

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Doktorand

MARTIN KLUN

**OBNAŠANJE ZIDANIH NEKONSTRUKCIJSKIH
ELEMENTOV PRI POTRESNI OBTEŽBI**

Doktorska disertacija

**PERFORMANCE OF NON-STRUCTURAL MASONRY
ELEMENTS UNDER SEISMIC LOAD**

Doctoral dissertation

Ljubljana, 2022

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Mentor: prof. dr. Vlatko Bosiljkov, UL FGG.

Komisija za spremljanje doktorskega študenta:

prof. dr. Zvonko Jagličič, UL FGG,

doc. dr. Matija Gams, UL FGG,

doc. dr. Mojmir Uranjek, UM FGPA.

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

» Ta stran je namenoma prazna. «

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7:624.07(043)
Avtor:	Martin Klun
Mentor:	prof. dr. Vlatko Bosiljkov
Naslov:	Obnašanje zidanih nekonstrukcijskih elementov pri potresni obtežbi
Tip dokumenta:	Doktorska disertacija
Obseg in oprema:	XLII, 221 str., 64 pregl., 215 sl., 53 en.
Ključne besede:	nekonstrukcijski zidani elementi, predelni zidovi, laboratorijske preiskave, kvazi-statične ciklične preiskave, sistemi utrjevanja

Izvleček:

Področje raziskovanja doktorske disertacije je potresna odpornost zidanih nekonstrukcijskih elementov pri potresni obtežbi. V okviru disertacije so predstavljene obsežne eksperimentalne raziskave izvenravninskega obnašanja zidanih nekonstrukcijskih zidov, kakršni so bili grajeni v številnih več etažnih javnih zgradbah z visokimi etažami (npr. šole, bolnišnice) na območju Slovenije in njene okolice v času pred uvedbo prvih protipotresnih predpisov leta 1964. Takšni zidovi so predvsem zaradi svoje vitkosti in amplificirane potresne obtežbe v višjih etažah eni najbolj ranljivih zidanih nekonstrukcijskih elementov že pri potresih z nižjo stopnjo intenzitete. V okviru doktorske disertacije smo preiskovali pet različnih sistemov utrjevanja tovrstnih zidov ob uporabi prožnega lepila in tkanine oziroma mrežice iz steklenih vlaken. Z izvenravninskimi kvazi-statičnimi cikličnimi preiskavami smo na preizkušancih dveh različnih vrst zidovja v naravnem merilu potrdili nizko kapaciteto izvenravninske odpornosti, na enak način pa izvedli tudi preiskave na utrjenih preizkušancih s petimi različnimi sistemi. Tako za neutrjene kot tudi utrjene nekonstrukcijske zidove smo določili karakteristične vrednosti odpornosti in pomikov za različna mejna stanja ter analizirali učinkovitost predstavljenih utrditvenih sistemov na obnašanje neutrjenih preizkušancev. Eksperimentalni rezultati so pokazali, da je s predstavljenimi načini utrjevanja nekonstrukcijskih predelnih zidov možno doseči občutno povečanje potresne kapacitete izvenravninske odpornosti in izvenravninskih pomikov. Na podlagi rezultatov eksperimentalnih raziskav smo preverili računske modele, s katerimi predvidimo izvenravninsko kapaciteto nekonstrukcijskih predelnih zidov tako po metodi mejnih sil kot tudi metodi mejnih pomikov. V zadnjem delu smo z dinamičnimi numeričnimi analizami in direktno metodo za določitev etažnih spektrov pospeškov na primeru obstoječega javnega objekta (Osnovna šola Riharda Jakopiča) določili potresno obremenitev nekonstrukcijskih zidov in s tem potrdili amplifikacijo potresne obtežbe v višjih etažah, ki je posledica dinamičnega odziva primarne konstrukcije. Obravnavani nekonstrukcijski zidovi v višjih etažah so izpostavljeni porušitvi izven svoje ravnine že pri potresu z nižjo stopnjo intenzitete ter se izkažejo za potresno ranljivejše v primerjavi s tistimi v nižjih etažah.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7:624.07(043)
Author: Martin Klun
Supervisor: Prof. Vlatko Bosiljkov, Ph. D.
Title: Performance of non-structural masonry elements under seismic load
Document type: Doctoral dissertation
Notes: XLII, 221 p., 64 tab., 215 fig., 53 eq.
Key words: non-structural masonry elements, partition walls, laboratory testing, quasi-static cyclic tests, strengthening systems

Abstract:

This doctoral dissertation focuses on the seismic resistance of non-structural masonry elements. Extensive experimental research was performed in order to analyse the out-of-plane seismic behaviour of slender non-structural masonry walls. This type of non-structural wall is frequently seen in older public multi-floor buildings (e.g., schools, hospitals) built before the year 1964, when the first seismic codes were released in Slovenia and are especially vulnerable due to their slenderness and amplified seismic load on the higher floors. Out-of-plane quasi-static cyclic tests were performed on two types of full scale non-structural masonry walls and five different strengthening systems were proposed using flexible adhesive and two different glass fibre composite fabrics. The experimental research confirms the low out-of-plane seismic resistance of as-built non-structural masonry wall specimens. However, the out-of-plane performance is significantly improved when applying the proposed strengthening systems. For non-strengthened and strengthened specimens the characteristic limit state values were determined in regards to their out-of-plane resistance and mid-height out-of-plane displacement. Force-based and displacement-based analytical models were used to assess the out-of-plane capacity and results were compared to the experimental data. Finally, the vulnerability of non-structural walls was presented on an typical existing multi-floor public building (the Rihard Jakopič elementary school). Floor response acceleration spectrums were determined with the numerical time history dynamic analysis and the simplified direct method. The analysis of the results confirmed the amplification of the seismic load in higher floors due to dynamic response of the primary structure. The analysed non-structural masonry walls in higher floors showed the higher vulnerability in comparison to the non-structural masonry walls in lower floors. Consequently, the non-structural walls in higher floors are already vulnerable during earthquakes with lower seismic intensity.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju prof. dr. Vlatku Bosiljkov za priložnost in vodstvo pri znanstvenem raziskovalnem delu ter za vso strokovno podporo pri doseganju ciljev tekom celotnega doktorskega študija.

Zahvalil bi se Javni agenciji za razvoj republike Slovenije za financiranje mojega raziskovalnega dela preko programa Mladi raziskovalci.

Za vse strokovne nasvete, pomoč in podporo se zahvaljujem prof. dr. Violeti Bokan Bosiljkov.

Za vse dobronamerne konstruktivne nasvete in komentarje se zahvaljujem komisiji za oceno ustreznosti doktorske disertacije, s katerimi ste prispevali k večji kvaliteti disertacije.

Franciju Čeponu se najlepše zahvaljujem za neizmerno požrtvovalno pomoč pri pripravi in izvedbi vseh laboratorijskih preiskav. Brez tebe si ne predstavljam, kako bi bilo mogoče kvalitetno izvesti vse eksperimentalne preiskave. Res hvala za vse Franci!

Posebna zahvala gre še prijatelju in sodelavcu dr. Davidu Antolincu, ker si mi med študijem s svojimi konstruktivnimi nasveti pomagal in bil s pozitivnimi besedami vedno v oporo.

Hvala tudi vsem ostalim sodelavcem iz KPMK, ki ste preko debat pripomogli k temu, da sem se lažje spopadel z reševanjem problemov ter tudi vsem ostalim sodelavcem in prijateljem znotraj organizacije FGG, ki ste mi na kakršenkoli način pomagali med doktorskim študijem.

Največja zahvala gre staršem, Niki in vsem prijateljem, ki ste mi stali ob strani in me bodrili v najtežjih trenutkih in verjeli vame. Posebna zahvala gre Petru, Zdenki, Gašperju, Davorju, Nejcju in Žigi, ki ste mi med doktorskim študijem pomagali preskočiti marsikatero oviro.

» Ta stran je namenoma prazna. «

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE	I
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT.....	IV
ZAHVALA.....	V
KAZALO VSEBINE.....	VII
KAZALO PREGLEDNIC.....	XI
KAZALO SLIK.....	XV
LIST OF TABLES	XXV
LIST OF FIGURES	XXIX
OKRAJŠAVE IN SIMBOLI / ABBREVIATIONS AND SYMBOLS.....	XXXIX
1 UVOD.....	1
1.1 Tematika in motivacija	1
1.2 Hipotezi	3
1.3 Ostali cilji	3
2 PREGLED LITERATURE	5
2.1 Zidovje.....	5
2.2 Nekonstrukcijski elementi	6
2.2.1 Zahteve za nekonstrukcijske zidane elemente v starih pravilnikih	6
2.2.2 Nekonstrukcijski predelni zidovi.....	8
2.2.2.1 Opečni predelni zidovi iz polne opeke.....	9
2.2.2.2 Predelni zidovi iz votlih opečnih zidakov s horizontalnimi odprtini.....	10
2.2.2.3 Predelni zidovi iz porobetonskih blokov ali plošč	11
2.2.2.4 Predelni zidovi iz lahkih betonskih blokov	12
2.2.3 Tehnični normativi za nenosilne predelne zidove pred prihodom Evrokod (EC) standardov	12
2.2.4 Zahteve sodobnih standardov za nekonstrukcijske zidane elemente.....	13
2.3 Obnašanje zidanih nekonstrukcijskih elementov pri delovanju potresne obtežbe	18
2.4 Izvenravninsko obnašanje narmiranih zidov.....	22
2.5 Vpliv etažnega odziva večnadstropnih objektov	24
2.6 Sistemi in tehnike izvenravninske utrditve narmiranih zidov.....	25
3 PROGRAM EKSPERIMENTALNIH RAZISKAV	29
4 MATERIALI IN SPREMLJEVALNE RAZISKAVE	31
4.1 Zidaki.....	31
4.1.1 Zidaki normalnega formata	31
4.1.1.1 Prostorninska masa in vodovpojnost zidakov normalnega formata	31
4.1.1.2 Začetna stopnja vodovpojnosti zidaka normalnega formata	32
4.1.1.3 Tlačna trdnost zidakov normalnega formata	34
4.1.1.4 Dinamični elastični parametri zidakov normalnega formata.....	34
4.1.2 Zidaki iz porobetona.....	37
4.1.2.1 Tlačna in upogibna natezna trdnost porobetonskih zidakov	37
4.1.2.2 Statični in dinamični elastični parametri porobetonskih zidakov.....	38
4.2 Malta.....	40

4.2.1	Podaljšana apneno cementna malta	40
4.2.1.1	Konsistenca sveže podaljšane apneno cementne malte	41
4.2.1.2	Tlačna in upogibna natezna trdnost podaljšane apneno cementne malte	42
4.2.1.3	Statični in dinamični elastični parametri podaljšane apneno cementne malte.....	43
4.2.2	Tankoslojna malta.....	44
4.2.2.1	Tlačna in upogibna natezna trdnost tankoslojne malte.....	45
4.2.2.2	Statični in dinamični elastični parametri podaljšane apneno cementne malte.....	46
4.3	Zidovje	48
4.3.1	Zidovje iz opeke normalnega formata in podaljšane apneno cementne malte	48
4.3.1.1	Sprijemna natezna trdnost stičnega območja.....	48
4.3.1.2	Zidane prizme pri enoosni tlačni obremenitvi	49
4.3.1.3	Ocena staranja zidovja.....	52
4.3.2	Zidovje iz porobetonskih zidakov in tankoslojne lepilne malte	55
4.4	Utrditveni materiali	56
4.4.1	Natezni preizkus utrditvenih materialov in trdnosti stika	56
5	IZVENRAVNINSKE PREISKAVE NEKONSTRUKCIJSKIH ZIDOV	61
5.1	Karakteristike in postopek izgradnje preizkušancev	61
5.2	Sistemi izvenravninske utrditve preizkušancev nekonstrukcijskih zidov	64
5.2.1	Sistema utrditve A in B	64
5.2.2	Sistem utrditve C	65
5.2.3	Sistema utrditve D in E.....	67
5.3	Priprava preizkušancev za preizkus	69
5.4	Izvenravninski kvazi-statični ciklični preizkus nekonstrukcijskih zidov	70
5.4.1	Opis glavnih preiskav in merskih mest.....	70
5.4.2	Protokol obremenjevanja kvazi-statičnih cikličnih preiskav zidov	74
5.5	Postopek analize histereznih odzivov glavnih preizkušancev.....	75
5.5.1	Upadanje togosti	75
5.5.2	Mejna stanja nekonstrukcijskih zidov	76
5.6	Rezultati preiskav neutrjenih nekonstrukcijskih zidov	76
5.6.1	Rezultati cikličnih preiskav nekonstrukcijskih zidov NF-1, NF-2 in NF-3.....	77
5.6.2	Rezultati cikličnih preiskav nekonstrukcijskih zidov YT-1, YT-2 in YT-3	83
5.7	Rezultati preiskav nekonstrukcijskih zidov utrjenih s sistemom A.....	88
5.7.1	Rezultati cikličnih preiskav utrjenih nekonstrukcijskih zidov NF-1A, NF-2A in NF-3A.....	88
5.7.2	Rezultati cikličnih preiskav utrjenih nekonstrukcijskih zidov YT-1A, YT-2A in YT-3A.....	95
5.8	Rezultati preiskav nekonstrukcijskih zidov utrjenih s sistemom B	101
5.8.1	Rezultati cikličnih preiskav utrjenih nekonstrukcijskih zidov NF-1B, NF-2B in NF-3B	101
5.8.2	Rezultati cikličnih preiskav utrjenih nekonstrukcijskih zidov YT-1B, YT-2B in YT-3B.....	107
5.9	Rezultati preiskav utrjenih nekonstrukcijskih zidov – ostali sistemi (C, D in E)	113
5.9.1	Utrditveni sistem z ozkimi trakovi iz tkanine – sistem C (NF-1C)	114
5.9.2	Utrditveni sistem z ozkimi trakovi iz tkanine – sistem C (YT-1C).....	117
5.9.3	Utrditveni sistem s križem iz trakov tkanine – sistem D (NF-1D)	120
5.9.4	Utrditveni sistem s križem iz trakov tkanine – sistem D (YT-1D).....	123
5.9.5	Utrditveni sistem s križem iz trakov fasadne mreže – sistem E (NF-1E).....	126
5.9.6	Utrditveni sistem s križem iz trakov fasadne mreže – sistem E (YT-1E).....	129
5.10	Lastne frekvence in dušenje nekonstrukcijskih predelnih zidov	133
5.10.1	Opis metode za določitev dinamičnega odziva preizkušancev.....	133

5.10.2	Lastne frekvence in dušenje preizkušancev nekonstrukcijskih predelnih zidov	135
5.10.3	Ekvivalentno viskozno dušenje	136
6	ANALIZA UČINKOVITOSTI UTRDITEV NEKONSTRUKCIJSKIH ZIDOV.....	141
6.1	Vpliv utrditvenih sistemov na mejna stanja nekonstrukcijskih zidov.....	141
6.2	Vpliv utrditvenih sistemov na upadanje togosti nekonstrukcijskih zidov	144
6.3	Vpliv utrditvenih sistemov na togost in duktilnost nekonstrukcijskih zidov	147
7	OCENA IZVENRAVNINSKEGA OBNAŠANJA UTRJENIH IN NEUTRJENIH ZIDOV.....	153
7.1	Analitični modeli izvenravninskega obnašanja neutrjenih zidov	153
7.1.1	Izračun izvenravninskega obnašanja neutrjenih nekonstrukcijskih zidov.....	153
7.1.1.1	Začetno elastično obnašanje nekonstrukcijskih zidov.....	154
7.1.1.2	Analitični model nelinearnega obnašanja nekonstrukcijskih zidov	156
7.1.2	Analitični rezultati ocene obravnavanih neutrjenih nekonstrukcijskih zidov	159
7.1.2.1	Ocena začetnega elastičnega obnašanja neutrjenih nekonstrukcijskih zidov NF in YT.....	159
7.1.2.2	Ocena nelinearnega obnašanja neutrjenih nekonstrukcijskih zidov NF	160
7.1.2.3	Ocena nelinearnega obnašanja neutrjenih nekonstrukcijskih zidov YT.....	161
7.2	Analitični izračun izvenravninske odpornosti utrjenih nekonstrukcijskih zidov	163
7.2.1	Določitev maksimalne kapacitete utrjenih nekonstrukcijskih zidov	163
7.2.2	Analitični izračun kapacitete utrjenih nekonstrukcijskih zidov NF	165
7.2.2.1	Rezultati analitičnega izračuna utrjenih NF zidov s sistemom A.....	166
7.2.2.2	Rezultati analitičnega izračuna utrjenih NF zidov s sistemom B.....	167
7.2.3	Izračun kapacitete utrjenih nekonstrukcijskih zidov YT.....	168
7.2.3.1	Rezultati analitičnega izračuna utrjenih YT zidov s sistemom A	168
7.2.3.2	Rezultati analitičnega izračuna utrjenih YT zidov s sistemom B.....	169
8	POTRESNA OBTEŽBA V VEČNADSTROPNEM JAVNEM OBJEKTU	171
8.1	Določitev etažnih spektrov pospeškov in potresne obtežbe nekonstrukcijskih elementov.....	171
8.2	Opis tipičnega večetažnega javnega objekta.....	173
8.3	Izračun etažnih spektrov za tipični večetažni javni objekt.....	174
8.3.1	Izračun etažnih spektrov pospeškov obstoječega večetažnega javnega objekta	175
8.3.1.1	Vhodni podatki za izračun etažnih spektrov pospeškov obstoječega objekta	175
8.3.1.2	Etažni spektri pospeškov obstoječega objekta, izračunani z direktno metodo.....	178
8.3.2	Izračun etažnih spektrov pospeškov utrjenega večetažnega javnega objekta	179
8.3.2.1	Vhodni podatki za izračun etažnih spektrov pospeškov utrjenega objekta.....	179
8.3.2.2	Etažni spektri pospeškov utrjenega objekta, izračunani z direktno metodo.....	181
8.4	Etažni spektri iz dinamičnih nelinearnih analiz obravnavanega objekta	182
8.5	Ocena izvenravninske kapacitete predelnih zidov v obravnavanem objektu.....	188
8.5.1	Pregled in ocena dinamičnih lastnosti predelnih zidov v objektu	188
8.5.2	Materialne in geometrijske lastnosti predelnih zidov.....	191
8.5.3	Analiza neutrjenih predelnih zidov po metodi mejnih sil	192
8.5.4	Analiza predelnih zidov po metodi mejnih pomikov	196
9	ZAKLJUČKI.....	203
9.1	Prispevki disertacije.....	203
9.2	Pomembne ugotovitve in diskusija	204
9.3	Priporočila za nadaljnje raziskovanje.....	207
VIRI.....	209

» Ta stran je namenoma prazna. «

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1: Dopustne dimenzije predelnih zidov iz opečnih zidakov s horizontalnimi odprtini (Dančević, 1970).....	11
Preglednica 2.2: Dopustne dimenzije predelnih zidov iz porobetonskih zidakov (Dančević, 1970).	11
Preglednica 2.3: Največje dovoljene vitkosti nenosilnih notranjih zidov (Pravilnik o tehničkim normativima za zidane zidove. Službeni list SFRJ, št. 87/91).	13
Preglednica 2.4: Dopustne dolžine narmiranih nenosilnih zidov med vertikalnimi vezmi glede na vrsto zidovja (SIST EN 1966-2:2006).....	15
Preglednica 2.5: Vrednosti faktorja obnašanja nekonstrukcijskega elementa (SIST EN 1998-1:2006).	16
Preglednica 2.6: Geometrijske zahteve za nekonstrukcijske (sekundarne) zidane elemente (prEN 1998-1-2:2019).....	17
Preglednica 3.1: Osnovni podatki o preizkušancih zidov in glavnih izvenravninskih kvazistatičnih cikličnih preiskavah.	30
Preglednica 4.1: Rezultati določitve prostorninske mase v suhem stanju in vodovpojnosti NF zidakov	32
Preglednica 4.2: Rezultati standardnih preiskav tlačne trdnosti zidakov normalnega formata.	34
Preglednica 4.3: Dinamični elastični parametri opeke normalnega formata v različnih smereh.	36
Preglednica 4.4: Rezultati standardnih preiskav upogibne in tlačne trdnosti porobetonskih zidakov.	38
Preglednica 4.5: Dinamični in statični elastični parametri porobetonskih zidakov.	39
Preglednica 4.6: Določitev upogibne natezne in tlačne trdnosti podaljšane apneno cementne malte za volumski razmerji 1:3:9 in 1:2:6.....	41
Preglednica 4.7: Kontrola konsistence sveže malte s stresalno mizo pri gradnji NF preizkušancev.	42
Preglednica 4.8: Upogibna in tlačna trdnost podaljšane malte za preizkušance NF nekonstrukcijskih zidov.....	43
Preglednica 4.9: Dinamične elastične lastnosti podaljšane apneno cementne malte za preizkušance zidov NF.	44
Preglednica 4.10: Primerjava statičnega in dinamičnega modula elastičnosti podaljšane apneno cementne malte.....	44
Preglednica 4.11: Upogibna in tlačna trdnost tankoslojne malte za preizkušance YT nekonstrukcijskih zidov.....	46
Preglednica 4.12: Dinamične elastične lastnosti tankoslojne lepilne malte za YT preizkušance zidov.	47
Preglednica 4.13: Primerjava statičnega in dinamičnega modula elastičnosti tankoslojne lepilne malte.	47
Preglednica 4.14: Rezultati upogibne natezne trdnost stika zidovja določena z »Bond Wrench« metodo.....	49
Preglednica 4.15: Rezultati tlačnih preizkusov zidanih prizem pri enosnem tlačnem preizkusu.....	51
Preglednica 4.16: Rezultati preizkušanja stičnega območja med zidaki in utrditvenimi sistemi.	59
Preglednica 5.1: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za tipe nekonstrukcijskih zidov NF.	82
Preglednica 5.2: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za tipe nekonstrukcijskih zidov YT.....	88
Preglednica 5.3: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom A (NF-A).....	94

Preglednica 5.4: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom A (YT-A).....	100
Preglednica 5.5: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom B (NF-B).	107
Preglednica 5.6: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom B (YT-B).	113
Preglednica 5.7: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom C (NF-1C).	116
Preglednica 5.8: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom C (YT-1C).	119
Preglednica 5.9: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom D (NF-1D).	123
Preglednica 5.10: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom D (YT-1D).	126
Preglednica 5.11: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom E (NF-1E).	129
Preglednica 5.12: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom E (YT-1E).	132
Preglednica 5.13: Lastne frekvence in dušenje nepoškodovanih preizkušancev in po končani preiskavi.....	135
Preglednica 6.1: Povprečni koeficienti funkcij upadanja togosti za vse vrste preizkušancev.	145
Preglednica 6.2: Vrednosti karakterističnih točk idealiziranih diagramov za posamezni preizkušanec v obeh smereh obremenjevanja za neutrjene in utrjene NF preizkušance.	149
Preglednica 6.3: Povprečne vrednosti karakterističnih točk idealiziranih diagramov za posamezno skupino neutrjene in utrjene NF preizkušance preizkušancev.	149
Preglednica 6.4: Vrednosti karakterističnih točk idealiziranih diagramov za posamezni preizkušanec v obeh smereh obremenjevanja za neutrjene in utrjene YT preizkušance.	151
Preglednica 6.5: Povprečne vrednosti karakterističnih točk idealiziranih diagramov za posamezno skupino neutrjene in utrjene YT preizkušance preizkušancev.	151
Preglednica 7.1: Empirični koeficienti mejnih pomikov glede na poškodovanost horizontalne spojnice zidovja na mestu plastičnega členka (Doherty et al., 2002).	157
Preglednica 7.2: Vhodni podatki za analitični izračun elastičnega obnašanja nekonstrukcijskih zidov.	159
Preglednica 7.3: Ocena elastične izvenravninske odpornosti neutrjenih preizkušancev.	159
Preglednica 7.4: Analitična ocena izvenravninskega pomika na sredini višine pri nastanku prvih razpok.	160
Preglednica 7.5: Rezultati analitičnega izračuna nelinearnega obnašanja za NF preizkušance.	161
Preglednica 7.6: Izračun elastičnega izvenravninskega obnašanja nekonstrukcijskih zidov YT.	162
Preglednica 7.7: Vhodni podatki za analitični izračun izvenravninskega obnašanja utrjenih nekonstrukcijskih zidov NF.	165
Preglednica 7.8: Rezultati analitičnega izračuna izvenravninske odpornosti nekonstrukcijskega zidu NF utrjenega s sistemom A.	166
Preglednica 7.9: Analitični izračun izvenravninske odpornosti nekonstrukcijskega zidu NF utrjenega s sistemom B.	167
Preglednica 7.10: Vhodni podatki za analitični izračun izvenravninskega obnašanja utrjenih nekonstrukcijskih zidov YT.	168
Preglednica 7.11: Analitični izračun izvenravninske odpornosti nekonstrukcijskega zidu YT utrjenega s sistemom A.	169

Preglednica 7.12: Analitični izračun izvenravninske odpornosti nekonstrukcijskega zidu YT utrjenega s sistemom B.....	170
Preglednica 8.1: Zgornje vrednosti deleža kritičnega dušenja za nekonstrukcijske elemente (prEN 1998-1-2:2019).....	172
Preglednica 8.2: Rezultati modalne analize v X in Y za obstoječ objekt.....	176
Preglednica 8.3: Določitev ciljnega pomika nelinearno-statično potisno analizo v X in Y smeri za obstoječ objekt.....	177
Preglednica 8.4: Neelastični prvi nihajni obliki obstoječega objekta v X in Y smeri.....	178
Preglednica 8.5: Rezultati modalne analize v X in Y za utrjen objekt.....	179
Preglednica 8.6: Določitev ciljnega pomika nelinearno-statično potisno analizo v X in Y smeri za utrjen objekt.....	180
Preglednica 8.7: Neelastični prvi nihajni obliki utrjenega objekta v X in Y smeri.....	180
Preglednica 8.8: Neelastični prvi nihajni obliki utrjenega objekta v X in Y smeri.....	182
Preglednica 8.9: Geometrijske in materialne karakteristike predelnih zidov v obravnavanem objektu.....	191
Preglednica 8.10: Izvenravninska odpornost predelnih zidov določena po metodi mejnih sil.	195
Preglednica 8.11: Izvenravninska kapaciteta predelnih zidov določena po metodi mejnih pomikov.....	200

» Ta stran je namenoma prazna. «

KAZALO SLIK

Slika 2.1: Polna opeka in priporočila za preklapljanje zidakov pri zidanju (Tehničar – Građevinski priručnik 3).	10
Slika 2.2: Votli opečni zidaki po JUS B.D1.022 (Dančević, 1970).	10
Slika 2.3: Votli bloki iz lahkega betona (Dančević, 1970).	12
Slika 2.4: Geometrijske omejitve notranjih zidov, ki niso vertikalno obteženi (SIST EN 1996-3:2006)	15
Slika 2.5: Potres v centralni Italiji: Izvenravninska porušitev zidanih polnil (Celano et al., 2016).	19
Slika 2.6: Potres v Petrinji: Izvenravninska porušitev predelnega zidu iz votlih opečenih zidakov (Miranda et al., 2021) (levo) in nearmiranega zidu iz polne opeke v javni zgradbi (https://adriseismic.adrioninterreg.eu/news/serbian-mission-earthquake-croatia-february-2021) (desno).	20
Slika 2.7: Porušitev zatrepnega zidu pri stanovanjski hiši ob potresu v Zagrebu (So et al., 2020) (levo) in porušitev zatrepnega zidu javne zgradbe ob potresu v Petrinji (https://www.emsc-csem.org/Earthquake/264/M6-4-CROATIA-on-December-29th-2020-at-11-19-UTC) (desno).	21
Slika 2.8: Porušitev in padec opečnega dimnika v notranjost zgradbe pri potresu v Zagrebu (So et al., 2020) (levo) in porušitev zidanega dimnika pri potresu v Petrinji (https://www.emsc-csem.org/Earthquake/264/M6-4-CROATIA-on-December-29th-2020-at-11-19-UTC) (desno).	22
Slika 2.9: Koncept klasičnega in direktnega določanja etažnih spektrov (Vukobratović, 2015).	25
Slika 2.10: CFRP utrditveni sistem (Padalu et al., 2019).	26
Slika 2.11: FRCM utrditveni sistem (Calabrese et al., 2020).	27
Slika 4.1: Polna opeka normalnega formata.	31
Slika 4.2: Namakanje zidakov NF (levo) in odcejanje zidakov NF (desno).	32
Slika 4.3: Posoda za določitev začetne vodovpojnosti s podložnimi maticami (levo) in določanje začetne vodovpojnosti NF opeke (desno).	33
Slika 4.4: Začetna stopnja vodovpojnosti zidakov normalnega formata.	33
Slika 4.5: Izravnava naležnih površin vzorcev zidakov normalnega formata (levo) in primer tlačne porušitve zidaka normalnega formata po končani standardni tlačni preiskavi (desno).	34
Slika 4.6: Določitev dinamičnih elastičnih karakteristik v eni smeri preizkušanca NF zidaka (Proceq PL-Link).	35
Slika 4.7: Merjenje hitrosti prehoda ultrazvočnih valov na vzorcu polovice zidaka normalnega formata.	36
Slika 4.8: Porobetonski zidak YTONG ZP 10.	37
Slika 4.9: Tri-točkovni upogibni natezni preizkus na prizmi iz porobetonskega zidaka (levo) in tlačni preizkus na polovici prizme.	38
Slika 4.10: Preizkušanje porobetonskih prizem 400/100/100 mm za določitev statičnega modula elastičnosti.	39
Slika 4.11: Odvisnost tlačnih napetosti in deformacij vseh šestih porobetonskih prizem.	40
Slika 4.12: Preizkus upogibne natezne trdnosti prizem (40/40/160 mm) podaljšane apeno cementne malte (levo) in tlačne trdnosti (desno).	41
Slika 4.13: Določitev konsistence sveže malte s stresalno mizo.	42
Slika 4.14: Določanje elastičnih dinamičnih lastnosti (levo) in statičnega elastičnega modula (desno) podaljšane malte.	43

Slika 4.15: Določitev dinamičnih elastičnih lastnosti vzdolž daljše stranice prizme iz podaljšane malte (Proceq PL-Link).	44
Slika 4.16: Pakiranje tankoslojne lepilne malte (levo) in njena priprava (desno).	45
Slika 4.17: Preizkus upogibne natezne trdnosti prizem (40/40/160 mm) tankoslojne lepilne malte (levo) in tlačne trdnosti (desno).	45
Slika 4.18: Določanje dinamičnih (levo) in statičnih (desno) elastičnih lastnosti podaljšane malte.	46
Slika 4.19: Preizkuševališče natezne upogibne trdnosti stičnega območja in primer testa na preizkušancu.	48
Slika 4.20: Značilni načini natezne upogibne porušitve pri »Bond Wrench« preiskavi: (a) porušitev na stiku malte z zgornjim zidakom, (b) porušitev na stiku malte s spodnjim zidakom in (c) delna porušitev na stiku med malto in spodnjim ter malto in zgornjim zidakom.	49
Slika 4.21: Izdelava zidanih prizem iz polovičk zidakov normalnega formata.	50
Slika 4.22: Postavitev in dolžina merilnih instrumentov na zidanih prizmah pred tlačno preiskavo.	50
Slika 4.23: Primera porušitve vzorcev zidanih prizem po tlačni preiskavi.	51
Slika 4.24: Odvisnost napetosti in deformacij zidovja vseh šestih preizkušancev zidanih prizem.	52
Slika 4.25: Meritve temperature in električne prevodnosti v maltni spojnici: (a) prikaz preizkušancev zidanih prizem z vgrajenimi senzorji, (b) prikaz vgrajenega senzorja v maltni spojnici po končanih meritvah, (c) senzor iz preizkušanca po opravljeni preiskavi.....	52
Slika 4.26: Temperaturni potek v spojnici preizkušancev z vgrajenimi Consensor senzorji med sušenjem.	53
Slika 4.27: Časovni potek prevodnosti v obdobju sušenja preizkušancev z vgrajenimi Consensor senzorji.....	53
Slika 4.28: Prikaz vgradnje senzorjev UL FE v spojnico (levo) preizkušanca in cel preizkušanec (desno).	54
Slika 4.29: Temperaturni potek okolja in v spojnici preizkušanca z vgrajenimi senzorji UL FE.	54
Slika 4.30: Potek relativne vlažnosti okolja in v spojnici preizkušanca v času sušenja.	55
Slika 4.31: Primer tkanine iz steklenih vlaken (zgoraj) in fasadne mrežice (spodaj).....	56
Slika 4.32: Priprava vzorcev za preizkus stičnega območja (levo) in postavitev s shematskim prikazom testa za preizkušanje stičnega območja med utrditvijo in zidakom (desno).	57
Slika 4.33: Značilne porušitve stika: (a) stik med NF zidakom in tkanino, (b) stik med YT zidakom in tkanino, (c) stik med NF zidakom in fasadno mrežico in (d) stik med YT zidakom in fasadno mrežico.	58
Slika 4.34: Zveza med vsiljenim vlečnim pomikom in silo za vse štiri kombinacije stikov zidak-utrditev.	58
Slika 4.35: Zveza med nateznimi napetostmi in deformacijami za vse štiri kombinacije stikov zidak-utrditev.	59
Slika 5.1: Geometrija NF nekonstrukcijskega zidu (levo) in YT nekonstrukcijskega zidu (desno).	61
Slika 5.2: Izdelava opornega opaža (levo) in njegova priprava tik pred pričetkom gradnje (desno).	62
Slika 5.3: Izgradnja NF preizkušanca.	62
Slika 5.4: Izgradnja YT preizkušanca.....	63
Slika 5.5: Staranje glavni preizkušancev nekonstrukcijskih zidov.....	63
Slika 5.6: Geometrija utrditvenih sistemov A in B za NF preizkušance (levo) in YT preizkušance (desno).	64

Slika 5.7: Izvedba utrditve preizkušanca nekonstrukcijskih zidov s sistemom A.....	65
Slika 5.8: Izvedba utrditve preizkušanca nekonstrukcijskih zidov s sistemom B.	65
Slika 5.9: Geometrija utrditvenega sistema C za NF preizkušane (levo) in YT preizkušane (desno).	66
Slika 5.10: Izvedba utrditve preizkušanca nekonstrukcijskih zidov s sistemom C.	67
Slika 5.11: Utrjen NF preizkušane (levo) in YT preizkušane (desno) s sistemom C.	67
Slika 5.12: Geometrija utrditvenih sistemov D in E za NF preizkušance (levo) in YT preizkušance (desno).	68
Slika 5.13: Izvedba utrditve preizkušancev nekonstrukcijskih zidov s sistemom D.....	68
Slika 5.14: Izvedba utrditve preizkušancev nekonstrukcijskih zidov s sistemom E.	69
Slika 5.15: Priprava vzorca za digitalno optično metodo zajema pomikov in deformacij.	69
Slika 5.16: Preizkuševališče z vpetim NF preizkušancem za izvenravniško kvazi-statično ciklično preizkušanje.	71
Slika 5.17: Preizkuševališče z vpetim YT preizkušancem za izvenravniško kvazi-statično ciklično preizkušanje.	72
Slika 5.18: Prikaz preizkuševališča s preizkušancem: (a) Postavitev preizkuševališča, (b) Merska mesta na sprednji strani preizkušanca (c) zgornje vpetje preizkušanca, (d) spodnje vpetje preizkušanca, (e) NF preizkušane pred testom.	73
Slika 5.19: Obtežni protokol za izvenravniško kvazi-statično ciklično preizkušanje.	74
Slika 5.20: Shematski prikaz določitve sekantnih togosti K_i iz histereznih zank.....	75
Slika 5.21: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-1: (a) Pozicija prvih razpok, (b) značilna deformacijska oblika, (c) drobljenje robov maltnih spojin.	77
Slika 5.22: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-1.....	78
Slika 5.23: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-2: (a) Pozicija prvih razpok, (b) značilna deformacijska oblika, (c) odpiranje razpok na mestih plastičnih členkov.....	78
Slika 5.24: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-2.....	79
Slika 5.25: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-3: (a) Pozicija prvih razpok, (b) značilna deformacijska oblika, (c) odpiranje razpok na mestih plastičnih členkov.....	80
Slika 5.26: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-3.....	80
Slika 5.27: Prikaz polja deformacij, zajetim z digitalnim optičnim sistemom, pri maksimalnem pomiku izven svoje ravnine u za preizkušance NF-1, NF-2 in NF-3.	81
Slika 5.28: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušance NF-1, NF-2 in NF-3.....	82
Slika 5.29: Izvenravniške deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušance NF-1, NF-2 in NF-3.	83
Slika 5.30: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-1: (a) Pozicija prvih razpok, (b) značilna deformacijska oblika, (c) odpiranje razpok in drobljenje zidakov na mestih plastičnih členkov.	84
Slika 5.31: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-1.....	84

Slika 5.32: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-2: (a) Pozicija prvih razpok, (b) značilna deformacijska oblika, (c) odpiranje razpok in drobljenje zidakov na mestih plastičnih členkov.	85
Slika 5.33: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-2.	85
Slika 5.34: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-3: (a) Pozicija prvih razpok, (b) značilna deformacijska oblika, (c) odpiranje razpok in drobljenje zidakov na mestih plastičnih členkov.	86
Slika 5.35: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-3.	86
Slika 5.36: Prikaz polja deformacij, zajetim z digitalnim optičnim sistemom, pri maksimalnem pomiku izven svoje ravnine u za preizkušance YT-1, YT-2 in YT-3.	87
Slika 5.37: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušance YT-1, YT-2 in YT-3.	87
Slika 5.38: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušance YT-1, YT-2 in YT-3.	88
Slika 5.39: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-1A: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.	89
Slika 5.40: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-1A.	90
Slika 5.41: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-2A: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem (c) odcepitev utrditvenega sistema od površine preizkušanca.	90
Slika 5.42: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-2A.	91
Slika 5.43: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-3A: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.	92
Slika 5.44: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-3A.	92
Slika 5.45: Prikaz polja deformacij, zajetim z digitalnim optičnim sistemom, pri maksimalnem pomiku izven svoje ravnine u za preizkušance NF-1A, NF-2A in NF-3A.	93
Slika 5.46: Razvoj deformacij na površini v območju maksimalnih momentov za preizkušance NF-1A, NF-2A in NF-3A določenih s pomočjo digitalnega optičnega sistema.	93
Slika 5.47: Ovojnice histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini višine razpona za preizkušance NF-1A, NF-2A in NF-3A.	94
Slika 5.48: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušance NF-1A, NF-2A in NF-3A.	95
Slika 5.49: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-1A: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.	96
Slika 5.50: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-1A.	96

Slika 5.51: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-2A: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.	97
Slika 5.52: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-2A.	97
Slika 5.53: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-3A: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.	98
Slika 5.54: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-3A.	98
Slika 5.55: Prikaz polja deformacij, zajetim z digitalnim optičnim sistemom, pri maksimalnem pomiku izven svoje ravnine u za preizkušance YT-1A, YT-2A in YT-3A.	99
Slika 5.56: Razvoj deformacij na površini v območju maksimalnih momentov za preizkušance YT-1A, YT-2A in YT-3A določenih s pomočjo digitalnega optičnega sistema.	99
Slika 5.57: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušance YT-1A, YT-2A in YT-3A.	100
Slika 5.58: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušance YT-1A, YT-2A in YT-3A.	101
Slika 5.59: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-1B: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.	102
Slika 5.60: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-1B.	102
Slika 5.61: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-2B: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.	103
Slika 5.62: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-2B.	103
Slika 5.63: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-3B: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.	104
Slika 5.64: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-3B.	105
Slika 5.65: Prikaz polja deformacij, zajetim z digitalnim optičnim sistemom, pri maksimalnem pomiku izven svoje ravnine u za preizkušance NF-1B, NF-2B in NF-3B.	105
Slika 5.66: Razvoj deformacij na površini v območju maksimalnih momentov za preizkušance NF-1B, NF-2B in NF-3B določenih s pomočjo digitalnega optičnega sistema.	106
Slika 5.67: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušance NF-1B, NF-2B in NF-3B.	106
Slika 5.68: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušance NF-1B, NF-2B in NF-3B.	107
Slika 5.69: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-1B: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.	108
Slika 5.70: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-1B.	108
Slika 5.71: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-2B: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.	109

Slika 5.72: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-2B.	110
Slika 5.73: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-3B: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.	110
Slika 5.74: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-3B.	111
Slika 5.75: Prikaz polja deformacij, zajetim z digitalnim optičnim sistemom, pri maksimalnem pomiku izven svoje ravnine u za preizkušance YT-1B, YT-2B in YT-3B.	111
Slika 5.76: Razvoj deformacij na površini v območju maksimalnih momentov za preizkušance YT-1B, YT-2B in YT-3B določenih s pomočjo digitalnega optičnega sistema.	112
Slika 5.77: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušance YT-1B, YT-2B in YT-3B.	112
Slika 5.78: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušance YT-1B, YT-2B in YT-3B.	113
Slika 5.79: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-1C: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.	114
Slika 5.80: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-1C.	115
Slika 5.81: Polja deformacij, zajeta z digitalnim optičnim sistemom, preizkušanca NF-1C pri maksimalni odpornosti, 80 % maksimalne odpornosti in maksimalnem pomiku izven svoje ravnine.	115
Slika 5.82: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušane NF-1C.	116
Slika 5.83: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušane NF-1C.	116
Slika 5.84: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-1C: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.	117
Slika 5.85: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-1C.	118
Slika 5.86: Polja deformacij, zajeta z digitalnim optičnim sistemom, preizkušanca YT-1C pri maksimalni odpornosti, 70 % maksimalne odpornosti in maksimalnem pomiku izven svoje ravnine.	118
Slika 5.87: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušane YT-1C.	119
Slika 5.88: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušane YT-1C.	120
Slika 5.89: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-1D: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.	120
Slika 5.90: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-1D.	121
Slika 5.91: Polja deformacij, zajeta z digitalnim optičnim sistemom, preizkušanca NF-1D pri maksimalni odpornosti, 70 % maksimalne odpornosti in maksimalnem pomiku izven svoje ravnine.	122

Slika 5.92: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušane NF-1D.	122
Slika 5.93: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušane NF-1D.	123
Slika 5.94: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-1D: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.	124
Slika 5.95: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-1D.	124
Slika 5.96: Polja deformacij, zajeta z digitalnim optičnim sistemom, preizkušanca YT-1D pri maksimalni odpornosti, 80 % maksimalne odpornosti in maksimalnem pomiku izven svoje ravnine.	125
Slika 5.97: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušane YT-1D.	125
Slika 5.98: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušane YT-1D.	126
Slika 5.99: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-1E: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.	127
Slika 5.100: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-1E.	127
Slika 5.101: Polja deformacij, zajeta z digitalnim optičnim sistemom, preizkušanca NF-1E pri maksimalni odpornosti, 80 % maksimalne odpornosti in maksimalnem pomiku izven svoje ravnine.	128
Slika 5.102: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušane NF-1E.	128
Slika 5.103: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušane NF-1E.	129
Slika 5.104: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-1E: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.	130
Slika 5.105: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-1E.	130
Slika 5.106: Polja deformacij, zajeta z digitalnim optičnim sistemom, preizkušanca YT-1E pri maksimalni odpornosti, 80 % maksimalne odpornosti in maksimalnem pomiku izven svoje ravnine.	131
Slika 5.107: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušane YT-1E.	132
Slika 5.108: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušane YT-1E.	132
Slika 5.109: Prikaz pozicije pospeškometrov na preizkušancu YT (levo) in NF (desno).....	133
Slika 5.110: Primer izmerjenega časovnega zapisa pospeškometrov P1, P2 in P3, FFT transformacija na amplitudni spekter in določitev prve lastne frekvence preizkušanca.	134
Slika 5.111: Določitev kritičnega deleža dušenja z metodo Half-Power Bandwidth metodo (DewesoftX).	134
Slika 5.112: Disipacije energije histerezne zanke enega cikla s parametri ekvivalentnega koeficienta viskoznega dušenja ζ_E	136

Slika 5.113: Razvoj ekvivalentnega koeficienta viskoznega dušenja ζ_E glede na amplitudo pomika na sredini višine preizkušancev NF in primerjava z deležem kritičnega dušenja ζ iz metode vsiljenih vibracij.....	138
Slika 5.114: Razvoj ekvivalentnega koeficienta viskoznega dušenja ζ_E glede na amplitudo pomika na sredini višine preizkušancev YT in primerjava z deležem kritičnega dušenja ζ iz metode vsiljenih vibracij.....	139
Slika 6.1: Primerjava povprečnih histereznih ovojnic drugih ciklov z označenimi mejnimi stanji za NF preizkušance.....	141
Slika 6.2: Primerjava povprečnih histereznih ovojnic drugih ciklov z označenimi mejnimi stanji za YT preizkušance.....	141
Slika 6.3: Vpliv utrditvenih sistemov na izvenravninsko nosilnost (levo) in mejne pomike (desno) NF nekonstrukcijskih zidov.....	142
Slika 6.4: Vpliv utrditvenih sistemov na izvenravninsko nosilnost (levo) in mejne pomike (desno) YT nekonstrukcijskih zidov.....	143
Slika 6.5: Primerjava upadanja togosti neutrjenih in utrjenih NF preizkušancev.....	145
Slika 6.6: Primerjava upadanja togosti neutrjenih in utrjenih YT preizkušancev.....	145
Slika 6.7: Vpliv utrditvenih sistemov na izvenravninsko upadanje togosti pri NF preizkušancih.....	146
Slika 6.8: Vpliv utrditvenih sistemov na izvenravninsko upadanje togosti pri YT preizkušancih.....	146
Slika 6.9: Bi-linearna idealizacija histerezne ovojnice.....	147
Slika 6.10: Bi-linearna idealizacija histereznih ovojnic NF preizkušancev.....	148
Slika 6.11: Bi-linearna idealizacija histereznih ovojnic YT preizkušancev.....	150
Slika 6.12: Vpliv utrditvenih sistemov na efektivno togost (levo) in duktilnost (desno) pri NF preizkušancih.....	151
Slika 6.13: Vpliv utrditvenih sistemov na efektivno togost (levo) in duktilnost (desno) pri YT preizkušancih.....	152
Slika 7.1: Bi-linearni in tri-linearni model obnašanja zidov obremenjenega izven svoje ravnine.....	153
Slika 7.2: Prikaz začetnega obnašanja pred nastankom kinematičnega mehanizma (Tomassetti, 2018).....	154
Slika 7.3: Model zidu v začetnem stanju in pri končnem mejnem stanju (levo) in idealizacija nelinearnega izvenravninskega odziva s tri-linearnim modelom (desno) (Doherty et al., 2002).....	156
Slika 7.4: Nepopolno zapolnjena horizontalna spojnica med 1. in 2. vrsto zidakov pri preizkušancu NF-3.....	161
Slika 7.5: Primerjava analitičnih modelov z eksperimentalnimi rezultati nekonstrukcijskih zidov NF.....	161
Slika 7.6: Analitično izračunani modeli izvenravninskega obnašanja nekonstrukcijskih zidov YT.....	162
Slika 7.7: Ravnotežje v horizontalnem prečnem prerezu utrjenega nekonstrukcijskega zidu.....	163
Slika 7.8: Analitični model utrjenih nekonstrukcijskih zidov NF s sistemom A in primerjava z eksperimentalnimi histereznimi ovojnicami.....	166
Slika 7.9: Analitični model utrjenih nekonstrukcijskih zidov NF s sistemom B in primerjava z eksperimentalnimi histereznimi ovojnicami.....	167
Slika 7.10: Analitični model utrjenih nekonstrukcijskih zidov YT s sistemom A in primerjava z eksperimentalnimi histereznimi ovojnicami.....	169
Slika 7.11: Analitični model utrjenih nekonstrukcijskih zidov YT s sistemom B in primerjava z eksperimentalnimi histereznimi ovojnicami.....	170
Slika 8.1: Prikaz lokacije in orientacija obstoječega objekta (z modro je označen glavni del stavbe).....	173
Slika 8.2: OŠ Riharda Jakopiča (levo - pogled iz SV in desno - pogled iz S).....	174
Slika 8.3: OŠ Riharda Jakopiča (levo - pogled iz JV in desno - pogled iz JZ).....	174

Slika 8.4: Elastični spekter pospeškov EC8 za tip tal B (5 % dušenja) in elastični spekter pospeškov za nekonstrukcijske elemente (10 % dušenja).	175
Slika 8.5: Prikaz in orientacija 3D numeričnega modela obstoječega glavnega dela OŠ Riharda Jakopiča.	176
Slika 8.6: Potisne krivulje obstoječega objekta za kritični primer v X in Y smeri.	177
Slika 8.7: Etažni spektri pospeškov v smeri X iz direktno metode za posamezno etažo obstoječega objekta.	178
Slika 8.8: Etažni spektri pospeškov v smeri Y iz direktno metode za posamezno etažo obstoječega objekta.	178
Slika 8.9: Prikaz in orientacija 3D numeričnega modela utrjenega glavnega dela OŠ Riharda Jakopiča.	179
Slika 8.10: Potisne krivulje za stanje utrjenega objekta za kritični primer v X in Y smeri.	180
Slika 8.11: Etažni spektri pospeškov v smeri X iz direktno metode za posamezno etažo utrjenega objekta.	181
Slika 8.12: Etažni spektri pospeškov v smeri Y iz direktno metode za posamezno etažo utrjenega objekta.	181
Slika 8.13: Elastični spektri izbranih sedmih akceleroگرامov skupaj s povprečnim spektrom in ciljnim spektrom iz EC8 za tip tal B ($PGA = 0.36 g$).	182
Slika 8.14: Etažni spektri pospeškov po etažah za obstoječ objekt v X smer.	184
Slika 8.15: Etažni spektri pospeškov po etažah za obstoječ objekt v Y smeri.	185
Slika 8.16: Etažni spektri pospeškov po etažah za utrjen objekt v X smeri.	186
Slika 8.17: Etažni spektri pospeškov po etažah za utrjen objekt v Y smeri.	187
Slika 8.18: Prikaz meritev dinamičnega odziva predelnih zidov med učilnicami z metodo vsiljenih vibracij na osnovni šoli Riharda Jakopiča.	188
Slika 8.19: Pozicija in določitev lastne frekvence zidu iz dinamičnega odziva s Fourierovo spektralno transformacijo za predelni zid PZ1.	189
Slika 8.20: Pozicija in določitev lastne frekvence zidu iz dinamičnega odziva s Fourierovo spektralno transformacijo za predelni zid PZ2.	189
Slika 8.21: Pozicija in določitev lastne frekvence zidu iz dinamičnega odziva s Fourierovo spektralno transformacijo za predelni zid PZ3.	190
Slika 8.22: Pozicija in določitev lastne frekvence zidu iz dinamičnega odziva s Fourierovo spektralno transformacijo za predelni zid PZ4.	190
Slika 8.23: Etažni spektri pospeškov obstoječega objekta za 5 % delež kritičnega dušenja nekonstrukcijskih elementov pri $PGA = 0.21 g$ (levo) in $PGA = 0.36 g$ (desno).	192
Slika 8.24: Etažni spektri pospeškov utrjenega objekta za 5 % delež kritičnega dušenja nekonstrukcijskih elementov pri $PGA = 0.21 g$ (levo) in $PGA = 0.36 g$ (desno).	193
Slika 8.25: Določitev etažnega pospeška za zidove PZ1, PZ2, PZ3 in PZ4 v obstoječem objektu.	194
Slika 8.26: Določitev etažnega pospeška za zidove PZ1, PZ2, PZ3 in PZ4 v utrjenem objektu.	194
Slika 8.27: Kapaciteta neutrjenih in utrjenih predelnih v obravnavanem objektu.	196
Slika 8.28: Spektri pospeškov in pomikov v obstoječem objektu na sredini višine 1., 2. in 3. nadstropja za $\zeta_s = 10\%$	197
Slika 8.29: Spektri pospeškov in pomikov v utrjenem objektu na sredini višine 1., 2. in 3. nadstropja za $\zeta_s = 10\%$	198
Slika 8.30: Določitev mejnega pomika za predelne zidove v obstoječem objektu ($\zeta_s = 10\%$).	199
Slika 8.31: Določitev mejnega pomika za predelne zidove v utrjenem objektu ($\zeta_s = 10\%$).	199

» Ta stran je namenoma prazna. «

LIST OF TABLES

Table 2.1: Dimension limits for partition walls built with horizontal hollow clay units (Dančević, 1970).....	11
Table 2.2: Dimension limits for partition walls built with autoclaved aerated concrete units (Dančević, 1970).	11
Table 2.3: Slenderness limits for non-loadbearing partition walls (Pravilnik o tehničkim normativima za zidane zidove. Službeni list SFRJ, št. 87/91).....	13
Table 2.4: Recommended length between vertical junctions for unreinforced non-loadbearing walls (SIST EN 1996-2:2006).	15
Table 2.5: Values of behaviour factor for non-structural elements (SIST EN 1998-1:2006).	16
Table 2.6: Geometric requirements for non-structural (secondary) masonry elements (prEN 1998-1-2:2019).	17
Table 3.1: Information of the non-structural wall specimens and main quasi-static out-of-plane cyclic experiments.	30
Table 4.1: Determination of density and water absorption of NF bricks	32
Table 4.2: Results of standard compression tests on clay bricks.	34
Table 4.3: Dynamic elastic properties of bricks in different directions.	36
Table 4.4: Results of standard bending and compression test of autoclaved aerated blocks.	38
Table 4.5: Dynamic and static elastic parameters of autoclaved aerated blocks.....	39
Table 4.6: Results of bending and compression strength tests of cement-lime mortar with volume mix ratios 1:3:9 and 1:2:6.....	41
Table 4.7: Fresh mortar consistence testing performed with the flow table during the building process of NF specimens.	42
Table 4.8: Results for bending and compressive strength tests of cement-lime mortar for NF non-structural wall specimens.	43
Table 4.9: Dynamic elastic parameters of cement-lime mortar used with NF wall specimens.	44
Table 4.10: Comparison of static and dynamic modulus of elasticity of cement-lime mortar.....	44
Table 4.11: Results of bending and compressive strength tests of adhesive mortar for YT non-structural wall specimens.	46
Table 4.12: Dynamic elastic parameters of adhesive mortar used with YT specimens.	47
Table 4.13: Comparison of static and dynamic modulus of elasticity of adhesive mortar.....	47
Table 4.14: Bond strength results determined by the Bond Wrench method.....	49
Table 4.15: Results of testing masonry prisms by uniaxial compression test.	51
Table 4.16: Results of the bond tests between masonry and the strengthening system.	59
Table 5.1: Characteristic limit states for the NF type of non-structural walls.....	82
Table 5.2: Characteristic limit states for the YT type of non-structural walls.	88
Table 5.3: Characteristic limit states for the NF type of non-structural walls strengthened with system A (NF-A).	94
Table 5.4: Characteristic limit states for the YT type of non-structural walls strengthened with system A (YT-A).	100
Table 5.5: Characteristic limit states for the NF type of non-structural walls strengthened with system B (NF-B).....	107
Table 5.6: Characteristic limit states for the YT type of non-structural walls strengthened with system B (YT-B).	113
Table 5.7: Characteristic limit states for the NF type of non-structural walls strengthened with system C (NF-1C).....	116

Table 5.8: Characteristic limit states for the YT type of non-structural walls strengthened with system C (YT-1C).....	119
Table 5.9: Characteristic limit states for the NF type of non-structural walls strengthened with system D (NF-1D).	123
Table 5.10: Characteristic limit states for the YT type of non-structural walls strengthened with system D (YT-1D).	126
Table 5.11: Characteristic limit states for the NF type of non-structural walls strengthened with system E (NF-1E).	129
Table 5.12: Characteristic limit states for the YT type of non-structural walls strengthened with system E (YT-1E).	132
Table 5.13: Natural frequencies and damping ratio of undamaged specimens and damaged specimens after the test.	135
Table 6.1: Average coefficients of stiffness degradation functions for all types of specimens.....	145
Table 6.2: Characteristic point values of idealised diagrams in both loading directions for non-strengthened and strengthened NF specimens.	149
Table 6.3: Average characteristic point values of idealised diagrams in for non-strengthened and strengthened NF specimens.	149
Table 6.4: Characteristic point values of idealised diagrams in both loading directions for non-strengthened and strengthened YT specimens.....	151
Table 6.5: Average characteristic point values of idealised diagrams in for non-strengthened and strengthened YT specimens.	151
Table 7.1: Empirical tri-linear displacement coefficients for different states of degradations at cracked bed joint (Doherty et al., 2002).	157
Table 7.2: Input data for analytical calculations of initial elastic out-of-plane behaviour of non-structural walls.....	159
Table 7.3: Evaluation of elastic out-of-plane resistance of non-strengthened specimens.....	159
Table 7.4: Analytical estimation of mid-height displacement for tested specimens at first crack initiation.....	160
Table 7.5: Analytical results of nonlinear out-of-plane behaviour of NF specimens.....	161
Table 7.6: Calculation of elastic out-of-plane behaviour of non-structural YT walls.....	162
Table 7.7: Input data for analytical calculations of out-of-plane behaviour of strengthened non-structural walls NF.....	165
Table 7.8: Results of analytical calculation of out-of-plane behaviour of non-structural NF walls strengthened with system A.....	166
Table 7.9: Analytical calculation of out-of-plane behaviour of non-structural NF walls strengthened with B system.	167
Table 7.10: Input data for analytical calculations of out-of-plane behaviour of strengthened non-structural YT walls.....	168
Table 7.11: Analytical calculation of out-of-plane behaviour of non-structural YT walls strengthened with A system.....	169
Table 7.12: Analytical calculation of out-of-plane behaviour of non-structural YT walls strengthened with B system.	170
Table 8.1: Maximum values of critical damping ratio for non-structural elements (prEN 1998-1-2:2019).....	172
Table 8.2: Modal analysis results for the existing building in X and Y direction.....	176
Table 8.3: Determination of target displacement for nonlinear static pushover analysis in X and Y direction for the existing building.....	177
Table 8.4: Inelastic first mode shape for the existing building in X and Y direction.....	178
Table 8.5: Modal analysis results for the strengthened building in X and Y direction.	179

Table 8.6: Determination of target displacement for nonlinear static pushover analysis in X and Y direction for the strengthened building.....	180
Table 8.7: Inelastic first mode shape for the strengthened building in X and Y direction.....	180
Table 8.8: Inelastic first mode shape for the strengthened building in X and Y direction.....	182
Table 8.9: Geometry and material characteristics of non-structural partition walls in the analysed building.....	191
Table 8.10: Out-of-plane resistance of non-structural walls determined by the force based method.	195
Table 8.11: Out-of-plane capacity of non-structural walls determined by the displacement based method.	200

» Ta stran je namenoma prazna. «

LIST OF FIGURES

Figure 2.1: Full brick and recommendations for bricklaying (Tehničar – Građevinski priručnik 3).	10
Figure 2.2: Hollow clay units in accordance with JUS B.D1.022 (Dančević, 1970).	10
Figure 2.3: Light-weight hollow concrete blocks (Dančević, 1970).	12
Figure 2.4: Geometry limitations of internal walls not subjected to vertical load (SIST EN 1996- 3:2006).	15
Figure 2.5: Out-of-plane collapse of masonry infill walls (Celano et al., 2016).	19
Figure 2.6: Petrinja Earthquake: Out-of-plane failure of a hollow clay partition wall (Miranda et al., 2021) (left) and an unreinforced full brick masonry wall (right).	20
Figure 2.7: Failure of a gable wall – in a residential building in Zagreb earthquake (So et al., 2020) (left) and in a public building in Petrinja earthquake (right).	21
Figure 2.8: Failure of a clay brick chimney falling indoors – Zagreb earthquake (So et al., 2020) (left) and a failure of a masonry chimney – Petrinja earthquake (right).	22
Figure 2.9: Concept of classical and direct determination of floor response spectra (Vukobratović, 2015).	25
Figure 2.10: CFRP strengthening system (Padalu et al., 2019).	26
Figure 2.11: FRCM strengthening system (Calabrese et al., 2020).	27
Figure 4.1: Full brick of the normal format.	31
Figure 4.2: Submerged NF bricks (left) and NF bricks during draining (right).	32
Figure 4.3: A tray for initial water absorption with supporting devices (left) and determination of initial water absorption of NF bricks (right).	33
Figure 4.4: The initial rate of water absorption of NF bricks.	33
Figure 4.5: Clay brick's surface preparation (left) and an example of specimen's compression test (right).	34
Figure 4.6: Determination of dynamic elastic parameters in a single direction of a brick specimen (Proceq PL-Link).	35
Figure 4.7: Measuring of transmission velocity of ultrasonic waves on a half brick specimen.	36
Figure 4.8: Autoclaved aerated concrete block YTONG ZP 10.	37
Figure 4.9: 3-point bending tensile test on a prism specimen (left) and compression test on a half of a prism specimen (right).	38
Figure 4.10: Determination of static modulus of elasticity on autoclaved aerated prisms of 400/100/100 mm.	39
Figure 4.11: Stress-strain behaviour of six autoclaved aerated prism specimens.	40
Figure 4.12: Bending flexural strength test of cement-lime mortar prisms (40/40/160 mm) (left) and compressive strength (right).	41
Figure 4.13: Determination of consistency of fresh mortar with the flow table test.	42
Figure 4.14: Determination of elastic dynamic parameters (left) and static modulus of elasticity (right) of cement-lime mortar.	43
Figure 4.15: Determination of dynamic elastic parameters parallel to the longest side of the cement-lime mortar specimen (Proceq PL-Link).	44
Figure 4.16: Bag of thin layer adhesive mortar (left) and its preparation (right).	45
Figure 4.17: Bending flexural strength test of adhesive mortar prisms (40/40/160 mm) (left) and compressive strength test (right).	45
Figure 4.18: Determination of dynamic (left) and static (right) elastic parameters of cement-lime mortar.	46
Figure 4.19: Bond wrench test setup and testing bond strength of a specimen.	48

Figure 4.20: Typical failure modes of specimens in »Bond Wrench« testing. (a) failure at the interface between mortar and the upper unit, (b) failure at the interface between mortar and lower unit and (c) failure at the interface between mortar and both units.....	49
Figure 4.21: Preparation of prism specimens made of brick halves.....	50
Figure 4.22: Positioning and the length of the measurement instruments for compression tests of masonry prisms.....	50
Figure 4.23: Two examples of masonry prisms' failure after compression test.....	51
Figure 4.24: Stress-strain behaviour of masonry for all six prism specimens.....	52
Figure 4.25: Temperature and conductivity measurements in mortar bed-joints: (a) masonry prism specimens with built-in sensors, (b) example of a built-in sensor after the measurements (c) sensor from one of the specimens after testing.....	52
Figure 4.26: Time dependent temperature in bed joints with built-in Consensor sensors.....	53
Figure 4.27: Time dependent conductivity of specimens with built-in Consensor sensors.....	53
Figure 4.28: Installation of UL FE sensor in a bed joint of a masonry specimen (left) and a finished specimen (right).....	54
Figure 4.29: Time dependent temperature of environment and temperature in specimen's bed joint with built in UL FE sensors.....	54
Figure 4.30: Time dependent relative humidity of environment and relative humidity in a bed joint of a masonry specimen.....	55
Figure 4.31: Example of the glass fibre textile (up) and the glass fibre rendering mesh (down).....	56
Figure 4.32: Specimens preparation (left) and a schematic presentation of a test setup for testing bond between strengthening system and masonry (right).....	57
Figure 4.33: Bond failure: (a) bond between NF brick and textile, (b) bond between YT block and textile, (c) bond between NF brick and rendering mesh and (d) bond between YT block and rendering mesh.....	58
Figure 4.34: Relationship between controlled pulling displacements and force for all four bond combinations.....	58
Figure 4.35: Relationship between tensile stress and strains for all four bond combinations.....	59
Figure 5.1: Geometry of a NF non-structural wall (left) and YT non-structural wall (right).....	61
Figure 5.2: Constructing the wooden panelling (left) and the situation before building a specimen (right).....	62
Figure 5.3: Building a NF specimen.....	62
Figure 5.4: Building a YT specimen.....	63
Figure 5.5: Aging of main specimens of non-structural walls.....	63
Figure 5.6: Geometry of strengthening systems A and B for NF specimens (left) and YT specimens (right).....	64
Figure 5.7: Strengthening of non-structural wall specimens with system A.....	65
Figure 5.8: Strengthening of non-structural wall specimens with system B.....	65
Figure 5.9: Geometry of the strengthening system C for NF specimen (left) and YT specimen (right).....	66
Figure 5.10: Strengthening of non-structural wall specimen with system C.....	67
Figure 5.11: Strengthened NF specimen (left) and YT specimen (right) with strengthening system C.....	67
Figure 5.12: Geometry of strengthening systems D and E for NF specimens (left) and YT specimens (right).....	68
Figure 5.13: Strengthening of non-structural wall specimen with system D.....	68
Figure 5.14: Strengthening of non-structural wall specimen with system E.....	69
Figure 5.15: Specimen's front surface preparation for the optical digital image correlation method.....	69

Figure 5.16: Testing setup with a NF specimen for the out-of-plane quasi-static cyclic testing.	71
Figure 5.17: Testing setup with a YT specimen for the quasi-static cyclic out-of-plane testing.	72
Figure 5.18: Test setup with a specimen: (a) Test setup organization, (b) instrumentation setup on the front side of a specimen, (c) upper support of a specimen, (d) lower support of a specimen, (d) NF specimen prepared for a test.	73
Figure 5.19: Cyclic time history horizontal displacement protocol for testing.	74
Figure 5.20: Schematically presented determination of secant stiffness K_i from the hysteresis loops.	75
Figure 5.21: Testing of the non-structural wall specimen NF-1: (a) First cracks' position, (b) deformation shape, (c) bed joints mortar crushing.	77
Figure 5.22: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-1.	78
Figure 5.23: Testing of the non-structural wall specimen NF-2: (a) First cracks' position, (b) deformation shape, (c) crack opening at plastic hinges locations.	78
Figure 5.24: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-2.	79
Figure 5.25: Testing of the non-structural wall specimen NF-3: (a) First cracks' position, (b) deformation shape, (c) crack opening at plastic hinges locations.	80
Figure 5.26: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-3.	80
Figure 5.27: Surface deformations of non-structural wall specimens NF-1, NF-2 and NF-3 at maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with optical digital image correlation system.	81
Figure 5.28: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for non-structural wall specimens NF-1, NF-2 and NF-3.	82
Figure 5.29: Out-of-plane deflection profiles along specimens' heights at maximum resistance and near collapse limit state for NF-1, NF-2 and NF-3.	83
Figure 5.30: Testing of the non-structural wall specimen YT-1: (a) First cracks' position, (b) deformation shape, (c) crack opening and block crushing at plastic hinges locations.	84
Figure 5.31: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-1.	84
Figure 5.32: Testing of the non-structural wall specimen YT-2: (a) First cracks' position, (b) deformation shape, (c) crack opening and block crushing at plastic hinges locations.	85
Figure 5.33: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement (left) and stiffness degradation (right) ratio for the non-structural wall specimen YT-2.	85
Figure 5.34: Testing of the non-structural wall specimen YT-3: (a) First cracks' position, (b) deformation shape, (c) crack opening and block crushing at plastic hinges locations.	86
Figure 5.35: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-3.	86
Figure 5.36: Surface deformations of non-structural wall specimens YT-1, YT-2 and YT-3 at maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with optical digital image correlation system.	87
Figure 5.37: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for non-structural wall specimens YT-1, YT-2 and YT-3.	87
Figure 5.38: Out-of-plane deflection profiles along specimens' heights at maximum resistance and near collapse limit state for YT-1, YT-2 and YT-3.	88

Figure 5.39: Testing of the non-structural wall specimen NF-1A: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	89
Figure 5.40: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-1A.	90
Figure 5.41: Testing of the non-structural wall specimen NF-2A: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing (c) collapse of a specimen with strengthening system debonding.....	90
Figure 5.42: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-2A.	91
Figure 5.43: Testing of the non-structural wall specimen NF-3A: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	92
Figure 5.44: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-3A.	92
Figure 5.45: Surface deformations of non-structural wall specimens NF-1A, NF-2A and NF-3A at maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with optical digital image correlation system.	93
Figure 5.46: Development of surface deformations in the area of maximum bending moment measured with optical digital image correlation system for NF-1A, NF-2A and NF-3A specimens.	93
Figure 5.47: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for non-structural wall specimens NF-1A, NF-2A and NF-3A.	94
Figure 5.48: Out-of-plane deflection profiles along specimens' heights at maximum resistance and near collapse limit state for NF-1A, NF-2A and NF-3A.....	95
Figure 5.49: Testing of the non-structural wall specimen YT-1A: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	96
Figure 5.50: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-1A.	96
Figure 5.51: Testing of the non-structural wall specimen YT-2A: (a) Deformation shape, (b) specimens' damage occurred during quasi-static cyclic testing.	97
Figure 5.52: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-2A.	97
Figure 5.53: Testing of the non-structural wall specimen YT-3A: (a) Deformation shape, (b) specimens' damage occurred during quasi-static cyclic testing.	98
Figure 5.54: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-3A.	98
Figure 5.55: Surface deformations of non-structural wall specimens YT-1A, YT-2A and YT-3A at maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with optical digital image correlation system.	99
Figure 5.56: Development of surface deformations in the area of maximum bending moment measured with optical digital image correlation system for YT-1A, YT-2A and YT-3A specimens.	99
Figure 5.57: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for non-structural wall specimens YT-1A, YT-2A and YT-3A.....	100
Figure 5.58: Out-of-plane deflection profiles along specimens' heights at maximum resistance and near collapse limit state for YT-1A, YT-2A and YT-3A.....	101
Figure 5.59: Testing of the non-structural wall specimen NF-1B: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	102
Figure 5.60: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-1B.	102

Figure 5.61: Testing of the non-structural wall specimen NF-2B: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	103
Figure 5.62: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-2B.	103
Figure 5.63: Testing of the non-structural wall specimen NF-3B: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing and collapse at the end of test.	104
Figure 5.64: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-3B.	105
Figure 5.65: Surface deformations of non-structural wall specimens NF-1B, NF-2B and NF-3B at maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with optical digital image correlation system.	105
Figure 5.66: Development of surface deformations in the area of maximum bending moment measured with optical digital image correlation system for NF-1B, NF-2B and NF-3B specimens.	106
Figure 5.67: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for non-structural wall specimens NF-1B, NF-2B and NF-3B.	106
Figure 5.68: Out-of-plane deflection profiles along specimens' heights at maximum resistance and near collapse limit state for NF-1B, NF-2B and NF-3B.	107
Figure 5.69: Testing of the non-structural wall specimen YT-1B: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	108
Figure 5.70: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-1B.	108
Figure 5.71: Testing of the non-structural wall specimen YT-2B: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	109
Figure 5.72: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-2B.	110
Figure 5.73: Testing of the non-structural wall specimen YT-3B: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	110
Figure 5.74: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-3B.	111
Figure 5.75: Surface deformations of non-structural wall specimens YT-1B, YT-2B and YT-3B at maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with optical digital image correlation system.	111
Figure 5.76: Development of surface deformations in the area of maximum bending moment measured with optical digital image correlation system for YT-1B, YT-2B and YT-3B specimens.	112
Figure 5.77: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for non-structural wall specimens YT-1B, YT-2B and YT-3B.	112
Figure 5.78: Out-of-plane deflection profiles along specimens' heights at maximum resistance and near collapse limit state for YT-1B, YT-2B and YT-3B.	113
Figure 5.79: Testing of the non-structural wall specimen NF-1C: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	114
Figure 5.80: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-1C.	115
Figure 5.81: Surface deformations of the specimen NF-1C at maximum out-of-plane force, 80 % of maximum force and maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with digital image correlation system.	115
Figure 5.82: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for the non-structural wall specimen NF-1C.	116

Figure 5.83: Out-of-plane deflection profile along the specimen's height at maximum resistance and near collapse limit state for NF-1C.	116
Figure 5.84: Testing of the non-structural wall specimen YT-1C: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	117
Figure 5.85: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-1C.	118
Figure 5.86: Surface deformations of the specimen YT-1C at maximum out-of-plane force, 70 % of maximum force and maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with digital image correlation system.	118
Figure 5.87: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for the non-structural wall specimen YT-1C.	119
Figure 5.88: Out-of-plane deflection profile along the specimen's height at maximum resistance and near collapse limit state for YT-1C.	120
Figure 5.89: Testing of the non-structural wall specimen NF-1D: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	120
Figure 5.90: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-1D.	121
Figure 5.91: Surface deformations of the specimen NF-1D at maximum out-of-plane force, 70 % of maximum force and maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with digital image correlation system.	122
Figure 5.92: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for the non-structural wall specimen NF-1D.	122
Figure 5.93: Out-of-plane deflection profile along the specimen's height at maximum resistance and near collapse limit state for NF-1D.	123
Figure 5.94: Testing of the non-structural wall specimen YT-1D: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	124
Figure 5.95: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-1D.	124
Figure 5.96: Surface deformations of the specimen YT-1D at maximum out-of-plane force, 80 % of maximum force and maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with digital image correlation system.	125
Figure 5.97: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for the non-structural wall specimen YT-1D.	125
Figure 5.98: Out-of-plane deflection profile along the specimen's height at maximum resistance and near collapse limit state for YT-1D.	126
Figure 5.99: Testing of the non-structural wall specimen NF-1E: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	127
Figure 5.100: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-1E.	127
Figure 5.101: Surface deformations of the specimen NF-1E at maximum out-of-plane force, 80 % of maximum force and maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with digital image correlation system.	128
Figure 5.102: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for the non-structural wall specimen NF-1E.	128
Figure 5.103: Out-of-plane deflection profile along the specimen's height at maximum resistance and near collapse limit state for NF-1E.	129
Figure 5.104: Testing of the non-structural wall specimen YT-1E: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.	130
Figure 5.105: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-1E.	130

Figure 5.106: Surface deformations of the specimen YT-1E at maximum out-of-plane force, 70 % of maximum force and maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with digital image correlation system.....	131
Figure 5.107: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for the non-structural wall specimen YT-1E.	132
Figure 5.108: Out-of-plane deflection profile along the specimen’s height at maximum resistance and near collapse limit state for YT-1E.....	132
Figure 5.109: Positioning of accelerometers for specimens YT (left) and NF (right)	133
Figure 5.110: Example of measured time history with accelerometers P1, P2 in P3, FFT transformation spectrum of measured accelerations and natural frequency determination of specimen’s first mode.	134
Figure 5.111: Determination of the damping ratio with Half-Power Bandwidth method (DewesoftX).	134
Figure 5.112: Hysteretic energy dissipation of a single cycle with parameters of equivalent viscous damping coefficient ζ_E	136
Figure 5.113: Development of viscous damping coefficient ζ_E along mid-height amplitude displacements for NF specimens and a comparison with damping ratio ζ from forced vibration method.	138
Figure 5.114: Development of viscous damping coefficient ζ_E along mid-height amplitude displacements for YT specimens and a comparison with damping ratio ζ from forced vibration method.	139
Figure 6.1: Comparison of average hysteresis envelopes of the 2nd cycles with marked limit states for NF specimens.....	141
Figure 6.2: Comparison of average hysteresis envelopes of the 2 nd cycles with marked limit states for YT specimens.	141
Figure 6.3: Effect of the strengthening systems on out-of-plane strength (left) and limit displacements (right) of NF non-structural walls.	142
Figure 6.4: Effect of the strengthening systems on out-of-plane strength (left) and limit displacements (right) of YT non-structural walls.....	143
Figure 6.5: Comparison of stiffness degradation for as-built and strengthened NF specimens.....	145
Figure 6.6: Comparison of stiffness degradation for as-built and strengthened YT specimens.....	145
Figure 6.7: Effect of the strengthening systems on out-of-plane stiffness degradation of NF non-structural walls.....	146
Figure 6.8: Effect of the strengthening systems on out-of-plane stiffness degradation of YT non-structural walls.....	146
Figure 6.9: Bi-linear idealisation of the hysteretic envelope.....	147
Figure 6.10: Bi-linear idealisation of hysteretic envelopes of NF specimens.	148
Figure 6.11: Bi-linear idealisation of hysteretic envelopes of YT specimens.....	150
Figure 6.12: Effect of the strengthening systems on effective stiffness (left) and ductility (right) of NF specimens.	151
Figure 6.13: Effect of the strengthening systems on effective stiffness (left) and ductility (right) of YT specimens.....	152
Figure 7.1: Bi-linear and tri-linear model of out-of-plane loaded walls.	153
Figure 7.2: Initial pre-cracking behaviour before the development of the rocking mechanism (Tomassetti, 2018).	154
Figure 7.3: URM wall model at incipient stage and at the point of instability (left) and a tri-linear idealisation curve of the non-linear out-of-plane behaviour (right) (Doherty et al., 2002).....	156
Figure 7.4: Imperfectly filled horizontal bed-joint between the first and second row of bricks of the NF-3 specimen.....	161

Figure 7.5: Comparison of analytical models and experimental results of non-structural NF walls.	161
Figure 7.6: Analytical models of out-of-plane behaviour of non-structural YT walls.	162
Figure 7.7: Equilibrium of a strengthened non-structural wall in the mid-span cross section.	163
Figure 7.8: Analytical model of the non-structural NF walls strengthened with system A and the comparison with experimental hysteretic envelopes.	166
Figure 7.9: Analytical model of the non-structural NF walls strengthened with system B and the comparison with experimental hysteretic envelopes.	167
Figure 7.10: Analytical model of the non-structural YT walls strengthened with system A and the comparison with experimental hysteretic envelopes.	169
Figure 7.11: Analytical model of the non-structural YT walls strengthened with system B and the comparison with experimental hysteretic envelopes.	170
Figure 8.1: Location and orientation of the existing building (main building is marked with blue colour).....	173
Figure 8.2: Elementary school Rihard Jakopič (left - view from NE and right - view from N).....	174
Figure 8.3: Elementary school Rihard Jakopič (left - view from SE and right - view from SW).	174
Figure 8.4: Elastic acceleration response spectrum for soil type B (5 % damping) and elastic acceleration spectrum for non-structural elements (10 % damping).	175
Figure 8.5: 3D numerical model of the existing main structure of the elementary school Rihard Jakopič.	176
Figure 8.6: Pushover curves of the existing building for the critical case in X and Y direction.	177
Figure 8.7: Floor acceleration response spectrums in X direction of the existing building from the direct method.	178
Figure 8.8: Floor acceleration response spectrums in X direction of the existing building from the direct method.	178
Figure 8.9: 3D numerical model of the strengthened main structure of the elementary school Rihard Jakopič.	179
Figure 8.10: Pushover curves of the strengthened building for the critical case in X and Y direction.	180
Figure 8.11: Floor acceleration response spectrums in X direction for each floor of the strengthened building.....	181
Figure 8.12: Floor acceleration response spectrums in Y direction for each floor of the strengthened building.....	181
Figure 8.13: Elastic acceleration spectra of the 7 selected ground motions, with mean spectrum and target spectrum from EC 8 for soil type B (PGA = 0.36 g).	182
Figure 8.14: Floor response spectrums for the existing building in X direction.	184
Figure 8.15: Floor response spectrums for the existing building in Y direction.	185
Figure 8.16: Floor response spectrums for the strengthened building in X direction.....	186
Figure 8.17: Floor response spectrums for the strengthened building in Y direction.....	187
Figure 8.18: Measurements of classroom partition walls' dynamic response with the forced-vibration method in elementary school Rihard Jakopič.....	188
Figure 8.19: Position and natural frequencies of masonry partition wall PZ1 determined with Fourier spectrum transformation from the dynamic response.	189
Figure 8.20: Position and natural frequencies of masonry partition wall PZ2 determined with Fourier spectrum transformation from the dynamic response.	189
Figure 8.21: Position and natural frequencies of masonry partition wall PZ3 determined with Fourier spectrum transformation from the dynamic response.	190
Figure 8.22: Position and natural frequencies of masonry partition wall PZ4 determined with Fourier spectrum transformation from the dynamic response.	190

Figure 8.23: Floor response acceleration spectrums of existing building for 5 % critical damping ratio of non-structural elements at PGA = 0.21 g (left) and PGA = 0.36 g (right)....	192
Figure 8.24: Floor response acceleration spectrums of strengthened building for 5 % critical damping ratio of non-structural elements at PGA = 0.21 g (left) and PGA = 0.36 g (right).....	193
Figure 8.25: Determination of floor acceleration for PZ1, PZ2, PZ3 and PZ4 walls in existing building.....	194
Figure 8.26: Determination of floor acceleration for PZ1, PZ2, PZ3 and PZ4 walls in strengthened building.....	194
Figure 8.27: Out-of-plane capacity of non-structural partition walls in the analysed building.....	196
Figure 8.28: Acceleration and displacements spectrums in the existing building at mid-height of 1 st , 2 nd and 3 rd floor for $\zeta_s = 10\%$	197
Figure 8.29: Acceleration and displacements spectrums in the strengthened building at mid-height of 1 st , 2 nd and 3 rd floor for $\zeta_s = 10\%$	198
Figure 8.30: Displacement demand for partition walls in the existing building ($\zeta_s = 10\%$).....	199
Figure 8.31: Displacement demand for partition walls in the strengthened building ($\zeta_s = 10\%$).	199

» Ta stran je namenoma prazna. «

OKRAJŠAVE IN SIMBOLI / ABBREVIATIONS AND SYMBOLS

ASCE	...	American Society of Civil Engineers - Ameriško združenje gradbenih inženirjev
CEN	...	European Committtee for Standardization - Evropski odbor za standardizacijo
COV	...	Coefficient of variation - koeficient variacije
DIN	...	Deutsches Institut für Normung - Nemški inštitut za standardizacijo
DL	...	Damage limitation - mejno stanje omejitve poškodb
EC	...	Eurocode
EMS	...	European Macroseismic Scale - Evropska makroseizmična lestvica
FRCM	...	fabric-reinforced cementitious matrix - s tkanino armiran cementni omet
FRP	...	fiber-reinforced polymer - z vlakni armirani polimeri
JUS	...	Jugoslovanski standard
MCS	...	Mercalli-Cancani-Sieberg - 12-stopenjska lestvica intenzitete potresov
MDOF	...	multi degree of freedom - več prostostnih stopenj
NC	...	Near collapse - mejno stanje blizu porušitve
PEER	...	Pacific Earthquake Engineering Research Center
PFA	...	Peak floor acceleration - maksimalni etažni pospešek
PGA	...	Peak ground acceleration - maksimalni pospešek tal
RH	...	Relative humidity - relativna vlažnost
SD	...	Significant damage - mejno stanje velikih poškodb
SDOF	...	Single degree of freedom - ena prostostna stopnja
SFRJ	...	Socialistična federativna republika Jugoslavija
SIST	...	Slovenski inštitut za standardizacijo
A_f	...	prečni prerez utrditvene tkanine ali mrežice
AMP_i	...	amplifikacijski faktor v resonančnem območju primarne konstrukcije in nekonstrukcijskega elementa
C	...	parameter hiperbolične interpolacijske funkcije upadanja togosti
E_d	...	dinamični elastični modul
E_{DIS}	...	disipirana energija cele histerezne zanke
E_E	...	elastična deformacijska energija histerezne zanke
E_E^+	...	elastična deformacijska energija negativnega dela i-te histerezne zanke
E_E^-	...	elastična deformacijska energija pozitivnega dela i-te histerezne zanke
E_f	...	modul elastičnosti utrditvenega sistema
E_k	...	karakteristični modul elastičnosti zidovja
E_s	...	statični elastični modul
E_s^s	...	sekantni modul elastičnosti spojnice
E_z^{tan}	...	tangentni modul elastičnosti zidaka
E_z^{sek}	...	sekantni modul elastičnosti zidaka
E_p^{tan}	...	tangentni modul elastičnosti zidovja
E_p^{sek}	...	sekantni modul elastičnosti zidovja
E_z	...	modul elastičnosti nekonstrukcijskega zidu
F	...	izvenravninska sila odpornosti
F^*	...	celotna potresna sila SDOF sistema primarne konstrukcije
d_y^*	...	celotna potresna sila SDOF sistema primarne konstrukcije na meji tečenja
F_0	...	maksimalna potresna sila potrebna za aktivacijo kinematičnega mehanizma
F_1	...	izvenravninska sila odpornosti na platoju tri-linearnega analitičnega modela

$F_{a,EC}$... horizontalna potresna sila, ki deluje na nekonstrukcijski elementa po standardu SIST EN 1998-1:2005
F_{ap}	... horizontalna potresna sila, ki deluje v masnem središču nekonstrukcijskega elementa v najbolj neugodni smeri
F_b	... celotna potresna sila, ki deluje na primarno konstrukcijo
F_c	... tlačna sila v tlačnem delu horizontalnega prereza zidu
F_{cr}	... izvenravninska sila odpornosti pri mejnem stanju nastanka razpok
$F_{cr,LE}$... meja nastanka prvih razpok po teoriji elastičnosti
F_{ef}	... maksimalna efektivna sila odpornosti bi-linearnega idealiziranega diagrama
F_f	... sila porušitve utrditvenega sistema
F_{max}	... izvenravninska sila odpornosti pri mejnem stanju maksimalne odpornosti
F_u	... izvenravninska sila odpornosti pri mejnem stanju blizu porušitve
F_t	... natezna sila v horizontalnem prerezu utrditvenega sistema
G_d	... dinamični strižni modul
G_s	... statični strižni modul
I_z	... vztrajnostni moment horizontalnega prereza zidu
$I_{z,cr}$... vztrajnostni moment razpokanega horizontalnega prereza zidu
K_1	... začetna efektivna togost tri-linearnega modela izvenravninske kapacitete pomikov zidu
K_2	... togost tri-linearnega modela izvenravninske kapacitete pomikov zidu blizu porušitve
K_{ef}	... začetna efektivna togost bi-linearnega idealiziranega diagrama
K_i	... sekantna togost zanke histereznega odziva pri kvazi-statični ciklični preiskavi
K_i^+	... sekantna togost pozitivnega dela zanke histereznega odziva pri kvazi-statični ciklični preiskavi
K_i^-	... sekantna togost negativnega dela zanke histereznega odziva pri kvazi-statični ciklični preiskavi
K_k	... koeficient odvisen od vrste zidakov in uporabljene malte po EC6
L_z	... dolžina zidu
M	... masa zidu
M_e	... efektivna masa zidu računskega modela z eno prostostno stopnjo
M_{cr}	... elastična upogibna odpornost nekonstrukcijskega zidu
$M_{R,c}$... upogibna tlačna odpornost horizontalnega prereza utrjenega zidu
$M_{R,t}$... upogibna natezna odpornost horizontalnega prereza utrjenega zidu
M_R	... upogibna odpornost horizontalnega prereza utrjenega zidu
M_{sp}	... moment pri spodnjem vpetju pri nastanku prve razpoke
M_{zg}	... moment pri zgornjem vpetju pri nastanku prve razpoke
R_μ	... redukcijski faktor duktilnosti
$S_{a,EC}$... potresni koeficient za nekonstrukcijske elemente po standardu SIST EN 1998-1:2005
S_a	... spektralni etažni pospešek
S_{ay}	... spektralni pospešek na meji tečenja neelastičnega SDOF sistema
$S_{a,ij}$... spektralni etažni pospešek za posamezno nihajno obliko primarne konstrukcije in za posamezno etažo
S_d	... spektralni etažni pomik
S_e	... elastični spekter pospeškov
$S_{ep,i}$... elastični spektralni pospešek za i-to nihajno obliko primarne konstrukcije
S_{es}	... elastični spektralni pospešek za nekonstrukcijski element
T	... lastni nihajni čas prve nihajne oblike nekonstrukcijskega zidu
T_0	... ocenjen nihajni čas prve nihajne oblike zidu po prEN 1998-1-2:2019
T_1	... pripadajoč nihajni čas prve karakteristične točke tri-linearnega računskega modela zidu
T_2	... pripadajoč nihajni čas druge karakteristične točke tri-linearnega računskega modela zidu
T_C	... zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer je spektralni pospešek konstanten

T_{ef}	... efektivni nihajni čas prve izvenravninske nihajne oblike zidu po prEN 1998-3:2019
$T_{p,i}$... nihajni čas i -te nihajne oblike
T_p^*	... nihajni čas SDOF sistema primarne konstrukcije
T_s	... lastni nihajni čas nekonstrukcijskega elementa
$T_{v,vib}$... nihajni čas prve nihajne oblike preizkušanca iz metode vsiljenih vibracij
V	... vertikalna obtežba zidu
V_{max}	... maksimalna osna obremenitev nekonstrukcijskega zidu
W	... teža zidu
W_a	... teža nekonstrukcijskega elementa
a_1, a_2	... empirični koeficienti mejnih pomikov računkega tri-linearnege modela zidu
a_z	... globina tlačnega dela prereza na mestu tvorjenja sredinskega plastičnega členka
$c_{w,i}$... koeficient kapilarnega srka
d_i	... pomik i -te etaže
d_y^*	... pomik SDOF sistema primarne konstrukcije na meji elastičnosti
d_t	... ciljni pomik MDOF sistema primarne konstrukcije
d_t^*	... ciljni pomik SDOF sistema primarne konstrukcije
f	... lastna frekvenca prve nihajne oblike nekonstrukcijskega zidu
f_b	... normalizirana povprečna tlačna trdnost zidakov
f_{bw}	... natezna trdnost stika zidovja iz »Bond Wrench« metode
f_{cb}	... povprečna tlačna trdnost zidakov
f_{cp}	... povprečna tlačna trdnost zidane prizme
f_k	... karakteristična tlačna trdnost zidovja
f_{mc}	... tlačna trdnost malte
f_{mt}	... natezna trdnost malte
f_t	... natezna trdnost zidakov
f_{xkl}	... karakteristična upogibna trdnost zidovja za porušno ravnino vzporedno z naležnimi regami
f_{zc}	... povprečna tlačna trdnost slabšega izmed gradnikov zidovja
f_{zt}	... upogibna natezna trdnost zidovja
g	... gravitacijski pospešek
h_z	... višina zidu
k_l	... koeficient konstantne razporeditve tlačnih napetosti
k_l	... koeficient globine razporeditve tlačnih napetosti
l_f	... dolžina tkanine ali mrežice vzdolž širine zidu
m_a	... masa nekonstrukcijskega elementa
n	... parameter hiperbolične interpolacijske funkcije upadanja togosti
q_a	... faktor obnašanja nekonstrukcijskega elementa
t_z	... debelina zidu
u	... izvenravninski pomik na sredini višine nekonstrukcijskega zidu
u_{cr}	... izvenravninski pomik na sredini višine nekonstrukcijskega zidu pri mejnemu stanju nastanka razpok
u_0	... maksimalni izvenravninski pomik bi-linearnege računkega modela zidu
$u_{e,0}$... maksimalni izvenravninski pomik bi-linearnege računkega modela zidu z eno prostostno stopnjo
u_1	... vrednost izvenravninskega pomika prve karakteristične točke tri-linearnege računkega modela zidu
$u_{e,1}$... vrednost izvenravninskega pomika prve karakteristične točke tri-linearnege računkega modela zidu z eno prostostno stopnjo
u_2	... vrednost izvenravninskega pomika druge karakteristične točke tri-linearnege računkega modela zidu

$u_{e,2}$... vrednost izvenravninskega pomika druge karakteristične točke tri-linearnega računskega modela zidu z eno prostostno stopnjo
u_{ef}	... pomik na meji elastičnosti idealiziranega bi-linearnega diagrama
u_{Fmax}	... izvenravninski pomik na sredini višine nekonstrukcijskega zidu pri mejnem stanju maksimalne odpornosti
u_{max}	... maksimalni pomik na sredini višine zidu pri mejnem stanju blizu porušitve
$u_{max,i}^+$... maksimalni pomik pozitivnega dela i-te histerezne zanke
$u_{min,i}^-$... minimalni pomik negativnega dela i-te histerezne zanke
u_u	... izvenravninski pomik na sredini višine nekonstrukcijskega zidu pri mejnem stanju blizu porušitve
v_p	... hitrost prehajanja vzdolžnega valovanja
v_s	... hitrost prehajanja strižnega valovanja
\bar{x}	... povprečna vrednost
x_c	... globina tlačne cone v horizontalnem prerezu utrjenega zidu
Γ	... transformacijski faktor za pretvorbo potisne krivulje MDOF sistema na SDOF sistem
Γ_i	... modalni participacijski faktor i-te nihajne oblike
α_{sp}	... faktor spodnjega načina vpetja zidu
α_{zg}	... faktor zgornjega načina vpetja zidu
β	... parameter različnih načinov vpetja zidu
β_N	... koeficient, ki upošteva robne pogoje zidu
ε	... deformacije
ε_f	... natezna deformacija utrditvenega sistema (mrežica ali tkanina)
ε_{fu}	... limitna natezna deformacija utrditvenega sistema
ε_m	... tlačna deformacija v zidovju
ε_{mu}	... limitna tlačna deformacija slabšega izmed gradnikov v zidovju
ε_t	... natezna deformacija
γ_a	... faktor pomembnosti nekonstrukcijskega elementa
γ_z	... prostorninska teža zidovja
μ_d	... dinamični Poissonov koeficient
μ	... koeficient duktilnega obnašanja
ζ	... delež kritičnega dušenja
ζ_E	... ekvivalentni koeficient viskoznega dušenja
$\zeta_{p,i}$... delež kritičnega dušenja primarne konstrukcije
ζ_s	... delež kritičnega dušenja nekonstrukcijskega elementa
ρ	... gostota materiala
σ	... standardni odklon
$\sigma_{f,max}$... maksimalna napetost v utrditvenem sistemu (mrežica ali tkanina)
σ_t	... natezna napetost
ψ	... razmerje med vertikalno silo V in težo zgornje polovice zidu
ϕ	... deformacijska/nihajna oblika primarne konstrukcije
ϕ_{ij}	... vrednost normiranega etažnega pomika i-te nihajne oblike v j-ti etaži

1 UVOD

1.1 Tematika in motivacija

Seizmična aktivnost tal na številnih lokacijah po svetu predstavlja veliko nevarnost za nastanek obsežnih poškodb in uničenje grajenega okolja. V urbanih območjih je porušitev stavb, njihovih konstrukcijskih ali nekonstrukcijskih elementov (npr. predelni zidovi, dimniki, stavbno pohištvo) ob pojavu močnega potresa največkrat glavni vzrok za veliko ogroženost človeških življenj. Predvsem objekti zgrajeni pred izdajo prvih predpisov za protipotresno gradnjo leta 1964 (Uradni list SFRJ, št. 39/64), so potresno eni izmed najbolj ranljivih konstrukcij, kar potrjujejo posledice številnih potresov iz preteklosti. Tipični primeri takšnih objektov v Sloveniji so starejše večetažne konstrukcije z visokimi etažami, ki so bodisi grajene v celoti iz zidovja ali v kombinaciji z armiranobetonskimi nosilnimi elementi. V času pred prvimi predpisi, ne stavbe in ne nekonstrukcijski elementi, kot so na primer predelne stene ali zidana polnila, niso bili projektirani na potresno obtežbo. V takšnih zgradbah se pogosto nahaja več nearmiranih predelnih zidov, grajenih z različnimi sistemi zidanja in vrstami zidovja. Takšni predelni zidovi so bili grajeni kot nekonstrukcijski elementi že ob sami izgradnji objekta ali pa so bili zgrajeni naknadno zaradi potreb po pregradnji prostorov ob spremembi funkcionalnih zahtev notranje ureditve prostorov. Predelni nearmirani zidovi v večetažnih objektih z višjimi stropi so problematični že ob nastopu potresov nižjih intenzitet, saj so zaradi vitkosti, nepovezanosti z nosilno konstrukcijo in amplificiranega etažnega odziva v višjih etažah zelo ranljivi in močno izpostavljeni porušitvi izven svoje ravnine. Poškodovanost takšnih elementov se pojavi že pri potresih z intenziteto VI. stopnje po EMS, pri potresih VII. stopnje pa se nekonstrukcijski zidani elementi porušijo. Pred kratkim narejene analize tveganja (Snoj, 2014) kažejo na to, da bi bil velik delež ekonomskih izgub ob potresih nižjih intenzitet prav zaradi porušitve tovrstnih elementov. Kljub temu da so takšne stene le predelne in naj ne bi bile nosilne, so bile v primerjavi s sodobnimi sistemi predelnih sten (npr. suhomontažni sistemi) včasih grajene iz nekoliko težjih materialov, zato ob porušitvi izven svoje ravnine ogrožajo človeka, ki bi se potencialno nahajal ob njih. V obstoječih objektih z visokimi etažami kot so na primer šole, vrtci, bolnišnice, industrijski objekti ali nekateri drugi objekti, ki lahko spadajo pod profano stavbno dediščino, in kjer se zbira večje število ljudi, je tveganje za njihovo ogroženost še toliko večje.

Slovenija leži na potresnem območju, kjer nas ogrožajo potresi z intenziteto do VIII. stopnje po EMS lestvici, na območjih slabih geoloških pogojev pa tudi IX. stopnje po EMS (Šket Motnikar et al., 2011). Slovenija je država s srednjo potresno ogroženostjo, kjer se potresi z nižjimi intenzitetami pojavljajo precej pogosto. Čeprav potresi pri nas ne dosejajo prav velikih magnitud, so lahko njihovi učinki zaradi plitvih žarišč večji. Skozi zgodovino je bilo zabeleženih tudi kar nekaj potresov z magnitudo od 5 do 6.8 (Gosar, 2011). Glede na število starih stavb v Sloveniji in njihovo stanje, glede na pretečeno dobo od časa zgraditve objekta, posledično dotrajanosti objektov ali neustrezne protipotresne zakonodaje v času, ko je bil objekt zgrajen, se ljudje vedno bolj zavedajo, da živijo v potresno ranljivih objektih. S tem dobiva vse večjo pozornost protipotresna sanacija in prenova zgradb, vendar se pri odločitvi za takšen poseg običajno pojavijo finančni problemi.

Ker z današnjim znanjem še ni možno napovedovati, kdaj se bo zgodil močan potres, je edini učinkovit način, da se zavarujemo pred katastrofalnimi posledicami potresa, gradnja potresno odpornih objektov, oziroma ustrezna utrditev starih objektov in njenih tako konstrukcijskih kot tudi nekonstrukcijskih elementov. V starejših verzijah protipotresnih predpisov (Uradni list SFRJ, št. 39/64 in Uradni list SFRJ,

št.31/81) so že obstajale zahteve in pravila za izračun potresne obremenitve za različne tipe elementov (pregradni zidovi, dimniki, balkoni), vendar v njih ni bilo jasne opredelitve, kateri elementi so konstrukcijski in kateri nekonstrukcijski. Danes zagotavljanje ustrezne varnosti stavb zaradi potresne nevarnosti na našem območju obravnavata standard za projektiranje potresno odpornih konstrukcij Eurocode 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) in standard za oceno in prenovo stavb Eurocode 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). V času njune veljave, se je skozi prakso pokazalo, da sta oba standarda pomanjkljiva v primeru določanja potresne obremenitve opreme in drugih nekonstrukcijskih elementov, kot so predelni zidovi. V trenutno veljavnih predpisih je le opisno definirano, da je pri projektnem potresnem vplivu potrebno dokazati, da obnašanje nekonstrukcijskih elementov ne ogroža ljudi in ne vpliva na poslabšanje odziva nosilnih elementov konstrukcije, vendar predpisi ne podajajo konkretnih zahtev za seizmično analizo in tudi podcenjujejo vpliv povečanja projektne pospeška preko etaž konstrukcije. V višjih etažah je etažni odziv na potresno obtežbo večji kot v nižjih, kar lahko privede do amplificirane potresne obtežbe na nekonstrukcijske elemente v višjih etažah. Poleg nekonstrukcijskih elementov se v mnogih objektih v vrhnjih etažah nahajajo tudi zidovi polovice širine zidaka, ki so zgrajeni kot nosilni zidovi, sicer pa ne izpolnjujejo pogojev za klasifikacijo konstrukcijskih elementov po sedanjih predpisih, vendar so ravno tako izpostavljeni amplificirani potresni obtežbi. Pri takšni potresni obtežbi lahko potresne sile dosežejo velikost izvenravninske porušne odpornosti predelnih zidov ali drugih nekonstrukcijskih elementov že pri potresih nižjih intenzitet. Trenutno so v pripravi nove izboljšane različice standardov Eurocode, kar je pokazatelj aktualnosti obravnavane teme.

Kot že omenjeno, obstoječi nekonstrukcijski elementi kot so predelni zidovi običajno niso bili projektirani na potresne obremenitve. Ker je za njih značilno, da so zaradi visokih etaž vitki in so zaradi relativno visoke lastne teže v primerjavi s sodobnimi predelnimi stenami močno izpostavljeni potresnim obtežbam izven svoje ravnine, je tveganje za pojav poškodovanosti ali celo porušitve takšnega predelnega zidu že pri šibkejšem potresu večje. Proizvajalci sistemov za utrditev zidov ponujajo nekaj različnih načinov utrjevanja tako konstrukcijskih kot tudi nekonstrukcijskih elementov zidanih konstrukcij. Takšne utrditve so na primer armiranje z jekleno pleteno mrežo, utrjevanje zidov s kompozitnimi materiali ali obzidava zidov s cementnimi armiranimi oblogami. Večina izvedb takšnih utrditev predstavlja veliko finančno obremenitev za investitorja, njihova izvedba je lahko časovno zamudna ter zahteva večji poseg v stavbo. V času utrjevanja zidov je uporaba prostorov nemogoča nekaj mesecev, saj okolje v času izvajanja utrditev ni primerno za opravljanje dejavnosti, kot je na primer pouk v šoli. Ideja pri razvoju učinkovitejših utrditvenih tehnik predelnih nearmiranih zidov je hitrejša izvedba, varovanje ljudi in zmanjšanje invazivnosti s ciljem preprečiti človeške in finančne izgube ob potresih nižje intenzitete z večjo verjetnostjo dogodka.

V okviru doktorske disertacije smo naredili obširne eksperimentalne preiskave inovativnega sistema utrditev vitkih predelnih nekonstrukcijskih zidov in njihov učinek primerjali z učinki v praksi že uporabljenega sistema. Vsi obravnavani sistemi utrditev so hitri za izvedbo in bolj ekonomični kot na primer utrjevanje s kompozitnimi materiali ali armiranje z jeklenimi mrežami. Glavni namen raziskav je z inovativnim in cenovno ugodnim sistemom utrjevanja preprečiti porušitev predelnih zidov izven svoje ravnine, s tem zmanjšati njihovo ranljivost in posledično zmanjšati tveganje za ogroženost človeških življenj.

1.2 Hipotezi

V okviru raziskav bomo preverili naslednji hipotezi:

- Na potresno tveganje pri objektih z visokimi etažnimi višinami lahko učinkovito vplivamo ob poznavanju dinamičnih karakteristik in etažnega odziva primarne konstrukcije ter eksperimentalno določenih karakteristik za različna projektna mejna stanja nekonstrukcijskih predelnih zidov pri izvenravninskih obremenitvah.
- Z inovativnim sistemom izvenravninske protipotresne utrditve nekonstrukcijskih predelnih zidov se znatno izboljša njihov izvenravninski odziv.

1.3 Ostali cilji

V okviru doktorske disertacije pričakujemo naslednje rezultate in izvirne prispevke:

- Poglobljeno znanje s področja izvenravninskega odziva nearmiranih vitkih predelnih zidov v večetažnih objektih z visokimi etažami (javni objekti kot so šole, vrtci in bolnišnice, ki se lahko uvrščajo tudi med objekte kulturne dediščine).
- Eksperimentalne raziskave izvenravninskega odziva neutrjenih in utrjenih nearmiranih predelnih zidov za boljše razumevanje obravnavanega področja.
- Aplikacija in ocena učinkovitosti inovativnega sistema izvenravninske utrditve nearmiranih zidanih predelnih zidov.
- Določanje projektnih parametrov za oceno potresnega tveganja nekonstrukcijskih zidanih predelnih zidov.
- Uporaba naprednih senzorskih metod pri spremljanju fizikalnih lastnosti malte v zidanih prizmah, od svežega do strjenega stanja. Predvidevamo, da bodo rezultati teh meritev omogočili določiti starost razvoja končne trdnosti stika med malto in zidakom.
- Določitev potresne obremenitve z uporabo etažnih spektrov na predelne zidove v višjih etažah v odvisnosti od primarne konstrukcije in dinamičnih lastnosti nekonstrukcijskih elementov.

» Ta stran je namenoma prazna. «

2 PREGLED LITERATURE

2.1 Zidovje

Zidovje je eden najpogosteje uporabljenih gradbenih materialov za gradnjo širom sveta in je v uporabi že več kot 10000 let. Sprva se je za izdelavo zidovja uporabljalo neobdelane naravne materiale, kot so blato, les, slama, neobdelan in kasneje tudi obdelan kamen. Z razvojem civilizacije so se spreminjali načini zidanja in posledično tudi vrste zidovja. Poleg kamna se je pričelo za zidake uporabljati obdelano na soncu sušeno glino, kasneje v pečeh žgano glino in nastala je opeka. Do 19. stoletja je bila izdelava opeke za zidavo že močno razširjena, vendar je bila poraba energije in goriva za njeno izdelavo enormna. Leta 1856 so v Nemčiji iznašli Hoffmanovo peč, s katero so proizvodnjo opeke pocenili in povečali učinkovitost njene izdelave. To je prelomnica, ki je pospešila razvoj opekarske industrije. Z industrijsko izdelavo opeke je prišlo tudi do dogovorjenega formata opečnega zidaka (290 x 140 x 65 mm), imenovanega avstrijski format opeke (Uranjek, 2011). V začetku 20. stoletja pa je bil dogovorjen nov format opeke (250 x 120 x 65 mm) in bil z uvedbo gradbenega pravilnika zakonsko predpisan za uporabo (Službeni list Kraljevske banske uprave Dravske banovine 16/146: 1933). Tak format opeke se uporablja za gradnjo še danes in ga imenujemo normalni format. Za gradnjo z opečnimi zidaki se je od konca 19. stoletja že uporabljalo podaljšano apneno cementno malto z volumskim razmerjem cement : apno : pesek 1 : 3 : 9 (Uranjek, 2011). Z razvojem tehnologije proizvodnje in materialov je poleg opeke normalnega formata danes na voljo še mnogo različnih vrst zidakov kot so opečni zidaki, silikatni zidaki, votlaki z vertikalnimi ali horizontalnimi odprtini, betonski zidaki in porobetonski zidaki z različnimi mehanskimi in geometrijskimi karakteristikami.

Z mehanskega vidika je zidovje v splošnem izjemno kompleksen, nehomogen kompoziten material, ki je sestavljen iz dveh gradnikov, in sicer iz zidakov povezanih z vezivom, ki je običajno malta. Zaradi različnih sistemov zidanja, lastnosti gradnikov, njihovega veziva in njunega medsebojnega stika se zidovje smatra kot najbolj heterogen izmed materialov uporabljenih v gradbeništvo. Obnašanje zidovja je pogojeno z mehanskimi lastnostmi njegovih gradnikov, za katere je značilno krhko obnašanje v nategu in tlaku. Običajno je tlačna trdnost zidovja v primerjavi z natezno trdnostjo precej višja. Za zidovje je značilna anizotropija, ki se izraža tako v elastičnem kot v post-elastičnem obnašanju ter tudi pri trdnostnih karakteristikah (različne trdnostne karakteristike v različnih smereh). Anizotropija je najbolj izrazita pri opečnem zidovju zaradi sistematskega vzorca zidanja, medtem ko je pri zidanju s kamnom zaradi naključnosti vzorca zidanja manj izrazita (Page, 1981). Pri tradicionalnem zidovju, kjer imajo zidaki višje trdnostne karakteristike kot malta, so maltne spojnice kritični element obnašanja zidovja. Pri upogibnem obnašanju pravokotno na horizontalne spojnice zidovja je natezna trdnost stika tista, ki pogojuje njeno obnašanje pri izvenravninskih obremenitvah vetra, potresov ali zemeljskih pritiskov (Vasconcelos, 2015).

Zaradi svoje specifičnosti je za gradnjo nekonstrukcijskih zidov v 20. stoletju pomembno predstaviti zidovje iz porobetonskih zidakov, ki se nekoliko razlikuje od tradicionalnega zidovja. Porobeton (avtoklavirani celični (aerirani) beton, penobeton) je lahek gradbeni material z dobrimi zvočno in toplotno izolacijskimi lastnostmi in visoko požarno odpornostjo. Proces proizvodnje porobetona je leta 1923 patentiral Švedski arhitekt Axel Eriksson, začetek komercialne proizvodnje porobetonskih zidakov pa se je pričel leta 1929 in od leta 1940 je material znan pod imenom Ytong. Sprva so se porobetonski zidaki uporabljali kot toplotni in zvočni izolacijski zidarski material, kasneje z razvojem in izboljšanjem

njegovih mehanskih karakteristik pa tudi kot požarno in vlago-odporen konstrukcijski material. Alternativni način proizvodnje s parno nego porobetona sta leta 1934 razvila I. Eklund in L. Forsén. Njun cilj je bil razviti kompletan gradbeni sistem, vključno z vsemi potrebnimi komponentami utrjevanja in spajanja. Njihovi izdelki so leta 1937 dobili komercialno ime Siporex (Hellers, 2011). Od leta 1938 je v Sovjetski zvezi že potekala masovna proizvodnja porobetonskih zidakov, vendar je bila njihova uporaba strogo omejena le na izdelavo nekonstrukcijskih elementov (Chica, 2019). Z izpopolnjevanjem natančnosti izdelave porobetonskih zidakov in s tem zmanjšanjem njihovega dimenzijskega odstopanja je bil do leta 1960 že razvit sistem zidanja s tankoslojno malto (sloj med zidaki tanjši od 3 mm), kakršen se uporablja še danes (Hellers, 2011). Porobetonski zidaki so zaradi nizke toplotne prevodnosti, visoke požarne odpornosti in predvsem njihove nizke prostorninske teže, kljub nižjim mehanskim odpornostnim lastnostim v primerjavi s tradicionalnim zidovjem, postali priljubljen material za gradnjo celo na seizmičnih območjih (Tomaževič in Gams, 2012). Tudi gradnja je zaradi večjih dimenzij zidakov in hitrejšega sušenja tankoslojne malte hitrejša. Na področju dinamičnega odziva porobetonskih zidanih konstrukcij na potresno obtežbo je v preteklosti že bilo izvedeno omejeno število preiskav (npr. Costa et al., 2011; Miccoli, 2018; Halici et al., 2018; Gokmen et al., 2019). Raziskava (Tomaževič in Gams, 2010) kaže na to, da imajo porobetonske zgradbe grajene s sistemom navpičnih vezi velik potencial z vidika potresne odpornosti. Na območjih z največjo potresno nevarnostjo v Sloveniji bi se lahko s takim zidovjem gradilo celo do tri etažne stanovanjske hiše.

Mehanske lastnosti zidovja iz porobetonskih zidakov so proporcionalno močno povezane s specifično gostoto porobetonskih zidakov, katere razpon se pri večini proizvajalcev za izgradnjo nekonstrukcijskih elementov giblje med 350 in 550 kg/m³. Povezava med specifično gostoto zidakov in tlačno trdnostjo zidovja je skoraj linearna, med 2 in 4 MPa. Poleg tlačne trdnosti je pomembna še upogibna trdnost, ki pa je odvisna predvsem od kvalitete malte in natančnosti izvedbe stika pri izgradnji zidov (Björk in Johanson, 2006). Tankoslojna malta je običajno industrijsko pripravljena suha mešanica na osnovi cementa, katero se zmeša z vodo, in ima boljše mehanske karakteristike v smislu natezne in tlačne trdnosti v primerjavi s porobetonskimi zidaki. Uporaba tankoslojne malte pri zidanju s porobetonskimi zidaki v primerjavi z uporabo konvencionalnih malt zvišuje trdnostne karakteristike zidovja kot kompozitnega materiala (Fudge, 2000). Zaradi poroznosti porobetonskih zidakov je tudi sprijemnost s tankoslojno malto, zaradi njenih finih delcev, pri pravilni izvedbi zelo dobra. Kot je razvidno iz raziskav (Björk in Johanson, 2006), je značilna porušitev pri pravilno izvedenem stiku te vrste zidovja natezna porušitev porobetonskega zidaka, tik ob maltni spojnici. Iz porušnih mehanizmov pri eksperimentalnih raziskavah (npr. Fried et al., 2005; Ferretti et al., 2015) je bilo dokazano, da se takšen tip zidovja obnaša bolj homogeno v primerjavi s tradicionalno grajenimi zidovi, kjer pride do porušitve vzdolž spojnic. V primerjavi s tradicionalnim opečnim zidovjem, kjer je šibkejši gradnik malta, je pri porobetonskem zidovju šibkejši gradnik zidak.

2.2 Nekonstrukcijski elementi

2.2.1 Zahteve za nekonstrukcijske zidane elemente v starih pravilnikih

Prva predpisa za novogradnjo in adaptacije na območju današnje Slovenije sta bila Gradbeni red za Štajersko iz leta 1857 in Gradbeni red za deželo Kranjsko iz leta 1875, ki sta bila v veljavi še po 1. svetovni vojni. V tem času se je uporabljal še avstrijski format opeke (Dvornik Perhavec, 2016). V veljavi sta bila vse do prvega naprednejšega predpisa za gradnjo na našem območju, ki je zajemal tehnične predpise. To je bil Jugoslovanski gradbeni pravilnik iz leta 1931 (Službeni list Kraljevske

banske uprave Dravske banovine 47/985: 1931). Po tem predpisu se je smelo graditi nenosilne predelne zidove iz opeke normalnega formata in apnene malte najmanj pol debeline opeke. Debelino četrtine opeke (zidanje »na kant«) pa so smeli imeti zidovi, ki so bili zidani z dodatkom portlandskega cementa in niso bili daljši od 5 m. Za gradnjo dimnikov je bila predpisana debelina zidovja vsaj polovico debeline opeke in podana je bila zahteva, da morajo biti spojnice popolnoma zapolnjene. Višina dimnika je morala znašati toliko, da sosednje zgradbe in okolica niso bile izpostavljene iskram, dimu in sajам. Do leta 1933 se je pravilnik dopolnjeval z raznimi podzakonskimi akti, v katerih so bile zajete tudi norme o kvaliteti zidakov. Leta 1933 je bil gradbeni pravilnik (Službeni list Kraljevske banske uprave Dravske banovine 16/146: 1933) dopolnjen in zaostrele so se številne tehnične zahteve pri zidanju. Za gradnjo nosilnih zidov iz opeke normalnega formata je bila debelina zidu pogojena z dolžino zidu. Za predelne zidove iz normalne opeke, ki delijo trgovine, skladišča ali posamezna stanovanja, je morala debelina znašati vsaj 25 cm, sicer pa 13 cm. Za dimnike so bile dodane nove zahteve, da se jih mora speljati vertikalno oziroma se jih lahko iz konstruktivnih razlogov iz vertikalne lege zasuka za največ 30°, zaključeni so morali biti vsaj 0.5 m nad slemenom zgradbe, nad površino krova pa najmanj 1.0 m.

Kot začetek slovenske standardizacije, se lahko šteje leto 1947, ko je bila v Ljubljani ustanovljena Republiška komisija za standardizacijo. Leta 1960 je bil izdan zakon o jugoslovanskih (JUS) standardih, prva izdaja standardov pa leta 1964 (Dvornik Perhavec, 2016). Leto 1964 štejemo tudi za leto izdaje prvih pravilnikov za protipotresno gradnjo.

Po potresu v Skopju, ki se je zgodil leta 1963, je z Uradnim listom SFRJ, št. 39/1964 stopil v veljavo pravilnik o začasnih tehničnih predpisih za grajenje na potresnih področjih s seizmično intenziteto VII, VIII in IX po MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg). Med drugim je ta pravilnik določal konstrukcijske zahteve pri projektiranju opečnih zgradb. Za predelne nenosilne zidove, ki ležijo na mednadstropni konstrukciji in se gradijo naknadno, je bila napisana le zahteva, da morajo ti biti spodaj, zgoraj in od strani dobro povezani z nosilnimi zidovi in stropi, da se zagotovi njihovo bočno stabilnost. Računskih zahtev za njihovo odpornost še ni bilo predpisanih. Za zidove dimnikov je bila predpisana kvaliteta zidovja z dopustnimi napetostmi za posamezno področje stopnje projektne seizmične intenzitete. Za področje VIII. in IX. stopnje po MCS je bilo zidove dimnikov potrebno ojačati z vertikalno armaturo premera 8 mm na največji oddaljenosti 25 cm ter armiranje horizontalnih spojníc na največji oddaljenosti 50 cm. Z Uradnim listom SFRJ, št. 17-214/1970 je bil sprejet Pravilnik o tehničnih ukrepih in pogojih za izvajanje zidov stavb. V njem so bili opredeljeni dovoljeni materiali za izvajanje nosilnih zidov stavb in predpisane osnovne računске kontrole vertikalne in horizontalne obremenitve zidu v njegovi ravnini ter dopustne tlačne napetosti glede na vrsto malte in vitkost zidov. Za tanke predelne zidove stavb je bilo navedeno le opozorilo brez računskih zahtev, da je potrebno upoštevati njihovo tlačno trdnost, odpornost proti bočnim vplivom in stabilnost. Debeline horizontalnih spojníc niso smele bit večje kot 15 mm, širina vertikalnih spojníc pa ni smela biti manjša kot 10 mm in ne večja kot 15 mm. Po potresu v Črni gori, ki se je zgodil leta 1979, je leta 1981 je prišel v veljavo Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih (Uradni list SFRJ, št. 31: 1981). Za visoke gradnje je predpisoval takšno projektiranje, da potresi največje jakosti sicer lahko povzročijo poškodbe nosilnih konstrukcij, ne sme pa se objekt porušiti. V tem pravilniku je prvič podana enačba za izračun potresne obremenitve nekonstrukcijskih elementov, in sicer za predelne nenosilne zidove, balkone, dimnike, rezervoarje, zidane parapete, ograje in ornamente. Velikost potresne obtežbe se je določila na podlagi koeficienta seizmičnosti območja po MCS, koeficienta vrste obravnavanega nekonstrukcijskega elementa in njegove teže. Koeficienti posamezne vrste nekonstrukcijskega elementa in smer delovanja potresne obtežbe glede na vrsto elementa so bili predpisani tabelarično. Za elemente

oziroma opremo, katere pomiki ali prevračanje bi utegnili ogroziti življenja ljudi, se mora računati z najvišjo vrednostjo koeficienta. Prosto stoječe dimnike se več ne obravnava kot nekonstrukcijske elemente, ampak kot primarne zidane konstrukcije, ki se jih mora v primeru, da gredo skozi streho od strešne konstrukcije ločiti z dilatacijo.

Za zidane elemente iz porobetonskih zidakov je bil izdan poseben pravilnik o tehničnih normativih ter pogojih za projektiranje in izvajanje konstrukcij s prefabrikati iz nearmiranega in armiranega plinastega betona in penastega betona (Uradni list SFRJ, št. 14-194: 1974). Pravilnik je zajemal normative za izdelavo porobetonskih zidakov glede na suho prostorninsko težo porobetona in zahtevano tlačno trdnost ter pravila za gradnjo tako nosilnih kot tudi nenosilnih zidov. Nosilne in nenosilne zidove iz zidnih blokov je bilo potrebno projektirati po metodi dopustnih tlačnih napetosti. Uporabljala se je lahko podaljšana cementna malta s tlačno trdnostjo najmanj 2.5 MPa ali tankoslojna malta, ki je ustrezala tabelaričnim vrednostim dopustnih tlačnih napetosti v zidovih. Za nearmirane predelne zidove iz nearmiranih plošč je morala znašati debelina zidu najmanj 7.5 cm. Za zidove višje od 3 m je bila predpisana najmanjša debelina 10 cm. Zidove, ki so bili višji od 3.5 m in dolgi več kot 5 m, pa je bilo potrebno ojačiti z armaturo oziroma jeklenimi vložki. Ravno tako je bila podana zahteva, da morajo biti takšni predelni zidovi povezani s sosednjimi zidovi ali konstrukcijo tako, da je zagotovljena njihova stabilnost. Zahtev za izvenravniško nosilnost ti predpisi niso zajemali. Večina jugoslovanskih pravilnikov je postalo neveljavnih med leti 2003 in 2008, ko so v veljavo prihajali Evrokod standardi.

Na območju bivše Jugoslavije se je poleg pravilnikov in JUS standardov gradilo tudi po nemških DIN standardih. Prvi DIN standard, ki je predpisoval tabelarične vrednosti debeline zidov v odvisnosti od števila etaž, etažnih višin za različne vrste zidakov in malte za gradnjo stanovanjskih objektov, je bil DIN 4106:1952. Minimalna debelina predelnega zidu, ki ga ni bilo potrebno posebej statično preverjati, je znašala 24 cm pri vseh vrstah zidovja. DIN standarda, ki sta zajemala tehnične zahteve za izračun in izvedbo s področja zidarstva sta bila DIN 1053:1962 z obrazložitvijo DIN 1053 Beiblatt: 1963. V teh standardih so bile zajete zahteve in pravila za gradnjo zidanih konstrukcij in zidanih nosilnih elementov, nekonstrukcijskih elementov pa niso obravnavali. Nosilne zidove debeline 11.5 – 24 cm se je smelo zidati do višine 3.25 m, zidove debeline 24 – 30 cm do višine 3.5 m in debeline večje od 30 cm do največ 5 m višine. Maksimalna razdalja med notranjimi zidovi debeline 11.5 – 17.5 cm je znašala 4.5 m, debeline 17.5 – 24 cm pa 6 m. Pri debelejših zidovih pa je bila maksimalna dopustna razdalja 8 m. Računske zahteve za gradnjo in projektiranje nenosilnih predelnih sten je obravnaval standard DIN 4103-1, ki je prišel v veljavo leta 1984. V standardu je bila opisna zahteva, da morajo biti predelne stene in njene povezave z nosilno konstrukcijo projektirane tako, da lahko kljubujejo statičnim obtežbam in udarcem, ki se lahko pojavijo tekom uporabe stavbe in da so sposobne prenesti obtežbe s svoje površine na nosilne elemente stavbe. V tem standardu so bile že podane računske zahteve za določitev izvenravniške odpornosti, vendar le na udarce, katerim so izpostavljeni. Zahtev za izvenravniško odpornost pri potresni obtežbi niso obravnavali.

2.2.2 Nekonstrukcijski predelni zidovi

Predelni nekonstrukcijski zidovi imajo lahko poleg funkcije delitve prostorov še sledeče funkcije (Brezar, 1995):

- nosi samo sebe, obloge, instalacije in opremo (običajno pa ne sodeluje pri prevzemu obtežb za konstrukcijo stavbe pomembnih delov),

- predstavlja obtežbo nosilne konstrukcije,
- ovira prehod toplote, zvoka, svetlobe,
- varuje pred požarom,
- prenaša občasne horizontalne obremenitve (npr. sunke).

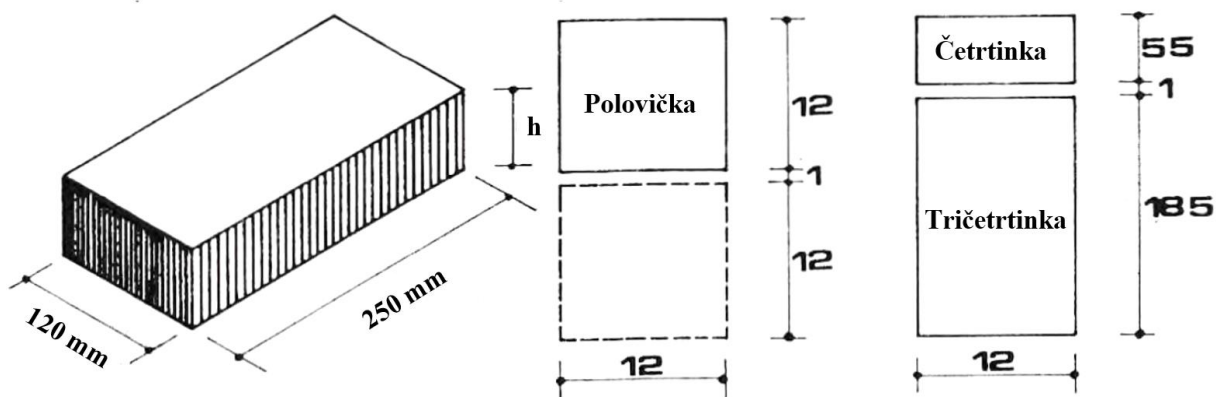
Nekonstrukcijski predelni zidovi, ki so imeli funkcijo pregrajevanja oziroma deljenja notranjih prostorov, so se v času pred drugo svetovno vojno in še kakšni dve desetletji po njej v glavnem gradili iz težjih materialov, kot jih uporabljamo danes, na primer sistemi iz mavčnokartonskih plošč. V stari literaturi (Dančević, 1970) so predelni zidovi razdeljeni glede na material, iz katerega so zgrajeni:

- opečni zidovi,
- armirani opečni zidovi,
- zidovi iz plošč (opečne, betonske, gips plošče, ipd.),
- zidovi iz lahkih gradbenih plošč iz lesenih vlaken,
- leseni skeletni zidovi z maltno oblogo ali oblogo iz drugega materiala,
- rabič-zidovi in
- stekleni zidovi.

Za nekonstrukcijske predelne zidove se šteje zidove, ki niso vertikalno obteženi oziroma ne prevzemajo nikakršne obtežbe. V okviru doktorske disertacije se osredotočamo na zidane predelne zidove, ki so zaradi svoje lastne teže ranljivejši od lahkih sistemov predelnih zidov. Takšni predelni zidovi so bili pri nas najpogosteje grajeni iz opeke normalnega formata, votlih opečnih zidakov s horizontalnimi odprtinami ali porolit zidaki in porobetonskimi bloki ali ploščami.

2.2.2.1 Opečni predelni zidovi iz polne opeke

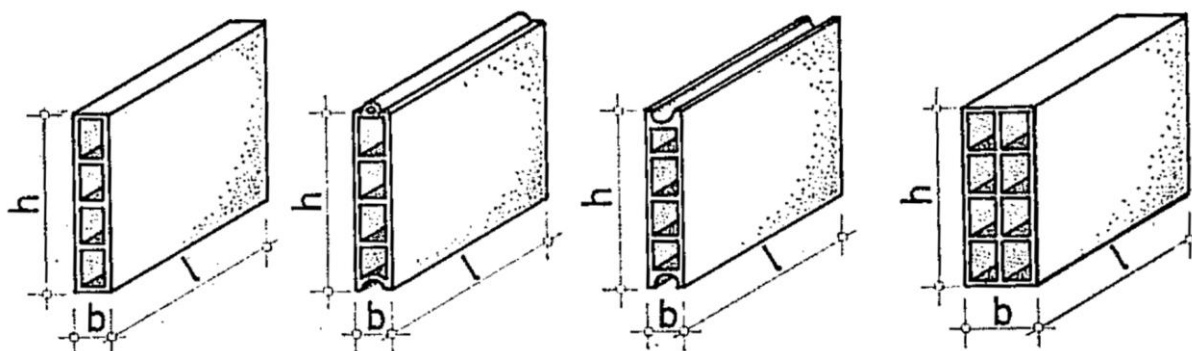
V praksi se je pogosto za izgradnjo predelnih zidov uporabljalo polne opečne zidake normalnega formata. Takšni zidovi so imeli debelino ene širine opeke normalnega formata 12 cm, za gradnjo pa se je uporabljalo apneno, podaljšano apneno cementno malto ali čisto cementno malto. Takšnim zidovom se ni preverjalo nosilnosti. Dovoljena površina takšnih zidov je bila 30 m², najvišja dovoljena višina je znašala 5 m in največja dolžina 6 m. Takšen predelni zid se je moral graditi s cementno malto z volumskim razmerjem cement : pesek 1 : 4, za manjše zidne površine pa se je lahko gradilo s podaljšano apneno cementno malto z volumskim razmerjem apno : cement : pesek 1 : 1.5 : 8. Večje dimenzije takšnih pregradnih zidov brez vrat se je armiralo le s postavljanjem armature v vsako tretjo horizontalno spojnico in so se morali na stikih z nosilnimi zidovi sidrati. Če so bila v takšnem zidu vrata, pa jih je bilo potrebno armirati še vertikalno. (Dančević, 1970). Poleg opeke normalnega formata se je za zidanje predelnih zidov lahko uporabljalo tudi fasadno opeko, v primeru kadar se jih ni ometalo. Karakteristike polne opeke normalnega formata je predpisoval standard JUS B.D1.011, fasadne polne opeke iz gline pa standard JUS B.D1.013. Višina fasadne opeke je bila lahko enakih dimenzij kot opeka normalnega formata, ali pa se je razlikovala glede na višino, ki lahko znašala 55 mm. Pri gradnji zidov se je preklapljalo zidake za polovico ali četrtno dolžine (Slika 2.1). Zaradi potreb sloga oziroma ravnih zaključnih linij, se je dolžino zidaka skrajšalo z uporabo zidarskega kladiva med zidanjem. (Tehničar - Građevinski priručnik 3)



Slika 2.1: Polna opeka in priporočila za preklapljanje zidakov pri zidanju (Tehničar – Građevinski priručnik 3).
Figure 2.1: Full brick and recommendations for bricklaying (Tehničar – Građevinski priručnik 3).

2.2.2.2 Predelni zidovi iz votlih opečnih zidakov s horizontalnimi odprtinami

Pogosto se je predelne zidove zidalo tudi iz votlih opečnih zidakov, ki so bili običajno večjih dimenzij. Standarda, ki sta opredeljevala takšne zidake, sta bila JUS B.D1.022 in JUS B. D.1.024. Prvi je predpisoval karakteristike modularnih opečnih zidakov s horizontalnimi odprtinami za predelne zidove, drugi pa porolit zidakov. Porolit zidaki so ravno tako modularni zidaki s horizontalnimi odprtinami z nekoliko manjšo specifično težo, zaradi dodatkov glini v fazi proizvodnje. Standardna višina modularnih zidakov obeh vrst je znašala 90 ali 290 mm, dolžina 290 ali 390 mm in debelina 50, 70 ali 90 mm, za porolit pa celo le 30 mm. (Dančević, 1970). Z novjšimi verzijami standardov JUS B.D1.022 in JUS B. D.1.024, so bili predpisani tudi daljši zidaki. Zidaki so imeli ravne naležne ploskve ali pa so bili izdelani žlebovi za lažjo gradnjo in večjo sprijemno površino malte. Glede na širino zidaka, so bili te izdelani z enim ali dvema prekatoma, kot je razvidno iz slike 2.2.



Slika 2.2: Votli opečni zidaki po JUS B.D1.022 (Dančević, 1970).
Figure 2.2: Hollow clay units in accordance with JUS B.D1.022 (Dančević, 1970).

Za zidanje se je uporabljalo cementno ali podaljšano apneno cementno malto. Debelina horizontalnih in vertikalnih spojníc v zidu je morala znašati 1 cm, zaradi modularnih dimenzij zidakov. Takšne predelne zidove je bilo potrebno z nosilnimi zidovi povezati z izvedenim žlebom v nosilnem zidu globine vsaj 5 cm. Najvišjo spojnico oziroma stik med predelnim zidom in stropom je bilo potrebno dobro zapolniti in učvrstiti z zaklinjanjem. Največje dopustne dimenzije predelnih zidov so prikazane v preglednici 2.1. Za večje dimenzije kot so prikazane v preglednici je bilo potrebno izvesti horizontalne in vertikalne armiranobetonske vezi ali dodati horizontalno in vertikalno armaturo. (Dančević, 1970)

Preglednica 2.1: Dopustne dimenzije predelnih zidov iz opečnih zidakov s horizontalnimi odprtini (Dančević, 1970).

Table 2.1: Dimension limits for partition walls built with horizontal hollow clay units (Dančević, 1970).

Minimalna debelina predelnega zidu brez ometa	Dopustna višina predelnega zidu	Dopustna dolžina predelnega zidu
[cm]	[m]	[m]
9	4	6
7.5	3.5	6
5	3	6
3	2.5	4

2.2.2.3 Predelni zidovi iz porobetonskih blokov ali plošč

Tanki predelni zidovi iz porobetonskih blokov ali plošč so se najpogosteje gradili debeline 5, 7.5 ali 10 cm, s kvaliteto zidakov s tlačno trdnostjo 2.5 ali 5 MPa, za zidanje pa se je uporabljalo podaljšano apneno cementno malto z volumskim razmerjem 1 : 1 : 8 ali 1 : 2 : 10 ter cementno malto z volumskim razmerjem 1 : 4. Takšni zidovi so morali biti z nosilnimi bočnimi zidovi spojeni preko narejenega žleba v nosilni steni ali biti na njih pritrjeni s trakastimi jeklenimi kotniki ali trakastimi ploščicami, ki se jih je vgradilo v horizontalne spojnice. Najvišja spojnica med zidom in stropom je morala biti dobro zapolnjena in utrditi jo je bilo potrebno z zaklinjanjem jeklenih ploščic. Dopustne dimenzije predelnih zidov iz porobetonskih blokov so podane v preglednici 2.2. (Dančević, 1970)

Preglednica 2.2: Dopustne dimenzije predelnih zidov iz porobetonskih zidakov (Dančević, 1970).

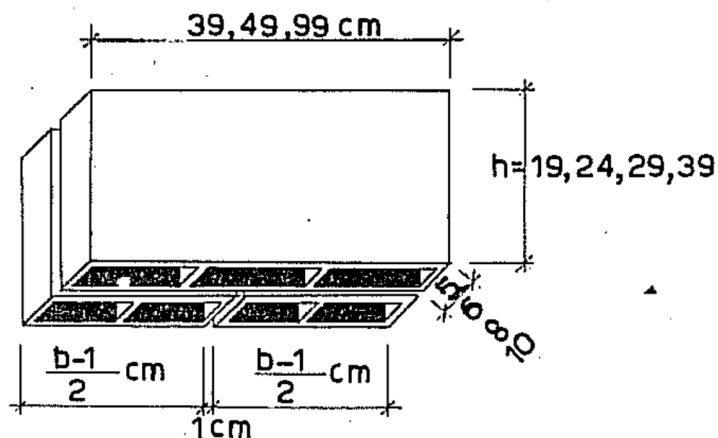
Table 2.2: Dimension limits for partition walls built with autoclaved aerated concrete units (Dančević, 1970).

Minimalna debelina predelnega zidu brez ometa	Dopustna višina predelnega zidu	Dopustna dolžina predelnega zidu
[cm]	[m]	[m]
10	4.5	6
7.5	3.5	6
5	3	6

Zaradi majhnih odstopanj porobetonskih produktov kot posledice njihove proizvodnje, se je za gradnjo poleg tradicionalnih malt v vse večji meri uporabljalo tudi pred-pripravljeno tankoslojno malto. Z uvedbo Pravilnika o tehničnih normativih ter pogojih za projektiranje in izvajanje konstrukcij s prefabrikati iz nearmiranega in armiranega plinastega betona in penastega betona (Uradni list SFRJ, št. 14-194/1974) je morala tankoslojna malta ustrezati zahtevam dopustnih napetosti tega pravilnika, ki so bile odvisne od kvalitete porobetonskega zidaka in debeline zidu. Horizontalne in vertikalne spojnice pri takšnih predelnih zidovih so bile debeline 2-3 mm. Leta 1980 je bil izdan tudi Pravilnik o jugoslovanskih standardih za celičast beton (Uradni list SFRJ, št. 38/77 in 11/80), ki je med drugimi predpisoval tudi jugoslovanski standard JUS U.N1.308, v katerem so bile opredeljene standardne dimenzije, njihova maksimalna odstopanja in zahteve za kvaliteto porobetonskih zidakov.

2.2.2.4 Predelni zidovi iz lahkih betonskih blokov

Za izgradnjo predelnih zidov iz lahkih betonskih blokov, se je uporabljalo polne in votle bloke iz lahkega betona, debelin 5, 6, 8 in 10 cm (Slika 2.3), odvisno od željene debeline zidu. Zidanje se je izvajalo s polovičnim preklapljanjem betonskih blokov, zato so bili industrijsko izdelani tudi polovični bloki. Za zidanje se je uporabljalo podaljšano apneno cementno malto ali samo cementno malto, vertikalne in horizontalne naležne spojnice se bile debeline 10 mm. Podobno kot pri predelnih zidovih iz opečnih zidakov s horizontalnimi odprtini se je na robovih izvedlo stik z nosilnimi zidovi z žlebom ter na vrhu se je moralo dobro zapolniti najvišjo spojnico, kjer je stičišče s stropno konstrukcijo. (Dančević, 1970)



Slika 2.3: Votli bloki iz lahkega betona (Dančević, 1970).
Figure 2.3: Light-weight hollow concrete blocks (Dančević, 1970).

2.2.3 Tehnični normativi za nenosilne predelne zidove pred prihodom Evrokod (EC) standardov

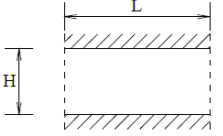
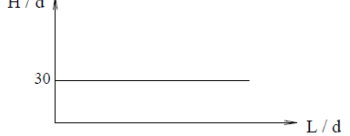
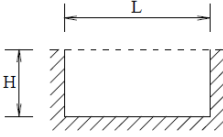
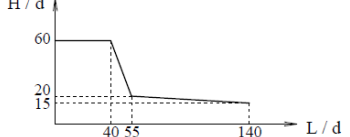
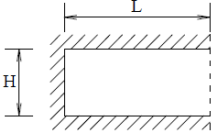
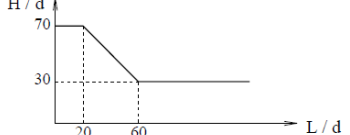
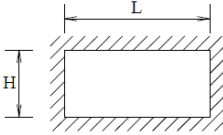
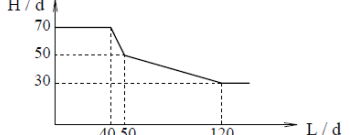
V jugoslovanskem pravilniku o tehničnih normativih za zidane zidove (Službeni list SFRJ, št. 87/91) je podana zahteva, da ti ne smejo biti izpostavljeni obtežbi vetra ter da morajo izpolnjevati sledeče pogoje:

- debelina predelnega zidu brez obloge ne sme biti manjša od 5 cm,
- vitkost zidu H/d ne sme biti večja od vrednosti v preglednici 2.3,
- morajo biti odporni na izvenravninske udarce,
- deformacije medetažnih konstrukcij in drugih delov primarne konstrukcije ne smejo poškodovati teh zidov.

Kljub temu, da v Sloveniji ta pravilnik ni stopil v veljavo, lahko na podlagi predpisanih dopustnih vrednosti vitkosti iz preglednice 2.3 sklepamo, da so se v času pred objavo pravilnika na našem območju gradili zelo vitki nekonstrukcijski predelni zidovi. V preglednici je vitkost pogojena le z dimenzijami zidu in ne z materialnimi karakteristikami kot so lastna teža ali trdnostne karakteristike zidovja.

Preglednica 2.3: Največje dovoljene vitkosti nenosilnih notranjih zidov (Pravilnik o tehničkih normativima za zidane zidove. Službeni list SFRJ, št. 87/91).

Table 2.3: Slenderness limits for non-loadbearing partition walls (Pravilnik o tehničkih normativima za zidane zidove. Službeni list SFRJ, št. 87/91).

Način naleganja - vpetja	Največje dovoljene vitkosti zidov H/d za določena razmerja dolžine in debeline zidov L/d *
	
	
	
	

*) L - dolžina zidu H - višina zidu d - debelina zidu

2.2.4 Zahteve sodobnih standardov za nekonstrukcijske zidane elemente

Pri nas so trenutno v veljavi Evrokod standardi, ki predpisujejo pravila za projektiranje in gradnjo. Področje zidanih konstrukcij in zidanih elementov pokriva standard EC6, področje protipotresne gradnje in sanacije pa standard EC8. Iz področja projektiranja zidanih konstrukcij (EC6), ki obravnavajo zidane elemente na splošno, so pri nas v veljavi standardi SIST EN 1996-1-1:2006 (Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje), SIST EN 1996-2:2006 (Projektiranje z upoštevanjem izbire materiale in izvedbo zidovja) in SIST EN 1996-3:2006 (Poenostavljene računске metode za nearmirane zidane konstrukcije). Iz področja projektiranja potresno odpornih konstrukcij (EC8) pa sta trenutno v veljavi standarda SIST EN 1998-1:2005 (Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe) in SIST EN 1998-3:2005 (Ocena in prenova stavb), ki pokrivata področje potresne odpornosti stavb ter standard SIST EN 1998-6:2005 (Stolpi, jambori, dimniki), ki podaja zahteve za potresno odpornost stolpov, jamborov in dimnikov. Standard EC8 definira nekonstrukcijske elemente kot arhitektonske elemente ali dele strojne ali električne opreme, ki se jih zaradi premajhne nosilnosti ali načina povezave s konstrukcijo pri seizmični analizi ne upošteva kot nosilne elemente.

Standard SIST EN 1996-1-1:2006 ne obravnava ločeno zidanih nekonstrukcijskih elementov kot so predelni zidovi. V tem standardu so predpisani postopki za izračun odpornosti različnih vrst zidanih elementov glede na njihove obremenitve. Pri vseh zidanih elementih, tudi pomožnih, je potrebno upoštevati končno mejno stanje in mejno stanje uporabnosti. Ravno tako so v standardu predpisane lastnosti materialov (zidaki, malta, beton, armatura in zidovje), ki jim morajo zadostiti materiali, s katerimi se zida. V njem ni minimalnih zahtev za lastnosti posameznih sestavin zidovja, ampak se glede

lastnosti sklicuje na ostale evropske standarde, saj se pri preverjanju odpornosti zidanih elementov ne upošteva mehanskih lastnosti posameznih sestavnih materialov, ampak se uporablja mehanske lastnosti zidovja. Za določitev mehanskih lastnosti zidovja se standard sklicuje na druge evropske standarde za eksperimentalno določitev s preizkušanjem. Če podatkov s preiskavami ni na voljo, so predpisane bodisi enačbe ali tabelarične vrednosti za določitev mehanskih lastnosti glede na vrsto zidovja. Standard opredeljuje različne vrste zidov glede na njihovo funkcijo v stavbi. Strižni zidovi so tisti, ki lahko nosijo vertikalno obtežbo ali pa ne. Če po debelini ustrezajo zahtevam za strižne stene in ne nosijo vertikalne obtežbe so to vezni zidovi. Zidovi, ki so postavljeni pravokotno na drug zid z namenom podpiranja pred bočnimi vodoravnimi silami in preprečujejo njegov uklon, pa so zidovi za učvrstitvev. Standard opredeljuje še konstrukcijske zahteve za nearmirano zidovje, povezano zidovje in armirano zidovje. Za nearmirano zidovje je pri izvedbi predpisano medsebojno preklapljanje zidakov za dolžino večjo od 0.4-kratne višine zidaka ali vsaj 40 mm. Na vogalih in stičiščih dveh zidov pa preklon ne sme biti krajši od debeline zidaka. V primeru, da se za zidanje uporablja malta za splošno uporabo ali lahka malta, morajo biti spojnice debele med 6 in 15 mm. Na potresnih območjih kontinuirane navpične spojnice niso dopuščene. Če je celotna konstrukcija grajena iz nearmiranega zidovja, mora biti zidovje povezano s horizontalnimi armiranobetonskimi vezmi na višini vsake medetažne konstrukcije (zahteva SIST EN 1998-1). Za povezano zidovje se smatra sistem gradnje, pri katerem se na stičiščih zidov izvede vertikalne vezi in horizontalne vezi v višini medetažnih konstrukcij. Armirano zidovje pa je sistem gradnje, kjer se jekleno armaturo ali mreže polaga v maltne spojnice ali luknje zidakov, ki se jih zalije z betonom ali drugo zalivno maso. Takšna zidovja običajno sodelujejo pri odpornosti celotne konstrukcije, zato jih ne smatramo za nekonstrukcijske elemente. Ravno tako je v standardu opredeljeno, da se za nosilni zid upošteva vsak zid, katerega neto tlorisna površina presega 0.04 m^2 (IZS - Priručnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih). V nacionalnem dodatku SIST EN 1998-1:2005/A101:2006 so opredeljene še geometrijske zahteve (minimalna debelina, dolžina ter vitkost) za strižno obremenjene zidove, ki prevzemajo potresno obtežbo, zahtev za nekonstrukcijske predelne zidove pa ne opredeljujejo.

V SIST EN 1996-1-1:2006 je podana najmanjša debelina zidu, ki mora biti tolikšna, da je zagotovljena robustnost zidu in da ustreza računskim kontrolam. Ena izmed konstrukcijskih zahtev za zidove predpisuje, da vitkost nearmiranih zidov (efektivna višina / efektivna debelina zidu) ne sme presegati vrednosti 27, ko so ti izpostavljeni le vertikalni obtežbi. V standardu so tudi predpisane zahteve za malto glede na vrsto zidakov, iz katerih bo zid zidan ter načini sidranja in povezovanja zidov. V informativnem dodatku so podana še mejna razmerja med višino in debelino ter dolžino in debelino zidov pri mejnem stanju uporabnosti. V primeru zidov, ki so vpeti le zgoraj in spodaj, ne pa na robovih, se višino zidu omeji na 30 kratnik njegove debeline, za ostale robne pogoje pa so priporočene mejne vrednosti vitkosti podane grafično v odvisnosti od dolžine zidu. Nacionalni dodatek (SIST EN 1996-1-1:2006+A1:2013/oA101:2016) za najmanjšo debelino nosilnih zidov privzema enake vrednosti, kot so navedene v nacionalnem dodatku SIST EN 1998-1:2005/A101:2006 za strižno obremenjene zidove. Dodatno so predpisani še nacionalni parametri za karakteristično strižno in upogibno trdnost zidovja različnih vrst in izbiro vrste jekla za armiranje glede na trajnost. Glede na debelino zidovja so podane še dopustne dimenzije navpičnih, vodoravnih in poševnih utorov ter oslabitev zidovja, ki so dopuščeni brez statične presoje.

Standard SIST EN 1996-2:2006 opredeljuje zahteve pri izbiri materiala za zidanje glede na vpliv okolja, ki mu bodo zidovi izpostavljeni, zahteve pri izvedbi za trajnostno gradnjo glede na izpostavljenost zunanjim vplivom in navodila pri sami izvedbi, kot je hranjenje materiala, dopustna dimenzijska

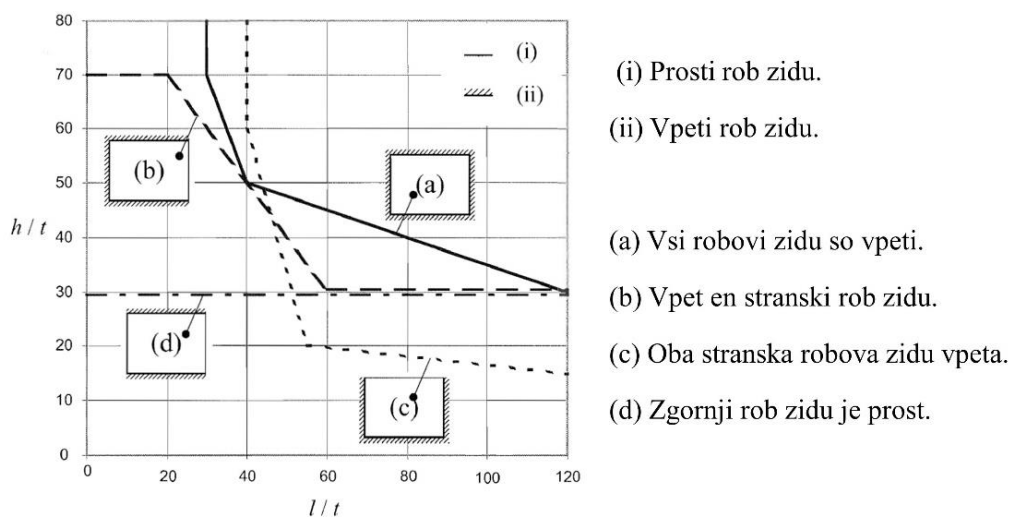
odstopanja, ipd. Kar zadeva nekonstrukcijske elemente, ta standard predpisuje za nenosilne zidove maksimalno dolžino nearmiranih zidov oziroma razdaljo vertikalnih pomičnih stikov (dilatacij) glede na vrsto zidovja (Preglednica 2.4). Ti stiki so potrebni za preprečevanje poškodb zidov zaradi termičnih in vlažnostnih sprememb, krčenja in pomikov, ki so lahko posledica vertikalnih in horizontalnih obremenitev. Te zahteve so postavljene za fasadne zidove in ne notranje predelne zidove.

Preglednica 2.4: Dopustne dolžine nearmiranih nenosilnih zidov med vertikalnimi vezmi glede na vrsto zidovja (SIST EN 1966-2:2006).

Table 2.4: Recommended length between vertical junctions for unreinforced non-loadbearing walls (SIST EN 1996-2:2006).

Vrsta zidovja	Dopustna dolžina zidu [m]
Opečno zidovje	12
Silikatno zidovje	8
Zidovje iz betonskih zidakov ali obdelanih kamnitih zidakov	6
Zidovje iz porobetonskih zidakov	6
Zidovje iz naravnega kamenja	12

Po standardu SIST EN 1996-3:2006 se lahko s poenostavljenimi postopki projektira nearmirane zidove, katerih vitkost ni večja od 21 v največ 4 etažnih objektih. S poenostavljeni postopki se na podlagi tabelarnih vrednosti določi odpornosti zidov in za njih ni potrebno računsko preverjati njihove odpornosti. Standard podaja poenostavljeno metodo za določitev debeline in mejnih dimenzij notranjih zidov, ki niso obteženi z vertikalno obtežbo. Maksimalna dopustna višina takega zidu znaša 6 m in dolžina 12 m, debelina pa ne sme biti manjša od 5 cm. Odvisno od vpetja zidov v nosilno konstrukcijo, velikosti in pozicije odprtín, so te dimenzije omejene s strožimi zahtevami (Slika 2.4).



Slika 2.4: Geometrijske omejitve notranjih zidov, ki niso vertikalno obteženi (SIST EN 1996-3:2006).
 Figure 2.4: Geometry limitations of internal walls not subjected to vertical load (SIST EN 1996-3:2006).

V nacionalnem aneksu SIST EN 1998-1:2005/A101:2006 je jasno opredeljeno, da uporaba nearmiranega zidovja, ki izpolnjuje le zahteve SIST EN 1996, ni dopustna in mora izpolnjevati zahteve standarda SIST EN 1998-1. Ta v splošnem predpisuje dve glavni zahtevi, in sicer zahtevo po neporušitvi in zahtevo po omejitvi poškodb. Da bo zahtevama zadoščeno, je potrebno preveriti predpisani mejni stanji:

- **Mejno stanje nosilnosti:** Za nekonstrukcijske elemente je potrebno dokazati, da pri projektne potresnem vplivu njihovo obnašanje ne ogroža ljudi in ne vpliva na poslabšanje odziva ostalih elementov konstrukcije.
- **Mejno stanje uporabnosti:** Za nekonstrukcijske elemente ni posebnih zahtev.

V standardu za protipotresno gradnjo je za nekonstrukcijske elemente (kot so npr. predelne stene, parapeti, strojna oprema, itd.), ki lahko v primeru porušitve ogrožajo ljudi ali vplivajo na primarno konstrukcijo, v splošnem predpisano, da je potrebno preveriti, če so takšni elementi in njihove podpore sposobni prenesti potresne vplive. Standard predpisuje izračun horizontalne potresne sile $F_{a,EC}$ z enačbo (2.1), ki deluje v težišču nekonstrukcijskega elementa v najneugodnejši smeri.

$$F_{a,EC} = (S_{a,EC} \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (2.1)$$

$S_{a,EC}$... potresni koeficient za nekonstrukcijske elemente,

W_a ... teža nekonstrukcijskega elementa,

γ_a ... faktor pomembnosti nekonstrukcijskega elementa,

q_a ... faktor obnašanja nekonstrukcijskega elementa.

S potresnim koeficientom $S_{a,EC}$ so zajeti potresni vplivi odvisni od tipa tal, kjer stoji konstrukcija, nihajnega časa primarne konstrukcije, višine pozicije elementa v stavbi in nihajnega časa nekonstrukcijskega elementa. Faktor pomembnosti nekonstrukcijskega elementa je običajno 1, razen v primerih, ko gre za nekonstrukcijske elemente, ki so nevarni za ljudi (sidranje strojev, opreme, rezervoarjev s strupenimi ali eksplozivnimi snovmi). V teh primerih znaša vrednost faktorja pomembnosti 1.5. S faktorjem q_a je zajeta duktilnost obnašanja nekonstrukcijskega elementa glede na njegovo vrsto (Preglednica 2.5). V literaturi je že dokazano, da je takšen izračun potresne obtežbe zelo konservativen in neprimeren (Vukobratović, 2015). Pri omejitvi poškodb oziroma pri mejnem stanju uporabnosti za nekonstrukcijske elemente ni posebnih zahtev, so pa omejeni etažni pomiki konstrukcije, glede na stopnjo duktilnosti nekonstrukcijskih elementov.

Preglednica 2.5: Vrednosti faktorja obnašanja nekonstrukcijskega elementa (SIST EN 1998-1:2006).

Table 2.5: Values of behaviour factor for non-structural elements (SIST EN 1998-1:2006).

Vrsta nekonstrukcijskega elementa	q_a
<ul style="list-style-type: none"> - Konzolni parapeti ali ornamentacije - Oznake in table - Dimniki, jambori in rezervoarji na nogah, ki delujejo kot nepodprte konzole po več kot polovici njihove celotne višine 	1.0
<ul style="list-style-type: none"> - Zunanje in notranje stene - Predelne stene in fasade - Dimniki, jambori in rezervoarji na nogah, ki delujejo kot nezavetrovane konzole po manj kot polovici njihove celotne višine, ali ki so zavetrovani ali privezani na konstrukcijo v njihovem masnem središču ali nad njim - Sidrane omare ali police, ki so stalno postavljene na tleh - Sidrani spuščeni stropi in pritrjena svetila 	2.0

Standard SIST EN 1998-3:2005 obravnava zgradbe in njene sestavne dele po metodah mejnih stanj. Opređeljena so tri mejna stanja:

- **Mejno stanje blizu porušitve (NC):** Pri tem mejnem stanju je dopuščena porušitev nekonstrukcijskih elementov.
- **Mejno stanje velikih poškodb (SD):** Nekonstrukcijski elementi se lahko poškodujejo, vendar se predelni zidovi in zidana polnila ne smejo porušiti izven svoje ravnine.
- **Mejno stanje omejitve poškodb (DL):** Nekonstrukcijski elementi so lahko vidno razpokani, oziroma poškodovani do take mere, da se jih lahko ekonomično popravi.

Standard SIST EN 1998-3:2005 za nekonstrukcijske elemente predpisuje utrditev na tak način, da bodo nekonstrukcijski elementi zadostili zahtevam standarda SIST EN 1998-1:2005. Takšnim elementom je potrebno zagotoviti zadostno odpornost, da pri potresni obtežbi ne pride do njihove popolne porušitve. Njihovo odpornost se mora zagotoviti s pravilnim povezovanjem s konstrukcijskimi elementi, sidranjem in povečanjem njihove odpornosti. Glede na zahteve veljavnih standardov je potrebno pri obravnavi zidanih nekonstrukcijskih elementov, kot so predelni zidovi, na potresnih območjih določiti potresno obtežbo za nekonstrukcijske elemente v skladu s standardom SIST EN 1998-1:2005. Ob upoštevanju potresne obtežbe pa se za izračun odpornosti zidovja na horizontalno obtežbo lahko uporabi postopek iz standarda SIST EN 1996. Trenutno je v pripravi že nova generacija Evrokod standardov. V predlogu novega standarda EC8 (prEN 1998-1-1:2019) so zajete nove zahteve za izračun potresne obtežbe in podrobnejša obravnava nekonstrukcijskih elementov pri projektiranju. Ravno tako bodo novi standardi zajemali natančnejše računске postopke in kontrole za izvenravninsko odpornost zidovja. Geometrijske zahteve za zidane nekonstrukcijske elemente, za katere ne bo potrebno računsko preverjati izvenravninske odpornosti, prikazujemo v spodnji preglednici 2.6. Če pogoji opredeljeni v preglednici ne bodo izpolnjeni, bo potrebno odpornost nekonstrukcijskih elementov računsko preveriti na enak način kot za konstrukcijske zidane elemente.

Preglednica 2.6: Geometrijske zahteve za nekonstrukcijske (sekundarne) zidane elemente (prEN 1998-1-2:2019).
 Table 2.6: Geometric requirements for non-structural (secondary) masonry elements (prEN 1998-1-2:2019).

Vrsta zidovja	Etažni pospešek [m/s ²]	Nekonstrukcijski zidovi razpeti med medetažnimi konstrukcijami $(h/t)_{max}$	Konzolni parapeti in dimniki $(h/t)_{max}$
Nearmirano zidovje	> 3	15	10
	≤ 3	20	10
Armirano in povezano zidovje	ni omejitve	20	20

V standardu SIST EN 1998-6:2005 so podana konstrukcijska priporočila za zidane dimnike. Temelji zidanih dimnikov morajo biti grajeni iz betona ali polnega zidovja, debeline vsaj 30 cm in morajo biti vsaj 15 cm širši od tlorisne površine dimnika. Globina temeljenja mora biti večja od globine zmrzovanja ali vsaj 30 cm pod površino tal na območjih, ki niso podvržena zmrzovanju. Priporočena minimalna vertikalna armatura za dimnike horizontalnega prereza širine do 1 m so štiri palice premera 12 mm, ki

morajo biti sidrane v temelj in potekati kontinuirno po celotni višini dimnika. Dimnikom s horizontalnim prečnim prerezom širine večje od 1 m, se doda dve dodatni armaturni palici za vsak meter širine horizontalnega prečnega prereza. Vertikalna armatura mora biti obdana s stremensko armaturo premera 6 mm z maksimalnim medsebojnim razmikom 40 cm. Dimniki, ki potekajo skozi več etaž objekta, morajo biti na višini vsakega nadstropja in strehi sidrani v nosilno konstrukcijo. Dodatne vertikalne obtežbe ne smejo prevzemati, razen v primeru, ko so na dodatno obtežbo projektirani in so del zidanih ali betonskih zidov nosilne objekta. Za zidanje dimnikov se mora uporabiti polne zidake ali votlake, katerih nominalna debelina ni manjša od 10 cm.

V primerjavi z EC standardi, ameriški standard za potresno ocenjevanje in prenovo obstoječih zgradb (ASCE SEI 41-17) podrobneje obravnava nekonstrukcijske elemente v splošnem. Za vsako vrsto nekonstrukcijskih elementov je opredeljeno posebno podpoglavje, v katerem so definirane zahteve, ki jih mora nekonstrukcijski element izpolnjevati po izvedbi utrditve. Za vsako vrsto nekonstrukcijskega elementa je definirano tudi, katera mejna stanja mora ta izpolnjevati. Predelni zidovi na primer so celo razdeljeni na težke in lahke predelne zidove. Lahkih predelnih zidov (suhomontažne predelne stene iz mavčnokartonskih ali lesenih plošč na kovinski ali leseni podkonstrukciji) ni potrebno računsko preverjati za mejna stanja, definirana za zagotovitev varnosti ljudi, medtem ko je za težke predelne zidove (grajene iz zidovja) potrebno zagotoviti dinamično stabilnost oziroma odpornost na horizontalno potresno silo pravokotno na ravnino, ki je definirana na podlagi faktorjev dinamičnih lastnosti nekonstrukcijskega elementa podobno kot v standardnih EC. Etažni spekter pospeškov je konstanten po etažah po celotnem območju nihajnih časov nekonstrukcijskih elementov.

2.3 Obnašanje zidanih nekonstrukcijskih elementov pri delovanju potresne obtežbe

V zadnjih letih smo bili v svetu večkrat priča pojavu potresov višjih intenzitet, ki so za seboj pustili hude posledice. Tudi v Sloveniji smo bili že priča močnejšim potresom, ki so povzročili večje poškodbe grajenega okolja (Gosar, 2011):

- Potres v Ljubljani (1895) z magnitudo 6.1 (VIII. – IX. stopnje po EMS),
- Potres v Ilirski Bistrici (1956) z magnitudo 5.1 (VII. stopnje po EMS),
- Potres na Kozjanskem (1974) z magnitudo 5.1 (VII. – VIII. stopnje po EMS),
- Potres v Furlaniji s posledicami v Posočju (1976) z magnitudo 6.5 (IX. – X. stopnje po EMS),
- Potres v Zgornjem Posočju (1998) z magnitudo 5.6 (VII. – VIII. stopnje po EMS),
- Potres v Zgornjem Posočju (2004) z magnitudo 5.1 (VI. – VII. stopnje po EMS).

V nadaljevanju se bomo osredotočili na posledice zadnjih večjih potresov v bližini Slovenije, iz območij, ki imajo podoben stavbni fond. Ti potresi so se zgodili v Italiji (v L'Aquila leta 2009 in v Centralni Italiji - Arquanti del Tronto leta 2016) ter na Hrvaškem (v Zagrebu in v Petrinji leta 2020). Glede na podobno stavbno zapuščino in geotektonske značilnosti lahko takšne potrese pričakujemo tudi v Sloveniji. Po mnenju seizmologov lahko glede na geotektonske značilnosti našega območja pri nas pričakujemo potrese z jakostjo do magnitude 7 (Gosar, 2011).

Nekonstrukcijski elementi predstavljajo pomemben delež celotnih izgub pri popotresnih opazovanjih širom sveta. Poškodbe nekonstrukcijskih elementov, katere pomembno vplivajo na popotresno

uporabnost obstoječih stavb, se pojavijo že pri nižjih intenzitetah potresov. Raziskovalci (npr. Taghavi in Miranda, 2003; Filiatrault and Sullivan, 2014) so že izpostavili, da lahko izgube zaradi poškodovanosti nekonstrukcijskih elementov v javnih zgradbah močno presegajo izgube zaradi poškodb konstrukcije oziroma konstrukcijskih elementov. Številna popotresna opazovanja nam bližnjih potresov (Augenti in Parisi, 2010; Braga et al., 2011; Miranda et al., 2012; Perrone et al., 2019; Sorrentino et al., 2019; Markušić, 2020; Stepinac 2021) nakazujejo na to, da so zidani nekonstrukcijski elementi ena najbolj ranljivih skupin. Najpogosteje so po potresih opažene poškodbe ali porušitve zidanih polnil armiranobetonskih okvirjev, notranji zidani predelni zidovi, dimniki in parapeti.

Za zidana polnila velja, da so najbolj izpostavljena poškodbam ob nastopu potresa, saj so občutljiva tako na etažne pomike konstrukcije kot tudi pospeške, odvisno od smeri delovanja potresa. Značilne poškodbe takšnih elementov so ravninske in izvenravninske in so predvsem posledica slabe povezave z armiranobetonskim okvirjem. Braga et al. (2011) so izpostavili, da so bile tovrstne porušitve pogoste pri potresu leta 2009 v L'Aquila. Pri centralnem potresu v Italiji so bile ravno tako opažene številne izvenravninske popolne porušitve zidanih polnil (Slika 2.5), ki so glavna posledica delovanja inercijskih sil, ki se tvorijo zaradi delovanja potresa (pospeška) pravokotno na ravnino polnila. Vpliv na povečanje inercijske sile imajo poleg lastne teže še dodatne obtežbe (omet, omare...). Vzrok za veliko število poškodovanosti in porušitev polnil je fond zgradb, ki so bile grajene pred letom 1970, ko v Italiji še ni bilo modernih zahtev za protipotresno gradnjo (Perrone et al., 2019). Pred tem letom so za gradnjo polnil v veliki meri uporabljali opečne zidake s horizontalnimi odprtinami.



Slika 2.5: Potres v centralni Italiji: Izvenravninska porušitev zidanih polnil (Celano et al., 2016).

Figure 2.5: Out-of-plane collapse of masonry infill walls (Celano et al., 2016).

Mehanizme porušitev zidanih polnil zaradi horizontalne potresne sile v njihovi ravnini na podlagi eksperimentov je raziskovalo že kar nekaj raziskovalcev (npr. Fiorato et al., 1970; Žarnić in Tomažević, 1985; Mosalam, 1997; Shing in Mehrabi, 2002; Morandi et al., 2017). Shing in Mehrabi (2002) sta klasificirala štiri različne porušitve tovrstnih elementov v njihovi ravnini: tvorjenje horizontalne razpoke na sredini zidanega polnila, diagonalne natezne razpoke, horizontalni zdrs po spojnici in drobljenje vogalov polnila. V zadnjih desetletjih pa narašča število raziskovalcev, ki raziskujejo izvenravninsko obnašanje zidanih polnil (npr. Dawe in Seah, 1989; Angel et al., 1994; Hashemi in Mosalam, 2007; Akhoundi et al., 2016; Dizhur et al., 2018; Anić et al., 2021) ali kombinacijo ravninskega in izvenravninskega obnašanja (npr. Flanagan in Bennet, 1999; da Porto et al., 2013; Di Domenico et al., 2021). O eksperimentalnih raziskavah in analitičnih študijah obnašanja zidanih polnil izven svoje ravnine je že objavljen obširen pregledni članek iz tega področja (Anić et al., 2020).

Predelni zidovi, grajeni iz polnih ali votlih opečnih zidakov, so v obstoječih objektih pogosti. Pri popotresnih študijah potresa v Petrinji (Miranda et al., 2021) in Zagrebu (Stepinac et al., 2021) je bilo poškodb ali celo porušitev tovrstnih nekonstrukcijskih elementov ogromno. Na sliki 2.6 (levo) je prikazana izvenravninska porušitev predelnega zidu v javni zgradbi (osnovna šola), ki je bil grajen naknadno in se je zaradi slabe povezave s stropno konstrukcijo in tlemi porušil izven svoje ravnine. Na sliki 2.6 (desno) pa so prikazane značilne izvenravninske poškodbe vitkega notranjega zidu iz polne opeke, na katerega je bila pritrjena tudi učilniška tabla. Razlog za tovrstno porušitev so velika višina in dolžina zidu, velika masa polnih opečnih zidakov in občutljivost predelnih zidov na potresni pospešek pravokotno na ravnino zidu. Porušitve predelnih zidov v zgradbah so bile značilne tudi za potresa v centralni Italiji in L'Aquila.



Slika 2.6: Potres v Petrinji: Izvenravninska porušitev predelnega zidu iz votlih opečnih zidakov (Miranda et al., 2021) (levo) in nearmiranega zidu iz polne opeke v javni zgradbi

(<https://adriseismic.adrioninterreg.eu/news/serbian-mission-earthquake-croatia-february-2021>) (desno).

Figure 2.6: Petrinja Earthquake: Out-of-plane failure of a hollow clay partition wall (Miranda et al., 2021) (left) and an unreinforced full brick masonry wall (<https://adriseismic.adrioninterreg.eu/news/serbian-mission-earthquake-croatia-february-2021>) (right).

V svetovni literaturi je možno zaznati izjemno malo eksperimentalnih raziskav, ki bi obravnavale vitke opečne predelne zidove bodisi iz votlih opečnih zidakov ali polnih opečnih zidakov. Da je v Evropi v obstoječih zgradbah grajenih ogromno predelnih zidov iz opečnih zidakov s horizontalnimi votlinami (običajno do debeline 10 cm) je že bilo izpostavljeno v literaturi (Petrone et al., 2014), katere avtorji so nato opravili izvenravninske dinamične preiskave preizkušancev takšnih zidov na potresni mizi. Istega leta je tudi skupina raziskovalcev (Derakhshan et al., 2014) opravila in-situ izvenravninske preiskave predelnih zidov iz polnih zidakov in votlih opečnih zidakov, kjer so potresno obtežbo simulirali z zračnimi blazinami.

Zatrejni zidovi imajo podobno funkcijo kot predelni zidovi, le da se nahajajo na zunanjem delu stavbe. Podobno kot predelni zidovi so tudi zidani zatrejni zidovi starih zgradb, zaradi svoje vitkosti in slabe povezanosti s strešno nosilno konstrukcijo občutljivi na amplificiran potresni pospešek. Tovrstni nekonstrukcijski zidani elementi zgradb se lahko že ob zmernem potresu popolnoma porušijo izven svoje ravnine in s svojim padcem ogrožajo življenje ljudi. Debelina zatrepnih zidov iz polnih opečnih zidakov je pri stanovanjskih objektih običajno 14 cm (Stepinac, 2021), ponekod celo 12 cm, kar pomeni

da so ti elementi že sami po sebi vitki, in se ob slabi povezavi z nosilno konstrukcijo hitro prevrnejo izven svoje ravnine. Popolna porušitev številnih zatrepnih zidov je bila posledica potresov tako v Petrinji kot tudi v Zagrebu. Na sliki 2.7 je prikazana popolna porušitev zatrepnih zidov stanovanjske in javne zgradbe v Petrinji.

Podobno kot predelni in zatrejni zidovi so porušitvam izven svoje ravnine izpostavljeni tudi opečni fasadni sistemi (ang. »Brick-veneer«), ki so značilni predvsem za Avstralijo in Novo Zelandijo (Page, 1991; Ingham in Griffith, 2010). S področja izvenravninskega obnašanja različnih fasadnih sistemov je že opravljenih kar nekaj raziskav (npr. Priestley et al., 1979; Reneckis et al., 2004; Paton-Cole et al., 2012).



Slika 2.7: Porušitev zatrepnega zidu pri stanovanjski hiši ob potresu v Zagrebu (So et al., 2020) (levo) in porušitev zatrepnega zidu javne zgradbe ob potresu v Petrinji (<https://www.emsc-csem.org/Earthquake/264/M6-4-CROATIA-on-December-29th-2020-at-11-19-UTC>) (desno).

Figure 2.7: Failure of a gable wall – in a residential building in Zagreb earthquake (So et al., 2020) (left) and in a public building in Petrinja earthquake (<https://www.emsc-csem.org/Earthquake/264/M6-4-CROATIA-on-December-29th-2020-at-11-19-UTC>) (right).

Tradicionalni zidani opečni dimniki in parapeti so ravno tako ranljiva vrsta zidanih nekonstrukcijskih elementov občutljivih na pospešek, ki lahko resno ogrožajo življenje ljudi ob njihovi popolni porušitvi in padcu z višine strehe zgradbe. Dimniki so bili tradicionalno zidani iz nearmiranega opečnega zidovja ter brez ustreznih povezav z nosilno konstrukcijo. Ranljivost tradicionalnih dimnikov so pokazale tudi vse popotresne študije preteklih potresov v naši okolici (Perrone et al., 2019; So et al., 2020; Stepinac et al., 2021; Miranda et al., 2021). Perrone et al. (2019) so izpostavili, da lahko pride do poškodb ali celo porušitve tovrstnih elementov tudi pri zmernejših potresih, pod vplivom amplificiranih potresnih pospeškov zaradi dinamičnega odziva zgradbe. Dimniki grajeni iz sodobnejših sistemov, kot so na primer jekleni ali armirani opečni dimniki, so ostali v večini primerov nepoškodovani. Na sliki 2.8 je prikazana popolna porušitev tradicionalnih zidanih dimnikov pri potresih v Zagrebu in Petrinji. Zaradi podobnih nihajnih časov primarne konstrukcije in zidanih dimnikov, posledično resonančnega vpliva, je pomembno upoštevati amplificirano potresno obtežbo pri konstruiranju modernih zidanih dimnikov (Bosiljkov et al., 2018). Na področju eksperimentalnega preizkušanja tradicionalnih dimnikov zgradb je v svetovni literaturi možno najti le nekaj takšnih raziskav. Eksperimentalne raziskave s področja

potresnega obnašanja in utrjevanja tradicionalnih dimnikov so naredili Giaretton et al. (2018) in s področja sodobnih sistemov opečnih dimnikov Antolinc in Bosiljkov (2021). Ravno tako je opravljeno določeno število eksperimentalnih raziskav obnašanja parapetnih zidov (npr. Giaretton et al., 2016a).



Slika 2.8: Porušitev in padec opečnega dimnika v notranjost zgradbe pri potresu v Zagrebu (So et al., 2020) (levo) in porušitev zidanega dimnika pri potresu v Petrinji (<https://www.emsc-csem.org/Earthquake/264/M6-4-CROATIA-on-December-29th-2020-at-11-19-UTC>) (desno).

Figure 2.8: Failure of a clay brick chimney falling indoors – Zagreb earthquake (So et al., 2020) (left) and a failure of a masonry chimney – Petrinja earthquake (<https://www.emsc-csem.org/Earthquake/264/M6-4-CROATIA-on-December-29th-2020-at-11-19-UTC>) (right).

Nedolgo nazaj je bila izvedena obširna študija (Snoj, 2014) verjetnosti prekoračitve določenih ekonomskih izgub in določenih mejnih stanj v odvisnosti od intenzitete potresa. Pri metodi ocene potresnega tveganja z verjetnostjo prekoračitve različnih mejnih stanj so bili pri analizah poleg konstrukcijskih elementov zajeti tudi nekonstrukcijski elementi (npr. predelne stene, zatrejni zidovi in dimniki), ki lahko doprinesejo velik del k potencialnim izgubam ob pojavu potresa. Za nekonstrukcijske elemente so bile razdelane ranljivostne skupine in njihove funkcije ranljivosti, s katerimi se poveže potresne zahteve in poškodovanost elementov glede na posamezna mejna stanja. V okviru vrednotenja ekonomskih izgub je bilo ugotovljeno, da ekonomske izgube naraščajo linearno in sorazmerno do maksimalnih vrednosti z večanjem intenzitete potresa. Porušitve oziroma poškodbe nekonstrukcijskih elementov (predelni zidovi, stropi, dimniki, strešniki, zatrejni zidovi itd.) v večini primerov predstavljajo velik delež celotnih ekonomskih izgub. Pri simulacijah tri etažnih objektov, ob upoštevanju pogoja neporušitve objekta, je doprinos nekonstrukcijskih elementov k celotnim ekonomskim izgubam znašal več kot 50 % (Snoj in Dolšek, 2020).

2.4 Izvenravninsko obnašanje narmiranih zidov

Številna popotresna opazovanja (npr. Bruneau, 1994; Pujol et al., 1999; D'Ayala in Paganoni, 2011; Ismail, et al. 2011; Moon et al., 2014; Penna et al., 2014; McKenny, 2019; Fikri et al., 2019) razkrivajo, da je izvenravninska porušitev narmiranih zidanih elementov zelo pogosta in predstavlja veliko tveganje. Narmirani zidovi, izpostavljeni horizontalni obtežbi pravokotno na svojo ravnino, so najranljivejši elementi glede na način porušitve (enosmerni upogib izven ravnine), kar je razvidno iz popotresnih opazovanj poškodovanosti tako javnih kot tudi zasebnih objektov (Giaretton et al., 2016b). Izvenravninsko obnašanje takšnih zidov je odvisno od njihove geometrije, materiala iz katerega so

zgrajeni, robnih pogojev vpetja in prisotnosti odprtih (Akhoundi et al., 2016; Graziotti et al., 2019). Porušitvi izven svoje ravnine so običajno izpostavljeni dolgi vitki zidovi ali zidovi brez stranskih podpor, zato je za izdelavo doktorske disertacije ključno razumevanje izvenravninskega obnašanja nekonstrukcijskih zidov pri potresni obtežbi. Zaradi izvenravninske ranljivosti nearmiranih zidov in želje po razumevanju njihovega obnašanja je v preteklosti že bilo izvedenih kar nekaj eksperimentalnih raziskav (npr. Drysdale in Essawy, 1988; Doherty, 2000; Griffith et al., 2007; Graziotti et al., 2016; Gattesco in Boem, 2017; Messali et al., 2017; Damiola et al., 2018; Graziotti et al., 2019). Večina teh raziskav je bila opravljena na tradicionalno grajenih opečni zidovih ali na zidovih iz betonskih zidakov. Izvenravninskih eksperimentalnih raziskav zidov sodobnejše gradnje pa je zaslediti malo (npr. Lönhoff in Sadegh-Azar, 2018). Zaradi nehomogene narave zidovja, kot sklopa veziva in zidakov je natančno obnašanje zidov težko predvideti. Za oceno izvenravninske kapacitete nearmiranih zidov je že razvitih kar nekaj analitičnih metod, ki jih lahko razdelimo na dve glavni kategoriji, in sicer na konzervativne pristope, ki mejno stanje kapacitete zidu opišejo v smislu maksimalne sile, katero zid lahko prenese in manj konzervativne, ki temeljijo na mejnem stanju maksimalnega pomika, katerega zid lahko doseže (Ferreira et al., 2015). Med pomembnejše metode ocenjevanja izvenravninske kapacitete lokalnih porušnih mehanizmov nearmiranih zidov na podlagi mejnih sil sodi metoda (D'Ayala in Speranza, 2003), ki temelji na makro modelih, razvitih v okviru popotresnih opazovanj (Giuffrè, 1992).

Eden prvih raziskovalcev izvenravninskega obnašanja v smislu mejnih pomikov nearmiranih zidanih zidov je bil Nigel Priestley, ki je definiral prvi inženirski analitični model za oceno izvenravninske nosilnosti za zidove obremenjene pravokotno na svojo ravnino (Priestley, 1985). Nastanek prvih horizontalnih razpok zaradi presežene upogibne natezne trdnosti zidu že pri razmeroma majhni seizmični obtežbi še ne pomeni porušitve, saj se nemudoma vzpostavi nov ravnotežni mehanizem. Na podlagi obširnih eksperimentalnih raziskav večjega števila nearmiranih zidov s kvazi-statičnimi preizkusi kot tudi preizkusi na potresni mizi (Doherty, 2000), je bila kasneje razvita preprosta inženirska metoda za oceno izvenravninske seizmične kapacitete zidov z uporabo tri-linearne modela odvisnosti med silo in pomikom razpokanega zidu ob upoštevanju različnih načinov vpetja. Model zidu je definiran na podlagi teorije togih teles in njegovo zibanje okoli ravnotežne lege opisano z ekvivalentnim sistemom z eno prostostno stopnjo (Doherty et al., 2002). Točnost metode je bila potrjena s parametričnimi nelinearnimi študijami (Lam et al., 2003; Griffith et al., 2003), med katerimi je bilo dodatno ugotovljeno, da negotovosti materialnih karakteristik (elastični modul in tlačna trdnost) ne vplivajo pomembno na izvenravninsko odpornost in mejne pomike. Večji vpliv na te odpornostne lastnosti zidu ima geometrija, robni pogoji in vertikalna obtežba, vključno z lastno težo. Dodatna eksperimentalna študija (Griffith et al., 2004) je bila izvedena na 14 nearmiranih zidovih iz polne opeke različnih vitkosti, ki so imeli zagotovljeno dobro povezavo s tlemi in togim stropom. Opravljeni so bili izvenravninski dinamični testi na potresni mizi in kvazi-statični testi. Ob primerjavi rezultatov je bilo potrjeno, da se histerezni dinamični odziv lahko točno opiše s kvazi-statičnim odzivom. Eksperimenti so pokazali, da se popolna porušitev zidu zgodi, ko je dosežen mejni izvenravninski pomik na sredini višine zidu enak 2/3 debeline zidu. Kasneje je bila analitična metoda (Doherty, 2002) na podlagi dodatnih in-situ raziskav (Derakhshan, 2011) razširjena tako, da pri določanju tri-linearne izvenravninskega obnašanja upošteva še variabilno višino nastanka sredinske razpoke in tlačno trdnost zidovja (Derakhshan et al., 2013). Obstoječi tri-linearne modeli kapacitete izvenravninskega obnašanja temeljijo na analizi togih teles v povezavi z eksperimentalno določenimi empiričnimi parametri ali razmerji. Število analitičnih modelov zaradi inženirskih potreb po hitrih izračunih v zadnjih letih narašča (npr. Lagomarsino, 2015; Abbati in Lagomarsino, 2017; Godio in Beyer, 2017; Padalu et al., 2020).

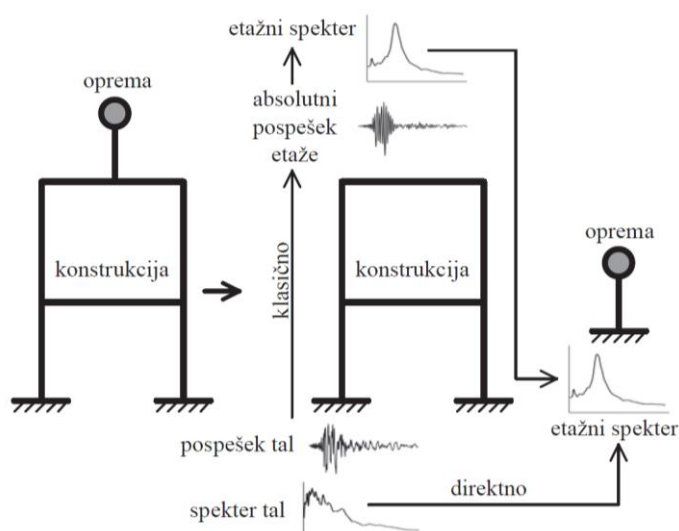
Takšne metode zaradi svoje nezapletenosti dobivajo vedno več pozornosti, kljub temu pa so metode za ocenjevanje izvenravninske odpornosti zidov trenutno vpeljane le v nekaj predpisih za protipotresno gradnjo širom sveta, katerih pregled in primerjava je predstavljena v preglednem članku (Sorrentino et al., 2017). Metoda za oceno izvenravninske odpornosti nearmiranih zidov v prvi generaciji protipotresnih standardov EC 8 (SIST EN 1998-1, 2005) temelji na konservativnejšem pristopu metode sil, v teoretičnem okviru teorije plastičnosti zidanih konstrukcij, ki ga je formuliral Jacques Heymann (1966). V pri nas trenutno veljavnih predpisih za protipotresno gradnjo EC8 je zapisano, da se projektno odpornost vsakega zidanega konstrukcijskega elementa računa v skladu s standardom EC 6 (SIST EN 1996-1, 2005), vendar ta standard ne opredeljuje seizmične obtežbe. Za izračun odpornosti nearmiranih zidov pri kombinirani navpični in vodoravni obtežbi predlaga eno izmed treh metod. Pri prvi metodi se pri izračunu upogibne nosilnosti upošteva redukcijski faktor Φ , ki zajema vitkost in ekscentričnost vertikalne obtežbe vključno z potresnimi inercijskimi silami. Druga metoda pri izračunu projektne upogibne trdnosti zidovja pri vodoravni obtežbi pravokotno na ravnino f_{xd1} dopušča, da se zaradi ugodnega vpliva stalne navpične obtežbe poveča navidezno upogibno trdnost. Pri določitvi projektne prečne obtežbe se s parametroma α_1 in α_2 (SIST EN 1996-1 - Annex E, 2005) upošteva še stopnja vpetosti na robovih in razmerje med višino in širino zidu. Pri tretji metodi se za kombinirani izračun navpične in vodoravne obtežbe lahko uporabljajo ekvivalentni upogibni momenti, kjer se lahko obtežbo, ki deluje pravokotno na ravnino zidu, zmanjša s faktorjem k , ki predstavlja razmerje med nosilnostjo zidu, ki nosi v navpični smeri, in nosilnostjo dejanske površine zidu pravokotno na ravnino (SIST EN 1996-1 – Annex I, 2005). V EC6 je horizontalna obtežba mišljena kot obtežba vetra in ne potresna obtežba (Sorrentino et al., 2017). V predlogu novih standardov prEN 1996-1-1:2017 ni zaznati sprememb v izračunu izvenravninske odpornosti zidov, bo pa izračun izvenravninske odpornosti konstrukcijskih zidov zajet v novem standardu (prEN 1998-3: 2019), kjer bo ocena izvenravninske odpornosti temeljila na linearni in nelinearni kinematični analizi togih teles z omejitvami mejnih pomikov. Napredni ameriški standard (ASCE SEI 41-17) izvenravninsko odpornost zidov pogojuje s kriterijem nepoškodovanosti po potresu in kriterijem preprečitve porušitve. Pri prvem omejuje nastanek prve razpoke z natezno trdnostjo horizontalne spojnice, pri drugem pa dovoljuje nastanek razpok, vendar omejuje vitkost zidu glede na pozicijo zidu v primarni konstrukciji in glede na vrednost projektne pospeška. Ob tem je potrebno še preveriti izvenravninsko stabilnost zidu z računsko kontrolo, na podlagi empirične enačbe, ki zajema vpliv osne obremenitve zidu in vrsto medetažne konstrukcije.

Pregledni članek s področja analiz izvenravninskega obnašanja nearmiranega zidovja (Ferreira et al., 2015) predstavlja še nekaj drugih pristopov z upoštevanjem različnih modelov, tudi z več prostostnimi stopnjami (npr. D'Ayala in Shi, 2011; Gabelliri et al., 2013). Poleg tega se z razvojem računalniške tehnologije v zadnjih desetletjih pojavljajo še različni numerični modeli, ki obravnavajo izvenravninsko obnašanje zidovja (npr. Casolo, 2000; Lourenço 2000; Roca et al., 2005; Sandoval et al., 2011; Agnihotri et al., 2013; van Dam, 2015; Hashemi Rafsanjani et al., 2015; Anić, 2016; Abdulla, 2017; Longo et al., 2018; Al Hanoun et al., 2019; Mercuri et al., 2020).

2.5 Vpliv etažnega odziva večnadstropnih objektov

Zaradi velike občutljivosti vitkih nekonstrukcijskih elementov, kot so na primer predelni zidovi, na horizontalni pospešek izven njihove ravnine ima pomemben vpliv etažni odziv konstrukcije, ki je odvisen od dinamičnih lastnosti primarne konstrukcije. V višjih etažah je etažni odziv na potresno obtežbo večji kot v nižjih, kar lahko glede na lokalni resonančni vpliv privede do amplificirane potresne obtežbe na opremo in predelne zidove v višjih etažah (Menon and Magenes, 2011). Potresno obtežbo

občutljivih nekonstrukcijskih elementov se določa iz etažnih spektrov odziva primarne konstrukcije glede na njene mehanske in dinamične karakteristike ter glede na njeno interakcijo z nekonstrukcijskimi elementi. Tako kot predstavlja spekter pospeška tal potresno obtežbo konstrukcije, predstavlja etažni spekter pospeškov obtežbo nekonstrukcijskih elementov oziroma opreme. Klasični način določanja etažnih spektrov pospeškov je numerična dinamična analiza s časovnim odzivom, kjer se potresno obtežbo primarne konstrukcije definira s skupino akcelerogramov, nato pa se izračuna časovni potek absolutnih pospeškov primarne konstrukcije na mestu, kjer se nahaja nekonstrukcijskih element oziroma oprema. Iz poteka absolutnih pospeškov na določenem mestu se določi etažne spektre pospeškov. Klasični način določanja etažnih spektrov je zelo zamuden in se ga navadno uporablja le pri projektiranju zahtevnih objektov, kot so na primer jedrske elektrarne. Zaradi zamudnosti in kompleksnosti numeričnih analiz so bile razvite direktne metode, kjer se na podlagi projektnega spektra tal ob upoštevanju dinamičnih karakteristik primarne konstrukcije in sekundarnih elementov določi etažni spekter pospeškov. Oba načina določanja etažnih spektrov sta shematsko prikazana na sliki 2.9.



Slika 2.9: Koncept klasičnega in direktnega določanja etažnih spektrov (Vukobratović, 2015).
Figure 2.9: Concept of classical and direct determination of floor response spectra (Vukobratović, 2015).

Na področju etažnih spektrov je bilo opravljenih že več ključnih raziskav (Lin in Mahin, 1985; Sewel et al., 1986; Medina et al., 2006; Politopoulos et al., 2007; Calvi et al., 2014; Filiatrault in Sullivan, 2014). Obširnejša raziskava vpliva nelinearnega potresnega odziva konstrukcij na etažne spektre je bila izvedena tudi na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo (Univerza v Ljubljani). V okviru raziskave je bil izdelan tudi obširen pregled literature na tem področju (Vukobratović, 2015). Dokazano je bilo, da je v trenutno veljavnem standardu SIST EN 1998-1:2005 enačba za določitev etažnega spektra odziva neustrezna, saj ne upošteva pomembnih parametrov, kot so dušenje nekonstrukcijskega elementa, nelinearno obnašanje primarne konstrukcije ter vpliv njenih višjih nihajnih oblik. Tekom raziskave se je oblikoval predlog postopka za direktno določanje maksimalnih etažnih spektrov v konstrukcijah z eno in več prostostnimi stopnjami (Vukobratović, 2017), ki je implementiran tudi v novem predlogu standarda prEN 1998-1-2:2019 za projektiranje protipotresnih konstrukcij.

2.6 Sistemi in tehnike izvenravninske utrditve nearmiranih zidov

Sprva se je za izvenravninske protipotresne utrditve obstoječih zidov z različnimi tehnikami tradicionalno uporabljalo jeklo v obliki armaturnih mrež. Pomanjkljivosti tradicionalnih utrditev

obstojećih zidanih konstrukcij z uporabo dodatne jeklene armature na način oblaganja obstojećih elementov z uporabo malt visoke trdnosti ali brizganim betonom so predvsem zamudna in moćno invazivna izvedba utrditvenega ukrepa ter dodatna masa, ki se jo s takšnimi ukrepi doda v obstojeć objekt. Razvoj naprednejših materialov z boljšimi mehanskimi karakteristikami je v zadnjih desetletjih jeklo kot osnovni utrditveni material skoraj izpodrinil. Vse več se uporablja različne lažje kompozitne materiale, kot so na primer s karbonskimi vlakni ojaćani polimeri (CFRP), s steklenimi vlakni ojaćani polimeri (GFRP), z aramidnimi vlakni ojaćani polimeri (AFRP), ki se jih na različne načine eksterno pripenja na obstojeće zidove, ali cementni kompoziti. Primer utrditvenega CFRP sistema je prikazan na sliki 2.10. Polimerizirani kompoziti so v primerjavi z jeklom obstojnejši in odpornejši ter imajo visoke fizikalne in mehanske odpornostne lastnosti. Ehsani et al. (1993) je bila prva skupina raziskovalcev, ki je preučevala upogibno obnašanje zidovja utrjenega s FRP sistemi. Preizkušanci so bili zgrajeni iz 19 žganih opečnatih polnih zidakov in malte, na natezni strani pa je bil pritrjen utrditveni FRP kompozit. Njihova študija je vsebovala preučevanje različnih tipov epoksi smole, malte in tkanine, različno obdelane površine preizkušancev in različne starosti zidakov. Pomemben zaključek študije je bil, da lahko FRP utrditev poveća upogibno nosilnost kar za 20 krat. Raziskave različnih sistemov (Ehsani in Saadatamanesh, 1996; Velazquez-Dimas et al., 2000; Kuzik et al., 2003; Galati et al., 2006; Valuzzi et al., 2014; Al-Jaberi et al., 2016; Minafo et al., 2017; Fagone in Ranocchiai, 2018) dokazujejo, da se tako izvenravninska upogibna odpornost kot tudi izvenravninska duktilnost povećata z eksterno pripetimi FRP kompoziti na površini zidu. Na podlagi eksperimentalnih raziskav vpliva kompozitov iz steklenih in karbonskih vlaken, prilepljenih na površino zidu z epoksi lepilom (Mosallam, 2007), je bilo potrjeno, da uporaba obeh kompozitov znatno izboljša upogibno odpornost zidu. Značilna porušitev pri takšnih tipih zidov je kombinacija med tlačnim drobljenjem zidovja v tlačnih conah po višini zidu, kateri sledi porušitev stika med zidovjem in eksterno pripetimi kompoziti. Glavni problem pri izvedbi takšnih utrditev je priprava površine zidu za pritržitev utrditvenega kompozita oziroma izvedba stika med kompozitom in zidovjem. Rezultati raziskave (Mostofinejad in Mahomoudabadi, 2010) kažejo, da ima priprava stićne površine pred pritržitvijo kompozita z epoksidno smolo velik vpliv na konćno upogibno kapaciteto, ki je lahko kar od 5 do 15 % večja v primerjavi z nepripravljenjo površino.



Slika 2.10: CFRP utrditveni sistem (Padalu et al., 2019).
Figure 2.10: CFRP strengthening system (Padalu et al., 2019).

Številne konstrukcije so že bile učinkovito utrjene z uporabo kompozitov ojačenih s polimeri, kateri so dosegali ustrezno sprejemljivost z zidovjem ob uporabi organskih (kot npr. epoksi) lepil. Kljub temu, da je sprejemljivost tovrstnih lepil (ob pravilni pripravi podlage) predvidoma ustrezna, se v praksi izkaže več pomanjkljivosti uporabe epoksi lepil:

- Za delavce je rokovanje z epoksi lepili lahko nevarno, zato je pri uporabi potrebna visoka raven previdnosti in dosledno upoštevanje navodil.
- Organske smole so izrazito nepropustne za paro.
- Imajo nizko požarno odpornost.
- Nepovratnost: polimernih smol ni mogoče odstraniti iz zidovja.
- Cena epoksi lepil je relativno visoka.
- Slaba oprijemljivost na hrapavih površinah, kar lahko privede do prezgodnje odcepiteve utrditve in posledično nižje učinkovitosti sanacijskega ukrepa.

Z menjavo organskih lepil za neorganske (torej ob uporabi s tekstili ojačane malte) se izognemo zgoraj naštetim pomanjkljivostim, kar je predvsem ugodno pri sanaciji objektov, ki spadajo pod kulturnovarstveno zaščito. Pri tovrstnih objektih je namreč izrednega pomena minimalno poseganje v obstoječo konstrukcijo in uporaba čim bolj kompatibilnih sanacijskih materialov. Drug sistem utrditev (FRCM – z vlakni ojačena cementna matrika) je kompozitni material, sestavljen iz tkanine potopljene v neorgansko matriko, ki je najpogosteje cementna, v nekaterih primerih pa lahko tudi iz hidravličnega apna. Tkanine so izdelane iz steklenih, karbonskih, bazaltnih, aramidnih, polipropilenskih ali jeklenih vlaken. Ti sistemi so v primerjavi s tradicionalnimi tehnikami nekoliko manj invazivni, imajo boljšo odpornost pri visokih temperaturah, se jih lažje aplicira pri nizkih temperaturah, tkanine se bolje prilagajajo nepravilnim oblikam, sistemi so kemično in mehansko kompatibilni s številnimi zidanimi substrati. Z raziskavami (Papanicolaou, 2008; Harajli et al., 2010; Kariou et al., 2018; De Santis et al., 2019; De Risi et al., 2020; Furtado et al., 2020) je bilo potrjeno, da so FRCM izvenravninske utrditve zidov ob ciklični obtežbi primerljive, če ne celo boljše kot se jih lahko zagotovi z ekvivalentnimi FRP sistemi. Obširen pregled eksperimentalnih raziskav različnih FRCM sistemov izvenravninskih utrditev je prikazan že v preglednem članku (Kouris et al., 2018). Kljub vsem dobrim lastnostim je ta način razmeroma invaziven in zamuden, saj je potrebno počakati, da cement veže in se strdi, preden lahko površino naprej finalno obdelamo. Dodatna slabost FRCM sistemov je apliciranje dodatne mase, ki se jo vnese na zidani element in posledično v obstoječ objekt. Primer sistema FRCM je prikazan na sliki 2.11.



Slika 2.11: FRCM utrditveni sistem (Calabrese et al., 2020).
Figure 2.11: FRCM strengthening system (Calabrese et al., 2020).

Kljub raznolikosti obstoječih sistemov izvenravninskega utrjevanja konstrukcijskih zidov (tistih, ki so del nosilne konstrukcije) v svetovni literaturi primanjkuje raziskav na področju enostavnih načinov utrjevanja nekonstrukcijskih zidov. Utrjevanje s preprostim lepljenjem kompozitne tkanine s steklenimi vlakni ob uporabi prožnega poliuretanskega lepila na zglajeno površino obstoječih predelnih zidov so raziskovali le Stempniewski et al. (2014). Aktualnost raziskovalnega področja izvenravninskega utrjevanja predelnih zidov v zadnjih letih sicer narašča, vendar omenjene raziskave še ne ponujajo enostavne in ekonomične rešitve utrjevanja nenosilnih nearmiranih zidov. V literaturi tudi ni zaslediti upoštevanja povezave med vplivom amplificirane potresne obtežbe v višjih etažah na izvenravninsko obnašanje nekonstrukcijskih nearmiranih zidov in utrjevanjem le-teh, kar kaže na originalnost pristopa te doktorske disertacije.

3 PROGRAM EKSPERIMENTALNIH RAZISKAV

Jedro doktorske disertacije so izvenravninske kvazi-statične ciklične eksperimentalne preiskave dveh vrst nekonstrukcijskih predelnih zidov z različnimi načini utrjevanja.

V prvem sklopu glavnih kvazi-statičnih cikličnih preiskav so bili izvenravninsko preizkušani neutrjeni nekonstrukcijski zidovi grajeni iz opeke normalnega formata s podaljšano apneno cementno malto in zidovi iz porobetonskih zidakov grajenih s tankoslojno lepilno malto. Za vsako vrsto nekonstrukcijskih predelnih zidov so bili preizkušani trije preizkušanci.

Drugi sklop je glavnih eksperimentalnih preiskav zajema izvenravninske ciklične preizkuse utrjenih nekonstrukcijskih zidov obeh vrst z različnimi načini utrjevanja. Prvi način utrjevanja je sistem z uporabo tkanine iz steklenih vlaken in enokomponentnega lepila v poliuretanski disperziji, katerega pomembna lastnost je prožno obnašanje. Sistem utrditve smo označili s črko A. Drugi način utrjevanja, označen s črko B, je sistem z uporabo fasadne mrežice iz steklenih vlaken in enakega lepila kot pri prvem načinu. Za oba sistema utrjevanja so bili preizkušeni po trije preizkušanci posamezne vrste zidu.

Pri tretjem sistemu utrjevanja smo z oslavitvijo horizontalnega prereza nekonstrukcijskega zidu na dveh mestih poskušali vsiliti nadzorovana mesta tvorjenja plastičnih členkov in uporabili tanke trakove tkanine iz steklenih vlaken, nameščenih vertikalno na površini zidu ter prepletenih v oslavitvenih odprtinah (oznaka C). Četrty način je utrditev s poševnim križem na površini ter horizontalnim objetjem kritičnih mest nekonstrukcijskega zidu s širšimi trakovi tkanine iz steklenih vlaken (oznaka D). Pri petem načinu je sistem enak kot pri četrtem, le da so namesto trakov tkanine uporabljeni trakovi fasadne mrežice iz steklenih vlaken (oznaka E). Za tretji, četrti in peti način utrditve je bil izvenravninski ciklični preizkus izveden na po enem preizkušancu vsake vrste nekonstrukcijskih zidov. Pri vseh petih sistemih utrjevanja je uporabljeno enokomponentno prožno lepilo v poliuretanski disperziji. Oznake in osnovni podatki o preizkušancih nekonstrukcijskih zidov ter načinih utrditve so zbrani v preglednici 3.1.

Za podrobnejšo obravnavo in pojasnitev obnašanja tako utrjenih kot tudi neutrjenih preizkušancev nekonstrukcijskih predelnih zidov smo izvedli različne spremljevalne eksperimentalne raziskave, in sicer:

- tlačne in upogibne preiskave na vzorcih malte,
- tlačne preiskave zidakov normalnega formata,
- vodovpojnost zidakov normalnega formata,
- tlačne in upogibne preiskave porobetonskih zidakov,
- preiskave za določitev statičnega in dinamičnega modula elastičnosti malt in zidakov,
- upogibne preiskave stičnega območja zidovja iz normalnega formata in podaljšane apneno cementne malte,
- preiskave zidanih prizem iz opeke normalnega formata grajenih s podaljšano apneno cementno malto,
- preiskave mehanskih karakteristik utrditvenega sistema s tkanino,
- preiskave mehanskih karakteristik utrditvenega sistema s fasadno mrežico.

Preglednica 3.1: Osnovni podatki o preizkušancih zidov in glavnih izvenravninskih kvazi-statičnih cikličnih preiskavah.

Table 3.1: Information of the non-structural wall specimens and main quasi-static out-of-plane cyclic experiments.

Oznake	Tip nekonstrukcijskega zidu	Način utrditve	Shematski prikaz utrditve	Število preizkušancev
NF-1 NF-2 NF-3	Grajen debeline 12 cm iz opek normalnega formata s podaljšano apneno cementno malto volumnskega razmerja 1 : 3 : 9	\		3
NF-1A NF-2A NF-3A		tkanina iz steklenih vlaken		3
NF-1B NF-2B NF-3B		fasadna mrežica iz steklenih vlaken		3
NF-1C		horizontalne oslavitve in vertikalni tanki trakovi iz tkanine iz steklenih vlaken		1
NF-1D		poševni križ in objetje kritičnih mest s trakovi tkanine iz steklenih vlaken		1
NF-1E		poševni križ in objetje kritičnih mest s trakovi fasadne mrežice		1
YT-1 YT-2 YT-3		Grajen debeline 10 cm iz porobetonskih zidakov s tankoslojno lepilno malto	\	
YT-1A YT-2A YT-3A	tkanina iz steklenih vlaken			3
YT-1B YT-2B YT-3B	fasadna mrežica iz steklenih vlaken			3
YT-1C	horizontalne oslavitve in vertikalni tanki trakovi iz tkanine iz steklenih vlaken			1
YT-1D	poševni križ in objetje kritičnih mest s trakovi tkanine iz steklenih vlaken			1
YT-1E	poševni križ in objetje kritičnih mest s trakovi fasadne mrežice			1

Pred izgradnjo glavnih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov smo pripravili še preizkušance zidanih prizem iz opeke normalnega formata in podaljšane apneno cementne malte, v katerih spojnice smo namestili merilce relativne vlažnosti, električne prevodnosti in temperature za spremljanje staranja preizkušanca. S tem smo ocenili minimalno starost preizkušancev nekonstrukcijskih zidov, ko ta doseže svoje končne mehanske lastnosti.

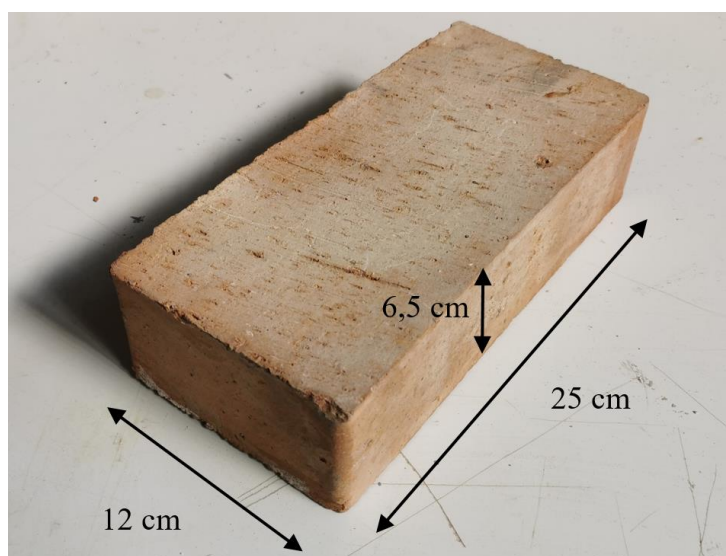
V nadaljevanju so najprej predstavljene predhodne in spremljevalne preiskave materialov ter njihovi rezultati in ugotovitve, nato pa sledi poglavje glavnih kvazi-statičnih cikličnih eksperimentalnih preiskav nekonstrukcijskih zidov.

4 MATERIALI IN SPREMLJEVALNE RAZISKAVE

4.1 Zidaki

4.1.1 Zidaki normalnega formata

Dvanajst preizkušancev nekonstrukcijskih zidov smo sezidali iz polne opeke normalnega formata 250/120/65 mm (NF), Slovenskega proizvajalca Goriške opekarne (Slika 4.1). Vsi opečni zidaki so bili nabavljeni istočasno, zato sklepamo, da so vsi zidaki iz iste šarže.



Slika 4.1: Polna opeka normalnega formata.
Figure 4.1: Full brick of the normal format.

4.1.1.1 Prostorninska masa in vodovpojnost zidakov normalnega formata

Prostorninsko maso zidakov normalnega formata v suhem stanju smo določili na šestih preizkušancih v skladu s standardom SIST EN 772-13:2002 s sušenjem v pečici do konstantne mase. Vodovpojnost smo preverili na dva načina. Popolnoma suhe zidake smo namočili v vodo pri sobni temperaturi in jih namakali 30 minut, jih vzeli iz vode in pustili odcejati 30 minut, kot je prikazano na sliki 4.2. Po odcejanju smo jih ponovno stehali, s čimer smo določili prostorninsko maso popolnoma zasičenega zidaka in procent vpijanja vode zidaka. Za ta način smo se odločili zato, ker so bili zidaki pred vgradnjo v glavne preizkušance nekonstrukcijskih zidov predhodno popolnoma namočeni in nato odcejani približno pol ure pred vgradnjo. Za primerjavo smo še v skladu s standardom SIST EN 772-21:2011 določili vpijanje hladne vode. Zidake smo v pečici posušili do konstantne mase, jih ohladili na sobno temperaturo in potopili v vodo za 24 ur. Po 24 urah smo zidake vzeli iz vode in obrisali vodo na površini ter jih ponovno stehali. Rezultati prostorninske mase zidakov in vodovpojnosti so zbrani v preglednici 4.1. Iz primerjave rezultatov vodovpojnosti določenih s standardizirano metodo in metodo z polurnim namakanjem in odcejanjem opazimo, da je razlika skoraj zanemarljiva, saj ta znaša 1.1 %. S tem lahko potrdimo, da zidak že po pol ure namakanja v hladni vodi doseže skoraj popolno zasičenost z vodo.



Slika 4.2: Namakanje zidakov NF (levo) in odcejanje zidakov NF (desno).
Figure 4.2: Submerged NF bricks (left) and NF bricks during draining (right).

Preglednica 4.1: Rezultati določitve prostorninske mase v suhem stanju in vodovpojnosti NF zidakov
Table 4.1: Determination of density and water absorption of NF bricks

	Število vzorcev	\bar{x}	σ	COV
Masa popolnoma suhega zidaka [g]	6	3171	28	0.9%
Prostorninska masa v suhem stanju [kg/m ³]		1697	9.6	0.6%
Masa zidaka v zasičenem stanju po 30 min [g]	6	3714	34	0.9%
Polurna vodovpojnost [%]		14.6	0.23	1.6%
Masa zidaka v zasičenem stanju po 24 h namakanju [g]	6	3759	12.73	0.6%
Vodovpojnost po SIST EN 772-21 [%]		15.7	0.28	1.8%

4.1.1.2 Začetna stopnja vodovpojnosti zidaka normalnega formata

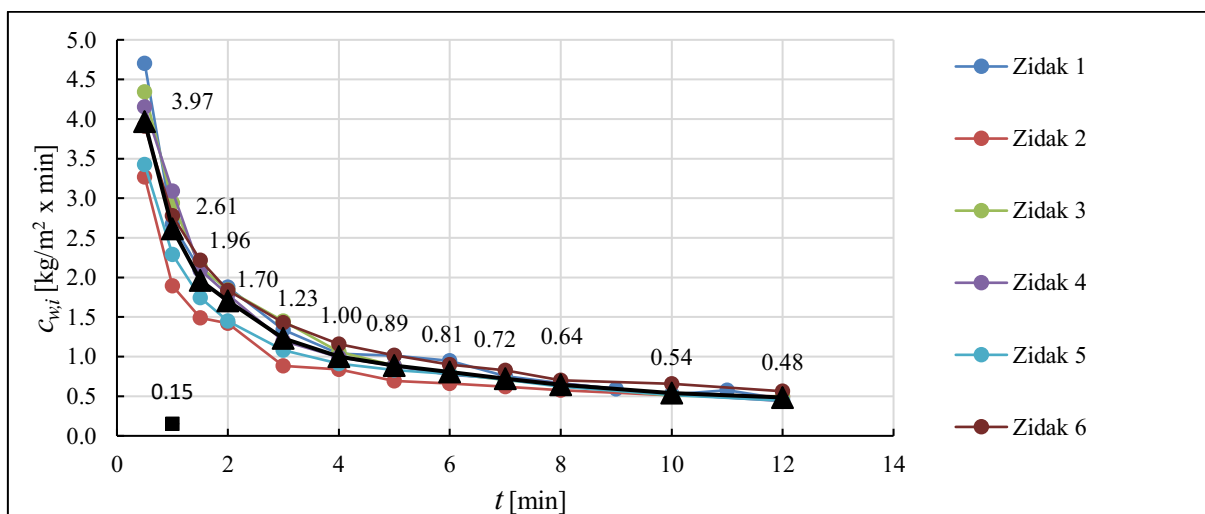
Začetno stopnjo vodovpojnosti zidaka NF smo določili na šestih zidakah po zahtevah, ki jih predpisuje standard SIST EN 772-11:2011. Zidake smo najprej posušili v pečici skladno z zahtevami do konstantne mase. Zidake smo stehali in jim določili maso v suhem stanju. V posodo smo namestili podložke (matice) in jo napolnili z vodo, tako da je bila gladina vode 3 mm nad podložkami. Na podložke smo položili zidak, da je bil ta z eno naležno stranico potopljen v vodo 5 mm globoko, kot je prikazano na sliki 4.3. Zidak smo po določenih časovnih intervalih dvignili, obrisali površinsko vodo in stehali ter ponovno potopili. S tem smo določili maso vlažnega zidaka in na posameznem intervalu določili koeficient kapilarnega srka $c_{w,i}$, ki določa začetno stopnjo vodovpojnosti. Kot je že bilo ugotovljeno (Bosiljkov, 2000), se meritve različnih časovnih intervalov lahko izvaja na isti seriji zidakov. V standardu SIST EN 771-1:2011 je za opečnate zidake definiran čas potopitve 60 ± 2 s.



Slika 4.3: Posoda za določitev začetne vodovpojnosti s podložnimi maticami (levo) in določanje začetne vodovpojnosti NF opeke (desno).

Figure 4.3: A tray for initial water absorption with supporting devices (left) and determination of initial water absorption of NF bricks (right).

Opravili smo tudi preiskavo začetne stopnje vodovpojnosti na zidakih s 14.6 % vlažnostjo, ki jo zidaki dosežejo po polurni potopitvi v vodi in polurnem odcejanju površinske vode, kakršen je način priprave za vgradnjo preizkušancev v zidove. Na sliki 4.4 so prikazani rezultati začetne stopnje vodovpojnosti zidakov. Pri 60 s intervalu je razvidno, da je povprečna vrednost začetne vodovpojnosti suhih zidakov $2.61 \text{ kg}/(\text{m}^2 \text{ min})$ in presega vrednost $1.5 \text{ kg}/(\text{m}^2 \text{ min})$, ki pogojuje dobro sprijemnost stika malte z zidakom. Dobljena povprečna vrednost začetne vodovpojnosti predhodno namočenih zidakov pa znaša $0.15 \text{ kg}/(\text{m}^2 \text{ min})$ in je praktično zanemarljiva. Iz poteka krivulje predhodno posušenih zidakov je razvidno, da je vodovpojnost zidakov zaradi kapilarnega srka največja prve tri minute namakanja, pri predhodno namočenih zidkih kapilarnega srka praktično ni. S tem smo pokazali, da je način priprave z namakanjem zidakov pred gradnjo preizkušancev nekonstrukcijskih zidov ustrezen, saj ne predstavlja nevarnosti za odzvem vode sveži malti ob gradnji, kar bi posledično vodilo do slabše kvalitete stika med malto in zidakom. Pri izdelavi glavnih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov smo zidake tik pred vgradnjo namakali pol ure in še polurno odcedili na rešetki.



Slika 4.4: Začetna stopnja vodovpojnosti zidakov normalnega formata.

Figure 4.4: The initial rate of water absorption of NF bricks.

4.1.1.3 Tlačna trdnost zidakov normalnega formata

S preiskavo tlačne trdnosti zidakov normalnega formata smo preverili njihovo kvaliteto. Preiskavo smo izvedli v skladu z določili standarda SIST EN 772-1:2011+A1:2015 na 10 preizkušancih zidakov normalnega formata. Pred preiskavo smo vsem zidakom izravnali naležni površini s cementno pasto tako, da sta bili med preiskavo ti paralelni. Po izravnavi smo zidake sušili en mesec na zraku v laboratorijskih pogojih, ki ustrezajo zahtevam standarda in nato izvedli tlačni preizkus. Na sliki 4.5 je levo prikazana priprava preizkušancev zidakov normalnega formata za določitev tlačne trdnosti in desno tlačna porušitev enega izmed preizkušancev.



Slika 4.5: Izravnava naležnih površin vzorcev zidakov normalnega formata (levo) in primer tlačne porušitve zidaka normalnega formata po končani standardni tlačni preiskavi (desno).

Figure 4.5: Clay brick's surface preparation (left) and an example of specimen's compression test (right).

Na podlagi izmerjene maksimalne tlačne sile pri preiskavi posameznega preizkušanca in predhodne izmere njegove naležne površine smo določili tlačno trdnost vsakega izmed 10-ih zidakov. Nato smo določili povprečno tlačno trdnost f_{cb} ter ob upoštevanju faktorja kondicioniranja in oblikovnega faktorja še normirano tlačno trdnost f_b . Ker smo preizkušance po izravnavi sušili na zraku več kot 14 dni, je vrednost faktorja okolja 1. Oblikovni faktor za opeko normalnega formata pa na podlagi interpolacije v standardu SIST EN 772-1:2011 določenih vrednosti znaša 0.81. Rezultati preiskav so zbrani v preglednici 4.2.

Preglednica 4.2: Rezultati standardnih preiskav tlačne trdnosti zidakov normalnega formata.

Table 4.2: Results of standard compression tests on clay bricks.

Število vzorcev zidakov NF	10
Povprečna tlačna trdnost zidakov f_{cb} [MPa]	36.3
Standardni odklon (σ) [MPa]	5.6
Koeficient variacije (COV)	15.5%
Normirana tlačna trdnost zidakov f_b [MPa]	29.4

4.1.1.4 Dinamični elastični parametri zidakov normalnega formata

Za oceno elastičnih dinamičnih materialnih karakteristik smo uporabili nedestruktivno metodo ultrazvočnega prehajanja vzdolžnega (P-) in strižnega (S-) valovanja skozi medij, saj je hitrost

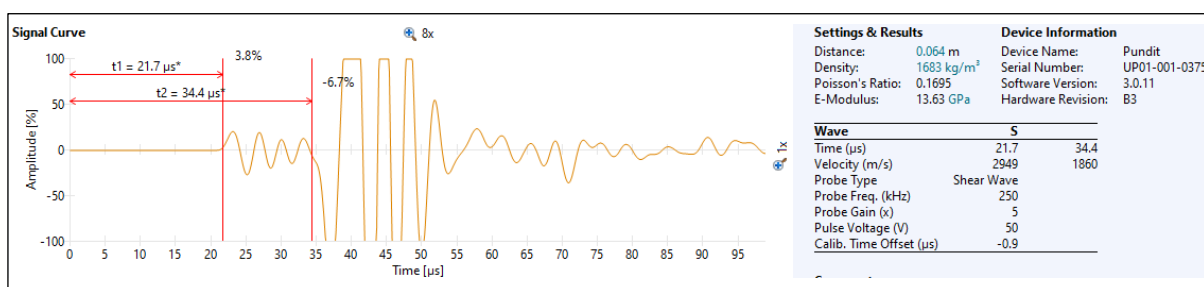
ultrazvočnega valovanja, ki potuje znotraj materiala, funkcija njegovih elastičnih parametrov. Metoda je primerna za uporabo na terenu, kjer je potrebno oceniti lastnosti zidovja v obstoječem objektu. Razmerje med hitrostmi P-valovanja in S-valovanja je odvisno predvsem od Poissonovega koeficienta μ . Hitrost P-valovanja in S-valovanja je odvisna od gostote ρ , Poissonovega koeficienta μ_d , elastičnega modula E_d in strižnega modula G_d . Za homogene, izotropno elastične materiale se dinamične elastične parametre izračuna na podlagi hitrosti prehajanja P-valovanja v_p , hitrosti S-valovanja v_s in gostote materiala ρ (Cheeke, 2002) z enačbami (4.1), (4.2) in (4.3).

$$\mu_d = \frac{v_p^2 - 2v_s^2}{2(v_p^2 - v_s^2)} \quad (4.1)$$

$$E_d = v_p^2 \rho \frac{(1 + \mu_d)(1 - 2\mu_d)}{(1 - 2\mu_d)} = 2v_s^2 \rho (1 + \mu_d) \quad (4.2)$$

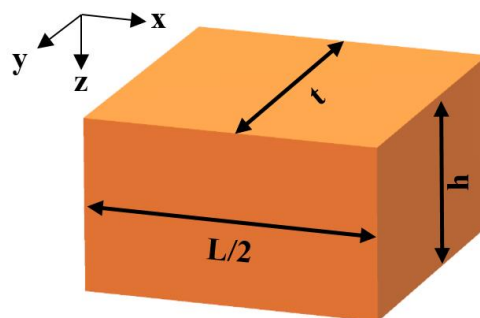
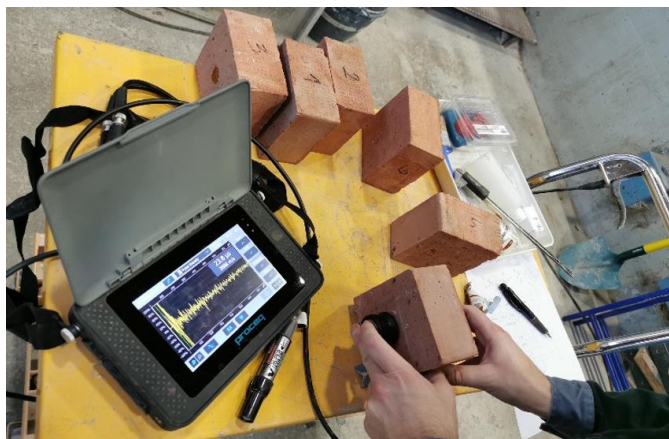
$$G_d = \frac{E_d}{2 + 2\mu_d} = v_s^2 \rho \quad (4.3)$$

Za merjenje prehoda ultrazvočnega valovanja skozi material smo uporabili napravo Proceq Pundit PL-200, ki deluje v frekvenčnem območju od 20 do 500 kHz v kombinaciji z 250 kHz sondami, ki generirajo in sprejemajo oba tipa ultrazvočnega valovanja. Za kontaktno sredstvo med zidakom in sondo smo pri meritvah uporabili kontaktno sredstvo SWC-2 visoke viskoznosti proizvajalca Olympus, ki omogoča prehod S-valovanja. Prehod P-valov in hitrost Pundit PL-200 zazna avtomatsko, medtem ko je potrebno prehod S-valov določiti ročno. Prehod strižnega valovanja zaznamo pri skoku amplitude na več kot dvakratno vrednost. Rezultate meritev lahko naknadno obdelujemo v programu Proceq PL-Link, kjer lahko natančneje odčitamo prehod strižnih valov. Obdelava meritev znotraj programa je prikazana na sliki 4.6.



Slika 4.6: Določitev dinamičnih elastičnih karakteristik v eni smeri preizkušanca NF zidaka (Proceq PL-Link).
 Figure 4.6: Determination of dynamic elastic parameters in a single direction of a brick specimen (Proceq PL-Link).

Zaradi slojevitosti in razpokanosti, kar je posledica proizvodnje polnih opek normalnega formata, smo merili hitrost P- in S-valovanja na vzorcih v različnih smereh. Meritve smo izvedli na šestih vzorcih polovice zidaka vzdolžno s polovico dolžine zidaka (x-smer), vzdolžno z debelino zidaka (y-smer) in vzdolžno z višino zidaka (z-smer). Izvedba meritev v z-smeri, v kateri je opeka, ko je pravilno vgrajena v zidu obremenjena, je prikazana na levi strani slike 4.7, orientacija merjenja pa shematsko na desni strani.



$$t = 120 \text{ mm} \quad h = 65 \text{ mm} \quad L/2 = 125 \text{ mm}$$

Slika 4.7: Merjenje hitrosti prehoda ultrazvočnih valov na vzorcu polovice zidaka normalnega formata.

Figure 4.7: Measuring of transmission velocity of ultrasonic waves on a half brick specimen.

Ob upoštevanju gostote na zraku posušenih obravnavanih preizkušancev 1683 kg/m^3 s koeficientom variacije 0.8% in izmerjenimi hitrostmi P- in S-valov, smo z enačbami (4.1), (4.2) in (4.3) določili dinamične elastične karakteristike, ki so prikazane v preglednici 4.3. Zaradi plastovitosti in razpokanosti, ki sta posledici proizvodnje zidakov, so vse dinamične elastične karakteristike v smereh x in y nižje kot v nalezni smeri z.

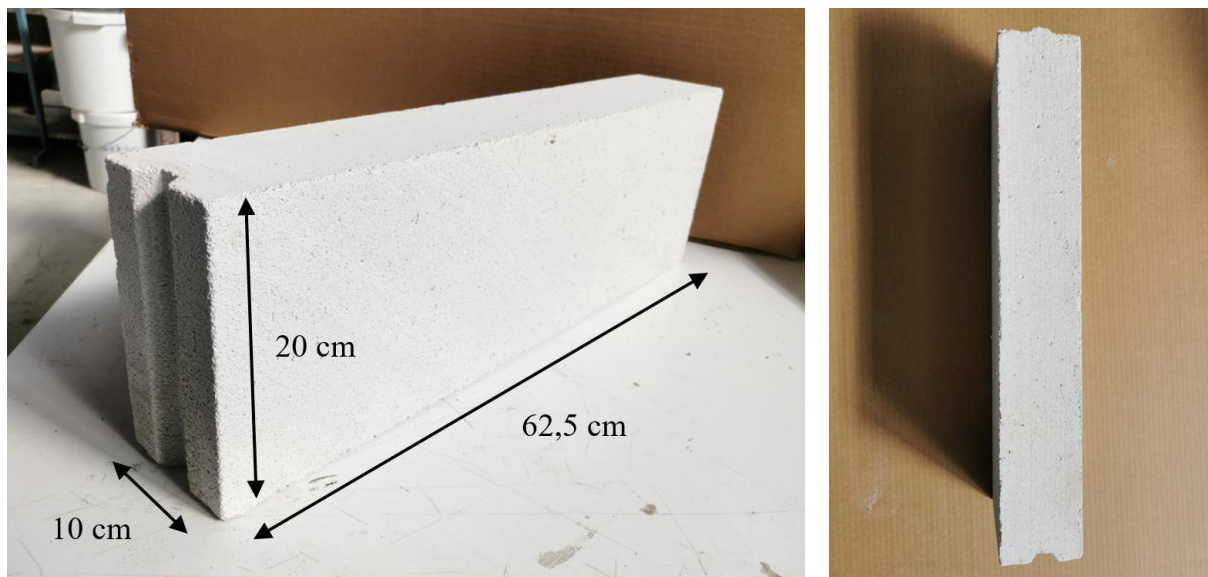
Preglednica 4.3: Dinamični elastični parametri opeke normalnega formata v različnih smereh.

Table 4.3: Dynamic elastic properties of bricks in different directions.

	Število vzorcev	Smer x			Smer y			Smer z		
		\bar{x}	σ	COV	\bar{x}	σ	COV	\bar{x}	σ	COV
v_p [m/s]	6	2299	84.2	3.7%	2432	73	3.0%	2943	50	1.7%
v_s [m/s]	6	1539	58.8	3.8%	1628	55	3.4%	1820	41	2.3%
μ_d [/]	6	0.09	0.02	25.6%	0.09	0.02	22.7%	0.19	0.02	9.1%
E_d [GPa]	6	8.7	0.58	6.7%	9.8	0.54	5.6%	13.3	0.4	3.3%
G_d [GPa]	6	4.0	0.29	7.3%	4.5	0.27	6.1%	5.6	0.2	4.0%

4.1.2 Zidaki iz porobetona

Dvanajst preizkušancev nekonstrukcijskih zidov je bilo zgrajenih iz porobetonskih zidakov YTONG ZP 10 dimenzije 625/100/200 mm (YT), Slovenskega proizvajalca Xella (Slika 4.8). Zidaki na pero in utor so namenjeni gradnji notranjih nenosilnih pregradnih zidov. Tako kot opečni zidaki normalnega formata so bili porobetonski zidaki nabavljeni istočasno, zato sklepamo, da so iz iste šarže.

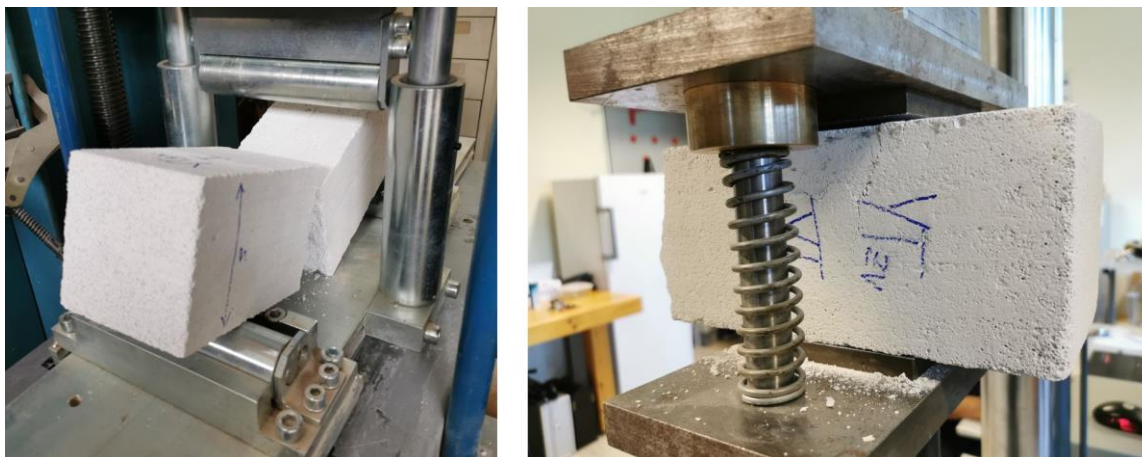


Slika 4.8: Porobetonski zidak YTONG ZP 10.
Figure 4.8: Autoclaved aerated concrete block YTONG ZP 10.

Za kontrolo specifične gostote zidaka, določitev upogibne natezne trdnosti in tlačne trdnosti smo iz zidakov izrezali 6 prizem dimenzij 400/100/100 mm. V skladu s standardom SIST EN 772-13:2002 smo na prizmah preverili gostoto porobetonskih zidakov v suhem stanju. Povprečna vrednost gostote šestih prizem znaša 452 kg/m^3 in koeficient variacije 1.3 %, kar ustreza deklarirani vrednosti proizvajalca 450 kg/m^3 .

4.1.2.1 Tlačna in upogibna natezna trdnost porobetonskih zidakov

Na podlagi deklariranih vrednosti tlačne trdnosti, gostote in marke tankoslojne malte proizvajalca YTONG smo sklepali, da je pri nekonstrukcijskih zidovih slabši gradnik porobetonski zidak in ne tankoslojna malta v primerjavi z zidovi grajenimi iz opeke normalnega formata, kjer je slabši gradnik podaljšana apneno cementna malta. Iz porobetonskih zidakov smo izdelali prizme dimenzij 400/100/100 mm in na njih izvedli tri-točkovni upogibni preizkus za oceno upogibne natezne trdnosti v skladu s standardom SIST EN 1351:2001. Po upogibni porušitvi vsakega vzorca smo iz vsake prizme pridobili dva vzorca za preizkus tlačne trdnosti, kar je skupaj 12 vzorcev, ki ustrezajo dimenzijam kocke s stranico 10 cm. Vrednosti oblikovnega koeficienta in koeficienta kondicioniranja sta pri izračunu normirane tlačne trdnosti porobetonskega zidaka enaka 1, saj so bili preizkušanci pripravljene in kondicionirani za preiskavo v skladu s standardom SIST EN 772-1:2011+A1:2015. Primer nateznih upogibnih in tlačnih preiskav je prikazan na sliki 4.9, rezultati pa so zbrani v preglednici 4.4.



Slika 4.9: Tri-točkovni upogibni natezni preizkus na prizmi iz porobetonskega zidaka (levo) in tlačni preizkus na polovici prizme.

Figure 4.9: 3-point bending tensile test on a prism specimen (left) and compression test on a half of a prism specimen (right).

Preglednica 4.4: Rezultati standardnih preiskav upogibne in tlačne trdnosti porobetonskih zidakov.

Table 4.4: Results of standard bending and compression test of autoclaved aerated blocks.

	Število vzorcev	\bar{x}	σ	COV
Upogibna natezna trdnost zidakov f_t [MPa]	6	0.48	0.04	7.8 %
Povprečna tlačna trdnost zidakov f_b [MPa]	12	3.60	0.21	5.8 %

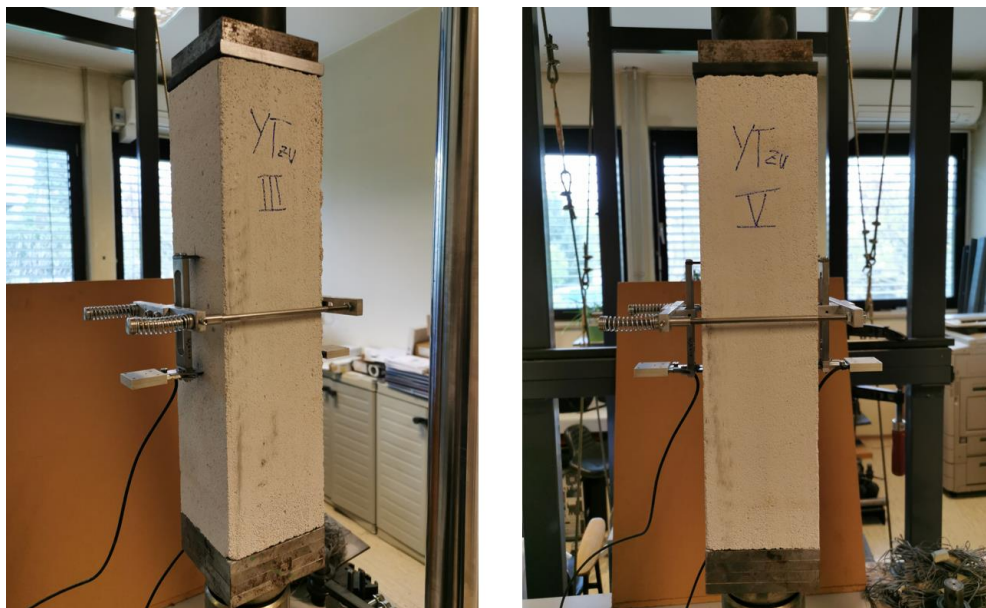
Upogibne natezne trdnosti zidaka proizvajalec v tehnični dokumentaciji ne definira, je pa definirana povprečna tlačna trdnost 3.0 MPa, kar je nekoliko manj od rezultatov dobljenih v naši preiskavi.

4.1.2.2 Statični in dinamični elastični parametri porobetonskih zidakov

Na drugih 6 vzorcih dimenzij 400/100/100 mm, ravno tako pripravljenih in kondicioniranih v skladu s standardom SIST EN 772-1:2011+A1:2015, smo izvedli ultrazvočne preiskave za določitev dinamičnih elastičnih karakteristik ter določili statični modul elastičnosti.

Ker je porobeton izotropen material, kar pomeni da so njegove mehanske karakteristike v vseh smereh enake, smo meritev ultrazvočnih valov zaradi velike dolžine prizme hitrost prehoda ultrazvočnih valov izvajali vzdolž njene krajše stranice. Dinamične elastične karakteristike smo tako kot pri ultrazvočnih preiskavah zidakov normalnega formata izračunali z enačbami (4.1), (4.2) in (4.3).

Za določitev statičnega sekantnega modula elastičnosti smo uporabili metodo B iz standarda SIST EN 12390-13:2014. Predhodno smo na treh dodatnih prizmah istih dimenzij določili tlačno trdnost prizme vzdolžno z njeno dolžino in na podlagi te tlačne trdnosti določili vrednosti nominalnih napetosti, za ciklično tlačno obremenjevanje in razbremenjevanje. Statični elastični modul E_s smo nato izračunali iz razlike napetosti in deformacij pri razbremenitvi pri zadnjem ciklu. Na sliki 4.10 je prikazana porušitev porobetonske prizme za določitev nominalnih napetosti in preizkušanje prizem za določitev statičnega modula elastičnosti. Rezultati statičnega modula elastičnosti E_s in dinamičnih elastičnih karakteristik (μ_d , E_d in G_d) so prikazani v preglednici 4.5.



Slika 4.10: Preizkušanje porobetonskih prizem 400/100/100 mm za določitev statičnega modula elastičnosti.
Figure 4.10: Determination of static modulus of elasticity on autoclaved aerated prisms of 400/100/100 mm.

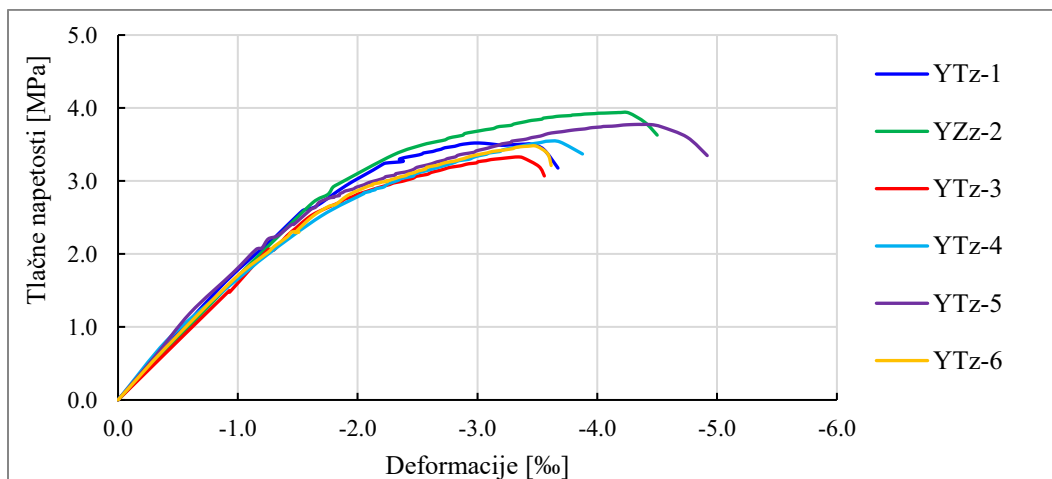
Preglednica 4.5: Dinamični in statični elastični parametri porobetonskih zidakov.

Table 4.5: Dynamic and static elastic parameters of autoclaved aerated blocks.

	Število vzorcev	\bar{x}	σ	COV
v_p [m/s]	6	2147	12	0.5%
v_s [m/s]	6	1271	14	1.1%
μ_d [/]	6	0.23	0.01	3.5%
E_d [GPa]	6	1.74	0.05	3.0%
G_d [GPa]	6	0.71	0.02	3.3%
E_s [GPa]	6	1.68	0.06	3.8%
E_d/E_s	6	1.04	0.06	5.7%

Porobetonski zidaki veljajo za zelo krhek material, zato so njegove nizke elastične karakteristike pričakovane. Opazimo zelo nizke vrednosti koeficientov variacije pri večini parametrov, kar je pomemben pokazatelj homogenosti porobetonskih blokov. Vrednost statičnega modula elastičnosti porobetonskih zidakov 1.68 GPa je primerljiv z rezultati eksperimentov v literaturi (Halici et al., 2018). Iz povprečnih vrednosti razmerja med dinamičnim in statičnim modulom elastičnosti opazimo, da je dinamični modul le za 4 odstotke višji kot statični. Z metodo merjenja hitrosti prehoda ultrazvočnih valov skozi ta material lahko tako dokaj natančno ocenimo modul elastičnosti.

Po opravljenih preiskavah elastičnih parametrov smo prizme tlačno obremenjevali vse do tlačne porušitve in pridobili zveze med tlačnimi napetostmi in deformacijami v porobetonskih zidkih. Na podlagi maksimalnih vrednosti tlačnih napetosti smo določili pripadajoče tlačne deformacije. Iz povprečja pripadajočih nateznih deformacij smo tako izračunali povprečno mejno tlačno deformacijo porobetonskih zidakov, ki znaša 3.54 % s koeficientom variacije 9 %. Krivulje zvez med tlačnimi napetostmi in deformacijami posameznih preizkušancev so prikazane na sliki 4.11.



Slika 4.11: Odvisnost tlačnih napetosti in deformacij vseh šestih porobetonskih prizem.

Figure 4.11: Stress-strain behaviour of six autoclaved aerated prism specimens.

4.2 Malta

Za izdelavo preizkušancev nekonstrukcijskih zidov NF je bila uporabljena podaljšana apneno cementna malta in za izdelavo preizkušancev YT tankoslojna lepilna malta. Za oba tipa malte so v nadaljevanju prikazane spremljevalne raziskave, ki smo jih opravili pred in vzporedno z glavnimi izvenravninskimi kvazi-statičnimi cikličnimi preiskavami.

4.2.1 Podaljšana apneno cementna malta

Preizkušanci nekonstrukcijskih zidov (NF) iz opeke normalnega formata so bili zgrajeni s podaljšano apneno cementno malto. Glede na podatke iz prakse in starih JUS standardov, se je za zidanje v glavnem uporabljalo malto z volumskim razmerjem (cement:apno:pesek) 1:3:9 in 1:2:6. Za nenosilne zidove se je pretežno uporabljala malta z volumskim razmerjem 1:3:9, s katero naj bi dosegli tlačno trdnost vsaj 2.5 MPa. To razmerje smo tudi uporabili pri izgradnji preizkušancev nekonstrukcijskih zidov.

Za mešanice podaljšane apneno cementne malte smo uporabili hidrirano apno proizvajalca Industrija apna Kresnice d.o.o. (Kalcijevo apno po SIST EN 459-1:2010 CL 70-S), Universal cement 42.5 N proizvajalca Saloniť Anhovo, d.d. (CEMII/B-M (LL-V) 42.5 N po SIST EN 197-1) in drobljen apnenčev pesek frakcije 0/2 mm iz kamnoloma Laže (Kolektor CPG d.o.o.).

Za volumsko razmerji 1:3:9 in 1:2:6 smo pred začetkom gradnje naredili dve seriji testnih maltnih prizem (40/40/160 mm) v skladu s standardom SIST EN 1015-11:2001 in določili tlačno in upogibno natezno trdnost malte pri starosti 28 dni. Standardna preizkusa sta prikazana na sliki 4.12 in rezultati zbrani v preglednici 4.6.



Slika 4.12: Preizkus upogibne natezne trdnosti prizem (40/40/160 mm) podaljšane apneno cementne malte (levo) in tlačne trdnosti (desno).

Figure 4.12: Bending flexural strength test of cement-lime mortar prisms (40/40/160 mm) (left) and compressive strength (right).

Preglednica 4.6: Določitev upogibne natezne in tlačne trdnosti podaljšane apneno cementne malte za volumski razmerji 1:3:9 in 1:2:6.

Table 4.6: Results of bending and compression strength tests of cement-lime mortar with volume mix ratios 1:3:9 and 1:2:6.

Volumsko razmerje	Starost [dni]	Število vzorcev	$f_{mt,28}$ [MPa]			Število vzorcev	$f_{mc,28}$ [MPa]		
			\bar{x}	σ	COV		\bar{x}	σ	COV
1 : 2 : 6	28	3	1.59	0.19	11.9%	6	6.1	0.2	2.5%
1 : 3 : 9	28	3	1.03	0.04	3.6%	6	4.2	0.1	1.8%

Kot smo predvideli, z razmerjem 1:3:9 dosežemo tlačno trdnost po 28 dneh vsaj 2.5 MPa in z razmerjem 1:2:6 vsaj 5 MPa. Ker preizkušanci nekonstrukcijskih zidov med cikličnim preizkušanjem ne bodo močno tlačno obremenjeni, smo se odločili za izbiro podaljšane cementne malte razmerja 1:3:9.

4.2.1.1 Konsistenca sveže podaljšane apneno cementne malte

Pri gradnji posameznega preizkušanca smo po vsaki pripravi malte najprej ocenili konsistenco malte z zidarsko žlico, da malta ni bila preveč ali premalo tekoča za gradnjo, kot se to opravlja v praksi, nato pa še preverili njeno konsistenco s stresalno mizo po postopku iz standarda SIST EN 1015-3:2001. Za izgradnjo vsakega preizkušanca smo zamešali podaljšano malto štirikrat ali petkrat in pri vsakem mešalcu preverili konsistenco. Na sliki 4.13 je prikazana kontrola razleza sveže malte, rezultati povprečnega razleza malte, uporabljene pri izgradnji posameznega preizkušanca nekonstrukcijskih zidov NF, pa so prikazani v preglednici 4.7 kot povprečje meritev za število narejenih mešanic potrebnih za izgradnjo.



Slika 4.13: Določitev konsistence sveže malte s stresalno mizo.

Figure 4.13: Determination of consistency of fresh mortar with the flow table test.

Preglednica 4.7: Kontrola konsistence sveže malte s stresalno mizo pri gradnji NF preizkušancev.

Table 4.7: Fresh mortar consistency testing performed with the flow table during the building process of NF specimens.

Preizkušanec	Število mešanic	Razlez [cm]			Preizkušanec	Število mešanic	Razlez [cm]		
		\bar{x}	σ	COV			\bar{x}	σ	COV
NF-1	4	15.8	0.3	2.1%	NF-1B	4	16.2	0.0	0.3%
NF-2	5	15.7	0.1	0.8%	NF-2B	4	15.9	0.1	0.7%
NF-3	5	15.6	0.4	2.9%	NF-3B	4	16.0	0.1	0.4%
NF-1A	4	16.0	0.1	0.3%	NF-1C	4	15.7	0.2	1.2%
NF-2A	4	16.1	0.3	1.8%	NF-1D	4	15.9	0.2	1.3%
NF-3A	4	16.0	0.1	0.8%	NF-1E	4	15.9	0.2	1.3%

Rezultati meritev razleza malte pokažejo, da je povprečni razlez nekoliko nižji pri gradnji preizkušancev NF-2, NF-3 in NF-1C, sicer pa znaša $16 \text{ cm} \pm 0.2 \text{ cm}$. Iz tega sklepamo, da je bila mešanica malte dovolj konstantna za preizkušance.

4.2.1.2 Tlačna in upogibna natezna trdnost podaljšane apneno cementne malte

Med izgradnjo posameznega preizkušanca smo po vsaki pripravi podaljšane apneno cementne malte v standardne kalupe vgradili malto in pridobili vzorce prizem (40/40/160 mm) v skladu s standardom SIST EN 1015-11:2001 za določitev upogibne natezne in tlačne trdnosti podaljšane cementne malte. Upogibno in tlačno trdnost podaljšane apneno cementne malte na strjenih prizmah posameznih preizkušancev zidov NF smo določali v času kvazi-statičnega izvenravninskega preizkušanca posameznega nekonstrukcijskega zidu NF. Povprečna starost preizkušancev je znašala 125 dni. Rezultati upogibne in tlačne trdnosti maltnih vzorcev so za posamezen preizkušanec zbrani v preglednici 4.8, skupaj z izračunanim povprečjem in koeficientom variacije vseh vzorcev. Povprečna vrednost prostorninske mase vseh maltnih prizem znaša 1926 kg/m^3 in koeficient variacije 0.75 %.

V primerjavi z rezultati tlačne trdnosti malte določene na testni seriji preizkušancev po 28 dneh (Preglednica 4.6) opazimo, da se tlačna trdnost s staranjem še poveča, medtem ko staranje na upogibno trdnost po več kot 28 dneh praktično nima vpliva.

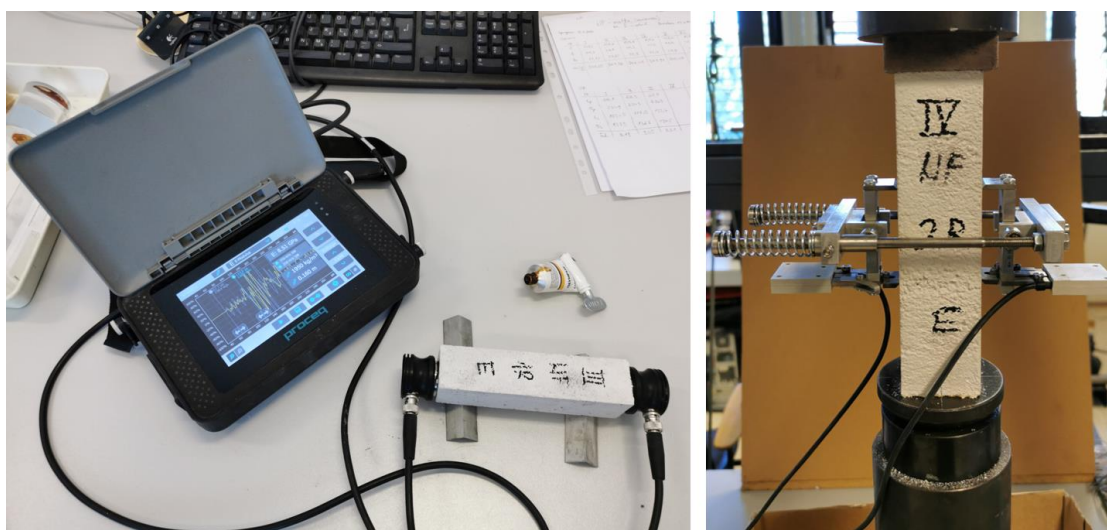
Preglednica 4.8: Upogibna in tlačna trdnost podaljšane malte za preizkušance NF nekonstrukcijskih zidov.

Table 4.8: Results for bending and compressive strength tests of cement-lime mortar for NF non-structural wall specimens.

	Starost [dni]	Število vzorcev	f_{mt} [MPa]			Število vzorcev	f_{mc} [MPa]		
			\bar{x}	σ	COV		\bar{x}	σ	COV
NF-1	98	6	1.15	0.29	25.3%	12	5.13	0.36	7.0%
NF-2	118	6	1.43	0.16	11.2%	12	5.37	0.65	12.1%
NF-3	138	6	1.26	0.17	13.7%	12	5.36	0.38	7.1%
NF-1A	119	6	1.07	0.16	15.4%	12	5.04	0.44	8.6%
NF-2A	129	6	1.04	0.17	16.2%	12	5.15	0.53	10.3%
NF-3A	142	6	1.10	0.29	26.1%	12	5.18	0.30	5.9%
NF-1B	187	6	1.32	0.19	14.3%	12	5.45	0.24	4.4%
NF-2B	90	6	0.82	0.13	16.1%	12	4.56	0.22	4.9%
NF-3B	97	6	0.89	0.09	10.6%	12	4.58	0.32	6.9%
NF-1C	114	4	0.86	0.03	3.4%	8	4.64	0.22	4.8%
NF-1D	124	4	1.01	0.27	26.2%	8	4.97	0.23	4.6%
NF-1E	143	4	0.92	0.04	4.6%	8	4.56	0.16	3.6%
VSI	125	66	1.08	0.25	23.3%	132	5.02	0.48	9.6%

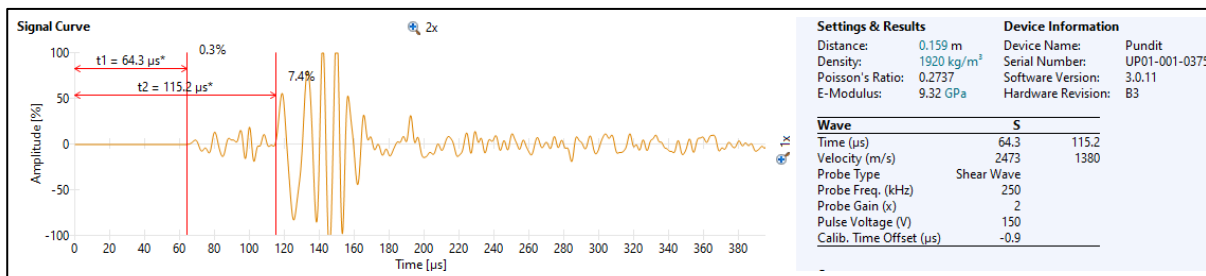
4.2.1.3 Statični in dinamični elastični parametri podaljšane apneno cementne malte

Pred preizkusom upogibne natezne in tlačne trdnosti na maltnih prizmah posameznih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov, smo opravili meritve hitrosti prehoda ultrazvočnih valov, s čimer smo na enak način kot je (za opeko normalnega formata) opisano v poglavju 4.1.1.4, določili dinamične elastične parametre podaljšane apneno cementne malte. Prehod ultrazvočnega valovanja smo merili v smeri vzdolž daljše stranice prizme (160 mm), kot je prikazano na sliki 4.14 (levo). Primer obdelave rezultatov prehoda ultrazvočnih valov na maltni prizmi je prikazan na sliki 4.15, rezultati vseh meritev pa so zbrani v preglednici 4.9.



Slika 4.14: Določanje elastičnih dinamičnih lastnosti (levo) in statičnega elastičnega modula (desno) podaljšane malte.

Figure 4.14: Determination of elastic dynamic parameters (left) and static modulus of elasticity (right) of cement-lime mortar.



Slika 4.15: Določitev dinamičnih elastičnih lastnosti vzdolž daljše stranice prizme iz podaljšane malte (Proceq PL-Link).

Figure 4.15: Determination of dynamic elastic parameters parallel to the longest side of the cement-lime mortar specimen (Proceq PL-Link).

Preglednica 4.9: Dinamične elastične lastnosti podaljšane apneno cementne malte za preizkušance zidov NF.

Table 4.9: Dynamic elastic parameters of cement-lime mortar used with NF wall specimens.

	Starost [dni]	Število vzorcev	E_d [GPa]			G_d [GPa]			μ_d [/]		
			\bar{x}	σ	COV	\bar{x}	σ	COV	\bar{x}	σ	COV
NF-1	98	6	8.42	0.27	3.2%	3.27	0.13	4.1%	0.29	0.01	4.2%
NF-2	118	6	8.49	0.52	6.2%	3.30	0.22	6.5%	0.29	0.01	4.6%
NF-3	138	6	8.28	0.65	7.8%	3.27	0.31	9.4%	0.27	0.02	9.3%
NF-1A	119	6	8.69	0.52	6.0%	3.42	0.28	8.2%	0.27	0.03	11.8%
NF-2A	129	6	8.79	0.64	7.3%	3.46	0.32	9.2%	0.27	0.04	13.0%
NF-3A	142	6	8.57	0.70	8.1%	3.35	0.35	10.6%	0.28	0.04	13.1%
NF-1B	187	6	9.03	0.50	5.6%	3.56	0.23	6.5%	0.27	0.02	7.7%
NF-2B	90	6	8.20	0.40	4.8%	3.24	0.21	6.3%	0.27	0.02	8.6%
NF-3B	97	6	8.34	0.48	5.8%	3.24	0.21	6.6%	0.29	0.02	6.3%
NF-1C	114	4	8.33	0.22	2.7%	3.27	0.12	3.6%	0.27	0.01	4.5%
NF-1D	124	4	8.67	0.53	6.1%	3.37	0.26	7.8%	0.29	0.02	7.4%
NF-1E	143	4	8.96	0.44	4.9%	3.50	0.21	5.9%	0.28	0.01	5.2%
VSI	125	66	8.57	0.54	6.3%	3.36	0.25	7.5%	0.28	0.02	8.4%

Pri meritvah prehoda ultrazvočnih valov je povprečna hitrost prehoda P-valov znašala 2516 m/s in koeficient variacije 4.5 %, povprečna hitrost S-valov pa 1274 m/s in koeficient variacije 2.9 m/s. Za oceno razmerja med dinamičnimi in statičnimi elastičnimi lastnostmi smo na seriji maltnih prizem (40/40/160 mm) poleg dinamičnega modula elastičnosti določili še statični sekantni modul elastičnosti po metodi B iz standarda SIST EN 12390-13:2014. Iz primerjave rezultatov, ki so prikazani v preglednici 4.10, razberemo, da znaša razmerje med dinamičnim in statičnim elastičnim modulom 1.13.

Preglednica 4.10: Primerjava statičnega in dinamičnega modula elastičnosti podaljšane apneno cementne malte.

Table 4.10: Comparison of static and dynamic modulus of elasticity of cement-lime mortar.

	Število vzorcev	Podaljšana apneno cementna malta		
		\bar{x}	σ	COV
E_d [GPa]	6	8.64	0.53	6.1%
E_s [GPa]	6	7.67	0.89	11.6%
Razmerje E_d/E_s		1.13	0.07	6.4%

4.2.2 Tankoslojna malta

Za izgradnjo preizkušancev nekonstrukcijskih zidov YT smo uporabili industrijsko pripravljeno tankoslojno lepilno malto proizvajalca YTONG. Malta se uporablja za zidanje zidov, stebrov in

predelnih sten iz porobetonskih zidakov v skladu z EN 998-2:2010. Deklarirana tlačna trdnost po 28 dneh je 10 MPa. Tankoslojno lepilno malto smo tekom izgradnje pripravljali skladno z navodili proizvajalca, ki predpisuje 6 litrov hladne vode iz vodovoda za 25 kg suhe mešanice lepilne malte. V predpisanem razmerju smo količino hladne vode za pripravo malte natočili v vedro in počasi dodajali industrijsko pripravljeno suho mešanico malte. Nato smo izvedli prvo mešanje z mešalom, pritrjenim na električnem stroju, do primerne gostote, brez grudic, in počakali 5 min ter malto ponovno premešali. Na sliki 4.16 je prikazano 25 kg pakiranje industrijsko pripravljene lepilne malte in njena priprava v vedru.



Slika 4.16: Pakiranje tankoslojne lepilne malte (levo) in njena priprava (desno).
Figure 4.16: Bag of thin layer adhesive mortar (left) and its preparation (right).

4.2.2.1 Tlačna in upogibna natezna trdnost tankoslojne malte

Med izgradnjo vsakega izmed YT preizkušancev nekonstrukcijskih zidov smo tankoslojno malto vgradili tudi v standardne kalupe prizme (40/40/160 mm) v skladu s standardom SIST EN 1015-11:2001 za določitev upogibne natezne in tlačne trdnosti tankoslojne malte. Preizkuse smo nato izvedli v času izvenravninskega cikličnega preizkušanja nekonstrukcijskih zidov YT. Na sliki 4.17 je prikazan primer izvedenega upogibnega in tlačnega preizkusa na prizmah iz tankoslojne malte in njihove značilne porušitve, rezultati preizkusov za vsak preizkušanec zidu so zbrani v preglednici 4.11, iz katere je razvidna tudi povprečna upogibna in tlačna trdnost vseh maltnih preizkušancev pri povprečni starosti.



Slika 4.17: Preizkus upogibne natezne trdnosti prizem (40/40/160 mm) tankoslojne lepilne malte (levo) in tlačne trdnosti (desno).

Figure 4.17: Bending flexural strength test of adhesive mortar prisms (40/40/160 mm) (left) and compressive strength test (right).

Preglednica 4.11: Upogibna in tlačna trdnost tankoslojne malte za preizkušance YT nekonstrukcijskih zidov.

Table 4.11: Results of bending and compressive strength tests of adhesive mortar for YT non-structural wall specimens.

	Starost [dni]	Število vzorcev	f_{mt} [MPa]			Število vzorcev	f_{mc} [MPa]		
			\bar{x}	σ	COV		\bar{x}	σ	COV
YT-1	62	5	3.56	0.17	4.9%	12	11.40	0.31	2.7%
YT-2	75	6	3.17	0.44	14.0%	12	10.62	0.42	4.0%
YT-3	63	6	2.93	0.53	18.0%	12	10.64	0.23	2.2%
YT-1A	148	6	3.52	0.69	19.5%	12	11.65	0.49	4.2%
YT-2A	140	4	4.37	1.01	23.0%	8	11.95	0.50	4.2%
YT-3A	42	6	2.33	0.26	11.1%	12	9.70	0.29	3.0%
YT-1B	179	6	3.02	0.66	21.8%	12	9.68	0.51	5.3%
YT-2B	26	6	2.55	0.31	12.0%	12	9.39	0.27	2.9%
YT-3B	49	5	2.59	0.24	9.2%	10	9.31	0.50	5.4%
YT-1C	79	4	3.09	0.23	7.5%	10	10.01	0.23	2.3%
YT-1D	99	3	2.11	0.70	33.0%	8	9.24	0.23	2.5%
YT-1E	139	4	2.95	0.25	8.4%	8	9.34	0.37	3.9%
VSI	92	61	3.01	0.71	23.6%	128	10.25	0.98	9.6%

Kot lahko razberemo iz preglednice 4.11, povprečna tlačna trdnost vseh maltnih preizkušancev znaša 10.25 MPa, kar ustreza deklarirani tlačni trdnosti 10 MPa. Tankoslojna lepilna malta ima skoraj 3 krat večjo povprečno upogibno trdnost in kar 2 krat večjo povprečno tlačno trdnost kot podaljšana apneno cementna malta, uporabljena pri izgradnji preizkušancev nekonstrukcijskih zidov NF. Upogibna trdnost tankoslojne malte v primerjavi z upogibno natezno trdnostjo porobetonskih zidakov je kar 6 krat večja, zato pričakujemo, da bodo pri izvenravninskih kvazi-statičnih cikličnih preiskavah za porušitev kritični porobetonski zidaki in ne malta na stiku med njimi.

4.2.2.2 Statični in dinamični elastični parametri podaljšane apneno cementne malte

Na vseh vzporednih preizkušancih tankoslojne lepilne malte smo pred preizkusom upogibne natezne in tlačne trdnosti določili še dinamične lastnosti z ultrazvočno metodo na enak način kot pri prizmah iz podaljšane apneno cementne malte in na dodatni seriji 6 prizem po metodi B iz standarda SIST EN 12390-13:2014 določili še statični sekantni modul elastičnosti (Slika 4.18).



Slika 4.18: Določanje dinamičnih (levo) in statičnih (desno) elastičnih lastnosti podaljšane malte.
Figure 4.18: Determination of dynamic (left) and static (right) elastic parameters of cement-lime mortar.

Povprečna hitrost prehoda skozi prizme tankoslojne malte ultrazvočnih P-valov znaša 2516 m/s s koeficientom variacije 4.5 % in S-valov 1274 m/s s koeficientom variacije 2.9 %. Po enačbah (4.1), (4.2) in (4.3) izračunani rezultati dinamičnih lastnosti tankoslojne lepilne malte za vsakega izmed preizkušancev YT zidov so zbrani v preglednici 4.12, kjer je prikazano še povprečje rezultatov vseh maltnih preizkušancev pri povprečni starosti.

Preglednica 4.12: Dinamične elastične lastnosti tankoslojne lepilne malte za YT preizkušance zidov.

Table 4.12: Dynamic elastic parameters of adhesive mortar used with YT specimens.

	Starost [dni]	Število vzorcev	E_d [GPa]			G_d [GPa]			μ_a [/]		
			\bar{x}	σ	COV	\bar{x}	σ	COV	\bar{x}	σ	COV
YT-1	62	5	7.95	0.08	1.0%	3.14	0.04	1.2%	0.27	0.00	1.4%
YT-2	75	6	7.43	0.12	1.6%	2.90	0.06	2.1%	0.28	0.01	2.6%
YT-3	63	6	7.25	0.06	0.8%	2.85	0.03	0.9%	0.27	0.01	3.7%
YT-1A	148	6	7.79	0.45	5.7%	3.02	0.18	5.9%	0.29	0.00	1.2%
YT-2A	140	4	8.26	0.22	2.6%	3.24	0.09	2.8%	0.28	0.01	3.4%
YT-3A	42	6	6.78	0.41	6.1%	2.71	0.17	6.1%	0.25	0.01	4.9%
YT-1B	179	6	6.59	0.08	1.3%	2.67	0.03	1.2%	0.23	0.01	4.4%
YT-2B	26	6	7.11	0.15	2.1%	2.88	0.09	3.0%	0.23	0.02	7.0%
YT-3B	49	5	6.77	0.43	6.4%	2.70	0.17	6.3%	0.26	0.01	2.1%
YT-1C	79	4	6.25	0.12	2.0%	2.54	0.05	2.1%	0.23	0.01	3.6%
YT-1D	99	5	6.24	0.28	4.5%	2.50	0.13	5.1%	0.25	0.02	6.8%
YT-1E	139	5	6.62	0.27	4.1%	2.64	0.13	5.1%	0.25	0.02	7.5%
VSI	92	64	7.09	0.65	9.1%	2.82	0.23	8.2%	0.26	0.02	8.4%

Rezultati dinamičnega in statičnega modula elastičnosti za dodatno serijo prizem so prikazani v preglednici 4.13. Iz primerjave statičnega in dinamičnega modula elastičnosti vidimo, da je razmerje med njunima vrednostnima znaša 1.08, vendar je koeficient variacije nekoliko večji kot pri podaljšani apneno cementni malti. V grobem sta oba elastična modula za 1 MPa nižja kot pri podaljšani apneno cementni malti.

Preglednica 4.13: Primerjava statičnega in dinamičnega modula elastičnosti tankoslojne lepilne malte.

Table 4.13: Comparison of static and dynamic modulus of elasticity of adhesive mortar.

	Število vzorcev	Tankoslojna lepilna malta		
		\bar{x}	σ	COV
E_d [GPa]	6	6.89	0.12	1.7%
E_s [GPa]	6	6.42	0.71	11.1%
Razmerje E_d/E_s		1.08	0.11	10.2%

4.3 Zidovje

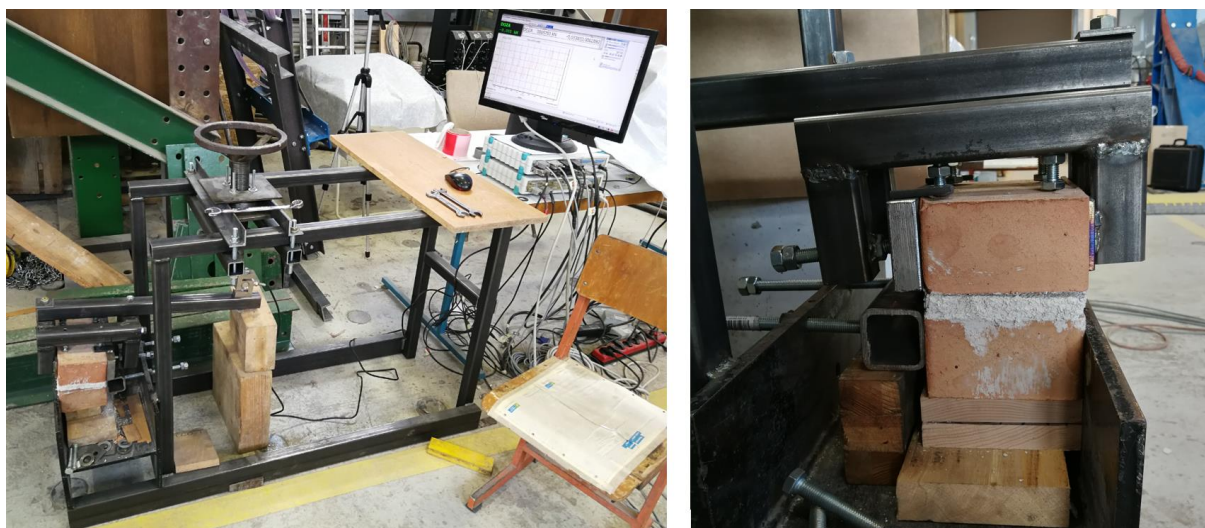
4.3.1 Zidovje iz opeke normalnega formata in podaljšane apno cementne malte

Za boljše razumevanje izvenravninskega obnašanja nekonstrukcijskih zidov smo v okviru spremljevalnih raziskav opravili preizkušanje stičnega območja z metodo »Bond Wrench«, s katero lahko ugotovimo sprijemno natezno trdnost na stiku dveh opečnih zidakov normalnega formata, povezanih z malto. Opravili smo še enoosni tlačni preizkus na seriji zidanih prizem zgrajenih iz polovic opek normalnega formata, z namenom ocene elastičnega modula zidovja, ki je pomemben tudi pri razumevanju izvenravninskega obnašanja nekonstrukcijskih zidov v tlačno obremenjenem delu horizontalnega prereza.

4.3.1.1 Sprijemna natezna trdnost stičnega območja

Med izgradnjo preizkušancev nekonstrukcijskih zidov iz opeke normalnega formata smo izdelali tudi preizkušance za določitev natezne upogibne trdnosti stika z »Bond Wrench« metodo v času preizkušanja posameznega zidu. Preizkušanci so prizme, zgrajene po višini iz dveh celih zidakov normalnega formata in vmesne maltne spojnice, kot predpisuje standard SIST EN 1052-5:2005. Posamezen preizkušanec je bil obtežen s tremi vrstami zidakov vse do izvedbe »Bond Wrench« preiskave.

Posamezno serijo »Bond Wrench« preizkušancev smo preizkusili pri pripadajoči starosti kvazi-statičnega cikličnega izvenravninskega preizkušanja posameznega preizkušanca nekonstrukcijskega zidu NF. Naprava za preizkušanje upogibne natezne trdnosti stika in primer izvedenega testa na preizkušancu sta prikazana na sliki 4.19.

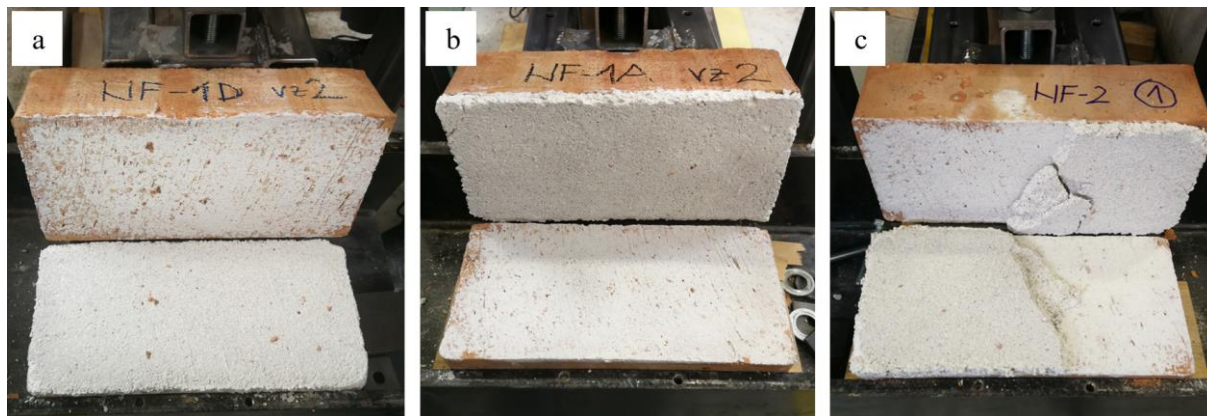


Slika 4.19: Preizkuševališče natezne upogibne trdnosti stičnega območja in primer testa na preizkušancu.

Figure 4.19: Bond wrench test setup and testing bond strength of a specimen.

Glede na nizko tlačno trdnost podaljšane apno cementne malte in glede na raztros rezultatov pri določanju natezne upogibne trdnosti stičnega območja raziskovalcev (Bosiljkov, 2000; Doherty, 2000) je pričakovan velik raztros rezultatov. Tudi vrednosti so pri zidovju grajenem s podaljšano apno cementno malto, običajno zelo nizke. V izračun povprečne upogibne natezne trdnosti stičnega območja smo zato vzeli kar vse preizkušance pri njihovi povprečni starosti. Zaradi zelo nizkih vrednosti natezne upogibne trdnosti stika so bili nekateri preizkušanci poškodovani še pred preizkusom, zato preizkusa na

njih ni bilo možno izvesti. Takšne preizkušance smo izločili iz preiskave. Tekom preiskav so se pokazali trije značilni načini upogibne porušitve, in sicer porušitev na stiku malte z zgornjim zidakom, porušitev na stiku malte s spodnjim zidakom in delna porušitev na stiku med malto in spodnjim zidakom ter malto in zgornjim zidakom, kot je prikazano na sliki 4.20.



Slika 4.20: Značilni načini natezne upogibne porušitve pri »Bond Wrench« preiskavi: (a) porušitev na stiku malte z zgornjim zidakom, (b) porušitev na stiku malte s spodnjim zidakom in (c) delna porušitev na stiku med malto in spodnjim ter malto in zgornjim zidakom.

Figure 4.20: Typical failure modes of specimens in »Bond Wrench« testing. (a) failure at the interface between mortar and the upper unit, (b) failure at the interface between mortar and lower unit and (c) failure at the interface between mortar and both units.

V preglednici 4.14 so zbrani rezultati upogibne natezne trdnosti stika med malto in zidaki skupaj s procentualnim deležem števila vzorcev, porušenih glede na značilne porušitve iz slike 4.20. Največji delež preizkušancev se je porušil na stiku malte s spodnjim zidakom, najmanjši delež preizkušancev pa se je pričakovano porušil delno po stiku malte z zgornjim in delno s spodnjim zidakom.

Preglednica 4.14: Rezultati upogibne natezne trdnosti stika zidovja določena z »Bond Wrench« metodo.

Table 4.14: Bond strength results determined by the Bond Wrench method.

Število vzorcev	Povprečna starost [dni]	Procent značilnih porušitev vzorcev			f_{bw} [MPa]		
		a	b	c	\bar{x}	σ	COV
61	125	21%	66%	13%	0.221	0.080	36%

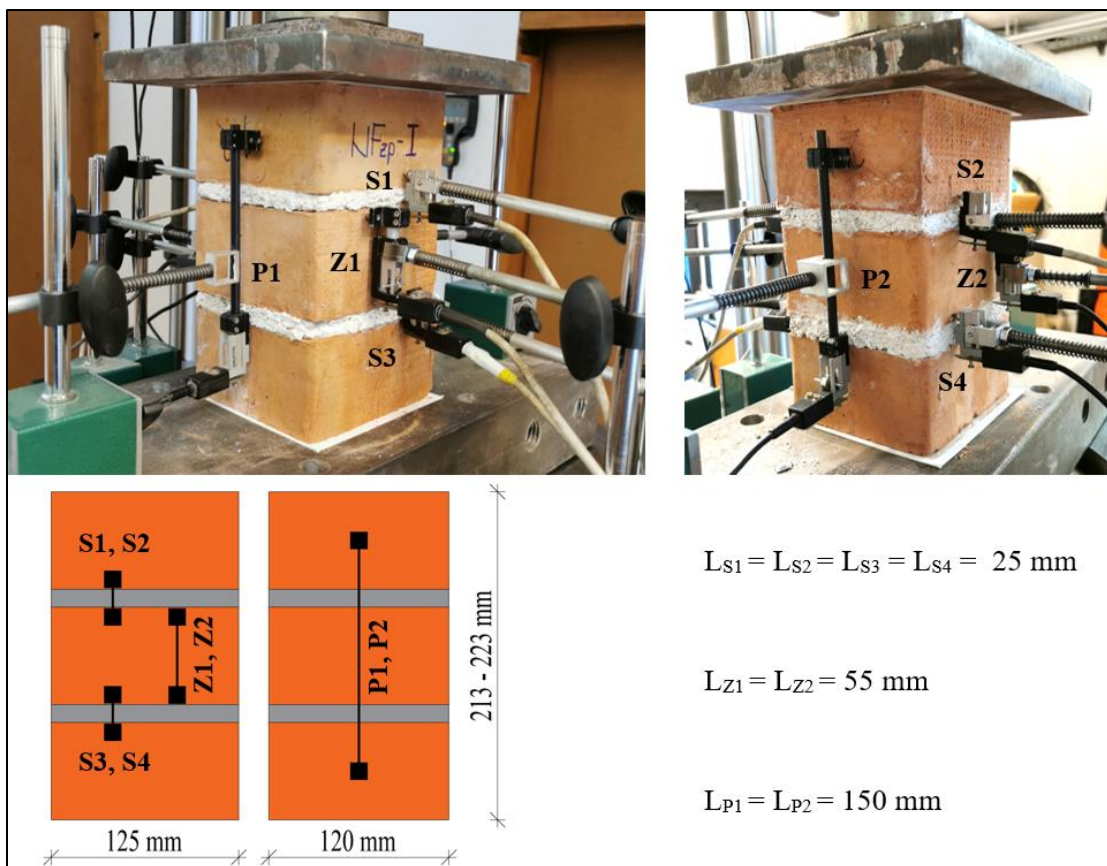
4.3.1.2 Zidane prizme pri enoosni tlačni obremenitvi

Pri izvenravninskem obnašanju zidanih nekonstrukcijskih zidov ima pomembno vlogo tudi obnašanje zidovja v tlačni coni horizontalnega prereza, zato smo naknadno z enako podaljšano apneno cementno malto, kot je bila uporabljena pri izgradnji glavnih preizkušancev, naredili še serijo šestih zidanih prizem iz treh polovic zidakov normalnega formata z dvema spojnicama. Izdelava vzorcev je prikazana na sliki 4.21. Zidane preizkušance smo nato enoosno tlačno preizkusili (Bosiljkov, 2000) pri 125. dnevu starosti, kolikor je znašala tudi povprečna starost vseh glavnih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov pri izvenravninskem kvazi-statičnem cikličnem preizkusu. Iz preizkusa smo ocenili tlačno trdnost zidanih prizem, modul elastičnosti spojnice, modul elastičnosti sredinskega zidaka in modul elastičnosti zidovja.



Slika 4.21: Izdelava zidanih prizem iz polovičk zidakov normalnega formata.
Figure 4.21: Preparation of prism specimens made of brick halves.

Pred preiskavo smo prizmam izravnali naležne ploskve z brušenjem izbočenih robov, ki so posledica industrijske izdelave in nato naredili izmere spojnic in vseh stranic prizme. Povprečna debelina spojnic je znašala 12.5 mm s koeficientom variacije 15 %. Posamezno prizmo smo nato postavili v preizkuševalni stroj in nanjo s pomočjo magnetnih stojal in vzmeti namestili merilne inštrumente, kot je prikazano na sliki 4.22. Na dveh nasprotnih ploskvah smo merili deformacije prizme z merilci označenimi P1 in P2, na preostalih dveh nasprotnih si ploskvah pa smo namestili merilce deformacij označene s S1, S2, S3 in S4 čez obe spojnici ter na sredinskem zidaku merilca z oznakami Z1 in Z2.



Slika 4.22: Postavitev in dolžina merilnih inštrumentov na zidanih prizmah pred tlačno preiskavo.
Figure 4.22: Positioning and the length of the measurement instruments for compression tests of masonry prisms.

Preizkušance zidanih prizem smo v stroju tlačno obremenjevali s hitrostjo 0.3 mm/min vse do njegove porušitve. Značilna primera tlačnih porušitev sta prikazana na sliki 4.23.



Slika 4.23: Primera porušitve vzorcev zidanih prizem po tlačni preiskavi.
 Figure 4.23: Two examples of masonry prisms' failure after compression test.

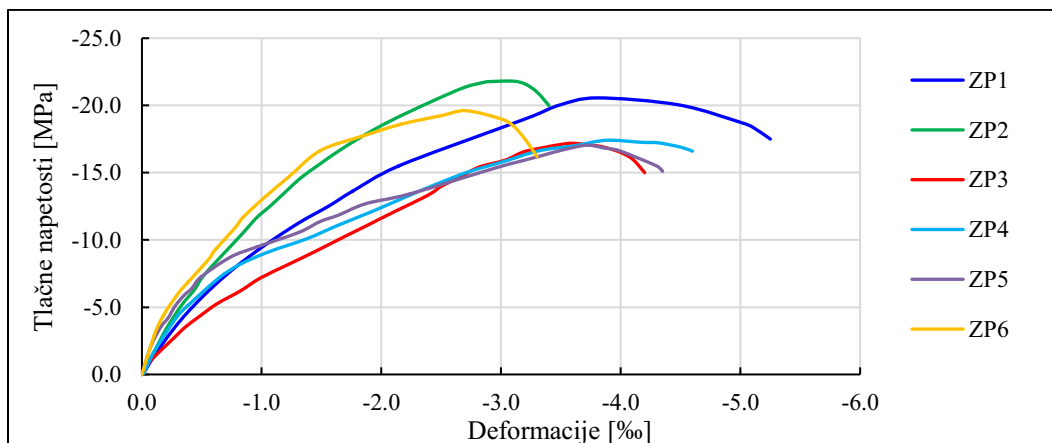
Za vsak preizkušanec smo določili tlačno trdnost, sekantni modul elastičnosti spojnice, sekantni in tangenti modul elastičnosti sredinskega zidaka in prizme. Tangentni in sekantni modul elastičnosti smo določili kot je opisano v doktorski disertaciji (Bosiljkov, 2000), namreč tangenti modul elastičnosti smo določili pri 30 % tlačne trdnosti preizkušanca, sekantnega pa v območju med 30 % in 60 % tlačne trdnosti. Rezultati preiskav so zbrani v preglednici 4.15, diagram odvisnosti napetosti in deformacij za posamezno prizmo pa na sliki 4.24.

Preglednica 4.15: Rezultati tlačnih preizkusov zidanih prizem pri enoosnem tlačnem preizkusu.

Table 4.15: Results of testing masonry prisms by uniaxial compression test.

	Število preizkušancev	\bar{x}	σ	COV
Povprečna tlačna trdnost prizme f_{cp} [MPa]	6	19.0	2.0	10.5%
Sekantni modul elastičnosti spojnice E_s^s [GPa]	6	1.6	0.2	12.4%
Tangentni modul elastičnosti zidaka E_z^{tan} [GPa]	6	17.3	3.8	21.9%
Sekantni modul elastičnosti zidaka E_z^{sek} [GPa]	6	14.0	2.6	18.6%
Tangentni modul elastičnosti zidovja E_p^{tan} [GPa]	6	13.0	3.8	29.3%
Sekantni modul elastičnosti zidovja E_p^{sek} [GPa]	6	7.0	1.8	26.3%

Kot je razvidno iz rezultatov enoosnih tlačnih preizkusov prizem, je raztros sekantnega in tangentnega modula elastičnosti največji, kar je najverjetneje posledica tlačne plastifikacije malte v obeh spojnicah zaradi njene nizke tlačne trdnosti. Pri tlačni obremenitvi je malta v spojnici kritični gradnik predvsem zaradi njene nizke sposobnosti elastičnega obnašanja in nižje tlačne trdnosti v primerjavi z zidakom. Zidovju kot nehomogenemu materialu zato znižuje modul elastičnosti. Iz istega razloga je tudi povprečni tangenti modul elastičnosti zidane prizme kar za 5 GPa večji v primerjavi s sekantnim elastičnim modulom, saj se že pri razmeroma nizki tlačni napetosti prične malta v spojnicah plastificirati. Na sliki 4.24 je prikazan diagram odvisnosti tlačnih napetosti in deformacij za posamezne preizkušance, kjer je razvidno, da postane naklon krivulj bolj položen pri vrednosti tlačnih napetosti 5 MPa pri večini preizkušancev, in nato raste počasneje do maksimalne vrednosti tlačne trdnosti. Tako ima malta pri izvenravninskem obnašanju največji vpliv v tlačni coni, ko pride do njene plastifikacije. Območje limitne vzdolžne deformacije pa je med 2.9 in 3.5 %.



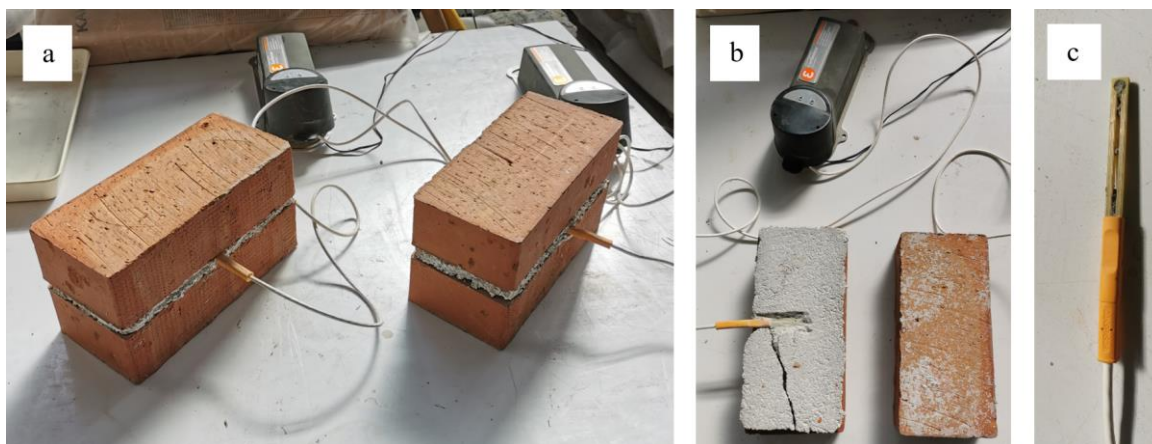
Slika 4.24: Odvisnost napetosti in deformacij zidovja vseh šestih preizkušancev zidanih prizem.

Figure 4.24: Stress-strain behaviour of masonry for all six prism specimens.

4.3.1.3 Ocena staranja zidovja

Pred izgradnjo glavnih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov smo opravili še dve med seboj neodvisni raziskavi staranja zidovja iz zidakov normalnega formata in podaljšane apneno cementne malte.

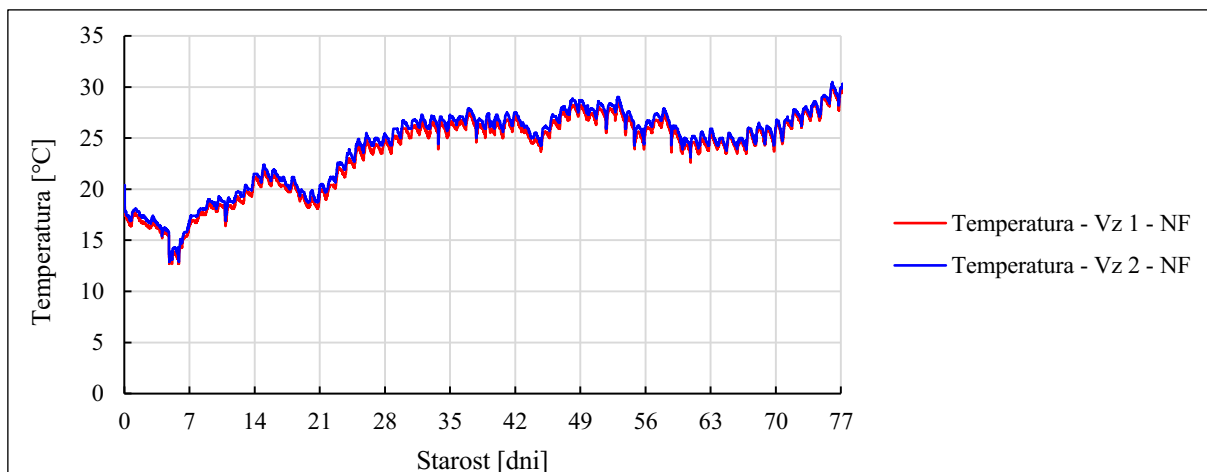
Pri prvi raziskavi smo za določitev minimalne starosti glavnih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov najprej izdelali dve zidani prizmi iz dveh celih zidakov in vmesne spojnice z malto, v katero smo vgradili senzorje za merjenje temperature in električne prevodnosti (Slika 4.25). Senzorji in naprava za zajem podatkov so bili razviti v okviru doktorske disertacije (Van Beek, 2000) in so na trgu komercialno dostopni pod imenom ConSensor. V okviru naših preiskav smo uporabili sistem ConSensor 2.0.



Slika 4.25: Meritve temperature in električne prevodnosti v maltni spojnici: (a) prikaz preizkušancev zidanih prizem z vgrajenimi senzorji, (b) prikaz vgrajenega senzora v maltni spojnici po končanih meritvah, (c) senzor iz preizkušanca po opravljeni preiskavi.

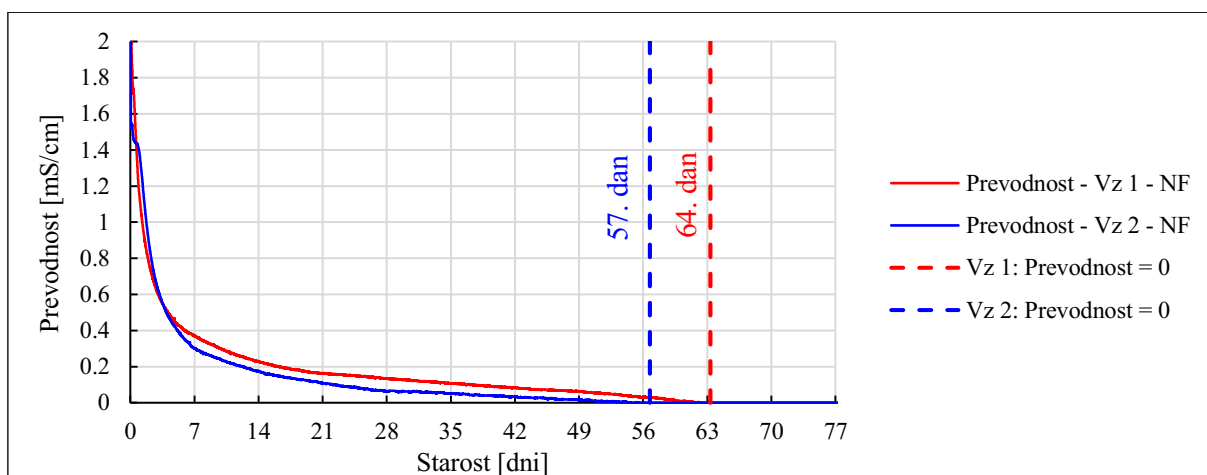
Figure 4.25: Temperature and conductivity measurements in mortar bed-joints: (a) masonry prism specimens with built-in sensors, (b) example of a built-in sensor after the measurements (c) sensor from one of the specimens after testing.

Rezultati meritev temperature in prevodnosti s Consensor sistemom v spojnicah obeh preizkušancev so prikazani na slikah 4.26 in 4.27. Iz časovnega poteka temperature je razvidno, da je temperatura v času sušenja nihala in se počasi dvigala, zaradi spomladanskega letnega časa. Temperatura v tem časovnem obdobju je bila v območju med 13 in 30 °C.



Slika 4.26: Temperaturni potek v spojnici preizkušancev z vgrajenimi Consensor senzorji med sušenjem.
Figure 4.26: Time dependent temperature in bed joints with built-in Consensor sensors.

Električna prevodnost je direktni indikator proste vode znotraj sistema por v kompozitu (Klun et al., 2021). Iz rezultatov električne prevodnosti v časovnem obdobju sušenja, od svežega do strjenega stanja malte v spojnici, lahko razberemo, kdaj prevodnost pade na vrednost nič. Takrat v spojnici ni več nobene električno prevodne snovi, iz česar lahko sklepamo, da se je spojnica preizkušanca dokončno posušila. Pri prvem preizkušancu je vrednost električne prevodnosti padla na vrednost nič po 64 dneh, pri drugem preizkušancu pa že nekoliko prej, in sicer po 57 dneh. Glede na rezultate meritev električne prevodnosti sklepamo, da so mehanske karakteristike maltne spojnice po vsaj 64 dneh staranja ustrezne za izvedbo izvenravninskega kvazi-statičnega cikličnega preizkusa glavnih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov.



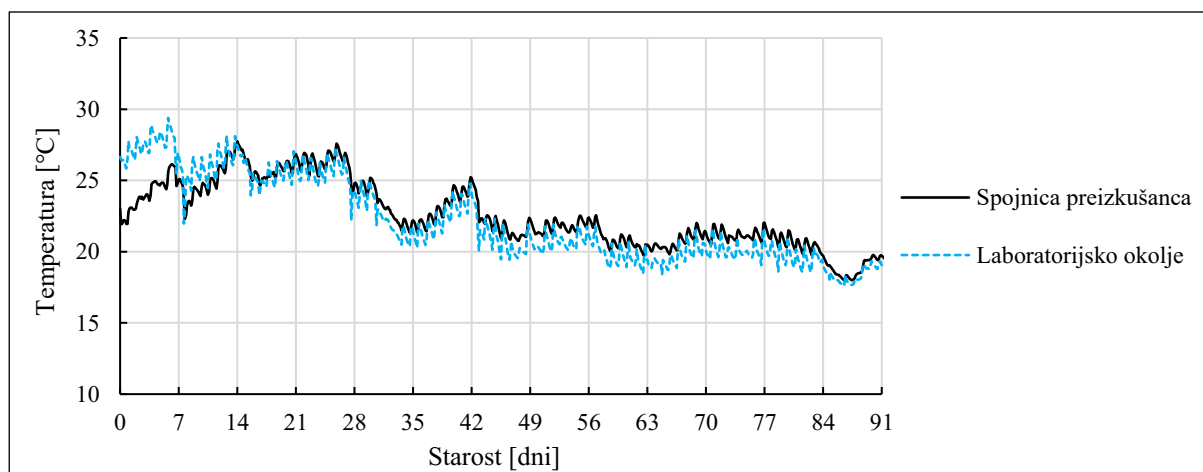
Slika 4.27: Časovni potek prevodnosti v obdobju sušenja preizkušancev z vgrajenimi Consensor senzorji.
Figure 4.27: Time dependent conductivity of specimens with built-in Consensor sensors.

Pri drugi raziskavi, ki je bila opravljena v kasnejšem času kot prva, smo uporabili senzorski sistem za merjenje relativne vlažnosti (RH) in temperature v alkalnem okolju, ki je še v razvoju na Fakulteti za elektrotehniko Univerze v Ljubljani (UL FE). V okviru diplomske naloge (Pristavec, 2020) je bil narejen preizkus obstojnosti senzorjev in vpliv okolja v katerega so senzori vgrajeni. Vzorčna prizma za oceno sušenja zidu je bila zgrajena iz treh opek in dveh maltnih spojnic, v kateri smo na sredini vgradili po en senzor (Slika 4.28). Študija vzporedne uporabe obeh senzorskih sistemov je bila predhodno že opravljena na mešanicah cementnih kompozitov (Klun et al., 2018).



Slika 4.28: Prikaz vgradnje senzorjev UL FE v spojnico (levo) preizkušanca in cel preizkušaneč (desno).
Figure 4.28: Installation of UL FE sensor in a bed joint of a masonry specimen (left) and a finished specimen (right).

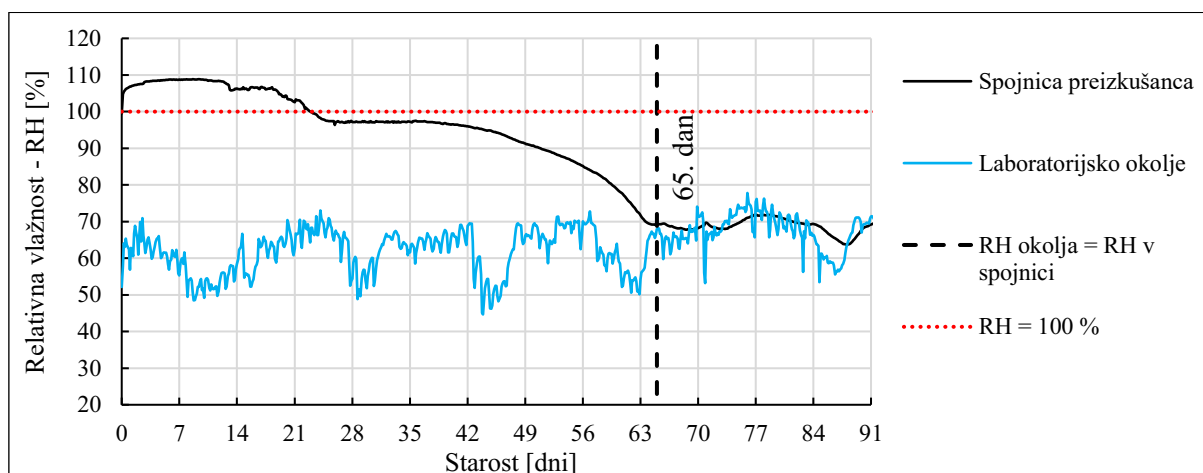
V zgornji spojnici je senzor za merjenje relativne vlažnosti in temperature prenehal delovati po treh dneh, zato so v nadaljevanju prikazani le rezultati meritev v spodnji maltni spojnici. Pri meritvah s tem sistemom smo opazovali, kdaj se relativna vlažnost v maltni spojnici izenači z relativno vlažnostjo okolja, s čimer lahko podobno kot pri meritvah električne prevodnosti ocenimo, kdaj je sušenje končano. Na sliki 4.29 je prikazan temperaturni potek in na sliki 4.30 potek relativne vlažnosti v maltni spojnici v primerjavi z okoljem v času meritev. Iz temperaturnega poteka je razvidno, da je bila temperatura okolja na začetku meritev višja kot pri koncu, za kar je razlog poletno-jesenski čas. Sicer je bilo temperaturno nihanje okolja v času meritev med 27 in 18 °C. Prvih 14 dni merjenja je opazno, da je v spojnici temperatura za 3 – 5 °C nižja od temperature okolja, kar je posledica adiabatskega ohlajanja.



Slika 4.29: Temperaturni potek okolja in v spojnici preizkušanca z vgrajenimi senzorji UL FE.
Figure 4.29: Time dependent temperature of environment and temperature in specimen's bed joint with built in UL FE sensors.

Iz časovnega poteka relativne vlažnosti v spojnici preizkušanca opazimo, da je izmerjena vrednost RH nad 100 % do 24. dne. To pomeni, da je bila spojnica na mestu vgrajenega senzorja do takrat v polno zasičenem stanju z vodo. Uporabljeni senzorji so umerjeni do 95 % RH, med 20 in 40 °C (Klun et al., 2018). Pod 95 % RH pade vrednost po približno 38 dneh in od tod naprej pada do 65. dne, ko se izenači z RH laboratorijskega okolja, kar sovpada tudi z meritvami električne prevodnosti. Sklepamo, da je

sušenje spojnice takrat končano in s tem proces vezanja cementa v malto zaključen, medtem ko apno veže še naprej.



Slika 4.30: Potek relativne vlažnosti okolja in v spojnici preizkušanca v času sušenja.

Figure 4.30: Time dependent relative humidity of environment and relative humidity in a bed joint of a masonry specimen.

Iz primerjave rezultatov meritev obeh senzorskih metod ocenjujemo, da je minimalna starost preizkušancev zidov za izvenravninski kvazi-statični ciklični preizkus 65 dni oziroma približno dva meseca, ko maltna spojnica doseže končno suho stanje. Kljub tej oceni in zaradi dinamike izvajanja glavnih izvenravninskih cikličnih preizkusov, je bila minimalna starost preizkušancev nekonstrukcijskih zidov NF enaka 90 dni in povprečna starost enaka 125 dni.

4.3.2 Zidovje iz porobetonskih zidakov in tankoslojne lepilne malte

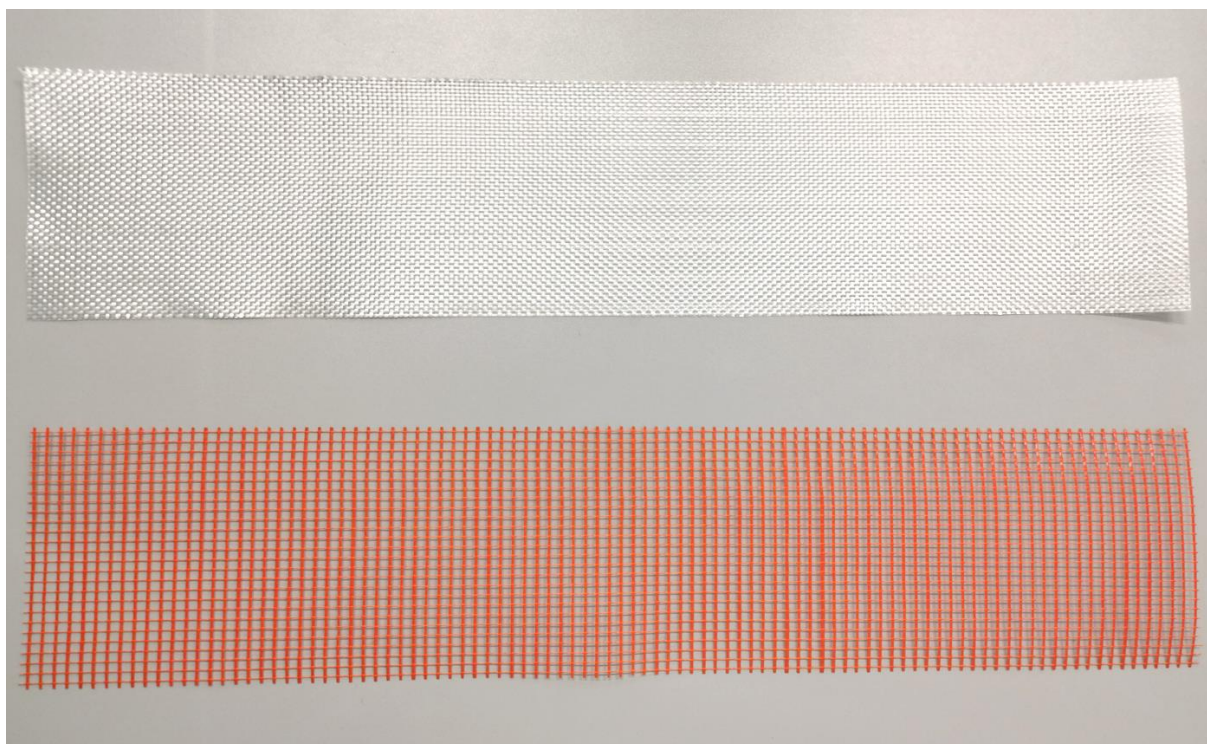
Preizkušance nekonstrukcijskih predelnih zidov smo gradili iz porobetonskih zidakov s tankoslojno industrijsko lepilno malto po navodilih proizvajalca YTONG za gradnjo predelnih zidov. Lepilna malta je v tem primeru zidovja močnejši gradnik in ima kar 6 krat večjo natezno upogibno trdnost in več kot 3 krat večjo tlačno trdnost kot zidak. Pričakujemo, da se bo porušitev pri izvenravninskih kvazi-statičnih cikličnih preiskavah glavnih preizkušancev YT zgodila po slabšem gradniku. To je porobetonski zidak, za katerega smo opravili preiskave v poglavju 4.1.2. Dobra lastnost te vrste zidovja pri protipotresni gradnji nekonstrukcijskih zidov je njena nizka prostorninska teža, saj je več kot trikrat manjša od prostorninske teže zidovja iz opek normalnega formata in malte.

Ker je proizvodnja uveljavljenega proizvajalca porobetonskih izdelkov standardna, dodatnih preiskav zidovja za ta sistem gradnje predelnih zidov v okviru doktorske disertacije nismo opravili. Pomemben podatek pri izvenravninskem obnašanju, ki ga podaja proizvajalec, je karakteristična upogibna natezna trdnost, ki znaša 0.15 MPa za zidovje grajeno z YTONG zidaki ZP10 tlačne trdnosti 3.0 MPa ter specifične mase 450 kg/m^3 , s tankoslojno lepilno malto.

Po specifikaciji proizvajalca se mora zidovje iz tankoslojne lepilne malte in porobetonskih zidakov pred mehanskimi udarci in soncem ščititi vsaj 3 dni. Po tem času naj bi se zidovje lahko tudi že obremenilo, končne mehanske karakteristike pa zidovje doseže po 28 dneh. Pri izgradnji glavnih preizkušancev smo vsa navodila proizvajalca dosledno upoštevali.

4.4 Utrditveni materiali

Za izvedbo izvenravninskih utrditev glavnih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov sta bili kot osnovni material uporabljeni dve vrsti tkanine oziroma mrežice iz steklenih vlaken. Prvi osnovni material je tkanina iz steklenih vlaken s specifično maso 286 g/m^2 , drugi pa fasadna mrežica iz steklenih vlaken s specifično maso 145 g/m^2 in velikostjo oken $4 \times 4 \text{ mm}$. Vzorčna primera tkanine in fasadne mrežice sta prikazana na sliki 4.31. Tkanina iz steklenih vlaken je sestavni del komercialnega sistema za utrjevanje predelnih zidov, medtem ko se fasadna mrežica uporablja za ojačitev tankoslojnega fasadnega ometa. Fasadna mrežica je veliko bolj ekonomična, saj je njena cena za faktor 20 nižja od cene tkanine. Pri aplikaciji utrditvenih materialov na površino zidovja smo pri vseh utrditvenih sistemih uporabili enokomponentno prožno lepilo v poliuretanski disperziji gostote 1.1 g/cm^3 , z zelo nizko vrednostjo emisij hlapnih organskih spojin.



Slika 4.31: Primer tkanine iz steklenih vlaken (zgoraj) in fasadne mrežice (spodaj).
Figure 4.31: Example of the glass fibre textile (up) and the glass fibre rendering mesh (down).

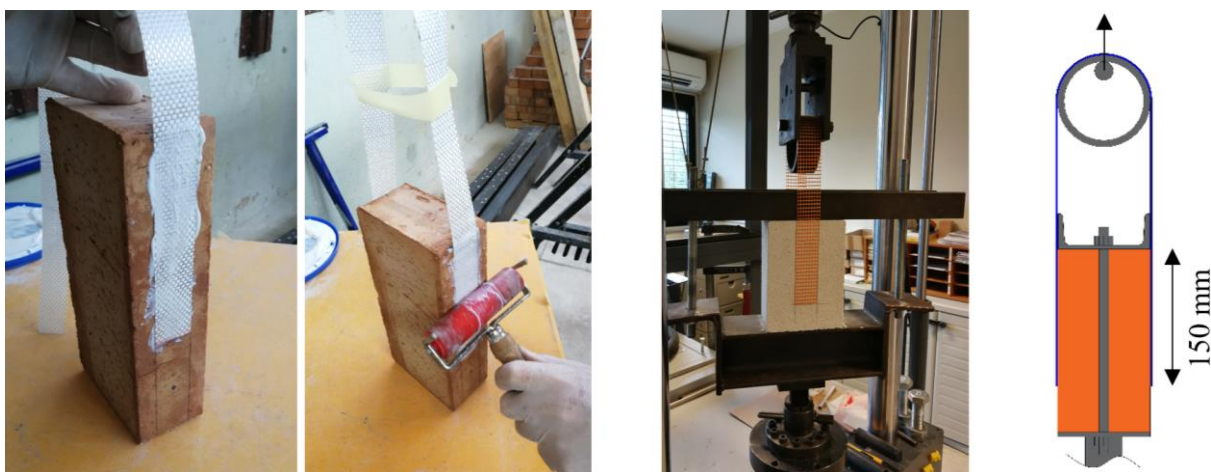
V nadaljevanju so predstavljene vzporedne preiskave stika utrditvenih materialov iz steklenih vlaken s površino zidaka, ki smo jih uporabili pri izvedbi utrditev glavnih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov. Preiskave zajemajo nestandardne preiskave utrditvenih sistemov med posamezno vrsto zidaka (opečni zidak normalnega formata in porobetonski zidak) in posamezno vrsto utrditvenega materiala iz steklenih vlaken (tkanina in fasadna mrežica).

4.4.1 Natezni preizkus utrditvenih materialov in trdnosti stika

Za določitev mehanskih karakteristik sistemov utrditev, smo izvedli preizkus stikov vseh štirih kombinacij med obema utrditvenima materialoma iz steklenih vlaken in obema vrstama zidakov. Preizkus smo izvedli v nestandardnem preizkuševališču, prikazanem na sliki 4.32. Izdelano je bilo po zgledu preizkuševališča stičnega območja FRCM sistemov, kjer se utrditveni sistem pritrudi na dve lici

preizkušanca (npr. Barducci et al., 2020). Enak princip so pri študiji stičnega območja (Leone et al., 2017), uporabili tudi na Zavodu za gradbeništvo Slovenije na večjih preizkušancih zidovja.

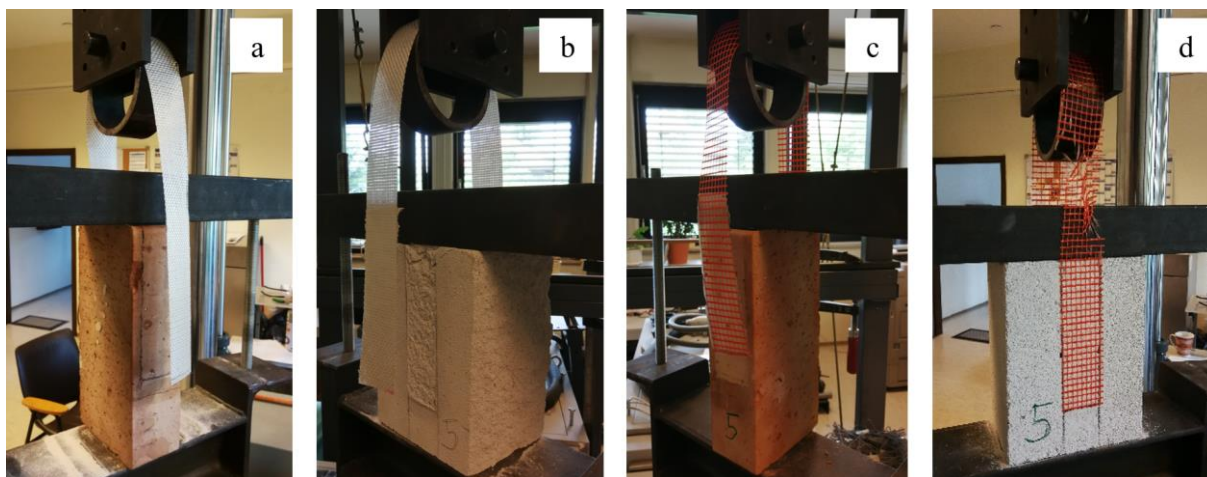
Tkanino in fasadno mrežico iz steklenih vlaken smo narezali na trakove dolžine 68 cm in širine 4 cm, kolikor dovoljuje širina jeklenega koluta za vlečno obremenjevanje. Iz porobetonskih blokov smo izrezali prizme dimenzij 15/10/200 cm, za preizkušane iz opečnih zidakov normalnega formata pa smo uporabili en cel zidak. Stična površina med zidakom in tkanino na vsaki strani preizkušanca je znašala 4 cm x 15 cm. Pri pripravi preizkušancev smo tkanino pritrdili na enak način kot pri izvajanju utrditev na glavnih preizkušancih, in sicer smo najprej na stično površino s čopičem nanesli poliuretansko enokomponentno lepilo v vodni disperziji, vanj vtisnili tkanino oziroma mrežico, povaljali s trdim gumijastim valčkom in ponovno nanesli sloj prožnega lepila. Za vsako izmed štirih kombinacij sistemov utrditev in vrste zidaka je bilo izdelanih po 5 vzorcev. Vzorce smo po navodilih proizvajalca lepila pustili sušiti najmanj 24 ur. Vlečni preizkus smo izvedli po 3 dneh sušenja vzorcev. Preizkus smo izvedli tako, da smo vzorec postavili na jekleno podlago s stranskimi odprtini za vijake, skozi zanko vstavili jeklen profil in ga z navojno palico pri vijačili tako, da je bil zidak nepremično vpet med njim in jekleno podlago, kot je prikazano na sliki 4.32 (desno). Skozi uho zanke smo nato vstavili še jeklen kolut ter ga obesili na roko za vnos monotonega vertikalnega pomika.



Slika 4.32: Priprava vzorcev za preizkus stičnega območja (levo) in postavitev s shematskim prikazom testa za preizkušanje stičnega območja med utrditvijo in zidakom (desno).

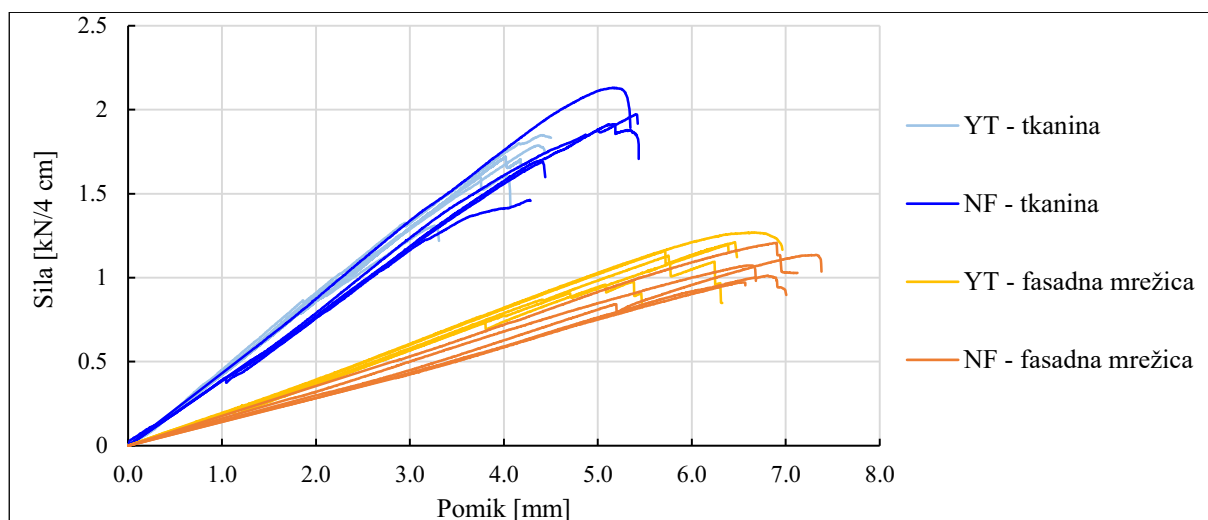
Figure 4.32: Specimens preparation (left) and a schematic presentation of a test setup for testing bond between strengthening system and masonry (right).

Vertikalni pomik smo vnašali monotono in ob tem spremljali silo vse do porušitve vzorca. S tem smo pridobili podatke o odvisnosti med silo in pomikom, ki so za vse preizkušance prikazani na sliki 4.34. Značilne porušitve stika obeh sistemov na posameznem tipu zidakov so prikazane na sliki 4.33. Zaradi gladke površine zidakov normalnega formata je tako pri stiku tkanine kot tudi fasadne mrežice prišlo do porušitve stika po lepilu (Slika 4.33 a in c). Pri preizkušanju stika utrditvene tkanine s porobetonskim zidakom (Slika 4.33b) je prišlo do krhkega loma porobetonskega zidaka, kar je privedlo do iztrga vrhnjega sloja porobetonskega zidaka, pri preizkušanju stika fasadne mrežice s porobetonskim zidakom pa je prišlo do pretrga fasadne mrežice (Slika 4.33 d).



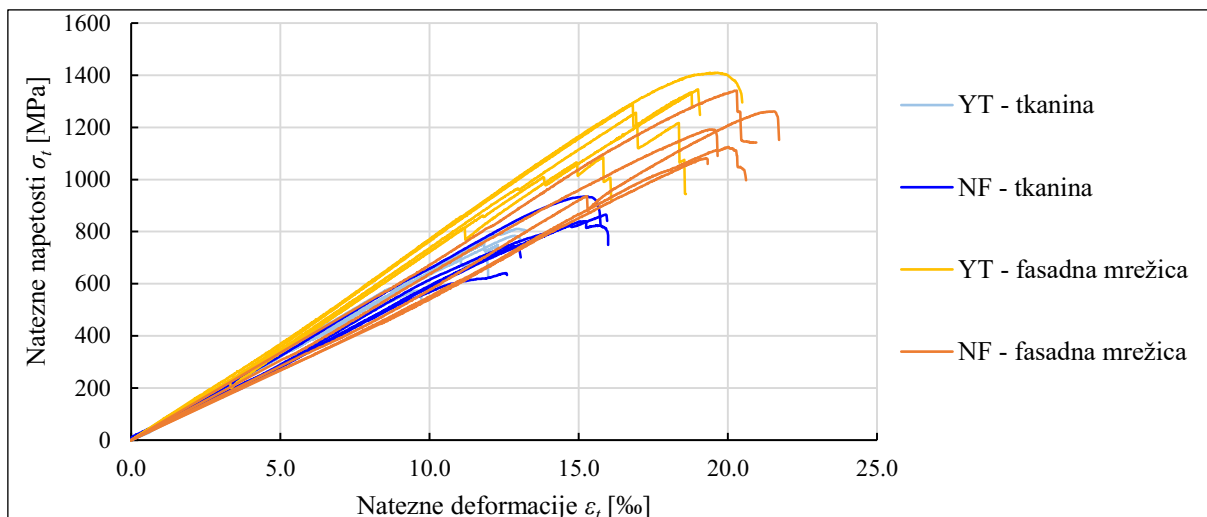
Slika 4.33: Značilne porušitve stika: (a) stik med NF zidakom in tkanino, (b) stik med YT zidakom in tkanino, (c) stik med NF zidakom in fasadno mrežico in (d) stik med YT zidakom in fasadno mrežico.

Figure 4.33: Bond failure: (a) bond between NF brick and textile, (b) bond between YT block and textile, (c) bond between NF brick and rendering mesh and (d) bond between YT block and rendering mesh.



Slika 4.34: Zveza med vsiljenim vlečnim pomikom in silo za vse štiri kombinacije stikov zidak-utrditiv.
Figure 4.34: Relationship between controlled pulling displacements and force for all four bond combinations.

S preizkusom smo določili mejne vrednosti nateznih deformacij obeh utrditvenih sistemov glede na vrsto stičnega območja med utrditveno tkanino oziroma fasadno mrežico in površino obravnavanih zidakov. Teža tkanine po specifikacijah proizvajalca znaša 286 g/m^2 in njen ekvivalentni prečni prerez suhih vlaken $57 \text{ mm}^2/\text{m}$, medtem ko je teža fasadne mrežice 145 g/m^2 in njen prečni prerez $22.5 \text{ mm}^2/\text{m}$ v natezni smeri. Ob upoštevanju ekvivalentnega prečnega prereza trakov tkanine oziroma fasadne mrežice smo iz zveze med silo in vertikalnim pomikom določili zvezo med nateznimi napetostmi in deformacijami vlaken tkanine, kar je prikazano na sliki 4.35.



Slika 4.35: Zveza med nateznimi napetostmi in deformacijami za vse štiri kombinacije stikov zidak-utrditev.
Figure 4.35: Relationship between tensile stress and strains for all four bond combinations.

Na podlagi medsebojne odvisnosti nateznih napetosti in deformacij smo iz linearnega naklona začetnega dela diagrama določili natezni modul elastičnosti utrditvenega sistema, maksimalno natezno napetost in deformacijo pri pretrgu mrežice oziroma porušitvi stika. Ne glede na različne načine porušitev so rezultati zbrani tako za tkanino kot za fasadno mrežico v preglednici 4.16, kot povprečje posameznega sklopa petih preizkušancev s statističnimi parametri. Iz primerjave maksimalnih sil porušitev $F_{f,max}$ je razvidno, da utrditveni sistem ob uporabi tkanine doseže za faktor 1.4 večjo vrednost v primerjavi s fasadno mrežico na porobetonskem zidaku in za faktor 1.6 na zidaku normalnega formata. Iz primerjave deformacij utrditvene tkanine in fasadne mrežice razberemo, da lahko fasadna mrežica pred porušitvijo doseže za faktor 1.4-1.5 večje deformacije kot tkanina. Maksimalne natezne napetosti $\sigma_{f,max}$ so določene s količnikom maksimalne sile $F_{f,max}$ in ekvivalentnega prečnega prereza. Ne glede na podlago je pri utrditveni tkanini prišlo do odpovedi stika s preizkušancem, medtem ko je bil pri fasadni mrežici, prilepljeni na porobetonskem zidaku, merodajen pretrg. Iz tega sklepamo, da je mejna natezna napetost fasadne mrežice $\sigma_{f,max}$, ko pride do pretrga, enaka 1293 MPa z 10 % koeficientom variacije. Pri glavnih preizkušancih nekonstrukcijskih zidov se je izkazalo, da je ne glede na vrsto zidovja pri fasadni mrežici značilna porušitev pretrg le-te in pri tkanini porušitev stika (odcepitev od zidovja). Iz linearnega naklona med $0.3 \sigma_{f,max}$ in $0.6 \sigma_{f,max}$ smo še ocenili modul elastičnosti posameznega utrditvenega sistema glede na vrsto zidaka. Iz primerjave modulov elastičnosti lahko sklepamo, da se stik tkanine in fasadne mrežice s porobetonskim zidakom obnaša bolj togo v primerjavi s stikom le-teh s površino opeke normalnega formata.

Preglednica 4.16: Rezultati preizkušanja stičnega območja med zidaki in utrditvenimi sistemi.
Table 4.16: Results of the bond tests between masonry and the strengthening system.

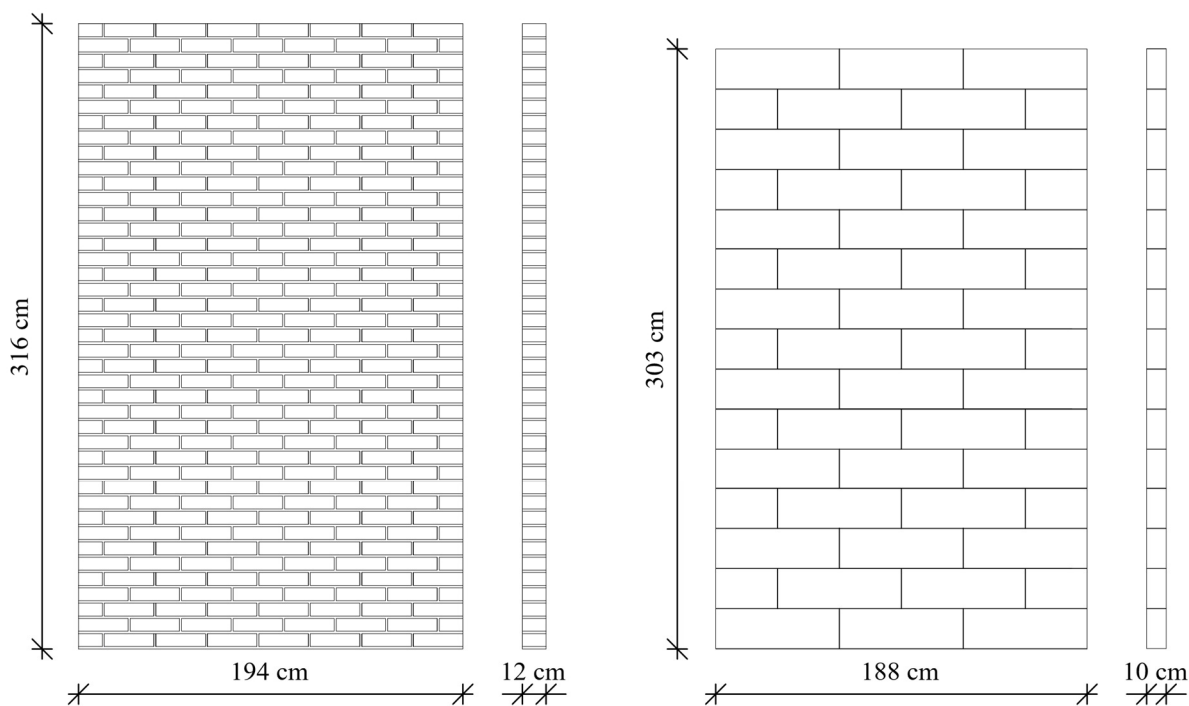
	Število vzorcev	$F_{f,max}$ [kN/4 cm]			$\sigma_{f,max}$ [MPa]			$\epsilon_{f,max}$ [‰]			E_f [GPa]		
		\bar{x}	σ	COV	\bar{x}	σ	COV	\bar{x}	σ	COV	\bar{x}	σ	COV
NF - tkanina	5	1.83	0.26	14%	805	114	14%	14.4	1.5	10%	62	6	10%
YT - tkanina	5	1.65	0.21	13%	725	94	13%	11.8	1.4	11%	69	3	4%
NF - mrežica	5	1.08	0.09	9%	1200	105	9%	20.1	0.9	5%	64	6	9%
YT - mrežica	5	1.16	0.11	10%	1293	124	10%	18.0	1.6	9%	72	4	5%

» Ta stran je namenoma prazna. «

5 IZVENRAVNINSKE PREISKAVE NEKONSTRUKCIJSKIH ZIDOV

5.1 Karakteristike in postopek izgradnje preizkušancev

V okviru glavnih eksperimentalnih raziskav vitkih nekonstrukcijskih predelnih zidov pri potresni obtežbi pravokotno na njihovo ravnino smo zgradili 24 preizkušancev po postopkih, opisanih v tem poglavju. Zgradili smo 12 preizkušancev nekonstrukcijskih zidov iz opeke normalnega formata s podaljšano apneno cementno malto (NF preizkušanci) ter 12 preizkušancev nekonstrukcijskih zidov iz porobetonskih zidakov dimenzije 625/100/200 mm in tankoslojne lepilne malte (YT preizkušanci). Vitkost (višina ulomljena z debelino zidu) NF preizkušancev znaša 26, vitkost YT preizkušancev pa je 30. NF preizkušanci so bili zgrajeni po višini iz 41 vrst zidakov normalnega formata in vmesnimi maltnimi spojnicami, medtem ko so bili preizkušanci YT zgrajeni iz 15 vrst porobetonskih zidakov. Površina ene strani NF preizkušanca je 6.13 m² in površina YT preizkušanca 5.7 m². Geometrijske karakteristike obeh vrst preizkušancev so prikazane na sliki 5.1.



Slika 5.1: Geometrija NF nekonstrukcijskega zidu (levo) in YT nekonstrukcijskega zidu (desno).

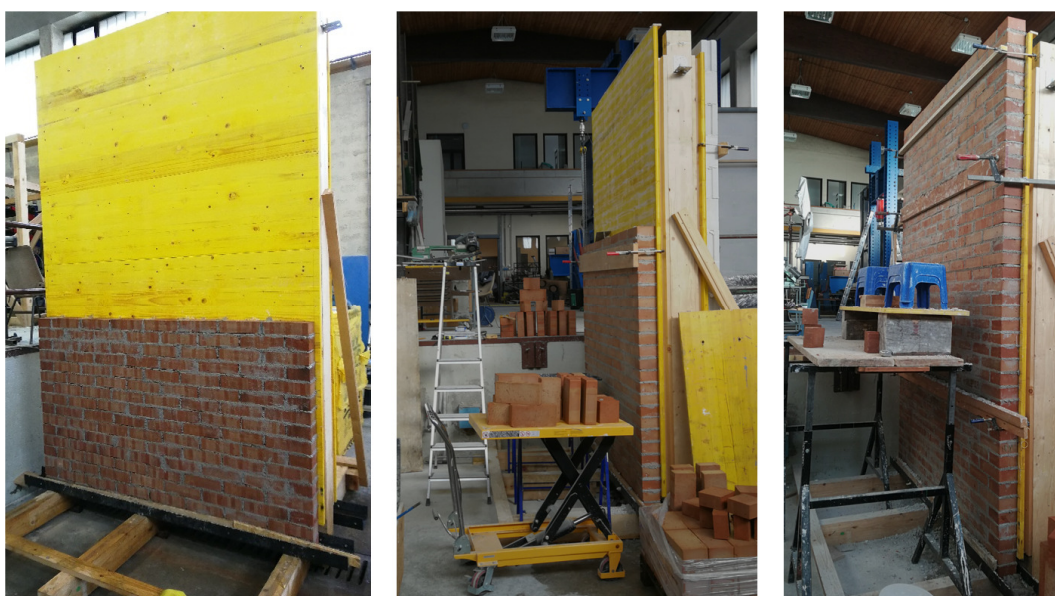
Figure 5.1: Geometry of a NF non-structural wall (left) and YT non-structural wall (right).

Zaradi velike vitkosti preizkušancev in želje po čim manjšem dimenzijskem odstopanju med preizkušanci smo pred pričetkom gradnje pripravili vertikalni lesen oporni opaž. Z gradnjo ob opažu smo tekom gradnje preizkušancem zagotovili stransko ploskovno oporo in pravilno vertikalno linijo. Na opažu smo pred pričetkom gradnje črtno zarisali meji širine preizkušancev in višine posameznih vrst zidakov, s čimer smo v največji meri zmanjšali medsebojna dimenzijska odstopanja preizkušancev. Zaradi časovnega okvira smo namesto izdelave armiranobetonskega temelja vsakega izmed preizkušancev vgradili v jeklen profil UPN 180, s katerim smo omogočili njegov transport po izgradnji in tudi vpetje v preskuševališču. Izdelava lesenega opaža in priprava opaža pred gradnjo enega izmed preizkušancev je prikazana na sliki 5.2.



Slika 5.2: Izdelava opornega opaža (levo) in njegova priprava tik pred pričetkom gradnje (desno).
Figure 5.2: Constructing the wooden panelling (left) and the situation before building a specimen (right).

Pred izgradnjo preizkušancev NF nekonstrukcijskih zidov smo ustrezno pripravili zidake normalnega formata z namakanjem in s tem zagotovili, da med gradnjo ne bi prišlo do odvzema vode sveži malti zaradi kapilarnega srka zidaka. Izgradnja posameznega NF preizkušanca je potekala v štirih fazah in je trajala okvirno 2 dni. Pri vsaki fazi smo v mešalcu zamešali podaljšano apneno cementno malto, kontrolirali njeno konsistenco s postopkom iz standarda SIST EN 1015-3:2001, in zgradili približno četrtnino višine preizkušanca. Tekom faz izgradnje preizkušancev smo v standardne kalupe vgradili vzorčne maltne prizme (40/40/160 mm) in pripravili zidane prizme za preizkušanje stičnega območja z metodo »Bond Wrench«. Pri gradnji smo zidake po višini zamikali za polovico dolžine zidaka in hkrati zagotavljali povprečno debelino vsake horizontalne spojnice 12 mm in povprečno debelino vertikalnih spojnic 10 mm. V času gradnje smo preizkušane zaradi varnosti rahlo pripeli ob lesen opaž s sponami in lesenimi deskami. Primer izgradnje NF preizkušanca je prikazan na sliki 5.3.



Slika 5.3: Izgradnja NF preizkušanca.
Figure 5.3: Building a NF specimen.

Gradnja preizkušancev YT je v primerjavi z gradnjo preizkušancev NF hitrejša zaradi večjih dimenzij porobetonskih zidakov kot tudi hitrejše priprave tankoslojne lepilne malte glede na podaljšano apneno cementno malto. Pri izgradnji preizkušancev smo upoštevali vsa navodila in priporočila proizvajalca YTONG z izjemo stropnega sidranja in sidranja vsake tretje vrste po višini, saj z eksperimenti želimo simulirati starejši način izvedbe predelnih zidov. Pred gradnjo smo porobetonskim zidakom navlažili horizontalne in vertikalne stične površine in pripravili YTONG tankoslojno lepilno malto. Na stične površine zidakov smo tankoslojno malto nanašali v debelini od 2 do 3 mm z nazobčano lopatico širine 10 cm, kolikor je širina zidakov. Postopek gradnje YT preizkušanca je prikazan na sliki 5.4.



Slika 5.4: Izgradnja YT preizkušanca.
Figure 5.4: Building a YT specimen.

Preizkušance smo po 3 dneh sušenja ob lesenem opažu transportirali na predhodno izdelano leseno konstrukcijo za laboratorijsko nego, kjer so se na medsebojnem razmiku 20 cm sušili do določene starosti, ko so bili pripravljeni za izvedbo kvazi-statičnega cikličnega preizkusa.



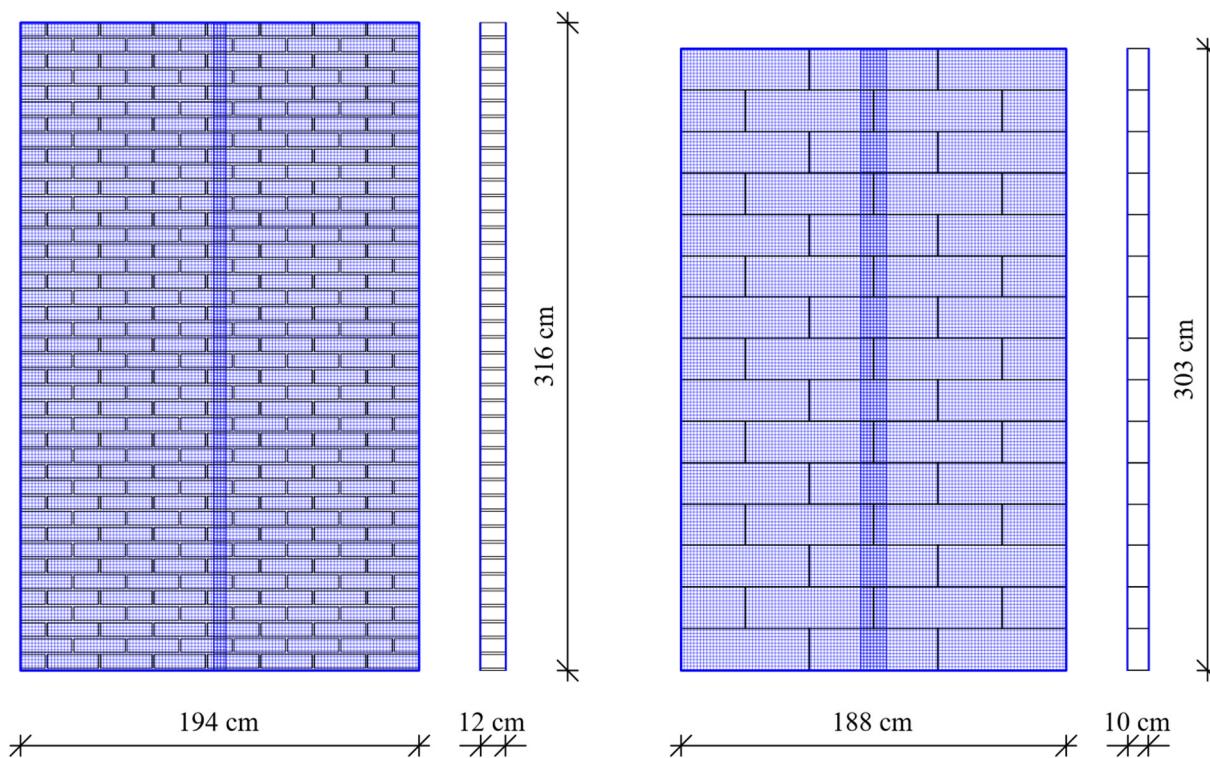
Slika 5.5: Staranje glavni preizkušancev nekonstrukcijskih zidov.
Figure 5.5: Aging of main specimens of non-structural walls.

5.2 Sistemi izvenravninske utrditve preizkušancev nekonstrukcijskih zidov

V poglavju je predstavljena izvedba sistemov utrditve na preizkušancih nekonstrukcijskih zidov, obravnavanih v doktorski disertaciji. Zaradi podobnosti izvedbe sta sistema A in B predstavljena v skupnem podpoglavju, sistem C v posebnem podpoglavju in sistema D in E ponovno v skupnem podpoglavju. Pred izvedbo vsake izvenravninske utrditve preizkušancev nekonstrukcijskih zidov smo površino preizkušanca izravnali in odpravili geometrijske nepravilnosti ali nečistoče.

5.2.1 Sistema utrditve A in B

Sistema utrditve A in B sta sistema, pri katerih se izvede utrditev po celotni površini zidu na vsaki strani preizkušanca. Širina pakirne role uporabljene tkanine (pri sistemu A) kot tudi fasadne mrežice (pri sistemu B) znaša 1 m. Za prekritje oziroma utrditev ene površine NF in YT preizkušancev sta tako potrebna po dva pasova enega ali drugega materiala. Pas tkanine oziroma fasadne mrežice poteka od zgornjega do spodnjega roba preizkušanca neprekinjeno. Na zgornjem in spodnjem robu zidu smo pustili 10 cm tkanine, ki gleda preko vrha oziroma spodnjega roba, za potrebe sidranja. Vsi preizkušanci so bili utrjeni simetrično obojestransko. Pri izvedbi obeh sistemov utrditve smo na predhodno očiščeno površino zidu s širokim čopičem nanесли sloj enokomponentnega prožnega lepila v poliuretanski disperziji, vanj vtisnili tkanino (sistem A) oziroma fasadno mrežico (sistem B) ter jo zgladili z gumijastim valjčkom. Nato smo s čopičem nanесли še en sloj lepila in ponovno povaljali z valjčkom. Na sliki 5.6 je prikazana geometrija utrditvenih sistemov A in B za obe vrsti preizkušancev nekonstrukcijskih zidov.



Slika 5.6: Geometrija utrditvenih sistemov A in B za NF preizkušance (levo) in YT preizkušance (desno).
Figure 5.6: Geometry of strengthening systems A and B for NF specimens (left) and YT specimens (right).

Pri izvedbi utrjevanja smo s tehtanjem ocenili še porabo lepila in spremljali porabo tkanine in fasadne mrežice. Za utrditev nekonstrukcijskih zidov s sistemom A je poraba lepila približno 0.4 kg/m^2 površine

zidu, pri utrditvi s sistemom B pa nekoliko večja, in sicer 0.6 kg/m^2 . Večjo porabo lepila pri sistemu B pripisujemo rastru mrežice, ker znotraj zank ostane več lepila, ki ga ne razmažemo s čopičem, medtem ko zaradi gostote tkanine tega faktorja pri porabi lepila za izvedbo sistema B ni. Primer izvedbe sistema utrditve nekonstrukcijskih zidov s sistemom A je prikazan na sliki 5.7 in s sistemom B na sliki 5.8. Izvedba utrditvenih sistemov A in B je najhitrejša in najmanj zahtevna v primerjavi z izvedbo preostalih obravnavanih utrditvenih sistemov predstavljenih v nadaljevanju.



Slika 5.7: Izvedba utrditve preizkušanca nekonstrukcijskih zidov s sistemom A.

Figure 5.7: Strengthening of non-structural wall specimens with system A.



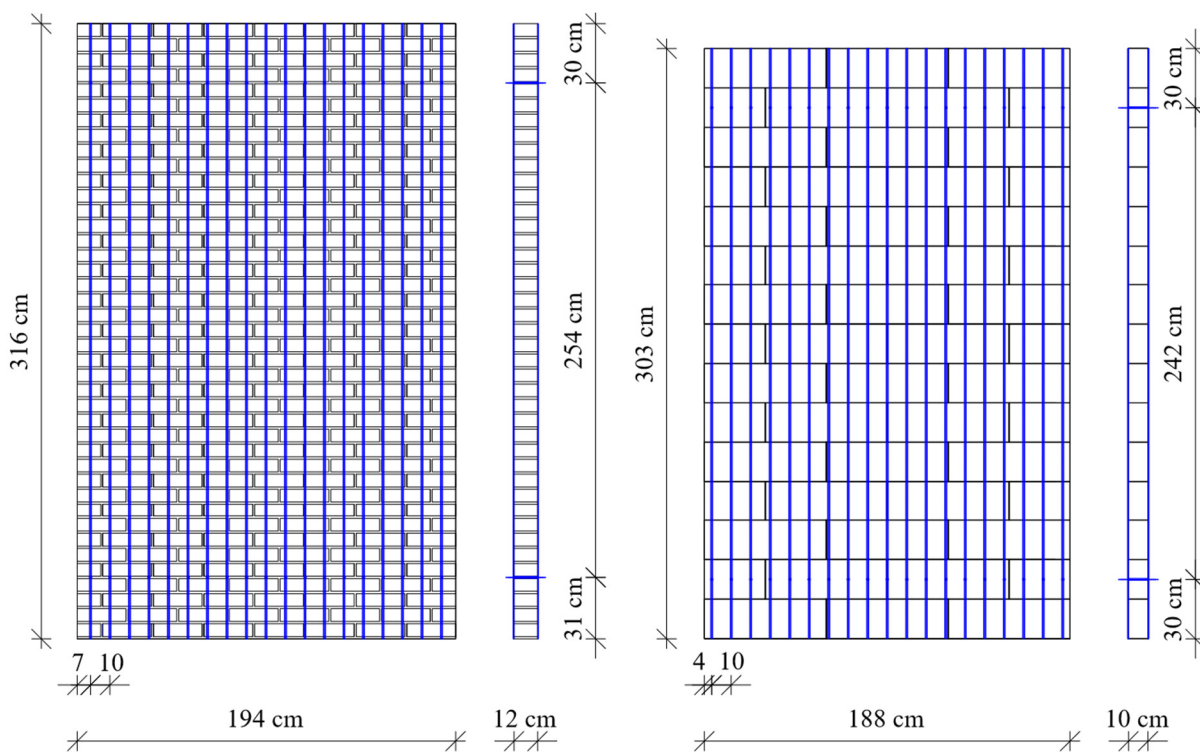
Slika 5.8: Izvedba utrditve preizkušanca nekonstrukcijskih zidov s sistemom B.

Figure 5.8: Strengthening of non-structural wall specimens with system B.

5.2.2 Sistem utrditve C

Sistem utrditve C je sistem s tankimi trakovi po višini povezani elementi zidovja z namerno izvedbo oslabitev za kontroliranje mesta nastanka plastičnih členkov, pri čemer se trakovi prepletajo na mestu oslabitve. Oslabitev smo na preizkušancih izvedli z izvrtanjem enakomerno razporejenih lukenj na

razdalji 30 cm od zgornjega in spodnjega roba zidu. Luknje z radijem 10 mm smo izvrtali po celotni širini zidu na medsebojni razdalji 10 cm skozi slabši gradnik zidovja, in sicer pri NF preizkušancih skozi maltno spojnico, pri YT pa skozi porobetonskih zidak. Po izdelavi oslabitev smo očistili površino zidu in odstranili vse geometrijske nepravilnosti. Slika 5.9 prikazuje geometrijo utrditvenega sistema C za obe vrsti preizkušancev nekonstrukcijskih zidov.

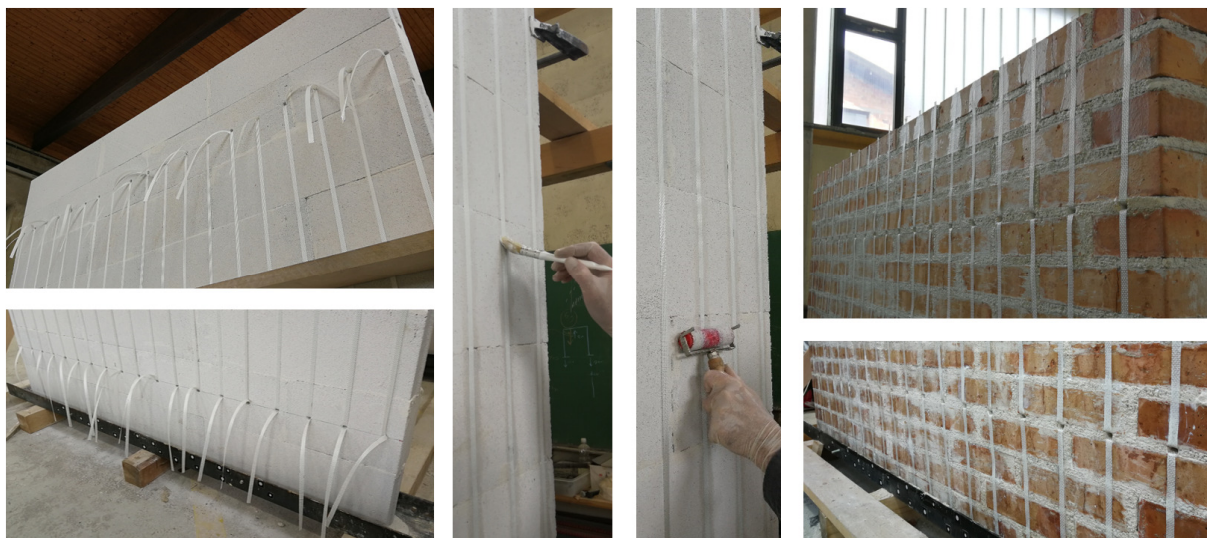


Slika 5.9: Geometrija utrditvenega sistema C za NF preizkušanec (levo) in YT preizkušanec (desno).
Figure 5.9: Geometry of the strengthening system C for NF specimen (left) and YT specimen (right).

Tkanino iz steklenih vlaken smo narezali na tanke trakove širine 1 cm. Za obojestransko utrditev posameznega preizkušanca smo potrebovali 38 trakov. Skozi posamezno oslabitveno luknjo smo 30 cm od zgornjega roba zidu vtaknili dva trakova, tako da se med seboj znotraj prepletata in na vsaki strani preostanek traku po višini prilepili z enokomponentnim prožnim lepilom v poliuretanski disperziji, vse do spodnje oslabitvene luknje, znotraj katere smo trakova ponovno prepletli. Med lepljenjem smo uporabljali tanjši čopič in po nanosu lepila z gumijastim valjčkom povaljali trak ob steno. Preostanek trakov, ki so viseli iz lukenj, smo na enak način prilepili vse do zgornjega oziroma spodnjega roba zidu. Izvedba utrditvenega sistema se je izkazala za zamudno in nekoliko težavnejšo. Tudi enakomerne napetosti vseh trakov vzdolž zidu ni bilo možno nadzirati. Na sliki 5.10 je prikazan primer izvedbe utrditve s sistemom C in na sliki 5.10 končno stanje utrjenih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov.

Poraba enokomponentnega prožnega lepila pri izvedbi te vrste ojačitve pri obeh vrstah preizkušancev je znašala 0.07 kg/m^2 površine zidu.

Izvedba sistema utrditve C se je na obeh vrstah preizkušancev izkazala za tehnično zahtevno in najzamudnejšo v primerjavi s preostalimi obravnavanimi utrditvenimi sistemi. Za problematično se je izkazalo predvsem zagotavljanje enakomerne napetosti vseh trakov po izvedbi prepletanja trakov v oslabitvenih luknjah.



Slika 5.10: Izvedba utrditve preizkušanca nekonstrukcijskih zidov s sistemom C.
Figure 5.10: Strengthening of non-structural wall specimen with system C.

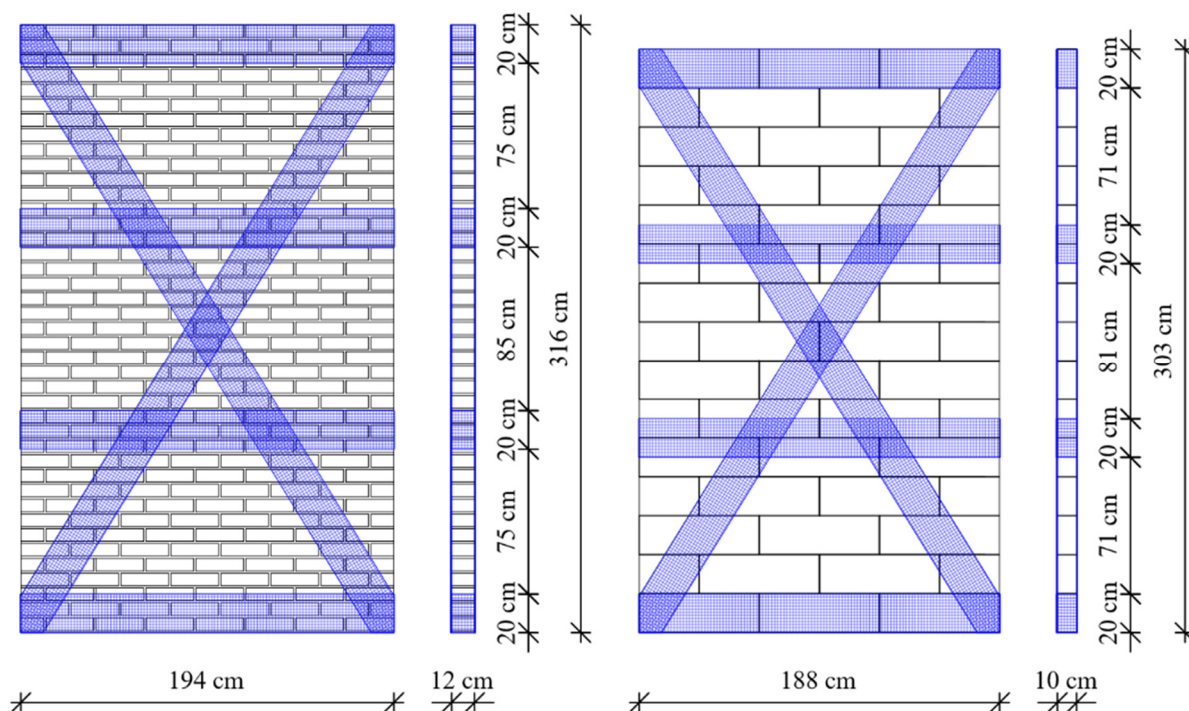


Slika 5.11: Utrjen NF preizkušavec (levo) in YT preizkušavec (desno) s sistemom C.
Figure 5.11: Strengthened NF specimen (left) and YT specimen (right) with strengthening system C.

5.2.3 Sistema utrditve D in E

Sistema utrditev D in E sta obojestranski površinski utrditvi s poševnim križem iz trakov tkanine oziroma fasadne mrežice, prilepljenih na površino zidu in dodatnim horizontalnim objektom kritičnih mest. Takšna geometrija (poševni križ) je bila izbrana na podlagi obstoječih utrditvenih sistemov, ki se uporabljajo pri utrjevanju strižno obremenjenih zidov v njihovi ravnini. Tako kot pri prejšnjih sistemih je potrebno tudi pri izvedbi teh utrditev predhodno očistiti in izravnati površino zidu, kjer bodo nameščeni trakovi. Širina trakov tkanine in fasadne mrežice za izvedbo tako poševnega križa kot tudi horizontalnega objekta je 20 cm. Z enakim postopkom lepljenja, kot smo ga uporabili pri izvedbi utrditev A in B, smo najprej prilepili trak tkanine oziroma fasadne mrežice na površino zidu z začetkom pri enem izmed zgornjih vogalov zidu vse do diagonalno nasprotnega spodnjega vogala. Nato smo na enak način prilepili še z drug trak, tako da sta se le-ta medsebojno prekrizala točno na sredini površine zidu. Postopek smo nato ponovili še na drugi strani zidu. Ko sta bila na obeh straneh prilepljena poševna

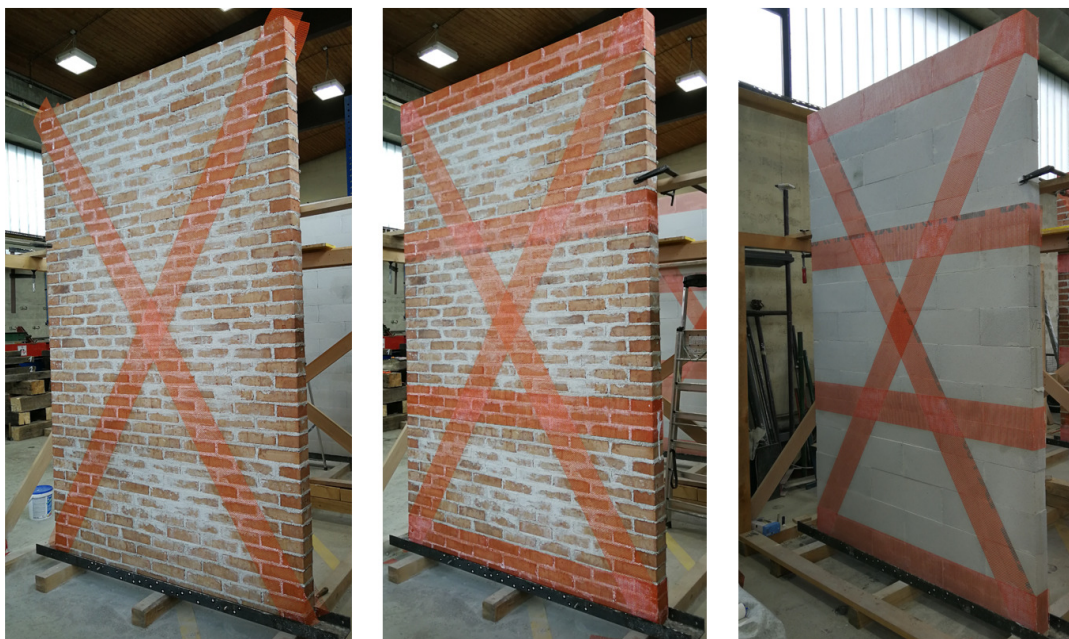
križa, smo pričeli z izvedbo horizontalnega objetja. S trakovi smo izvedli objetje zidu z lepljenjem trakov na kritičnih mestih, to je ob zgornjem in spodnjem vpetju ter na 1/3 in 2/3 višine zidu. Geometrija utrditvenih sistemov D in E je prikazana na sliki 5.12, fotografija izvedenega utrditvenega sistema D je prikazana na sliki 5.13 in sistema E na sliki 5.14. Poraba enokomponentnega prožnega lepila za utrditev s sistemom D je znašala 0.17 kg/m^2 površine zidu in za utrditev s sistemom E pa $0.21\text{-}0.23 \text{ kg/m}^2$. Izvedba sistemov D in E se je izkazala za tehnično zahtevnejšo in zamudnejšo v primerjavi s sistemoma A in B. Pri izvedbi se je za problematično izkazalo zagotavljanje enakomerne napetosti diagonalnih trakov na obeh straneh preizkušanca. Časovno je bila izvedba hitrejša v primerjavi s sistemom C.



Slika 5.12: Geometrija utrditvenih sistemov D in E za NF preizkušance (levo) in YT preizkušance (desno).
Figure 5.12: Geometry of strengthening systems D and E for NF specimens (left) and YT specimens (right).



Slika 5.13: Izvedba utrditve preizkušancev nekonstrukcijskih zidov s sistemom D.
Figure 5.13: Strengthening of non-structural wall specimen with system D.



Slika 5.14: Izvedba utrditve preizkušancev nekonstrukcijskih zidov s sistemom E.
Figure 5.14: Strengthening of non-structural wall specimen with system E.

5.3 Priprava preizkušancev za preizkus

Vse glavne preizkušance nekonstrukcijskih zidov smo pred izvedbo izvenravninske kvazi-statične ciklične preiskave za potrebe 3D digitalne optične metode zajema pomikov in deformacij enostransko pobelili z zidno barvo in nato na belo površino s penastim valjčkom nanесли še pikčast črn vzorec s primernim kontrastom. S programsko opremo GOM Correlate Professional 2018 smo pred vsakim preizkusom vzorec zidu preverili. V kolikor na določenih mestih vzorec ni imel zadostnega kontrasta, smo vzorec popravili s slikarskim čopičem. Postopek opremljanja površine zidu za digitalni zajem pomikov in deformacij je prikazan na sliki 5.15.



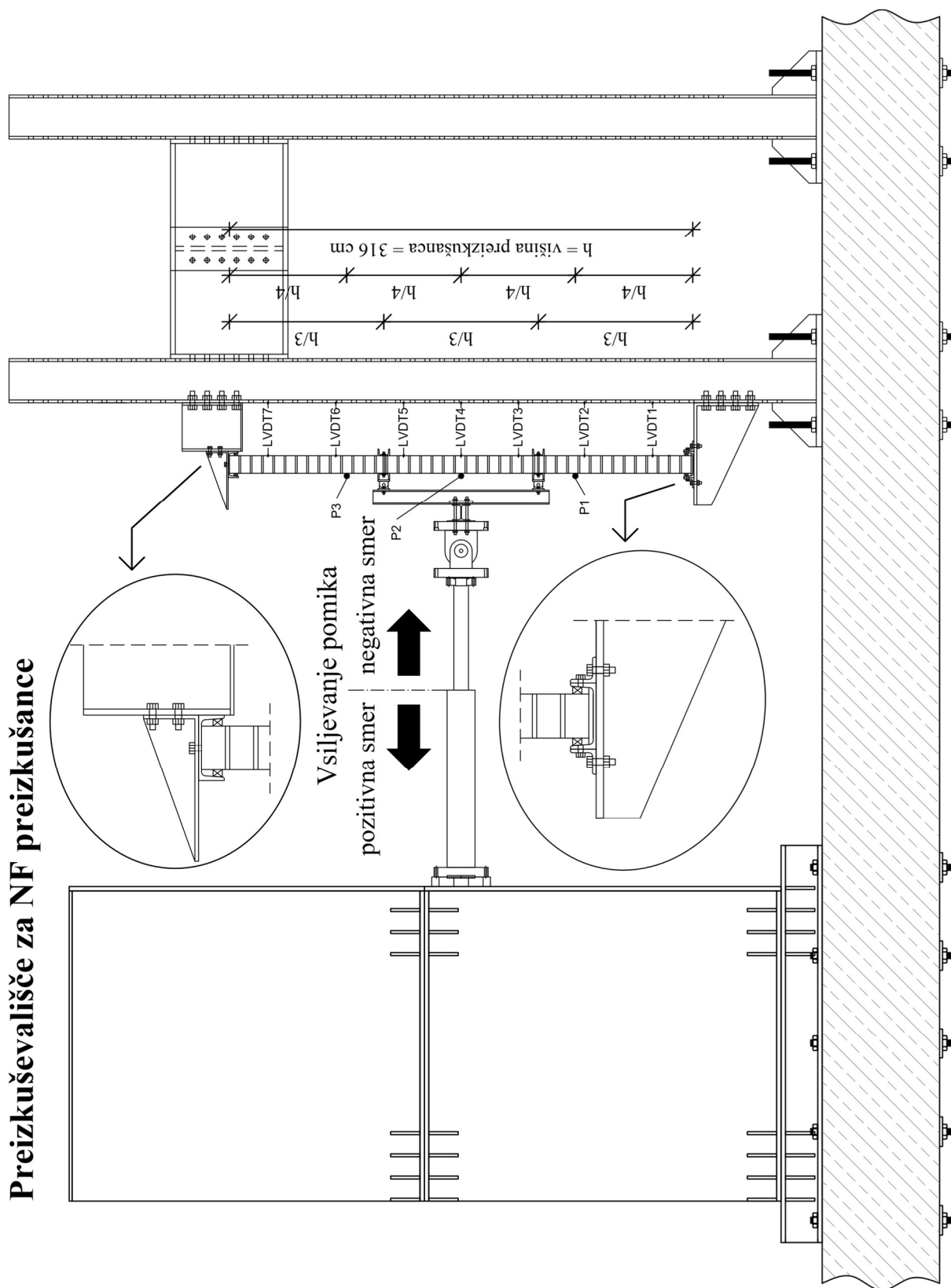
Slika 5.15: Priprava vzorca za digitalno optično metodo zajema pomikov in deformacij.
Figure 5.15: Specimen's front surface preparation for the optical digital image correlation method.

5.4 Izvenravninski kvazi-statični ciklični preizkus nekonstrukcijskih zidov

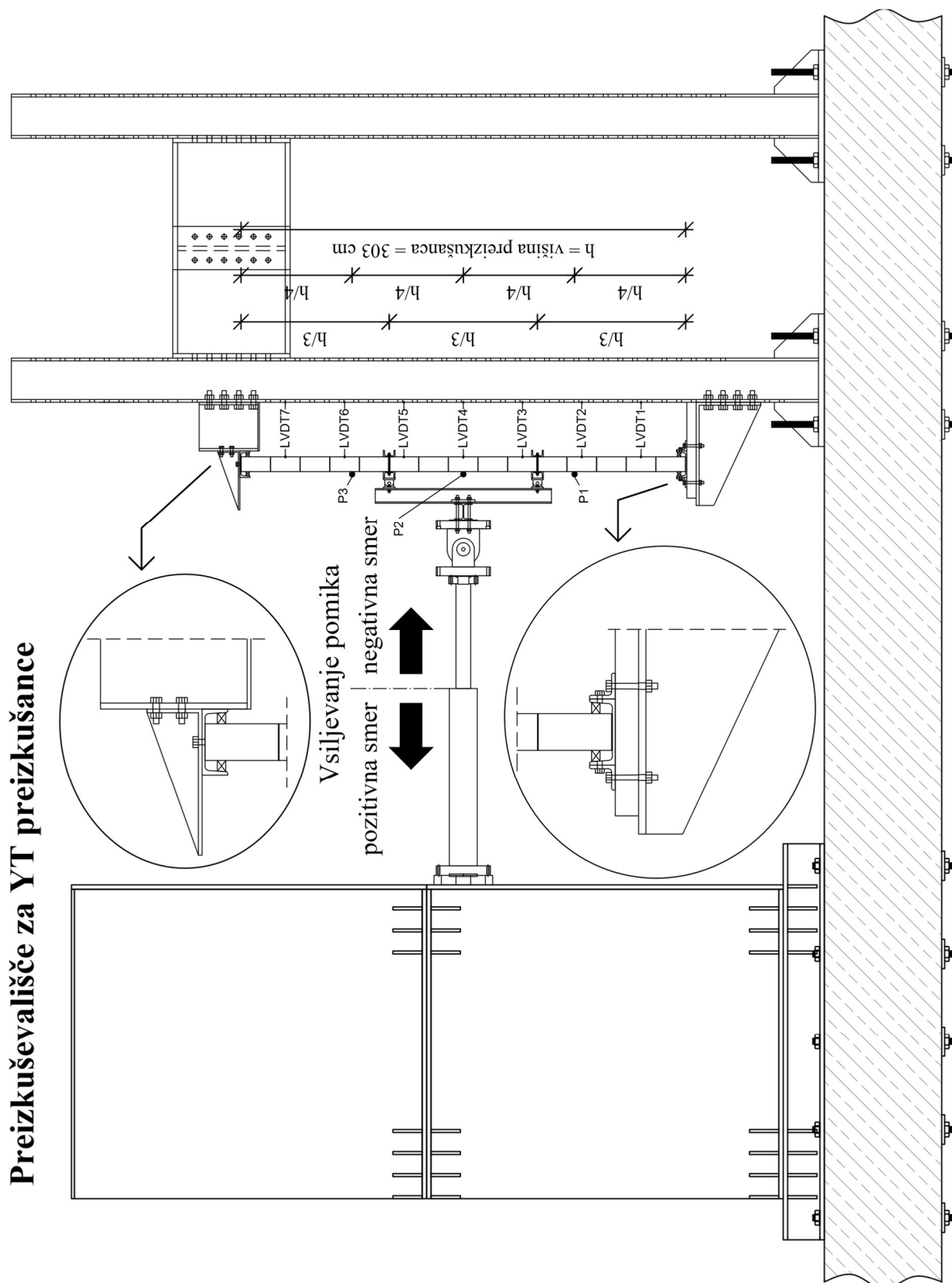
5.4.1 Opis glavnih preiskav in merskih mest

V okviru glavnih preiskav doktorske disertacije smo izvedli izvenravninske kvazi-statične ciklične preiskave vitkih nekonstrukcijskih zidov na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. V tem poglavju podrobneje opisujemo preskuševališče, merska mesta in samo izvedbo preiskav. Preizkuševališče je sestavljeno iz toge jeklene stene, ki je vpeta v togo armiranobetonsko ploščo, in dveh togih vzporednih jeklenih okvirjev. Na dveh vzporednih stebrih okvirjev so iz togih jeklenih elementov sestavljena mesta spodnjega in zgornjega vpetja preizkušanca. Posamezen preizkušanec se na teh mestih vpne skupaj z jeklenim UPN 180 profilom. Ker simuliramo nenosilne predelne zidove, smo stik predelnega zidu s stropno konstrukcijo simulirali brez prednapetja tako, da je zgornji jeklen profil le nalegal na vrhni rob zidu. V jeklene profile smo tako pri zgornjem kot tudi spodnjem vpetju linijsko namestili še lesene bukove deščice, s čimer smo preprečili pomike na mestih vpetja. Pri preiskavah smo z batom, pritrjenim na togi jekleni steni, preko členkastega sistema vsiljevali horizontalne pomike linijsko po celi širini preizkušanca na 1/3 in 2/3 višine preizkušanca. Na slikah 5.16 in 5.17 sta prikazani shemi preizkuševališča za preizkušanje NF in YT preizkušancev, s povečavo mest vpetja in pozicijami merskih mest pomikov vzdolž višine preizkušanca (LVDT1-LVDT7).

Ker je poznavanje dinamičnih karakteristik nekonstrukcijskih zidov pomembno pri ugotavljanju interakcije med primarno konstrukcijo in nekonstrukcijskimi elementi ob seizmičnem delovanju tal, smo na vsakemu preizkušancu pred in po izvedbi izvenravninskega kvazi-statičnega cikličnega preizkusa določili njegove dinamične karakteristike (prvo lastno nihajno frekvenco in koeficient kritičnega dušenja) z metodo vsiljenih vibracij. Odziv smo merili pravokotno na ravnino preizkušanca s tremi pospeškometri (P1, P2 in P3), nameščenimi po višini preizkušanca kot je prikazano na slikah 5.16 in 5.17.

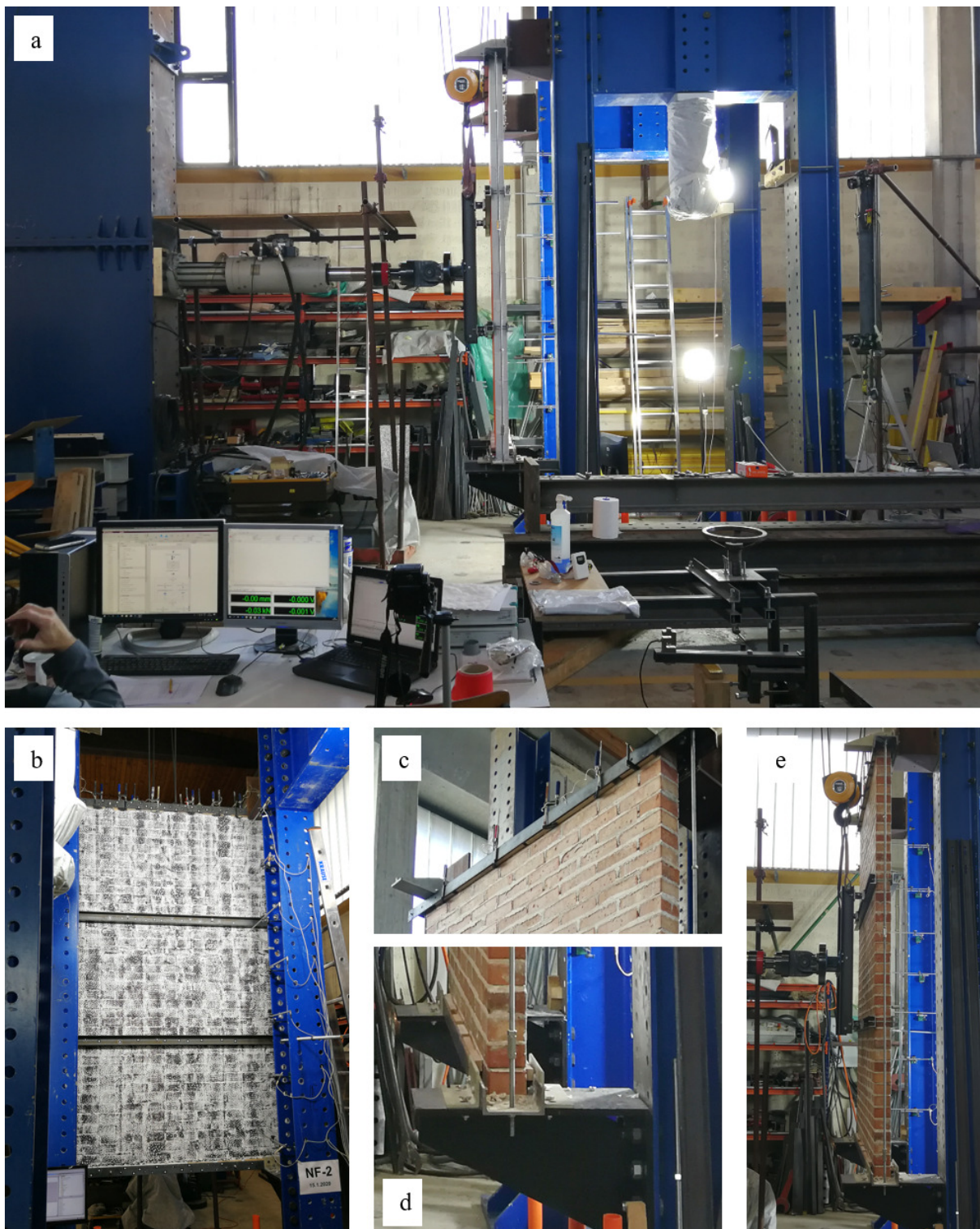


Slika 5.16: Preizkuševališče z vpetim NF preizkušancem za izvenravniško kvazi-statično ciklično preizkušanje.
 Figure 5.16: Testing setup with a NF specimen for the out-of-plane quasi-static cyclic testing.



Slika 5.17: Preizkuševališče z vpetim YT preizkušancem za izvenravninsko kvazi-statično ciklično preizkušanje.
Figure 5.17: Testing setup with a YT specimen for the quasi-static cyclic out-of-plane testing.

Poleg sedmih merilcev pomikov (LVDT 1-7) na sprednji strani preizkušanca smo pomike in deformacije spremljali tudi na celotni sprednji površini preizkušanca na širini stebrov preizkuševališča (1.5 m) z digitalnim optičnim sistemom. Z optičnim zajemom smo slikovne posnetke zajemali na intervalu 2 s.



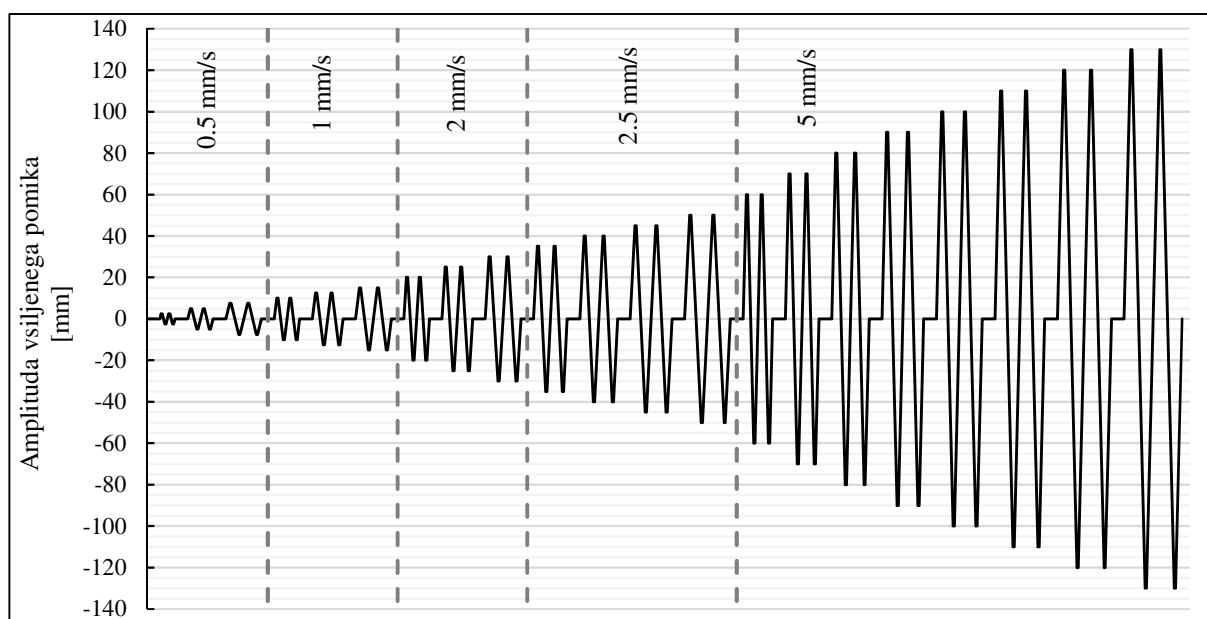
Slika 5.18: Prikaz preizkuševališča s preizkušancem: (a) Postavitev preizkuševališča, (b) Merska mesta na sprednji strani preizkušanca (c) zgornje vpetje preizkušanca, (d) spodnje vpetje preizkušanca, (e) NF preizkušanelec pred testom.

Figure 5.18: Test setup with a specimen: (a) Test setup organization, (b) instrumentation setup on the front side of a specimen, (c) upper support of a specimen, (d) lower support of a specimen, (d) NF specimen prepared for a test.

5.4.2 Protokol obremenjevanja kvazi-statičnih cikličnih preiskav zidov

Glavni cilj izvenravninskih preiskav je bila identifikacija obnašanja in poškodb neutrjenih in utrjenih nekonstrukcijskih zidov ob potresni obtežbi, ki smo jo simulirali s kvazi-statičnim cikličnim horizontalnim obremenjevanjem pravokotno na njihovo ravnino. Z namenom čimbolj natančnega odziva preizkušancev smo tekom preiskave krmilili horizontalne pomike posameznega preizkušanca in ob tem merili sile, ki so delovale na bat zaradi odpornosti preizkušanca. S tem smo pridobili izvenravninski histerezni odziv posameznega preizkušanca. Protokol krmiljenja vsiljenih horizontalnih pomikov je bil enak za vse preizkušance nekonstrukcijskih zidov, vse do mejnega stanja porušitve posameznega preizkušanca ob zaključku preiskave.

Na mestih obremenjevanja smo preizkušancu monotono vsiljevali izvenravninski pomik po korakih. Vsak korak je bil sestavljen iz dveh ciklov obremenjevanja v negativni in pozitivni smeri, in sicer s prvim ciklom in drugim (ponovnim) ciklom (Griffith et al., 2013). Pri vsakem koraku smo najprej monotono krmilili pomik v pozitivni smeri obremenjevanja do maksimalne amplitude, nato preizkušane razbremenjevali do nevtralne lege, obremenjevali še v negativni smeri obremenjevanja do maksimalne amplitude pomika in se nato vrnili v nevtralno lego. S tem je bil prvi cikel koraka zaključen. Zatem se je postopek ponovil še za drugi cikel obremenjevanja pri istih amplitudah pomika v obeh smereh. V skrajnih legah, pri maksimalni amplitudi vsiljenega pomika, smo preizkušane držali 5 sekund. Pri prvem koraku je maksimalna amplituda obremenjevanja znašala 2.5 mm, pri vsakem naslednjem koraku smo amplitudo povečali za 2.5 mm, vse do amplitude pomika 15 mm. Nato smo spremembo amplitude pomika med posameznim korakom povečali na 5 mm, do koraka z maksimalno amplitudo 50 mm, zatem smo amplitudo povečevali za 10 mm med posameznimi koraki. Za učinkovito izvedene preiskave smo ob upoštevanju omejitev digitalnega optičnega sistema za zajem slikovnih posnetkov tekom preiskave povečevali hitrost obremenjevanja in razbremenjevanja. Na spodnji sliki (Slika 5.19) je prikazan splošen diagram protokola obremenjevanja preizkušancev.



Slika 5.19: Obtežni protokol za izvenravninsko kvazi-statično ciklično preizkušanje.

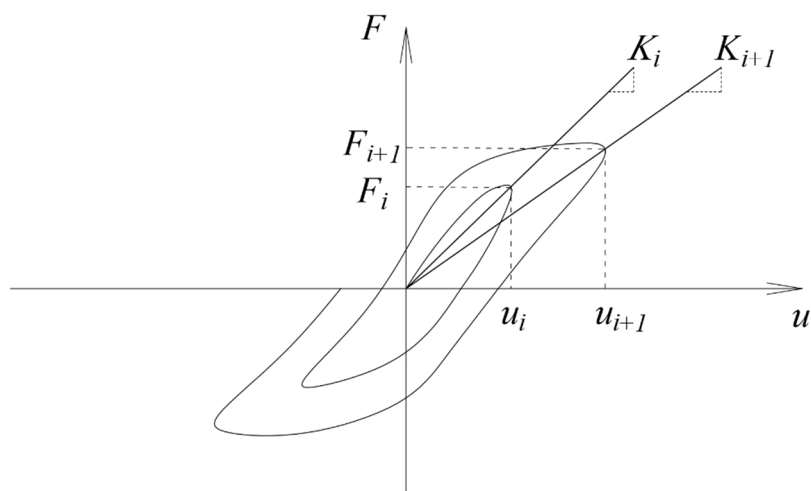
Figure 5.19: Cyclic time history horizontal displacement protocol for testing.

5.5 Postopek analize histereznih odzivov glavnih preizkušancev

V okviru glavnih eksperimentalnih raziskav je bil glavni cilj pridobitev izvenravninskega histereznega odziva obravnavanih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov. Pri posameznem kvazi-statičnem cikličnem preizkusu smo pridobili histerežno odvisnost med izvenravninsko horizontalno silo F in pomikom na sredini višine preizkušanca u . Pri analizi histereznega odziva posameznega preizkušanca smo uporabili prirejeno osnovno kodo programa Ciklo, ki je bil izdelan v okviru diplomske naloge (Kurnjek, 2012) za analizo ravninskega histereznega odziva strižno obremenjenih zidov. Za posamezen preizkušaneec je bila iz histereznega odziva izdelana ovojnica prvih in drugih ciklov za pozitivno in negativno smer obremenjevanja, analiza upadanja togosti in določitev karakterističnih mejnih stanj. Vzporedno z omenjenimi analizami je bil za vsak preizkušaneec izdelan še opis izvenravninskega odziva in mehanizmov poškodb tekom ciklične preiskave ter prikaz deformacijskih oblik.

5.5.1 Upadanje togosti

Upadanje togosti je pomembna karakteristika histereznega odziva elementa, ki pove kolikšno obtežbo lahko element prevzame pri posameznem pomiku tekom cikličnega obremenjevanja. Ta karakteristika je definirana z vrednostmi sekantnih togosti vsake zanke histereznega odziva K_i (Enačba (5.1)) in pripadajočimi amplitudami pomika na sredini višine preizkušanca u_i , kot je prikazano na sliki 5.20.



Slika 5.20: Shematski prikaz določitve sekantnih togosti K_i iz histereznih zank.

Figure 5.20: Schematically presented determination of secant stiffness K_i from the hysteresis loops.

$$K_i = \frac{F_i}{u_i} \quad (5.1)$$

Iz eksperimentalno pridobljenih diskretnih vrednosti togosti in pomikov vseh ciklov pri posameznih preizkušancih je bilo razvidno, da lahko njihov padec opišemo s hiperbolično krivuljo z metodo najmanjših kvadratov. Za vsak preizkušaneec sta bila na tako podlagi histereznega odziva določena karakteristična parametra upadanja togosti (C in n), s katerima je definirana interpolacijska hiperbolična funkcija (Enačba (5.2)), ki se najbolj prilega padanju togosti za posamezno smer obremenjevanja preizkušanca.

$$y(x) = \frac{C}{x^n} \quad y(x) = K_i, \quad x = u_i \quad (5.2)$$

Koeficienta C in n sta konstantna za posamezno smer histereznega obremenjevanja. Koeficient C definira vertikalno pozicijo krivulje, torej nam pove, kakšen je globalen padec togosti, medtem ko koeficient n narekuje njeno obliko in nakazuje, kako strmo je padanje togosti v začetnem delu obremenjevanja. Večja je vrednost koeficienta n , bolj strm je padec togosti. S koeficienti lahko ugotovimo simetričnost pozitivne in negativne veje padanja togosti. Bolj ko sta si koeficienta pozitivne in negativne krivulje podobna, bolj simetrično je histerežno obnašanje. Za vsak preizkušanec nekonstrukcijskih zidov je v naslednjih poglavjih prikazano upadanje togosti vzporedno s histerežno krivuljo.

5.5.2 Mejna stanja nekonstrukcijskih zidov

Za vsak preizkušanec smo iz pozitivne in negativne veje histereznih ovojníc določili mejna stanja v smislu izvenravninske odpornosti preizkušanca F in pomika u na sredini višine zidu. Določili smo sledeča mejna stanja:

- **Mejno stanje nastanka razpok:** Opazen je izrazit padec togosti zaradi tvorjenja mehanizma plastičnih členkov na treh mestih po višini preizkušanca. Običajno se je mehanizem pri obeh vrstah preizkušancev tvoril že pri prvi ali drugi amplitudi obremenjevanja.
- **Mejno stanje maksimalne odpornosti:** Preizkušanec doseže maksimalno izvenravninsko odpornost F_{max} pri pripadajočem izvenravninskem pomiku na sredini višine preizkušanca.
- **Mejno stanje blizu porušitve:** Preizkušanec je vidno močno poškodovan in bi pri naslednji amplitudi pomikov prišlo do njegove popolne porušitve izven ravnine (zaključek preiskave).

Za vsak posamezni sklop preizkušancev je določena krivulja povprečja in mediane ovojníc. Histerezne ovojníc drugih ciklov s povprečnimi krivuljami so v predstavljene v prvem kvadrantu tako za pozitivno kot tudi negativno smer obremenjevanja. Vrednosti mejnih stanj in njihovih povprečnih vrednosti so zbrane na koncu predstavitev rezultatov posameznega sklopa preizkušancev tabelarično.

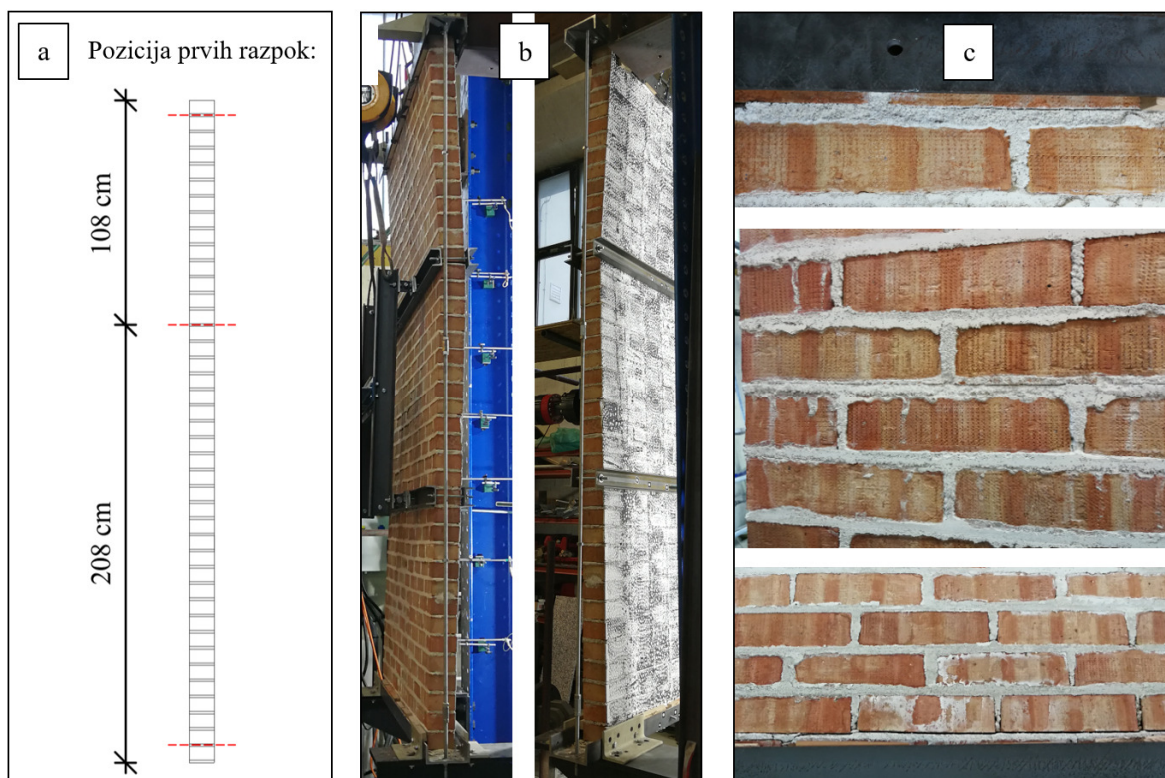
Za mejno stanje blizu porušitve je prikazan še potek polja deformacij po površini posameznega preizkušanca, pridobljen z digitalnim optičnim sistemom v negativni smeri obremenjevanja. Pri neutrenih preizkušancih je razvidno mesto nastanka sredinskega plastičnega členka, pri utrjenih pa lahko iz njih razberemo približno vrednost nateznih deformacij, ki jih doseže utrditveni sistem.

5.6 Rezultati preiskav neutrenih nekonstrukcijskih zidov

V tem poglavju so predstavljeni rezultati izvenravninskega cikličnega preizkušanja vseh 6 preizkušancev neutrenih nekonstrukcijskih zidov: 3 preizkušanci grajeni iz opeke normalnega formata s podaljšano cementno apneno malto (NF-1, NF-2 in NF-3) in 3 preizkušanci grajeni iz porobetonskih blokov (YT-1, YT-2 in YT-3).

5.6.1 Rezultati cikličnih preiskav nekonstrukcijskih zidov NF-1, NF-2 in NF-3

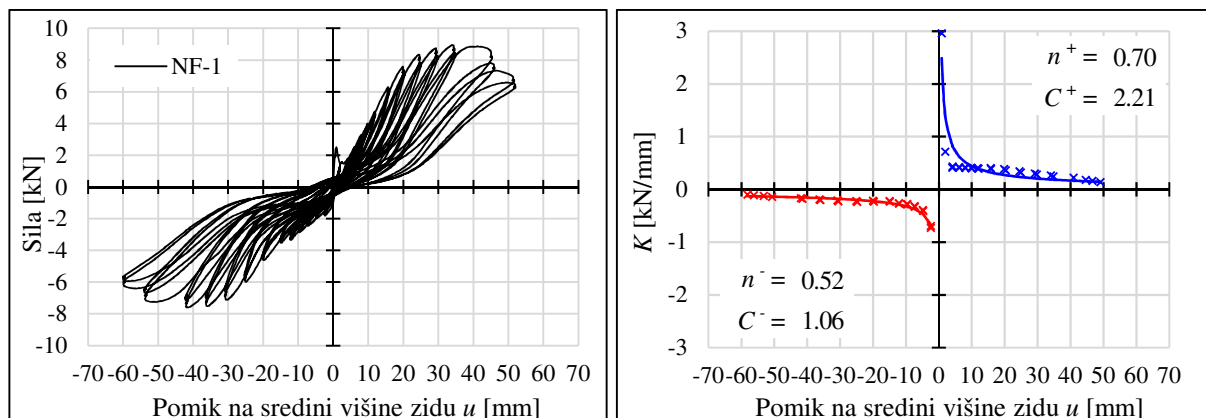
Pri prvem preizkušancu neutrjenih nekonstrukcijskih zidov NF-1 se je ustvaril značilen deformacijski mehanizem treh plastičnih členkov, kot je razvidno iz slike 5.21 b. Prve razpoke nastanejo že pri zelo majhnem sredinskem pomiku (0.84 mm) izven ravnine tik ob spodnjem vpetju, in sicer na stiku med prvo in drugo vrsto zidakov, ter pri zgornjem vpetju, na stiku med zadnjo in predzadnjo vrsto zidakov. Sredinska razpoka se tvori približno na 2/3 višine zidu, na razdalji 208 cm od stika zidu z tlemi (Slika 5.21 a).



Slika 5.21: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-1: (a) Pozicija prvih razpok, (b) značilna deformacijska oblika, (c) drobljenje robov maltnih spojníc.

Figure 5.21: Testing of the non-structural wall specimen NF-1: (a) First cracks' position, (b) deformation shape, (c) bed joints mortar crushing.

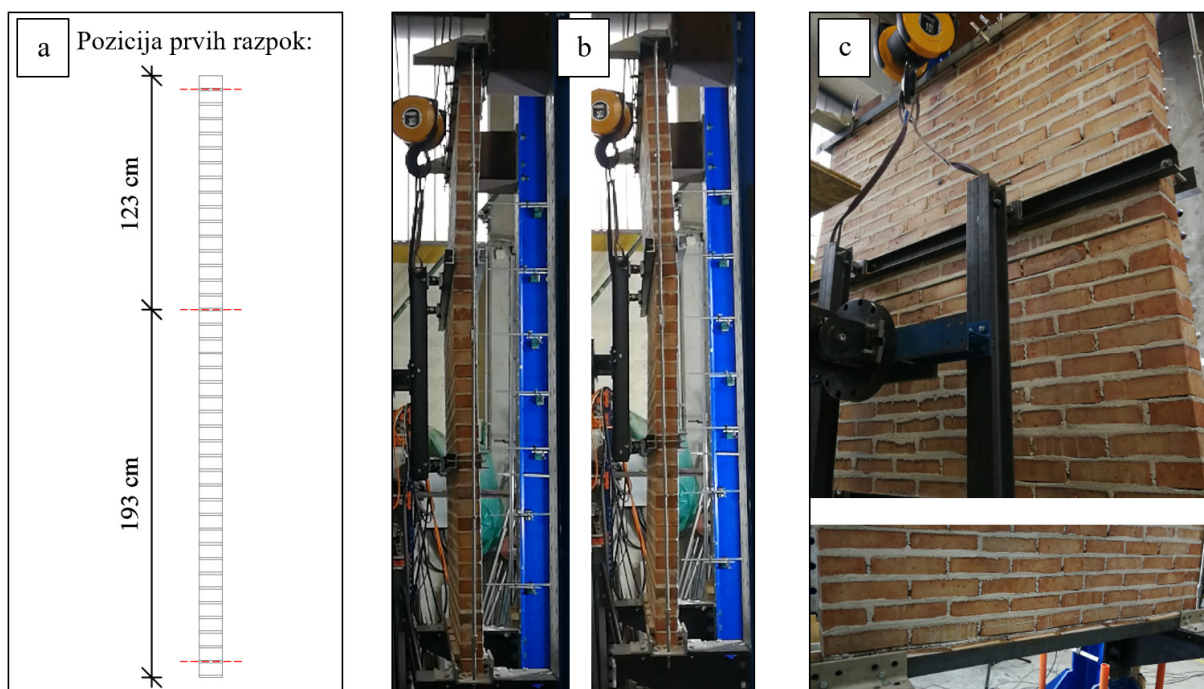
Pri doseženi maksimalni odpornosti zidu se na mestu nastanka prvih razpok oziroma mestih plastičnih členkov opazi drobljenje robov maltnih spojníc (Slika 5.21 c). Razlog je lokalno presežena tlačna trdnost malte v spojnici, zato prične odpornost zidu padati. Maksimalni pomik na sredini razpona, ki smo ga dosegli tekom preiskav v pozitivni smeri znaša približno 50 mm, v negativni smeri pa 60 mm, kar je razvidno tudi iz histerezne krivulje (Slika 5.22). Iz aproksimacijskih funkcij upadanja togosti, je razvidno, da je zaznan strm padec togosti že pri prvi amplitudi obremenjevanja v pozitivni smeri, ko se tvori mehanizem razpok. V negativni smeri je začetna togost nižja, saj je horizontalni prerez zidu na mestih plastičnih členkov že razpokan.



Slika 5.22: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-1.

Figure 5.22: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-1.

Pri preizkušancu NF-2 se tvori podoben deformacijski mehanizem kot pri preizkušancu NF-1. Razpoke se pojavijo ob spodnjem in zgornjem vpetju ter sredinska v spojnici na višini 193 cm (Slika 5.23 a). Slika 5.23 b prikazuje obremenjevanje zidu v pozitivni in negativni smeri, slika 5.23 c pa odpiranje razpok v deformirani legi zidu tekom preiskave.

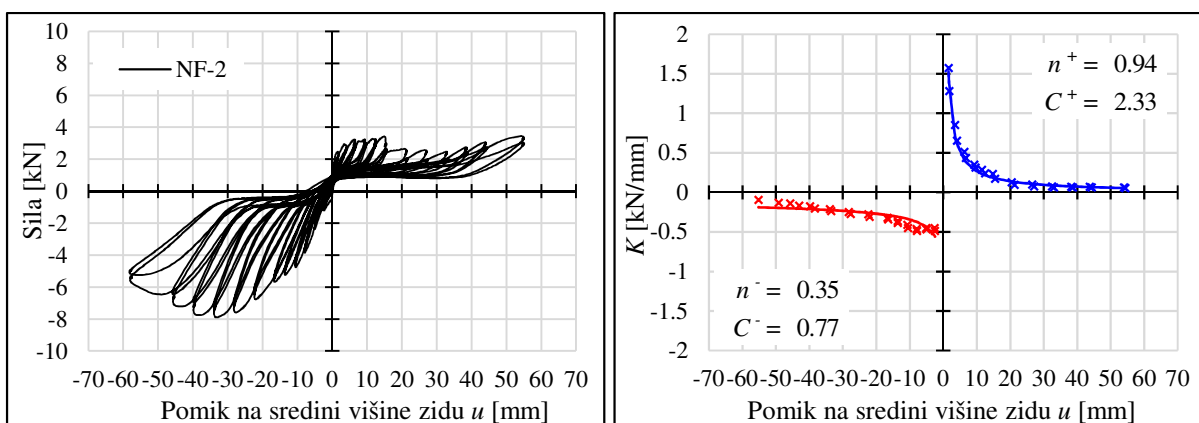


Slika 5.23: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-2: (a) Pozicija prvih razpok, (b) značilna deformacijska oblika, (c) odpiranje razpok na mestih plastičnih členkov.

Figure 5.23: Testing of the non-structural wall specimen NF-2: (a) First cracks' position, (b) deformation shape, (c) crack opening at plastic hinges locations.

Iz histerezne krivulje na sliki 5.24 je razvidno, da je odpornost zidu v negativni smeri obremenjevanja za faktor 2 večja kot v pozitivni smeri, kar je posledica slabše zapoljenosti horizontalnih spojnici na strani zidu, ki je bil tekom izdelave postavljen ob pomožni opaž za zagotavljanje vertikalne linije. Med gradnjo preizkušancev popolne zapoljenosti horizontalnih spojnici na strani preizkušanca ob

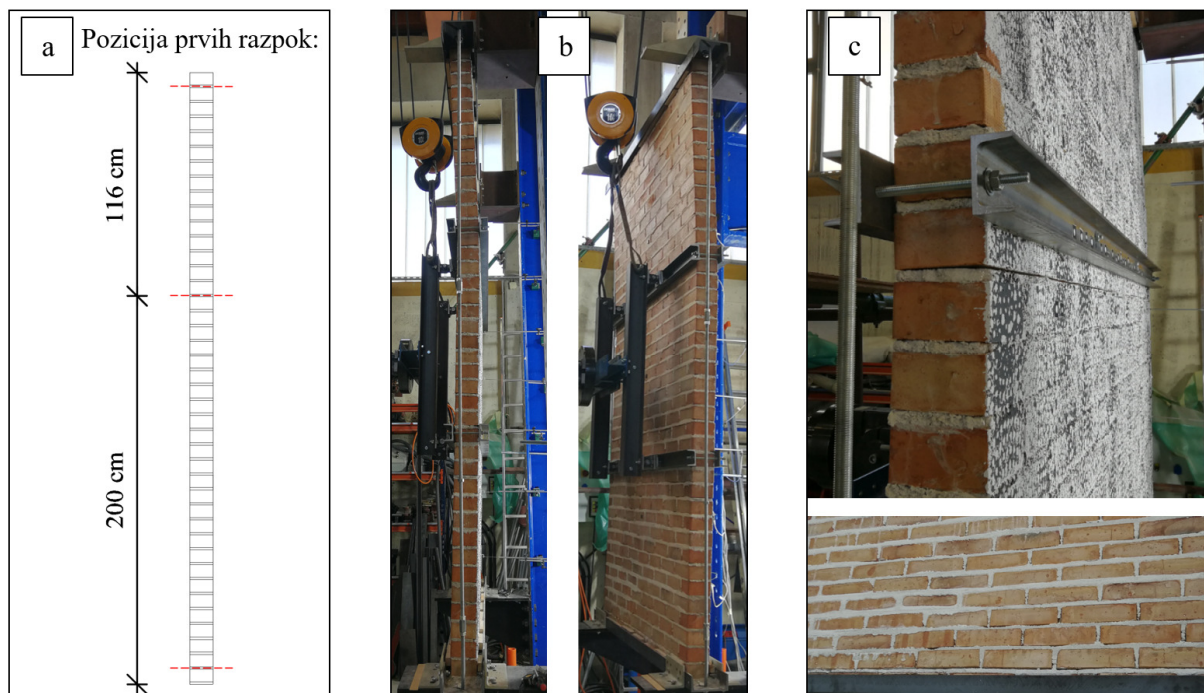
pomožnem opažu ni bilo možno preverjati. Ravno tako je izrazito nesimetrično obnašanje razvidno iz razlike parametrov funkcij upadanja togosti. Ker so v praksi nepopolno zapolnjene horizontalne spojnice pogoste, smo v nadaljevanju pri določitvi povprečnih ovojnic in mejnih stanj preizkušancev NF upoštevali obe smeri obremenjevanja in dodatno določili še ločeni povprečni ovojnici in mejna stanja, ki predstavljajo izvenravninsko obnašanje preizkušancev z nepopolno zapolnjenimi (NFN) in s popolno zapolnjenimi spojnicami (NFP). Negativna smer obremenjevanja preizkušanca NF-2 je tako vključena v izračunu povprečja NFP, pozitivna smer obremenjevanja preizkušanca NF-2 pa v izračunu povprečja NFN. Čeprav je zaradi faktorja izdelave odpornost zidu v pozitivni smeri manjša, se izkaže, da je maksimalen izvenravninski pomik na sredini višine zidu, ki ga zid še lahko prenese, podoben v obeh smereh obremenjevanja.



Slika 5.24: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušanec nekonstrukcijskega zidu NF-2.

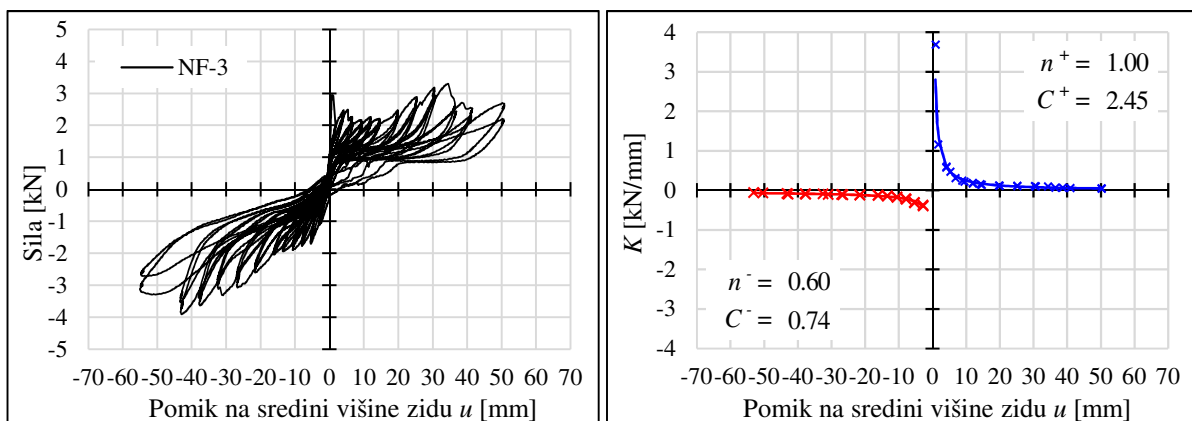
Figure 5.24: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-2.

Tudi pri tretjem preizkušancu (NF-3) neutrjenih nekonstrukcijskih zidov se razpoke tvorijo na podobnih mestih kot pri preizkušancih NF-1 in NF-2. Mesti nastanka prvih razpok ob vpetjih sta enaki kot pri preizkušancih NF-1 in NF-2, sredinska razpoka pa nastane na višini horizontalne spojnice 200 cm od stika zidu s tlemi (Slika 5.25 a). Značilna deformacijska oblika preizkušanca NF-3 je prikazana na sliki 5.25 b in odpiranje spojnic na mestu nastanka plastičnih členkov na sliki 5.25 c. Iz histerezne krivulje na sliki 5.26 je razvidno, da lahko preizkušanec doseže maksimalni izvenravninski pomik na sredini razpona tako v pozitivni kot tudi negativni smeri med 55 in 60 mm. Maksimalna odpornost v smislu maksimalne dosežene sile je v grobem podobna v obeh smereh obremenjevanja in je podobna pozitivni veji preizkušanca NF-2. Praznine v spojnici na mestu tvorjenja spodnjega plastičnega člena so obojestransko segale v globino 20-30 % debeline zidu. Iz upadanja togosti je ponovno razvidna izrazita nesimetričnost obnašanja v pozitivni in negativni smeri. Začetni padec togosti je ponovno višji v pozitivni smeri, ko se že pri prvi amplitudi obremenjevanja tvori mehanizem razpok. Obe smeri obremenjevanja preizkušanca NF-3 predstavljata izvenravninsko obnašanje nekonstrukcijskih zidov z nepopolno zapolnjenimi spojnicami (NFP).



Slika 5.25: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-3: (a) Pozicija prvih razpok, (b) značilna deformacijska oblika, (c) odpiranje razpok na mestih plastičnih členkov.

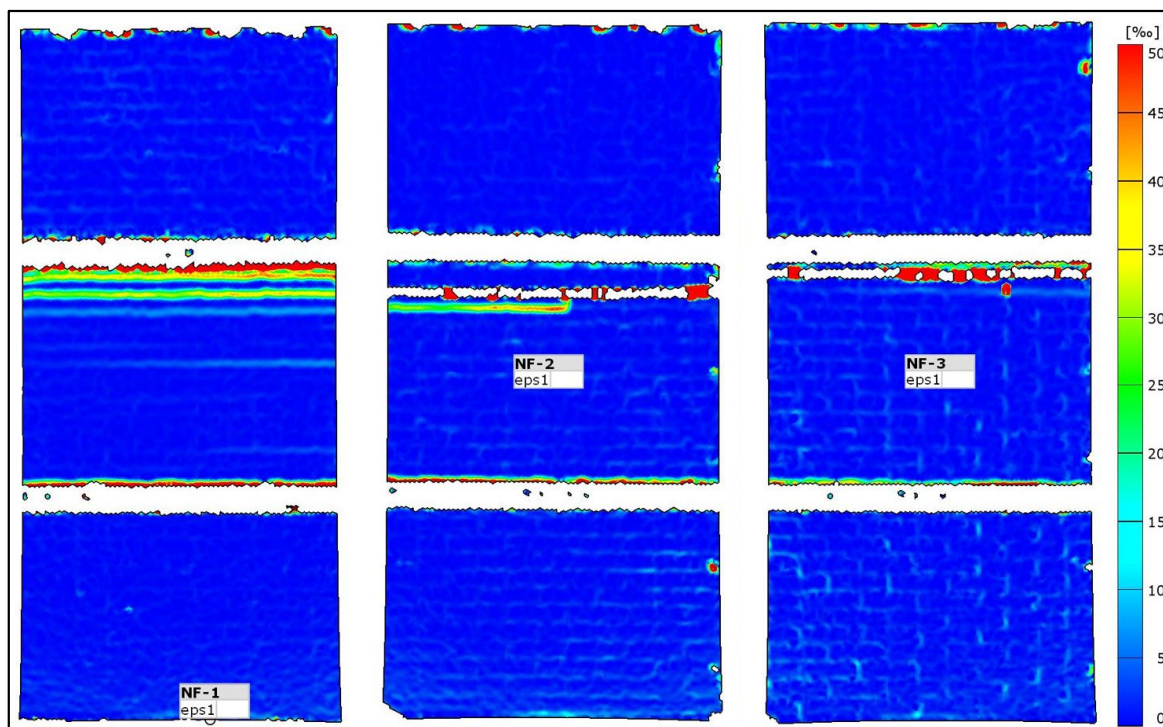
Figure 5.25: Testing of the non-structural wall specimen NF-3: (a) First cracks' position, (b) deformation shape, (c) crack opening at plastic hinges locations.



Slika 5.26: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-3.

Figure 5.26: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-3.

Na podlagi digitalnega optičnega sistema meritev so na sliki 5.27 prikazana polja deformacij, ki se pojavijo pri maksimalni odpornosti posameznega preizkušanca. Kot je bilo opisano in razvidno že iz slik, narejenih tekom raziskav, je možno tudi tukaj opaziti, da se tvori deformacijski mehanizem približno enako pri vseh preizkušancih. Sredinska razpoka zidu se pojavi na malo manj kot 2/3 višine razpona zidu. Pri večjih pomikih pa se pričnejo odpirati še sosednje spojnice.



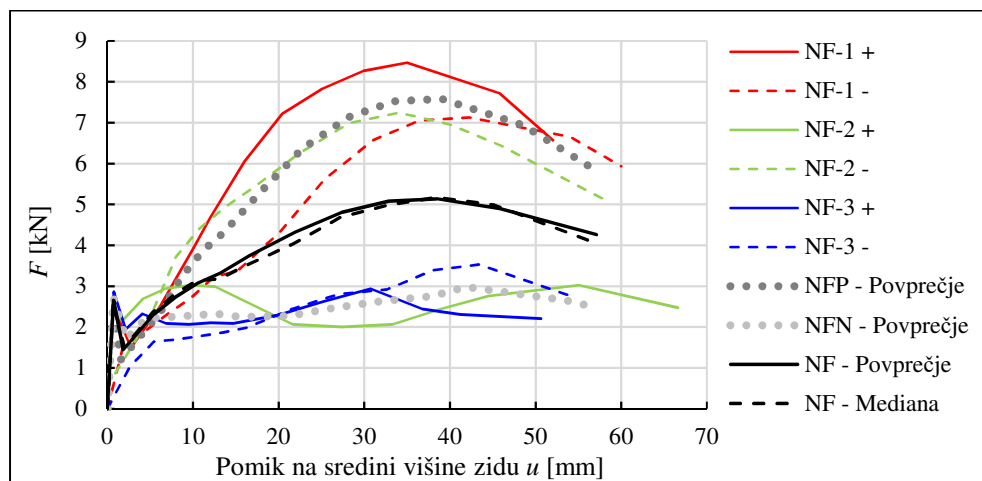
Slika 5.27: Prikaz polja deformacij, zajetim z digitalnim optičnim sistemom, pri maksimalnem pomiku izven svoje ravnine u za preizkušance NF-1, NF-2 in NF-3.

Figure 5.27: Surface deformations of non-structural wall specimens NF-1, NF-2 and NF-3 at maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with optical digital image correlation system.

Iz primerjave ovojnic eksperimentalnih histereznih krivulj (Slika 5.28), izrisanih v prvem kvadrantu koordinatnega sistema in izdelanih na podlagi vsakega 2. cikla v pozitivni in negativni smeri pri določeni amplitudi obremenjevanja, je razvidno, da so krivulje močno razvejane, kar pripisujemo predvsem materialni nehomogenosti zidovja ter nepopolni zapoljenosti horizontalnih spojníc pri preizkušancih NF-2 in NF-3 na mestih tvorjenja plastičnega členka ob spodnjem vpetju. Pri vsaki amplitudi obremenjevanja smo odčitali izvenravninski pomik na mestu nastanka sredinske razpoke in pripadajočo silo obremenjevanja, vrednosti povprečili in določili mediano ter izrisali ovojnice, ki ustrezata povprečnim vrednostim in vrednostim mediane pri posamezni amplitudi obremenjevanja. Poleg skupne povprečne ovojnice (NF) vseh pozitivnih in negativnih ovojnic preizkušancev NF-1, NF-2 in NF-3 smo določili še ločeni povprečni ovojnice, ki prikazujeta obnašanje preizkušancev s popolno zapolnjenimi spojnícami NFP (povprečje ovojnic NF-1+, NF-1- in NF-2-) in nepopolno zapolnjenimi spojnícami NFN (povprečje ovojnic NF-2+, NF-3+ in NF-3-). V začetnem delu, do amplitude izvenravninskega pomika 5 mm na sredini višine preizkušanca, se povprečni ovojnice NFP in NFN ujemata, nato pa se z večanjem amplitude pomika njuno razhajanje povečuje. Pri ovojnicah preizkušancev upoštevanih v ovojnici NFP, malta v zapolnjeni spojnici nudi odpornost v tlačnem delu prereza, medtem ko so pri ovojnicah upoštevanih v NFN v tlačnem delu praznine, ki ne nudijo odpornosti. Posledično je izvenravninska odpornost preizkušancev v nelinearnem delu izvenravninskega obnašanja višja.

Na podlagi histereznih ovojnic drugih ciklov so za posamezne preizkušance NF-1, NF-2 in NF-3 določena mejna stanja za pozitivno in negativno smer obremenjevanja, ter s povprečenjem splošna mejna stanja za neutrjene nekonstrukcijske zidove, izdelane iz opeke normalnega formata in podaljšano apneno malto. Rezultati mejnega stanja nastanka prvih razpok, mejnega stanja maksimalne izvenravninske odpornosti in mejnega stanja blizu porušitve so predstavljeni v preglednici 5.1.

Primerjava povprečnih vrednosti izvenravninske odpornosti in pripadajočih pomikov NFP in NFN pri mejnem stanju prvih razpok pokaže, da kvaliteta zapolnjenosti horizontalne spojnice nima pomembnega vpliva na začetno elastično obnašanje preizkušancev. Pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve pa je povprečna vrednost izvenravninske odpornosti NFP za faktor 2.5 večja od povprečne vrednosti NFN, pri čemer so pripadajoči pomiki medsebojno podobni. Pri projektiranju zidanih elementov je takšno odstopanje pokrito z delnim materialnim faktorjem γ_M , predpisanem v standardu SIST EN 1996-1-1, ki zavzema vrednosti od 1.7-2.7 za zidovje, katero je grajeno iz zidakov kategorije I in z volumskim razmerjem predpisano malto.



Slika 5.28: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušance NF-1, NF-2 in NF-3.

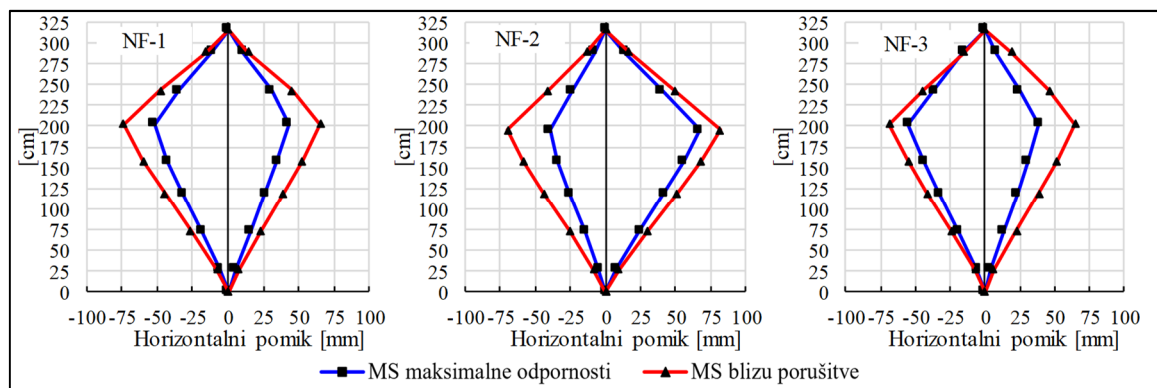
Figure 5.28: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for non-structural wall specimens NF-1, NF-2 and NF-3.

Preglednica 5.1: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za tipe nekonstrukcijskih zidov NF.

Table 5.1: Characteristic limit states for the NF type of non-structural walls.

Preizkušavec in smer obremenjevanja	Mejno stanje nastanka razpok		Mejno stanje maksimalne odpornosti		Mejno stanje blizu porušitve	
	F_{cr} [kN]	u_{cr} [mm]	F_{max} [kN]	u_{Fmax} [mm]	F_u [kN]	u_u [mm]
NF-1 +	2.5	0.7	8.5	35.0	6.6	52.0
NF-1 -	\	\	7.1	42.3	5.9	60.0
NF-2 +	2.6	0.7	3.0	55.1	2.5	66.6
NF-2 -	\	\	7.2	34.1	5.1	58.2
NF-3 +	2.9	0.8	2.8	30.8	2.2	50.6
NF-3 -	\	\	3.4	43.4	2.6	54.8
\bar{x} (NFP)	2.5	0.7	7.6	37.1	5.9	56.7
σ	\	\	0.74	4.50	0.74	4.17
COV	\	\	9.8%	12.1%	12.5%	7.4%
\bar{x} (NFN)	2.7	0.7	3.0	43.1	2.4	57.3
σ	\	\	0.30	12.16	0.19	8.31
COV	\	\	9.9%	28.2%	8.0%	14.5%
\bar{x} (NF)	2.7	0.7	5.3	40.1	4.1	57.0
σ	0.18	0.04	2.55	8.82	1.95	5.89
COV	6.8%	5.4%	47.9%	22.0%	47.0%	10.3%

Na sliki 5.29 so prikazane deformacijske oblike neutrjenih preizkušancev NF-1, NF-2 in NF-3 za mejni stanji maksimalne odpornosti in blizu porušitve, iz katerih je očitna podobnost pri izvenravninskem obnašanju preizkušancev NF.



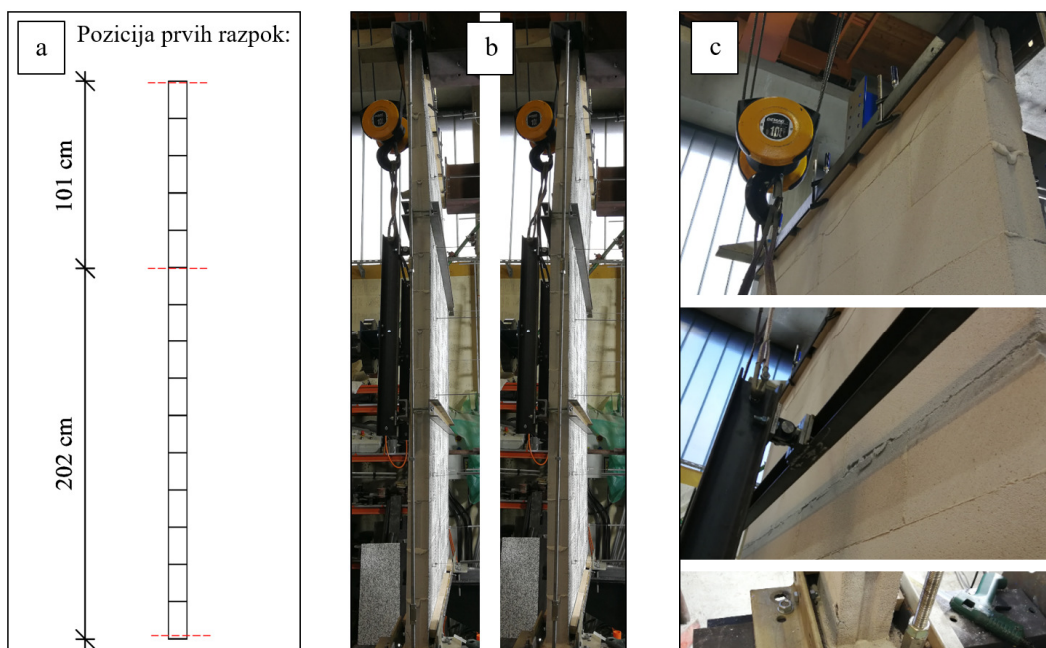
Slika 5.29: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušance NF-1, NF-2 in NF-3.

Figure 5.29: Out-of-plane deflection profiles along specimens' heights at maximum resistance and near collapse limit state for NF-1, NF-2 and NF-3.

5.6.2 Rezultati cikličnih preiskav nekonstrukcijskih zidov YT-1, YT-2 in YT-3

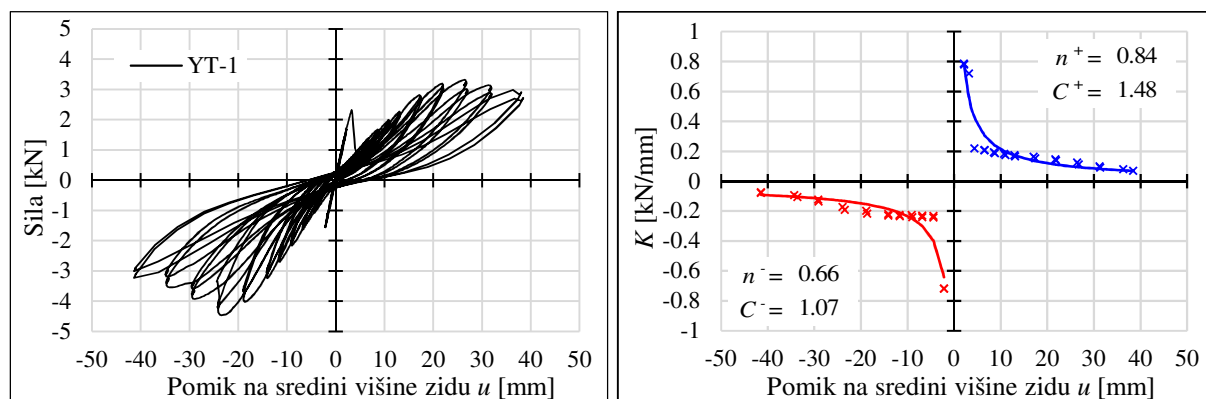
Pri prvem preizkušancu grajenem iz porobetonskih blokov YT-1 se prve razpoke na meji elastičnega obnašanja pojavijo pri pomiku 2.1 mm izven ravnine na sredini razpona zidu v pozitivni smeri obremenjevanja in pri pomiku 3.2 mm v negativni smeri obremenjevanja. Sredinska natezna razpoka se tvori na mestu zgornjega vnosa sile, na 2/3 višine razpona zidu, in sicer po zidaku, tik ob stičnem območju, kar pomeni, da je na tem mestu presežena natezna trdnost porobetonskega zidaka (Slika 5.30 a). Pri vrednosti maksimalne izvenravninske odpornosti preizkušanca se prične mehčanje oziroma drobljenje zidakov ob vpetjih spodaj in zgoraj, kar kaže na preseženo tlačno trdnost porobetonskih zidakov. Porušni mehanizem je dobro razpoznaven v obeh smereh izvenravninskega obremenjevanja (Slika 5.30 b,c). Ob zgornjem vpetju pri maksimalnih pomikih je opazno, da je vrsta zidakov po celotni višini tlačno porušena.

Iz histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo obremenjevanja F in pomikom na sredini razpona pravokotno na njegovo ravnino u na sliki 5.31 je razvidno, da je maksimalna odpornost v pozitivni in negativni smeri dosežena pri približno enakem pomiku (25 mm), nato odpornost prične padati zaradi tlačnega mehčanja zidakov ob vpetju. Ravno tako je možno opaziti simetrijo maksimalnega pomika, katerega vrednost znaša okoli 40 mm v obeh smereh obremenjevanja. Iz upadanja togosti negativne in pozitivne veje opazimo nekoliko bolj simetrično obnašanje v primerjavi z neutrjenimi NF preizkušanci, saj preizkušane pri prvih amplitudah obremenjevanja še ne doseže stanja tvorjenja prvih razpok.



Slika 5.30: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-1: (a) Pozicija prvih razpok, (b) značilna deformacijska oblika, (c) odpiranje razpok in drobljenje zidakov na mestih plastičnih členkov.

Figure 5.30: Testing of the non-structural wall specimen YT-1: (a) First cracks' position, (b) deformation shape, (c) crack opening and block crushing at plastic hinges locations.



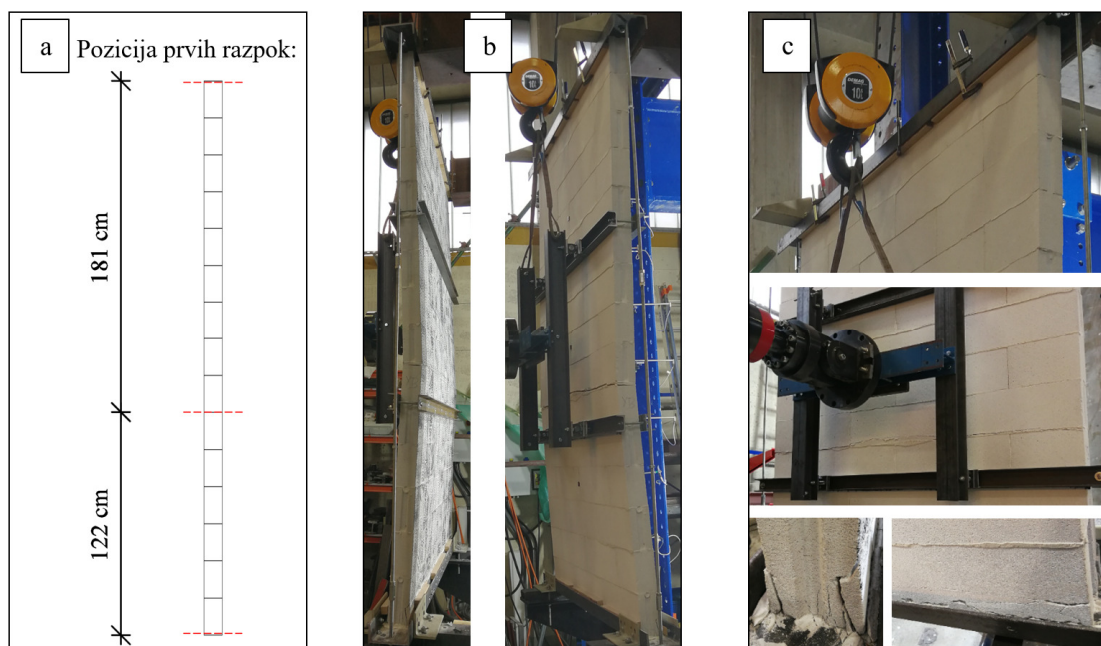
Slika 5.31: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-1.

Figure 5.31: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-1.

Drugi preizkušane neutrenjih nekonstrukcijskih zidov YT-2 se je tekom cikličnega postopnega obremenjevanja obnašal podobno kot YT-1, le da se je sredinska natezna razpoka pojavila pod sredino višine preizkušanca, in sicer na višini 122 cm (Slika 5.32 a). Na sliki 5.32 b je prikazana deformacijska oblika preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem. Ravno tako kot pri preizkušancu YT-1 je tudi pri YT-2 očitna natezna upogibna porušitev vrste zidakov tik ob spojnici ter s povečevanjem amplitudnih pomikov še tlačno drobljenje porobetonskih zidakov na mestih nastanka plastičnih členkov ob vpetjih (Slika 5.32 c).

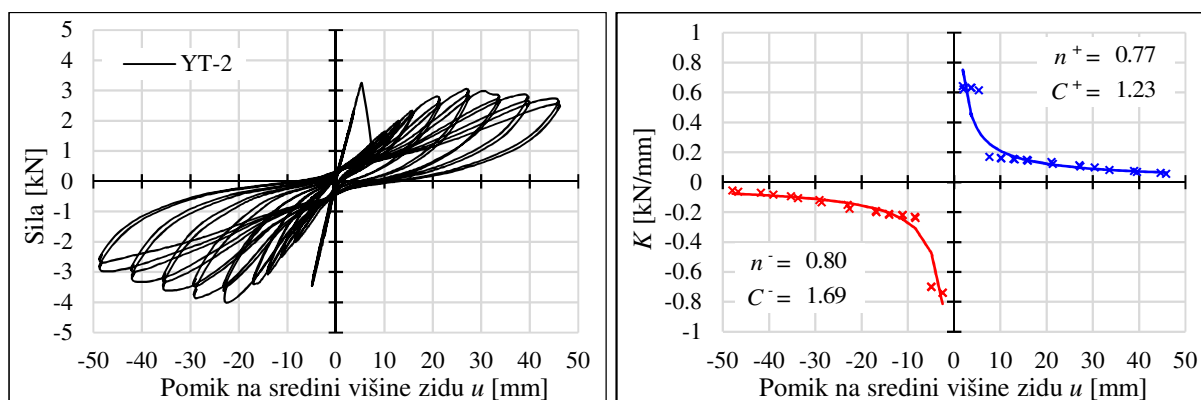
Preizkušane YT-2 je imel večje območje elastičnega obnašanja kot preizkušane YT-1. Elastična odpornost je bila presežena šele pri 2. amplitudi obremenjevanja, pri vrednosti sredinskega pomika 5 mm v pozitivni in 4.8 mm v negativni smeri, kar je najverjetneje posledica tvorjenja sredinske razpoke

pod sredino višine zidu. Maksimalno izvenravninsko odpornost zid doseže pri vrednosti sredinskega pomika 25 mm v obeh smereh obremenjevanja, kar je podobno kot pri preizkušancu YT-1, maksimalni pomiki ob koncu preiskave pa so znašali nekoliko manj kot 50 mm. V pozitivni smeri obremenjevanja je bila maksimalna odpornostna sila praktično enaka tudi na meji začetnega elastičnega obnašanja. Tako iz histerezne krivulje kot tudi iz primerjave upadanja togosti v pozitivni in negativni smeri obremenjevanja je očitna večja simetričnost v primerjavi z NF preizkušanci.



Slika 5.32: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-2: (a) Pozicija prvih razpok, (b) značilna deformacijska oblika, (c) odpiranje razpok in drobljenje zidakov na mestih plastičnih členkov.

Figure 5.32: Testing of the non-structural wall specimen YT-2: (a) First cracks' position, (b) deformation shape, (c) crack opening and block crushing at plastic hinges locations.

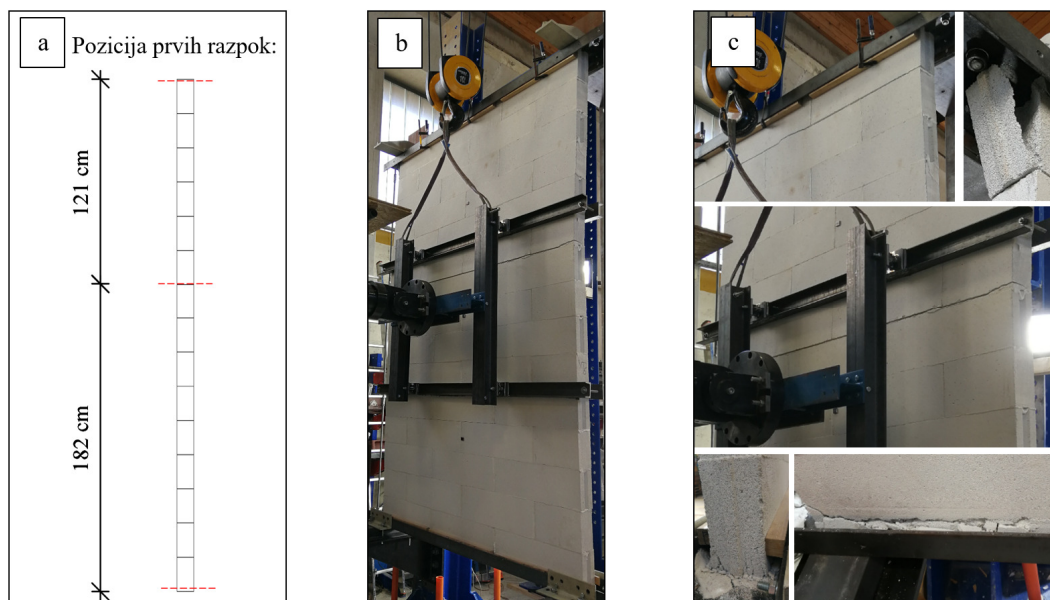


Slika 5.33: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpoka (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-2.

Figure 5.33: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement (left) and stiffness degradation (right) ratio for the non-structural wall specimen YT-2.

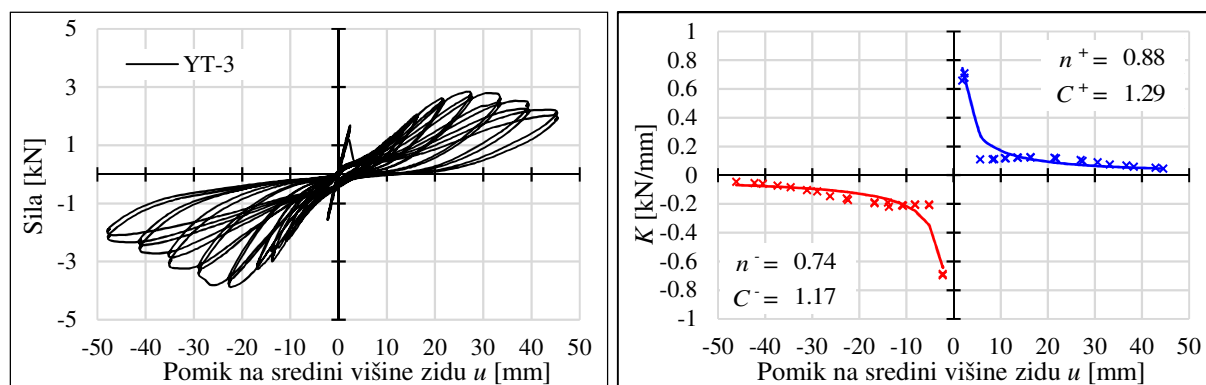
Tretjemu preizkušancu YT-3 se je tekom cikličnega obremenjevanja sredinska razpoka pojavila na višini 180 cm (Slika 5.34 a), ki je bila ravno tako kot pri prejšnjih preizkušancih posledica natezne porušitve zidnih blokov tik ob horizontalni spojnici (Slika 5.34 b). Maksimalna izvenravninska odpornost je bila dosežena, kot pri preizkušancih YT-1 in YT-2, na 25 mm sredinskega pomika izven

ravnine, ko so se pojavile prve tlačne razpoke zidakov ob vpetju spodaj in zgoraj. Maksimalni pomiki v negativni smeri so znašali malo manj kot 50 mm in v pozitivni smeri približno 45 mm, kar je primerljivo z vrednostmi, ki sta jih dosegla preizkušanca YT-1 in YT-2. Ob maksimalnih pomikih pri zadnjih stopnjah obremenjevanja je bila vrsta zidakov ob spodnjem vpetju že močno tlačno porušena, kar je razvidno iz slike 5.34 c.



Slika 5.34: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-3: (a) Pozicija prvih razpok, (b) značilna deformacijska oblika, (c) odpiranje razpok in drobljenje zidakov na mestih plastičnih členkov.

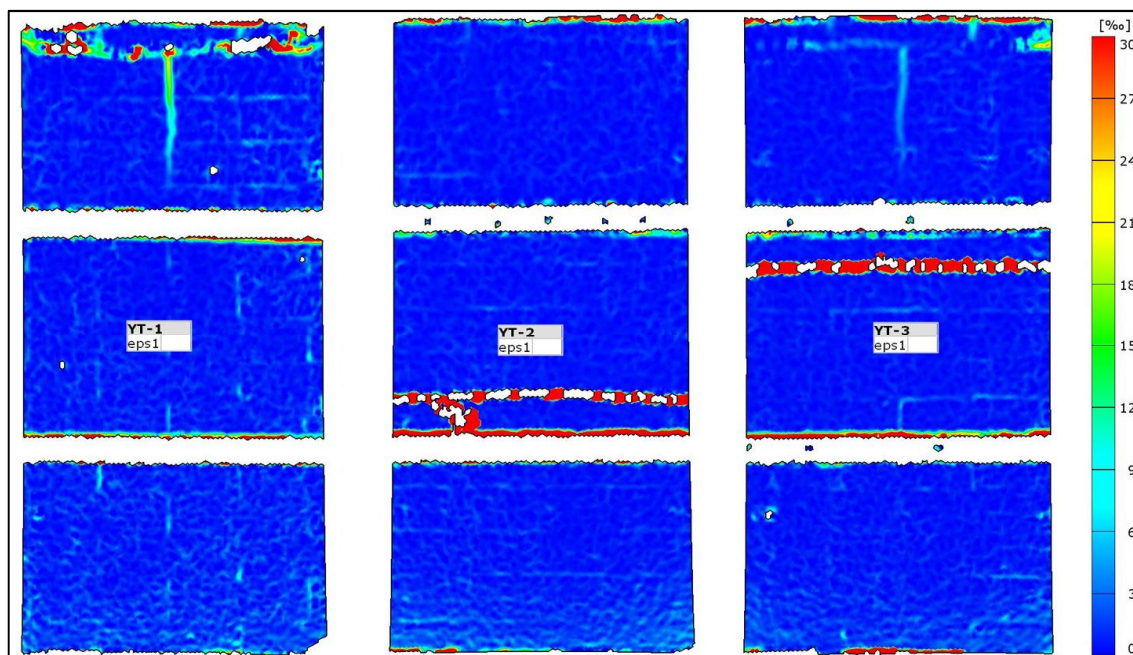
Figure 5.34: Testing of the non-structural wall specimen YT-3: (a) First cracks' position, (b) deformation shape, (c) crack opening and block crushing at plastic hinges locations.



Slika 5.35: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-3.

Figure 5.35: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-3.

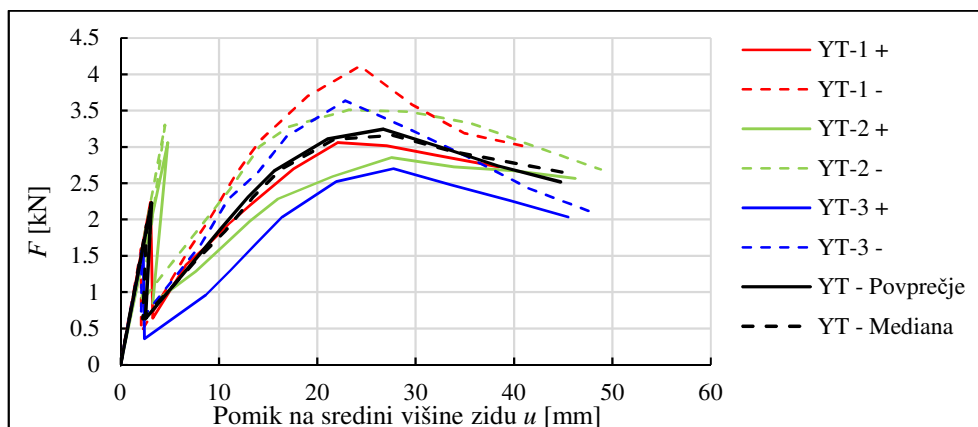
Na sliki 5.36 so prikazana polja deformacij preizkušancev YT-1, YT-2 in YT-3 pri zadnjem ciklu preizkušanja, iz česar je razvidna njihova poškodovanost tik pred poružitvijo. Pri preizkušancu YT-1 sredinske razpoke ni bilo možno opaziti z digitalnim optičnim sistemom, saj se je ta pojavila pod zgornjim jeklenim profilom za vnos izvenravninske obremenitve. Pri preizkušancih YT-2 in YT-3 pa je mesto sredinske razpoke dobro vidno. Pri preizkušancu YT-1 se zelo dobro opazi deformiranost najvišje vrste porobetonskih zidakov pri zgodnjem vpetju, kar je posledica tlačnega mehčanja. Tudi pri preizkušancu YT-3 je opazno mehčanje najvišje vrste, vendar le-to ni tako izrazito.



Slika 5.36: Prikaz polja deformacij, zajetim z digitalnim optičnim sistemom, pri maksimalnem pomiku izven svoje ravnine u za preizkušance YT-1, YT-2 in YT-3.

Figure 5.36: Surface deformations of non-structural wall specimens YT-1, YT-2 and YT-3 at maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with optical digital image correlation system.

Iz primerjave ovojnic eksperimentalnih histereznih krivulj preizkušancev YT-1, YT-2 in YT-3, (Slika 5.37), izrisanih v prvem kvadrantu koordinatnega sistema in izdelanih na podlagi vsakega 2. cikla v pozitivni in negativni smeri pri določeni amplitudi obremenjevanja, je razvidno, da so krivulje manj razvejane kot pri preizkušancih nekonstrukcijskih zidov NF, saj so porobetonski zidovi bolj homogeni zaradi dimenzijsko večjih zidakov in tanjših spojníc, kar tudi pri izgradnji omogoča natančnejšo in lažjo izvedbo, kjer težje pride do napak. Na podlagi histereznih ovojnic so za posamezne preizkušance YT-1, YT-2 in YT-3 določena mejna stanja, s povprečenjem pa splošna mejna stanja za neutrjene nekonstrukcijske zidove, izdelane iz porobetonskih zidakov in tankoslojne malte. Rezultati mejnega stanja nastanka prvih razpok, mejnega stanja maksimalne izvenravninske odpornosti in mejnega stanja blizu porušitve za neutrjene YT nekonstrukcijske zidove so predstavljeni v preglednici 5.2.



Slika 5.37: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušance YT-1, YT-2 in YT-3.

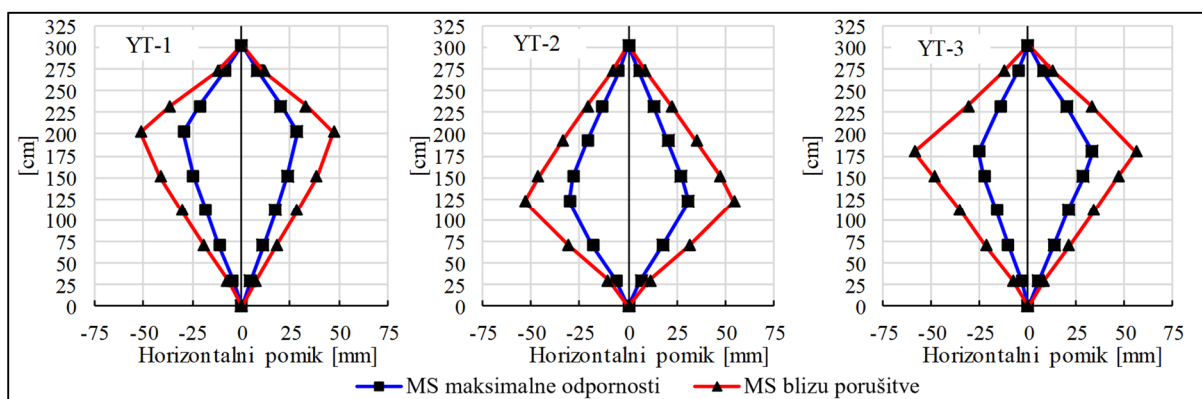
Figure 5.37: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for non-structural wall specimens YT-1, YT-2 and YT-3.

Preglednica 5.2: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za tipe nekonstrukcijskih zidov YT.

Table 5.2: Characteristic limit states for the YT type of non-structural walls.

Preizkušavec in smer obremenjevanja	Mejno stanje nastanka razpok		Mejno stanje maksimalne odpornosti		Mejno stanje blizu porušitve	
	F_{cr} [kN]	u_{cr} [mm]	F_{max} [kN]	u_{Fmax} [mm]	F_u [kN]	u_u [mm]
YT-1 +	2.2	3.1	3.1	22.1	2.7	38.5
YT-1 -	1.6	2.1	4.1	24.4	3.0	41.4
YT-2 +	3.1	4.8	2.9	27.6	2.6	46.2
YT-2 -	3.3	4.5	3.5	23.2	2.7	48.8
YT-3 +	1.6	2.3	2.7	27.8	2.0	45.5
YT-3 -	1.6	2.2	3.6	22.9	2.1	48.0
\bar{x}	2.2	3.2	3.3	24.7	2.5	44.7
σ	0.78	1.21	0.54	2.45	0.38	4.01
COV	35.1%	38.5%	16.2%	10.0%	15.1%	9.0%

Na sliki 5.38 je za mejno stanje maksimalne odpornosti in mejno stanje blizu porušitve prikazana primerjava deformacijskih oblik neutrenjenih preizkušancev YT-1, YT-2 in YT-3. Pri vseh treh preizkušancih je sredinska razpoka nastala v območju med vsiljevanjem horizontalnih pomikov v sredinski tretjini. Pri preizkušancih YT-1 in YT-3 je to nad polovico višine zidu, medtem ko je pri preizkušancu YT-2 pod njo.



Slika 5.38: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušance YT-1, YT-2 in YT-3.

Figure 5.38: Out-of-plane deflection profiles along specimens' heights at maximum resistance and near collapse limit state for YT-1, YT-2 and YT-3.

5.7 Rezultati preiskav nekonstrukcijskih zidov utrjenih s sistemom A

Poglavje opisuje rezultate izvenravninskega cikličnega preizkušanja 6 preizkušancev nekonstrukcijskih zidov utrjenih s sistemom A, katerih trije so grajeni iz opeke normalnega formata s podaljšano cementno apneno malto (NF-1A, NF-2A in NF-3A), trije pa iz porobetonskih blokov (YT-1A, YT-2A in YT-3A).

5.7.1 Rezultati cikličnih preiskav utrjenih nekonstrukcijskih zidov NF-1A, NF-2A in NF-3A

Že pri prvem preizkušancu, grajenem iz polne opeke s podaljšano apneno cementno malto in utrjenim s sistemom A (NF-1A), se je izkazalo, da utrditveni sistem izrazito izboljša izvenravninsko odpornost nekonstrukcijskega zidu. S tem ko je na površino zidu pritrjena močna tkanina, so zidaki enakomerno

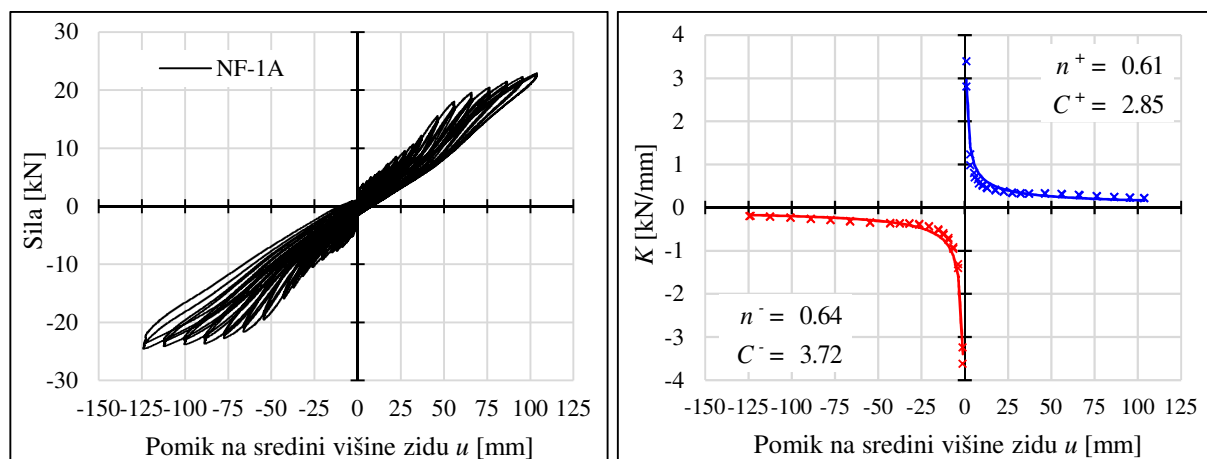
povezani preko cele površine, kar nekonstrukcijskemu zidu zvišuje povezanost gradnikov zidovja in omogoča bolj homogen izvenravninski odziv celega preizkušanca. Spremeni se izvenravninska deformacijska oblika (Slika 5.39 a), največje izvenravninske pomike pa preizkušavec dosega na sredini razpona višine zidu, medtem ko se je natezna razpoka pri neutrnjenih preizkušancih pojavila na približno 2/3 višine. Med cikličnim obremenjevanjem se je izkazalo, da zaradi tkanine z visoko natezno trdnostjo pride do porušitve zidovja v tlačni coni. Pri manjših amplitudah vsiljenih pomikov se najprej pojavi drobljenje malte v spojnica, na mestih, kjer se tvorijo plastični členki. S povečevanjem amplitud vsiljenih pomikov se prične pojavljati tlačna porušitev zidakov ob vpetjih. Ker so zidaki in malta objeti s tkanino, ki ne dovoljuje razsipanjanja malte, se pri maksimalni odpornosti zidu opazi celo tlačna porušitev zidakov na spodnji tretjini višine zidu. Značilne poškodbe preizkušanca NF-1A tekom preiskave so prikazane na sliki 5.39 b.



Slika 5.39: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-1A: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.

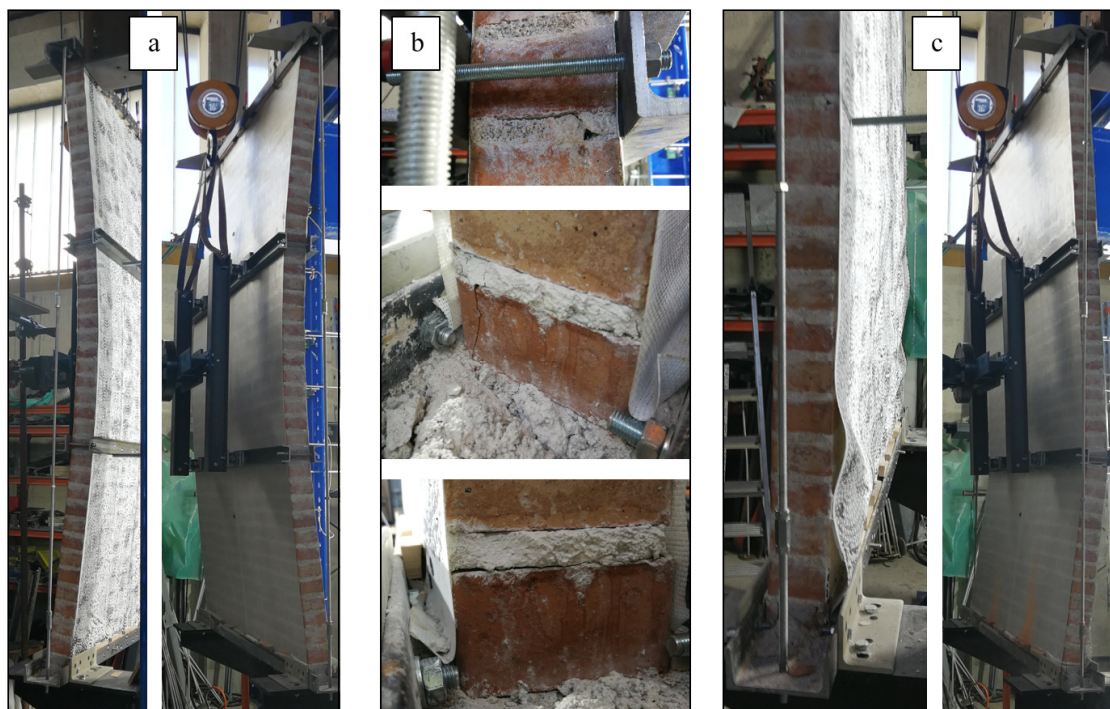
Figure 5.39: Testing of the non-structural wall specimen NF-1A: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.

Iz histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo obremenjevanja in pomikom na sredini razpona pravokotno na njegovo ravnino na sliki 5.40 je razvidno, da je maksimalna odpornost dosežena pri pomiku 100 mm v pozitivni in 125 mm v negativni smeri obremenjevanja. Zaradi zaščite merilne opreme je bila preiskava ustavljena, saj je bil preizkušavec že vidno močno poškodovan in slišalo se je popuščanje stika na stični površini med zidom in utrditvijo ter postopno trganje vlaken v tkanini. Tudi prirastek sile med predzadnjo in zadnjo amplitudo obremenjevanja je bil praktično zanemarljiv. Maksimalna izvenravninska odpornost preizkušanca nekonstrukcijskega zidu znaša 22.6 kN v pozitivni in 24.5 kN v negativni smeri obremenjevanja. Iz funkcij upadanja togosti je razvidno, da se preizkušavec obnaša veliko bolj simetrično kot neutrnjeni preizkušanci.



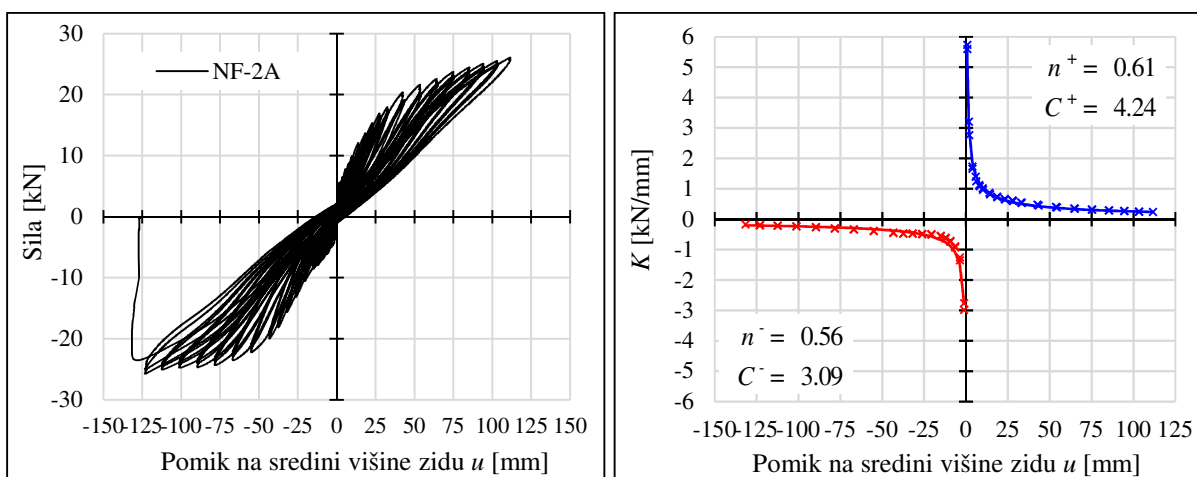
Slika 5.40: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-1A.
Figure 5.40: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-1A.

Deformacijska oblika preizkušanca NF-2A je skoraj do popolnosti enaka preizkušancu NF-1A (Slika 5.41 a). Ravno tako so opazne podobne poškodbe, in sicer drobljenje malte v horizontalnih spojnica ter pri višjih amplitudah še tlačno drobljenje zidakov pri spodnjem vpetju (Slika 5.41 b). Z dodatnim zavarovanjem merilne opreme smo pri preizkušancu NF-2A izpeljali še dodatni cikel obremenjevanja v primerjavi z NF-1A. Zgodila se je hipna porušitev zaradi presežene maksimalne stične napetosti na stiku med površino zidu in utrditveno tkanino, zato se je le-ta odlepila, kar je razvidno tudi iz slike 5.41 c. S takšno porušitvijo smo potrdili našo domnevo, da je tudi preizkušane NF-1A dosegel mejno stanje blizu porušitve.



Slika 5.41: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-2A: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem (c) odcepitev utrditvenega sistema od površine preizkušanca.
Figure 5.41: Testing of the non-structural wall specimen NF-2A: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing (c) collapse of a specimen with strengthening system debonding.

Histerezna krivulja na sliki 5.42 prikazuje vrednosti maksimalnega doseženega pomika izven ravnine na sredini razpona v pozitivni smeri 110 mm in v negativni smeri 125 mm. Porušitev vzorca pa je razvidna iz hipnega padca sile odpornosti pri vrednosti pomika 125 mm v negativni smeri obremenjevanja. Maksimalna sila odpornosti nekonstrukcijskega zidu v pozitivni smeri znaša 26 kN in 25.7 kN v negativni smeri. Iz primerjave koeficientov aproksimacijskih krivulj opazimo, da je tudi pri tem preizkušanci razvidno bolj simetrično izvenravninsko obnašanje v primerjavi z neutrjenimi NF preizkušanci.



Slika 5.42: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-2A.
Figure 5.42: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-2A.

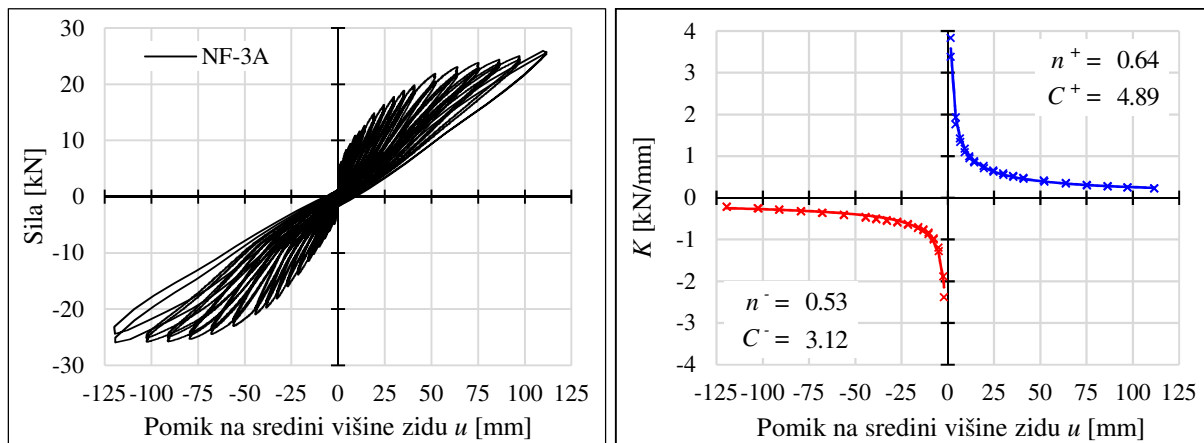
Pri preizkušancu NF-3A je bila tekom preiskave opazna podobna deformacijska oblika (Slika 5.43 a) in enake poškodbe kot pri preizkušancih NF-1A in NF-2A. V primerjavi s preizkušanci NF-1A in NF-2A opazimo pri preseženih amplitudah 60 mm le nekoliko bolj izrazito tlačno drobljenje zidakov pri spodnjem in zgornjem vpetju (Slika 5.43 b). Glede na podobne koeficiente aproksimacijskih funkcij upadanja togosti s preizkušancema YT-1A in YT-2A lahko sklepamo, da se s sistemom A zagotovi simetrično izvenravninsko obnašanje.

Maksimalna vrednost sile, ki ji nekonstrukcijski zid lahko kljubuje, znaša v pozitivni smeri obremenjevanja 25.2 kN pri pomiku 110 mm in 25.5 kN v negativni smeri pri pomiku 120 mm. Preiskavo smo ustavili na podlagi vidnih poškodb in rezultatov preizkušanca NF-2A, saj je mejno stanje blizu porušitve doseženo.



Slika 5.43: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-3A: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.

Figure 5.43: Testing of the non-structural wall specimen NF-3A: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.

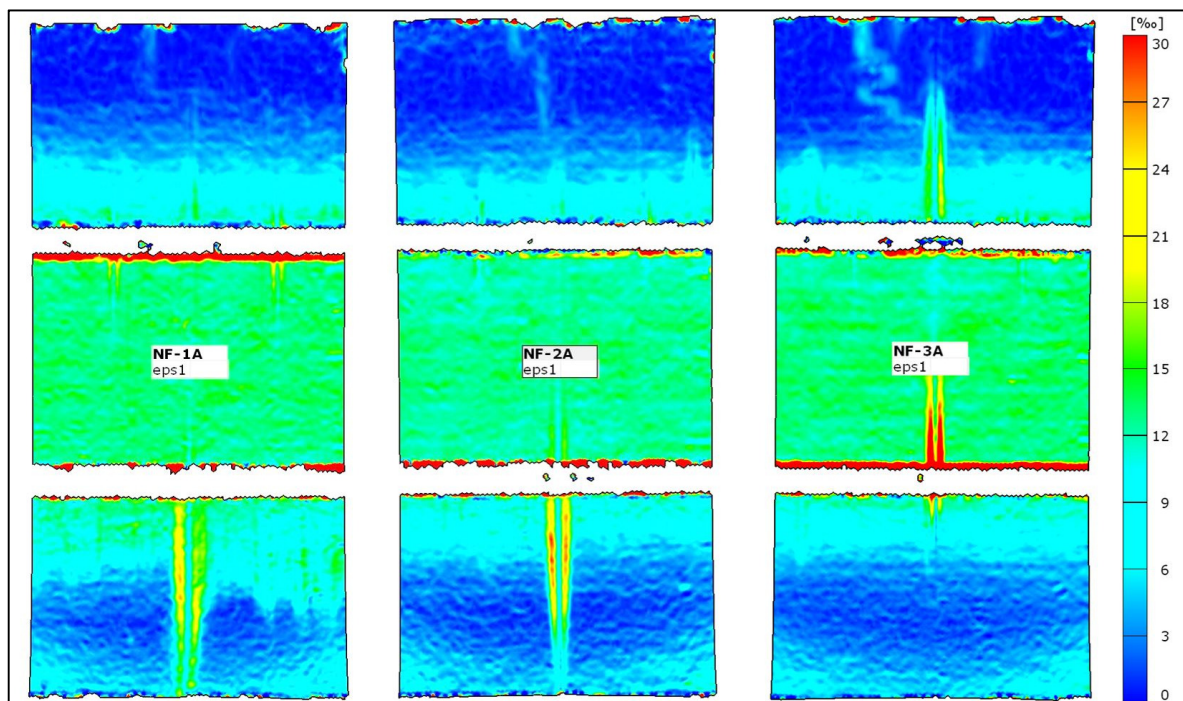


Slika 5.44: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-3A.

Figure 5.44: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-3A.

V prikazu deformacijskih polj preizkušancev NF-1A, NF-2A in NF-3A, zajetih z digitalnim optičnim sistemom pri maksimalnem pomiku u tekom preiskave, opazimo, da je razpored deformacij pri vseh treh preizkušancih praktično enak (Slika 5.45). Deformacije, zajete z digitalnim optičnim sistemom, predstavljajo deformacije, ki se pojavijo v utrditveni tkanini v negativni smeri obremenjevanja. Viden je simetričen razpored nateznih deformacij po višini zidu, najvišje vrednosti so dosežene v polju maksimalnih momentov med obema mestoma vnosa pomika ob vodenju preiskave. Na sredini širine zidu so opazne lokalno večje deformacije v tkanini zaradi vijaka, ki je bil nameščen skozi preizkušane

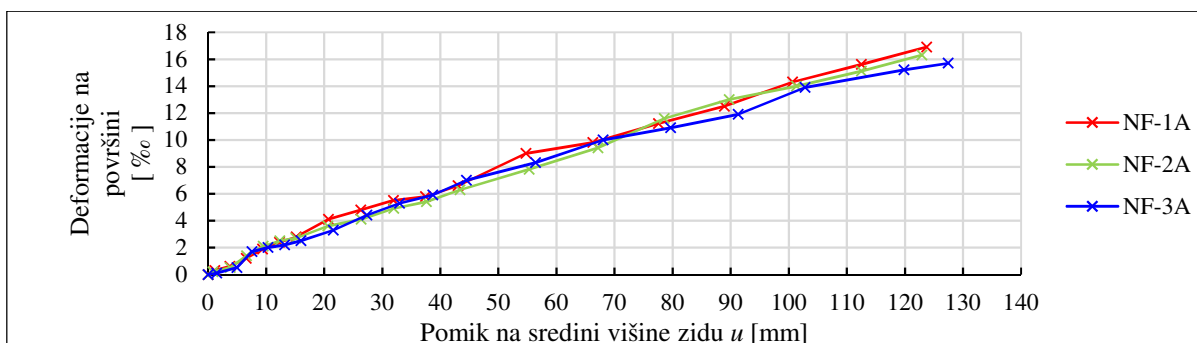
za potrebe pritrditve spodnjega jeklenega nosilca za vodenje izvenravninskih pomikov preiskave. Ker je pri preizkušancu NF-2A vidna porušitev stika med zidovjem in utrditveno tkanino po celotni površini in ne le lokalno, lahko sklepamo, da lokalne deformacije zaradi vijaka nimajo pomembnega vpliva na končne rezultate izvenravninskega obnašanja.



Slika 5.45: Prikaz polja deformacij, zajetim z digitalnim optičnim sistemom, pri maksimalnem pomiku izven svoje ravnine u za preizkušance NF-1A, NF-2A in NF-3A.

Figure 5.45: Surface deformations of non-structural wall specimens NF-1A, NF-2A and NF-3A at maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with optical digital image correlation system.

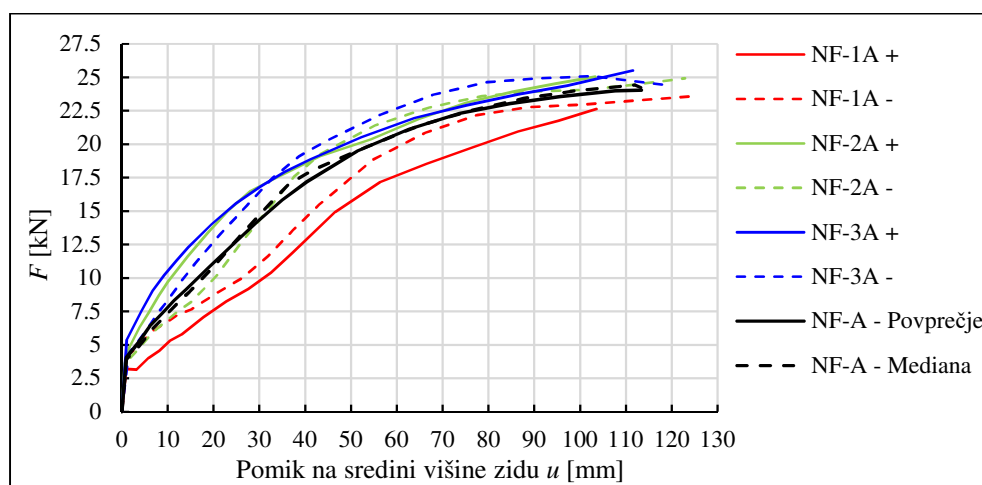
Na sliki 5.46 je prikazan še razvoj deformacij na območju maksimalnih upogibnih momentov v odvisnosti od horizontalnega pomika sredini višine zidu u . Pri začetnih amplitudah pomika do 5 mm na sredini višine zidu je razviden manjši naklon krivulje, kar je posledica uporabe prožnega lepila, zaradi česar utrditveni sistem ni popolnoma aktiviran. Po preseženi amplitudi 5 mm pa je potek krivulj skoraj linearen. Tik pred porušitvijo vsi trije preizkušanci dosežejo vrednosti maksimalnih nateznih deformacij med 15 in 17 %.



Slika 5.46: Razvoj deformacij na površini v območju maksimalnih momentov za preizkušance NF-1A, NF-2A in NF-3A določenih s pomočjo digitalnega optičnega sistema.

Figure 5.46: Development of surface deformations in the area of maximum bending moment measured with optical digital image correlation system for NF-1A, NF-2A and NF-3A specimens.

Primerjava ovojnic eksperimentalnih histereznih krivulj drugih ciklov preizkušancev NF-1A, NF-2A in NF-3A na sredini razpona (Slika 5.47) pokaže, da so krivulje znatno manj razvejane kot pri preizkušancih neutrenjenih nekonstrukcijskih zidovih NF. Sklepamo lahko, da utrditveni sistem bistveno izboljša povezanost zidovja, saj so rezultati vseh treh preizkušancev dobro primerljivi. Na podlagi ovojnic eksperimentalnih histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F in pomikom u na sredini višine razpona so določene vrednosti mejnih stanj za nekonstrukcijske zidove NF, utrjene s sistemom A, ki so skupaj s statističnimi podatki prikazani v preglednici 5.3. Ob primerjavi vrednosti pomikov in odpornosti mejnih stanj opazimo, da se mejno stanje maksimalne odpornosti in mejno stanje blizu porušitve pri vseh treh preizkušancih skoraj ali v celoti prekrivata, tako po vrednosti pomika kot tudi velikosti sile, za kar je razlog hipna porušitev stika med zidovjem in utrditveno tkanino.



Slika 5.47: Ovojnice histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini višine razpona za preizkušance NF-1A, NF-2A in NF-3A.

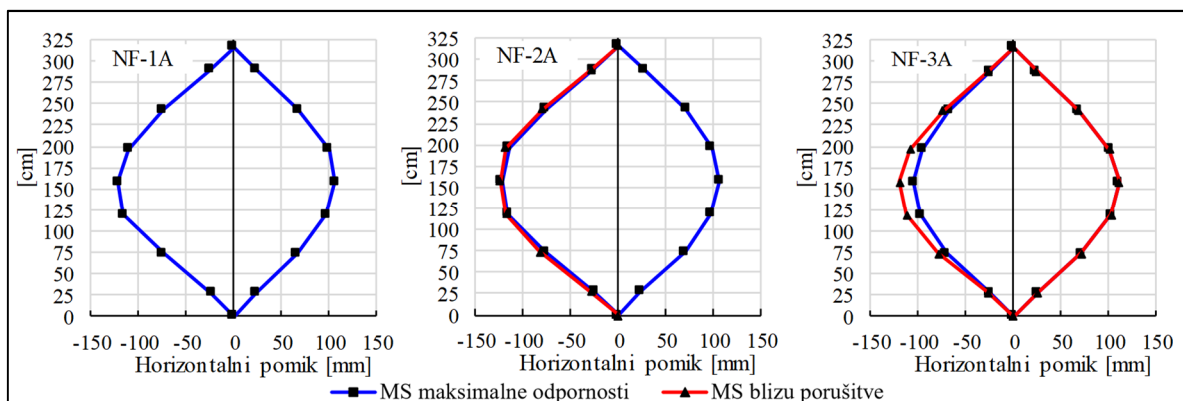
Figure 5.47: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for non-structural wall specimens NF-1A, NF-2A and NF-3A.

Preglednica 5.3: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom A (NF-A).

Table 5.3: Characteristic limit states for the NF type of non-structural walls strengthened with system A (NF-A).

Preizkušanec in smer obremenjevanja	Mejno stanje nastanka razpok		Mejno stanje maksimalne odpornosti		Mejno stanje blizu porušitve	
	F_{cr}	u_{cr}	F_{max}	u_{Fmax}	F_u	u_u
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
NF-1A +	3.2	0.9	22.6	103.6	22.6	103.6
NF-1A -	4.2	1.2	23.6	123.7	23.6	123.7
NF-2A +	3.6	0.6	25.0	103.3	25.0	103.3
NF-2A -	3.6	0.8	24.9	122.9	24.9	122.9
NF-3A +	5.4	1.1	25.5	111.6	25.5	111.6
NF-3A -	4.3	1.5	25.1	102.8	24.4	119.8
\bar{x}	4.1	1.0	24.5	111.3	24.3	114.1
σ	0.77	0.29	1.11	9.83	1.07	9.32
COV	19.0%	28.6%	4.6%	8.8%	4.4%	8.2%

Iz primerjave deformacijskih oblik (Slika 5.48) je poleg podobnosti mejnega stanja maksimalne odpornosti in mejnega stanja blizu porušitve tudi očitna podobnost deformacijskih oblik vseh treh preizkušancev.



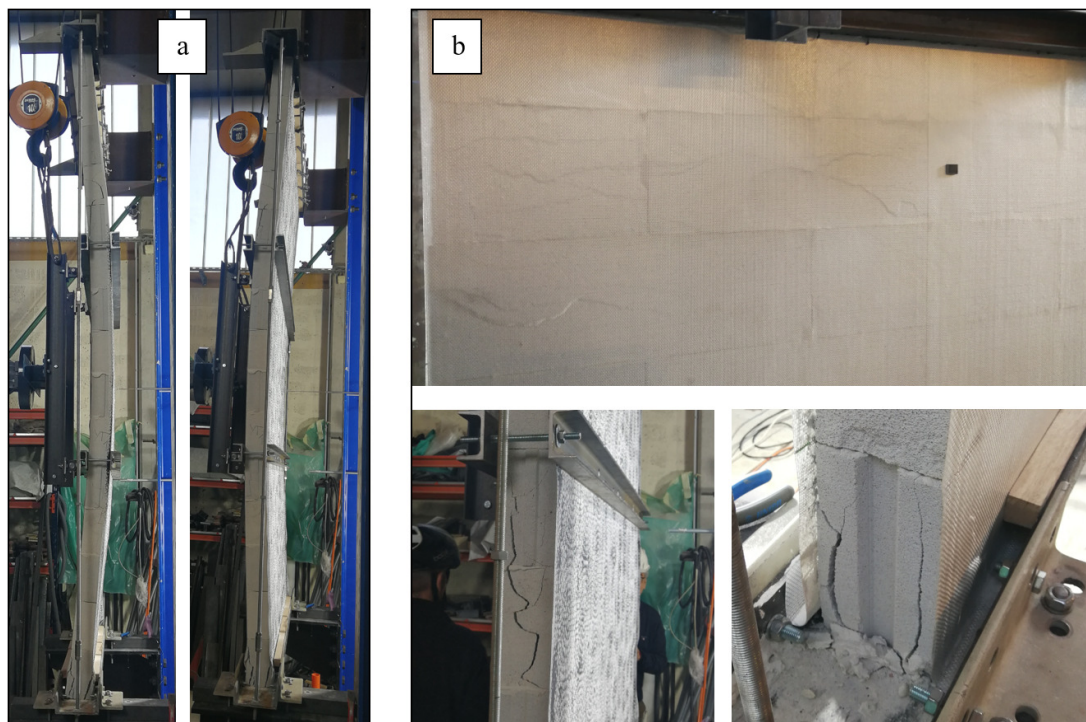
Slika 5.48: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušance NF-1A, NF-2A in NF-3A.

Figure 5.48: Out-of-plane deflection profiles along specimens' heights at maximum resistance and near collapse limit state for NF-1A, NF-2A and NF-3A.

5.7.2 Rezultati cikličnih preiskav utrjenih nekonstrukcijskih zidov YT-1A, YT-2A in YT-3A

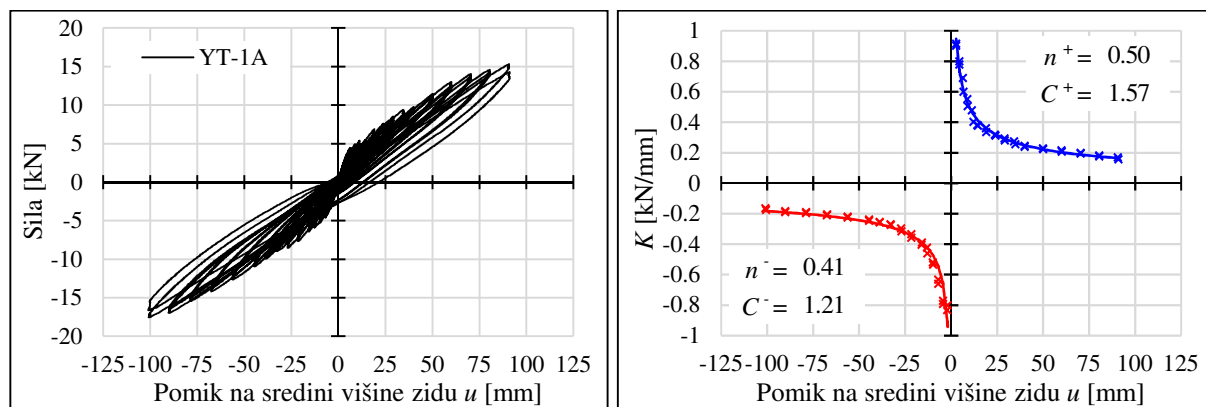
Podobno kot pri preizkušancih grajenih iz polne opeke s podaljšano apneno cementno malto, se utrditev s sistemom A izkaže za učinkovito tudi pri preizkušancih porobetonskih nekonstrukcijskih zidov, saj se že pri prvem preizkušancu YT-1A maksimalna izvenravninska odpornost izrazito poveča. Pri cikličnem obremenjevanju preizkušanca YT-1A je bilo opaženo, da se zaradi povezanosti zidovja spremeni deformacijska oblika v primerjavi z neutrjenimi preizkušanci, in sicer tako, da zid dosega maksimalni pomik na polovici svoje višine (Slika 5.49 a). Zaradi nizke tlačne trdnosti porobetonskih zidakov je opazno, da se tlačna porušitev ob obeh vpetjih prične že pri manjši izvenravninski obremenitvi kot pri preizkušancih nekonstrukcijskih zidov NF-A. Pri vrednosti izvenravninskega pomika približno 75 mm na sredini razpona je opazna tudi razpokanost zidakov v zgornji in spodnji tretjini zidu. Obojestransko objetje zidovja s tkanino preprečuje izpadanje delov porušanih zidakov, kar povzroči mozničenje odpadlega materiala in povečuje odpornost zidu. Opisane poškodbe preizkušanca YT-1A so prikazane na sliki 5.49 b.

Na sliki 5.50 je prikaz histerezne krivulje odvisnosti izvenravninske sile in izvenravninskega pomika na sredini višine razpona preizkušanca YT-1A ter njegovega upadanja togosti. Maksimalna izvenravninska odpornost je v pozitivni smeri obremenjevanja dosežena pri vrednosti pomika 91 mm in znaša 15.3 kN ter v negativni smeri obremenjevanja pri vrednosti pomika 101 mm in znaša 17.5 kN. Zaradi zelo majhnega prirastka k izvenravninski odpornosti in vidni porušitvi zidovja je bilo ciklično preizkušanje ustavljeno. Ocenili smo, da je preizkušanec že dosegel mejno stanje blizu porušitve. V primerjavi z neutrjenimi preizkušanci je upadanje togosti z večanjem amplitude izvenravninskega pomika počasnejše.



Slika 5.49: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-1A: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.

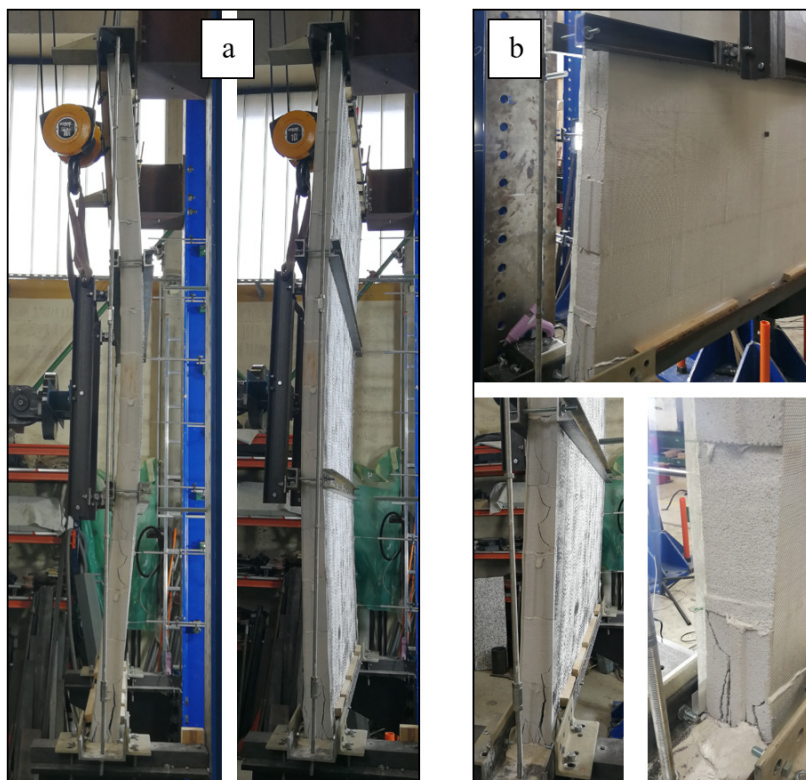
Figure 5.49: Testing of the non-structural wall specimen YT-1A: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.



Slika 5.50: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-1A.

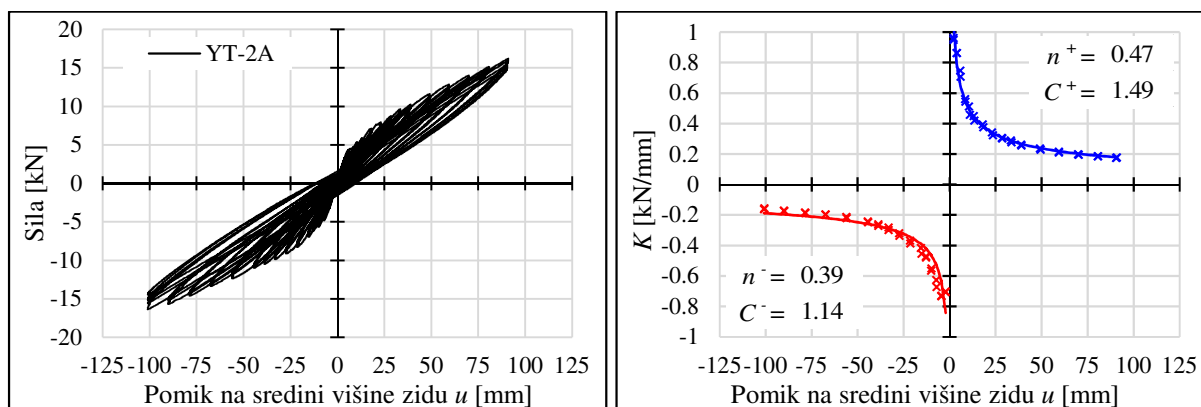
Figure 5.50: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-1A.

Preizkušanec YT-2A se je tekom preizkušanja deformiral na enak način kot preizkušanec YT-1A, kar je razvidno iz slike 5.51 a. Opažene so bile podobne vrednosti izvenravninske odpornosti pri skoraj enakih pomikih kot pri preizkušancu YT-1A. Maksimalna odpornost v pozitivni smeri obremenjevanja 15.4 kN je dosežena pri izvenravninskem pomiku 90 mm, v negativni smeri obremenjevanja pa 16.3 kN pri pomiku 101 mm, kot je razvidno iz histerezne krivulje (Slika 5.52). Tudi upadanje togosti je glede na vrednosti aproksimacijskih funkcij podobno kot pri preizkušancu YT-1A. Preizkušanje je bilo ustavljeno zaradi vidne porušitve zidovja (Slika 5.51 b) in zanemarljivega prirastka k izvenravninski odpornosti med zadnjima dvema amplitudama obremenjevanja. Na tej podlagi smo ocenili, da je preizkušanec že dosegel mejno stanje blizu porušitve.



Slika 5.51: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-2A: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.

Figure 5.51: Testing of the non-structural wall specimen YT-2A: (a) Deformation shape, (b) specimens' damage occurred during quasi-static cyclic testing.



Slika 5.52: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-2A.

Figure 5.52: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-2A.

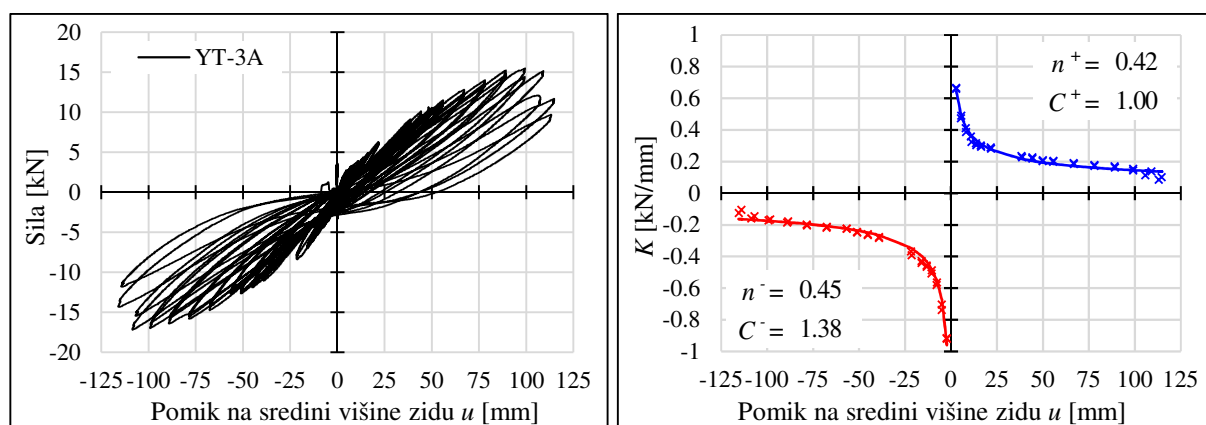
Kot je razvidno iz slike 5.53 a,b je izvenravninsko obnašanje preizkušanca YT-3A zelo podobno obnašanju preizkušancev YT-1A in YT-2A, kar potrjuje, da s sistemom A zagotovimo boljše povezanost zidakov tudi pri tej vrsti zidov in s tem zagotovimo bolj homogeno obnašanje. Da bi potrdili oceno mejnega stanja blizu porušitve prvih dveh preizkušancev, smo pri tretjem preizkušancu izvedli še dodatni cikel obremenjevanja pri za stopnjo povečani amplitudi. Kakor je razvidno iz histerezne krivulje na sliki 5.54, preizkušane tako v pozitivni kot negativni smeri doseže maksimalno izvenravninsko odpornost pri približni vrednosti pomika 100 mm na sredini višine razpona zidu, pri naslednji amplitudi obremenjevanja pa odpornost pade za 25 %. Maksimalna odpornost v pozitivni smeri obremenjevanja

znaša 15.5 kN in v negativni smeri obremenjevanja 17.1 kN. Na podlagi padca odpornosti sklepamo, da je bila ocena mejnega stanja blizu porušitve ob zaključku preiskav na preizkušancih YT-1A in YT-2A, kjer smo s preiskavo zaključili pri za eno stopnjo nižji amplitudi, pravilna. Iz upadanja togosti je evidentna tudi simetrija obnašanja preizkušanca v obeh smereh obremenjevanja.



Slika 5.53: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-3A: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.

Figure 5.53: Testing of the non-structural wall specimen YT-3A: (a) Deformation shape, (b) specimens' damage occurred during quasi-static cyclic testing.

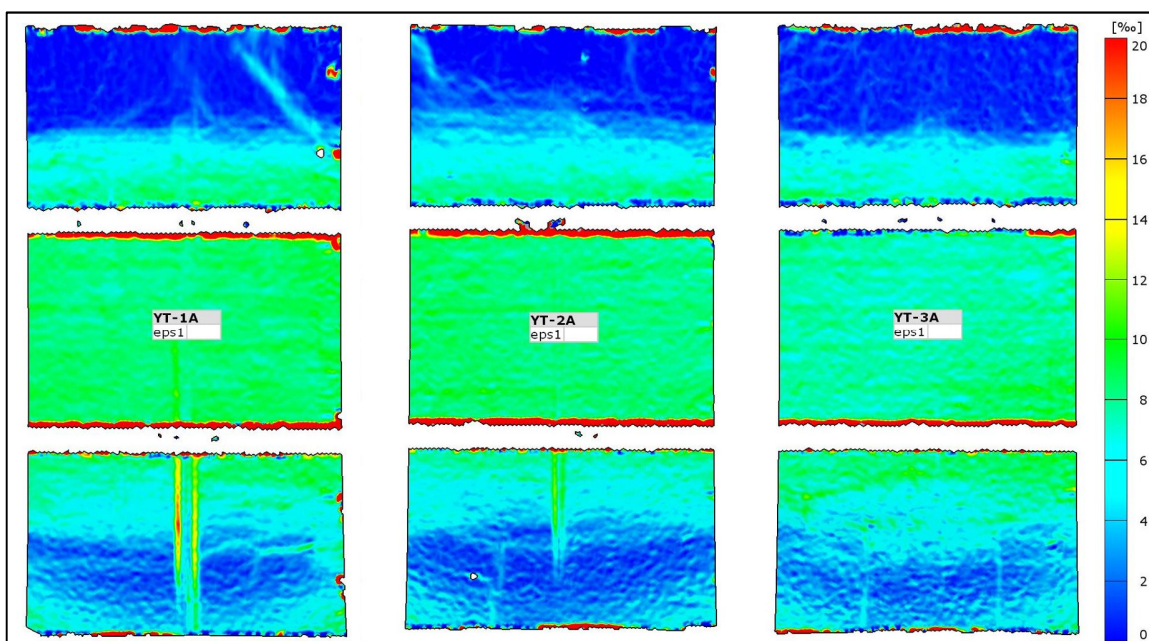


Slika 5.54: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-3A.

Figure 5.54: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-3A.

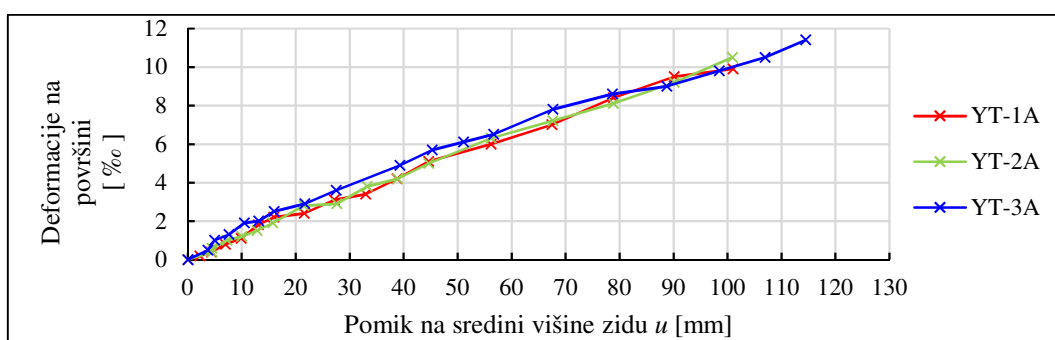
Z digitalnim optičnim sistemom je bila opravljena analiza deformacij po površini vsakega preizkušanca. Razvoj deformacij v območju maksimalnih upogibnih momentov, vse do maksimalnega pomika u , je prikazan na sliki 5.57, potek polja deformacij za končno deformacijsko stanje posameznega

preizkušanca pa prikazuje slika 5.55. To so natezne deformacije, ki se pojavijo v utrditvenem sistemu. Opazna je simetričnost polj deformacij po višini preizkušancev, vrednosti deformacij posameznih preizkušancev pa so si medsebojno podobne. Podobno kot pri NF-A preizkušancih je v začetnih amplitudah pomikov na sredini višine preizkušancev razviden nižji naklon krivulje, saj se utrditveni sistem popolnoma aktivira pri amplitudi sredinskega pomika 4 mm. Maksimalne deformacije pri maksimalnih amplitudah pomikov, ki smo jih zaznali v območju maksimalnih upogibnih momentov, so znašale med 10 in 11 %.



Slika 5.55: Prikaz polja deformacij, zajetim z digitalnim optičnim sistemom, pri maksimalnem pomiku izven svoje ravnine u za preizkušance YT-1A, YT-2A in YT-3A.

Figure 5.55: Surface deformations of non-structural wall specimens YT-1A, YT-2A and YT-3A at maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with optical digital image correlation system.

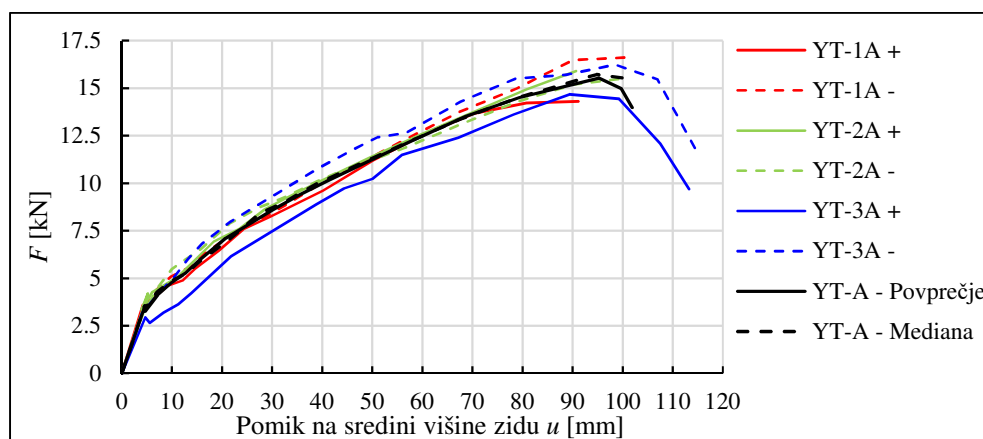


Slika 5.56: Razvoj deformacij na površini v območju maksimalnih momentov za preizkušance YT-1A, YT-2A in YT-3A določenih s pomočjo digitalnega optičnega sistema.

Figure 5.56: Development of surface deformations in the area of maximum bending moment measured with optical digital image correlation system for YT-1A, YT-2A and YT-3A specimens.

Ovojnice histereznih krivulj, izdelane na podlagi drugih ciklov so prikazane na sliki 5.57, skupaj s povprečno krivuljo in krivuljo mediane vseh treh preizkušancev. Zaradi dobre povezanosti zidovja z utrditvenim sistemom A, ki zagotavlja dodatno objetje, je raztros rezultatov majhen. Iz histereznih ovojníc za posamezne preizkušance YT-1A, YT-2A in YT-3A so določena mejna stanja, ter s povprečenjem izračunana splošna mejna stanja za utrjene nekonstrukcijske zidove izdelane iz

porobetonskih zidakov in tankoslojno malto ter utrjene s sistemom A. Rezultati preiskav mejnega stanja nastanka prvih razpok, mejnega stanja maksimalne izvenravninske odpornosti in mejnega stanja blizu porušitve za vse tri preizkušance so predstavljeni v preglednici 5.4. Pri preizkušancih YT-1A in YT-2A je mejno stanje blizu porušitve enako mejnem stanju maksimalne odpornosti ob koncu preiskave, kar smo potrdili s preizkušancem YT-3A. Zaradi hipnega padca odpornosti in posledično podobnih vrednosti obeh mejnih stanj, lahko posplošimo, da je mejno stanje maksimalne izvenravninske odpornosti enako mejnem stanju blizu porušitve.



Slika 5.57: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušance YT-1A, YT-2A in YT-3A.

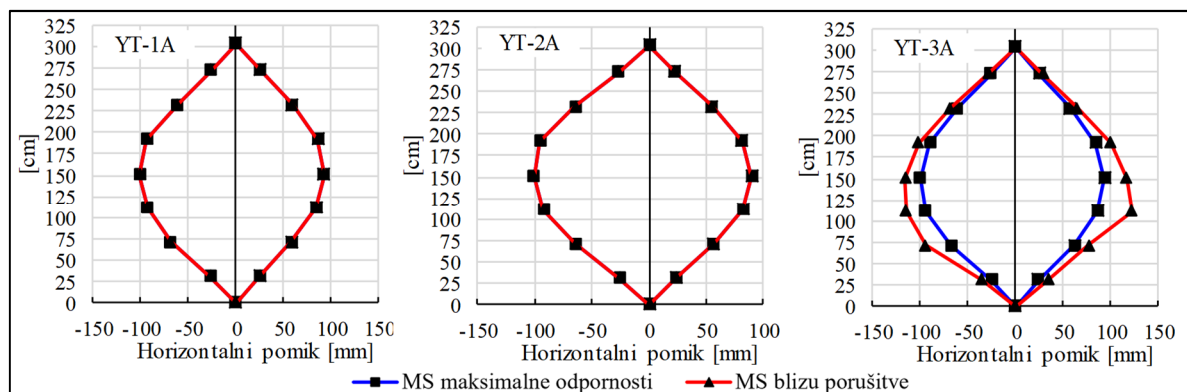
Figure 5.57: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for non-structural wall specimens YT-1A, YT-2A and YT-3A.

Preglednica 5.4: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom A (YT-A).

Table 5.4: Characteristic limit states for the YT type of non-structural walls strengthened with system A (YT-A).

Preizkušavec in smer obremenjevanja	Mejno stanje nastanka razpok		Mejno stanje maksimalne odpornosti		Mejno stanje blizu porušitve	
	F_{cr} [kN]	u_{cr} [mm]	F_{max} [kN]	u_{Fmax} [mm]	F_u [kN]	u_u 0
YT-1A +	3.6	4.2	14.3	91.1	14.3	91.1
YT-1A -	3.5	4.4	16.6	101.0	16.6	101.0
YT-2A +	4.2	5.2	15.9	90.7	15.9	90.7
YT-2A -	3.7	5.0	15.5	100.9	15.5	100.9
YT-3A +	2.9	4.7	14.7	89.4	9.7	113.3
YT-3A -	3.3	4.2	16.2	98.5	11.8	114.8
\bar{x}	3.5	4.6	15.5	95.3	14.0	101.9
σ	0.42	0.42	0.90	5.43	2.69	10.31
COV	12.0%	9.1%	5.8%	5.7%	19.3%	10.1%

Ob primerjavi izvenravninskih deformacijskih oblik preizkušancev (Slika 5.58) povzamemo, da se tudi pri tej vrsti nekonstrukcijskih zidov s sistemom utrjevanja A zagotovi po višini pravilnejše deformiranje, ne glede na smer obremenjevanja. Tudi maksimalne izvenravninske pomike vsi trije preizkušanci dosejajo na sredini višine. Pri preizkušancih YT-1A in YT-2A je evidentno, da deformacijski obliki mejnega stanja maksimalne odpornosti praktično sovpadata z deformacijskimi oblikami mejnega stanja blizu porušitve. Pri preizkušancu YT-3A je pri mejnem stanju blizu porušitve, ko smo zaključili preiskavo, v pozitivni smeri razvidno, da je prišlo do padca odpornosti zaradi tlačno popolnoma porušeni zidakov na višini 105 cm.



Slika 5.58: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušance YT-1A, YT-2A in YT-3A.

Figure 5.58: Out-of-plane deflection profiles along specimens' heights at maximum resistance and near collapse limit state for YT-1A, YT-2A and YT-3A.

5.8 Rezultati preiskav nekonstrukcijskih zidov utrjenih s sistemom B

V tem poglavju so zajeti rezultati izvenravninskega cikličnega preizkušanja 6 preizkušancev nekonstrukcijskih zidov utrjenih z alternativnim sistemom z uporabo fasadne mrežice (sistem B). Preizkušani so bili trije utrjeni preizkušanci grajeni iz opeke normalnega formata s podaljšano cementno apneno malto (NF-1B, NF-2B in NF-3B) in trije preizkušanci grajeni iz porobetonskih blokov (YT-1B, YT-2B in YT-3B).

5.8.1 Rezultati cikličnih preiskav utrjenih nekonstrukcijskih zidov NF-1B, NF-2B in NF-3B

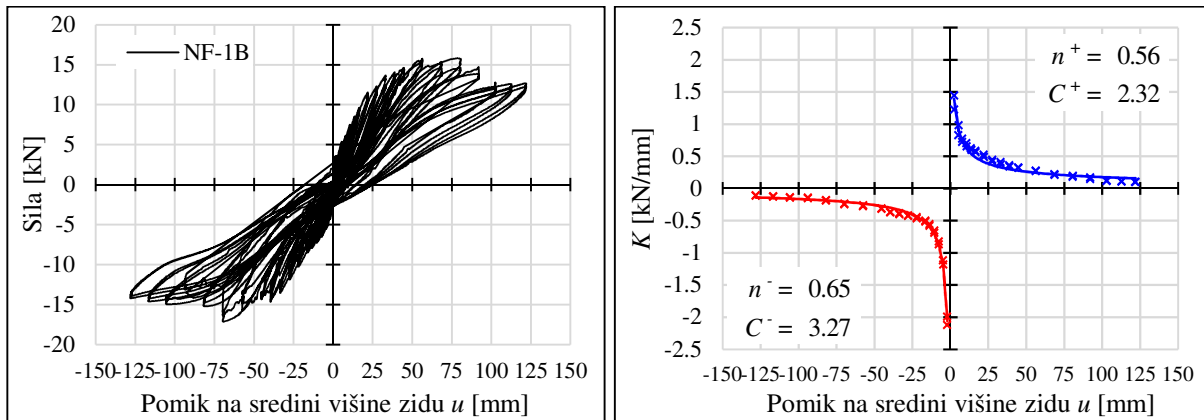
Pri prvem preizkušancu nekonstrukcijskih zidov iz opeke normalnega formata, grajenega s podaljšano apneno cementno malto in utrjenega s sistemom B (NF-1B), se je pri deformacijski obliki pokazal podoben učinek kot pri sistemu A. Zaradi manjšega prečnega prereza fasadne mrežice v primerjavi s tkanino se togost tako utrjenega nekonstrukcijskega zidu ne poveča tako izrazito kot pri utrditvah s sistemom A, po drugi strani pa fasadna mrežica ravno tako kot tkanina zagotovi boljšo povezanost zidakov v celoto, zato deluje zidovje bolj homogeno. Opazna je bila parabolična deformacijska oblika tekom preizkušanja. Pri doseženi maksimalni odpornosti se prične vidno tlačno drobljenje malte v spojnica pri zgornjem in spodnjem vpetju. Nato prične izvenravninska odpornost zidu padati. Zaradi objetosti zidovja s fasadno mrežico se zdrobljena malta ne more iz sipati iz spojnice, kar privede do prenosa vse večje sile na vrsto opek ob vpetju, zato se v njih pojavijo tlačne razpoke. Deformacijska oblika in poškodbe preizkušanca NF-1B med testiranjem so prikazane na sliki 5.59 a,b.

Histerezna krivulja na sliki 5.60 pokaže, da preizkušanec NF-1B doseže maksimalno izvenravninsko odpornost preizkušanec v pozitivni smeri obremenjevanja pri pomiku 79 mm (15.8 kN) in v negativni smeri pri pomiku 70 mm (17.1 kN). Nato prične odpornost zaradi drobljenja zidovja (Slika 5.59 b) postopoma padati. Preiskava je bila ustavljena pri vrednosti 125 mm izvenravninskega pomika na sredini višine, saj je odpornost zidu padla na 80 % maksimalne odpornosti, poleg tega pa je bilo slišati že popuščanje stika med fasadno mrežico in površino zidu ter lokalno trganje vlaken v mrežici. S tem je bilo ocenjeno, da je preizkušanec dosegel mejno stanje blizu porušitve. Iz krivulj upadanja togosti lahko razberemo, da je z večanjem amplitude upadanje togosti počasnejše kot pri neutrjenih NF preizkušancih, vendar hitrejše kot pri utrjenih NF-A preizkušancih.



Slika 5.59: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-1B: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.

Figure 5.59: Testing of the non-structural wall specimen NF-1B: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.

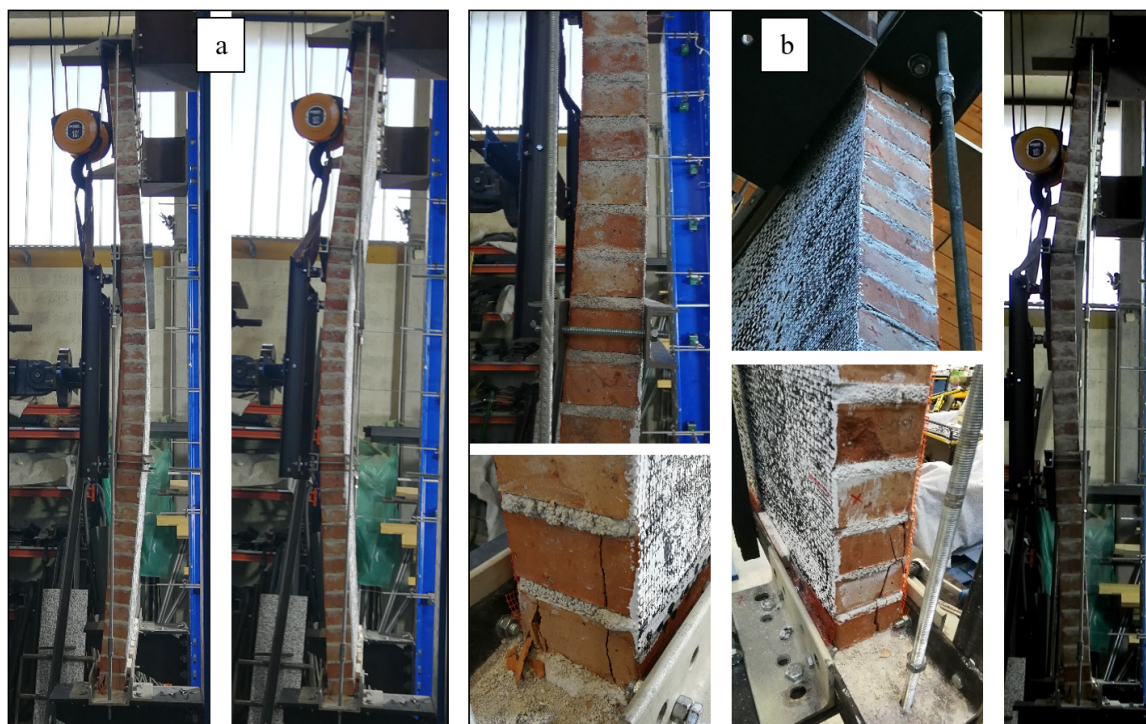


Slika 5.60: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in upadanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-1B.

Figure 5.60: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-1B.

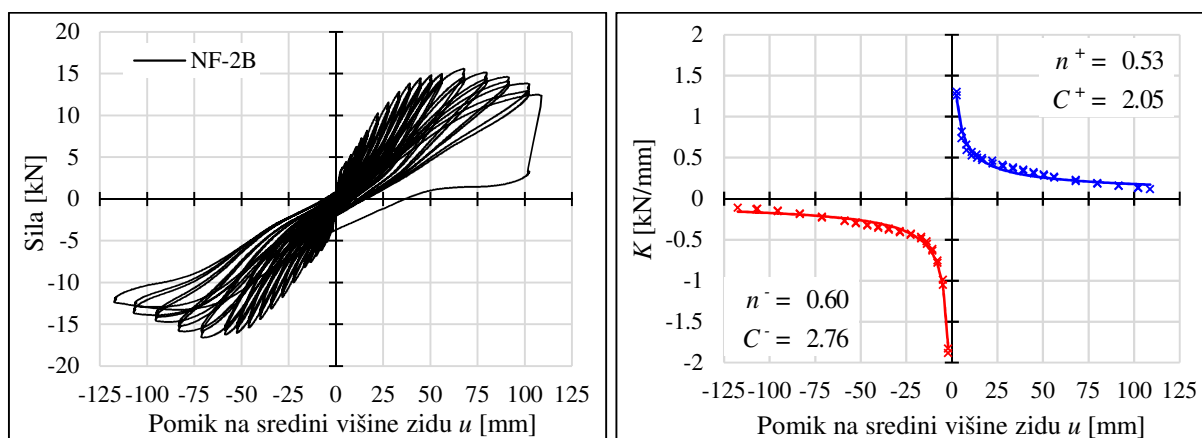
Pri preizkušancu NF-2B je bila med preizkušanjem zaznana podobna deformacijska oblika (Slika 5.61 a) in podobne poškodbe (Slika 5.61 b) kot pri preizkušancu NF-1B. Pri maksimalni izvenravninski odpornosti se je pričelo drobljenje malte v spojnicah in nato, ko je bila le-ta presežena, so se pojavile še tlačne razpoke v zidkih, ki so potekale preko dveh vrst opeke ob vpetju spodaj in preko ene vrste pri vpetju zgoraj. V območju maksimalnega momenta je bilo v prečnem profilu opazno natezno odpiranje in zapiranje razpok po vseh spojnicah znotraj območja. Končna porušitev preizkušanca je bila hipna, ko je prišlo do pretrga fasadne mrežice na mestu vnosa zgornjega izvenravninskega pomika na 2/3 celotne višine preizkušanca. Končna porušitev preizkušanca NF-2B je prikazana na sliki 5.61 b na skrajni desni.

Histerezna krivulja prikazana na sliki 5.62 pokaže, da preizkušavec doseže maksimalno izvenravnsko odpornost v pozitivni smeri obremenjevanja 15.5 kN pri vrednosti pomika 66 mm, v negativni smeri obremenjevanja pa 16.5 kN pri pomiku 71 mm. Po doseženih maksimalnih vrednostih odpornost postopoma pada do dosežene hipne porušitve v pozitivni smeri obremenjevanja, ko pride do pretrga fasadne mrežice pri maksimalnem doseženem pomiku 108 mm in pripadajoči sili 12.4 kN, kar je približno 80 % maksimalne nosilnosti. V pozitivni smeri se hipna porušitev na histerezni krivulji kaže z nenadnim padcem odpornosti. Potek aproksimacijskih krivulj upadanja togosti je podoben kot pri prvemu preizkušancu NF-1B.



Slika 5.61: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-2B: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med cikličnim obremenjevanjem.

Figure 5.61: Testing of the non-structural wall specimen NF-2B: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.



Slika 5.62: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušavec nekonstrukcijskega zidu NF-2B.

Figure 5.62: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-2B.

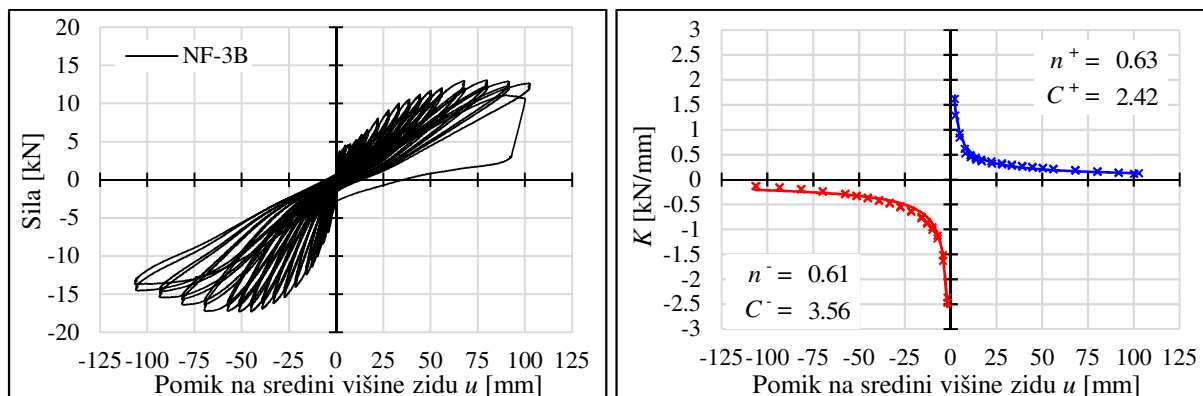
Deformacijska oblika preizkušanca NF-3B med cikličnim obremenjevanjem je prikazana na sliki 5.63 a in je skoraj identična deformacijskim oblikam preizkušancev NF-1B in NF-2B. Tlačna porušitev maltnih spojníc ob vpetju in tlačne razpoke v vrsti opek ob vpetju se izkažejo za značilne poškodbe tudi pri preizkušancu NF-3B, kar je razvidno iz slike 5.63 b. Način porušitve preizkušanca ob zaključku preiskave je identična kot pri preizkušancu NF-2B, in sicer pride do pretrga fasadne mrežice na mestu vnosa izvenravninskega pomika na 2/3 celotne višine zidu. Deformacijska oblika preizkušanca po pretrgu fasadne mrežice je prikazana na sliki 5.63 b skrajno desno.



Slika 5.63: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-3B: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.

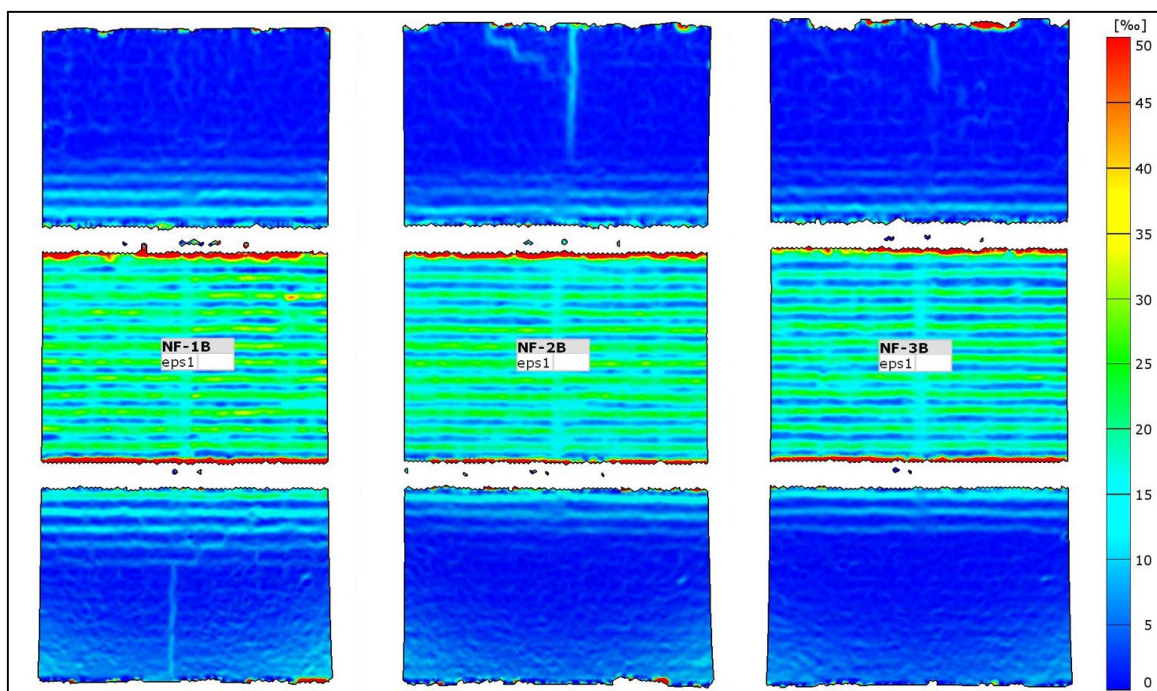
Figure 5.63: Testing of the non-structural wall specimen NF-3B: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing and collapse at the end of test.

Histerezna krivulja preizkušanca (Slika 5.64) v pozitivni in negativni smeri je opazno nesimetrična, tako v smislu odpornosti kot tudi pomikov. Maksimalna odpornost v pozitivni smeri obremenjevanja znaša 13.0 kN pri vrednosti izvenravninskega pomika 78 mm, v negativni smeri pa 16.6 kN pri pomiku 71 mm. Pri drugem ciklu zadnje faze obremenjevanja pride do hipne porušitve ob pretrgu fasadne mrežice pri vrednosti izvenravninskega pomika 103 mm. V negativni smeri vrednost maksimalnega pomika znaša 106 mm. Glede na vrednosti n^+ in n^- je začetni padec togosti podoben v obeh smereh obremenjevanja, globalno pa je upadanje togosti počasnejše v negativni smeri.



Slika 5.64: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-3B.
Figure 5.64: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-3B.

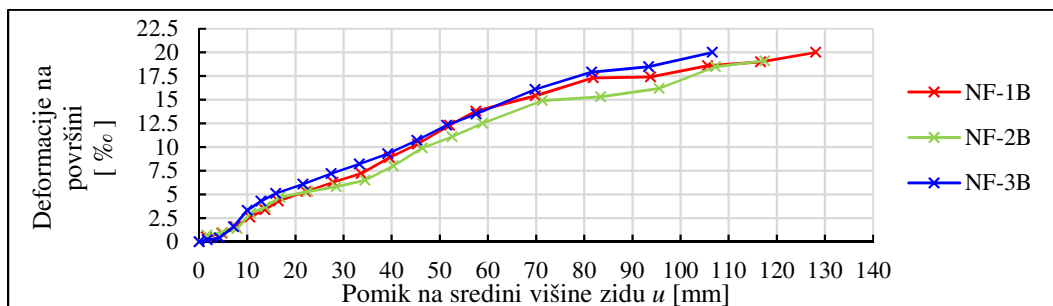
Na sliki 5.66 je prikazan razvoj nateznih deformacij v območju maksimalnih upogibnih momentov za preizkušance NF-1B, NF-2B in NF-3B, zajet z digitalnim optičnim sistemom, na sliki 5.65 pa vidimo prikaz deformacijskega polja posameznega preizkušanca pri maksimalnem pomiku izven ravnine. Razvidna je simetričnost razporeditve deformacij v fasadni mrežici po višini. Ker se je pri preizkušancih NF-2B in NF-3B pretrg fasadne mrežice zgodil na mestu zgornjega vnosa pomika, z digitalnim optičnim sistemom ni bilo mogoče zaznati deformacij točno na mestu pretrga.



Slika 5.65: Prikaz polja deformacij, zajetim z digitalnim optičnim sistemom, pri maksimalnem pomiku izven svoje ravnine u za preizkušance NF-1B, NF-2B in NF-3B.
Figure 5.65: Surface deformations of non-structural wall specimens NF-1B, NF-2B and NF-3B at maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with optical digital image correlation system.

Podobno kot pri NF-A preizkušancih smo tudi pri preizkušancih NF-1B, NF-2B in NF-3B pri razvoju deformacij v območju maksimalnih upogibnih momentov zaznali zakasnitev popolne aktivacije utrditvenega sistema, saj se ta popolno aktivira pri amplitudi pomika 6 mm na sredini višine

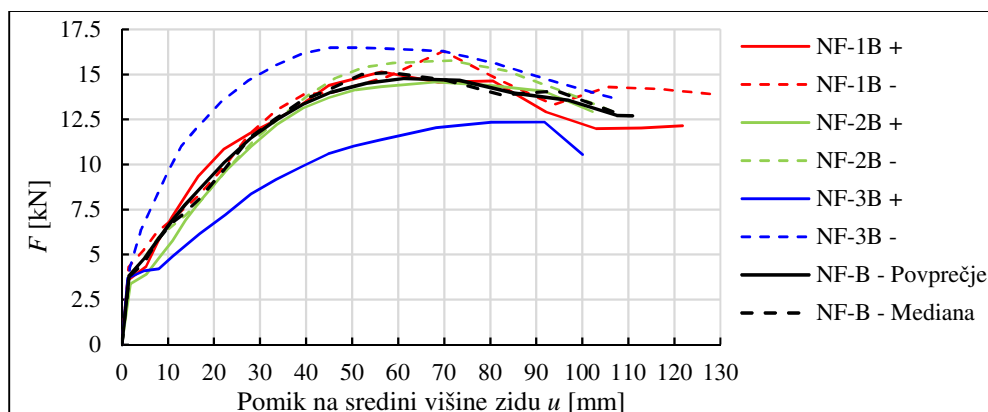
preizkušanca. Kot lahko razberemo iz diagrama razvoja deformacij na sliki 5.66, maksimalne natezne deformacije na območju maksimalnih upogibnih momentov med mestoma vnosa horizontalnih pomikov dosežejo maksimalne med 19 in 20 ‰, tik pred pretrgom fasadne mrežice.



Slika 5.66: Razvoj deformacij na površini v območju maksimalnih momentov za preizkušance NF-1B, NF-2B in NF-3B določenih s pomočjo digitalnega optičnega sistema.

Figure 5.66: Development of surface deformations in the area of maximum bending moment measured with optical digital image correlation system for NF-1B, NF-2B and NF-3B specimens.

Na sliki 5.67 so prikazane ovojnice histereznih krivulj na podlagi drugih ciklov preizkušanja posameznih preizkušancev NF-1B, NF-2B in NF-3B v obeh smereh obremenjevanja, skupaj z njihovim povprečjem in mediano. Poteka histereznih ovojnic NF-1B in NF-2B v pozitivni in negativni smeri obremenjevanja se medsebojno dobro ujemata. Pri preizkušancu NF-3B pa je evidentno, da histerezni ovojnici v posamezni smeri obremenjevanja medsebojno močno odstopata, vendar njuno povprečje sovпада z rezultati preizkušancev NF-1B in NF-2B. Iz povprečnih vrednosti in vrednosti mediane vseh šestih ovojnic sta narejeni še splošni ovojnici za opečne nekonstrukcijske zidove, utrjene s sistemom B, ter v preglednici 5.5 prikazane vrednosti eksperimentalno določenih mejnih stanj. Opazimo, da pri sistemu B pride do večje razlike med vrednostmi izvenravninskega pomika med mejnim stanjem maksimalne odpornosti in mejnim stanjem blizu porušitve kot pri sistemu A, kar pripisujemo manjšemu prečnemu prerezu fasadne mrežice in manjši stični površini v primerjavi s tkanino ter večjemu raztežku vlaken. Iz deformacijskih oblik, prikazanih na sliki 5.68, je razvidno, da tudi s sistemom B dosežemo boljše povezanost zidovja in posledično bolj homogeno in pravilnejše izvenravninsko obnašanje vzdolž višine zidu v primerjavi z neutrijejnimi preizkušanci. Maksimalne pomike tako preizkušanci dosežajo na polovici svoje višine.



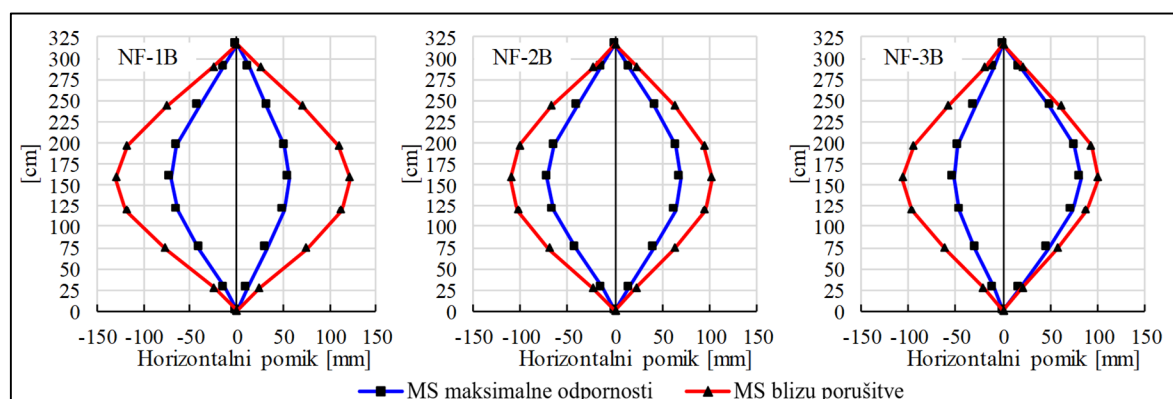
Slika 5.67: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušance NF-1B, NF-2B in NF-3B.

Figure 5.67: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for non-structural wall specimens NF-1B, NF-2B and NF-3B.

Preglednica 5.5: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom B (NF-B).

Table 5.5: Characteristic limit states for the NF type of non-structural walls strengthened with system B (NF-B).

Preizkušavec in smer obremenjevanja	Mejno stanje razpok		Mejno stanje maksimalne odpornosti		Mejno stanje blizu porušitve	
	F_{cr} [kN]	u_{cr} [mm]	F_{max} [kN]	u_{Fmax} [mm]	F_u [kN]	u_u [mm]
NF-1B +	3.6	1.3	15.1	56.4	12.1	121.8
NF-1B -	4.3	1.5	16.3	69.8	13.9	128.1
NF-2B +	3.4	1.8	14.6	68.1	12.9	102.2
NF-2B -	3.8	1.6	15.8	71.3	12.9	106.7
NF-3B +	3.7	1.3	12.4	91.8	10.6	100.1
NF-3B -	4.2	1.7	16.5	51.4	13.7	106.6
\bar{x}	3.8	1.5	15.1	68.1	12.7	110.9
σ	0.37	0.22	1.52	14.06	1.22	11.33
COV	9.8%	14.5%	10.1%	20.6%	9.6%	10.2%

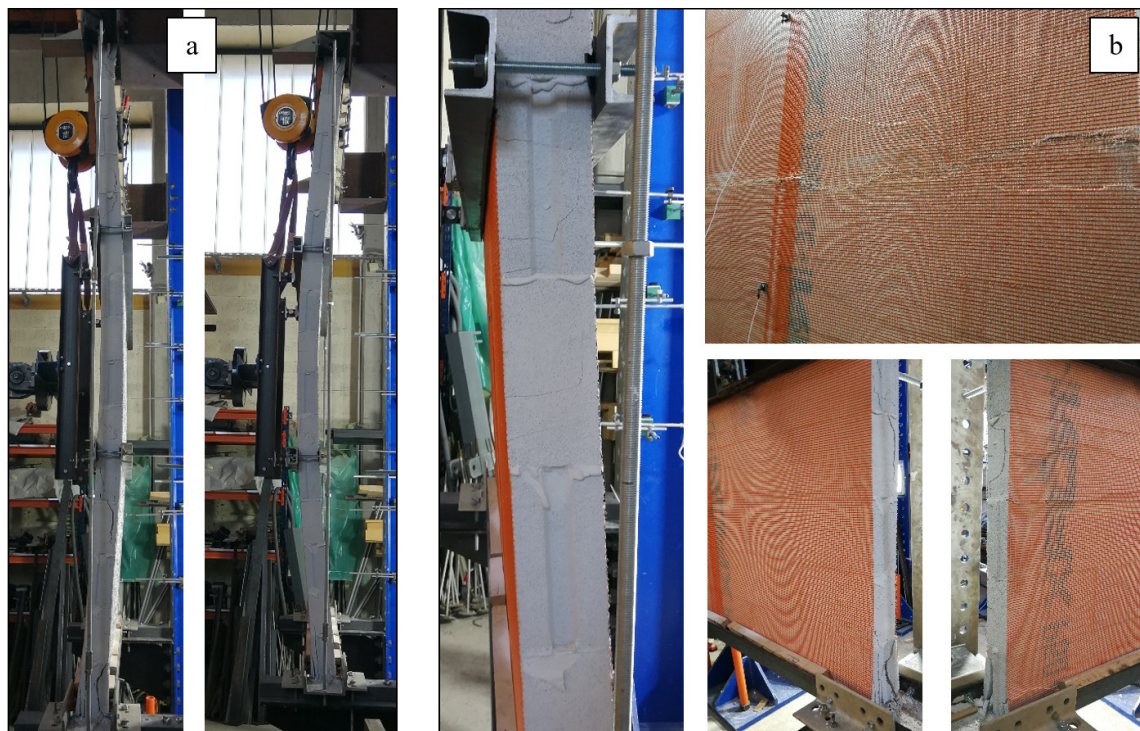


Slika 5.68: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušance NF-1B, NF-2B in NF-3B.

Figure 5.68: Out-of-plane deflection profiles along specimens' heights at maximum resistance and near collapse limit state for NF-1B, NF-2B and NF-3B.

5.8.2 Rezultati cikličnih preiskav utrjenih nekonstrukcijskih zidov YT-1B, YT-2B in YT-3B

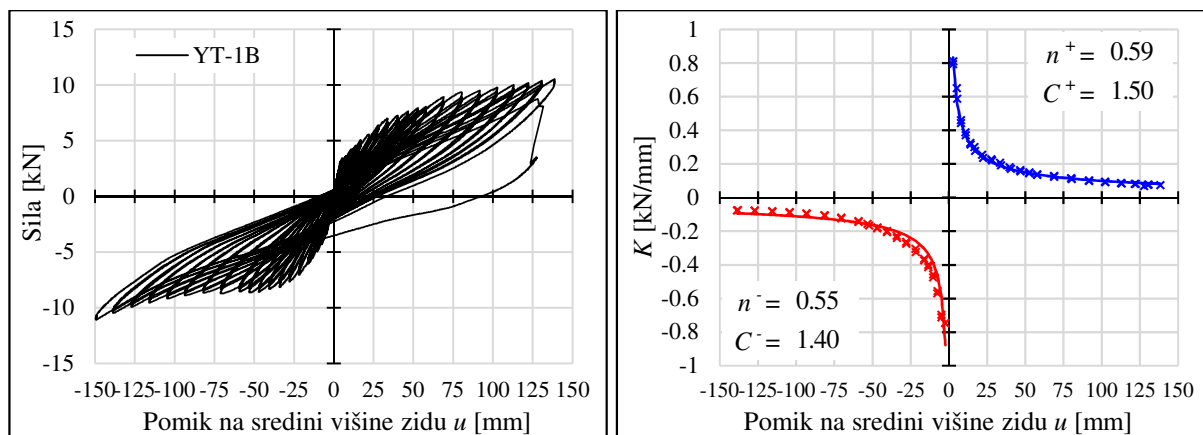
V tem poglavju so predstavljeni rezultati sklopa kvazi-statičnih cikličnih preiskav treh utrjenih nekonstrukcijskih zidov, grajenih iz porobetonskih zidakov s tankoslojno malto in utrjenih s sistemom B (preizkušanci YT-B). Že pri prvem preizkušancu YT-1B se za to vrsto nekonstrukcijskih zidov izkaže, da je sistem utrditve B uspešen, saj zagotovi tako višjo izvenravninsko odpornost kot tudi veliko večji izvenravninski pomik na sredini razpona v primerjavi z neutrjenimi YT zidovi. Kot je razvidno iz slike 5.69 a, je deformacijska oblika po višini na pogled pravilne parabolične oblike, zaradi izboljšane medsebojne povezanosti zidovja s fasadno mrežico. Že pri razmeroma majhnih pomikih na sredini višine preizkušanca (3.5 mm) se na mestu maksimalnih upogibnih momentov pojavijo natezne razpoke v zidakih. Te se tekom cikličnega obremenjevanja v negativni in pozitivni smeri odpirajo in zapirajo, nato pa se, podobno kot pri utrditvi s sistemom A, zaradi nižje tlačne trdnosti zidakov med cikličnim obremenjevanjem pojavi drobljenje porobetonskih zidakov ob vpetjih, pri večjih amplitudah pa še po celotnem delu izven območja maksimalnega momenta med mestoma vnosa izvenravninskega pomika. Pri doseženem maksimalnem pomiku v pozitivni smeri obremenjevanja se zgodi hipna porušitev, ko pride do pretrga fasadne mrežice na mestu vnosa pomika na 2/3 višine. Poškodbe, tlačna porušitev zidakov ob vpetju in pretrg fasadne mrežice preizkušanca zidu YT-1B so prikazane na sliki 5.69 b.



Slika 5.69: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-1B: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.

Figure 5.69: Testing of the non-structural wall specimen YT-1B: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.

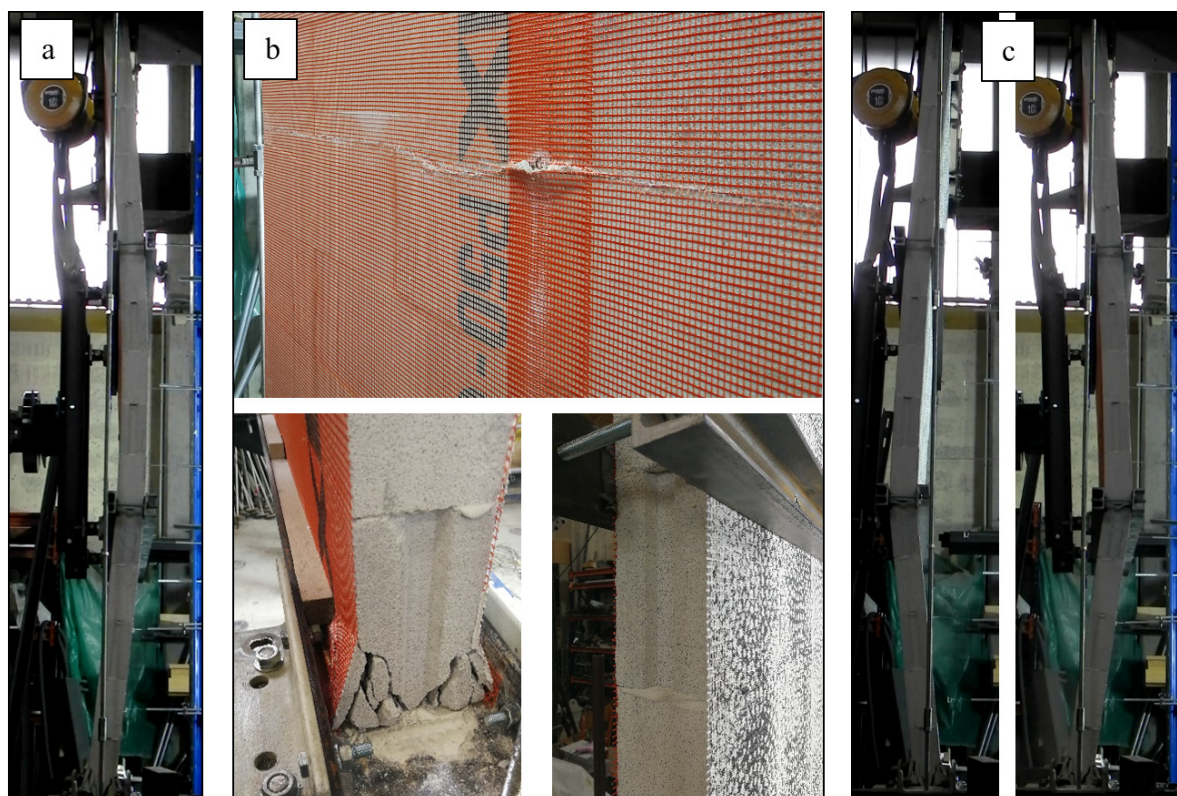
Iz histerezne krivulje preizkušanca YT-1B na sliki 5.70 vidimo, da je mejno stanje maksimalne izvenravninske odpornosti enako mejnem stanju blizu porušitve. V pozitivni smeri doseže preizkušaneč maksimalni pomik na sredini 139 mm s pripadajočo maksimalno silo 10.5 kN, v negativni smeri pa je maksimalni pomik 149 mm s pripadajočo maksimalno silo 11.1 kN. Pri drugem ciklu z maksimalno amplitudo pomika v pozitivni smeri se zgodi hipna porušitev, kar je razvidno iz nenadnega padca sile pri pomiku 131 mm. Iz poteka funkcij upadanja togosti in njihovih medsebojno podobnih vrednosti koeficientov v pozitivni in negativni smeri je razvidno simetrično obnašanje preizkušanca.



Slika 5.70: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušaneč nekonstrukcijskega zidu YT-1B.

Figure 5.70: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-1B.

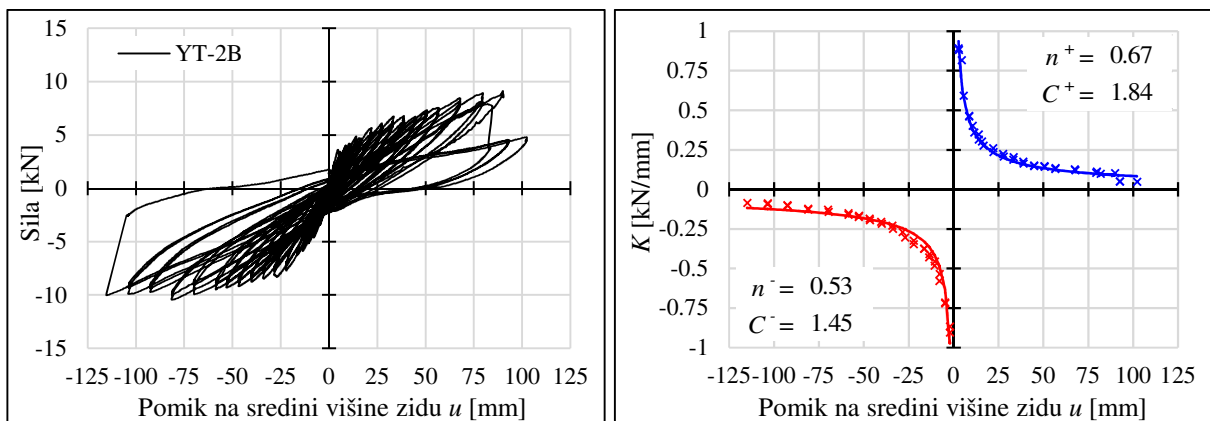
Deformacijska oblika pri preizkušancu YT-2B je do porušitve enaka kot pri preizkušancu YT-1B (Slika 5.71 a). Iz slike 5.71 b se lahko opazi, tako kot pri YT-1B preizkušancu, natezne razpoke v zidakah v območju med vnosi horizontalnega pomika pravokotno na ravnino preizkušanca in tlačna porušitev porobetonskih zidakov ob spodnjem vpetju. Končna porušitev preizkušanca in hipni padec izvenravninske nosilnosti se zgodi ob pretrgu fasadne mrežice na mestu vnosa pomika na višini 1/3 zidu na obeh straneh preizkušanca. Na sliki 5.71 c je prikazana deformacijska oblika preizkušanca v obeh smereh obremenjevanja po pretrgu fasadne mrežice.



Slika 5.71: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-2B: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.

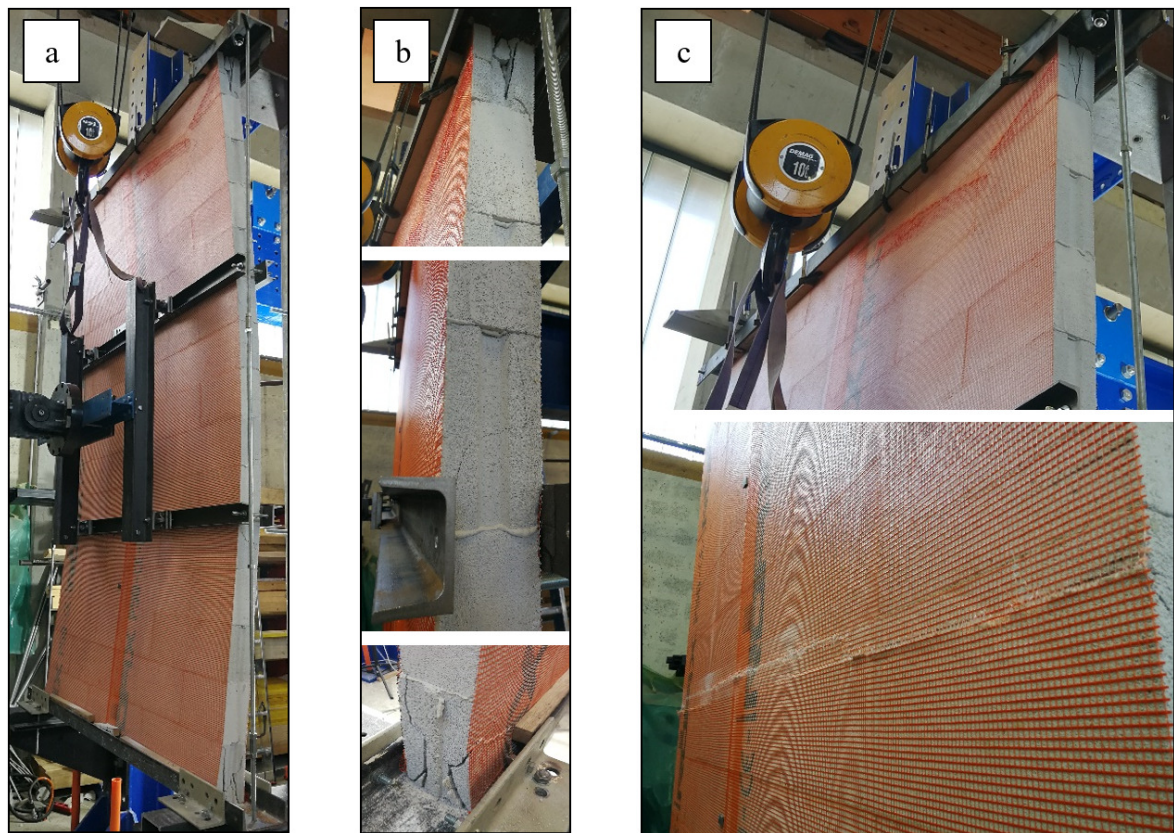
Figure 5.71: Testing of the non-structural wall specimen YT-2B: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.

Histerezna krivulja preizkušanca YT-2B, prikazana na sliki 5.72 levo, je v primerjavi s preizkušancem YT-1B manj simetrična, kar potrjujeta tudi funkciji upadanja togosti, prikazani na sliki 5.72 desno. V pozitivni smeri doseže preizkušanec YT-2B maksimalno odpornost 9.1 kN pri vrednosti 90 mm izvenravninskega pomika na sredini, v negativni smeri pa 10.4 kN pri pomiku 82 mm. V pozitivni smeri se pri drugem ciklu po preseženi maksimalni nosilnosti zgodi večji padec sile, ki obstane na približno polovični vrednosti izvenravninske odpornosti. V negativni smeri pride do hipne porušitve pri maksimalnem pomiku 115 mm, ko pride do pretrga mreže. V primerjavi s preizkušancem YT-1B je maksimalen pomik, ki ga je zid še sposoben prenesti, manjši.



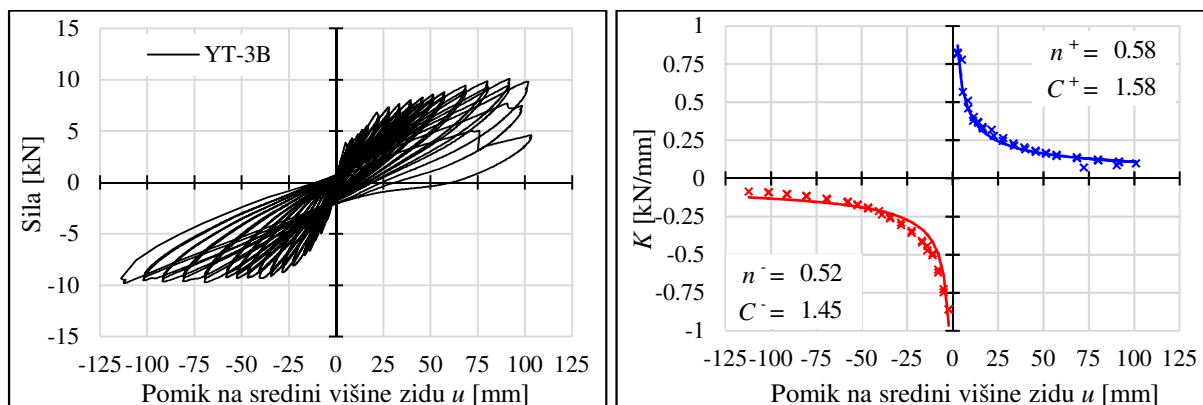
Slika 5.72: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-2B.
Figure 5.72: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-2B.

Med preizkušanjem preizkušanca YT-3B so bile opazne enaka deformacijska oblika (Slika 5.73 a) in enake poškodbe (Slika 5.73 b) kot pri preizkušancih YT-1B in YT-2B. Različna je bila porušitev, ko je v pozitivni smeri obremenjevanja prišlo do delnega pretrga fasadne mreže, v negativni smeri pa do popolnega pretrga vzdolž celotne širine utrjenega porobetonskega nekonstrukcijskega zidu na natezni strani, kar je prikazano na sliki 5.73 c.



Slika 5.73: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-3B: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.
Figure 5.73: Testing of the non-structural wall specimen YT-3B: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.

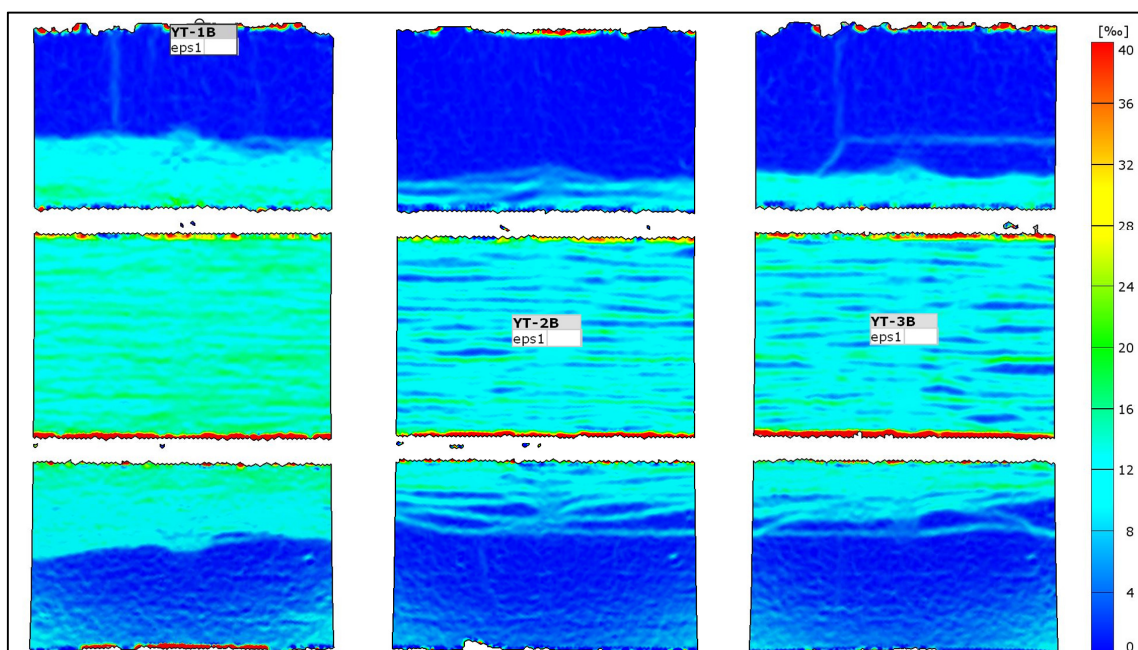
Iz histerezne krivulje preizkušanca YT-3B na sliki 5.74 lahko razberemo, da v pozitivni smeri obremenjevanja preizkušavec doseže maksimalno izvenravninsko odpornost 10.1 kN pri pomiku 91 mm in v negativni smeri 9.7 kN pri pomiku 70 mm. V pozitivni smeri, ko se na natezni strani delno pretrga fasadna mrežica pri pomiku 100 mm, je opazen delni padec odpornosti približno na polovico maksimalne vrednosti, medtem ko v negativni smeri pri maksimalnem pomiku 112 mm pride do hipne porušitve zidu. Funkcije upadanja togosti so podobne kot pri preizkušancu YT-1B.



Slika 5.74: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušavec nekonstrukcijskega zidu YT-3B.

Figure 5.74: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-3B.

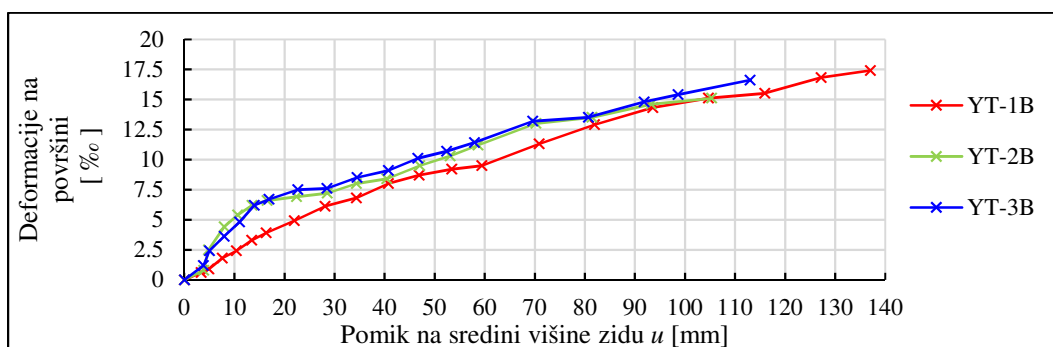
Na sliki 5.75 je prikazano polje površinskih deformacij na utrjeni površini s fasadno mrežico posameznega preizkušanca YT-1B, YT-2B in YT-3B pri doseženem maksimalnem pomiku v negativni smeri obremenjevanja, ob doseženem mejnem stanju blizu porušitve, in na sliki 5.76 še razvoj deformacij v območju maksimalnih upogibnih momentov.



Slika 5.75: Prikaz polja deformacij, zajetim z digitalnim optičnim sistemom, pri maksimalnem pomiku izven svoje ravnine u za preizkušance YT-1B, YT-2B in YT-3B.

Figure 5.75: Surface deformations of non-structural wall specimens YT-1B, YT-2B and YT-3B at maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with optical digital image correlation system.

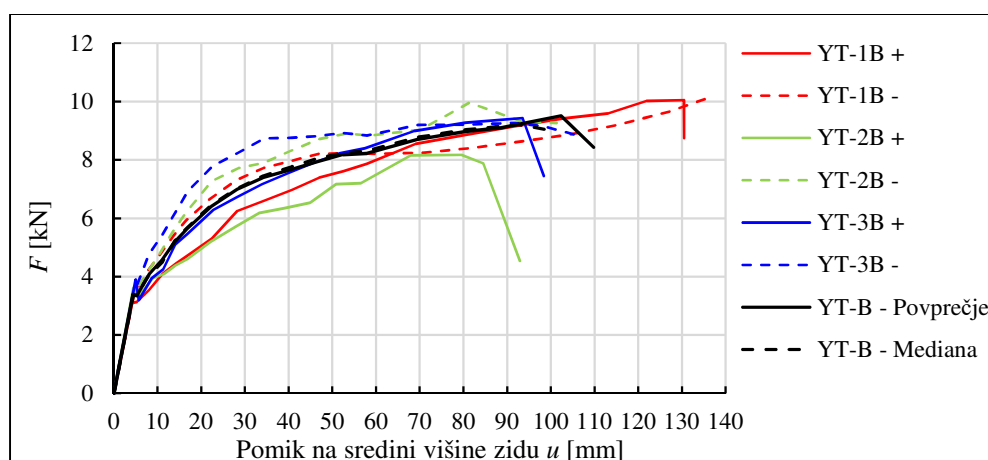
Pri preizkušancu YT-1B poteka krivulja razvoja deformacij nekoliko nižje, za kar sklepamo, da je razlog enakomernejša aktivacija fasadne mrežice vzdolž višine zidu. Posledično je preizkušanec dosegel tudi največji izvenravninski pomik. Pri preizkušancih YT-2B in YT-3B smo zaznali pri začetnih amplitudah pomika do vrednosti 5 mm na sredini višine preizkušancev očitno počasnejši razvoj deformacij, medtem ko pri preizkušancu YT-1B počasnejši razvoj ni bil tako izrazit. Popolna aktivacija utrditvenega sistema B se tako zgodi pri amplitudi pomika 5 mm. Največje deformacije, ki jih preizkušanci dosežejo pri maksimalnem pomiku tik pred poružitvijo v utrditveni tkanini, znašajo med 16-17 %.



Slika 5.76: Razvoj deformacij na površini v območju maksimalnih momentov za preizkušance YT-1B, YT-2B in YT-3B določenih s pomočjo digitalnega optičnega sistema.

Figure 5.76: Development of surface deformations in the area of maximum bending moment measured with optical digital image correlation system for YT-1B, YT-2B and YT-3B specimens.

Ne enak način kot pri prejšnjih skupinah preizkušancev so na podlagi drugih ciklov obremenjevanja izdelane ovojnice histereznih krivulj preizkušancev YT-1B, YT-2B in YT-3B ter predstavljene na sliki 5.77. Krivulje so manj razpršene kot pri neutrijenih preizkušancih, za kar je razlog dodatna povezanost površine zidakov s fasadno mrežico. Preizkušanec YT-1B je v obeh smereh obremenjevanja presegel maksimalne vrednosti izvenravninskega pomika preizkušancev YT-2B in YT-3B, ki imata boljše medsebojno ujemanje krivulj. Na podlagi izdelanih ovojníc so bila določena še mejna stanja posameznega preizkušanca, ki so predstavljena v preglednici 5.6, nato pa še ovrednoteno povprečje za določitev splošnih mejnih stanj za obravnavano porobetonskih nekonstrukcijskih zidov, utrijenih s sistemom B.



Slika 5.77: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušance YT-1B, YT-2B in YT-3B.

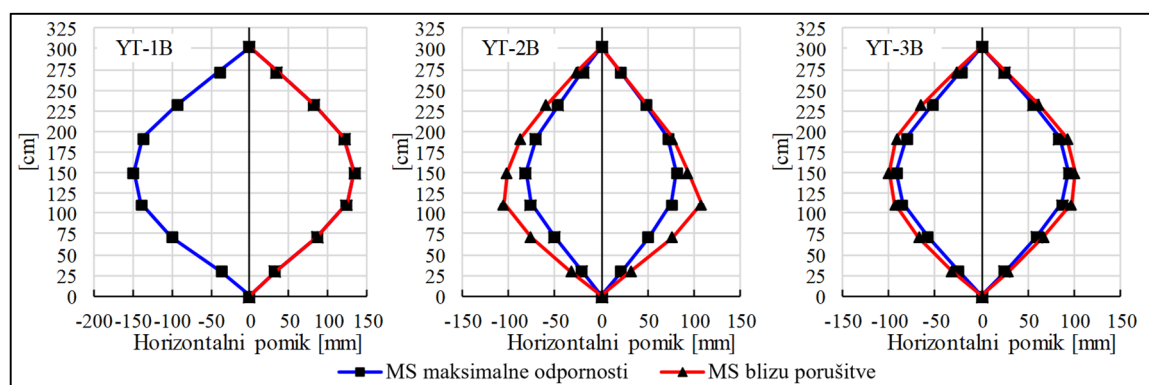
Figure 5.77: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for non-structural wall specimens YT-1B, YT-2B and YT-3B.

Preglednica 5.6: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom B (YT-B).

Table 5.6: Characteristic limit states for the YT type of non-structural walls strengthened with system B (YT-B).

Preizkušane in smer obremenjevanja	Mejno stanje nastanka razpok		Mejno stanje maksimalne odpornosti		Mejno stanje blizu porušitve	
	F_{cr}	u_{cr}	F_{max}	u_{Fmax}	F_u	u_u
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
YT-1B +	3.1	4.2	10.1	130.4	10.1	130.4
YT-1B -	3.4	4.6	10.2	137.1	10.2	137.1
YT-2B +	3.6	4.4	8.2	79.6	4.5	92.9
YT-2B -	3.0	3.9	10.0	81.4	9.3	101.3
YT-3B +	3.9	5.0	9.4	93.5	7.4	98.4
YT-3B -	3.4	4.5	9.3	91.8	9.1	98.6
\bar{x}	3.4	4.4	9.5	102.3	8.4	109.8
σ	0.33	0.37	0.75	25.06	2.15	18.87
COV	9.7%	8.4%	7.9%	24.5%	25.4%	17.2%

Na podlagi deformacijskih oblik vseh treh preizkušancev (Slika 5.78) je možno ugotoviti, da je s sistemom B tudi na YT preizkušancih zagotovljeno geometrijsko pravilnejše izvenravninsko obnašanje vse do mejnega stanja blizu porušitve.



Slika 5.78: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušance YT-1B, YT-2B in YT-3B.

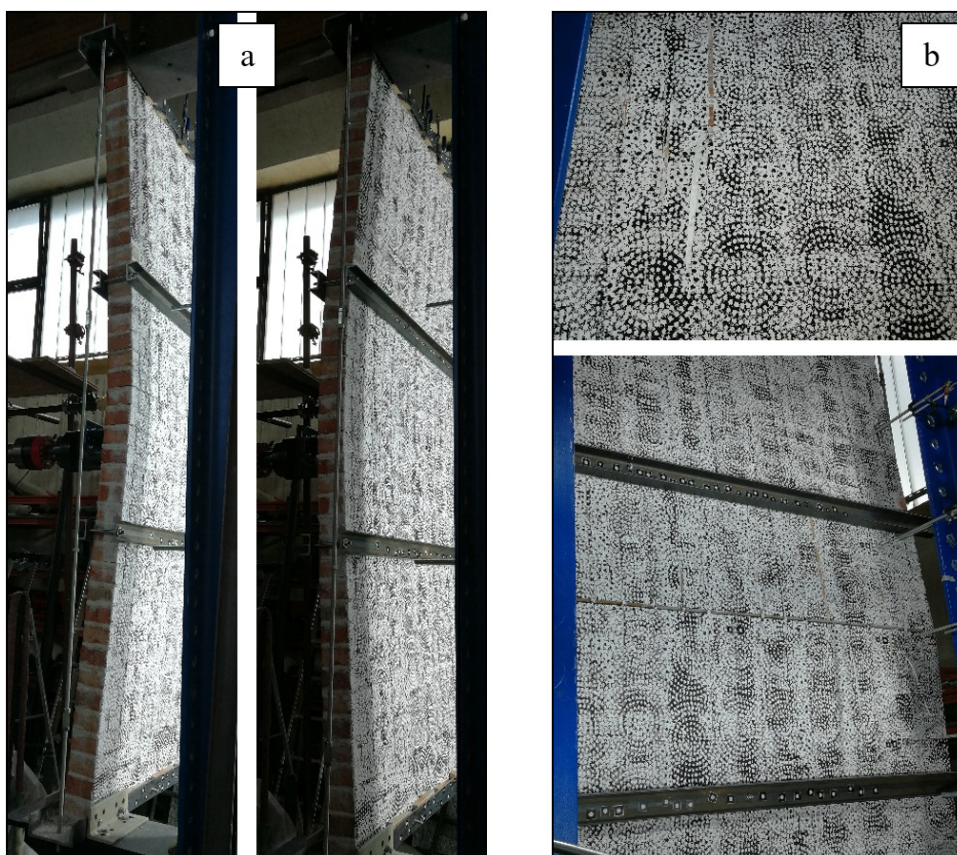
Figure 5.78: Out-of-plane deflection profiles along specimens' heights at maximum resistance and near collapse limit state for YT-1B, YT-2B and YT-3B.

5.9 Rezultati preiskav utrjenih nekonstrukcijskih zidov – ostali sistemi (C, D in E)

Na posameznem preizkušancu nekonstrukcijskih zidov grajenih iz opeke normalnega formata s podaljšano apneno cementno malto in zidov iz porobetonskih zidakov s tankoslojno malto so bili preizkušeni še trije različni sistemi utrditve. Za posamezen preizkušaneec vsakega tipa zidov so v podpoglavjih 5.9.1 in 5.9.2 predstavljeni rezultati utrditvenega sistema z ozkimi trakovi iz tkanine in oslabitvijo horizontalnega prereza zidu (sistem C), v podpoglavjih 5.9.3 in 5.9.4 utrditveni križni sistem z uporabo trakov iz tkanine (sistem D) in v podpoglavjih 5.9.5 in 5.9.6 utrditveni križni sistem z uporabo trakov iz fasadne mrežice (sistem E).

5.9.1 Utrditveni sistem z ozkimi trakovi iz tkanine – sistem C (NF-1C)

Pri izdelavi utrditve preizkušanca NF-1C je bilo predvideno, da bi se zaradi izvrtanih lukenj na medsebojni razdalji 10 cm po širini zidu, v 4. spojnici od vpetja zgoraj in spodaj, prerez dovolj oslabil, da bi nekonstrukcijskemu zidu zmanjšali efektivno višino in bi se na tem mestu tvoril plastični členek. Prve razpoke tekom preiskave niso nastale na mestih oslabitve horizontalnega prereza, temveč tako kot pri neutrjenih zidovih na stiku prve in druge vrste pri obeh vpetjih. Prva sredinska razpoka se pojavi na sredini višine zidu. S prepletanjem trakov v izvrtanih luknjah in pritrjenimi konci trakov na nasprotni strani smo sicer ugotovili, da je takšen način sidranja ustrezen, saj ni prišlo do odcepitve koncev trakov od stične površine. Za preizkušane NF-1C je na sliki 5.79 a prikazano deformiranje v pozitivni in negativni smeri obremenjevanja ter na sliki 5.79 b poškodovanost pri mejnem stanju blizu porušitve.

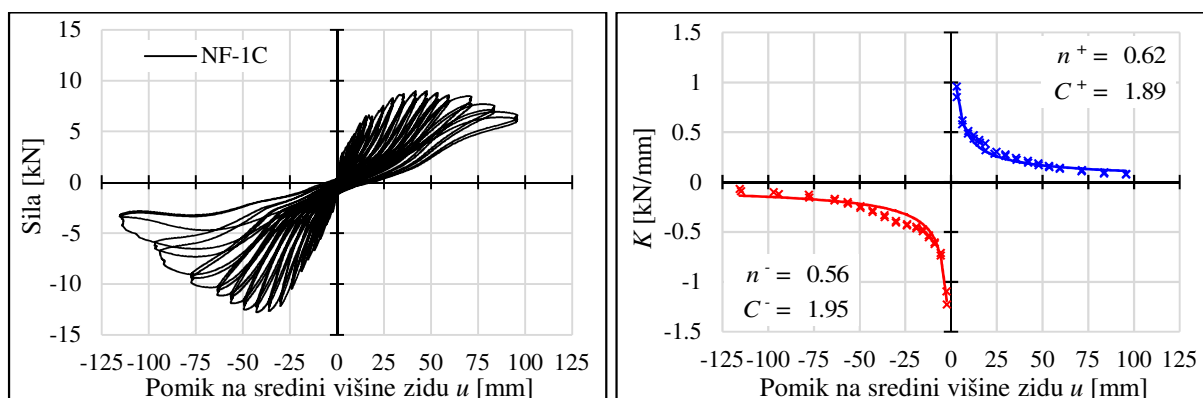


Slika 5.79: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-1C: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.

Figure 5.79: Testing of the non-structural wall specimen NF-1C: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.

Iz histerezne krivulje (Slika 5.80) je razvidno, da po preseženi maksimalni izvenravninski odpornosti 8.4 kN pri vrednosti pomika 43 mm v pozitivni smeri obremenjevanja in 12.7 kN pri vrednosti pomika 42 mm v negativni smeri obremenjevanja, odpornost prične padati postopoma, ko se prične tlačno drobljenje malte v spojnicah ob vpetju. Pri preseženem pomiku 80 mm v negativni smeri obremenjevanja pride do pretrga nekaj trakov na natezni strani v polju maksimalnih momentov, vendar do hipne porušitve ni prišlo. Preiskava je bila ustavljena, ko je izvenravninska odpornost v negativni smeri padla na 25 % maksimalne odpornosti. Iz poteka funkcij upadanja togosti in njihovih koeficientov n in C je razvidno, da se z utrditvenim sistemom C pri NF preizkušancih zagotovi bolj simetrično obnašanje v primerjavi z neutrjenimi preizkušanci. Začetni padec togosti pa je bil bolj izrazit v negativni

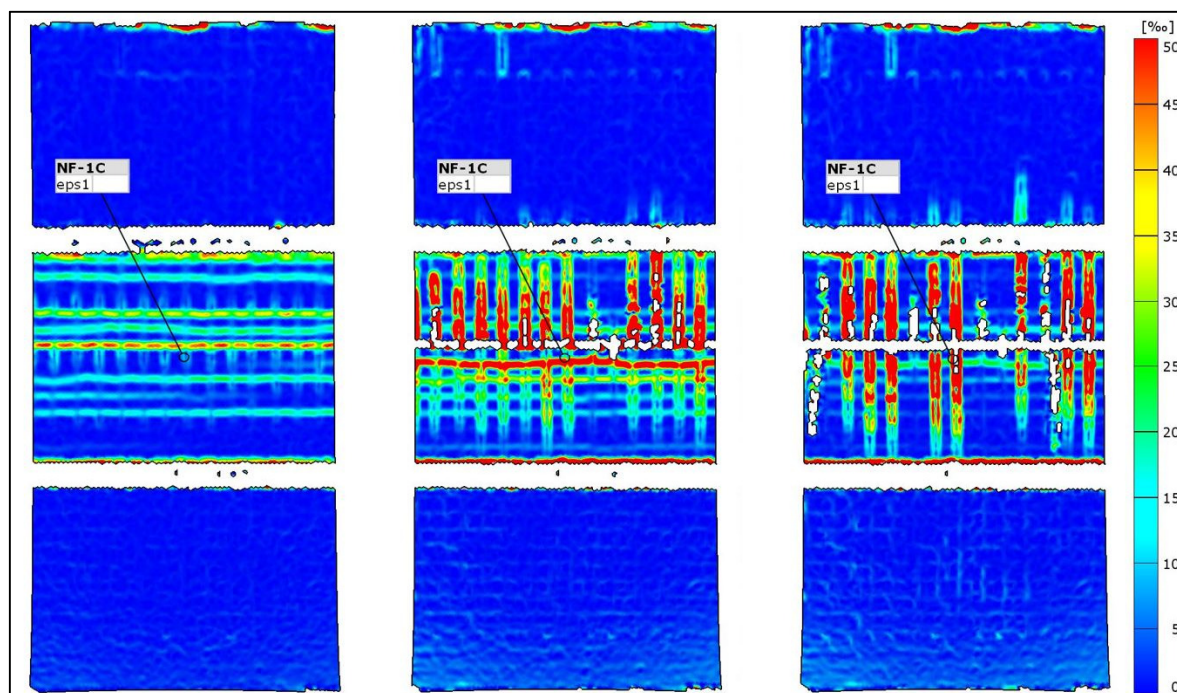
smeri obremenjevanja, kar je posledica kasnejšega aktiviranja trakov na natezni strani zidu v negativni smeri obremenjevanja.



Slika 5.80: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-1C.

Figure 5.80: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-1C.

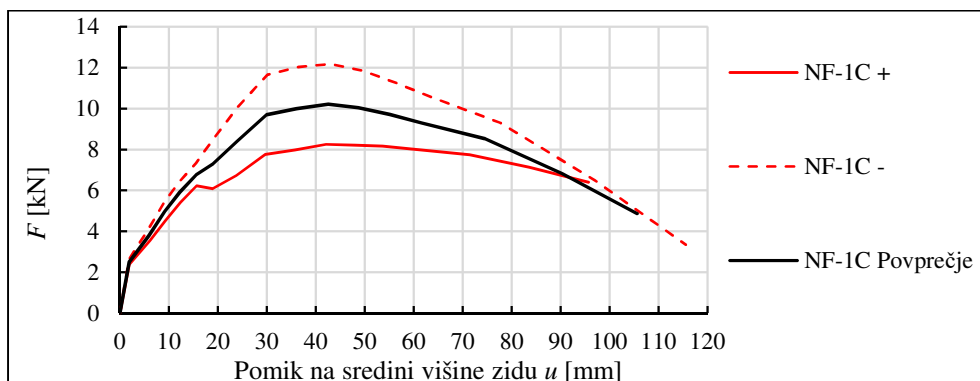
Na sliki 5.81 so prikazane z digitalnim optičnim sistemom zajete površinske deformacije v negativni smeri obremenjevanja pri sredinskem izvenravninskem pomiku 43 mm, 77 mm in 114 mm (na sliki od leve proti desni). Ob maksimalni odpornosti pri pomiku 43 mm je razvidno odpiranje več spojníc v območju maksimalnega momenta, pri pomiku je 77 mm je poleg odpiranja spojníc razvidno, da pride do pretrga dveh izmed trakov, pri maksimalnem doseženem pomiku, ko odpornost pade na 25 %, pa je skupno pretrganih 5 trakov. Zaradi neenakomernega aktiviranja vseh trakov vzdolž širine zidu, razvoja deformacij ni bilo možno analizirati.



Slika 5.81: Polja deformacij, zajeta z digitalnim optičnim sistemom, preizkušanca NF-1C pri maksimalni odpornosti, 80 % maksimalne odpornosti in maksimalnem pomiku izven svoje ravnine.

Figure 5.81: Surface deformations of the specimen NF-1C at maximum out-of-plane force, 80 % of maximum force and maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with digital image correlation system.

Na podlagi drugih ciklov pri vsaki amplitudi obremenjevanja sta bili za pozitivno in negativno smer obremenjevanja izdelani ovojnice histereznih krivulj, ki sta prikazani na sliki 5.82 skupaj z njunim povprečjem. Zaradi težavnosti zagotavljanja enakomerne napetosti trakov na obeh straneh preizkušanca nekonstrukcijskega zidu pride do razhajanja ovojnic v pozitivni in negativni smeri obremenjevanja.



Slika 5.82: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpoka za preizkušane NF-1C.

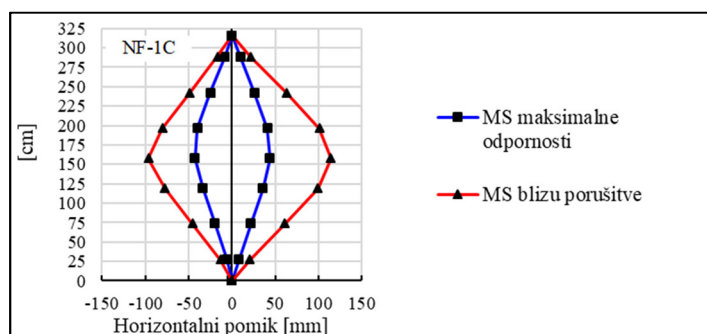
Figure 5.82: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for the non-structural wall specimen NF-1C.

Na podlagi ovojnic drugih ciklov so v preglednici 5.7 določene vrednosti izvenravninske odpornosti in pomikov za posamezna mejna stanja, na sliki 5.83 pa sta še prikazani deformacijski obliki v pozitivni in negativni smeri obremenjevanja. Preizkušane se glede na deformacijske oblike obnaša simetrično v obeh smereh vse do mejnega stanja blizu porušitve in dosega največje amplitude na sredini višine.

Preglednica 5.7: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom C (NF-1C).

Table 5.7: Characteristic limit states for the NF type of non-structural walls strengthened with system C (NF-1C).

Preizkušane in smer obremenjevanja	Mejno stanje nastanka razpok		Mejno stanje maksimalne odpornosti		Mejno stanje blizu porušitve	
	F_{cr} [kN]	u_{cr} [mm]	F_{max} [kN]	u_{Fmax} [mm]	F_u [kN]	u_u [mm]
NF-1C +	2.4	1.9	8.3	42.1	6.4	95.7
NF-1C -	2.6	1.9	12.2	43.0	3.3	115.6
\bar{x}	2.5	1.9	10.2	42.5	4.9	105.6



Slika 5.83: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušane NF-1C.

Figure 5.83: Out-of-plane deflection profile along the specimen's height at maximum resistance and near collapse limit state for NF-1C.

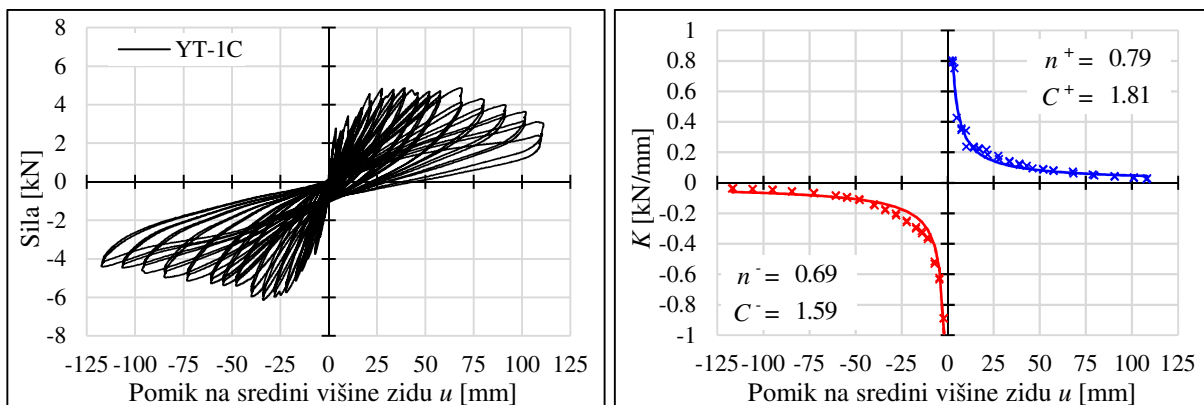
5.9.2 Utrditveni sistem z ozkimi trakovi iz tkanine – sistem C (YT-1C)

Podobno kot pri preizkušancu NF-1C z oslavitvami horizontalnega prereza nekonstrukcijskega zidu, tudi pri preizkušancu YT-1C z oslavitvami na razdalji 30 cm od zgornjega in spodnjega vpetja nismo dosegli tvorjenja plastičnih členkov na teh mestih. Kot je razvidno iz slike 5.84 a, je deformacijska oblika podobna kot pri utrjenih preizkušancih YT-A in YT-B. Med cikličnim obremenjevanjem je bilo opazno, da se prva upogibna sredinska razpoka tvori na sredini višine zidu v porobetonskih zidakih. Pri večjih amplitudah, po preseženi meji elastičnosti, se v območju maksimalnih momentov pojavi po širini zidu več zveznih nateznih razpok porobetonskih zidakov. Na mestih podprtja zgoraj in spodaj se po preseženi maksimalni nosilnosti pričnejo pojavljati tlačne razpoke v porobetonskih zidakih po celotni širini preizkušanca (Slika 5.84 b). V pozitivni smeri obremenjevanja doseže preizkušanec YT-1C maksimalno odpornost 4.6 kN pri sredinskem pomiku 39 mm izven ravnine in v negativni smeri 6.1 kN pri pomiku 33 mm. Na mestih oslavitve je bilo opazno vrezovanje trakov v zidake, kar je posledica nizkih trdnostnih karakteristik porobetona. Vrezovanje in postopno natezanje ima velik vpliv na obliko histerezne krivulje (Slika 5.85). Vrhovi prvih ciklov po preseženi maksimalni nosilnosti se pri posamezni amplitudi obremenjevanja v negativni smeri zmanjšujejo počasi, v pozitivni smeri pa so do pomika 68 mm praktično konstantni in šele nato pričnejo padati. Preiskava je bila zaključena, ko je sila v obeh smereh obremenjevanja padla pod 70 % maksimalne odpornosti. Podobno kot pri NF-1C preizkušancu je tudi pri YT-1C preizkušancu opazna razlika med začetnim padcem togosti v pozitivni in negativni smeri kot posledica težavnega zagotavljanja enakomernih oziroma simetričnih napetosti trakov na obeh straneh preizkušanca v fazi utrjevanja.



Slika 5.84: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-1C: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.

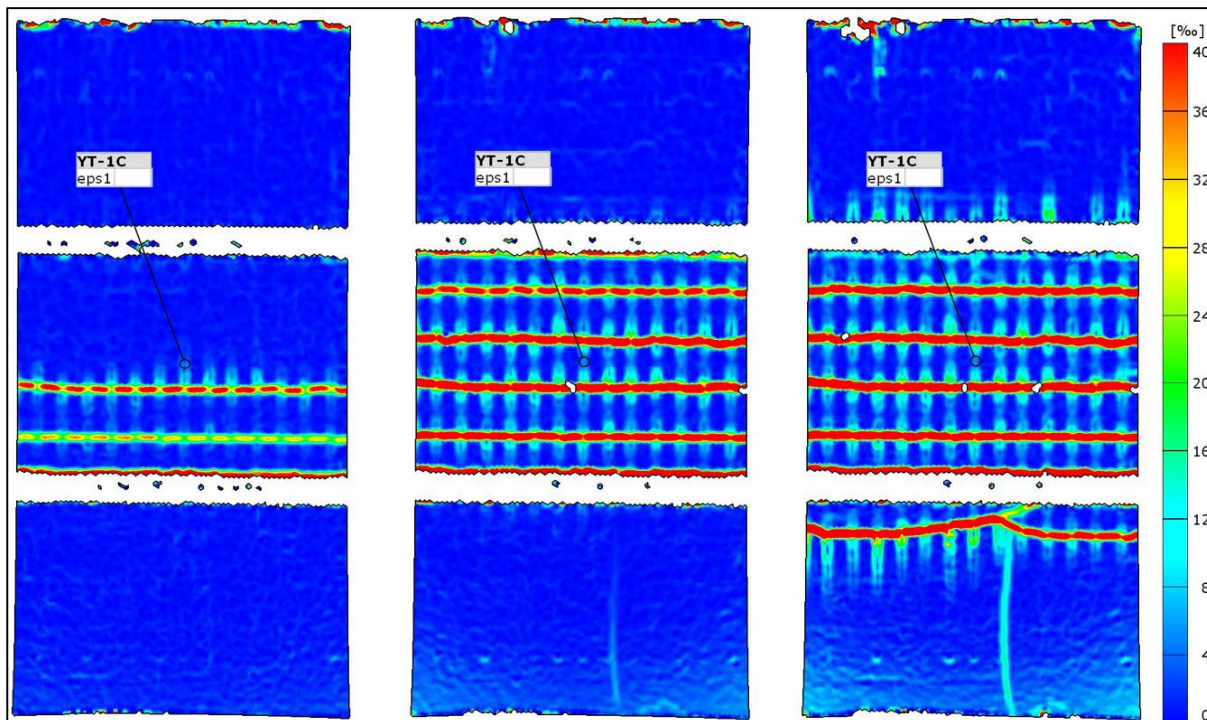
Figure 5.84: Testing of the non-structural wall specimen YT-1C: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.



Slika 5.85: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-1C.

Figure 5.85: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-1C.

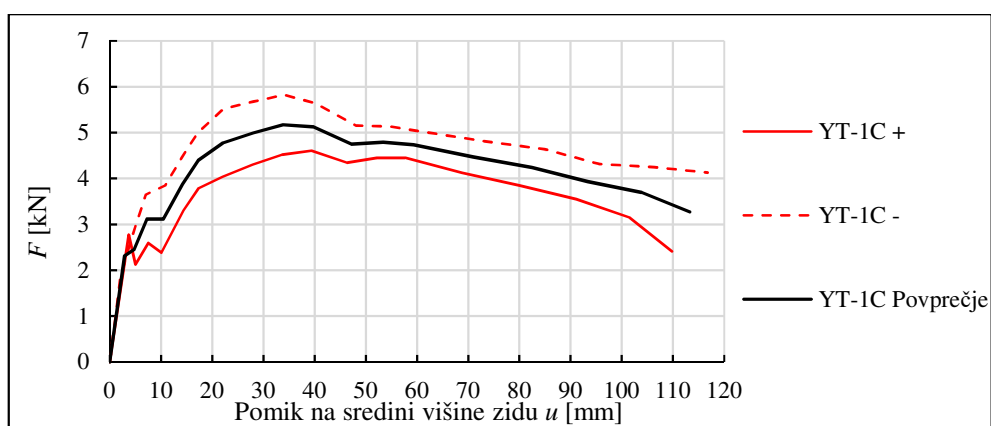
Slika 5.86 prikazuje površinske deformacije, zajete z digitalnim optičnim sistemom v negativni smeri obremenjevanja pri sredinskem izvenravninskih pomikih 34 mm, 76 mm in 117 mm (na sliki od leve proti desni). Ob maksimalni odpornosti pri pomiku 34 mm v območju maksimalnih upogibnih momentov sta opazni dve natezni upogibni razpoki porobetonskih zidakov, ki potekata zvezno po celi širini zidu, pri pomiku 76 mm pa so vidne razpoke že po celotnem območju maksimalnih upogibnih momentov. Pri maksimalnem pomiku 117 mm se pojavi razpoka tudi izven območja maksimalnih momentov. Po višini so ob razpokah razvidne tudi natezne deformacije v natezno aktiviranih trakovih. Podobno kot pri preizkušancu NF-1C zaradi neenakomerne aktivacije trakov razvoja deformacij nismo analizirali.



Slika 5.86: Polja deformacij, zajeta z digitalnim optičnim sistemom, preizkušanca YT-1C pri maksimalni odpornosti, 70 % maksimalne odpornosti in maksimalnem pomiku izven svoje ravnine.

Figure 5.86: Surface deformations of the specimen YT-1C at maximum out-of-plane force, 70 % of maximum force and maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with digital image correlation system.

Za preizkušane YT-1C sta na sliki 5.87 izrisani ovojnici histereznih krivulj drugih ciklov za pozitivno in negativno smer obremenjevanja. Ravno tako kot pri preizkušancu NF-1C se opazi razhajanje ovojnic zaradi zagotavljanja simetričnega zategovanja trakov. Na podlagi histereznih ovojnic 2. ciklov pri različnih amplitudah obremenjevanja so ocenjena mejna stanja za preizkušane YT-1C, katerih podatki so zbrani v preglednici 5.8. Maksimalna odpornost preizkušanca je dosežena že pri relativno majhnem sredinskem pomiku izven ravnine. Zaradi duktilnega obnašanja porobetonskih zidakov je do mejnega stanja blizu porušitve odpornost z večanjem amplitude pomika padala počasi. Maksimalni sredinski pomik ob zaključku preiskave, ko je bilo doseženo mejno stanje blizu porušitve, je bil kar 3 krat večji v primerjavi s pomikom mejnega stanja maksimalne odpornosti.



Slika 5.87: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušane YT-1C.

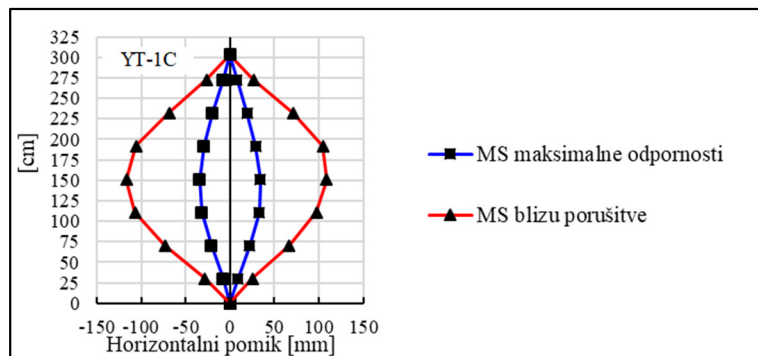
Figure 5.87: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for the non-structural wall specimen YT-1C.

Preglednica 5.8: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom C (YT-1C).

Table 5.8: Characteristic limit states for the YT type of non-structural walls strengthened with system C (YT-1C).

Preizkušane in smer obremenjevanja	Mejno stanje nastanka razpok		Mejno stanje maksimalne odpornosti		Mejno stanje blizu porušitve	
	F_{cr} [kN]	u_{cr} [mm]	F_{max} [kN]	u_{Fmax} [mm]	F_u [kN]	u_u [mm]
YT-1C +	2.8	3.7	4.6	39.4	2.4	109.8
YT-1C -	1.9	2.1	5.8	34.0	4.1	116.8
\bar{x}	2.3	2.9	5.2	36.7	3.3	113.3

Na sliki 5.88 sta prikazani še deformacijski obliki v obeh smereh obremenjevanja za mejni stanji maksimalne odpornosti in blizu porušitve, iz katerih je razvidno simetrično in pravilnejše obnašanje po višini v primerjavi z neutrjenimi YT preizkušanci. Očitna je tudi razlika maksimalnega izvenravninskega pomika na sredini višine zidu med obema mejnima stanjema. Pri mejnem stanju blizu porušitve doseže preizkušane za 65-70 % večji pomik kot ga je dosegel pri mejnem stanju maksimalne odpornosti.



Slika 5.88: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušane YT-1C.

Figure 5.88: Out-of-plane deflection profile along the specimen's height at maximum resistance and near collapse limit state for YT-1C.

5.9.3 Utrditveni sistem s križem iz trakov tkanine – sistem D (NF-1D)

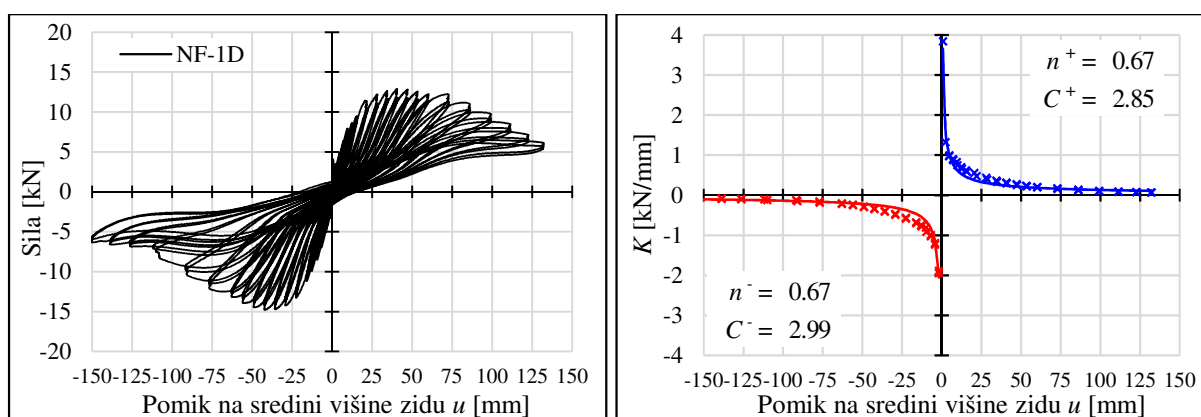
Sistem plastičnih členkov oziroma prve razpoke na meji elastičnega obnašanja pri preizkušancu NF-1D se tvorijo ob vpetjih in na sredini razpona višine zidu. Na sliki 5.89 a je prikazana deformacijska oblika preizkušanca, na sliki 5.89 b levo pa je vidno izrazito odpiranje kar dveh po višini sosednjih horizontalnih spojníc na sredini višine preizkušanca. Pri večjih amplitudah vsiljenega pomika, ko maksimalna odpornost postopoma pada, pride do pokanja vlaken v tkanini (Slika 5.89 b desno), kar pomeni, da je lokalno v nekaterih vlaknih presežena natezna trdnost.



Slika 5.89: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-1D: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.

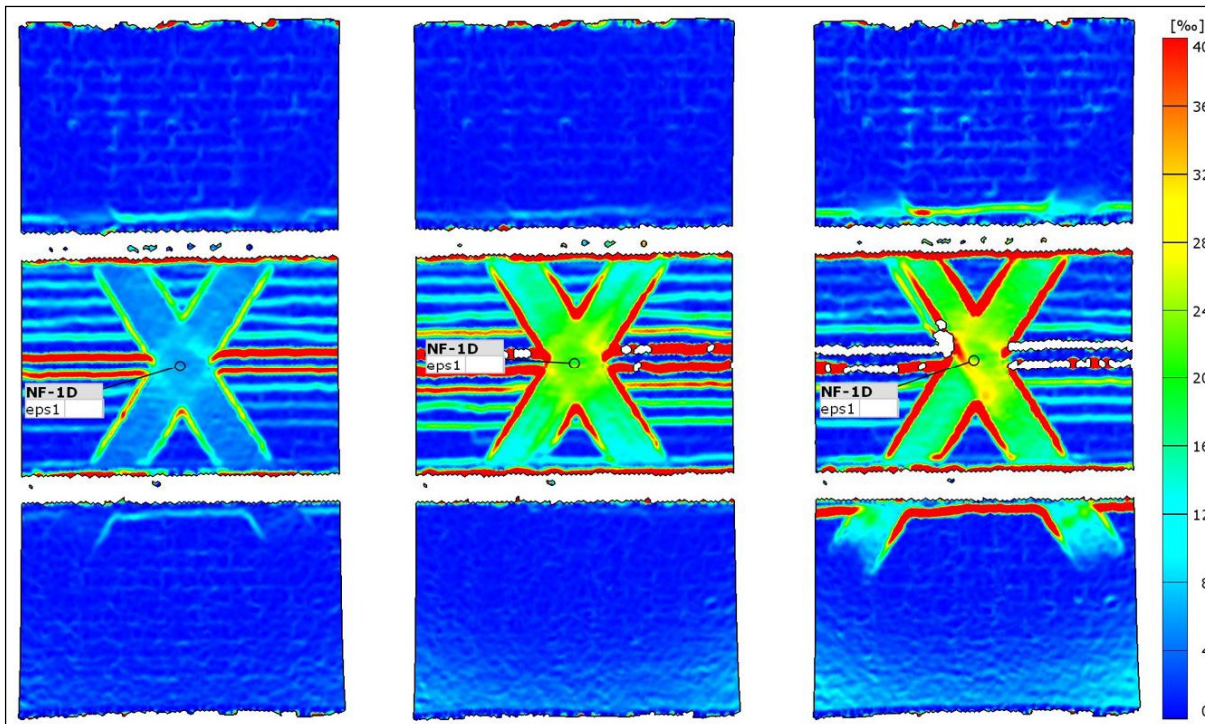
Figure 5.89: Testing of the non-structural wall specimen NF-1D: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.

Iz histerezne krivulje na sliki 5.90 razberemo, da preizkušanec NF-1D doseže maksimalno izvenravninsko odpornost v pozitivni smeri obremenjevanja 12.3 kN pri pomiku 44 mm in v negativni smeri 14.6 kN pri pomiku 40 mm. Po preseženi maksimalni nosilnosti je opazno postopno padanje odpornosti, kar pomeni dobro sposobnost duktilnega obnašanja. Pri vrednosti sredinskega izvenravninskega pomika 100 mm se pretrga del traku na natezni strani tik ob mestu križanja obeh trakov, zato se pojavi nekoliko večji padec odpornosti. Preiskava je bila zaključena, ko je odpornost padla pod 40 % maksimalne odpornosti pri sredinskem pomiku 131 mm v pozitivni smeri in 150 mm v negativni smeri obremenjevanja. Glede na vrednosti koeficientov n in C je razvidno zelo simetrično upadanje togosti v obeh smereh obremenjevanja.



Slika 5.90: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušanec nekonstrukcijskega zidu NF-1D.
Figure 5.90: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-1D.

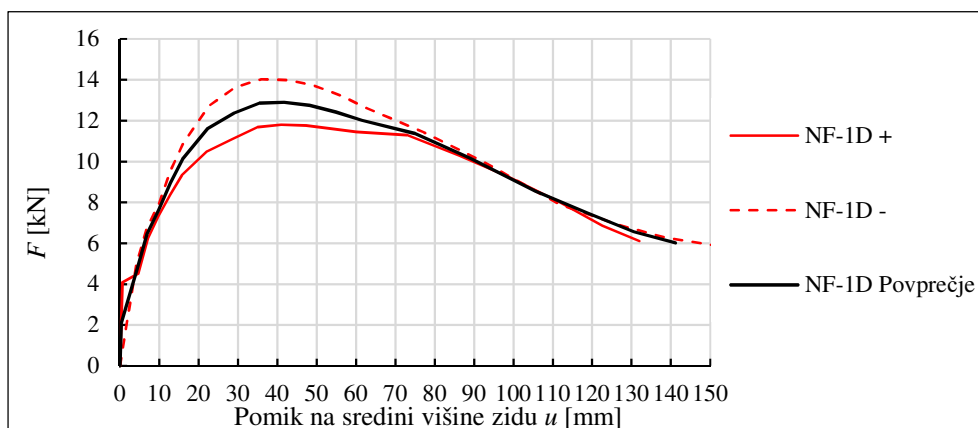
Polja deformacij v negativni smeri vsiljevanja izvenravninskih pomikov za preizkušanec NF-1D so prikazana na sliki 5.91 pri vrednostih izvenravninskega sredinskega pomika 40 mm, 94 mm, in 150 mm (od leve proti desni). Pri amplitudi pomika na sredini višine preizkušanca 40 mm je dosežena maksimalna odpornost, pri 94 mm je stanje tik pred pretrgom dela traku in pri 150 mm je dosežen maksimalen pomik ob zaključku preiskave. Pri vseh treh stanjih je vidno odpiranje spojníc v območju maksimalnih momentov ter natezno aktiviranje utrditvenega križa iz tkanine. Iz stanja pri maksimalnem pomiku je opazen pretrg traku tkanine in natezno aktiviranje trakov tudi izven območja maksimalnih momentov. Maksimalne natezne deformacije, ki so se pojavile na sredini, kjer se trakova križata so znašale okoli 27 % tik pred pričetkom trganja tkanine.



Slika 5.91: Polja deformacij, zajeta z digitalnim optičnim sistemom, preizkušanca NF-1D pri maksimalni odpornosti, 70 % maksimalne odpornosti in maksimalnem pomiku izven svoje ravnine.

Figure 5.91: Surface deformations of the specimen NF-1D at maximum out-of-plane force, 70 % of maximum force and maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with digital image correlation system.

Iz vrhov drugih ciklov histereznih krivulj pri vsaki amplitudi vsiljenih pomikov sta bili izdelani ovojnici za obe smeri obremenjevanja, ki sta prikazani na sliki 5.92, na podlagi katerih so določena mejna stanja preizkušanca NF-1D (Preglednica 5.9). Mejno stanje razpok oziroma elastičnega obnašanja je bilo mogoče določiti le za negativno obremenjevanje, saj je le-to po preseženi natezni trdnosti spojnici v pozitivni smeri že plastično. Do nekoliko večjega razhajanja med krivuljama posameznih smeri obremenjevanja pride v območju maksimalne odpornosti, nato pa se krivulji ponovno združita. Po preseženi maksimalni izvenravninski odpornosti je opazno dobro duktilno obnašanje, saj odpornost postopoma pada do zaključka preizkusa ob nastopu mejnega stanja blizu porušitve.



Slika 5.92: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušane NF-1D.

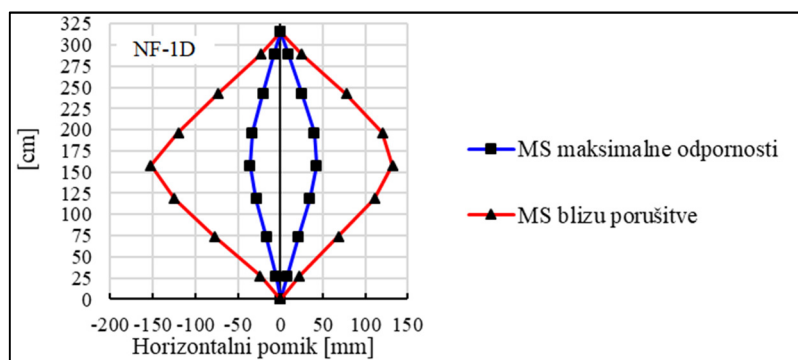
Figure 5.92: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for the non-structural wall specimen NF-1D.

Preglednica 5.9: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom D (NF-1D).

Table 5.9: Characteristic limit states for the NF type of non-structural walls strengthened with system D (NF-1D).

Preizkušavec in smer obremenjevanja	Mejno stanje nastanka razpok		Mejno stanje maksimalne odpornosti		Mejno stanje blizu porušitve	
	F_{cr} [kN]	u_{cr} [mm]	F_{max} [kN]	u_{Fmax} [mm]	F_u [kN]	u_u [mm]
NF-1D +	4.1	0.7	11.1	28.6	6.1	132.0
NF-1D -	\	\	14.0	35.9	5.9	150.3
\bar{x}	4.1	0.7	12.6	32.3	6.0	141.2

Deformacijska oblika preizkušanca NF-1D v pozitivni in negativni smeri obremenjevana za mejni stanji maksimalne odpornosti in blizu porušitve je prikazana na sliki 5.93. Tudi z utrditvenim sistemom D se zagotovi, da se preizkušavec obnaša po višini bolj simetrično in dosega maksimalne vrednosti izvenravninskega pomika na sredini višine vse do mejnega stanja blizu porušitve.



Slika 5.93: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušavec NF-1D.

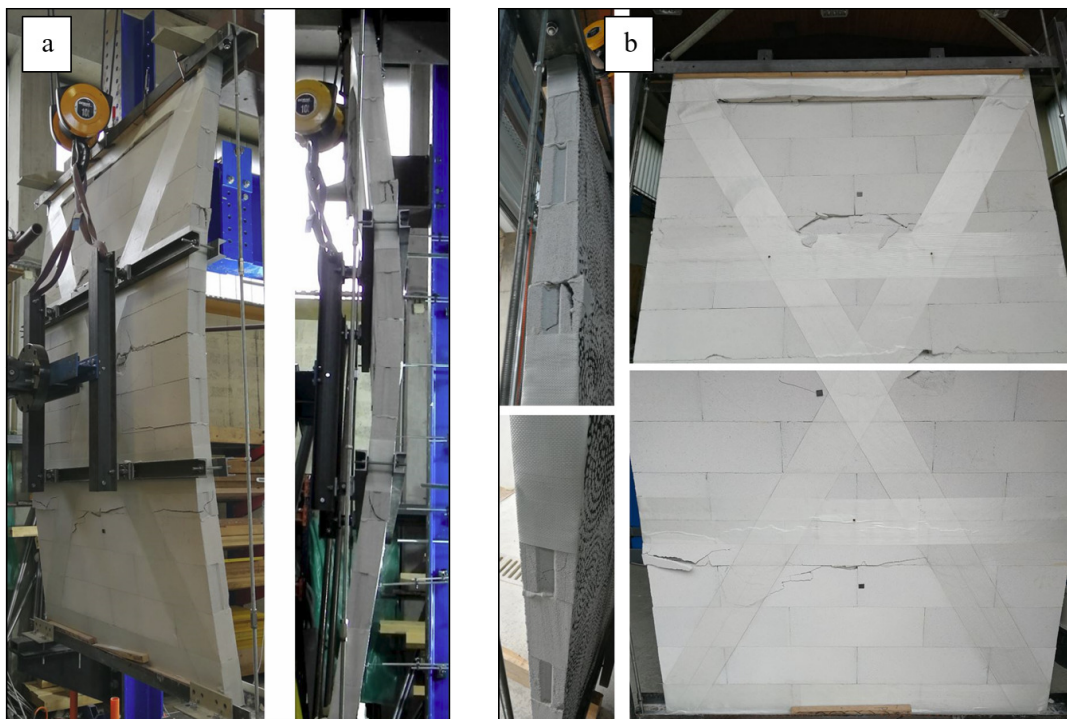
Figure 5.93: Out-of-plane deflection profile along the specimen's height at maximum resistance and near collapse limit state for NF-1D.

5.9.4 Utrditveni sistem s križem iz trakov tkanine – sistem D (YT-1D)

Parabolična deformacijska oblika preizkušanca YT-1D v pozitivni in negativni smeri obremenjevana je prikazana na sliki 5.94 a in značilne poškodbe preizkušanca, ki so se pojavile tekom preiskave, na sliki 5.94 b. Iz slike 5.94 b je razvidno, da tekom obremenjevanja tkanina ostaja nepoškodovana, medtem ko se pojavi tlačna porušitev spodnje in zgornje vrste porobetonskih zidakov, na območju maksimalnih upogibnih momentov pa lokalne natezne razpoke v kombinaciji z drobljenjem zidakov v tlačni coni. Pri večjih amplitudah vsiljenega pomika, ko maksimalna odpornost postopoma pada, se na sredini razpona prične drobljenje porobetonskih zidakov, katerih porušeni deli pričnejo odpadati. Ob vpetjih je izsipanje tlačno odkrušenih delov zidakov preprečeno z obojestranskim objetjem s tkanino.

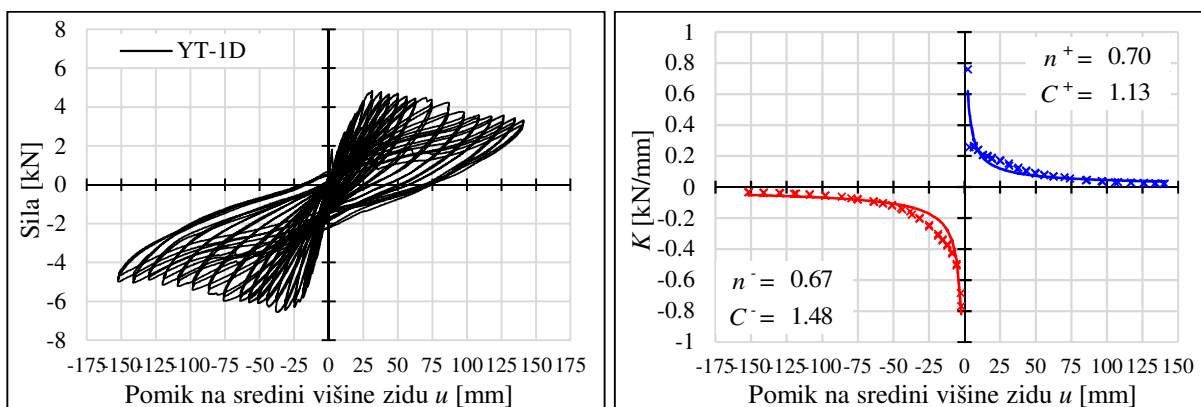
Iz histerezne krivulje, prikazane na sliki 5.95 je razvidno, da maksimalno izvenravninsko odpornost v pozitivni smeri obremenjevanja 4.8 kN preizkušavec doseže pri vrednosti sredinskega izvenravninskega pomika 34 mm in v negativni smeri obremenjevanja 6.5 kN pri pomiku 38 mm. Po doseženih maksimalnih vrednostih odpornost postopoma pada do 80 % maksimalne izvenravninske odpornosti tako v pozitivni kot tudi negativni smeri vsiljevanja pomikov. Maksimalen pomik ob zaključku preiskave v pozitivni smeri znaša 140 mm in v negativni smeri 151 mm. Sistem utrjevanja s križem iz

trakov tkanine v kombinaciji s porobetonskimi nekonstrukcijskimi zidovi močno izboljša sposobnost duktilnega obnašanja. Iz histerezne krivulje in krivulje upadanja togosti na sliki 5.95 je razvidno začetno simetrično obnašanje v obeh smereh obremenjevanja.



Slika 5.94: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-1D: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.

Figure 5.94: Testing of the non-structural wall specimen YT-1D: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.

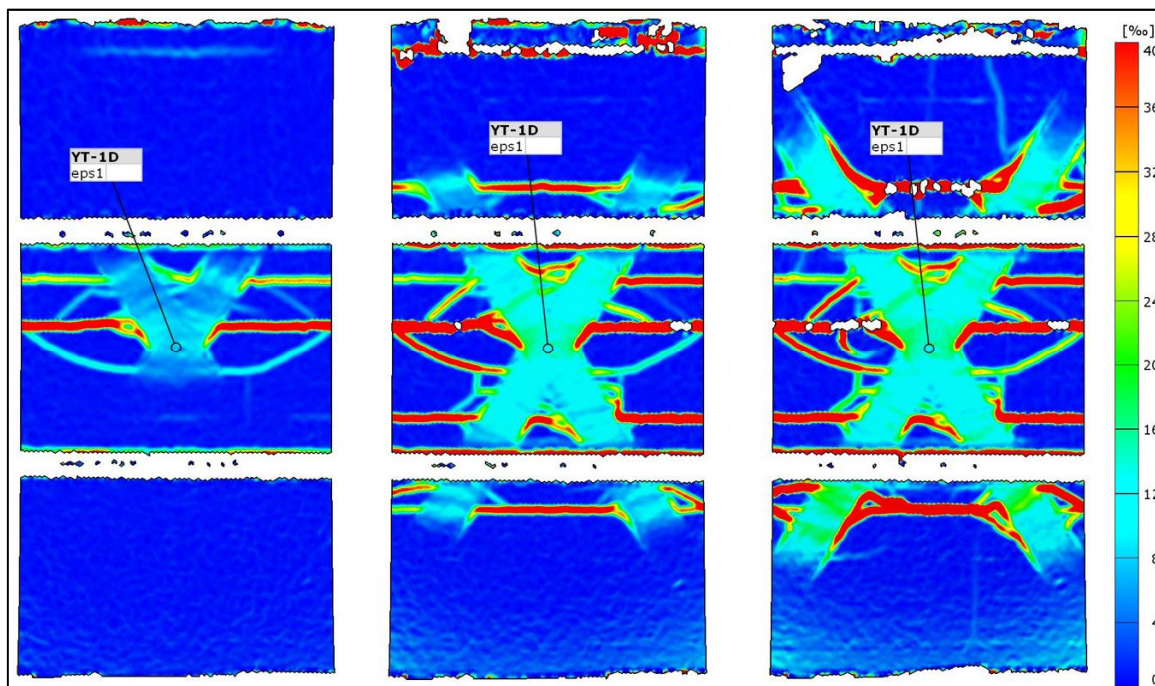


Slika 5.95: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu YT-1D.

Figure 5.95: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-1D.

Na sliki 5.96 je prikaz polja deformacij, pridobljenega med preizkušanjem z digitalnim optičnim sistemom v negativni smeri vsiljevanja pomikov. Od leve proti desni so prikazana stanja pri sredinskem izvenravninskem pomiku 38 mm, 100 mm in 150 mm. Pri 38 mm je dosežena maksimalna izvenravninska odpornost, pri 100 mm odpornost pade na 86 % in pri 150 mm na 75 % maksimalne odpornosti. Iz razvoja polja deformacij je razvidno odpiranje nateznih razpok v območjih maksimalnih

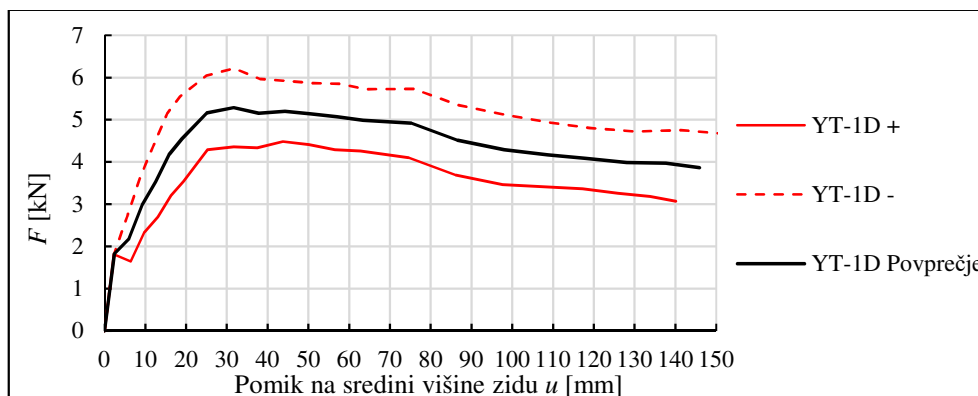
momentov, ki se v kombinaciji z drobljenjem zidakov v tlačni coni horizontalnega prereza pričnejo rušiti. Pri zgornjem vpetju se opazi pri maksimalnem pomiku že popolnoma tlačno porušeno najvišjo vrsto zidakov. Maksimalne deformacije, ki se tvorijo na sredini prekržanih trakov tkanine pri maksimalnem pomiku, so znašale 17 ‰.



Slika 5.96: Polja deformacij, zajeta z digitalnim optičnim sistemom, preizkušanca YT-1D pri maksimalni odpornosti, 80 % maksimalne odpornosti in maksimalnem pomiku izven svoje ravnine.

Figure 5.96: Surface deformations of the specimen YT-1D at maximum out-of-plane force, 80 % of maximum force and maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with digital image correlation system.

Za preizkušane YT-1D so na sliki 5.97 prikazane ovojnice 2 ciklov histereznih krivulj v obeh smereh obremenjevanja, na podlagi katerih so v preglednici 5.10 ocenjena mejna stanja. Iz primerjave mejnega stanja maksimalne odpornosti in mejnega stanja blizu porušitve lahko sklepamo, da sistem utrditve D izrazito poveča duktilnost, saj je vrednost izvenravninskega pomika na sredini višine preizkušanca pri mejnem stanju blizu porušitve kar štiri krat večja kot pri mejnem stanju maksimalne odpornosti.



Slika 5.97: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušane YT-1D.

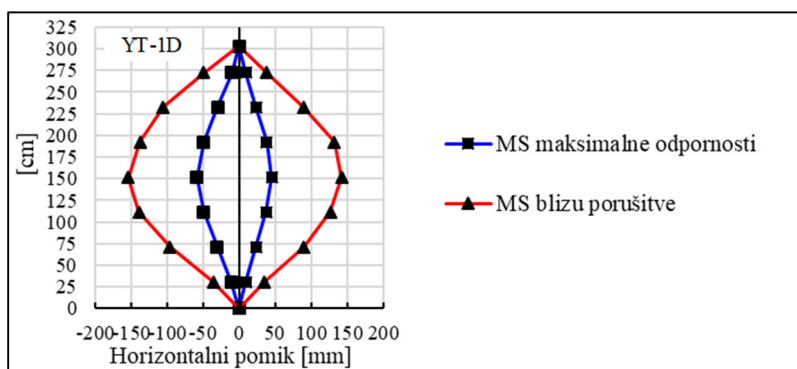
Figure 5.97: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for the non-structural wall specimen YT-1D.

Preglednica 5.10: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom D (YT-1D).

Table 5.10: Characteristic limit states for the YT type of non-structural walls strengthened with system D (YT-1D).

Preizkušavec in smer obremenjevanja	Mejno stanje nastanka razpok		Mejno stanje maksimalne odpornosti		Mejno stanje blizu porušitve	
	F_{cr}	u_{cr}	F_{max}	u_{Fmax}	F_u	u_u
	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
YT-1D +	1.8	2.4	4.5	43.8	3.1	140.1
YT-1D -	1.8	2.4	6.2	31.8	4.7	151.7
\bar{x}	1.8	2.4	5.4	37.8	3.9	145.9

Pravilna parabolična deformacijska oblika preizkušanca YT-1D v pozitivni in negativni smeri obremenjevana za mejni stanji maksimalne odpornosti in blizu porušitve je prikazana na sliki 5.98. Evidentni so za faktor 3 večji pomiki, ki jih preizkušavec lahko doseže pri mejnem stanju blizu porušitve v primerjavi z mejnim stanjem maksimalne odpornosti.



Slika 5.98: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušavec YT-1D.

Figure 5.98: Out-of-plane deflection profile along the specimen's height at maximum resistance and near collapse limit state for YT-1D.

5.9.5 Utrditveni sistem s križem iz trakov fasadne mreže – sistem E (NF-1E)

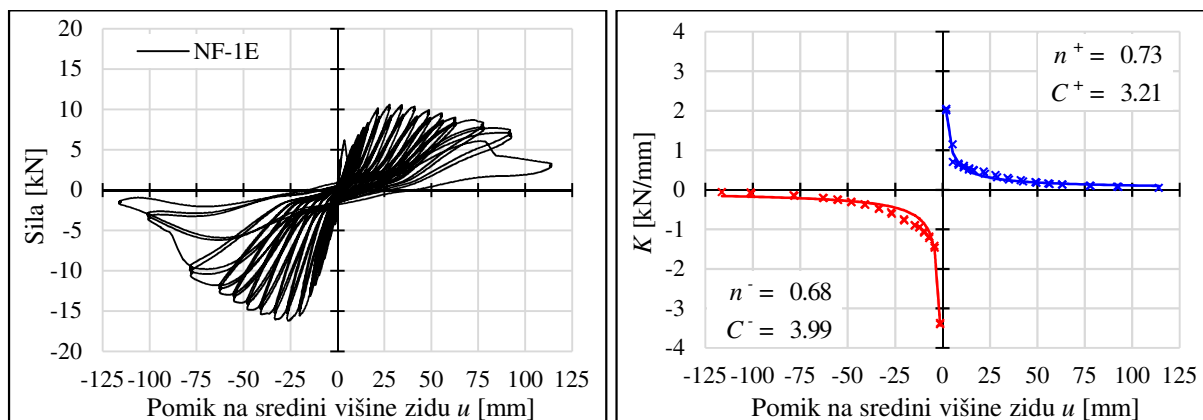
Deformacijska oblika izvenravninskega kvazi-statičnega cikličnega preizkušanja preizkušanca NF-1E (Slika 5.99 a) je podobna kot pri preizkušancu NF-1D. Tvori se mehanizem treh plastičnih členkov z nastankom nateznih razpok na horizontalnih spojnica pri vpetjih in sredinske razpoke na sredini višine razpona preizkušanca. Pri preseženi maksimalni nosilnosti je opazno tlačno drobljenje malte v spojnica ob vpetjih. Iz slike 5.99 b je v obeh smereh vsiljevanja pomikov vidno izrazito odpiranje horizontalne spojnice v zidovju na sredini višine razpona, kjer se tudi križajo trakovi fasadne mrežice. Na tem mestu pride tudi do končne porušitve preizkušanca, ko se pretrga trak fasadne mrežice. Iz histerezne krivulje na sliki 5.100 razberemo, da je maksimalna izvenravninska odpornost 10.6 kN v pozitivni smeri obremenjevanja dosežena pri izvenravninskem sredinskem pomiku 28 mm in v negativni smeri 16 kN pri pomiku 25 mm. Odpornost zaradi plastičnega deformiranja malte v horizontalnih spojnica na mestih plastičnih členkov postopoma pada do vrednosti pomika 91 mm v pozitivni in 78 mm v negativni smeri obremenjevanja, kjer preizkušavec doseže mejno stanje blizu porušitve, ko tudi izvenravninska odpornost pade pod 80 % maksimalne odpornosti. Pri naslednji amplitudi cikličnega obremenjevanja se pri vsiljevanju pomikov v negativni smeri zgodi trganje mrežice, kar je vidno iz izrazitega padca

histerezne krivulje. Na podlagi upadanja togosti je razvidno, da so vrednosti koeficientov C v obeh smereh precej visoke, kar nakazuje na počasnejše globalno upadanje togosti v primerjavi z neutrijeimi preizkušanci.



Slika 5.99: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu NF-1E: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.

Figure 5.99: Testing of the non-structural wall specimen NF-1E: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.

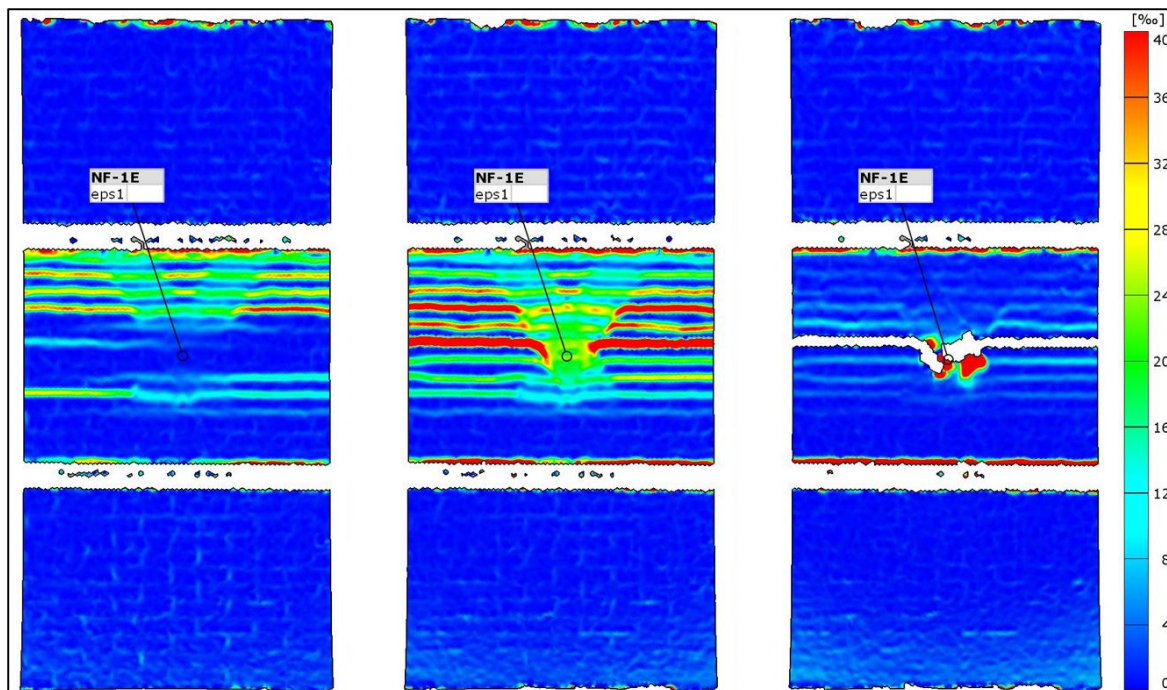


Slika 5.100: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušane nekonstrukcijskega zidu NF-1E.

Figure 5.100: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen NF-1E.

Na sliki 5.101 prikazujemo polje deformacij na površini preizkušanca NF-1E v negativni smeri vsiljevanja izvenravninskega pomika pri različnih mejnih stanjih. Levo stanje na sliki prikazuje deformacije ob dosegu maksimalne izvenravninske odpornosti, sredinsko ob padcu izvenravninske

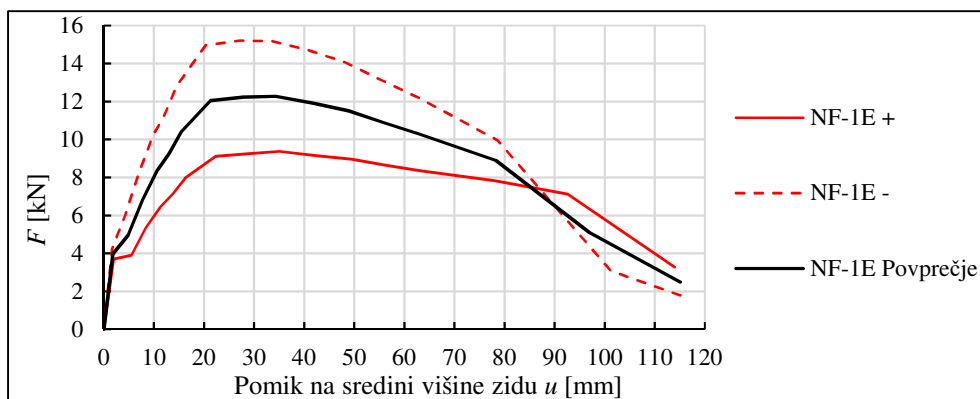
odpornosti na 80 % maksimalne odpornosti in desno pri maksimalnem pomiku po pretrgu obeh trakov fasadne mrežice. V območju maksimalnih upogibnih momentov je razvidno vedno bolj izrazito odpiranje horizontalnih spojníc ter natezno delovanje fasadnih trakov. Po pretrgu trakov fasadne mrežice je opazna sprostitvev nateznih deformacij v trakovih in močno odprta sredinska horizontalna spojnica. Lokalne deformacije tik pred pretrgom trakov so dosegle vrednosti deformacij približno 30 %.



Slika 5.101: Polja deformacij, zajeta z digitalnim optičnim sistemom, preizkušanca NF-1E pri maksimalni odpornosti, 80 % maksimalne odpornosti in maksimalnem pomiku izven svoje ravnine.

Figure 5.101: Surface deformations of the specimen NF-1E at maximum out-of-plane force, 80 % of maximum force and maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with digital image correlation system.

Na podlagi drugih ciklov histerezne krivulje je izdelana ovojnica za obe smeri obremenjevanja in je prikazana na sliki 5.102. Opazno je izrazito razhajanje ovojnic v negativni in pozitivni smeri obremenjevanja v smislu maksimalne odpornosti. Vrednost izvenravninske odpornosti pri mejnem pomiku blizu porušitve pa je podobna.



Slika 5.102: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušavec NF-1E.

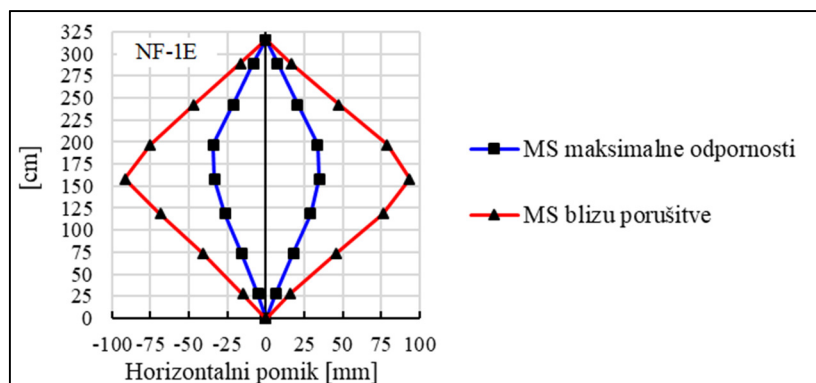
Figure 5.102: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for the non-structural wall specimen NF-1E.

Iz histereznih ovojnic drugih ciklov preizkušanja so določena mejna stanja za preizkušane NF-1E. Vrednosti izvenravninske odpornosti in izvenravninskih pomikov so predstavljene v preglednici 5.11. Za mejno stanje maksimalne odpornosti in mejno stanje blizu porušitve so na sliki 5.103 prikazane še deformacijske oblike. Iz deformacijskih oblik pri mejnem stanju maksimalne odpornosti je razvidno, da se v primerjavi z neutrjenimi preizkušanci tvori bolj parabolična oblika, vendar pa preizkušanec dosega maksimalne pomike malo nad sredino svoje višine (med 155-190 cm). Pri večjih amplitudah se to mesto premakne na sredino.

Preglednica 5.11: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom E (NF-1E).

Table 5.11: Characteristic limit states for the NF type of non-structural walls strengthened with system E (NF-1E).

Preizkušane in smer obremenjevanja	Mejno stanje nastanka razpok		Mejno stanje maksimalne odpornosti		Mejno stanje blizu porušitve	
	F_{cr} [kN]	u_{cr} [mm]	F_{max} [kN]	u_{Fmax} [mm]	F_u [kN]	u_u [mm]
NF-1E +	3.7	1.9	9.4	35.0	6.7	93.6
NF-1E -	4.2	1.7	15.2	27.1	5.0	92.5
\bar{x}	4.0	1.8	12.3	31.1	5.9	93.1

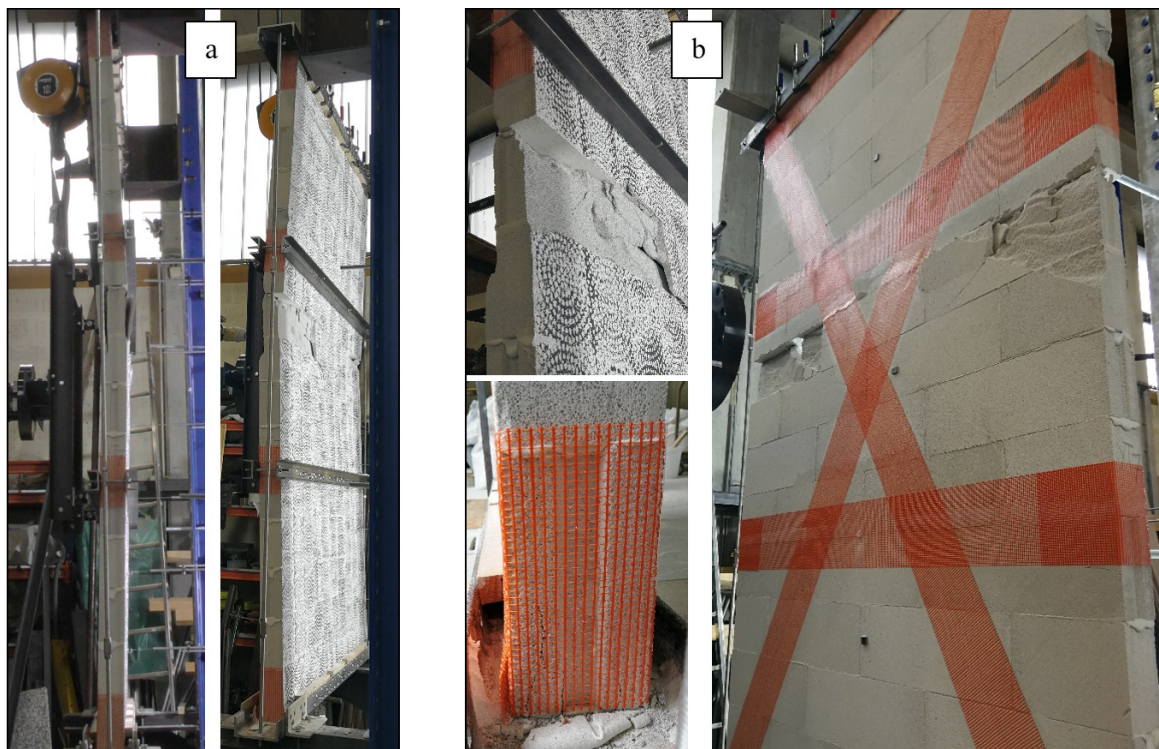


Slika 5.103: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušane NF-1E.

Figure 5.103: Out-of-plane deflection profile along the specimen's height at maximum resistance and near collapse limit state for NF-1E.

5.9.6 Utrditveni sistem s križem iz trakov fasadne mreže – sistem E (YT-1E)

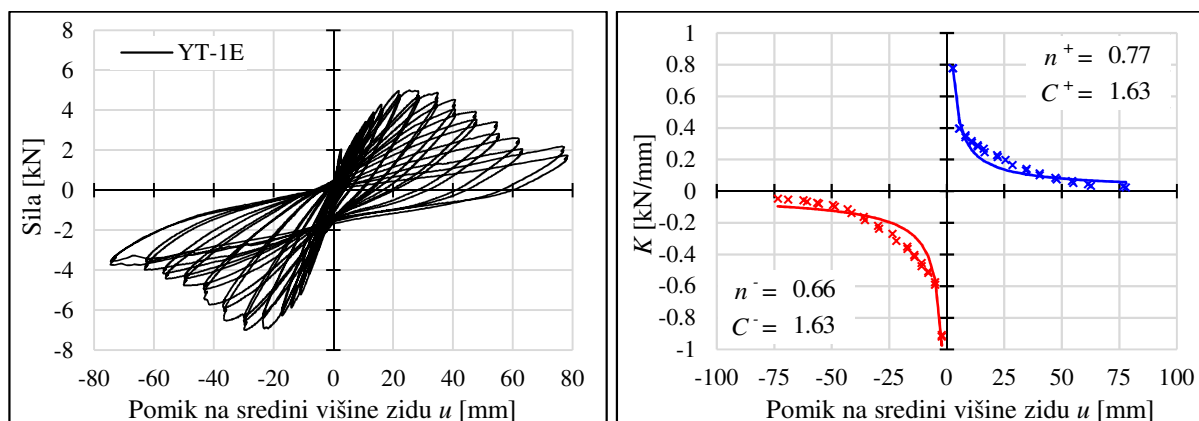
Zadnji preizkušane je grajen iz porobetonskih zidakov in utrjen s križem iz trakov fasadne mrežice. Deformacijska oblika se je tvorila po sistemu treh plastičnih členkov ob vpetjih in v območju maksimalnih upogibnih momentov, kot je prikazano na sliki 5.104 a. Tekom preizkušanja so se tvorile podobne poškodbe kot pri preizkušancu YT-1D. Opazno je bilo tlačno drobljenje zidakov pri zgornjem in spodnjem vpetju, kjer je bilo izpadanje zdrobljenega porobetona preprečeno z objetjem s trakovi iz fasadne mrežice. Po doseženi maksimalni odpornosti je bilo tekom cikličnega obremenjevanja pri vsaki amplitudi opazno postopno rušenje porobetonskih zidakov v tlačni coni, tik nad sredino višine zidu. Ker zid ni utrjen po celotni površini, odpadanje delov porobetonskih zidakov ni bilo preprečeno, zaradi česar so nastale tudi luknje v zidu na višini 160-180 cm. Nastale poškodbe med preizkušanjem so prikazane na sliki 5.104 b.



Slika 5.104: Preizkušanje nekonstrukcijskega zidu YT-1E: (a) Značilna deformacijska oblika, (b) poškodbe preizkušanca med kvazi-statičnim cikličnim obremenjevanjem.

Figure 5.104: Testing of the non-structural wall specimen YT-1E: (a) Deformation shape, (b) specimen's damage occurred during quasi-static cyclic testing.

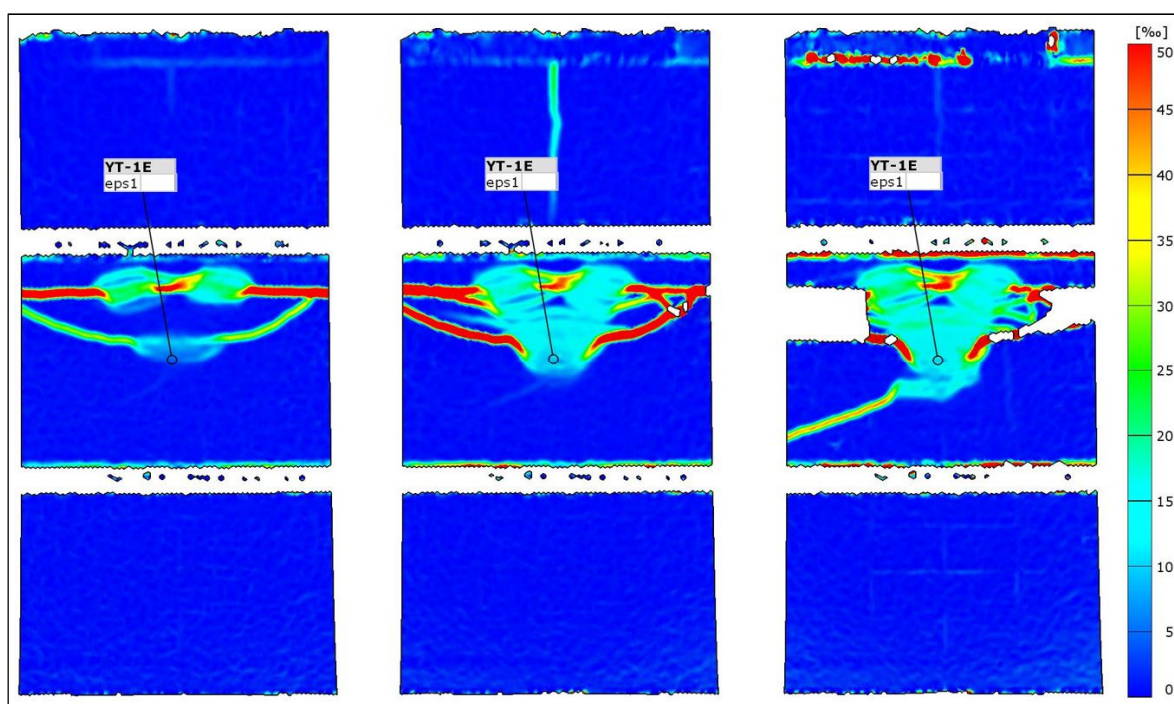
Vrednosti maksimalne izvenravninske odpornosti so podobne odpornosti, ki jo je dosegel preizkušanelec YT-1D, utrjen na podoben način, le ob uporabi tkanine namesto fasadne mrežice. Preizkušanelec YT-1E doseže maksimalno izvenravninsko odpornost v pozitivni smeri 5 kN pri vrednosti izvenravninskega pomika na sredini višine zidu 25 mm in 7 kN v negativni smeri pri pomiku 30 mm, kar lahko razberemo iz histerezne krivulje preizkušanca na sliki 5.105. Preiskava je bila ustavljena pri maksimalnem sredinskem pomiku 75 mm v obeh smereh obremenjevanja, ko je bil preizkušanelec že močno porušen na višini 160-180 cm. Iz upadanja togosti je opazno skoraj popolnoma simetrično globalno upadanje togosti, v začetnem delu pa je padec bolj strm v pozitivni smeri.



Slika 5.105: Histerezne krivulje odvisnosti med horizontalno silo pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona (levo) in padanje togosti (desno) za preizkušanelec nekonstrukcijskega zidu YT-1E.

Figure 5.105: Hysteretic out-of-plane force – mid-span displacement ratio (left) and stiffness degradation (right) for the non-structural wall specimen YT-1E.

Na sliki 5.106 je prikaz površinskih deformacij preizkušanca, zajetih z digitalnim optičnim sistemom, med obremenjevanjem v negativni smeri pri doseženi maksimalni izvenravninski odpornosti, pri padcu odpornosti na 80 % maksimalne izvenravninske odpornosti in pri doseženem maksimalnem sredinskem pomiku ob koncu preiskave (od leve proti desni). Levo je vidno tvorjenje prve natezne razpoke v zidovju na višini 180 cm, ter v nategu aktivirani križni trakovi fasadne mrežice. Na srednji sliki se že opazi tlačno drobljenje objetih porobetonskih zidakov pri zgornjem vpetju ter povečevanje nateznih razpok v polju maksimalnih momentov. Pri maksimalnem izvenravninskem pomiku (desno) je vidna tlačna porušitev ob vpetju na vrhu zidu, močno natezno aktivirani križni trakovi ter popolna porušitev vrste zidakov tik nad sredino, kjer ti niso bili objeti s horizontalnimi trakovi fasadne mrežice. Maksimalne natezne deformacije v poševnih trakovih v območju maksimalnih momentov pri maksimalni amplitudi pomika so dosegle vrednosti okoli 19 %.

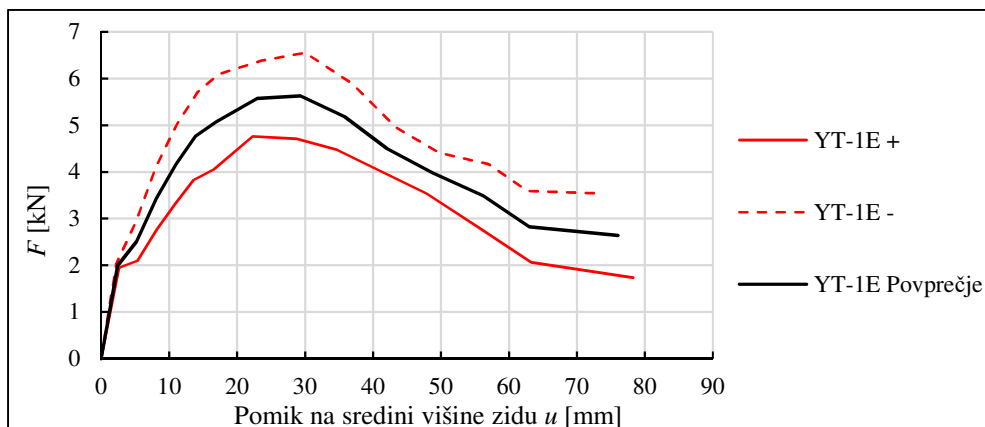


Slika 5.106: Polja deformacij, zajeta z digitalnim optičnim sistemom, preizkušanca YT-1E pri maksimalni odpornosti, 80 % maksimalne odpornosti in maksimalnem pomiku izven svoje ravnine.

Figure 5.106: Surface deformations of the specimen YT-1E at maximum out-of-plane force, 70 % of maximum force and maximum mid-span out-of-plane displacement recorded with digital image correlation system.

Iz drugih ciklov histerezne krivulje sta izdelani ovojnici za pozitivno in negativno smer obremenjevanja preizkušanca YT-1E ter njuno povprečje. Tudi pri tem preizkušancu je opazno večje razhajanje krivulj v obeh smereh, kar je posledica nesimetrične porušitve tlačne cone v horizontalnem prerezu zidu. Zaradi takšne porušitve je opazen tudi bolj strm padec izvenravninske odpornosti kot pri preizkušancu YT-1D.

Glede na potek ovojnic drugih ciklov histerezne krivulje v obeh smereh obremenjevanja so določena karakteristična mejna stanja preizkušanca za vsako smer posebej in nato še s sredinskimi vrednostmi obeh krivulj, ki so prikazana preglednici 5.12.



Slika 5.107: Ovojnice 2. ciklov histereznih krivulj odvisnosti med horizontalno silo F pravokotno na ravnino zidu in pomikom na sredini razpona za preizkušane YT-1E.

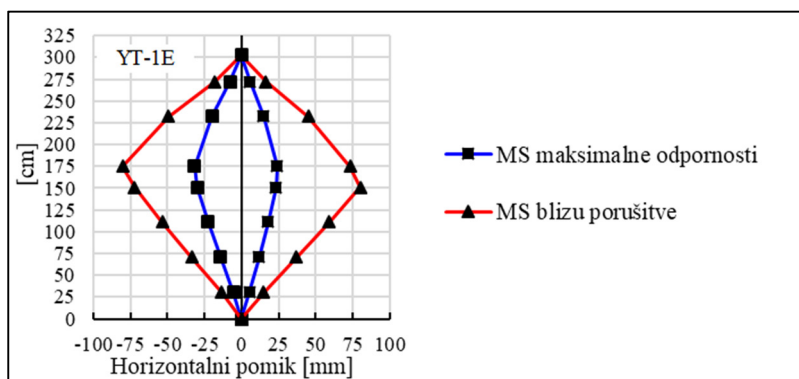
Figure 5.107: Out-of-plane force F – mid-span displacement hysteresis envelopes of the 2nd cycles for the non-structural wall specimen YT-1E.

Preglednica 5.12: Eksperimentalno določena karakteristična mejna stanja za nekonstrukcijske zidove utrjene s sistemom E (YT-1E).

Table 5.12: Characteristic limit states for the YT type of non-structural walls strengthened with system E (YT-1E).

Preizkušane in smer obremenjevanja	Mejno stanje nastanka razpok		Mejno stanje maksimalne odpornosti		Mejno stanje blizu porušitve	
	F_{cr} [kN]	u_{cr} [mm]	F_{max} [kN]	u_{Fmax} [mm]	F_u [kN]	u_u [mm]
YT-1E +	1.9	2.6	4.8	22.3	1.7	78.3
YT-1E -	2.0	2.3	6.6	30.0	3.5	73.8
\bar{x}	2.0	2.4	5.7	26.2	2.6	76.0

Iz deformacijske oblike na sliki 5.108 pri mejnem stanju maksimalne odpornosti je razvidna simetričnost v obeh smereh obremenjevanja, pri mejnem stanju blizu porušitve pa je razvidno, da se višina maksimalnega pomika razlikuje za približno 20 cm, za kar je razlog izrazito tlačno drobljenje cele vrste zidakov na višini 160 do 180 cm.



Slika 5.108: Izvenravninske deformacijske oblike pri mejnem stanju maksimalne odpornosti in mejnem stanju blizu porušitve za preizkušane YT-1E.

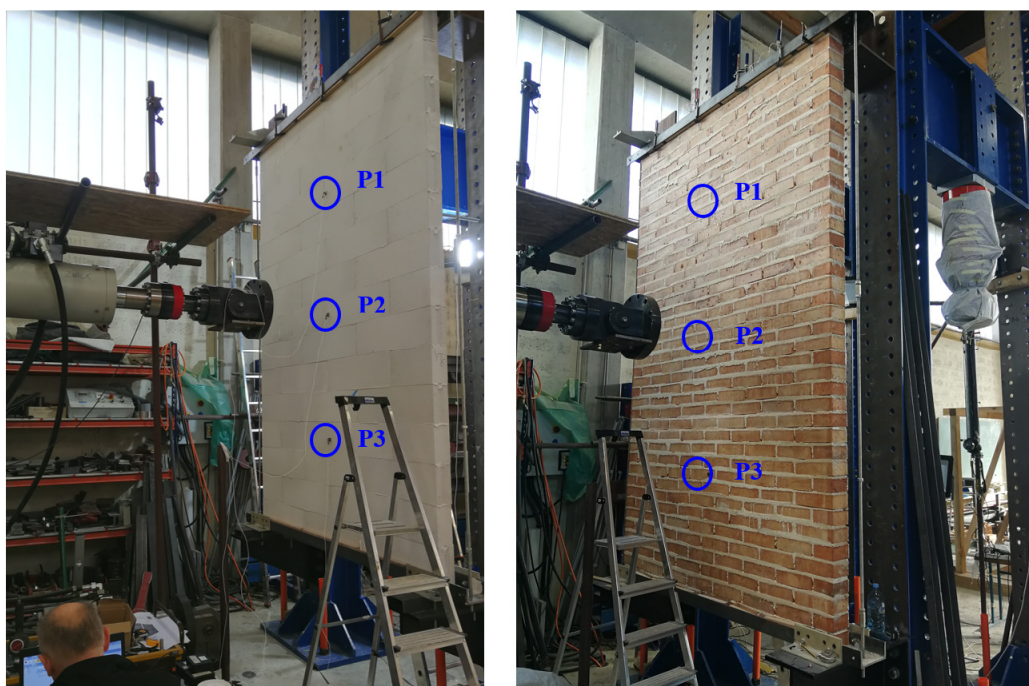
Figure 5.108: Out-of-plane deflection profile along the specimen's height at maximum resistance and near collapse limit state for YT-1E.

5.10 Lastne frekvence in dušenje nekonstrukcijskih predelnih zidov

Dinamični odziv preizkušancev nekonstrukcijskih zidov, tako neutrjenih kot tudi utrjenih, smo preizkušali z metodo vsiljenih vibracij na nepoškodovanem preizkušancu pred izvedbo izvenravninske kvazi-statične preiskave in na poškodovanem preizkušancu po izvedeni preiskavi. Tako smo določili dinamične lastnosti (prvo lastno frekvenco in dušenje) na intaktnem stanju posameznega preizkušanca in za stanje blizu porušitve, ki je bilo ugotovljeno med kvazi-statičnim cikličnim preizkušanjem.

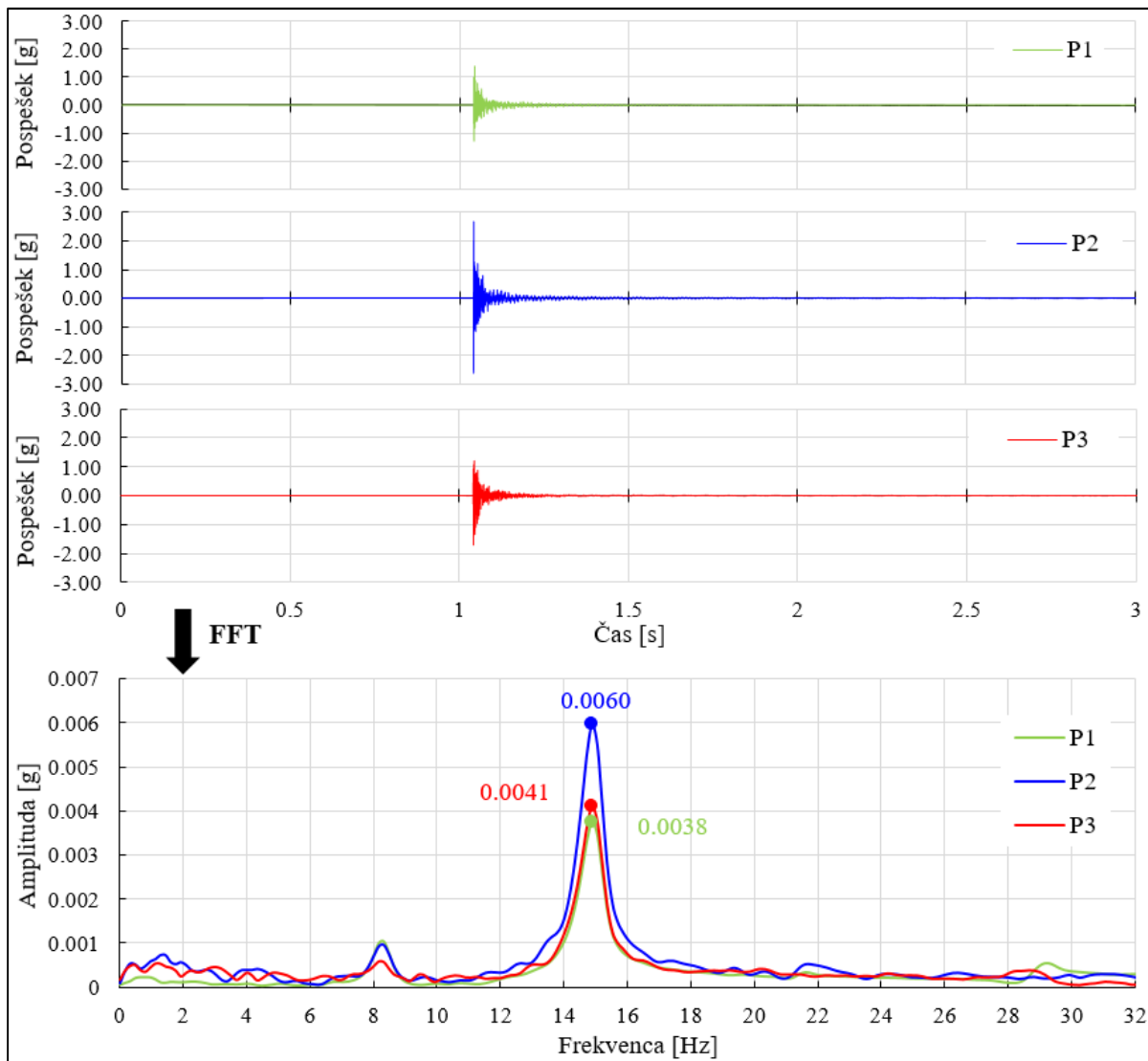
5.10.1 Opis metode za določitev dinamičnega odziva preizkušancev

Pri meritvah smo uporabili pospeškometre tipa Dytran series 3097A2 in opremo Dewesoft SIRIUS System za zajem podatkov, obdelavo meritev pa smo izvedli s programom DewesoftX. Dinamični odziv posameznega preizkušanca smo merili pravokotno na njegovo ravnino s tremi pospeškometri (P1, P2 in P3), ki smo jih namestili na $\frac{3}{4}$, $\frac{1}{2}$ in $\frac{1}{4}$ višine preizkušanca, kot je prikazano na sliki 5.109 levo na primeru YT preizkušanca in desno na primeru NF preizkušanca.



Slika 5.109: Prikaz pozicije pospeškometrov na preizkušancu YT (levo) in NF (desno)
Figure 5.109: Positioning of accelerometers for specimens YT (left) and NF (right)

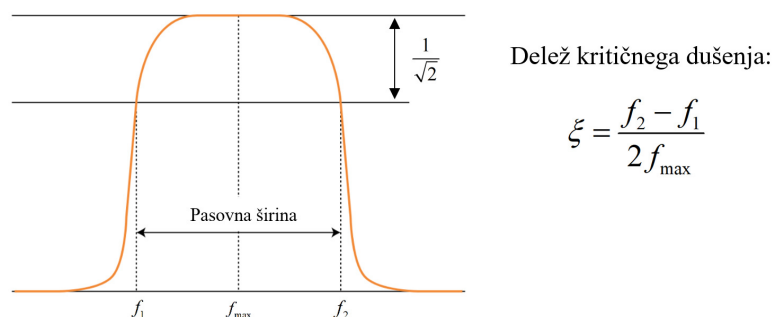
Po namestitvi pospeškometrov na preizkušanec smo z udarcem gumi kladiva pravokotno na površino zidu vsilili vibracije v smeri merjenja pospeškov in zajeli pospeške odziva. S programsko opremo DewesoftX smo že v času merjenja z direktno hitro Fourierovo transformacijo (FFT) lahko grobo ocenili lastno frekvenco preizkušanca. Po zajetih podatkih dinamičnega odziva smo v programu DewesoftX obdelali podatke posameznega preizkušanca. Znotraj programa, ki omogoča pretvorbo zabeleženega signala pospeškometrov s hitro Fourierovo transformacijo, smo časovni odziv pretvorili na amplitudni spekter odziva v frekvenčni domeni in poiskali amplitudne vrhove, ki predstavljajo lastne nihajne frekvence. Lastno frekvenco prve nihajne oblike smo določili s primerjavo amplitudnih vrhov spektrov treh pospeškometrov. Kjer sta amplitudna vrhova pospeškometrov P1 in P3 medsebojno podobna in hkrati očitno manjša od amplitudnega vrha P2, je določena pripadajoča lastna frekvenca prve nihajne oblike preizkušanca. Primer določitve lastne frekvence je prikazan na sliki 5.110.



Slika 5.110: Primer izmerjenega časovnega zapisa pospeškometrov P1, P2 in P3, FFT transformacija na amplitudni spekter in določitev prve lastne frekvence preizkušanca.

Figure 5.110: Example of measured time history with accelerometers P1, P2 in P3, FFT transformation spectrum of measured accelerations and natural frequency determination of specimen’s first mode.

Po določitvi prve lastne frekvence preizkušanca smo iz amplitudnih spektralnih krivulj z metodo Half-Power Bandwidth (Chopra, 2007) znotraj programa DewesoftX določili še delež kritičnega dušenja za prvo nihajno obliko, kot je shematsko prikazano na sliki 5.111.



Slika 5.111: Določitev kritičnega deleža dušenja z metodo Half-Power Bandwidth metodo (DewesoftX).

Figure 5.111: Determination of the damping ratio with Half-Power Bandwidth method (DewesoftX).

5.10.2 Lastne frekvence in dušenje preizkušancev nekonstrukcijskih predelnih zidov

Rezultati dinamičnih lastnosti vseh preizkušancev nekonstrukcijskih zidov, določenih po postopku opisanem v poglavju 5.10.1, so zbrani v preglednici 5.13. Prikazani so za vsak preizkušanec določena lastna frekvenca f prve nihajne oblike, lastni nihajni čas T in delež kritičnega dušenja ζ . Za sklope treh enakih preizkušancev so izračunani še statistični parametri (povprečna vrednost, standardni odklon in koeficient variacije).

Preglednica 5.13: Lastne frekvence in dušenje nepoškodovanih preizkušancev in po končani preiskavi.

Table 5.13: Natural frequencies and damping ratio of undamaged specimens and damaged specimens after the test.

NF	Nepoškodovan			Po preiskavi			YT	Nepoškodovan			Po preiskavi		
	f [Hz]	T [s]	ζ [%]	f [Hz]	T [s]	ζ [%]		f [Hz]	T [s]	ζ [%]	f [Hz]	T [s]	ζ [%]
NF-1	13.61	0.073	2.81	4.64	0.216	6.74	YT-1	11.56	0.087	3.48	3.80	0.263	10.22
NF-2	14.20	0.070	3.21	4.6	0.217	8.16	YT-2	11.01	0.091	3.87	5.71	0.175	8.58
NF-3	13.80	0.072	2.60	4.41	0.227	6.97	YT-3	12.50	0.080	3.79	3.92	0.255	9.69
\bar{x}	13.87	0.072	2.87	4.55	0.220	7.29	\bar{x}	11.69	0.086	3.71	4.48	0.231	9.50
σ	0.30	0.002	0.31	0.12	0.006	0.76	σ	0.75	0.005	0.21	1.07	0.049	0.84
COV	2%	2%	11%	3%	3%	10%	COV	6%	6%	6%	24%	21%	9%
NF-1A	14.94	0.067	2.57	4.83	0.207	6.16	YT-1A	12.91	0.077	3.09	7.68	0.130	5.53
NF-2A	15.30	0.065	2.89	4.92	0.203	6.51	YT-2A	12.90	0.078	3.41	7.32	0.137	5.33
NF-3A	15.83	0.063	2.66	4.23	0.236	6.52	YT-3A	12.25	0.082	3.77	4.45	0.225	6.26
\bar{x}	15.36	0.065	2.71	4.66	0.216	6.40	\bar{x}	12.69	0.079	3.42	6.48	0.164	5.71
σ	0.45	0.002	0.17	0.38	0.018	0.20	σ	0.38	0.002	0.34	1.77	0.053	0.49
COV	3%	3%	6%	8%	8%	3%	COV	3%	3%	10%	27%	32%	9%
NF-1B	14.34	0.070	2.58	3.61	0.277	8.74	YT-1B	12.39	0.081	4.30	7.32	0.137	6.53
NF-2B	15.08	0.066	2.60	4.83	0.207	8.00	YT-2B	12.16	0.082	4.74	6.56	0.152	7.56
NF-3B	15.39	0.065	2.75	4.60	0.217	6.54	YT-3B	12.65	0.079	4.41	5.81	0.172	10.24
\bar{x}	14.94	0.067	2.64	4.35	0.234	7.76	\bar{x}	12.40	0.081	4.48	6.56	0.154	8.11
σ	0.54	0.002	0.09	0.65	0.038	1.12	σ	0.25	0.002	0.23	0.76	0.018	1.91
COV	4%	4%	3%	15%	16%	14%	COV	2%	2%	5%	12%	12%	24%
NF-1C	15.3	0.07	2.44	3.62	0.28	9.47	YT-1C	13.30	0.08	3.96	4.41	0.23	9.70
NF-1D	16.4	0.06	2.80	3.85	0.26	8.93	YT-1D	12.69	0.08	4.33	4.56	0.22	11.8
NF-1E	16.1	0.06	3.12	4.23	0.24	8.76	YT-1E	13.87	0.07	4.28	5.37	0.19	12.1

Iz primerjave povprečnih vrednosti nihajnih časov neutrjenih nepoškodovanih preizkušancev NF in YT je razvidno, da je nihajni čas NF preizkušancev nižji od nihajnega časa YT preizkušancev. Delež kritičnega dušenja prve nihajne oblike je pri preizkušancih NF približno za 1 % nižji, kot pri preizkušancih YT. Po opravljenem kvazi-statičnem cikličnem preizkusu, ko smo dosegli mejno stanje blizu porušitve se lastni nihajni čas pri obeh vrstah preizkušancev izrazito poveča, saj se tekom preiskave tvori mehanizem plastičnih členkov. Povprečna vrednost deleža kritičnega dušenja se pri obeh vrstah preizkušancev izrazito poveča. To pomeni, da je nihanje preizkušancev NF pri mejnem stanju blizu porušitve za 4.4 % bolj dušeno kot pri nepoškodovanem preizkušancu, medtem ko je pri preizkušancih YT za 5.8 % bolj dušeno kot pri nepoškodovanih.

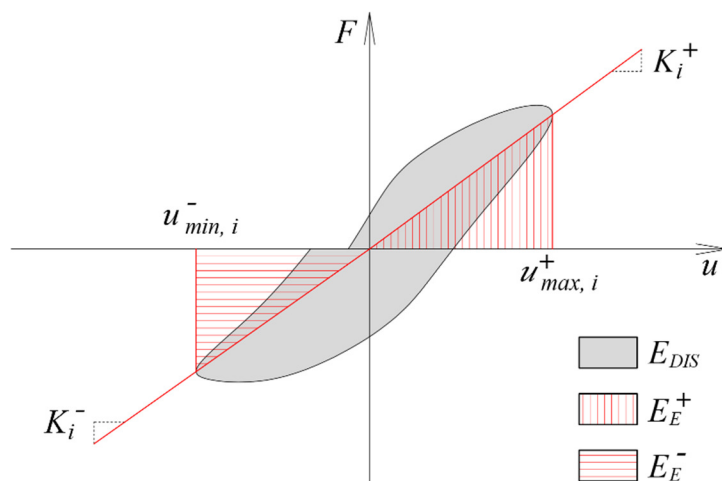
S sistemoma utrditve A in B se lastni nihajni čas glede na neutrjene NF preizkušance zmanjša za 0.3 do 0.4 %. Pri preizkušancih YT pa se delež kritičnega dušenja z utrditvijo A zmanjša za 0.3 %, medtem ko se z utrditvenim sistemom B poveča za 0.8 %. Pri mejnem stanju blizu porušitve ugotovimo, da imajo

utrjeni preizkušanci NF s sistemom A in B pri mejnem stanju blizu porušitve večji nihajni čas v primerjavi z neutrjenimi preizkušanci, medtem ko je pri preizkušancih YT ravno obratno. Te vrednosti so medsebojno težko primerljive, saj so poškodbe preizkušancev NF in YT različne. Pri načinih utrditve C, D in E na NF in YT preizkušancih lahko ravno tako opazimo zmanjšan nihajni čas pri nepoškodovanih preizkušancih v primerjavi z neutrjenimi.

Na podlagi rezultatov neutrjenih preizkušancev NF-1, NF-2 in NF-3 pridemo do zaključka, da je lastni nihajni čas nepoškodovanih vitkih nekonstrukcijskih zidov, grajenih iz opeke normalnega formata okoli 0.07 s in se lahko ob poškodbah, ki bi nastale ob morebitnem pojavu potresa, poveča do 0.2 s. Delež kritičnega dušenja pa znaša 2.9 %. Iz rezultatov za YT-1, YT-2 in YT-3 sklepamo, da je nihajni čas vitkih porobetonskih nekonstrukcijskih zidov približno 0.09 s, in se ob poškodbah lahko poveča do 0.23 s, delež kritičnega dušenja pa je okoli 3.7 %. Ti parametri so pomembni za določitev projektne obtežbe predelnih zidov pri projektiranju. Iz primerjave nihajnih časov neutrjenih in utrjenih preizkušancev sklepamo, da se z vsemi načini utrditve nihajni čas prve nihajne oblike minimalno zmanjša.

5.10.3 Ekvivalentno viskozno dušenje

Na podlagi histereznih krivulj izvenravninskega obnašanja neutrjenih preizkušancev (Poglavje 5.6) in utrjenih preizkušancev s sistemi A (Poglavje 5.7), B (Poglavje 5.8) ter s sistemi C,D in E (Poglavje 5.9) smo določili ekvivalentno viskozno dušenje histereznega obnašanja, ki je definirano z ekvivalentnim koeficientom dušenja ζ_E , na podlagi disipirane energije enega cikla (Jacobsen, 1930). Pri obdelavi eksperimentalnih rezultatov histereznega odziva se pri analizi vsakega cikla upošteva disipacijo energije v obeh smereh obremenjevanja (Priestley et al., 1996) kot je shematično prikazano na sliki 5.112, koeficient ζ_E pa je definiran z izrazom (5.3).



Slika 5.112: Disipacije energije histerezne zanke enega cikla s parametri ekvivalentnega koeficienta viskoznega dušenja ζ_E .

Figure 5.112: Hysteretic energy dissipation of a single cycle with parameters of equivalent viscous damping coefficient ζ_E .

$$\zeta_E = \frac{E_{DIS}}{2\pi E_E} = \frac{E_{DIS}}{2\pi(E_E^+ + E_E^-)} = \frac{E_{DIS}}{2\pi\left(\frac{1}{2}K_i^+u_{max,i}^+ + \frac{1}{2}K_i^-u_{min,i}^-\right)} \quad (5.3)$$

Kjer so:

E_{DIS} ... disipirana energija cele histerezne zanke (površina, ki jo omejuje histerezna zanka),

E_E ... elastična deformacijska energija celotne i-te histerezne zanke

E_E^+ ... elastična deformacijska energija pozitivnega dela i-te histerezne zanke,

E_E^- ... elastična deformacijska energija negativnega dela i-te histerezne zanke,

K_i^+ ... sekantna togost pozitivnega dela i-te histerezne zanke,

K_i^- ... sekantna togost negativnega dela i-te histerezne zanke,

$u_{\max,i}^+$... maksimalni pomik pozitivnega dela i-te histerezne zanke,

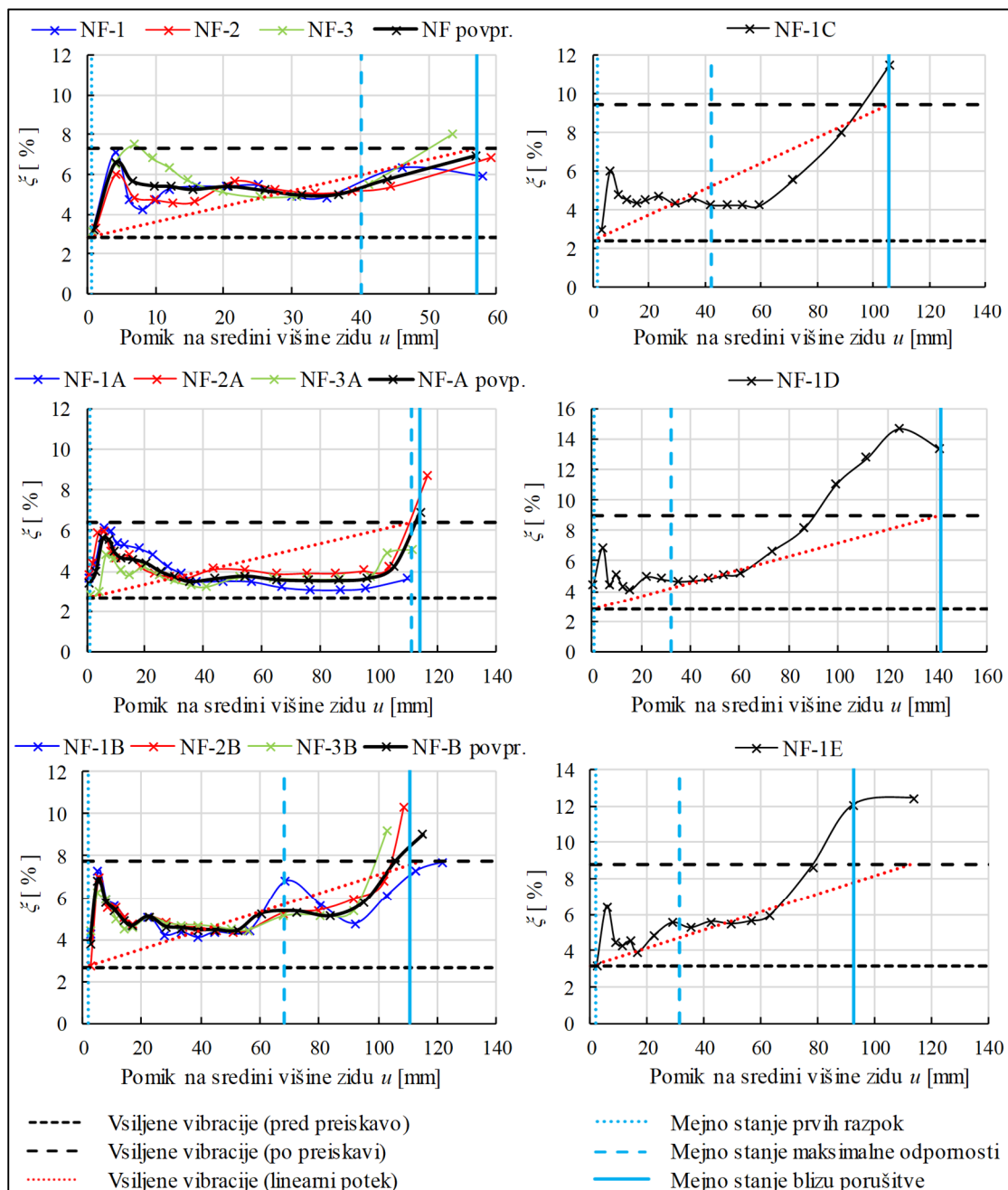
$u_{\max,i}^-$... minimalni pomik negativnega dela i-te histerezne zanke.

Na slikah 5.113 in 5.114 so prikazane krivulje razvoja ekvivalentnega koeficienta viskoznega dušenja ζ_E glede na amplitudo pomika na sredini višine preizkušancev NF in YT. Za skupine preizkušancev, kjer so bili preizkušani trije preizkušanci, je prikazan razvoj ζ_E posameznega preizkušanca in povprečna krivulja razvoja ekvivalentnega viskoznega dušenja. Za primerjavo so na grafih prikazane še vrednosti deleža kritičnega dušenja ζ , dobljene z metodo vsiljenih vibracij. Rezultati metode vsiljenih vibracij, ki smo jih pridobili pred opravljenim izvenravninskim kvazi-statičnim cikličnim preizkusom in po njem, so prikazani s črnimi črtkanimi črtami vzdolž celotnega razpona amplitud. Hkrati je prikazana tudi rdeča pikasta linija z začetno vrednostjo deleža kritičnega dušenja pred preiskavo (pri amplitudi 0 mm) in s končno vrednostjo dušenja izmerjeno po preiskavi (pri maksimalni amplitudi pomika).

Vrednosti ekvivalentnega viskoznega dušenja ζ_E vseh NF preizkušancev pri mejnem stanju nastanka prvih razpok, neglede na to ali so ti neutrjeni ali utrjeni, zajema vrednosti med 3.2 % in 4.4 %. Izkaže se, da z metodo vsiljenih vibracij pred cikličnimi preiskavami dobimo nekoliko nižje vrednosti kritičnega dušenja ζ , in sicer med 2.8 in 3.1 %. Pri YT preizkušancih je bilo že iz histereznih krivulj evidentno elastično obnašanje pri prvih dveh amplitudah cikličnega obremenjevanja, posledično je disipirana energija v začetnem območju manjša, kar vpliva na nižje vrednosti ekvivalentnega koeficienta viskoznega dušenja ζ_E . Vrednosti koeficientov ζ_E in ζ se ujemajo pri amplitudah, ko pride do nastanka prvih razpok. Pri YT preizkušancih znašajo vrednosti ekvivalentnega kritičnega dušenja ζ_E pri mejnem nastanku prvih razpok med 3.2 % in 4.2 %, vrednosti deleža kritičnega dušenja ζ z metodo vsiljenih vibracij pred preiskavami pa med 3.4 in 4.3 %. Primerjava rezultatov ζ in ζ_E pri mejnem stanju nastanka prvih razpok potrjuje, da je metoda vsiljenih vibracij primerna za in-situ oceno dinamičnih lastnosti intaktnih zidov v obstoječih objektih.

Po preseženih amplitudah pomikov pri mejnem stanju nastanka prvih razpok je razviden izrazit vrh viskoznega dušenja ζ_E (območje amplitud pomika 10-15 mm) pri vseh neutrjenih in utrjenih NF preizkušancih, kar je posledica obsežne disipacije energije zaradi razvoja plastičnih členkov v horizontalnih spojnica zidovja. Pri preizkušancih NF so plastični členki geometrijsko omejeni na volumen maltne spojnice, ki je v primerjavi s porobetonskimi zidaki mnogo manjši. Po začetnem skoku koeficienta ζ_E se vrednost koeficienta ustali na nekoliko nižjem nivoju pri skoraj konstantni vrednosti, vse do amplitude, ko se prične tlačno mehčati še malta v ostalih spojnica ali pride celo do tlačne porušitve zidakov, zaradi česar ponovno pride do večje količine disipirane energije. Pri neutrjenih preizkušancih NF se naraščanje vrednosti ζ_E po konstantnem delu pojavi po doseženi amplitudi pomika 40 mm, kar se ujema s pomiki pri mejnem stanju maksimalne nosilnosti in ni tako izrazito kot pri utrjenih preizkušancih. Vrednost ekvivalentnega viskoznega dušenja ζ_E doseže vrednost 7.1 % pri mejnem stanju blizu porušitve. Pri utrjenih preizkušancih NF-A in NF-B prične ekvivalentni koeficient viskoznega dušenja naraščati nekoliko pred doseženim mejnim stanjem maksimalne nosilnosti. Vrednost ζ_E pri

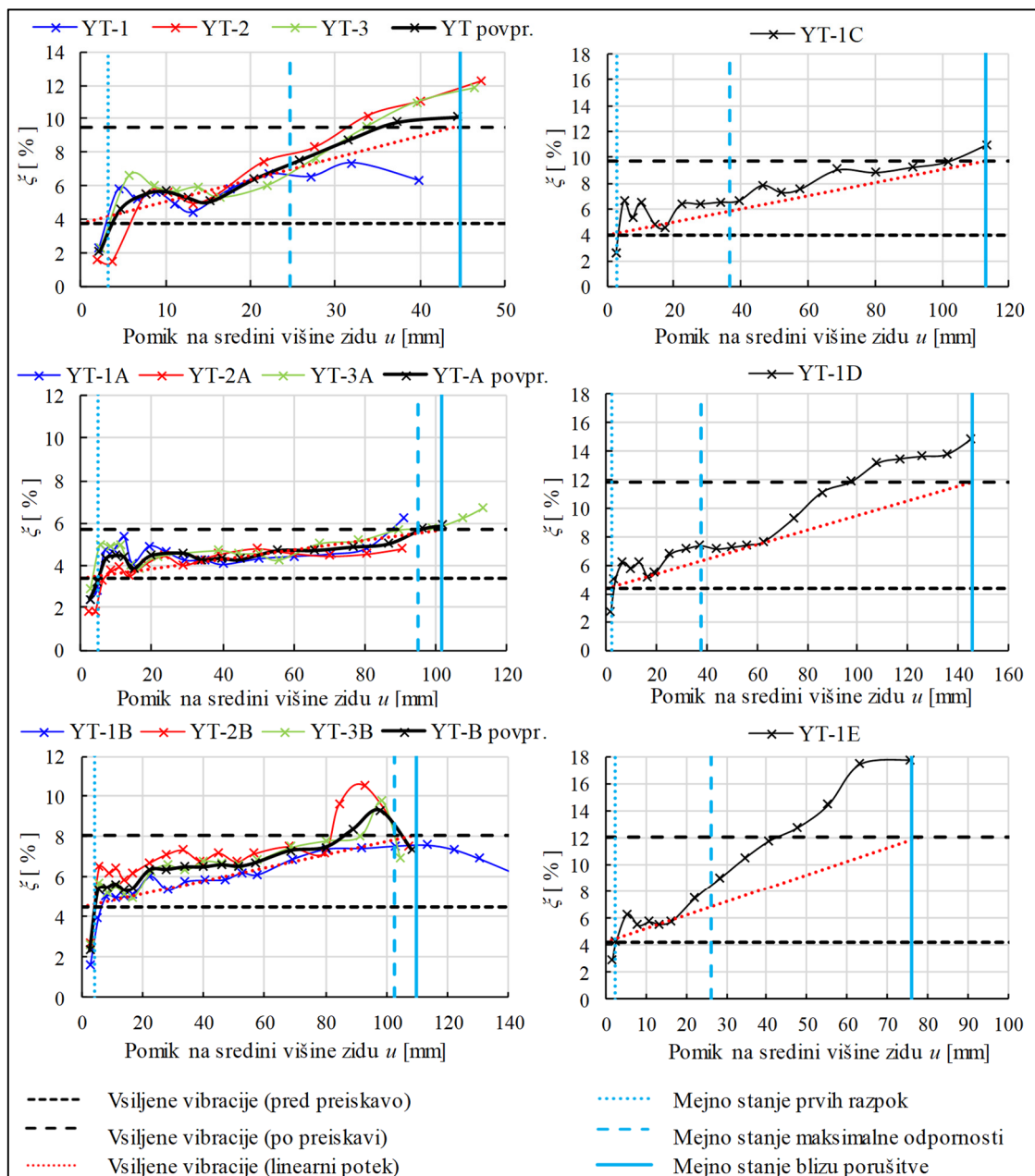
mejnem stanju blizu porušitve NF-A preizkušancev znaša 6.9 % in NF-B preizkušancev 8.6 %. Pri preizkušancih NF-1C, NF-1D in NF-E je ponovno naraščanje koeficienta ζ_E opazno po doseženi amplitudi 60 mm. Pri mejnem stanju blizu porušitve je dosežena vrednost ζ_E za preizkušanec NF-1C enaka 11.5 %, za preizkušanec NF-1D enaka 13.3 % in za preizkušanec NF-1E enaka 12.1 %.



Slika 5.113: Razvoj ekvivalentnega koeficienta viskoznega dušenja ζ_E glede na amplitudo pomika na sredini višine preizkušancev NF in primerjava z deležem kritičnega dušenja ζ iz metode vsiljenih vibracij.
 Figure 5.113: Development of viscous damping coefficient ζ_E along mid-height amplitude displacements for NF specimens and a comparison with damping ratio ζ from forced vibration method.

Pri YT preizkušancih po preseženem mejnem stanju prvih razpok zaznamo izrazit skok vrednosti ekvivalentnega koeficienta viskoznega dušenja ζ_E , ki se nato s povečevanjem amplitude izvenravninskega pomika vseskozi povečuje do doseženega mejnega stanja blizu porušitve. Pri YT preizkušancih se plastični členki tvorijo v porobetonskih zidakah, ki imajo v primerjavi z zidaki

normalnega formata večji volumen in nizko tlačno trdnost, zato se območje tvorjenja plastičnega členka (mehčanje porobetonskih zidakov ob vpetjih) povečuje z večanjem amplitude izvenravninskega pomika. Zaradi enakomernejše akumulacije poškodb in nelinearnih tlačnih deformacij v porobetonskih zidkih je disipacija energije vzdolž celotnega območja amplitud pomikov pri YT preizkušancih enakomernejša v primerjavi z NF preizkušanci. Pri mejnem stanju blizu porušitve neutrenjeni preizkušanci YT dosežejo vrednost ekvivalentnega dušenja 10.1 %. Pri utrjenih preizkušancih znaša vrednost ekvivalentnega viskoznega dušenja 5.9 % za YT-A preizkušance, 7.6 % za YT-B preizkušance, 11.1 % za YT-1C preizkušane, 14.8 % za YT-1D preizkušane in 17.7 % za YT-1E preizkušane.



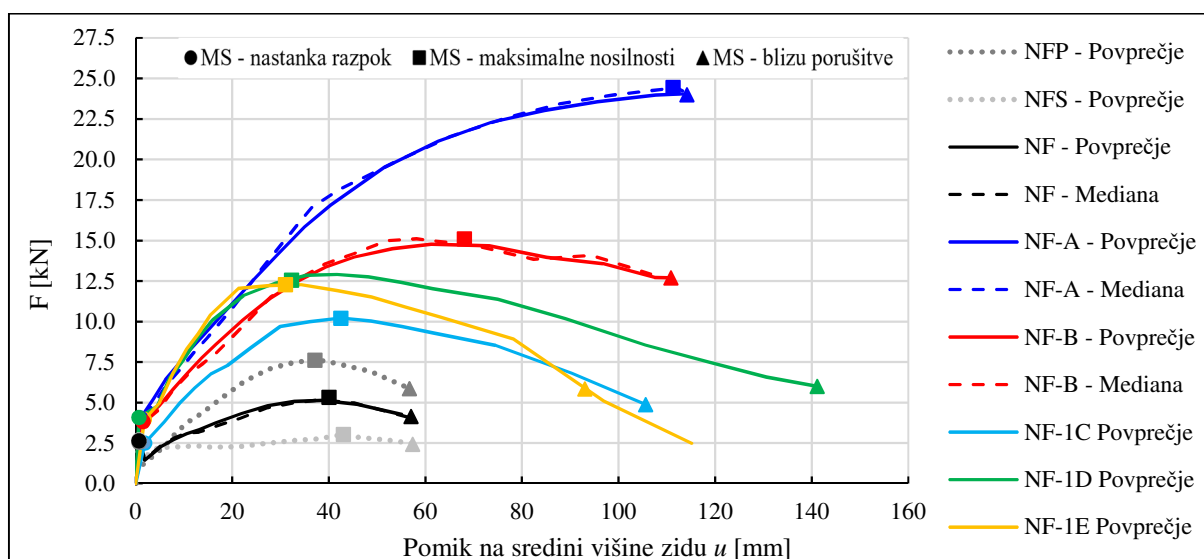
Slika 5.114: Razvoj ekvivalentnega koeficienta viskoznega dušenja ζ_E glede na amplitudo pomika na sredini višine preizkušancev YT in primerjava z deležem kritičnega dušenja ζ iz metode vsiljenih vibracij.
 Figure 5.114: Development of viscous damping coefficient ζ_E along mid-height amplitude displacements for YT specimens and a comparison with damping ratio ζ from forced vibration method.

Iz primerjave vrednosti ekvivalentnega koeficienta viskoznega dušenja ζ_E pri mejnem stanju blizu porušitve in vrednosti kritičnega dušenja ζ določenega z metodo vsiljenih vibracij po kvazi-statičnih cikličnih preiskavah, je razvidno dobro medsebojno ujemanje rezultatov pri skupinah preizkušancev NF, YT, NF-A, YT-A, NF-B, YT-B. Pri preizkušancih NF-1C, YT-1C, NF-1D, YT-1D, NF-1E in YT-1E pa je odstopanje večje.

6 ANALIZA UČINKOVITOSTI UTRDITEV NEKONSTRUKCIJSKIH ZIDOV

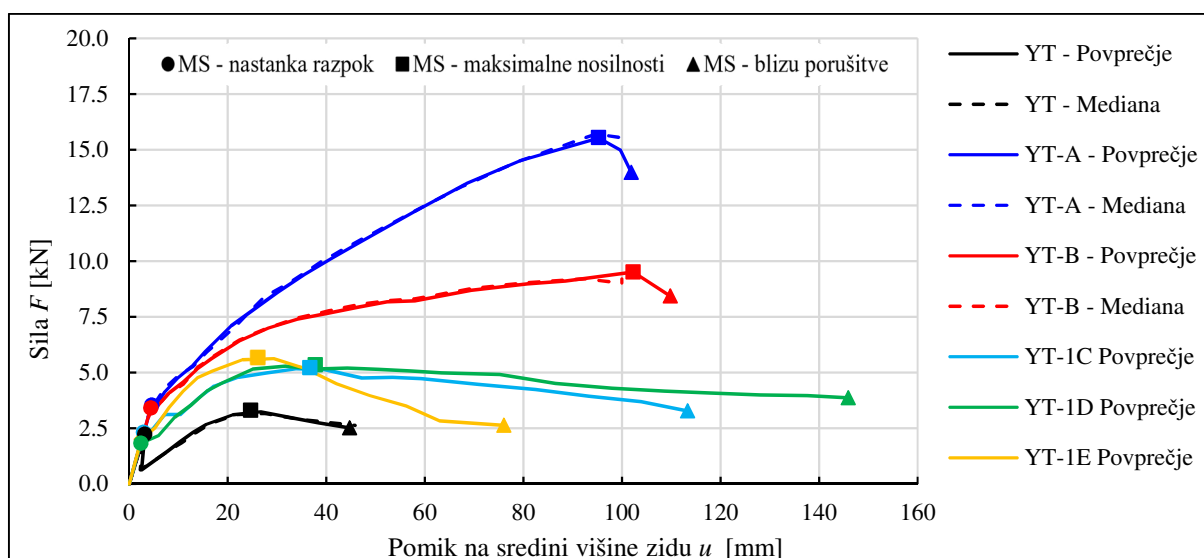
6.1 Vpliv utrditvenih sistemov na mejna stanja nekonstrukcijskih zidov

Analizo učinkovitosti utrditvenih ukrepov smo izdelali na podlagi primerjave povprečnih histereznih ovojníc drugih ciklov za posamezne sklope preizkušancev. Učinek posameznega utrditvenega ukrepa smo primerjali z obnašanjem neutrjenih preizkušancev. Za vrsto preizkušancev NF je primerjava povprečnih krivulj z mejnimi stanji prikazana na sliki 6.1 in za YT preizkušance na sliki 6.2.



Slika 6.1: Primerjava povprečnih histereznih ovojníc drugih ciklov z označenimi mejnimi stanji za NF preizkušance.

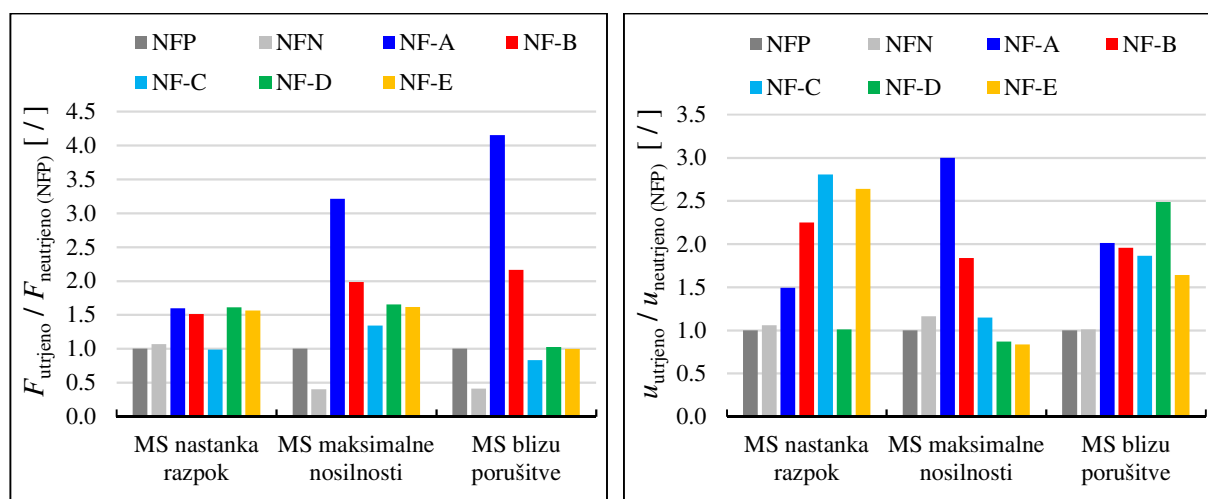
Figure 6.1: Comparison of average hysteresis envelopes of the 2nd cycles with marked limit states for NF specimens.



Slika 6.2: Primerjava povprečnih histereznih ovojníc drugih ciklov z označenimi mejnimi stanji za YT preizkušance.

Figure 6.2: Comparison of average hysteresis envelopes of the 2nd cycles with marked limit states for YT specimens.

Pri utrditvenem sistemu A je pri obeh vrstah preizkušancev (NF in YT) opazno, da sta si mejno stanje maksimalne nosilnosti in mejno stanje blizu porušitve tako po vrednosti mejnih pomikov kot tudi po izvenravninski odpornosti zelo blizu. Ravno tako je ta podobnost značilna za YT preizkušance, utrjene s sistemom B. Pri preizkušancih NF, utrjenih s sistemom B, pa po doseženem mejnem stanju maksimalne nosilnosti krivulja rahlo pada vse do mejnega stanja blizu porušitve. Že iz primerjave povprečnih ovojnic je razvidno, da ima pri obeh vrstah nekonstrukcijskih zidov največji učinek na povišanje izvenravninske odpornosti utrditveni sistem A, kateremu sledi sistem B. Sistemi C, D in E imajo v smislu izvenravninske odpornosti najmanjši učinek. Z vidika maksimalnih pomikov pa največji pomik pri obeh vrstah zidov doseže preizkušanec, utrjen s sistemom D, sledijo pa mu preizkušanci, utrjeni s sistemoma A in B, ki dosežejo medsebojno podoben pomik. Za podrobnejšo primerjavo smo povprečne nosilnosti in mejne pomike posameznih skupin preizkušancev za vsako izmed mejnih stanj normirali s povprečnimi vrednostmi neutrjenih preizkušancev. Pri preizkušancih NF smo za primerjalne vrednosti vzeli povprečje NFP, ki predstavlja obnašanje neutrjenih preizkušancev s popolno zapolnjenimi spojnicami, pri preizkušancih YT pa povprečje vseh neutrjenih preizkušancev. Normiranje smo izvedli za vsako vrsto preizkušancev posebej. Primerjava vpliva utrditvenih sistemov na mejna stanja je prikazana na sliki 6.4 za NF preizkušance in na sliki 6.4 za YT preizkušance.

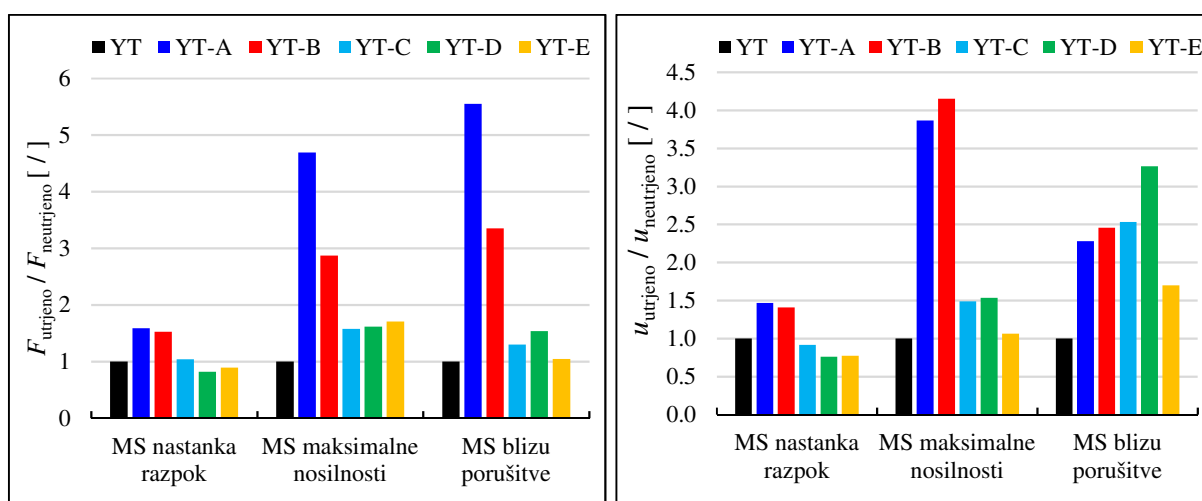


Slika 6.3: Vpliv utrditvenih sistemov na izvenravninsko nosilnost (levo) in mejne pomike (desno) NF nekonstrukcijskih zidov.

Figure 6.3: Effect of the strengthening systems on out-of-plane strength (left) and limit displacements (right) of NF non-structural walls.

Primerjava izvenravninske odpornosti NF preizkušancev pokaže, da se z utrditvenim sistemom A izvenravninska odpornost pri mejnem stanju nastanka razpok zviša za 60 %, pri mejnem stanju maksimalne nosilnosti za 221 % in pri mejnem stanju blizu porušitve za 315 % glede na neutrjene preizkušance (NFP), s sistemom B pri mejnem stanju nastanka razpok za 51 %, pri mejnih stanjih maksimalne nosilnosti in blizu porušitve pa za približno polovične vrednosti, in sicer za 98 % in 116 %. Na mejno stanje nastanka razpok sistem C praktično nima vpliva, medtem ko se s sistemoma D in E nosilnost poveča za 61 % in 56 %. Najmanjši vpliv na povečanje nosilnost pri mejnem stanju maksimalne nosilnosti ima sistem C (za 34 %), sistema D (za 65 %) in E (za 61 %) pa imata medsebojno podoben učinek. Utrditveni sistemi C, D in E imajo praktično zanemarljiv vpliv na izvenravninsko odpornost pri mejnem stanju blizu porušitve.

Iz primerjave izvenravninskih pomikov na sredini višine zidu je razvidno, da imajo pri mejnem stanju nastanka razpok podoben vpliv utrditvena sistema C in E, ki povečata pomik za 181 – 164 %, sistem A za 49 %, sistem B za 125 %, sistem D pa ima zanemarljiv vpliv. Pri mejnem stanju maksimalne nosilnosti se mejni pomik z utrditvenim sistemom A poveča za kar 200 %, s sistemom B za 84 %, sistem C pa praktično nima vpliva. Sistema D in E pa imata na mejni pomik pri mejnem stanju maksimalne odpornosti celo negativen učinek. Pomik pri mejnem stanju blizu porušitve se najbolj poveča (za 149 %) pri utrditvi s sistemom D. Sistem A (za 101 %) in sistem B (za 95 %) imata pri tem mejnem stanju podoben vpliv na mejne pomike. Najmanj pa se pomik pri mejnem stanju blizu porušitve poveča pri utrditvi s sistemom E (za 64 %).



Slika 6.4: Vpliv utrditvenih sistemov na izvenravninsko nosilnost (levo) in mejne pomike (desno) YT nekonstrukcijskih zidov.

Figure 6.4: Effect of the strengthening systems on out-of-plane strength (left) and limit displacements (right) of YT non-structural walls.

Iz primerjave izvenravninskih odpornosti na sredini višine YT preizkušancev lahko sklepamo, da imata le utrditvena sistema A in B pozitiven učinek pri mejnem stanju nastanka razpok (povečanje odpornosti za 59 in 53 % in mejnega pomika za 47 in 41 %), ostali sistemi pa praktično nimajo vpliva. Pri mejnem stanju maksimalne nosilnosti lahko opazimo, da se izvenravninska odpornost glede na neutrjene YT preizkušance poveča s sistemoma A (za 369 %) in B (za 187 %). V podobnem razmerju sta tudi prispevka sistemov A in B k povečanju izvenravninske odpornosti pri mejnem stanju blizu porušitve, kjer se izvenravninska odpornost s sistemom A poveča za 455 % in s sistemom B za 235 %. Sistem E praktično nima vpliva, sistema C in D pa imata medsebojno podoben učinek na izvenravninsko odpornost pri mejnem stanju maksimalne nosilnosti, in sicer jo sistem C poveča za 30 % in sistem D za 54 %. Glede na primerjavo mejnih pomikov na sredini višine zidu pri mejnem stanju nastanka razpok lahko opazimo, da imajo vsi sistemi utrditev praktično zanemarljiv vpliv. Pri mejnem stanju maksimalne nosilnosti pa se podobno izkažeta utrditvena sistema A in B, ki mejne pomike povečata kar za 286 % in 315 % glede na neutrjene YT preizkušance, pri mejnem stanju blizu porušitve pa jih povečata za 128 % in 145 %. Utrditvena sistema C in D imata v primerjavi s sistemoma A in B manjši vpliv na mejne pomike pri mejnem stanju maksimalne nosilnosti, ki jih povečata za 30 in 54 %, medtem ko ima sistem E zanemarljiv vpliv. Pri mejnem stanju blizu porušitve ima največji vpliv na povečanje mejnega pomika utrditev s sistemom D, ki ga poveča za 226 %, nato pa sledita sistema C (za 153 %) in E (za 70 %).

Na podlagi vpliva utrditvenih sistemov na obeh vrstah zidov lahko sklepamo, da ima največji doprinos k izboljšanju izvenravninske odpornosti, ne glede na tip nekonstrukcijskega zidu, utrditveni sistem A, saj se s tem sistemom izvenravninska odpornost pri mejnem stanju maksimalne nosilnosti poveča za 221 % pri preizkušancih NF in za 370 % pri preizkušancih YT, pri mejnem stanju blizu porušitve pa za 315 in 455 %. Mejni pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve pa se v primerjavi z neutrjenimi preizkušanci povečajo za več kot 100 % pri obeh vrstah preizkušancev. Sistemu A po učinkovitosti sledi utrditveni sistem B, ki izvenravninsko odpornost pri mejnem stanju maksimalne nosilnosti pri NF preizkušancih izboljša za 98 % in pri YT preizkušancih za 185 %, kar je pokazatelj višje učinkovitosti utrditvenega sistema B na zidovju iz porobetonskih zidakov. Pri mejnem stanju blizu porušitve lahko utrjeni nekonstrukcijski zidovi dosežejo za več kot 95 % večje izvenravninske pomike na sredini višine zidu v primerjavi z neutrjenimi zidovi, kar je podobno kot pri utrditvi s sistemom A.

Utrditveni sistemi C, D in E imajo nižji doprinos k povečanju maksimalne izvenravninske odpornosti v primerjavi s sistemom A in B. Z utrditvenim sistemom C se maksimalna izvenravninska odpornost na NF preizkušancih zviša le za 34 %, na preizkušancih YT pa za 57 %, kar pokaže, da je njegova učinkovitost višja na zidovju iz porobetonskih zidakov. Večjo učinkovitost sistema C na zidovju iz porobetonskih zidakov nakazujejo tudi pomiki pri mejnem stanju blizu porušitve. Pri YT preizkušancih se le-ti povečajo za 153 %, pri NF preizkušancih pa le za 87 %. Utrditvena sistema D in E imata medsebojno podoben učinek na povečanje izvenravninske odpornosti preizkušancev. Izvenravninsko odpornost pri mejnem stanju maksimalne nosilnosti, ne glede na vrsto zidovja, povečata za 60 - 70 %. Z vidika maksimalnih mejnih pomikov pri mejnem stanju blizu porušitve ima sistem D večji doprinos pri YT preizkušancih (za 226 % večji pomiki) kot pri NF preizkušancih (za 149 % večji pomiki). Utrditveni sistem E ima na maksimalne pomike pri mejnem stanju blizu porušitve podoben učinek na NF in na YT preizkušance, in sicer se mejni pomiki povečajo za 64 - 70 %.

Vrednotenje rezultatov učinkovitosti obravnavanih utrditvenih sistemov pokaže, da ti nimajo pomembnega vpliva na mejno stanje nastanka razpok oziroma je vpliv zelo majhen, saj je ta pogojen z nastankom prvih razpok v zidovju. To mejno stanje je doseženo že pri zelo majhnem izvenravninskem pomiku, zato je možno, da se obravnavni utrditveni sistemi takrat še ne aktivirajo, kar je odvisno od natančnosti izvedbe posamezne utrditve, saj je pri lepljenju tkanine ali fasadne mrežice nemogoče nadzorovati njeno napetost po površini.

6.2 Vpliv utrditvenih sistemov na upadanje togosti nekonstrukcijskih zidov

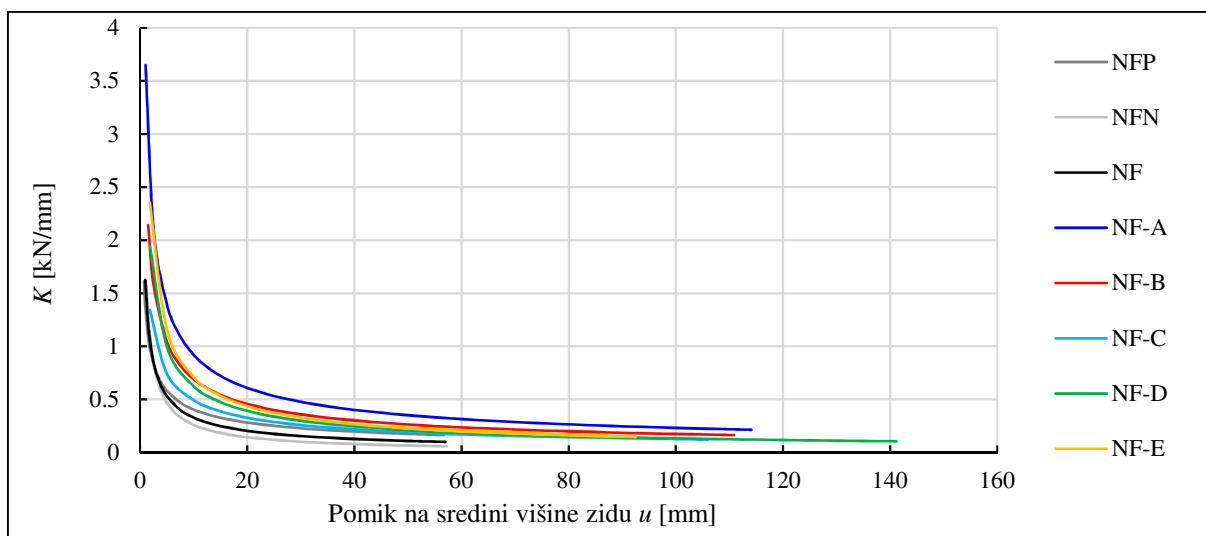
Na podlagi parametrov upadanja togosti posameznega preizkušanca je bilo že v poglavju 5 ugotovljeno, da obravnavani sistemi utrditve pri obeh vrstah preizkušancev zagotovijo bolj simetrično obnašanje zidov v primerjavi z neutrjenimi preizkušanci. Na osnovi interpolacijskih funkcij upadanja togosti, ovrednotenih na podlagi histereznega odziva vsakega izmed preizkušancev, je v tem poglavju izdelana medsebojna primerjava skupin preizkušancev. Za lažjo primerjavo globalne učinkovitosti utrditvenih sistemov na upadanje togosti smo iz pozitivnih in negativnih vej po skupinah preizkušancev, glede na njihovo vrsto in sistem utrditve, določili povprečne koeficiente interpolacijskih funkcij n in C . Za vsako izmed skupin preizkušancev NF, YT, NF-A in NF-B je bilo pri izračunu povprečnih koeficientov n in C upoštevanih 6 vrednosti, medtem ko smo pri preizkušancih NF-C, NF-D in NF-E izračunali povprečje na podlagi dveh vrednosti (negativna in pozitivna veja). Pri vejah NFP in NFN pa je izračunano povprečje na podlagi treh pripadajočih vrednosti. V preglednici 6.1 so za medsebojno primerjavo glede na vrsto zidu in sistem utrditve zbrani povprečni koeficienti interpolacijskih funkcij, na podlagi teh

koeficientov pa na je na slikah 6.5 in 6.6 prikazana še grafična primerjava interpolacijskih funkcij posamezne vrste neutrjenih in utrjenih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov.

Preglednica 6.1: Povprečni koeficienti funkcij upadanja togosti za vse vrste preizkušancev.

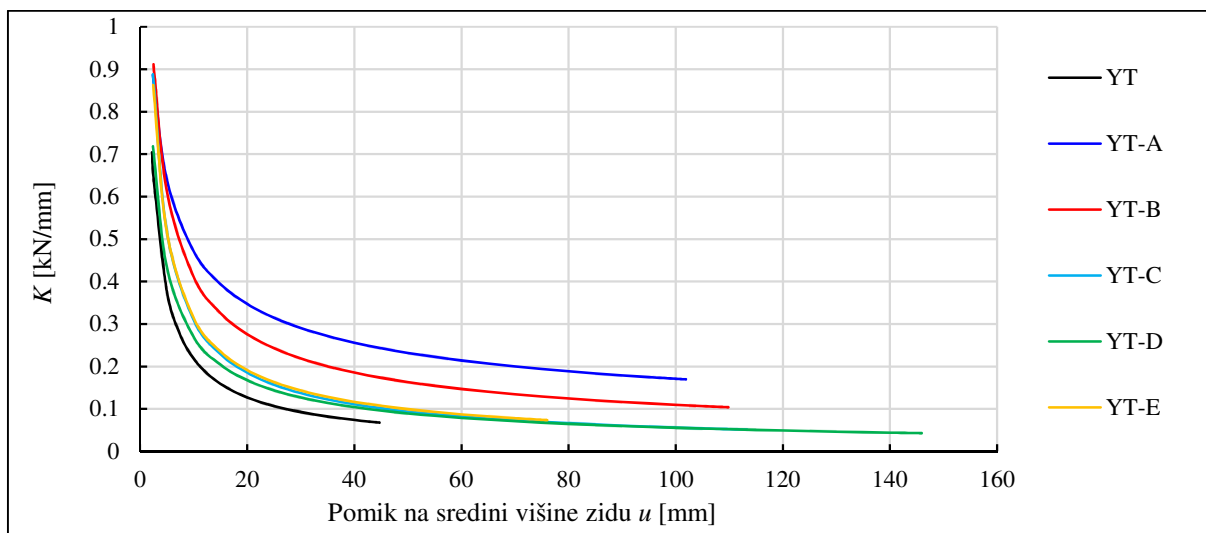
Table 6.1: Average coefficients of stiffness degradation functions for all types of specimens.

Povprečni koeficient	NFP	NFN	NF	NF-A	NF-B	NF-C	NF-D	NF-E	YT	YT-A	YT-B	YT-C	YT-D	YT-E
n	0.52	0.85	0.69	0.60	0.60	0.59	0.67	0.71	0.78	0.44	0.57	0.74	0.69	0.72
C	1.34	1.84	1.59	3.65	2.73	1.92	2.92	3.60	1.32	1.30	1.54	1.70	1.30	1.63



Slika 6.5: Primerjava upadanja togosti neutrjenih in utrjenih NF preizkušancev.

Figure 6.5: Comparison of stiffness degradation for as-built and strengthened NF specimens.

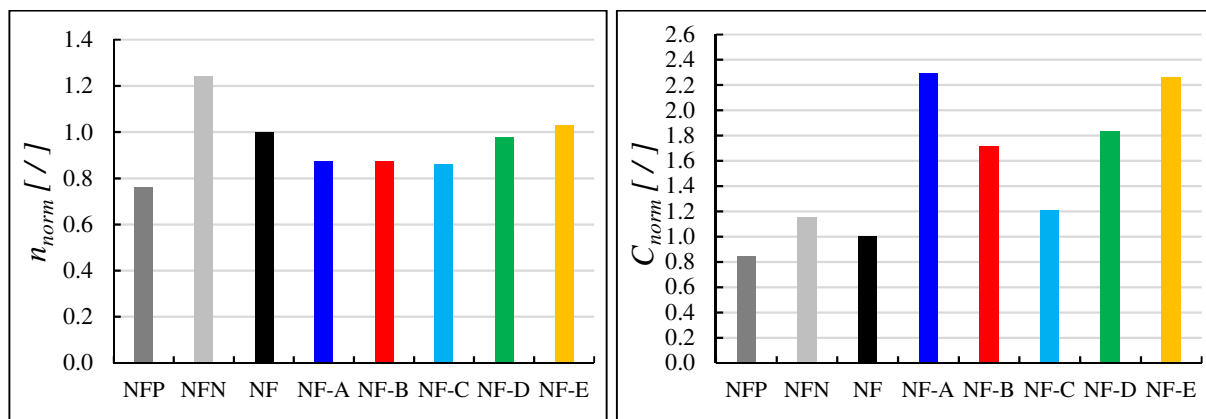


Slika 6.6: Primerjava upadanja togosti neutrjenih in utrjenih YT preizkušancev.

Figure 6.6: Comparison of stiffness degradation for as-built and strengthened YT specimens.

Vrednosti povprečnih koeficientov skupin utrjenih preizkušancev n in C smo zaradi preglednosti predstavitve vpliva utrditvenih normirali s povprečno vrednostjo neutrjenih preizkušancev NF. Primerjava normiranih koeficientov je prikazana v stolpčnih diagramih na sliki 6.7 za vrsto NF nekonstrukcijskih zidov in na sliki 6.8 za vrsto YT nekonstrukcijskih zidov. Iz primerjave normiranih

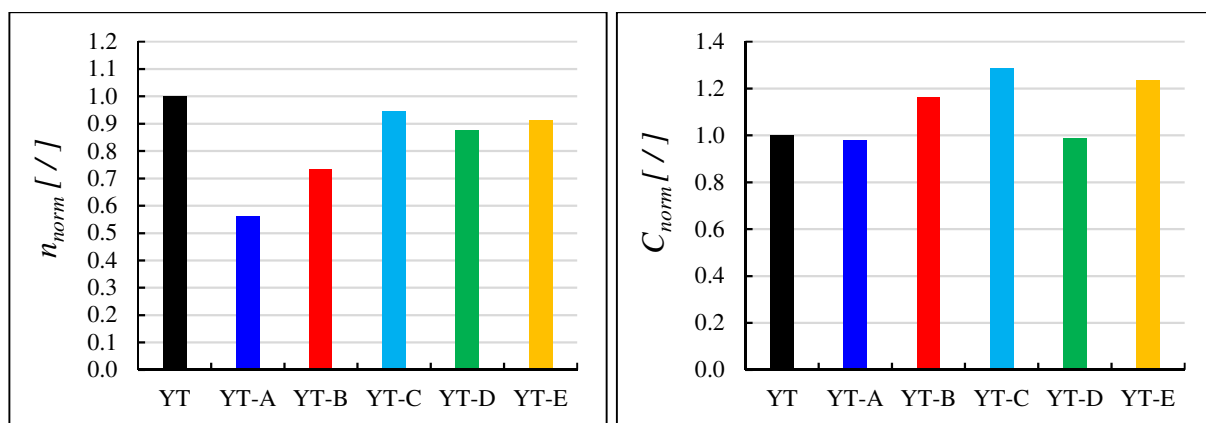
koeficientov n je razvidno, da imajo sistemi utrditev pri NF preizkušancih v splošnem manjši vpliv na začetni padec togosti v primerjavi z YT preizkušanci, medtem ko je iz primerjave normiranih koeficientov C razvidno, da imajo utrditve pri NF preizkušancih večji vpliv na globalno upadanje togosti.



Slika 6.7: Vpliv utrditvenih sistemov na izvenravninsko upadanje togosti pri NF preizkušancih.

Figure 6.7: Effect of the strengthening systems on out-of-plane stiffness degradation of NF non-structural walls.

Iz primerjave povprečnih koeficientov n pri vrsti preizkušancev NF je razvidno, da sistema utrditev A in B zmanjšata koeficient začetnega padca togosti za 13 % ter sistem C za približno enak delež. Vpliv sistemov D in E na vrednost koeficienta n je praktično zanemarljiv. Največji vpliv na koeficient C , ki narekuje globalno višino interpolacijske krivulje, ima sistem A, ki koeficient poveča za 130 %, nato sledi sistem E s povečanjem za 126 %. Sistema B in D pa koeficient povečata za 71 % in 83 %.



Slika 6.8: Vpliv utrditvenih sistemov na izvenravninsko upadanje togosti pri YT preizkušancih.

Figure 6.8: Effect of the strengthening systems on out-of-plane stiffness degradation of YT non-structural walls.

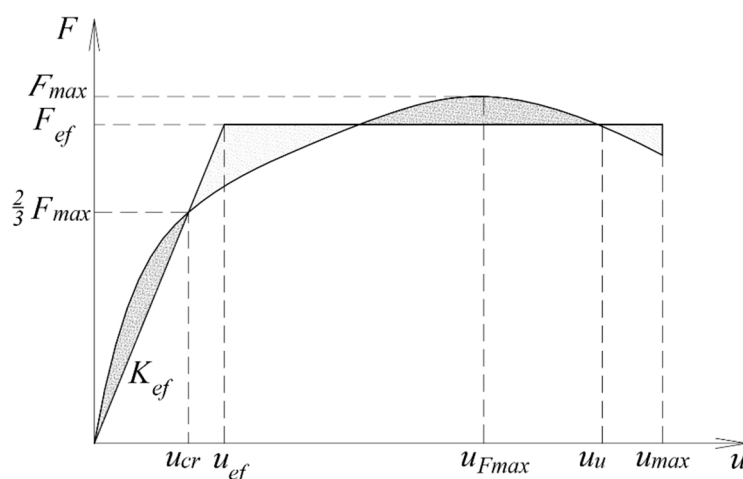
Pri preizkušancih YT je razvidno, da ima največji učinek na začetno fazo upadanja togosti sistem A, ki koeficient zniža za 44 % in nato sistem B z znižanjem koeficienta za 27 %. Preostali sistemi imajo začetno fazo upadanja togosti precej manjši učinek (5-12 %). Iz primerjave koeficientov C , ki narekuje globalno upadanje togosti, pa je razvidno, da koeficient povečajo le sistemi B (za 16 %), C (za 29 %) in E (za 23 %).

Razlog za večje zmanjšanje začetnega upadanja togosti pri vrsti preizkušancev YT je boljša prijemnost tkanine oziroma fasadne mrežice, prilepljene s prožnim poliuretanskim lepilom na površino zidakov, ter

geometrijska pravilnost površine YT zidov. Zaradi omenjenih dejstev se utrditveni sistemi aktivirajo pri manjših amplitudah izvenravninskih pomikov na sredini višine zidu v primerjavi z NF zidovi, kar posledično vodi do večjega vpliva na zmanjšanje upadanja togosti v začetni fazi. Pri NF preizkušancih pa je tako razviden večji vpliv pri povečanju vrednosti koeficienta C , ki pogojuje globalno višino interpolacijske krivulje upadanja togosti.

6.3 Vpliv utrditvenih sistemov na togost in duktilnost nekonstrukcijskih zidov

Za primerjavo učinkovite togosti in duktilnosti nelinearnega izvenravninskega obnašanja med neutrujenimi in z obravnavanimi sistemi utrujenimi preizkušanci smo izvedli idealizacijo histereznih ovojníc vseh ciklov posameznega preizkušanca z ekvivalentnim bi-linearnim diagramom. Pogoj pri izdelavi idealizacije je enakost površine pod ekvivalentnim bi-linearnim diagramom in površine pod histerezno ovojnicjo (Tomažević, 1999). Zaradi možnega nesimetričnega histereznega odziva preizkušancev smo idealizacijo izvedli ločeno za negativno in pozitivno smer obremenjevanja. Kot kriterij naklona idealiziranega diagrama smo izbrali pogoj $2/3$ maksimalne dosežene sile F_{max} s pripadajočim pomikom u_{cr} (Čeru, 1996). Na podlagi kriterija in enakosti površin idealiziranega diagrama in histerezne ovojnice se nato določi še maksimalno silo odpornosti idealiziranega diagrama F_{ef} in pripadajoč pomik u_{ef} . Shematski prikaz idealizacije histerezne ovojnice je prikazan na sliki 6.9.



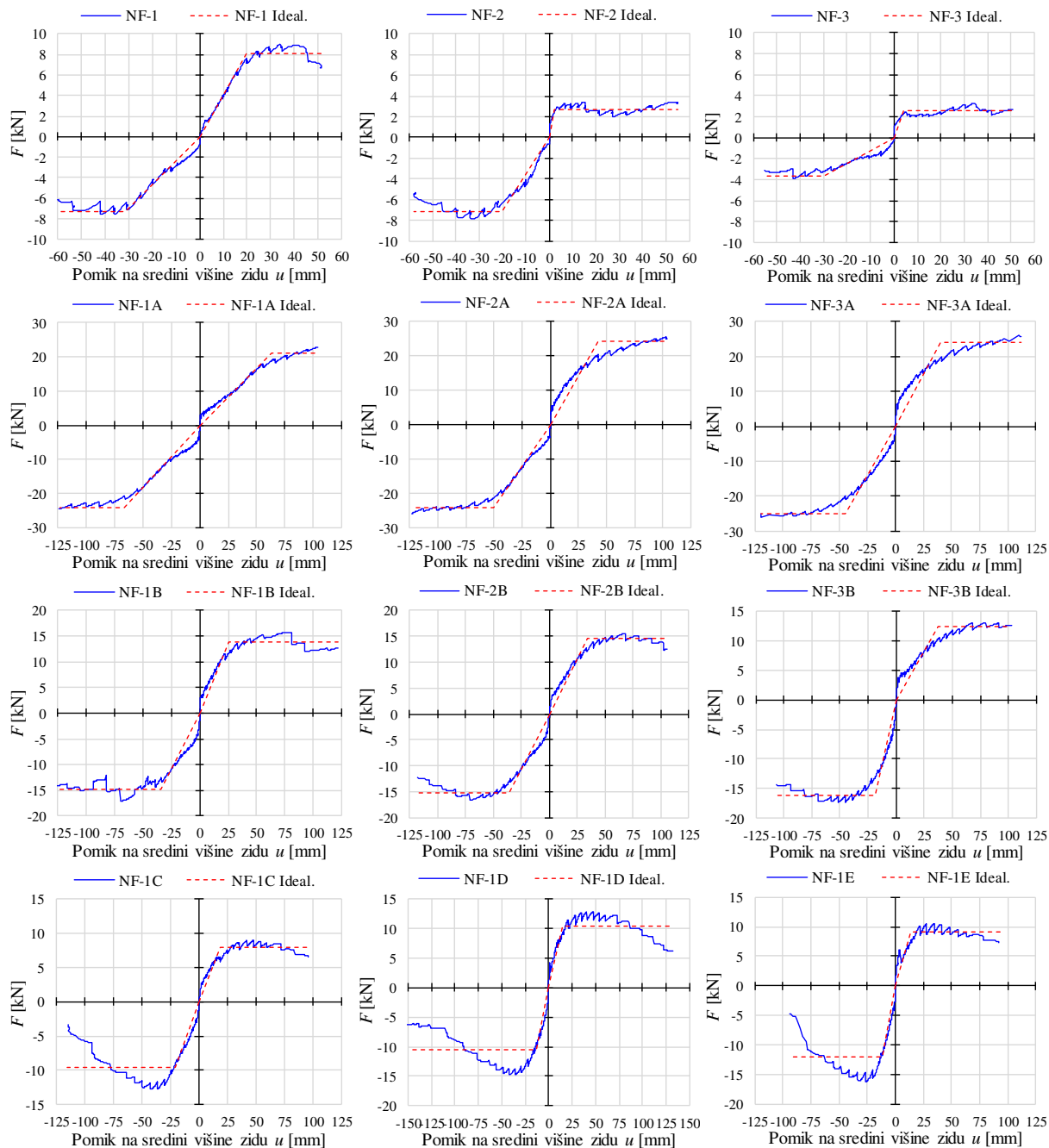
Slika 6.9: Bi-linearna idealizacija histerezne ovojnice.
 Figure 6.9: Bi-linear idealisation of the hysteretic envelope.

Na podlagi idealiziranih diagramov smo za posamezno smer obremenjevanja pri vsakem preizkušancu določili še učinkovito togost K_{ef} (Enačba 6.1), ki je definirana z naklonom začetnega dela bi-linearnega diagrama, in koeficient duktilnega obnašanja μ (Enačba 6.2), definiran kot razmerje med mejnim oziroma maksimalnim pomikom u_{max} in pomikom na meji elastičnosti idealiziranega diagrama u_{ef} .

$$K_{ef} = \frac{F_{ef}}{u_{ef}} = \frac{2/3 F_{max}}{u_{2/3 F_{max}}} \quad (6.1)$$

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_{ef}} \quad (6.2)$$

Na sliki 6.10 so prikazane histerezne ovojnice in njihova idealizacija za vse glavne NF preizkušance. Pri idealizaciji ovojnic smo upoštevali vse histerezne zanke po nastanku razpok oziroma tvorjenju mehanizma plastičnih členkov.



Slika 6.10: Bi-linearna idealizacija histereznih ovojnic NF preizkušancev.
Figure 6.10: Bi-linear idealisation of hysteretic envelopes of NF specimens.

Na podlagi idealiziranih diagramov so v preglednici 6.2 za vse NF preizkušance zbrane karakteristične vrednosti idealiziranih pomikov na sredini višine zidu in idealizirana odpornost za pozitivno in negativno smer obremenjevanja. Na podlagi vrednosti v karakterističnih točkah sta določena še efektivna togost (K_{ef}^+ in K_{ef}^-) za pozitivno in negativno smer obremenjevanja preizkušanca ter faktorja duktilnosti (μ^+ in μ^-).

Preglednica 6.2: Vrednosti karakterističnih točk idealiziranih diagramov za posamezni preizkušaneec v obeh smereh obremenjevanja za neutrgene in utrjene NF preizkušance.

Table 6.2: Characteristic point values of idealised diagrams in both loading directions for non-strengthened and strengthened NF specimens.

Preizkušaneec	F_{ef}^+ [kN]	F_{ef}^- [kN]	u_{ef}^+ [mm]	u_{ef}^- [mm]	K_{ef}^+ [kN/mm]	K_{ef}^- [kN/mm]	u_u^+ [mm]	u_u^- [mm]	μ^+ [/]	μ^- [/]
NF-1	8.1	-7.3	19.9	-31.4	0.41	0.23	52.0	-60.0	2.6	1.9
NF-2	2.7	-7.1	2.2	-20.2	1.23	0.35	55.1	-58.2	25.2	2.9
NF-3	2.6	-3.6	4.4	-30.0	0.59	0.12	50.6	-54.8	11.7	1.8
NF-1A	21.1	-24.1	62.7	-66.8	0.34	0.36	103.8	-123.7	1.7	1.9
NF-2A	24.1	-24.0	43.0	-49.8	0.56	0.48	103.3	-122.9	2.4	2.5
NF-3A	24.0	-24.8	40.0	-44.5	0.60	0.56	111.6	-119.8	2.8	2.7
NF-1B	13.9	-14.9	25.0	-34.4	0.56	0.43	121.8	-128.1	4.9	3.7
NF-2B	14.5	-15.2	34.3	-36.2	0.42	0.42	105.2	-117.5	3.1	3.2
NF-3B	12.4	-16.0	37.6	-19.2	0.33	0.84	100.1	-106.6	2.7	5.6
NF-1C	8.0	-9.7	18.6	-20.8	0.43	0.47	95.7	-114.8	5.2	5.5
NF-1D	10.4	-10.5	14.8	-13.4	0.70	0.78	132.3	-150.9	8.9	11.2
NF-1E	9.0	-12.0	14.1	-11.7	0.64	1.02	92.6	-100.8	6.6	8.6

Za lažjo primerjavo in analizo učinkovitosti ukrepov smo za posamezno skupino preizkušancev vrednosti pomikov in idealizirane odpornosti v karakterističnih točkah povprečili skupaj za pozitivno in negativno smer obremenjevanja. Poleg skupnega povprečja karakterističnih točk NF preizkušancev smo ločeno določili tudi povprečne karakteristične točke vej NFP in NFN. Na podlagi povprečnih vrednosti v karakterističnih točkah pa smo ovrednotili še parametra efektivne togosti K_{ef} in duktilnosti μ , ki predstavljata povprečno bi-linearno idealizirano krivuljo posamezne vrste preizkušancev. Povprečne vrednosti so zbrane v preglednici 6.3.

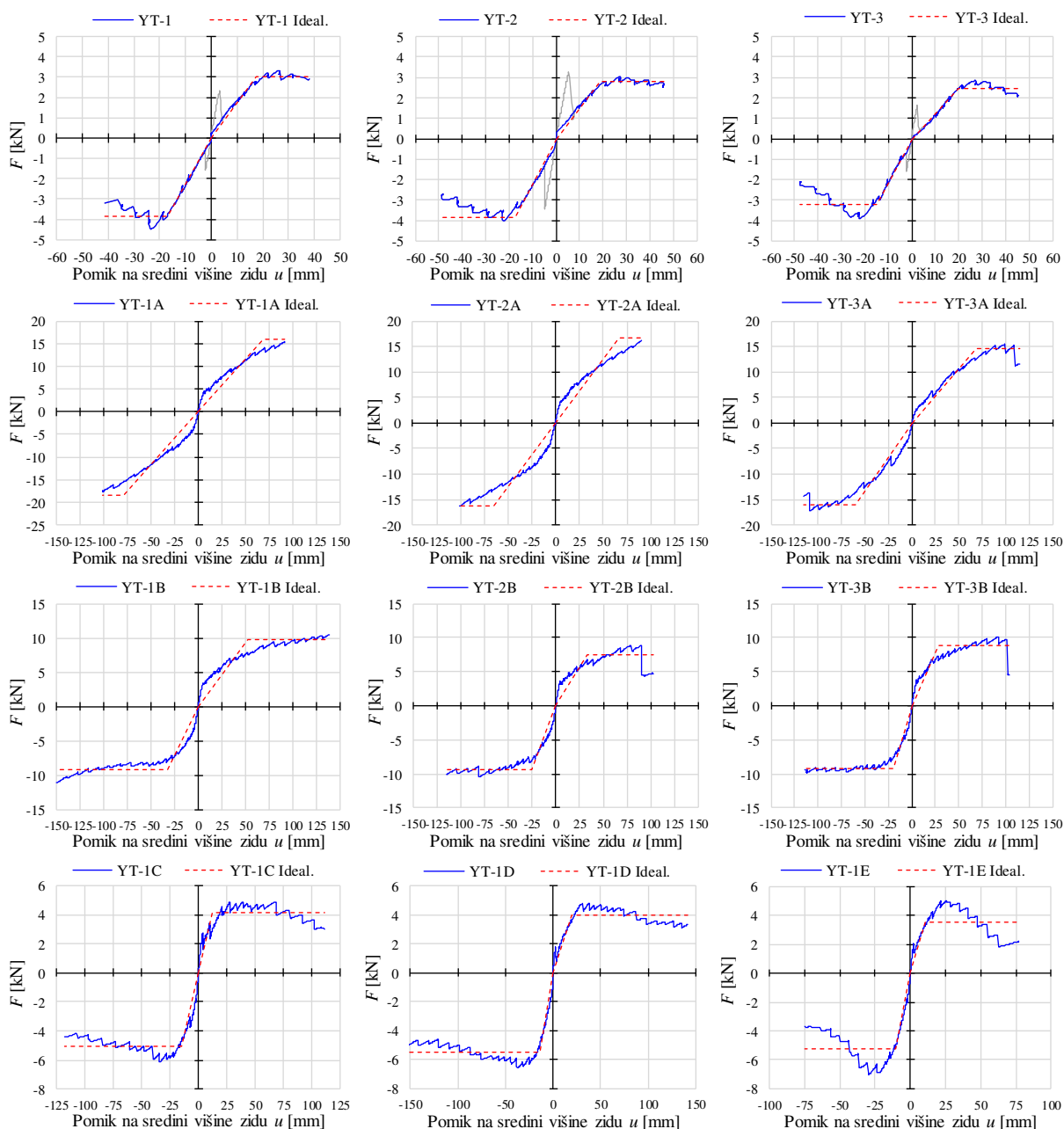
Preglednica 6.3: Povprečne vrednosti karakterističnih točk idealiziranih diagramov za posamezno skupino neutrgene in utrjene NF preizkušance preizkušancev.

Table 6.3: Average characteristic point values of idealised diagrams in for non-strengthened and strengthened NF specimens.

Vrsta preizkušanca	F_{ef} [kN]	u_{ef} [mm]	u_u [mm]	K_{ef} [kN/mm]	μ [/]
NFP	7.5	23.8	56.7	0.31	2.4
NFN	3.0	12.2	57.3	0.24	4.7
NF	5.2	18.0	57.0	0.29	3.1
NF-A	23.7	51.1	114.2	0.46	2.2
NF-B	14.5	31.1	113.2	0.47	3.6
NF-C	8.8	19.7	105.3	0.45	5.4
NF-D	10.4	14.1	141.6	0.74	10.0
NF-E	10.5	12.9	93.1	0.82	7.2

Na enak način kot pri NF preizkušancih smo izvedli idealizacije histereznih ovojníc tudi za vse YT preizkušance. Idealizirane krivulje in ovojnice za obe smeri obremenjevanja YT preizkušancev so prikazane na sliki 6.11. Pri idealizaciji ovojnic smo upoštevali vse histerezne zanke po nastanku razpok oziroma tvorjenju mehanizma plastičnih členkov. Ker je v primerjavi z neutrgenimi NF preizkušanci pri preizkušancih YT elastični del obnašanja pred nastankom mehanizma plastičnih členkov izrazitejši, je

na diagramih prikazan tudi ta del, vendar s sivo barvo, saj ga pri idealizaciji nelinearnega obnašanja preizkušancev ni smiselno upoštevati.



Slika 6.11: Bi-linearna idealizacija histereznih ovojníc YT preizkušancev.
Figure 6.11: Bi-linear idealisation of hysteretic envelopes of YT specimens.

Podobno kot za NF preizkušance smo na podlagi idealiziranih diagramov v preglednici 6.4 za vse YT preizkušance zbrali karakteristične vrednosti idealiziranih pomikov na sredini višine zidu in idealizirane odpornosti za pozitivno in negativno smer obremenjevanja. Na podlagi vrednosti v karakterističnih točkah sta določena še efektivna togost (K_{ef}^+ in K_{ef}^-) za pozitivno in negativno smer obremenjevanja preizkušanca ter faktorja duktilnosti (μ^+ in μ^-). Na podlagi vseh vrednosti v karakterističnih točkah za posamezno skupino preizkušancev pa so v preglednici 6.5 zbrane še povprečne vrednosti idealiziranih krivulj za YT preizkušance, skupaj s povprečnimi parametri efektivne togosti K_{ef} in duktilnosti μ .

Preglednica 6.4: Vrednosti karakterističnih točk idealiziranih diagramov za posamezni preizkušane v obeh smereh obremenjevanja za neutrene in utrjene YT preizkušance.

Table 6.4: Characteristic point values of idealised diagrams in both loading directions for non-strengthened and strengthened YT specimens.

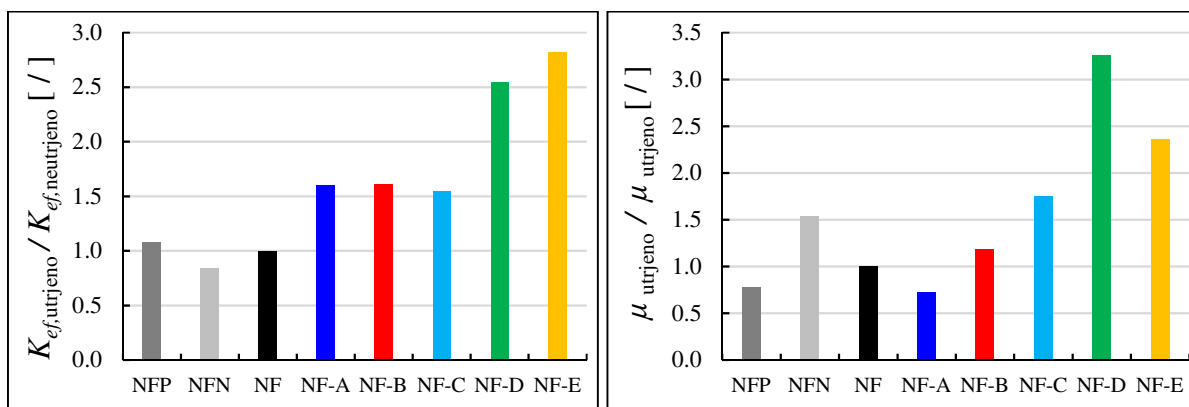
Preizkušaneec	F_{ef}^+ [kN]	F_{ef}^- [kN]	u_{ef}^+ [mm]	u_{ef}^- [mm]	K_{ef}^+ [kN/mm]	K_{ef}^- [kN/mm]	u_u^+ [mm]	u_u^- [mm]	μ^+ [/]	μ^- [/]
YT-1	3.0	-3.9	17.4	-16.8	0.18	0.23	38.5	-41.4	2.8	2.5
YT-2	2.8	-3.8	18.9	-17.4	0.15	0.22	46.2	-48.8	2.4	2.8
YT-3	2.5	-3.1	19.7	-14.8	0.13	0.22	45.5	-47.9	2.3	3.2
YT-1A	16.0	-18.4	68.3	-78.8	0.23	0.23	91.1	-100.8	1.3	1.3
YT-2A	16.6	-16.1	67.3	-64.8	0.25	0.25	91.0	-101.1	1.4	1.6
YT-3A	14.6	-16.1	69.1	-60.0	0.21	0.27	113.3	-114.8	1.6	1.9
YT-1B	9.8	-9.2	52.8	-32.4	0.18	0.29	138.9	-149.6	2.6	4.6
YT-2B	7.5	-9.4	33.6	-26.0	0.22	0.36	102.4	-115.3	3.0	4.4
YT-3B	8.8	-9.2	27.7	-19.3	0.32	0.48	103.4	-114.0	3.7	5.9
YT-1C	4.1	-5.1	12.0	-14.5	0.34	0.35	109.8	-116.8	9.1	8.0
YT-1D	4.0	-5.5	19.7	-14.4	0.20	0.38	141.1	-151.7	7.1	10.5
YT-1E	3.5	-5.2	11.1	-10.4	0.32	0.50	78.3	-73.8	7.1	7.1

Preglednica 6.5: Povprečne vrednosti karakterističnih točk idealiziranih diagramov za posamezno skupino neutrene in utrjene YT preizkušancev.

Table 6.5: Average characteristic point values of idealised diagrams in for non-strengthened and strengthened YT specimens.

Vrsta preizkušanca	F_{ef} [kN]	u_{ef} [mm]	u_u [mm]	K_{ef} [kN/mm]	μ [/]
YT	3.1	17.5	44.7	0.18	2.6
YT-A	16.3	68.0	102.0	0.24	1.5
YT-B	9.0	32.0	120.6	0.28	3.8
YT-C	4.6	13.3	113.3	0.35	8.5
YT-D	4.8	17.1	145.9	0.28	8.6
YT-E	4.4	10.7	76.0	0.41	7.1

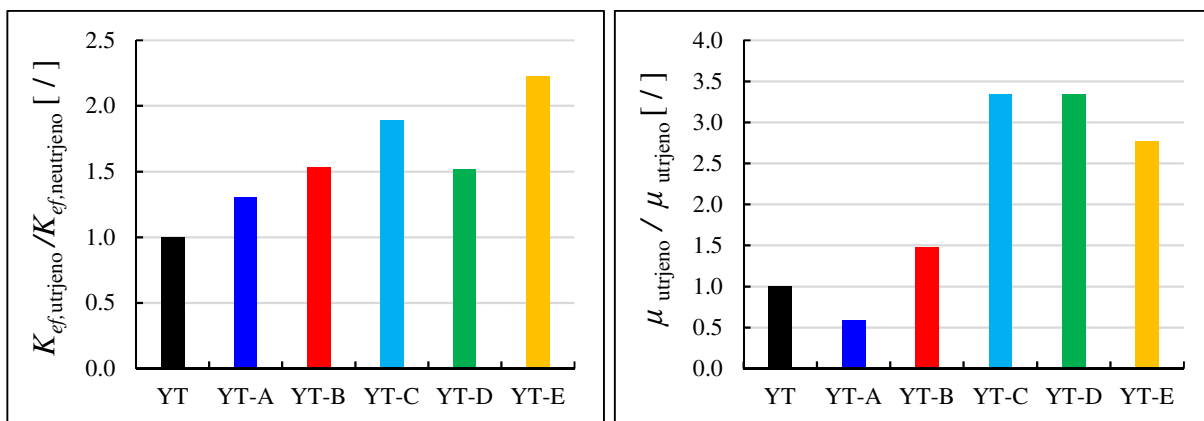
Pri analizi vpliva utrditvenih sistemov na parameter efektivne togosti K_{ef} in duktilnost μ glede na neutreno stanje smo vrednosti določene na podlagi povprečnih idealiziranih krivulj za posamezno skupino utrjenih preizkušancev normirali z vrednostmi neutrenih preizkušancev po skupinah. Primerjava normiranih vrednosti je prikazana za preizkušance NF na sliki 6.12 in za YT na sliki 6.13.



Slika 6.12: Vpliv utrditvenih sistemov na efektivno togost (levo) in duktilnost (desno) pri NF preizkušancih.

Figure 6.12: Effect of the strengthening systems on effective stiffness (left) and ductility (right) of NF specimens.

Iz primerjave vpliva utrditvenih sistemov glede na efektivno togost NF preizkušancev je razvidno, da se ta z aplikacijo sistemov A in B efektivna togost poveča za skoraj enak procent (60 %, 61 %), medtem ko ima na sposobnost duktilnega obnašanja sistem A negativen vpliv, saj se faktor μ zmanjša za 23 %, sistem B pa ga poveča za 20 %. S sistemom C se efektivna togost poveča za 55 % in faktor duktilnosti za 75 %. Največji vpliv na povečanje efektivne togosti in sposobnosti duktilnega obnašanja imata sistema D in E. Z utrditvenim sistemom D se togost poveča za 155 % in duktilnost kar za 226 % in s sistemom E pa za 181 % in 136 %.



Slika 6.13: Vpliv utrditvenih sistemov na efektivno togost (levo) in duktilnost (desno) pri YT preizkušancih.
Figure 6.13: Effect of the strengthening systems on effective stiffness (left) and ductility (right) of YT specimens.

Iz primerjave normiranih vrednosti efektivne togosti in parametrov neutrjenih in utrjenih YT preizkušancev je razvidno, da se z vsemi vrstami utrditvenih sistemov efektivna togost poveča. Največji vpliv na povečanje efektivne togosti imata sistema C (za 89 %) in E (za 122 %), nato sledita sistema B (za 53 %) in D (za 52 %), najmanjši vpliv pa ima sistem A (za 30 %). Podobno kot pri NF preizkušancih ima tudi pri YT preizkušancih sistem A negativen vpliv, saj se sposobnost duktilnega obnašanja zmanjša za 43 %, s sistemom B pa se faktor μ poveča za 43 %. S sistemom D se faktor μ poveča za podoben delež (235 %) kot pri NF preizkušancih, s sistemom C za 234 % in s sistemom E za 177 %.

Ne glede na vrsto zidu lahko sklepamo, da se s sistemom A efektivna togost poveča za najmanj 30 % in sposobnost duktilnega obnašanja zmanjša za vsaj 25 %. Sistem B ima na obe karakteristiki podoben vpliv pri obeh vrstah zidu, saj so normirane vrednosti NF-B in YT-B primerljive. Do največje razlike pri aplikaciji sistema glede na vrsto zidovja pride pri utrditvi s sistemom C, ki ima veliko večji vpliv na duktilnost pri YT preizkušancih v primerjavi z NF preizkušanci. Pri sistemu D pa je opazna največja razlika pri vplivu na efektivno togost, saj se ta veliko bolj poveča pri NF preizkušancih. S sistemom E se tako efektivna togost kot tudi sposobnost duktilnega obnašanja povečata za primerljiv delež na obeh vrstah zidov.

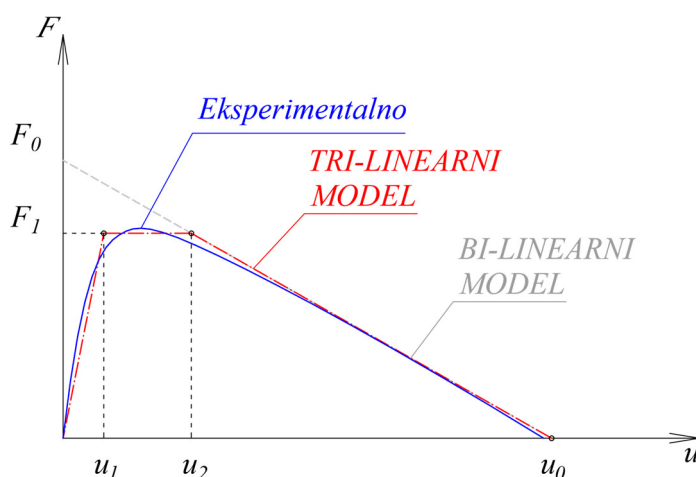
Vrednosti mejnih pomikov določenih na podlagi eksperimentalnih raziskav, imajo v inženirski praksi večjo uporabno vrednost v primerjavi s faktorjem duktilnosti μ , saj so lahko te vrednosti pogosto zavajajoče. Kot izhaja iz primerjave mejnih stanj v poglavju 6.1, imata utrditvena sistema A in B v primerjavi z ostalimi obravnavanimi sistemi, tako pri NF kot pri YT preizkušancih večji doprinos k izvenravninski odpornosti in kapaciteti pomikov pri mejnih stanjih maksimalne odpornosti in blizu porušitve. Iz primerjave faktorjev duktilnosti μ bi lahko sklepali napačno, da vpliv utrditvenih sistemov A in B manjši ali celo zanemarljiv v primerjavi z ostalimi obravnavanimi utrditvenimi sistemi.

7 OCENA IZVENRAVNINSKEGA OBNAŠANJA UTRJENIH IN NEUTRJENIH ZIDOV

V tem poglavju bo predstavljena metoda za oceno izvenravninske odpornosti nekonstrukcijskih zidov in primerjava z eksperimentalnimi rezultati utrjenih in neutrjenih nekonstrukcijskih zidov.

7.1 Analitični modeli izvenravninskega obnašanja neutrjenih zidov

Obnašanje nearmiranih zidov, izpostavljenih potresni obtežbi pravokotno na njihovo ravnino, v smislu odvisnosti horizontalne sile in pomika, lahko razdelimo na fazo elastičnega obnašanja nerazpokanega zidu in na fazo po formiranju razpok, ko se vzpostavi nov ravnotežni mehanizem. Pred nastankom oziroma razvojem prve razpoke je obnašanje zidu elastično in je odvisno predvsem od elastičnih materialnih karakteristik, nato pa se vzpostavi nov sistem ravnotežja, na obnašanje katerega vpliva več faktorjev. Ti faktorji so mesto nastanka prve razpoke, tlačna in natezna trdnost zidakov in veziva, razmerje med lastno teži zidu in osno silo v njem ter razmerje med debelino in višino zidu. Tekom preteklih raziskav je že bilo razvitih nekaj analitičnih modelov, s katerimi je mogoče opisati izvenravninsko obnašanje zidu z odvisnostjo horizontalne obtežbe od pomika, ki ga je zid sposoben prenesti. Obnašanje zidov pri potresni obtežbi, ko so ti izpostavljeni velikim premikom izven osnovne ravnotežne lege in posledično pride do drobljenja materiala na mestih formiranja členkov, se lahko razmeroma dobro opiše z bi-linearnimi in tri-linearnimi kinematičnimi modeli, kot je prikazano na sliki 7.1. Model za oceno izvenravninskega obnašanja neutrjenih nekonstrukcijskih zidov temelji na že uveljavljenih seizmičnih tri-linearnih modelih za oceno izvenravninskega obnašanja nearmiranih zidov (Priestley, 1985; Doherty et al., 2002; Griffith et al., 2003; Derakshan et al., 2013; Tomassetti et al., 2018). Večina teh metod temelji na nelinearni analizi togih teles in na eksperimentalno določenih parametrih oziroma razmerjih.



Slika 7.1: Bi-linearni in tri-linearni model obnašanja zidov obremenjenega izven svoje ravnine.

Figure 7.1: Bi-linear and tri-linear model of out-of-plane loaded walls.

7.1.1 Izračun izvenravninskega obnašanja neutrjenih nekonstrukcijskih zidov

Izvenravninsko obnašanje nepoškodovanih vitkih nekonstrukcijskih zidov v smislu maksimalne obtežbe pravokotno na njegovo ravnino in pomika izven svoje ravnine se razdeli na dva dela, in sicer na začetno linearno elastično obnašanje pred nastankom kinematičnega mehanizma plastičnih členkov in nelinearno obnašanje po tvorjenju kinematičnega mehanizma.

7.1.1.1 Začetno elastično obnašanje nekonstrukcijskih zidov

Pomemben parameter začetnega elastičnega obnašanja nerazpokanih zidov je upogibna trdnost zidovja, ki pogojuje nastanek upogibnih razpok (Griffith et al., 2003). Na podlagi linearne teorije elastičnosti lahko mejo nastanka prve razpoke določimo z izrazom (7.1).

$$F_{cr,LE} = \frac{4}{h_z} \cdot \frac{L_z \cdot t_z^2}{6} \left(f_{zt} + \frac{V}{L_z \cdot t_z} + \frac{W}{2 \cdot L_z \cdot t_z} \right) \quad (7.1)$$

Kjer so:

L_z ... dolžina zidu [m],

t_z ... debelina zidu [m],

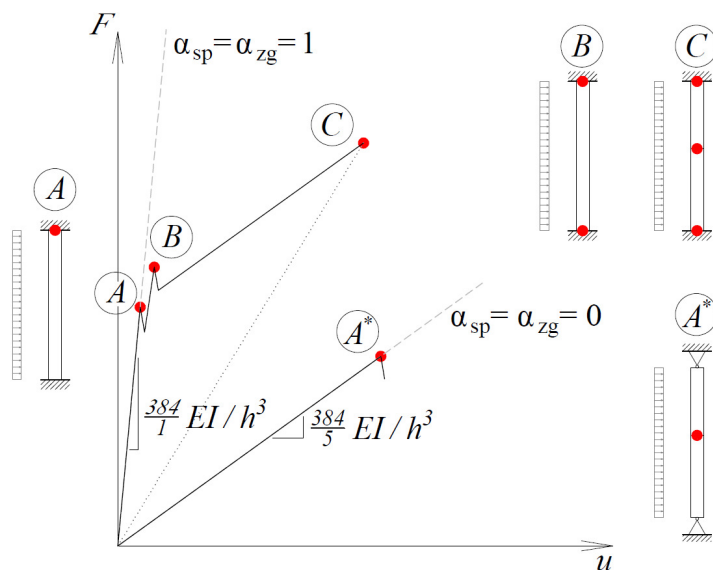
h_z ... višina zidu [m],

f_{zt} ... upogibna natezna trdnost zidovja [kN/m^2],

V ... vertikalna obtežba zidu [kN/m^2],

W ... teža zidu [kN].

Da ima upogibna trdnost zidu pomemben vpliv na začetno izvenravninsko odpornost vitkih in z nizko stopnjo vertikalno obremenjenih zidov je bilo že izpostavljeno v novejših raziskavah. Pri definiranju mejnih stanj v potresnem inženirstvu je pomembno vključiti v obravnavo tudi obnašanje nerazpokanega zidovja, tako v smislu začetne togosti kot tudi v smislu maksimalne izvenravninske odpornosti, ki sta obe pogojeni z upogibno natezno trdnostjo zidovja. Mejno stanje elastične izvenravninske odpornosti, določeno z maksimalno silo in pripadajočim pomikom, je močno odvisno še od načina vpetja na dnu in vrhu zidovja. Na sliki 7.2 je prikazan razvoj kinematičnega mehanizma ob upoštevanju različnih načinov vpetja in zvezno porazdeljene obtežbe. Najšibkejšo mesto, kjer se najprej razvije členek, je običajno na vrhu zidu zaradi majhne osne sile, nato se pojavi razpoka ob spodnjem vpetju ter nazadnje še na sredini razpona (Tomassetti et al., 2018).



Slika 7.2: Prikaz začetnega obnašanja pred nastankom kinematičnega mehanizma (Tomassetti, 2018).

Figure 7.2: Initial pre-cracking behaviour before the development of the rocking mechanism (Tomassetti, 2018).

Izračun momentov za razvoj razpoke pri zgornjem in spodnjem vpetju zidu se izvede po enačbah (7.2) in (7.3). Ti enačbi temeljita na razporedu maksimalnih nateznih napetosti vzporedno po višini zidu.

$$M_{zg} = \left(f_{zt} + \frac{V}{t_z \cdot L_z} \right) \frac{L_z \cdot t_z^2}{6} \quad (7.2)$$

$$M_{sp} = \left(f_{zt} + \frac{W+V}{t_z \cdot L_z} \right) \frac{L_z \cdot t_z^2}{6} \quad (7.3)$$

Različne načine vpetja se pri izračunu maksimalne sile F_{cr} (Enačbi (7.4) in (7.5)) na meji elastičnega obnašanja zidu upošteva s faktorjema α_{sp} in α_{zg} (Tomassetti, 2018). V primeru togega vpetja je faktor enak 1 in v primeru členkastega vpetja enak 0. Ko sta zgornje in spodnje vpetje različna, se razlikujeta tudi faktorja α_{sp} in α_{zg} . Tako so v modelu zajeti vsi različni možni načini vpetja nekonstrukcijskega zidu.

$$F_{cr} = \frac{\zeta + \sqrt{\zeta^2 - \frac{W^2}{4 \cdot t_z^2} - \frac{(\alpha_{sp} \cdot M_{sp} - \alpha_{zg} \cdot M_{zg})}{t_z^3} - \frac{(\alpha_{sp} \cdot M_{sp} - \alpha_{zg} \cdot M_{zg})^2}{t_z^4}}}{\frac{3}{2} \cdot \frac{h_z}{t_z^2}} \quad (7.4)$$

$$\zeta = f_{zt} + \frac{1}{t_z} \left(\frac{W}{2} + V + \frac{3 \cdot (\alpha_{sp} \cdot M_{sp} - \alpha_{zg} \cdot M_{zg})}{t_z} \right) \quad (7.5)$$

Z izračunom odvoda maksimalnih nateznih napetosti vzdolž višine zidu h_z in enačenjem z 0 dobimo lokacijo nastanka sredinske razpoke h_{cr} in jo izrazimo z razmerjem h_{cr}/h_z (Enačba (7.6)).

$$\frac{h_{cr}}{h_z} = \frac{1}{2} + \frac{1}{h_z \cdot F_{cr}} \left(\frac{W \cdot t_z}{6} + (\alpha_{sp} \cdot M_{sp} - \alpha_{zg} \cdot M_{zg}) \right) \quad (7.6)$$

Višina nastanka vmesne razpoke je posredno odvisna od maksimalne upogibne natezne trdnosti zidovja f_{zt} preko maksimalne elastične sile F_{cr} in vertikalne obtežbe zidu V . Višje kot so vrednosti f_{zt} , F_{cr} in V , bližje geometrijski sredini razpona višine zidu je nastanek sredinske razpoke oziroma plastičnega členka. Tudi različni načini vpetja zgoraj in spodaj, kar se odraža z velikostjo momentov pri vpetju, imajo velik vpliv na višino nastanka sredinske razpoke. Večja kot je razlika med momentom na mestu vpetja zgoraj in spodaj, bolj je mesto vmesne razpoke odmaknjeno od sredine razpona višine zidu.

Pripadajoč pomik na višini vmesne razpoke, ko se popolnoma razvije kinematični mehanizem, se določi z enačbo (7.7). V enačbi je na osnovi mehanike trdnih teles vpeljan parameter β_s , ki upošteva različne načine vpetja. Na podlagi eksperimentov (Tomassetti, 2018) je vrednost parametra med 5 pri členkastem vpetju zgoraj in spodaj ($\alpha_{sp} = \alpha_{zg} = 0$) in 2, pri togem vpetju zgoraj in spodaj ($\alpha_{sp} = \alpha_{zg} = 1$).

$$u_{cr} = \frac{\beta_s}{384} \cdot \frac{F_{cr} \cdot h_z^3}{E_z \cdot I_z} \quad (7.7)$$

Kjer so:

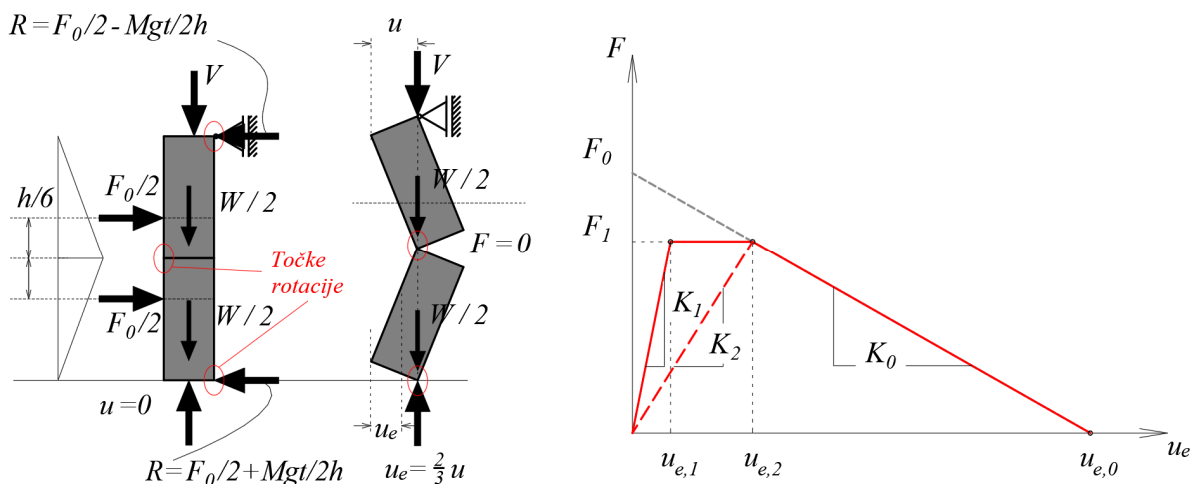
E_z ... elastični modul zidovja [kN/m^2],

I_z ... vztrajnostni moment horizontalnega prereza zidu ($L_z \cdot t_z^3 / 12$).

Standard EC6 za izračun izvenravninske upogibne odpornosti zidu upošteva linearno elastično teorijo in podaja zahtevo, da mora biti projektna vrednost upogibne odpornosti zidu večja od projektne vrednosti momenta, ki deluje na zid zaradi obtežbe pravokotno na ravnino. Dovoljeno je tudi upoštevanje ugodnega učinka navpične obtežbe zaradi zmanjšanja nateznih napetosti v horizontalnem prerezu zidovja in s tem povezanega povečanja upogibne trdnosti zidovja.

7.1.1.2 Analitični model nelinearnega obnašanja nekonstrukcijskih zidov

Na podlagi številnih eksperimentalnih raziskav je bilo ugotovljeno, da je obravnava zidov ob upoštevanju teorije elastičnosti konservativna, saj se pri dinamični obtežbi po nastanku razpok in preseženi elastični upogibni trdnosti aktivira nov kinematični mehanizem s tvorjenjem plastičnih členkov, ki nudi dodatno izvenravninsko kapaciteto zidu. V okviru analize izvenravninske odpornosti neutrenjenih nekonstrukcijskih zidov je v nadaljevanju predstavljena metoda, ki temelji na mejnih pomikih in teoriji togih teles z obravnavo zidu kot sistema z eno prostostno stopnjo (Doherty et al., 2002). Po tvorjenju razpok zaradi presežene izvenravninske upogibne trdnosti zidovja je zid obravnavan kot sistem dveh togih nedeformabilnih teles, kot je prikazano na sliki 7.3. Predpostavljeno je, da se sredinska razpoka tvori na sredini višine zidu, zaradi zvezno razporejene mase pa je efektivna masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo enaka $3/4$ celotne mase zidu. Efektivna masa nihajočih teles ima prijemališče na oddaljenosti od podpor enaki $2/3$ višine posameznega togega telesa, kar temelji na ugotovitvi eksperimentalnih raziskav (Doherty, 2000), da je odziv pospeškov vzdolž višine zidu trikotne oblike. Vrednosti efektivnih pomikov ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo u_e so posledično proporcionalno enaki $2/3$ vrednosti pomikov na sredini višine zidu u .



Slika 7.3: Model zidu v začetnem stanju in pri končnem mejnem stanju (levo) in idealizacija nelinearnega izvenravninskega odziva s tri-linearim modelom (desno) (Doherty et al., 2002).

Figure 7.3: URM wall model at incipient stage and at the point of instability (left) and a tri-linear idealisation curve of the non-linear out-of-plane behaviour (right) (Doherty et al., 2002).

Na podlagi statičnega ravnotežja se najprej z enačbo (7.8) določi maksimalno silo F_0 , ki je potrebna za aktivacijo kinematičnega mehanizma dveh togih teles.

$$F_0 = \frac{4 \cdot M_e \cdot g \cdot t_z}{h_z} (1 + \psi) = \frac{3 \cdot t_z}{h_z} \cdot W \cdot (1 + \psi) \quad (7.8)$$

Kjer so:

M_e ... efektivna masa zidu (3/4 celotne mase zidu) [kg],

W ... teža zidu [kN],

ψ ... razmerje med vertikalno silo V in težo zgornje polovice zidu,

g ... gravitacijski pospešek [m/s^2].

Od vrednosti F_0 se izvenravninska odpornost zmanjšuje z enačbo (7.9), vse do maksimalnega izvenravninskega pomika na sredini višine zidu u_0 , ki je omejen z debelino zidu. Ob upoštevanju proporcionalnega razmerja med pomikom na sredini višine zidu in pomiki v prijemališču efektivne mase, zapišemo še enačbo (7.10), ki velja za ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo.

$$F = F_0 \cdot \left(1 - \frac{u}{u_0}\right) \quad u_0 = t_z \quad (7.9)$$

$$F_e = F_0 \cdot \left(1 - \frac{u_e}{u_{e,0}}\right) \quad u_{e,0} = \frac{2}{3} t_z \quad (7.10)$$

Pri zibanju zidu okoli svoje ravnovesne lege pride do nelinearnih deformacij (zaradi drobljenja malte ali zidakov), ki se pojavijo v plastičnih členkih (v točkah rotacije). Posledično je izvenravninska odpornost nižja kot jo opisuje bi-linearni diagram. Pri večjih pomikih izven ravnine se krivulja ponovno ujame z bi-linearnim modelom. Na podlagi obširnih eksperimentalnih raziskav (Doherty, 2000), so bile z empiričnimi koeficienti določene karakteristične vrednosti mejnih pomikov tri-linearne diagrama izvenravninske kapacitete za različne stopnje poškodovanosti zidovja z enačbami (7.11) in za ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo z enačbami (7.12). Klasifikacija in pripadajoče vrednosti so prikazane v preglednici 7.1.

$$u_1 = a_1 \cdot u_0 \quad u_2 = a_2 \cdot u_0 \quad (7.11)$$

$$u_{e,1} = a_1 \cdot u_{e,0} \quad u_{e,2} = a_2 \cdot u_{e,0} \quad (7.12)$$

Preglednica 7.1: Empirični koeficienti mejnih pomikov glede na poškodovanost horizontalne spojnice zidovja na mestu plastičnega členka (Doherty et al., 2002).

Table 7.1: Empirical tri-linear displacement coefficients for different states of degradations at cracked bed joint (Doherty et al., 2002).

Empirični koeficienti mejnih pomikov	a_1	a_2
Nepoškodovana horizontalna spojnica zidovja	0.06	0.28
Srednje poškodovana horizontalna spojnica zidovja	0.13	0.40
Močno poškodovana horizontalna spojnica zidovja	0.20	0.50

Zidovi z močno poškodovano horizontalno spojnico imajo efektivno širino malte v spojnica na mestu plastičnega členka enako približno 90 % debeline zidu, s srednje poškodovano pa 100 %, vendar so robovi malte zaobljeni zaradi krušenja. Tudi maksimalni pomik u_0 tri-linearne krivulje je pogosto lahko manjši od maksimalnega pomika u_0 , določenega z analizo togih teles, za kar so lahko razlogi različni materialni in geometrijski faktorji, kot na primer krušenje robov zidakov zaradi lokalnega deformiranja, drobljenje malte v spojnica, ožja efektivna širina zidu na mestu spojnica ali izpadanje malte iz spojnica med tresenjem zidu (Griffith et al., 2003; Derakhshan et al., 2013; Lagomarsino, 2015). Mejni pomiki, definirani na podlagi empiričnih koeficientov, so primerljivi z zahtevami, ki so podane v prEN 1998-3:2019. Za določitev kapacitete pri mejnem stanju blizu porušitve je v predlogu standarda mejni pomik določen kot $0.6 u_0$, vendar je zaradi poenostavitve računskega modela upoštevan linearen razpored inercialnih sil po višini zidu, zato je efektivna masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo koncentrirana v geometrijskem središču togega telesa na $1/2$ njegove višine. To pomeni, da so vrednosti efektivnih pomikov ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo u_e proporcionalne $1/2$ vrednosti pomikov na sredini višine zidu u . Maksimalni pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo $u_{e,0}$ na meji stabilnosti je tako enak polovici debeline zidu. V predstavljeni metodi (Doherty, 2002) znaša maksimalni pomik modela z eno prostostno stopnjo pri mejnem stanju blizu porušitve $0.33 t_z$, po predlogu standarda prEN 1998-3:2019 pa $0.3 t_z$, iz česar je razvidno, da so rezultati obeh računskih modelov zelo podobni.

Večja ko je horizontalna obremenitev pravokotno na ravnino nekonstrukcijskega zidu, večja je tudi vertikalna reakcija, ki povečuje vertikalno silo V oziroma osno obremenitev na mestu tvorjenja sredinskega plastičnega členka, zaradi česar se izvenravninska odpornost povečuje. Maksimalna osna sila V_{max} , kot posledica vertikalne reakcije, ki se pojavi na stiku zidu s stropom (medetažno ploščo) in jo je poškodovan nekonstrukcijski zid sposoben prenesti med deformiranjem, je omejena s tlačno trdnostjo slabšega materialnega gradnika zidovja in se jo določi z izrazom (7.13). Na podlagi eksperimentov je bilo ocenjeno, da se pri obnašanju vitkih nekonstrukcijskih zidov tvori globina tlačnega dela horizontalnega prereza a_z na približno $t_z/30$.

$$V_{max} = 0,85 \cdot f_{zc} \cdot a_z \cdot L_z \quad (7.13)$$

Kjer so:

a_z ... globina tlačnega dela prereza na mestu tvorjenja sredinskega plastičnega členka,

f_{zc} ... povprečna tlačna trdnost slabšega izmed gradnikov zidovja.

Na podlagi določitve maksimalne osne sile, ki se lahko tvori kot posledica vertikalne reakcije v podporah, lahko v izrazu (7.8) upoštevamo namesto vertikalne sile V maksimalno osno silo V_{max} in s tem dobimo izraz za določitev parametrov osnovnega bi-linearne diagrama za obnašanje vitkih nekonstrukcijskih zidov, ki se razpenjajo med dvema togima ploščama.

$$F_0 = \frac{3 \cdot t_z}{h_z} \cdot W \cdot \left(1 + \frac{W/2}{V_{max}} \right) \quad (7.14)$$

Na podlagi skonstruiranega tri-linearne diagrama se določi tangentno (K_1) in sekantno (K_2) togost z izrazoma (7.15) in še pripadajoče nihajne čase T_1 in T_2 modela z eno prostostno stopnjo z enačbama (7.16).

$$K_1 = K_0 \left(\frac{u_{e,1} - u_{e,0}}{u_{e,1}} \right) \quad K_2 = K_0 \left(\frac{u_{e,2} - u_{e,0}}{u_{e,2}} \right) \quad (7.15)$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_1}} \quad T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_2}} \quad (7.16)$$

7.1.2 Analitični rezultati ocene obravnavanih neutrenjih nekonstrukcijskih zidov

V tem poglavju so predstavljeni rezultati analitičnih izračunov izvenravninskega obnašanja preizkušancev nekonstrukcijskih zidov NF in YT. Materialni vhodni podatki za oceno začetnega elastičnega obnašanja nekonstrukcijskih zidov so bili določeni na podlagi spremljevalnih eksperimentalnih raziskav. Za oceno elastičnega obnašanja NF preizkušancev smo za upogibno natezno trdnost f_{zt} uporabili srednjo vrednost, pridobljeno v preiskavah stičnega območja, medtem ko smo pri oceni YT preizkušancev uporabili natezno upogibno trdnost porobetonskih zidakov iz tri točkovnega upogibnega preizkusa, saj je bilo tekom raziskav ugotovljeno, da se mehanizem razpok tvori v gradniku z nižjimi mehanskimi karakteristikami. Ker je bilo na podlagi eksperimentalnih raziskav ugotovljeno, da se plastični členki s tlačnim drobljenjem prav tako tvorijo v slabšem gradniku, je za tlačno trdnost zidovja f_{zc} pri NF preizkušancih uporabljena povprečna tlačna trdnost malte in pri YT preizkušancih povprečna tlačna trdnost porobetonskih zidakov in enako velja za modul elastičnosti E_z . Prostorninska teža je bila določena s tehtanjem preizkušancev. Vsi vhodni podatki, uporabljeni pri analitičnem izračunu neutrenjih preizkušancev, so zbrani v preglednici 7.2

Preglednica 7.2: Vhodni podatki za analitični izračun elastičnega obnašanja nekonstrukcijskih zidov.

Table 7.2: Input data for analytical calculations of initial elastic out-of-plane behaviour of non-structural walls.

	h_z [m]	L_z [m]	t_z [m]	h_z/t_z [/]	f_{zt} [MPa]	f_{zc} [MPa]	E_z [GPa]	γ_z [kN/m ³]	W [kN]
NF	3.16	1.95	0.12	26.3	0.22	5.02	7.02	16.56	12.2
YT	3.03	1.87	0.10	30.3	0.48	3.00	1.68	5.16	2.9

7.1.2.1 Ocena začetnega elastičnega obnašanja neutrenjih nekonstrukcijskih zidov NF in YT

Izračun elastične izvenravninske odpornosti neutrenjih preizkušancev je izveden po postopkih iz poglavja 7.1.1.1. Ker nekonstrukcijski zidovi niso nosilni, pri izračunu ni bila upoštevana začetna vertikalna obtežba V . V preglednici 7.3 so prikazane vrednosti meje elastičnosti, določene po metodi linearno elastične teorije, ter za različne načine vpetja po metodi (Tomassetti et al., 2018) v primerjavi s povprečnimi vrednostmi neutrenjih preizkušancev iz eksperimentalnih raziskav v poglavju 5.6.

Preglednica 7.3: Ocena elastične izvenravninske odpornosti neutrenjih preizkušancev.

Table 7.3: Evaluation of elastic out-of-plane resistance of non-strengthened specimens.

	Eksperiment	LE teorija	(Tomassetti et al., 2018)		
	F_{cr} [kN]	F_{cr} [kN]	F_{cr} [kN]		
			$\alpha_{sp} = \alpha_{zg} = 0$	$\alpha_{sp} = \alpha_{zg} = 1$	$\alpha_{sp} = 1 \quad \alpha_{zg} = 0$
NF	2.7	1.5	2.9	5.8	4.5
YT	2.2	2.0	4.0	8.0	6.0

Iz primerjave eksperimentalno določene odpornosti na meji elastičnosti je razvidno, da je pri NF preizkušancih najbližja ocena, ki je večja od eksperimentalnih vrednosti za 7 %, ob upoštevanju členkastega vpetja na dnu in vrhu preizkušanca ($\alpha_{sp} = \alpha_{zg} = 0$) z metodo (Tomassetti et al., 2018), medtem ko pri YT preizkušancih ta metoda nekoliko preceni odpornost na meji elastičnosti. Odpornost na meji elastičnosti YT preizkušancev se lahko z linearno elastično teorijo oceni natančneje, za kar je razlog bolj homogeno obnašanje v primerjavi z NF preizkušanci. Na podlagi ujemajočih vrednosti se z enačbo upogibnice (7.7) lahko natančno oceni tudi pomik na meji elastičnosti oziroma ob tvorjenju sistema razpok, ob upoštevanju faktorja β_s z vrednostjo 5, ki ustreza upogibu členkasto podprtemu nosilcu. V preglednici 7.4 je prikazana primerjava eksperimentalnih in analitičnih rezultatov elastične izvenravninske kapacitete neutrjenih preizkušancev.

Preglednica 7.4: Analitična ocena izvenravninskega pomika na sredini višine pri nastanku prvih razpok.

Table 7.4: Analytical estimation of mid-height displacement for tested specimens at first crack initiation.

	Eksperiment		Analitično	
	F_{cr} [kN]	u_{cr} [mm]	F_{cr} [kN]	u_{cr} [mm]
NF	2.7	0.7	2.9	0.6
YT	2.2	3.2	2.0	2.8

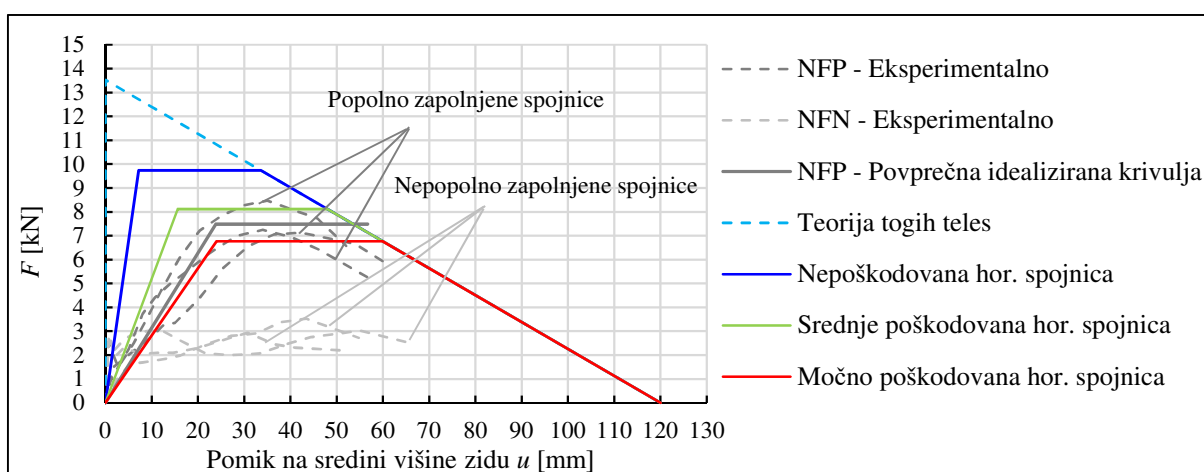
7.1.2.2 Ocena nelinearnega obnašanja neutrjenih nekonstrukcijskih zidov NF

Oceno nelinearnega obnašanja izvenravninskega obnašanja neutrjenih preizkušancev NF po tvorjenju mehanizma plastičnih členkov smo izdelali s preprosto metodo, predstavljeno v poglavju 7.1.1.2.

Zaradi preprečenega vertikalnega pomika v zgornjem vpetju, smo z enačbo (7.13) ocenili maksimalno vertikalno silo V_{max} , ki znaša 33.5 kN in se pojavi v zidu tekom izvenravninskega deformiranja. Iz primerjave analitičnih tri-linearnih krivulj z ovojnici drugih ciklov in s povprečno idealizirano krivuljo NFP iz poglavja 6.3 (Slika 7.5) se izkaže, da z analitičnim modelom, ob upoštevanju empiričnih parametrov za močno in srednje poškodovane horizontalne spojnice na mestih plastičnih členkov, dobro opišemo obnašanje treh ovojnic (NFP), pri katerih se je tekom raziskav izkazalo, da so bile horizontalne spojnice na vseh treh točkah plastičnih členkov v celoti zapolnjene vzdolž dolžine preizkušanca. Nelinearno obnašanje v smislu odvisnosti izvenravninske odpornosti in horizontalnega pomika na sredini razpona je pogojeno s plastičnim tlačnim deformiranjem malte v spojnica v točkah vrtenja. Pri treh ovojnicah NFN z nižjimi vrednostmi izvenravninske odpornosti je bilo ugotovljeno, da so bile spojnice nepopolno zapolnjene z malto. Praznine v horizontalnih spojnica ne nudijo tlačne odpornosti ob zasuku spodnjega dela zidu, kar privede do nižje nelinearne izvenravninske odpornosti nekonstrukcijskega zidu. Pri preizkušancu NF-3 so praznine v spojnici na mestu tvorjenja plastičnega členka pri spodnjem vpetju (med 1. in 2. vrsto zidakov) po celotni dolžini segale v globino med 70-80 % debeline preizkušanca. Primer nepopolno zapolnjene horizontalne spojnice na mestu tvorjenja plastičnega členka je prikazan na sliki 7.4. Kot smo že omenili v poglavju 5.6.1, se lahko nizke vrednosti izvenravninske odpornosti varno obravnava ob upoštevanju delnega materialnega faktorja γ_M , ki za zidovje, grajeno iz zidakov kategorije I in z volumskim razmerjem predpisano malto, znaša 1.7-2.7. V primeru naših preizkušancev bi lahko klasificirali zidovje preizkušancev NFN v razred 4, za katerega predpisana vrednost materialnega varnostnega faktorja γ_M znaša 2.5.



Slika 7.4: Nepopolno zapolnjena horizontalna spojnica med 1. in 2. vrsto zidakov pri preizkušancu NF-3.
 Figure 7.4: Imperfectly filled horizontal bed-joint between the first and second row of bricks of the NF-3 specimen.



Slika 7.5: Primerjava analitičnih modelov z eksperimentalnimi rezultati nekonstrukcijskih zidov NF.
 Figure 7.5: Comparison of analytical models and experimental results of non-structural NF walls.

Za vse tri kategorije poškodovanosti horizontalne spojnice so v preglednici 7.5 zbrani rezultati analitičnega izračuna in na podlagi tri-linearnega modela ocenjeni še tangentna K_1 in sekantna K_2 togost ter pripadajoča efektivna nihajna časa T_1 in T_2 . Iz preglednice je razvidno, da so tako vrednosti mejnih pomikov kot tudi togosti karakterističnih točk idealiziranega diagrama NFN zelo podobne vrednostim analitičnega modela za močno poškodovano horizontalno spojnico zidovja. Vrednosti nihajnih časov $T_{v,vib}$, pridobljene na NF preizkušancih z metodo vsiljenih vibracij po končanih kvazi-statičnih cikličnih preiskavah, z rezultati nihajnih časov T_2 pri sekantni togosti tri-linearnega modela niso primerljive.

Preglednica 7.5: Rezultati analitičnega izračuna nelinearnega obnašanja za NF preizkušance.

Table 7.5: Analytical results of nonlinear out-of-plane behaviour of NF specimens.

Poškodovanost horizontalne spojnice	F_0 [kN]	u_0 [mm]	K_0 [kN/mm]	u_1 [mm]	K_1 [kN/mm]	u_2 [mm]	K_2 [kN/mm]	F_1 [kN]	μ [°]	T_1 [s]	T_2 [s]
Nepoškodovana				7.2	1.35	34	0.29	9.74	4.7	0.17	0.36
Srednje poškodovana	13.53	120	0.11	15.6	0.52	48	0.17	8.12	3.1	0.27	0.47
Močno poškodovana				24.0	0.28	60	0.11	6.76	2.5	0.36	0.57
Vrednosti povprečne idealizirane krivulje NFP				23.8	0.31	56.7	0.13	7.5	2.4	$T_{v,vib} = 0.22$	

7.1.2.3 Ocena nelinearnega obnašanja neutrenjih nekonstrukcijskih zidov YT

Za oceno nelinearnega obnašanja neutrenjih nekonstrukcijskih zidov YT smo uporabili enak računski model kot za NF preizkušance, definiran z metodo, predstavljeno v poglavju 7.1.1.2. Zaradi

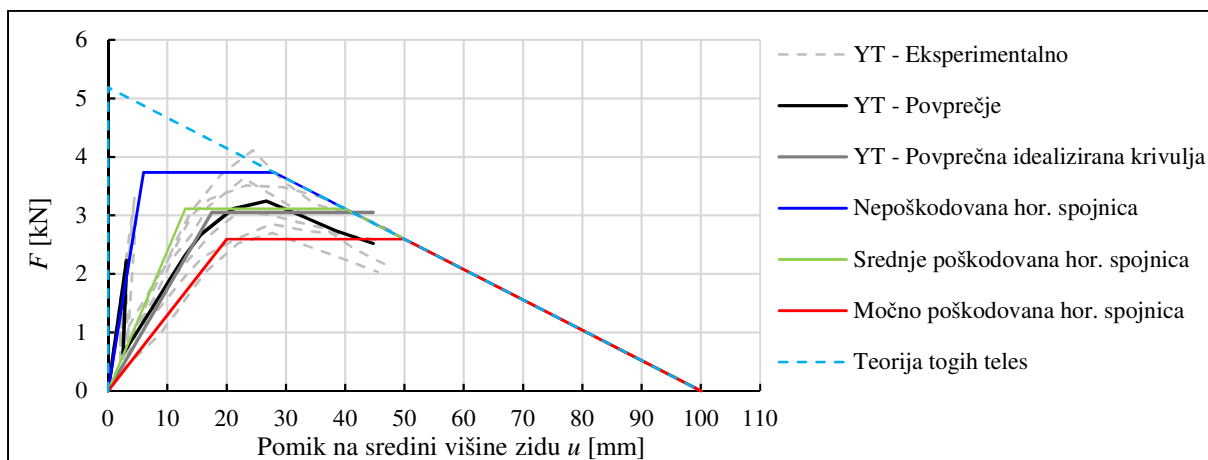
preprečenega vertikalnega pomika znaša ocenjena maksimalna vertikalna sila V_{max} , ki se pojavi v zidu tekom izvenravninskega deformiranja, 16.0 kN. Rezultati tri-linearnih modelov za neutrjene YT preizkušance so za različna stanja poškodovanosti prikazani v preglednici 7.6 in grafično predstavljani na sliki 7.6 skupaj s povprečnimi vrednostmi, pridobljenimi na podlagi eksperimentalnih raziskav. Evidentno je, da so povprečni mejni pomiki, dobljeni iz eksperimentalnih raziskav na podlagi povprečne idealizirane krivulje ovojnic YT v poglavju 6.3, podobni vrednostim analitičnega tri-linearnega modela, ki upošteva empirične koeficiente a_1 in a_2 za močno poškodovano horizontalno spojnico na mestu plastičnih členkov. Podobno kot pri NF preizkušancih, vrednosti nihajnih časov $T_{v.vib}$, pridobljene na YT preizkušancih z metodo vsiljenih vibracij po končanih kvazi-statičnih cikličnih preiskavah, z rezultati nihajnih časov T_2 pri sekantni togosti tri-linearnega modela niso primerljive.

Preglednica 7.6: Izračun elastičnega izvenravninskega obnašanja nekonstrukcijskih zidov YT.

Table 7.6: Calculation of elastic out-of-plane behaviour of non-structural YT walls.

Poškodovanost horizontalne spojnice	F_0 [kN]	u_0 [mm]	K_0 [kN/mm]	u_1 [mm]	K_1 [kN/mm]	u_2 [mm]	K_2 [kN/mm]	F_1 [kN]	μ [°]	T_1 [s]	T_2 [s]
Nepoškodovana				6	0.62	28	0.13	3.7	4.7	0.12	0.26
Srednje poškodovana	5.19	100	0.05	13	0.24	40	0.08	3.1	3.1	0.19	0.34
Močno poškodovana				20	0.13	50	0.05	2.6	2.5	0.26	0.41
Vrednosti povprečne idealizirane krivulje YT				17.5	0.18	44.7	0.07	3.1	2.6	$T_{v.vib.} = 0.23$	

Iz poteka tri-linearnih krivulj srednje in močno poškodovane horizontalne spojnice je razviden dober zajem območja poteka eksperimentalnih ovojnic, kar potrjuje dejstvo, da so bili preizkušanci tekom preizkušanja zaradi cikličnega obremenjevanja srednje do močno poškodovani, kar je bilo razvidno iz tlačnega deformiranja porobetonskih zidakov na mestu plastičnega členka ob spodnjem vpetju. Ker pri delovanju potresne obtežbe nekonstrukcijski zidovi nihajo izven svoje ravnine v obeh smereh, je pomembno upoštevati nižjo kapaciteto, zaradi nastajanja poškodb na mestih plastičnih členkov med nihanjem. Nelinearno obnašanje nekonstrukcijskih zidov, grajenih iz porobetonskih zidakov, tako v inženirski praksi ustrezno modeliramo s predstavljenim računskim modelom ob upoštevanju empiričnih parametrov, ki v primeru NF preizkušancev veljajo za močno poškodovane horizontalne spojnice zidovja na mestih plastičnih členkov.



Slika 7.6: Analitično izračunani modeli izvenravninskega obnašanja nekonstrukcijskih zidov YT.

Figure 7.6: Analytical models of out-of-plane behaviour of non-structural YT walls.

7.2 Analitični izračun izvenravninske odpornosti utrjenih nekonstrukcijskih zidov

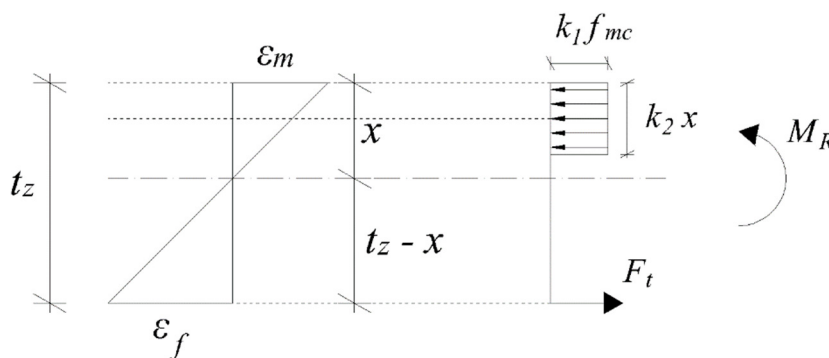
V tem poglavju je prikazan analitični izračun ocene izvenravninske kapacitete utrjenih nekonstrukcijskih zidov, ki je sestavljen iz ocene elastične in ocene maksimalne izvenravninske upogibne kapacitete zidu. Na podlagi eksperimentalnih preiskav v poglavju 5 je bilo ugotovljeno, da se utrditvena sistema A in B v smislu upogibne odpornosti popolnoma aktivirata šele po doseženi meji elastičnosti neutrnjenega zidu, zaradi uporabe prožnega poliuretanskega lepila, zato se pri izračunu elastične odpornosti lahko izvede enak izračun kot za neutrnjene zidove. Izračun maksimalne odpornosti utrjenega zidu izhaja iz ravnotežja upogibnega momenta v horizontalnem prečnem prerezu na sredini višine zidu.

7.2.1 Določitev maksimalne kapacitete utrjenih nekonstrukcijskih zidov

Začetno elastično obnašanje je pogojeno z izvenravninsko kapaciteto, ki jo je sposoben prenesti neutrjen nekonstrukcijski zid. Začetna elastična kapaciteta F_{cr} in pripadajoč pomik u_{cr} se lahko določita na podlagi teorije elastičnosti ali na podlagi izrazov (7.4) in (7.7) iz poglavja 7.1.1.1. Ob ugotovitvi (Doherty, 2002), da so inercialne sile trikotno razporejene pravokotno na ravnino vzdolž višine zidu, se lahko določi elastično upogibno odpornost prereza na sredini višine zidu M_{cr} z izrazom (7.17).

$$M_{cr} = \frac{F_{cr}}{2} \cdot \frac{h_z}{3} \quad (7.17)$$

Izračun maksimalne upogibne kapacitete utrjenega zidu izhaja iz ravnotežja upogibnega momenta v prečnem prerezu na sredini višine razpona zidu, kot je prikazano na sliki 7.7.



Slika 7.7: Ravnotežje v horizontalnem prečnem prerezu utrjenega nekonstrukcijskega zidu.
 Figure 7.7: Equilibrium of a strengthened non-structural wall in the mid-span cross section.

Da je prečni prerez v ravnotežju, mora biti zadoščeno ravnotežnemu pogoju sil (7.18) in ravnotežnemu pogoju momentov (7.22).

$$F_c = F_t \quad (7.18)$$

F_c je tlačna sila v tlačnem delu prereza, ki uravnoteži natezno silo F_t , katero prevzema utrditveni ukrep, in osno vertikalno obtežbo zidu, ki povečuje upogibno odpornost prereza.

Na podlagi geometrijskih in mehanskih karakteristik zidovja se tlačno silo F_c določi z izrazom (7.19) in natezno silo v utrditvi F_t z izrazom (7.20).

$$F_c = k_1 \cdot f_{zc} \cdot k_2 \cdot x_c \cdot L_z \quad (7.19)$$

Kjer so:

k_1 ... koeficient konstantne razporeditve tlačnih napetosti $k_1 = 0.85$ (CNR DT 215/2018) [/],

k_2 ... koeficient globine razporeditve tlačnih napetosti $k_2 = 0.7$ (CNR DT 215/2018) [/],

f_{zc} ... povprečna tlačna trdnost zidovja [MPa],

x_c ... globina tlačne cone [m],

L_z ... širina zidu [m].

$$F_t = A_f \cdot l_f \cdot \sigma_f = A_f \cdot l_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_f \quad (7.20)$$

Kjer so:

l_f ... dolžina tkanine ali mrežice vzdolž širine zidu [m],

A_f ... prečni prerez utrditvene tkanine ali mrežice [mm²/m],

E_f ... elastični modul utrditvene tkanine ali mrežice [MPa],

ε_f ... natezna deformacija utrditvenega sistema [%o].

Globino tlačne cone x se določi na podlagi razporeditve deformacij po prečnem prerezu z izrazom (7.21).

$$x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_f + \varepsilon_m} \cdot t_z \quad (7.21)$$

Kjer so:

ε_f ... natezna deformacija na mestu utrditve [%o],

ε_m ... tlačna deformacija v zidovju [%o].

Porušitev utrjenega nekonstrukcijskega zidu pogojujejo deformacije po prerezu in sicer, ko slabši gradnik zidovja doseže svojo tlačno limitno deformacijo ε_{mu} ali utrditev doseže svojo limitno natezno deformacijo ε_{fu} . Upogibno odpornost se po omejitvi deformacij določi iz momentnega ravnotežja (7.22), kjer je $M_{R,t}$ upogibna odpornost, ki jo zagotavlja natezna utrditev in $M_{R,c}$ upogibna odpornost tlačnega dela prereza.

$$M_{R,t} = M_{R,c} \quad (7.22)$$

$$M_{R,t} = F_t \cdot \left(t_z - \frac{k_2 \cdot x_c}{2} \right) \quad (7.23)$$

$$M_{R,c} = F_c \cdot \left(t_z - \frac{k_2 \cdot x_c}{2} \right) \quad (7.24)$$

Iz upogibne odpornosti prečnega prereza $M_{R,t}$ lahko zdaj izračunamo maksimalno silo F_u , ki deluje pravokotno na ravnino zidu in jo zid še lahko prenese.

$$F_u = \frac{6 \cdot M_{R,t}}{h_z} \quad (7.25)$$

Pripadajoč maksimalni pomik izračunamo z enačbo (7.26), kjer je upoštevan vztrajnostni moment razpokanega prečnega prereza zidu z utrditvenim sistemom.

$$u_u = \frac{5 \cdot M_{cr} \cdot h_z^2}{48 \cdot E_m \cdot I_z} + \frac{5 \cdot (M_R - M_{cr}) \cdot h_z^2}{48 \cdot E_m \cdot I_{z,cr}} \quad (7.26)$$

$$I_{z,cr} = \frac{L_z \cdot x_c^3}{3} + \frac{E_f}{E_z} \cdot A_f \cdot l_f \cdot (t_z - x)^2 \quad (7.27)$$

Kjer so:

E_f ... modul elastičnosti utrditvenega sistema [kN/m²],

A_f ... ekvivalentni prečni prerez utrditvene tkanine [mm²/m],

l_f ... dolžina tkanine ali mrežice vzdolž širine zidu [m].

7.2.2 Analitični izračun kapacitete utrjenih nekonstrukcijskih zidov NF

Na podlagi postopka iz poglavja 7.2.1 so v tem delu opravljeni izračuni ocene izvenravninske odpornosti utrjenih nekonstrukcijskih zidov za sistema, ki sta se med eksperimentalnimi raziskavami izkazala za najučinkovitejša (A in B). Analitični rezultati so predstavljeni skupaj s primerjavo rezultatov iz eksperimentalnih kvazi-statičnih cikličnih preizkusov za preizkušance nekonstrukcijskih zidov NF. Vhodni podatki o geometriji in materialnih karakteristikah preizkušancev nekonstrukcijskih zidov so izbrani na podlagi povprečnih vrednosti, določenih v spremljevalnih eksperimentalnih raziskavah in so enaki kot pri analitičnem izračunu neutrenjenih preizkušancev. Mehanske karakteristike utrditvenih sistemov so bile določene na podlagi raziskav trdnosti stika med posameznim utrditvenim sistemom in zidakom. Vhodni podatki, potrebni za izračun utrjenega stanja NF preizkušancev, so zbrani v preglednici 7.7.

Preglednica 7.7: Vhodni podatki za analitični izračun izvenravninskega obnašanja utrjenih nekonstrukcijskih zidov NF.

Table 7.7: Input data for analytical calculations of out-of-plane behaviour of strengthened non-structural walls NF.

Geometrija		Materialni podatki o zidovju		Podatki o utrditvi A		Podatki o utrditvi B	
h_z [mm]	3160	f_{zt} [MPa]	0.22	E_f [GPa]	62	E_f [GPa]	64
L_z [mm]	1950	f_{zc} [MPa]	5.02	ϵ_{fu} [%]	14.4	ϵ_{fu} [%]	20.1
t_z [mm]	120	E_m [GPa]	7.05	A_f [mm ² /m]	57	A_f [mm ² /m]	22.5
		γ_z [kN/m ³]	16.56	L_f [m]	2	L_f [m]	2

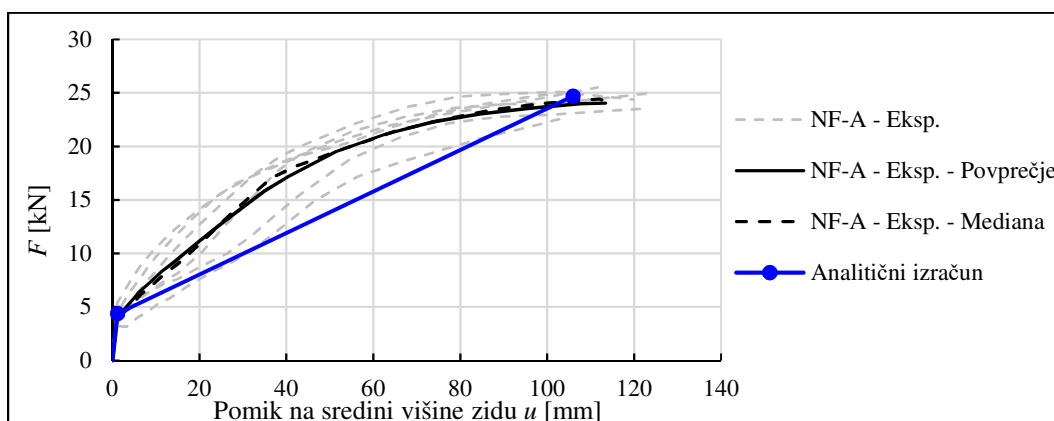
7.2.2.1 Rezultati analitičnega izračuna utrjenih NF zidov s sistemom A

Vsi rezultati analitičnega izračuna za utrjene preizkušance so zbrani v preglednici 7.8 in grafično prikazani v primerjavi z eksperimentalnimi rezultati na sliki 7.8. Pri NF preizkušancih se je izkazalo, da ob upoštevanju polovičnega vpetja na dnu in vrhu preizkušancev ($\alpha_{sp} = \alpha_{sp} = 0.5$) z analitičnim izračunom najbolje opišemo začetno elastično obnašanje. Razvidno je ujemanje vrednosti meje elastičnosti oziroma mejnega stanja razpok ter vrednosti maksimalne izvenravninske odpornosti s pripadajočim pomikom. Pri analitičnem izračunu maksimalne odpornosti in pripadajočega maksimalnega pomika je kot mejna vrednost pri ravnotežju prereza v območju maksimalnih momentov upoštevana limitna tlačna deformacija zidovja 3.2 ‰, ocenjena na podlagi tlačnih preiskav zidanih prizem v okviru spremljevalnih raziskav, saj je bila tlačna porušitev zidovja značilna pri preiskavah NF-A preizkušancev. Ravno tako vrednosti največjih nateznih deformacij utrditvenega sistema na površini zidu, ki smo jih med izvedbo glavnih raziskav opazovali z digitalnim optičnim sistemom, sovpadajo v območju največjega upogibnega momenta. Pri izvenravninskem pomiku na sredini višine preizkušanca tik pred poružitvijo so maksimalne dosežene deformacije znašale med 15 in 17 ‰. Pri preizkušanju utrditvenega sistema A na NF preizkušancih se je izkazalo, da sta mejno stanje maksimalne odpornosti in mejno stanje blizu poružitve tako po vrednostih pomika kot velikosti odpornostne sile praktično enaki.

Preglednica 7.8: Rezultati analitičnega izračuna izvenravninske odpornosti nekonstrukcijskega zidu NF utrjenega s sistemom A.

Table 7.8: Results of analytical calculation of out-of-plane behaviour of non-structural NF walls strengthened with system A.

	Elastična nosilnost		Maksimalna nosilnost		
	Analitično	Eksperiment		Analitično	Eksperiment
M_{sp} [kNm]	1.27		ε_f [‰]	16.3	15 - 17
M_{zg} [kNm]	1.03		ε_m [‰]	3.20	
α_{sp} [/]	0.5		x [mm]	20	
α_{zg} [/]	0.5		F_t [kN]	114.9	
ζ [kN/m ²]	369.2		F_c [kN]	114.9	
β_s	5		$M_{R,t}$ [kNm]	13.0	
M_{cr} [kNm]	2.30		$M_{R,c}$ [kNm]	13.0	
F_{cr} [kN]	4.4	4.1	F_u [kN]	24.7	24.3
u_{cr} [mm]	1.21	1.0	u_u [mm]	106	114



Slika 7.8: Analitični model utrjenih nekonstrukcijskih zidov NF s sistemom A in primerjava z eksperimentalnimi histereznimi ovojnici.

Figure 7.8: Analytical model of the non-structural NF walls strengthened with system A and the comparison with experimental hysteretic envelopes.

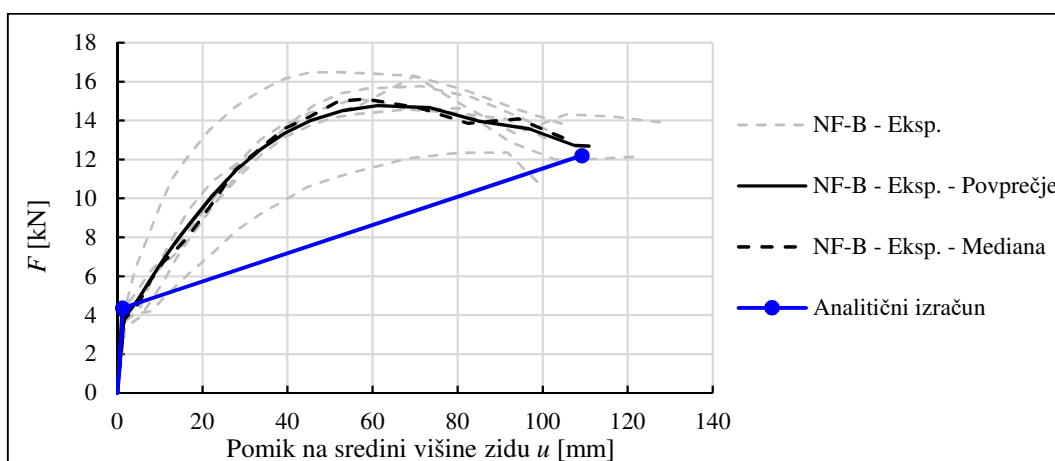
7.2.2.2 Rezultati analitičnega izračuna utrjenih NF zidov s sistemom B

Rezultati analitičnega izračuna izvenravninske odpornosti utrjenega stanja NF preizkušancev s sistemom B so zbrani v preglednici 7.9 in grafično prikazani v primerjavi z eksperimentalnimi rezultati na sliki 7.9, od koder lahko sklepamo, da je kljub nekoliko večjem raztrosu eksperimentalnih rezultatov postopek izračuna še vedno varna ocena mejne odpornosti tik pred porušitvijo. Kot pri utrditvi NF preizkušancev s sistemom A se tudi pri sistemu B izkaže, da lahko pri izračunu elastičnega obnašanja na začetku upoštevamo polovična vpetja in dobimo približek povprečne vrednosti eksperimentalnih rezultatov znotraj 10 % raztrosa. Zaradi manjšega ekvivalentnega prereza fasadne mrežice v primerjavi s tkanino se izkaže, da je merodajna natezna deformacija v fasadni mrežici. Na podlagi spremljevalnih raziskav utrditvenega sistema B na zidkih normalnega formata je bila določena mejna natezna deformacija 20 ‰, območje nateznih deformacij pri mejnem stanju blizu porušitve, zajetih z digitalnim optičnim sistemom pri glavnih eksperimentalnih raziskavah, pa je zajemalo vrednosti med 19 in 21 ‰. Pri izračunu smo tako upoštevali merodajno natezno limitno deformacijo ϵ_f v mrežici ob pretrgu 19 ‰.

Preglednica 7.9: Analitični izračun izvenravninske odpornosti nekonstrukcijskega zidu NF utrjenega s sistemom B.

Table 7.9: Analytical calculation of out-of-plane behaviour of non-structural NF walls strengthened with B system.

	Elastična nosilnost		Maksimalna nosilnost		
	Analitično	Eksperiment		Analitično	Eksperiment
M_{sp} [kNm]	1.27		ϵ_f [‰]	19.0	19 - 20
M_{zg} [kNm]	1.03		ϵ_m [‰]	1.62	
α_{sp} [/]	0.5		x [mm]	9	
α_{zg} [/]	0.5		F_t [kN]	55.1	
ζ [kN/m ²]	369.2		F_c [kN]	55.1	
β_s	5		$M_{R,t}$ [kNm]	6.4	
M_{cr} [kNm]	2.30		$M_{R,c}$ [kNm]	6.4	
F_{cr} [kN]	4.4	3.8	F_u [kN]	12.2	12.7
u_{cr} [mm]	1.21	1.5	u_u [mm]	110	111



Slika 7.9: Analitični model utrjenih nekonstrukcijskih zidov NF s sistemom B in primerjava z eksperimentalnimi histereznimi ovojnici.

Figure 7.9: Analytical model of the non-structural NF walls strengthened with system B and the comparison with experimental hysteretic envelopes.

7.2.3 Izračun kapacitete utrjenih nekonstrukcijskih zidov YT

Na enak način kot pri analitičnem izračunu za utrjene NF preizkušance smo na podlagi postopka iz poglavja 7.2.1 izvedli še oceno izvenravninske odpornosti preizkušancev YT, utrjenih s sistemom B. Podobno kot pri utrjenih nekonstrukcijskih zidovih NF so vhodni podatki o geometriji in materialnih karakteristikah preizkušancev nekonstrukcijskih zidov izbrani na podlagi povprečnih vrednosti, določenih iz spremljevalnih eksperimentalnih raziskav in so enaki kot pri analitičnem izračunu neutrjenih YT preizkušancev. Podatki o mehanskih lastnostih utrditvenih sistemov A in B pa so določeni na podlagi raziskav trdnosti stika med posameznim utrditvenim sistemom in zidakom. Vsi podatki, uporabljeni pri analitičnem izračunu utrjenega stanja preizkušancev YT, so zbrani v preglednici 7.10.

Preglednica 7.10: Vhodni podatki za analitični izračun izvenravninskega obnašanja utrjenih nekonstrukcijskih zidov YT.

Table 7.10: Input data for analytical calculations of out-of-plane behaviour of strengthened non-structural YT walls.

Geometrija		Materialni podatki o zidovju		Podatki o utrditvi A		Podatki o utrditvi B	
h_z [mm]	3030	f_{zt} [MPa]	0.48	E_f [GPa]	72	E_f [GPa]	69
L_z [mm]	1880	f_{zc} [MPa]	3.02	ε_{fu} [%o]	11.8	ε_{fu} [%o]	18.0
t_z [mm]	120	E_m [GPa]	1.68	A_f [mm ² /m]	57	A_f [mm ² /m]	22.5
		γ_z [kN/m ³]	5.13	L_f [m]	2	L_f [m]	2

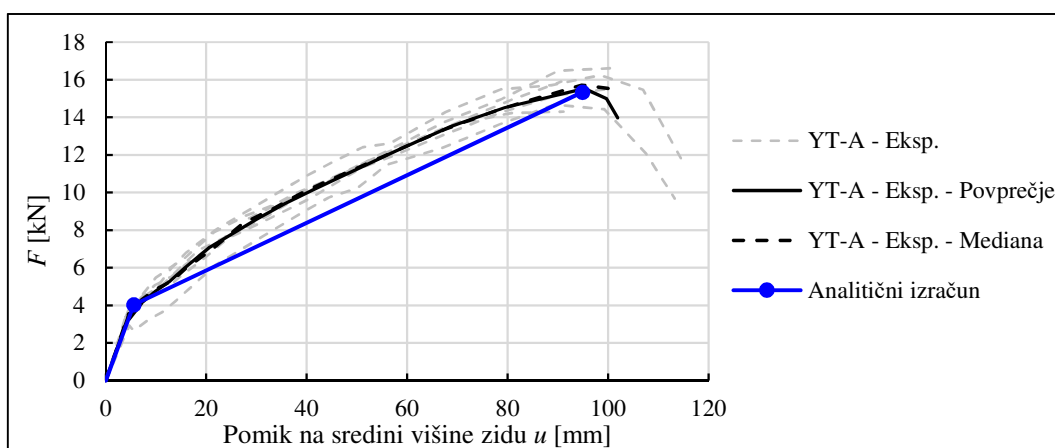
7.2.3.1 Rezultati analitičnega izračuna utrjenih YT zidov s sistemom A

Rezultati analitičnega izračuna kapacitete YT preizkušancev, utrjenih s sistemom A, so zbrani v preglednici 7.11 in grafično prikazani v primerjavi z eksperimentalnimi rezultati na sliki 7.10. V primerjavi z utrjevanjem NF preizkušancev s sistemom A pri utrjevanju YT preizkušancev ne moremo trditi, da ima sistem pozitiven učinek na vpetje. Pri izračunu meje elastičnosti se izkaže, da če upoštevamo členkasto vpetje ($\alpha_{sp} = \alpha_{sp} = 0$), dobimo dobro oceno meje elastičnosti. Tlačno mehčanje porobetonskih zidakov ob vpetjih se pojavi že pri razmeroma nizkih izvenravninskih pomikih, posledično se tvori plastični členek na mestu vpetja. Pri analitičnem izračunu odpornosti blizu porušitve smo upoštevali mejno tlačno deformacijo 3.5 %o v porobetonskem zidaku, ki smo jo dobili na podlagi spremljevalnih raziskav na porobetonskih prizmah, saj se je tekom glavnih eksperimentalnih raziskav izkazalo, da je merodajna tlačna porušitev porobetonskih zidakov v prečnem prerezu na območju maksimalnih momentov. Natezna deformacija, določena na podlagi ravnotežja v prerezu, ravno tako sovпада z deformacijami v polju maksimalnih upogibnih momentov, zajetimi z digitalnim optičnim sistemom pri glavnih kvazi-statičnih cikličnih preiskavah YT-A preizkušancev, ki so znašale med 10 in 11 %o pri maksimalni amplitudi v negativni smeri obremenjevanja. Na podlagi primerjave eksperimentalnih rezultatov z analitičnim izračunom lahko sklepamo, da je ocena maksimalne izvenravninske kapacitete pri mejnem stanju blizu porušitve popolna, saj je odstopanje med vrednostmi minimalno.

Preglednica 7.11: Analitični izračun izvenravninske odpornosti nekonstrukcijskega zidu YT utrjenega s sistemom A.

Table 7.11: Analytical calculation of out-of-plane behaviour of non-structural YT walls strengthened with A system.

Elastična nosilnost			Maksimalna nosilnost		
	Analično	Eksperiment		Analično	Eksperiment
M_{sp} [kNm]	1.55		ε_f [‰]	10.4	10 - 11
M_{zg} [kNm]	1.50		ε_m [‰]	3.5	
α_{sp} [/]	0		x [mm]	25	
α_{zg} [/]	0		F_t [kN]	84.9	
ζ [kN/m ²]	487.8		F_c [kN]	84.9	
β_s	5		$M_{R,t}$ [kNm]	7.7	
M_{cr} [kNm]	2.04		$M_{R,c}$ [kNm]	7.7	
F_{cr} [kN]	4.0	3.5	F_u [kN]	15.3	15.5
u_{cr} [mm]	5.55	4.6	u_u [mm]	95	102



Slika 7.10: Analitični model utrjenih nekonstrukcijskih zidov YT s sistemom A in primerjava z eksperimentalnimi histereznimi ovojniciami.

Figure 7.10: Analytical model of the non-structural YT walls strengthened with system A and the comparison with experimental hysteretic envelopes.

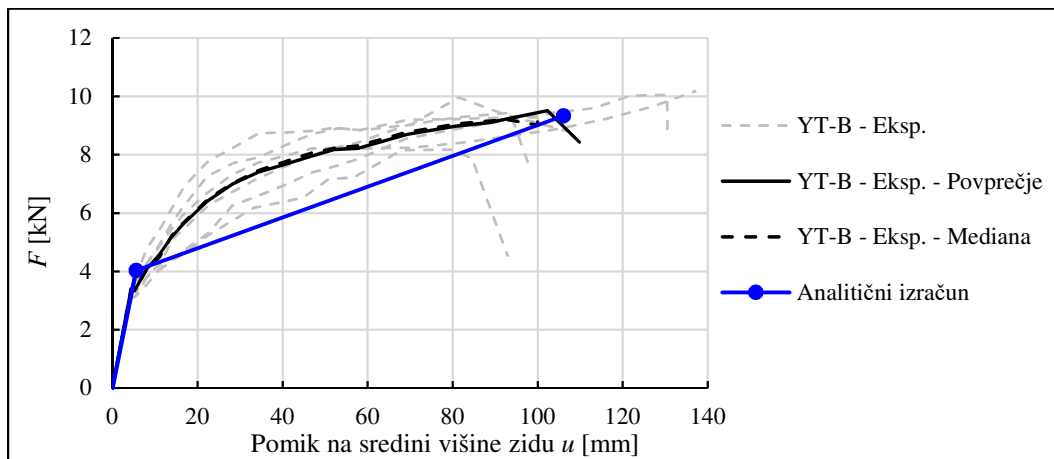
7.2.3.2 Rezultati analitičnega izračuna utrjenih YT zidov s sistemom B

Pri analitičnem izračunu utrjenih YT preizkušancev s sistemom B so upoštevani enaki podporni pogoji kot pri analitičnem izračunu preizkušancev, utrjenih s sistemom A, saj je bilo tekom glavnih eksperimentalnih raziskav ugotovljeno, da imata oba sistema praktično enak učinek na mejno stanje elastičnosti. Rezultati analitičnega izračuna so prikazani v preglednici 7.12 in na sliki 7.11 v primerjavi z eksperimentalnimi ovojniciami. Pri izračunu izvenravninske nosilnosti nekonstrukcijskih zidov YT, utrjenih s sistemom B, je bila upoštevana limitna natezna deformacija utrditvenega sistema 16 ‰, ki smo jo ocenili z digitalnim optičnim sistemom iz glavnih eksperimentalnih raziskav, saj je ta zaradi lokalnega tvorjenja razpok v zidakah in zaradi boljšega oprijema prožnega lepila s površino porobetonskega zidaka v primerjavi z zidakom normalnega formata nižja. Ob upoštevanju mejne natezne deformacije ob pretrgu, določene s spremljevalnimi raziskavami utrditvenega sistema B na YT zidakah (18 ‰), bi izvenravninsko kapaciteto namreč precenili. Z upoštevanjem mejnih deformacij 16 ‰ je z izračunom možno natančno oceniti izvenravninsko odpornost tik pred poružitvijo, saj se izračunane vrednosti skoraj popolnoma ujemajo s povprečnimi mejnimi vrednostmi iz glavnih eksperimentalnih kvazi-statičnih cikličnih preiskav.

Preglednica 7.12: Analitični izračun izvenravninske odpornosti nekonstrukcijskega zidu YT utrjenega s sistemom B.

Table 7.12: Analytical calculation of out-of-plane behaviour of non-structural YT walls strengthened with B system.

Elastična nosilnost			Maksimalna nosilnost		
	Analitično	Eksperiment		Analitično	Eksperiment
M_{sp} [kNm]	1.55		ε_f [‰]	16.0	16 - 17
M_{zg} [kNm]	1.50		ε_m [‰]	2.76	
α_{sp} [/]	0		x [mm]	15	
α_{zg} [/]	0		F_t [kN]	49.7	
ζ [kN/m ²]	487.8		F_c [kN]	49.7	
β_s	5		$M_{R,t}$ [kNm]	4.7	
M_{cr} [kNm]	2.04		$M_{R,c}$ [kNm]	4.7	
F_{cr} [kN]	4.0	3.4	F_u [kN]	9.3	9.5
u_{cr} [mm]	5.55	4.4	u_u [mm]	106	103



Slika 7.11: Analitični model utrjenih nekonstrukcijskih zidov YT s sistemom B in primerjava z eksperimentalnimi histereznimi ovojniciami.

Figure 7.11: Analytical model of the non-structural YT walls strengthened with system B and the comparison with experimental hysteric envelopes.

8 POTRESNA OBTEŽBA V VEČNADSTROPNEM JAVNEM OBJEKTU

8.1 Določitev etažnih spektrov pospeškov in potresne obtežbe nekonstrukcijskih elementov

Potresno obtežbo nekonstrukcijskih elementov po predlogu novega standarda za protipotresno gradnjo prEN 1998-1-2:2019 se določi po enačbi (8.1):

$$F_{ap} = \gamma_a m_a S_a \quad (8.1)$$

kjer so:

F_{ap} ... horizontalna potresna sila, ki deluje v masnem središču nekonstrukcijskega elementa v najbolj neugodni smeri,

m_a ... masa nekonstrukcijskega elementa,

γ_a ... faktor pomembnosti nekonstrukcijskega elementa,

S_a ... vrednost spektralnega etažnega pospeška.

Vrednost faktorja pomembnosti je običajno enaka 1.0 razen v primeru, ko gre za projektiranje opreme, ki je sestavni del varnostnih sistemov, ali je v specifikaciji opreme oziroma nekonstrukcijskih elementov definirana drugače.

Spektralni etažni pospešek predstavlja pospešek sekundarnega oziroma nekonstrukcijskega elementa v njegovi časovni domeni. Vrednost spektralnih etažnih pospeškov mora biti določena za dve glavni horizontalni smeri delovanja potresa. V okviru doktorske disertacije je uporabljena metoda za določitev etažnih spektrov pospeškov, razvita v okviru raziskav (Vukobratović, 2017), ki je ravno tako vpeljana v predlogu nove verzije standardov za protipotresno gradnjo prEN 1998-1-2:2019. Metoda omogoča direktno določitev etažnih spektrov pospeškov za kompleksne večetažne neelastične konstrukcije, pri katerih imajo pomemben vpliv višje nihajne oblike.

Najprej je potrebno izvesti elastično modalno analizo primarne konstrukcije objekta, s katero pridobimo podatke o lastnih nihajnih časih in pripadajočih nihajnih oblikah. V primeru neelastičnega obnašanja primarne konstrukcije je potrebno izvesti še nelinearno statično potisno analizo (N2 metoda) za določitev osnovne neelastične nihajne oblike (SIST EN 1998-1:2006; Fajfar, 2000). Etažni spekter pospeškov se določi za posamezno nihajno obliko (i) in za posamezno etažo (j) z enačbami (8.2 - 8.5).

$$S_{a,ij} = A_{s,ij} = \frac{\Gamma_i \phi_{ij}}{\left| \left(\frac{T_s}{T_{p,i}} \right)^2 - 1 \right|} \sqrt{\left(\frac{S_{ep,i}}{R_\mu} \right)^2 + \left[\left(\frac{T_s}{T_{p,i}} \right)^2 S_{es} \right]^2} \quad (8.2)$$

$$|A_{s,ij}| \leq AMP_i \times |PFA_{ij}| \quad (8.3)$$

$$|PFA_{ij}| = \Gamma_i \phi_{ij} \frac{S_{ep,i}}{R_\mu} \quad (8.4)$$

$$AMP_i = \begin{cases} 2.5\sqrt{10/(5+\xi_s)} & T_{p,i}/T_C = 0 \\ \text{linearno med } AMP_i\left(\frac{T_{p,i}}{T_C} = 0\right) \text{ in } AMP_i\left(\frac{T_{p,i}}{T_C} = 0.2\right) & 0 \leq T_{p,i}/T_C \leq 0,2 \\ \frac{10}{\sqrt{\xi_s}} & T_{p,i}/T_C \geq 0,2 \end{cases} \quad (8.5)$$

Kjer so:

ϕ_j ... vrednost normiranega etažnega pomika i -te nihajne oblike v j -ti etaži,

Γ_i ... modalni participacijski faktor i -te nihajne oblike,

T_C ... zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer je spektralni pospešek konstanten,

$S_{ep} = S_e(T_{p,i}, \xi_{p,i})$... elastični spektralni pospešek za i -to nihajno obliko primarne konstrukcije,

$T_{p,i}$... nihajni čas i -te nihajne oblike,

$\xi_{p,i}$... delež kritičnega dušenja primarne konstrukcije, ki je enako 5 %,

$S_{es} = S_e(T_s, \xi_s)$... elastični spektralni pospešek za nekonstrukcijski element,

T_s ... lastni nihajni čas nekonstrukcijskega elementa oziroma opreme,

ξ_s ... delež kritičnega dušenja nekonstrukcijskega elementa, določenim v preglednici 8.1.

AMP_i ... amplifikacijski faktor, ki predstavlja povečanje pospeška nekonstrukcijskih elementov v območju resonance glede na pospešek primarne konstrukcije.

Neelastično obnašanje nekonstrukcijskih elementov se upošteva kot obnašanje elastičnega elementa, obravnavanega kot sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF) z določenim deležem kritičnega dušenja, kot je prikazano v preglednici 8.1 za različne vrste nekonstrukcijskih elementov. Vrednosti iz preglednice se vzamejo v izračun etažnih spektrov pospeškov neodvisno od dejanskega dušenja nekonstrukcijskega elementa.

Preglednica 8.1: Zgornje vrednosti deleža kritičnega dušenja za nekonstrukcijske elemente (prEN 1998-1-2:2019).
Table 8.1: Maximum values of critical damping ratio for non-structural elements (prEN 1998-1-2:2019).

Vrsta nekonstrukcijskega elementa	ξ_s
<ul style="list-style-type: none"> - Konzolni parapeti ali ornamentacije - Oznake in table - Dimniki, jambori in rezervoarji na nogah, ki delujejo kot nepodprte konzole po več kot polovici njihove celotne višine 	2 %
<ul style="list-style-type: none"> - Zunanje in notranje stene - Predelne stene in fasade - Dimniki, jambori in rezervoarji na nogah, ki delujejo kot nezavetrovane konzole po manj kot polovici njihove celotne višine, ali ki so zavetrovani ali privezani na konstrukcijo v njihovem masnem središču ali nad njim - Sidrane omare ali police, ki so stalno postavljene na tleh - Sidrani spuščeni stropi in pritrjena svetila 	10 %

Spektralne pospeške posameznih etaž se do vključno konca platoja resonančnega območja osnovne nihajne oblike konstrukcije medsebojno kombinira po SRSS metodi za neodvisne nihajne oblike ali CQC metodi za odvisne nihajne oblike, v post-resonančnem območju pa z algebraično vsoto ob upoštevanju ustreznih predznakov posameznih spektralnih pospeškov pri posamezni nihajni obliki.

8.2 Opis tipičnega večetažnega javnega objekta

Za analizo etažnih spektrov pospeškov je bil izbran glavni del obstoječega štiri-etažnega objekta osnovne šole Riharda Jakopiča v Ljubljani na Derčevi ulici 1 (Slika 8.1), ki je bil projektiran leta 1963, pred uvedbo prvih protipotresnih predpisov, in dokončno zgrajen leta 1965. Objekt je zasnovan kot zidana stavba v kombinaciji z armiranobetonskimi stebri in nosilci in velja za tipiziran šolski objekt arhitekta E. Navinška. Obravnavan objekt je tipični primer javne večetažne stavbe, kakršne so gradili v Ljubljani in drugod v Sloveniji po drugi svetovni vojni. Kasneje je bil sicer dograjen še prizidek, sestavljen iz povezovalnega trakta in telovadnice, ki je danes že porušen. Takšnih šol z enako oziroma podobno konstrukcijsko zasnovo je v Sloveniji kar 39, od tega 14 v Ljubljani (Fajfar, 2021). Tlorisna zasnova glavnega dela objekta je v vzdolžni smeri nepravilne oblike, zato je v tej smeri pričakovan vpliv torzije. Nosilna konstrukcija je kombinacija zidov iz polne opeke, armiranobetonskih okvirjev in armiranobetonskih zidov. Medetažna konstrukcija nad pritličjem je v osrednjem delu masivna armiranobetonska plošča, v preostalem delu pritličja in preostalih etažah pa so rebričasti (monta) stropi. Višina posamezne etaže v objektu znaša 4 m.



Slika 8.1: Prikaz lokacije in orientacija obstoječega objekta (z modro je označen glavni del stavbe).
Figure 8.1: Location and orientation of the existing building (main building is marked with blue colour).

Za izbran objekt so podrobni podatki predstavljeni v magistrskem delu (Lombar, 2021). Delo zajema podatke o zasnovi obstoječega stanja objekta, dimenzijah nosilne konstrukcije, pozicijske načrte, podatke o obtežbah in materialnih karakteristikah. V okviru magistrskega dela so bile poleg terenskih raziskav izvedene še nelinearne potresne analize obstoječega stanja glavnega dela stavbe, s čimer je bilo dokazano, da le-ta ne zadošča zahtevam trenutno veljavnih protipotresnih standardov EC8. Za zadostitev veljavnim protipotresnim zahtevam iz EC8 so bili predlagani ukrepi za utrditev nosilne konstrukcije in izvedena analiza utrjenega stanja objekta.

V okviru doktorske disertacije smo v nadaljevanju izvedli izračun etažnih spektrov pospeškov z direktno metodo in nelinearnimi dinamičnimi analizami tako za obstoječe stanje glavnega dela objekta kot tudi za predlagano utrjeno stanje s klasičnimi sistemi utrditev. Obravnavan glavni del stavbe je za lažjo predstavbo iz različnih smeri prikazan na slikah 8.2 in 8.3.



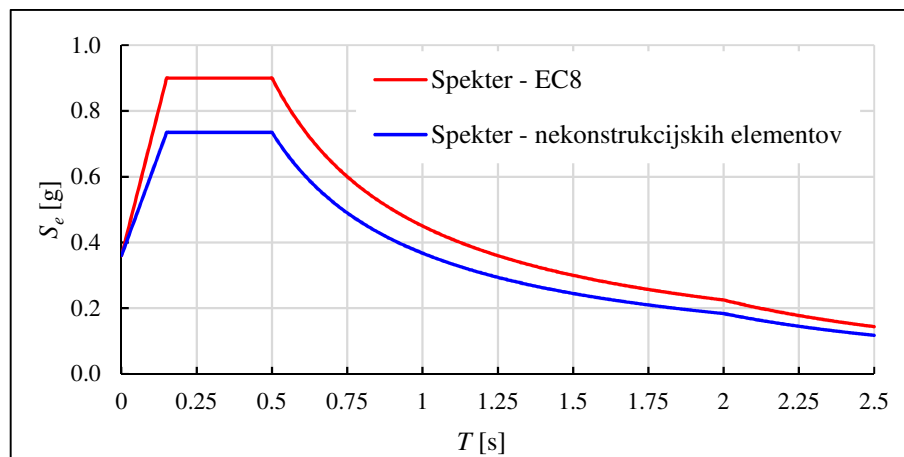
Slika 8.2: OŠ Riharda Jakopiča (levo - pogled iz SV in desno - pogled iz S).
Figure 8.2: Elementary school Rihard Jakopič (left - view from NE and right - view from N).



Slika 8.3: OŠ Riharda Jakopiča (levo - pogled iz JV in desno - pogled iz JZ).
Figure 8.3: Elementary school Rihard Jakopič (left - view from SE and right - view from SW).

8.3 Izračun etažnih spektrov za tipični večetažni javni objekt

Za izračun etažnih spektrov po direktni metodi je potrebno najprej določiti potresno obtežbo primarne konstrukcije. V našem primeru smo potresno obremenitev za obravnavan objekt določili v skladu z veljavnim standardom EC8 z vodoravnim elastičnim spektrom za tip tal B in vršnim pospeškom tal $PGA = 0.36 \text{ g}$. Ker gre za javni objekt, je faktor pomembnosti objekta γ_l enak 1.2. Kritični delež dušenja pri določitvi elastičnega spektra tal primarne konstrukcije znaša 5 %, za nekonstrukcijske elemente pa v skladu s preglednico 8.1 iz predloga novega standarda prEN 1998-1-2:2019 znaša 10 %, s čimer se zajame neelastično obnašanje predelnih zidov. Oba elastična spektra pospeškov, za primarno konstrukcijo in za nekonstrukcijske elemente, sta prikazana na sliki 8.4.



Slika 8.4: Elastični spekter pospeškov EC8 za tip tal B (5 % dušenja) in elastični spekter pospeškov za nekonstrukcijske elemente (10 % dušenja).

Figure 8.4: Elastic acceleration response spectrum for soil type B (5 % damping) and elastic acceleration spectrum for non-structural elements (10 % damping).

Naslednji korak direktne metode je izdelava numeričnega modela za izvedbo modalnih in potisnih analiz obravnavanega objekta, s čimer se pridobi podatke o obnašanju primarne konstrukcije, in sicer lastne nihajne čase in nihajne oblike. Numerična modela obstoječega in utrjenega štirietažnega objekta sta izdelana v programu 3Muri (S.T.A. Data, 2020) in podrobneje predstavljena v magistrskem delu (Lombar, 2021). Za upoštevanje neelastičnega obnašanja primarne konstrukcije je potrebno izvesti še potisno analizo z modalno razporeditvijo horizontalnih sil. Poenostavljeno nelinearno potisno analizo z N2 metodo (Fajfar, 2000) smo ravno tako naredili s programom 3Muri. Rezultati modalnih in nelinearnih potisnih analiz, poleg določitve potresne obtežbe, služijo kot vhodni podatki za direktni izračun etažnih spektrov pospeškov, ki se jih izvede skladno s postopkom, predstavljenim v poglavju 8.1.

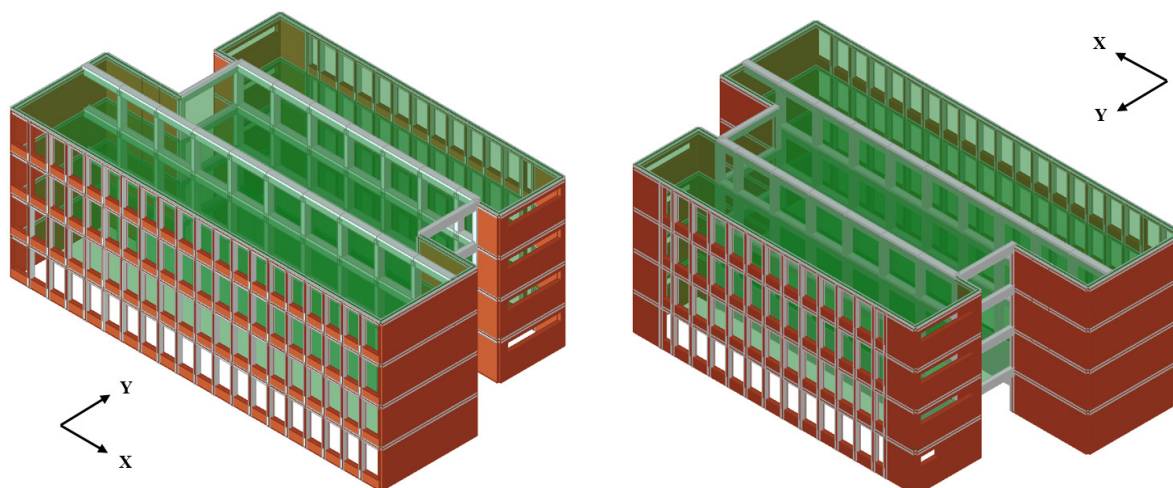
8.3.1 Izračun etažnih spektrov pospeškov obstoječega večetažnega javnega objekta

Poglavje opisuje določitev vhodnih parametrov modalne analize za izračun etažnih spektrov pospeškov in izračun le-teh za obstoječe stanje glavnega dela osnovne šole Riharda Jakopiča.

8.3.1.1 Vhodni podatki za izračun etažnih spektrov pospeškov obstoječega objekta

Prikaz in orientacija 3D numeričnega modela obstoječega glavnega dela obravnavanega štiri-etažnega javnega objekta (obstoječ objekt) v programu 3Muri sta prikazana na sliki 8.5. Etažna masa obstoječega objekta je sledeča:

- Masa 1. etaže: 1702 t
- Masa 2. etaža: 1146 t
- Masa 3. etaža: 1124 t
- Masa 4. etaža: 845 t



Slika 8.5: Prikaz in orientacija 3D numeričnega modela obstoječega glavnega dela OŠ Riharda Jakopiča.
Figure 8.5: 3D numerical model of the existing main structure of the elementary school Rihard Jakopič.

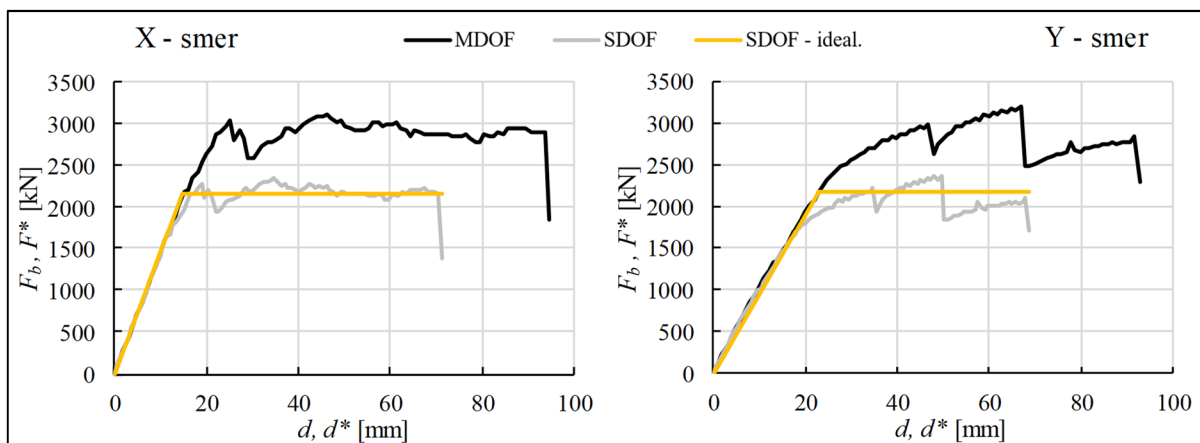
Z modalno analizo, izvedeno na modelu obstoječega glavnega dela obravnavane stavbe v programu 3Muri, so pridobljene glavne elastične nihajne oblike, ko se v posamezni glavni smeri X oziroma Y aktivira skupno več kot 90 % celotne mase sistema, in pripadajoči nihajni časi. Iz etažnih mas in pridobljenih elastičnih nihajnih oblik smo izračunali še participacijski faktor za posamezno elastično nihajno obliko v obeh smereh. Rezultati modalne analize so prikazani v preglednici 8.2.

Preglednica 8.2: Rezultati modalne analize v X in Y za obstoječ objekt.

Table 8.2: Modal analysis results for the existing building in X and Y direction.

Smer		X					Y				
		1X	2X	3X	4X	5X	1Y	2Y	3Y	4Y	5Y
Nihajna oblika (i)											
$T_{p,i}$ [s]		0.76	0.61	0.24	0.15	0.06	0.96	0.39	0.17	0.13	0.11
ϕ_i	$\phi_{i,1}$	0.01	-0.23	0.06	-0.43	1.00	0.09	0.26	-0.87	-0.86	1.00
	$\phi_{i,2}$	0.37	0.38	1.00	-0.84	0.07	0.39	1.00	-0.60	1.00	-0.43
	$\phi_{i,3}$	0.72	0.73	0.51	1.00	0.01	0.71	0.74	1.00	-0.66	0.37
	$\phi_{i,4}$	1.00	1.00	-0.78	-0.45	0.01	1.00	-0.75	-0.62	0.20	-0.17
Γ_i		1.33	1.01	0.59	-0.40	1.06	1.41	0.76	-0.5	-0.3	0.71
m [%]		42.2	21.3	7.9	1.2	18.1	70.0	16.6	7.2	2.2	1.9
$\sum m$ [%]		90.7					97.9				

Za opredelitev neelastičnega obnašanja konstrukcije v posamezni smeri v prvi nihajni obliki smo uporabili N2 metodo (Fajfar, 2000), ki je vgrajena v programu 3Muri. Iz programa za posamezno smer z razporeditvijo sil po prvi nihajni obliki, pridobimo potisno krivuljo (odvisnost celotne potresne sile F in pomika d za MDOF sistem). Potrebna je pretvorba potisne krivulje za SDOF sistem, zato izračunamo v glavni X smeri ekvivalentno maso SDOF sistema m^* , ki znaša 2096 t, transformacijski faktor Γ pa je enak modalnemu participacijskemu faktorju nihajne oblike 1X in znaša 1.33. V glavni Y smeri je vrednost m^* enaka 2241 t in Γ je enak 1.41. Za pretvorbo potresne sile in pomikov iz potisne analize za MDOF sistem na sistem SDOF se celotno potresno silo in pripadajoče pomike deli z transformacijskim faktorjem. Tako dobimo odvisnost F^* in d^* za preveden sistem SDOF, za katerega v skladu z aneksom B iz EC8 izvedemo elastično-idealno plastično idealizacijo. Potisne krivulje in idealizacija za model obstoječega objekta v glavnih smereh X in Y so prikazani na sliki 8.6.



Slika 8.6: Potisne krivulje obstoječega objekta za kritični primer v X in Y smeri.
Figure 8.6: Pushover curves of the existing building for the critical case in X and Y direction.

Iz idealizirane potisne krivulje za SDOF sistem odčitamo vrednost sile tečenja F_y^* , ki predstavlja maksimalno odpornost ekvivalentnega SDOF sistema, in pripadajoč pomik d_y^* , ter izračunamo efektivni nihajni čas ekvivalentnega SDOF sistema T_p^* za posamezno glavno smer. Sledi izračun redukcijskega faktorja R_μ (v standardu EC8 označen z q_μ), s katerim se zajame neelastično obnašanje konstrukcije v 1. nihajni obliki. Faktor predstavlja razmerje med vrednostjo pospeška v elastičnem $S_e(T^*)$ in spektralnim pospeškom na meji tečenja neelastičnega SDOF sistema $S_{ay} = F_y^*/m^*$ pri določeni duktilnosti μ . Duktilnost μ se določi po predlogu (Vidic et al., 1994) iz enačbe (8.6).

$$R_\mu = \begin{cases} \frac{T_p^*}{T_C}(\mu - 1) + 1 & T_p^* < T_C \\ \mu & T_p^* \geq T_C \end{cases} \quad (8.6)$$

Po izračunu duktilnosti določimo še ciljni pomik d_t^* za SDOF sistem in ga pretvorimo na ciljni pomik d_t za MDOF sistem z množenjem s transformacijskim faktorjem Γ za prvo nihajno obliko. Ker obstoječa konstrukcija ne zadosti zahtevam za potresno odporno gradnjo in ciljnega pomika ni sposobna prenesti, smo določili neelastično nihajno obliko pri maksimalnem pomiku, ki ga konstrukcija še lahko prenese. V preglednici 8.3 so prikazani rezultati določitve ciljnega pomika.

Preglednica 8.3: Določitev ciljnega pomika nelinearno-statično potisno analizo v X in Y smeri za obstoječ objekt.
Table 8.3: Determination of target displacement for nonlinear static pushover analysis in X and Y direction for the existing building.

Smer	X	Y	Smer	X	Y
F_y^* [kN]	2162	2367	R_μ [/]	5.65	4.49
d_y^* [mm]	15.0	23.1	μ [/]	5.65	4.49
T_p^* [s]	0.758	0.93	d_t^* [mm]	84.7	104.0
$S_e(T^*)$ [g]	0.594	0.484	Γ	1.33	1.41
S_{ay} [g]	0.105	0.108	d_t [mm]	112.5	146.4

V preglednici 8.4 sta prikazani neelastični prvi nihajni obliki v X in Y smeri za obstoječ objekt. Maksimalni pomik masnega središča na vrhu d_4 , ki ga konstrukcija lahko prenese, znaša v X smeri 92.5 mm in v Y smeri 92.1 mm. Pri maksimalnem pomiku d_4 na vrhu so odčitani še pripadajoči pomiki nižjih etaž (d_3, d_2, d_1) in nato normirani.

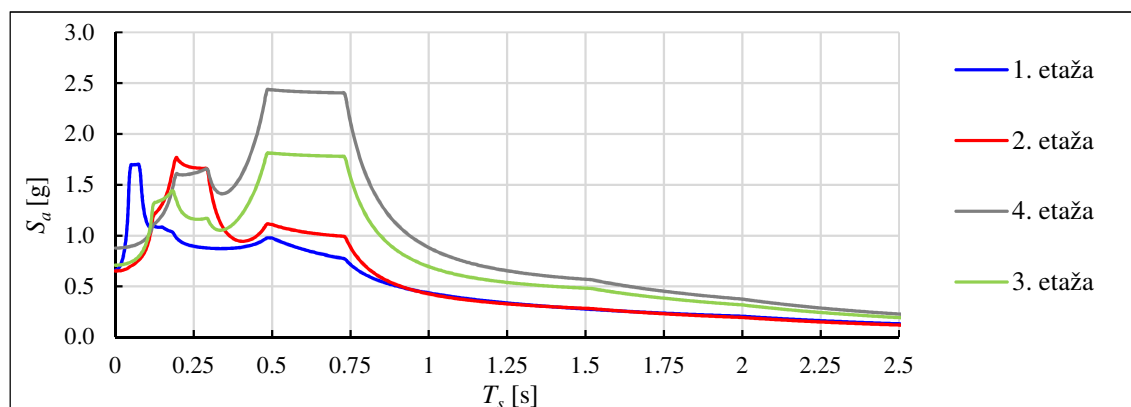
Preglednica 8.4: Neelastični prvi nihajni obliki obstoječega objekta v X in Y smeri.

Table 8.4: Inelastic first mode shape for the existing building in X and Y direction.

X - smer					Y - smer				
d_1 [mm]	4.4	$\phi_1^{\text{neelast.}}$	d_1/d_4	0.05	d_1 [mm]	6.0	$\phi_1^{\text{neelast.}}$	d_1/d_4	0.06
d_2 [mm]	32.4		d_2/d_4	0.35	d_2 [mm]	31.6		d_2/d_4	0.34
d_3 [mm]	67.5		d_3/d_4	0.73	d_3 [mm]	63.4		d_3/d_4	0.69
d_4 [mm]	92.5		d_4/d_4	1.00	d_4 [mm]	92.1		d_4/d_4	1.00

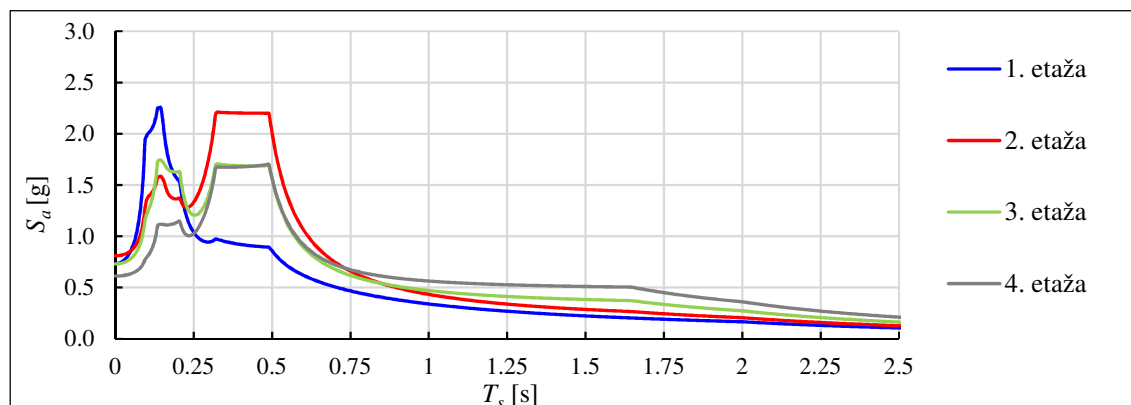
8.3.1.2 Etažni spektri pospeškov obstoječega objekta, izračunani z direktno metodo

Etažne spektre pospeškov za nekonstrukcijske elemente v obstoječem objektu določimo z enačbami (8.2 - 8.5) za vsak nivo posebej ob upoštevanju neelastičnega obnašanja konstrukcije v prvi nihajni obliki in elastičnega obnašanja preostalih nihajnih oblik. Rezultate etažnih spektrov pospeškov posamezne nihajne oblike kombiniramo med seboj po SRSS ali CQC metodi, s čimer dobimo skupni združeni vpliv nihajnih oblik v posamezni etaži. Etažni spektri pospeškov na vrhu posamezne etaže so prikazani za X smer na sliki 8.7 in za Y smer na sliki 8.8. Zaradi nesorazmerno toge pritlične etaže je opazen skok etažnega pospeška pri majhnih nihajnih časih (0.06 – 0.15 s), medtem ko imajo na višje etaže večji vpliv nihajne oblike z večjim nihajnim časom (nad 0.15 s).



Slika 8.7: Etažni spektri pospeškov v smeri X iz direktno metode za posamezno etažo obstoječega objekta.

Figure 8.7: Floor acceleration response spectrums in X direction of the existing building from the direct method.



Slika 8.8: Etažni spektri pospeškov v smeri Y iz direktno metode za posamezno etažo obstoječega objekta.

Figure 8.8: Floor acceleration response spectrums in X direction of the existing building from the direct method.

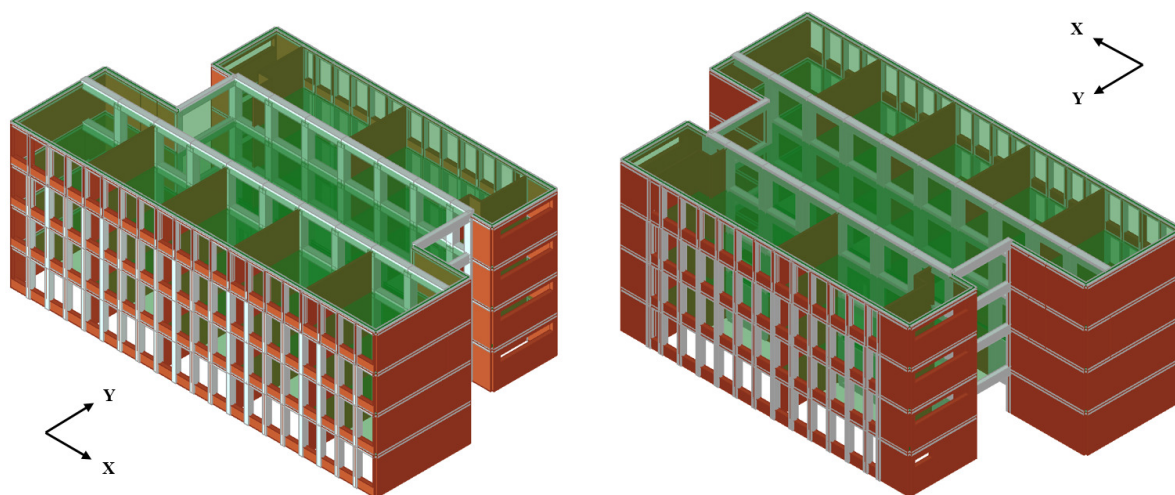
8.3.2 Izračun etažnih spektrov pospeškov utrjenega večetažnega javnega objekta

Poglavje prikazuje določitev vhodnih parametrov iz modalne analize za izračun etažnih spektrov pospeškov in izračun le-teh za v skladu z zahtevami EC8 utrjenega objekta glavnega dela osnovne šole Riharda Jakopiča (utrjen objekt).

8.3.2.1 Vhodni podatki za izračun etažnih spektrov pospeškov utrjenega objekta

Prikaz in orientacija 3D numeričnega modela v skladu z EC8 utrjenega glavnega dela obravnavane štiri-etažne stavbe v programu 3Muri je prikazana na sliki 8.9. Etažna masa utrjenega objekta znaša:

- Masa 1. etaže: 1782 t
- Masa 2. etaža: 1200 t
- Masa 3. etaža: 1177 t
- Masa 4. etaža: 885 t



Slika 8.9: Prikaz in orientacija 3D numeričnega modela utrjenega glavnega dela OŠ Riharda Jakopiča.
 Figure 8.9: 3D numerical model of the strengthened main structure of the elementary school Rihard Jakopič.

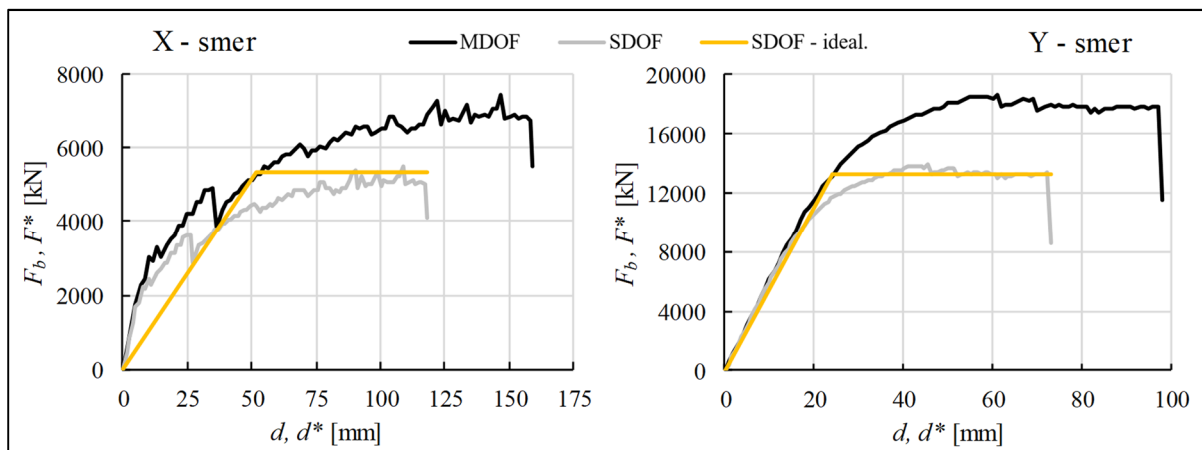
Ne enak način kot za model obstoječega objekta smo izvedli modalno analizo s programom 3Muri in določili nihajne čase ter pomembne nihajne oblike, ko se aktivira skupaj več kot 90 % celotne mase. Rezultati nihajnih oblik s pripadajočimi participacijskimi faktorji so prikazani v preglednici 8.5.

Preglednica 8.5: Rezultati modalne analize v X in Y za utrjen objekt.

Table 8.5: Modal analysis results for the strengthened building in X and Y direction.

Smer	X						Y					
	1X	2X	3X	4X	5X	6X	1Y	2Y	3Y	4Y	5Y	
Nihajna oblika												
$T_{p,i}$ [s]	0.476	0.414	0.156	0.140	0.084	0.062	0.430	0.414	0.145	0.085	0.061	
ϕ_i	$\phi_{i,1}$	0.09	0.04	0.26	0.19	-0.41	1.00	0.20	0.18	0.70	-0.90	-0.83
	$\phi_{i,2}$	0.39	0.35	1.00	1.00	-0.84	-0.54	0.52	0.47	1.00	-0.07	1.00
	$\phi_{i,3}$	0.75	0.73	0.95	0.57	1.00	0.25	0.79	0.76	0.25	1.00	-0.69
	$\phi_{i,4}$	1.00	1.00	-0.48	-0.89	-0.47	-0.08	1.00	1.00	-0.98	-0.63	0.24
Γ_i	1.37	1.34	0.91	0.60	-0.39	0.62	1.39	1.41	0.62	-0.38	-0.29	
m [%]	22.6	42.0	3.3	9.8	5.1	10.8	75.3	4.2	14.1	2.1	1.6	
$\sum m$ [%]	93.6						97.3					

Za model utrjenega objekta smo s programom 3Muri naredili potisno analizo z modalno razporeditvijo sil v glavnih smereh X in Y, na isti način kot pri obstoječem objektu, izvedli prevedbo na SDOF sistem in potisno krivuljo idealizirali. Ekvivalentna masa SDOF sistema m^* v X smeri znaša 2290 t in v Y smeri 2782 t. Transformacijska faktorja Γ sta enaka participacijskim faktorjem prve nihajne oblike v posamezni smeri (1X in 1Y). Potisne krivulje utrjenega objekta so prikazane na sliki 8.10.



Slika 8.10: Potisne krivulje za stanje utrjenega objekta za kritični primer v X in Y smeri.

Figure 8.10: Pushover curves of the strengthened building for the critical case in X and Y direction.

Iz idealiziranih potisnih krivulj za SDOF sistem v posamezni smeri odčitamo vrednosti F_y^* in d_y^* na meji tečenja, izračunamo ekvivalentni nihajni čas in izračunamo redukcijski faktor R_μ ter določimo ciljni pomik. Rezultati za utrjen objekt so za posamezno smer prikazani v preglednici 8.6.

Preglednica 8.6: Določitev ciljnega pomika nelinearno-statično potisno analizo v X in Y smeri za utrjen objekt.

Table 8.6: Determination of target displacement for nonlinear static pushover analysis in X and Y direction for the strengthened building.

Smer	X	Y	Smer	X	Y
F_y^* [kN]	5438	13260	R_μ [/]	1.85	1.85
d_y^* [mm]	61.0	24.1	μ [/]	1.85	1.96
T_p^* [s]	1.01	0.45	d_t^* [mm]	112.6	46.9
$S_e(T^*)$ [g]	0.447	0.9	Γ	1.37	1.39
S_{ay} [g]	0.242	0.486	d_t [mm]	154.6	65.2

Ker je konstrukcija utrjena tako, da zadosti zahtevam standarda EC8, je maksimalni pomik masnega središča na vrhu d_4 , ki ga konstrukcija lahko doseže, večji od ciljnega pomika tako v X kot tudi Y smeri. Za določitev neelastične 1. nihajne oblike za posamezno smer potisno analizo ponovimo do ciljnega pomika, pri katerem odčitamo še pomike preostalih nižjih etaž in jih normiramo (Preglednica 8.7).

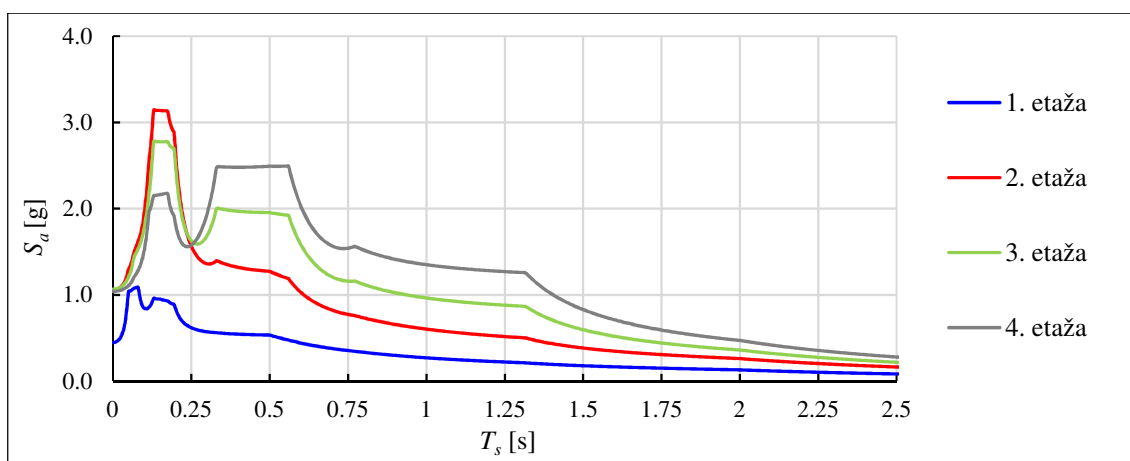
Preglednica 8.7: Neelastični prvi nihajni obliki utrjenega objekta v X in Y smeri.

Table 8.7: Inelastic first mode shape for the strengthened building in X and Y direction.

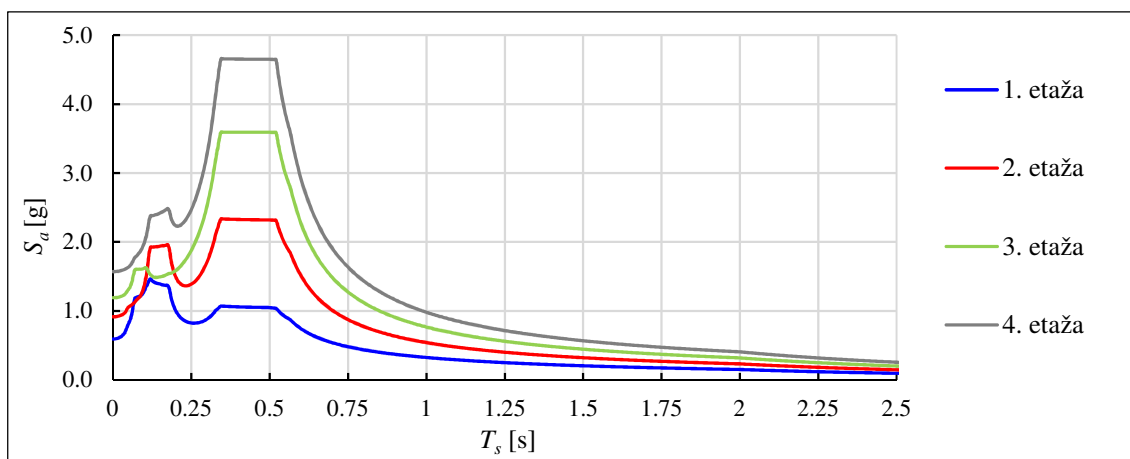
X - smer					Y - smer				
d_1 [mm]	8.4	$\phi_1^{\text{neelast.}}$	d_1/d_4	0.05	d_1 [mm]	16.8	$\phi_1^{\text{neelast.}}$	d_1/d_4	0.26
d_2 [mm]	35.1		d_2/d_4	0.23	d_2 [mm]	35.4		d_2/d_4	0.54
d_3 [mm]	90.1		d_3/d_4	0.58	d_3 [mm]	51.3		d_3/d_4	0.79
d_4 [mm]	154.6		d_4/d_4	1.00	d_4 [mm]	65.2		d_4/d_4	1.00

8.3.2.2 Etažni spektri pospeškov utrjenega objekta, izračunani z direktno metodo

Etažne spektre pospeškov za nekonstrukcijske elemente v utrjenem objektu določimo po enačbah (8.2 - 8.5) ob upoštevanju neelastične prve in elastičnih preostalih nihajnih oblik in jih kombiniramo z SRSS ali CQC metodo do konca resonančnega platoja prve nihajne oblike, naprej pa z algebraično vsoto. Etažni spektri vseh etaž v X smeri so prikazani na sliki 8.11 in v Y smeri na sliki 8.12. V primerjavi z obstoječim stanjem lahko opazimo, da so v splošnem amplificirani pospeški v prvi etaži nekoliko nižji, medtem ko so v višjih etažah večji, kar pripisujemo zmanjšani togosti prve etaže in večji togosti v višjih etažah.



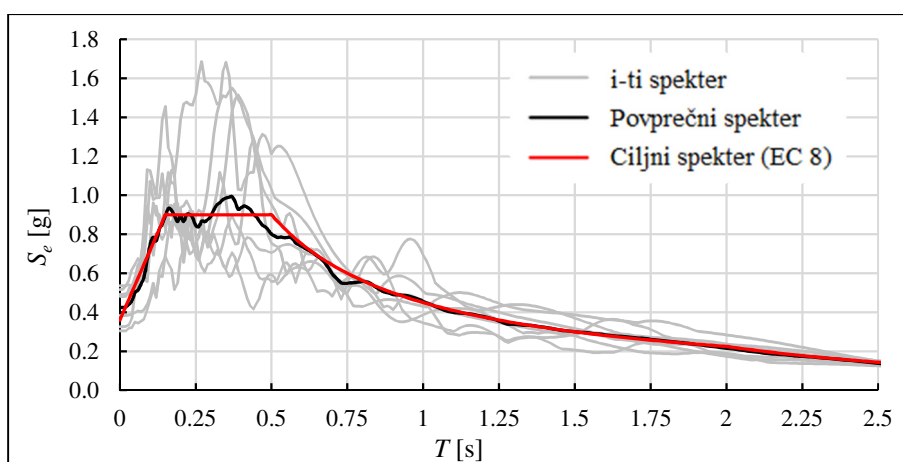
Slika 8.11: Etažni spektri pospeškov v smeri X iz direktno metode za posamezno etažo utrjenega objekta.
Figure 8.11: Floor acceleration response spectrums in X direction for each floor of the strengthened building.



Slika 8.12: Etažni spektri pospeškov v smeri Y iz direktno metode za posamezno etažo utrjenega objekta.
Figure 8.12: Floor acceleration response spectrums in Y direction for each floor of the strengthened building.

8.4 Etažni spektri iz dinamičnih nelinearnih analiz obravnavanega objekta

Za oceno točnosti rezultatov etažnih spektrov z direktno metodo smo na obeh numeričnih modelih (obstoječ in utrjen objekt) izvedli še nelinearne dinamične analize časovnega odziva v raziskovalni različici programa Tremuri, ki deluje po principu ekvivalentnih okvirjev (Lagomarsino et al., 2013). Za vhodne podatke so bili po postopku, ki ga je predlagala skupina raziskovalcev (Jayaram et al., 2011), izbrani zapisi sedmih realnih akceleroگرامov iz baze PEER Ground Motion Database, tako da povprečni spekter skaliranih akceleroگرامov sovпада s ciljnim spektrom iz EC8 za tip tal B s projektnim pospeškom $PGA = 0.36 \text{ g}$ (Slika 8.13) ob upoštevanju referenčne povratne dobe 475 let in faktorja pomembnosti objekta z vrednostjo 1.2. Pri izbiri akceleroگرامov smo omejili razpon magnitud med 5.5 in 7.5, kakršne so možne na področju Slovenije. Podatki izbranih realnih akceleroگرامov so podani v preglednici 8.8.



Slika 8.13: Elastični spektri izbranih sedmih akceleroگرامov skupaj s povprečnim spektrom in ciljnim spektrom iz EC8 za tip tal B ($PGA = 0.36 \text{ g}$).

Figure 8.13: Elastic acceleration spectra of the 7 selected ground motions, with mean spectrum and target spectrum from EC 8 for soil type B ($PGA = 0.36 \text{ g}$).

Preglednica 8.8: Neelastični prvi nihajni obliki utrjenega objekta v X in Y smeri.

Table 8.8: Inelastic first mode shape for the strengthened building in X and Y direction.

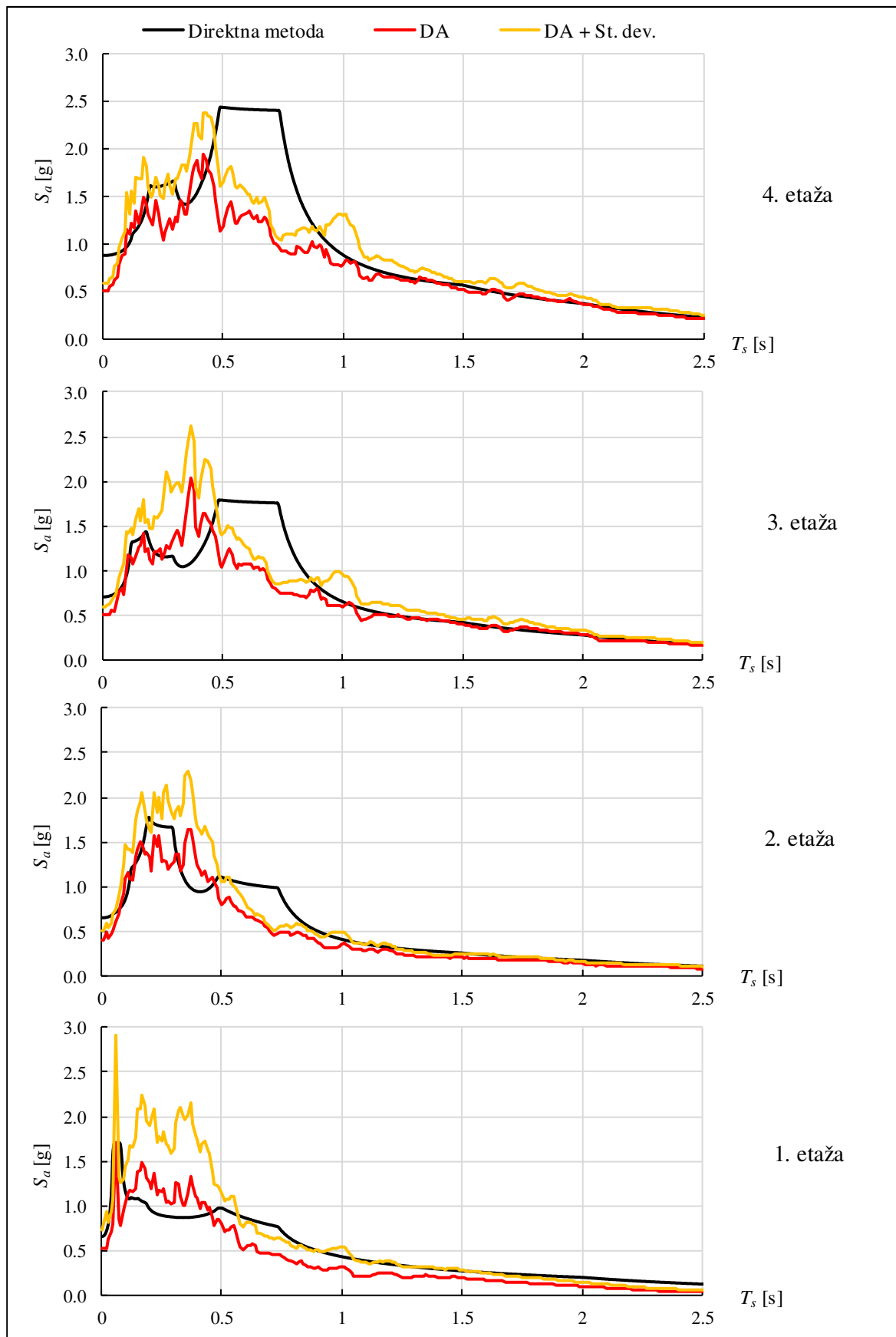
Številka v bazi	Lokacija potresa	Leto	Postaja	Magnituda	Razdalja [km]	PGA [g]
802	Loma Prieta, ZDA	1989	Saratoga - Aloha Ave	6.9	9	0.51
7925	Edremit, Turčija	2011	Van Merkez Bayindirlik Ve Iskan Mudurlugu	5.6	16	0.25
139	Tabas, Iran	1978	Dayhook	7.3	14	0.43
3782	Kalamata, Grčija	1986	Kalamata-O.T.E.	6	10	0.24
15	Kern County, ZDA	1952	Taft Lincoln School	7.4	39	0.18
755	Loma Prieta, ZDA	1989	Coyote Lake Dam	6.9	20	0.34
3268	Chi-Chi, Tajvan	1999	CHY028	6.3	34	0.14

Kot vhodna parametra za dinamične analize smo določili še Rayleighjeva koeficienta viskoznega dušenja, kjer velja predpostavka, da je dušenje sorazmerno z maso in togostjo primarne konstrukcije. V EC8 je predpostavljeno 5 % dušenje pri vseh nihajnih oblikah, zato smo vzeli v izračun 5 % dušenje pri nihajni obliki z najnižjim in najvišjim nihajnim časom v posamezni smeri in izračunali pripadajoča Rayleighjeva koeficienta.

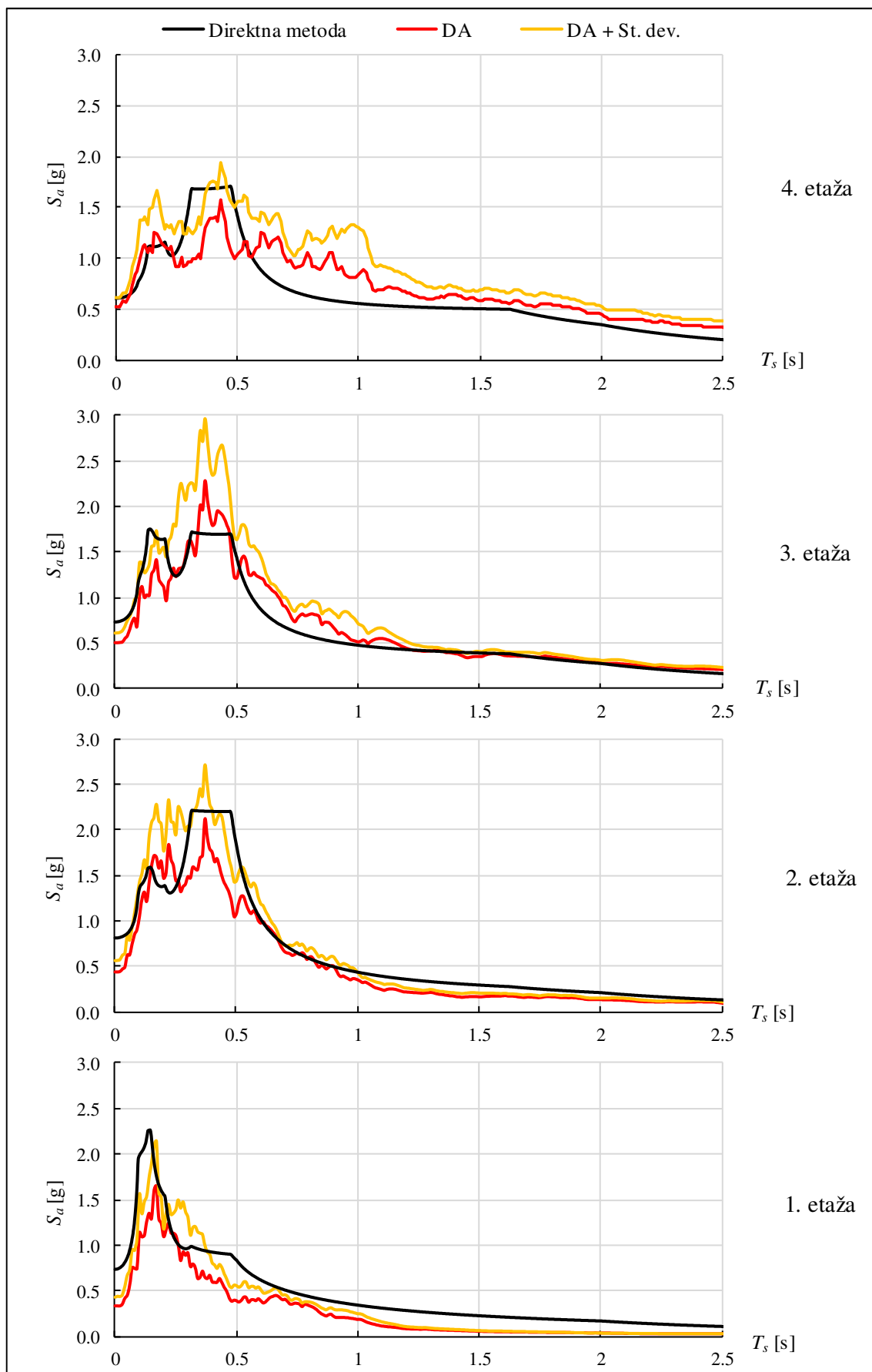
Nelinearno dinamično analizo časovnega odziva smo izvedli ločeno za vsako glavno smer. Opazovali smo časovni odziv v istih točkah v posamezni etaži kot pri modalnih in potisnih analizah. S pomočjo programa Tremuri smo izračunali časovni odziv absolutnih pospeškov v posamezni etaži konstrukcije v smeri definirane obtežbe. Za vsako etažo smo iz posameznega časovnega zapisa absolutnih pospeškov izračunali spekter pospeškov ob upoštevanju 2 % dušenje nekonstrukcijskih elementov in s tem dobili za vsako etažo skupino sedmih spektrov, iz katerih smo nato izračunali povprečje in njihov standardni odklon. Povprečni etažni spektri pospeškov in seštevek s standardnim odklonom iz dinamičnih analiz so skupaj z etažnimi spektri, izračunanimi z direktno metodo, prikazani v nadaljevanju (Slika 8.14, 8.15, 8.16 in 8.17). Rezultati so prikazani ločeno za obstoječ in utrjen objekt v vsaki smeri posebej. Povprečni spekter iz dinamične analize je v legendi označen z DA, vsota povprečnega spektra z njegovim standardnim odklonom pa z DA + St. dev.

Primerjava rezultatov direktne metode in dinamičnih analiz pokaže, da imajo višje nihajne oblike z manjšimi participacijskimi masami velik vpliv na etažne spektre, zato je za natančnost izračuna pomembno, da se pri izračunu etažnih spektrov z direktno metodo upošteva tudi višje nihajne oblike. Zaradi torzijske podajnosti konstrukcije je odstopanje med rezultati direktne metode in dinamičnih analiz večje v X smeri, medtem ko se v Y smeri ti dobro ujemajo po celotni časovni domeni. Za nekonstrukcijske elemente, kot so predelni zidovi, obravnavani v eksperimentalnem delu, je pomembno območje nihajnih časov do 0.3 s. Direktna metoda za obravnavan objekt v tem območju razmeroma dobro oceni vrednost etažnega pospeška. Pri obstoječem objektu pride do nekoliko večjega odstopanja v X smeri pri nihajnih časih nekonstrukcijskih elementov, večjih od 0.4 s. Pri nihajnih časih do 0.25 s lahko opazimo, da vrednosti etažnega pospeška pri obstoječem objektu dosežejo vrednost do 2.3 g in pri utrjeni do 3.1 g, kar je v prvem primeru več kot dvakratnik in v drugem trikratnik vrednosti elastičnega spektra tal na platoju (Slika 8.13). Iz rezultatov 4. etaže obravnavanega utrjenega objekta je razvidno, da lahko vrednost pospeška v Y smeri doseže skoraj 5 g pri lastnih nihajnih časih nekonstrukcijskih elementov, višjih od 0.25 s.

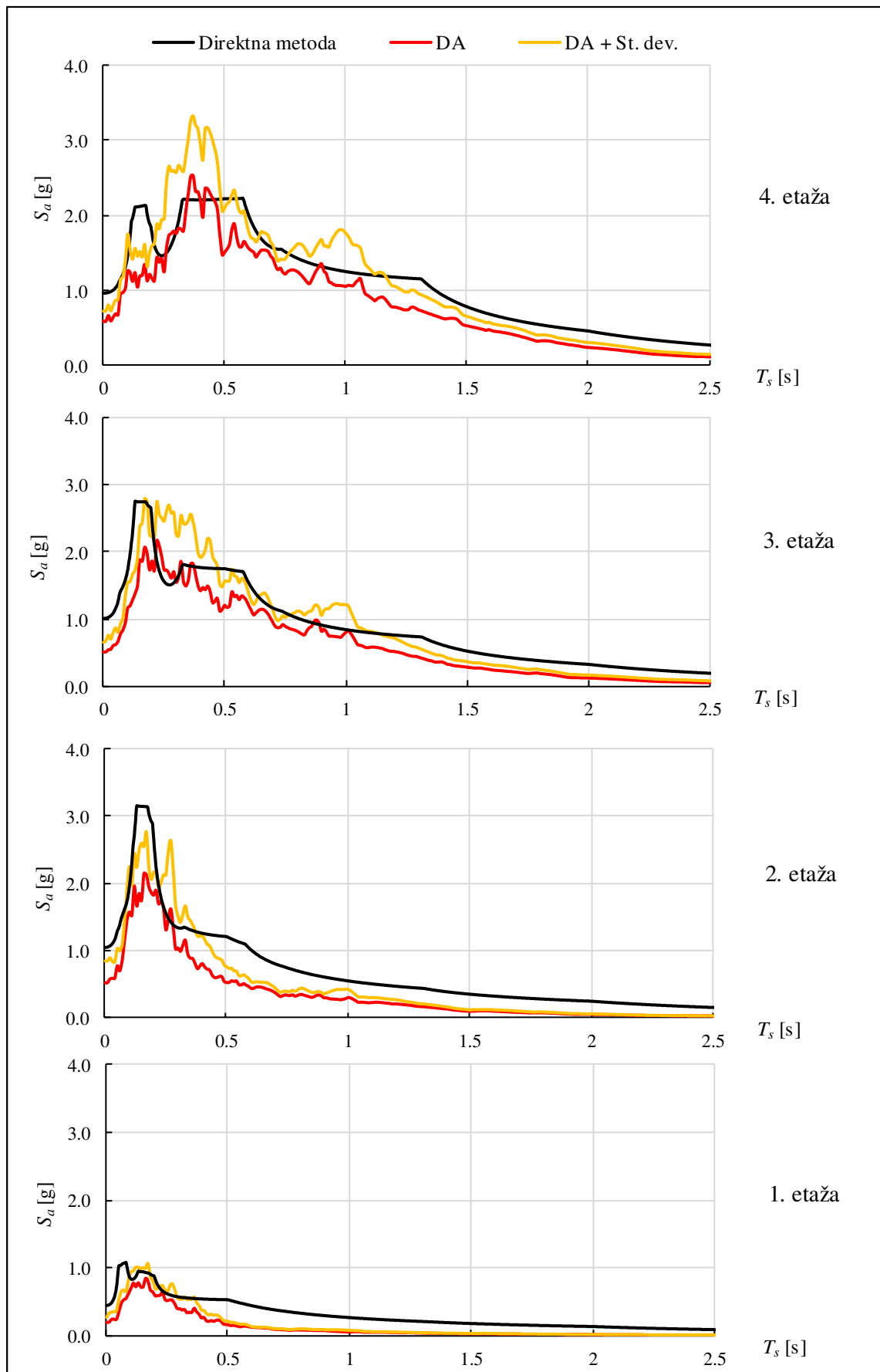
Iz primerjave rezultatov etažnih spektrov obeh metod je razvidno, da lahko z direktno metodo ob upoštevanju 10 % kritičnega dušenja nekonstrukcijskih elementov, kot je podano v predlogu novega standarda EC8 (prEN 1998-1:2019), ustrezno določimo projektno potresno obtežbo, ki deluje na nekonstrukcijske zidane elemente, kot so predelni zidovi.



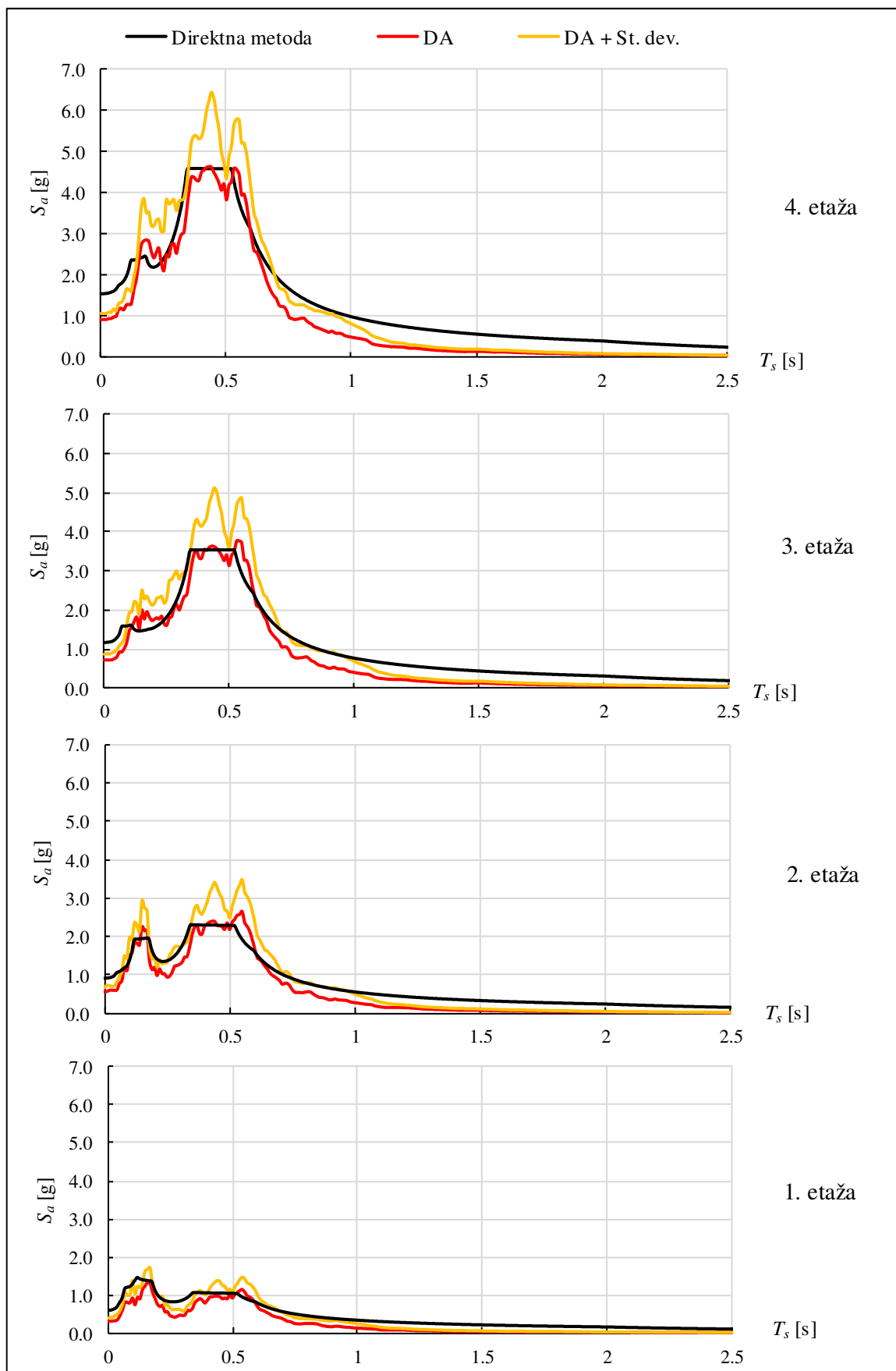
Slika 8.14: Etažni spektri pospeškov po etažah za obstoječ objekt v X smer.
Figure 8.14: Floor response spectra for the existing building in X direction.



Slika 8.15: Etažni spektri pospeškov po etažah za obstoječ objekt v Y smeri.
Figure 8.15: Floor response spectrums for the existing building in Y direction.



Slika 8.16: Etažni spektri pospeškov po etažah za utrjen objekt v X smeri.
 Figure 8.16: Floor response spectra for the strengthened building in X direction.



Slika 8.17: Etažni spektri pospeškov po etažah za utrjen objekt v Y smeri.

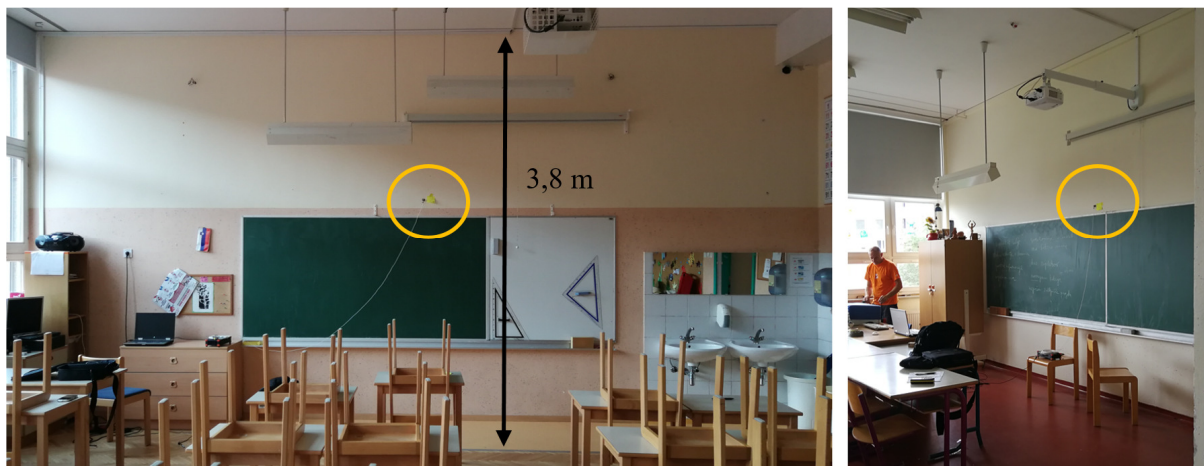
Figure 8.17: Floor response spectra for the strengthened building in Y direction.

8.5 Ocena izvenravninske kapacitete predelnih zidov v obravnavanem objektu

8.5.1 Pregled in ocena dinamičnih lastnosti predelnih zidov v objektu

Na obravnavanem objektu smo opravili vizualni pregled in meritve dinamičnega odziva predelnih zidov med učilnicami z metodo vsiljenih vibracij. Vibracije smo vsiljevali z udarcem gumi kladiva pravokotno na predelni zid, približno en meter od mesta beleženja časovnega odziva s pospeškometri. Časovni odziv pospeškov smo v programu DewesoftX s hitro Fourierovo transformacijo kratkih časovnih intervalov pretvorili na spektralni odziv v frekvenčni domeni in poiskali amplitudne vrhove v frekvenčnem območju od 0 do 33 Hz. To je frekvenčno območje, v katerem se domneva, da potresno valovanje lahko vzbudi lastno nihanje konstrukcije. Kot je bilo ugotovljeno v eksperimentalnih raziskavah nekonstrukcijskih zidov, je v tem območju pričakovati prvo lastno frekvenco izvenravninske nihajne oblike vitkih predelnih zidov. Po določitvi lastne frekvence posameznega predelnega zidu smo z metodo Half Power Bandwidth (Chopra, 2007) znotraj programa DewesoftX določili še delež kritičnega dušenja.

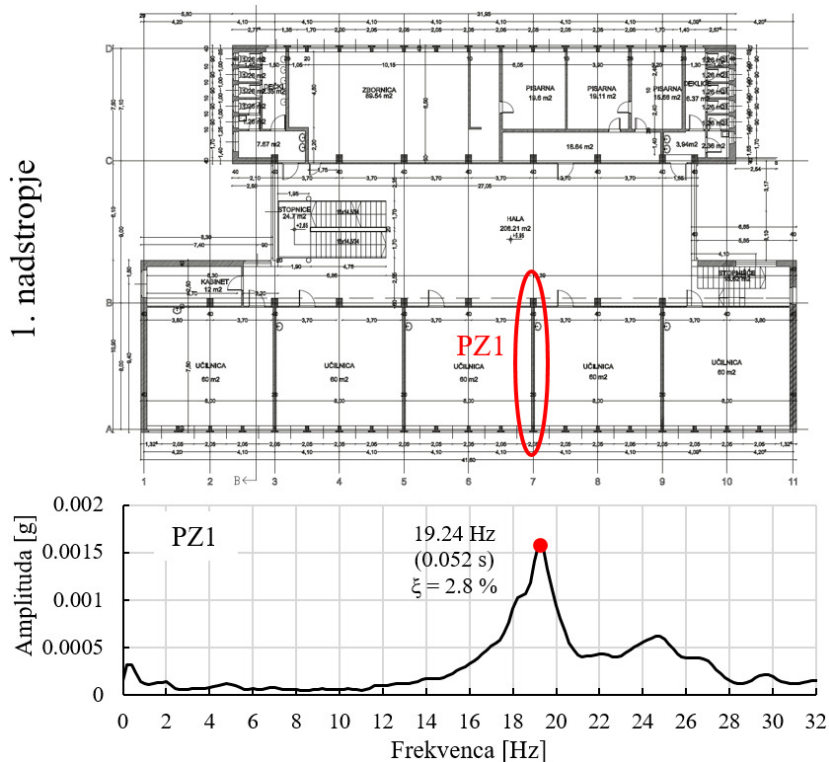
Meritve smo opravili na štirih predelnih zidovih v različnih etažah objekta. Na podlagi vizualnega pregleda in tehničnega poročila (Lutman, 2004) je bilo ugotovljeno, da sta dva izmed obravnavanih predelnih zidov (PZ1 in PZ4) grajena iz nenosilnih opečnih votlakov debeline 20 cm in dva (PZ2 in PZ3) iz porobetonskih zidakov debeline 15 cm. Opečni votlaki imajo dve vzdolžni zunanji steni in eno vzdolžno sredinsko rebro, katerih debelina znaša 10 mm. Predelni zidovi so na videz v dobrem stanju, saj razpok ni bilo opaziti. Dolžina porobetonskih predelnih zidov znaša 6.5 m in dolžina opečnih 7.5 m. Izmerjena svetla višina vseh predelnih zidov je 3.8 m. Na spodnji sliki je prikazan primer izvajanja meritev dinamičnega odziva predelnih zidov s pospeškometri na obravnavanem objektu.



Slika 8.18: Prikaz meritev dinamičnega odziva predelnih zidov med učilnicami z metodo vsiljenih vibracij na osnovni šoli Riharda Jakopiča.

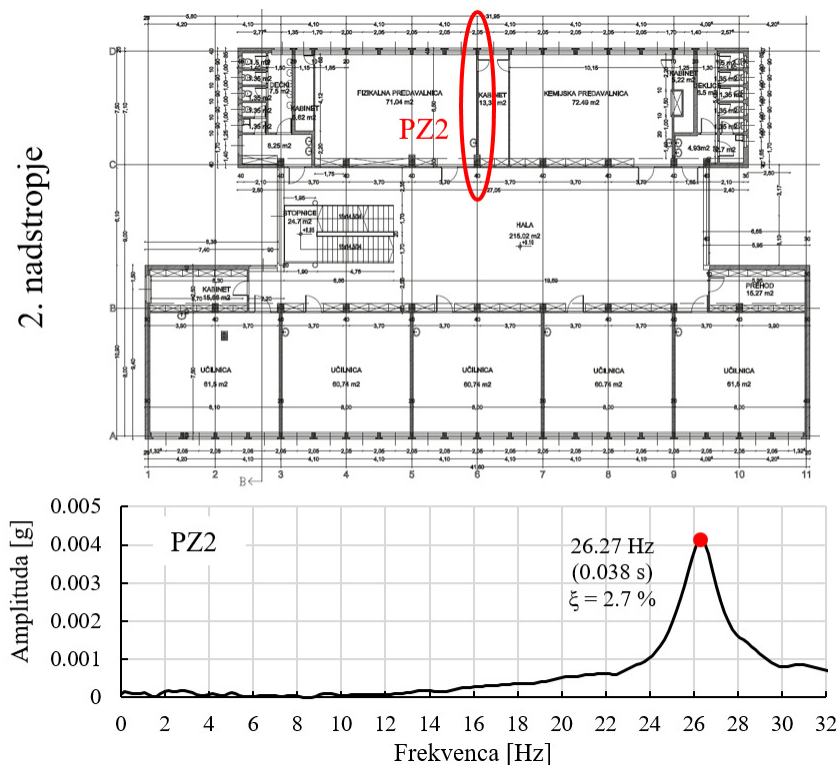
Figure 8.18: Measurements of classroom partition walls' dynamic response with the forced-vibration method in elementary school Rihard Jakopič.

V nadaljevanju (Slika 8.19, 8.20, 8.21 in 8.22) so prikazani rezultati dinamičnih lastnosti predelnih zidov PZ1, PZ2, PZ3 in PZ4, skupaj z njihovo pozicijo v obstoječem objektu. Na amplitudnem spektru je označen vrh lastne frekvence prve nihajne oblike s pripadajočim deležem kritičnega dušenja.



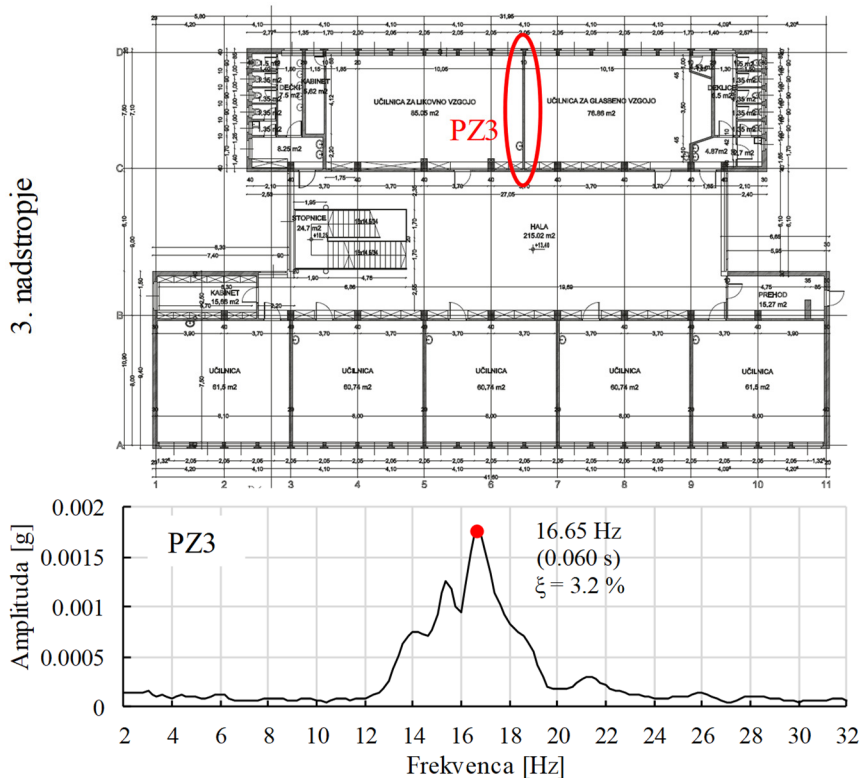
Slika 8.19: Pozicija in določitev lastne frekvence zidu iz dinamičnega odziva s Fourierjevo spektralno transformacijo za predelni zid PZ1.

Figure 8.19: Position and natural frequencies of masonry partition wall PZ1 determined with Fourier spectrum transformation from the dynamic response.



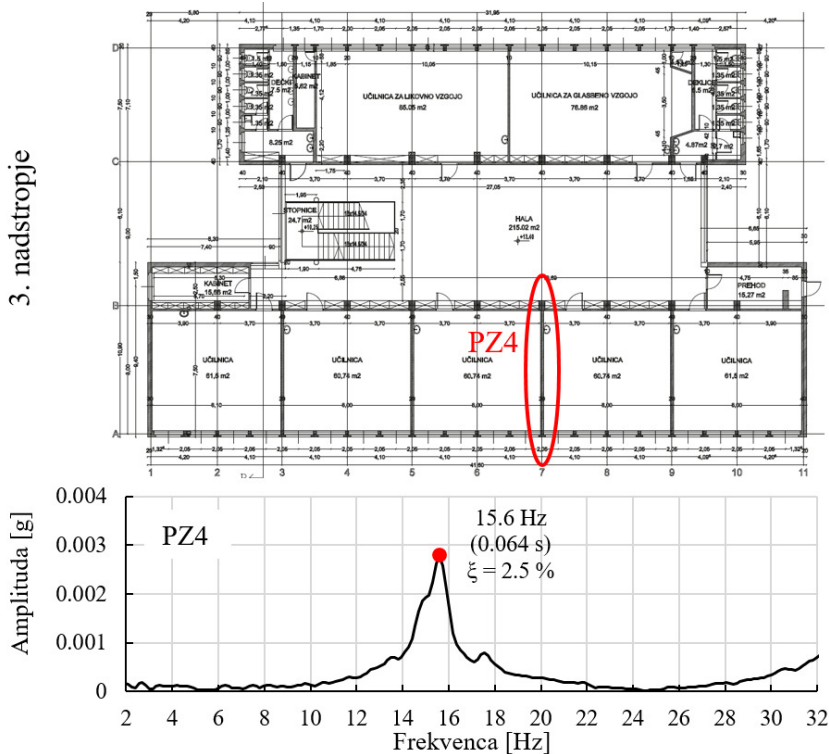
Slika 8.20: Pozicija in določitev lastne frekvence zidu iz dinamičnega odziva s Fourierjevo spektralno transformacijo za predelni zid PZ2.

Figure 8.20: Position and natural frequencies of masonry partition wall PZ2 determined with Fourier spectrum transformation from the dynamic response.



Slika 8.21: Pozicija in določitev lastne frekvence zidu iz dinamičnega odziva s Fourierjevo spektralno transformacijo za predelni zid PZ3.

Figure 8.21: Position and natural frequencies of masonry partition wall PZ3 determined with Fourier spectrum transformation from the dynamic response.



Slika 8.22: Pozicija in določitev lastne frekvence zidu iz dinamičnega odziva s Fourierjevo spektralno transformacijo za predelni zid PZ4.

Figure 8.22: Position and natural frequencies of masonry partition wall PZ4 determined with Fourier spectrum transformation from the dynamic response.

8.5.2 Materialne in geometrijske lastnosti predelnih zidov

Glede na časovno obdobje v katerem je bil grajen objekt, smo ocenili, da so bili za gradnjo predelnih zidov (PZ1 in PZ4) uporabljeni opečni votlaki z deklarirano tlačno trdnostjo $f_b = 10$ MPa in malta za splošno uporabo tlačne trdnosti $f_m = 5$ MPa. V skladu z geometrijskimi zahtevami za razvrščanje zidakov standarda SIST EN 1996-1-1:2006 zidake razvrstimo v skupino 3 na podlagi kombinirane debeline reber in sten, katerih delež znaša 15 %. Ocenjena gostota zidovja znaša 800 kg/m^3 . Za predelne zidove PZ2 in PZ3 sklepamo, da so grajeni iz porobetonskih zidakov ob uporabi tankoslojne malte. Ocenjujemo, da je deklarirana tlačna trdnost zidakov $f_b = 3$ MPa, gostota zidovja pa znaša 450 kg/m^3 . Porobetonske zidake razvrstimo v skupino 1.

Na podlagi klasifikacij gradnikov zidakov in malte lahko karakteristično tlačno trdnost f_k za PZ1 in PZ4 določimo na podlagi enačbe (8.7) in za PZ2 in PZ3 na podlagi enačbe (8.9). Vrednost koeficienta K določimo na podlagi tabelarnih vrednosti v SIST EN 1996-1:2006. V izračunu za PZ1 in PZ4 je njegova vrednost 0.35 ter za PZ2 in PZ3 je vrednost 0.8. Na podlagi karakterističnih tlačnih trdnosti se karakteristični modul elastičnosti določi z enačbo (8.9).

$$f_k = K_k \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \quad (8.7)$$

$$f_k = K \cdot f_b^{0.85} \quad (8.8)$$

$$E_k = K_E \cdot f_k \quad (8.9)$$

Kjer so:

K_k ... koeficient odvisen od vrste zidakov in uporabljene malte po EC6,

f_b ... normalizirana povprečna tlačna trdnost zidakov,

f_m ... povprečna tlačna trdnost malte,

$K_E = 1000$... konstanta za določitev sekantnega elastičnega modula pri kratkotrajni obremenitvi,

f_k ... karakteristična tlačna trdnost zidovja.

Za karakteristično upogibno trdnost za porušno ravnino vzporedno z naležnimi regami f_{xkl} privzamemo na podlagi klasifikacije uporabljene malte in zidakov za PZ1 in PZ4 vrednost 0.1 MPa ter za PZ2 in PZ3 vrednost 0.15 MPa.

V preglednici 8.9 so zbrane geometrijske in materialne karakteristike obravnavanih predelnih zidov v obravnavanem objektu, ki smo jih uporabili pri analizah izvenravninskega obnašanja v nadaljevanju. Ker so zidovi dolgi, bomo v nadaljevanju pri analizah obravnavali segment širine 1 m.

Preglednica 8.9: Geometrijske in materialne karakteristike predelnih zidov v obravnavanem objektu.

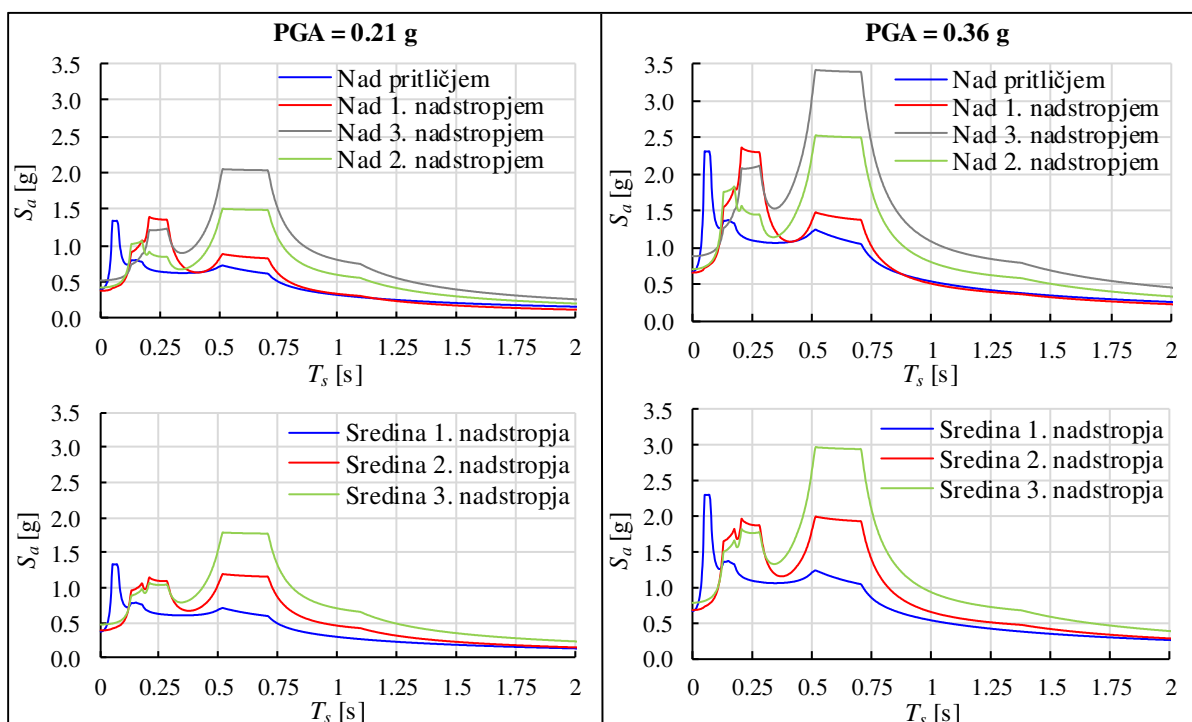
Table 8.9: Geometry and material characteristics of non-structural partition walls in the analysed building.

	h_z [m]	t_z [m]	h_z/t_z [/]	ρ [kg/m ³]	f_{xkl} [MPa]	f_k [MPa]	E_k [GPa]
PZ1 in PZ4	3.8	0.2	19	800	0.1	2.84	2.84
PZ2 in PZ3	3.8	0.15	25.3	450	0.15	2.04	2.04

8.5.3 Analiza neutrjenih predelnih zidov po metodi mejnih sil

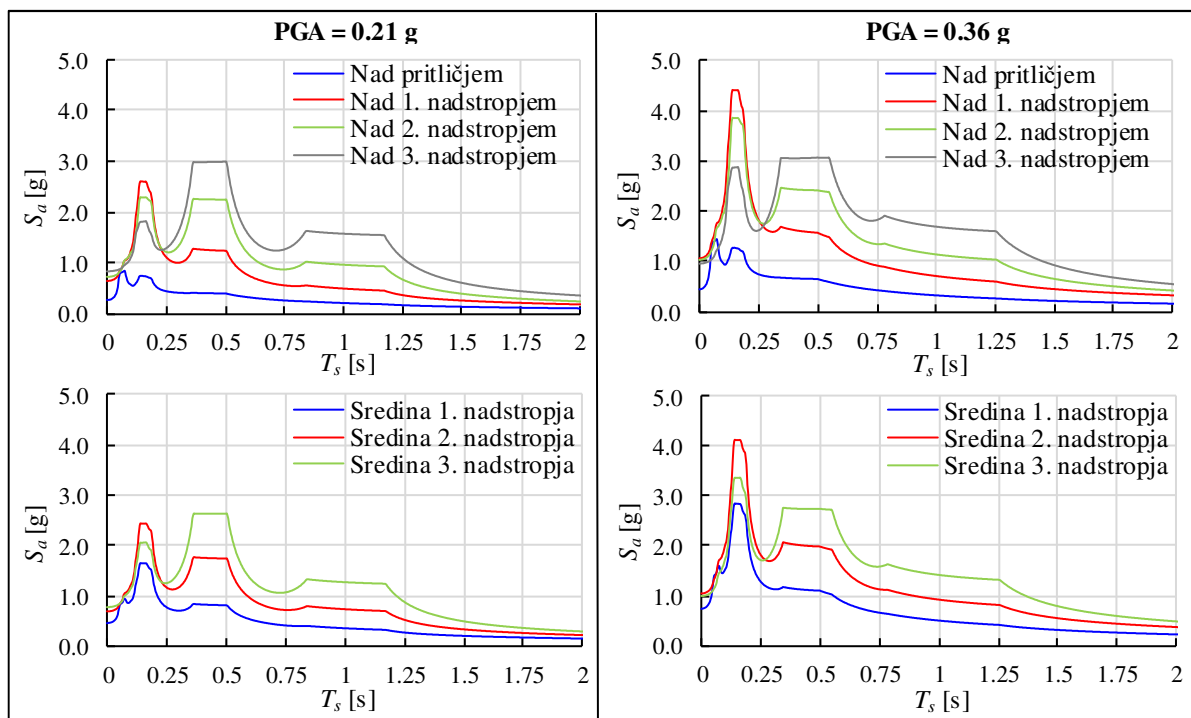
V predlogu standarda prEN 1998-1-2:2019 je podana zahteva, da se izvenravninska odpornost zidov določa po metodi mejnih sil ali po metodi mejnih pomikov. Pri metodi mejnih sil se potresno obtežbo določi na podlagi etažnih spektrov pospeškov iz direktne metode, predstavljene v poglavju 8.1, kjer se upošteva 5 % delež kritičnega dušenja nekonstrukcijskega elementa, kar je nekoliko višja vrednost kot smo jo izmerili z metodo vsiljenih vibracij na predelnih zidovih PZ1, PZ2, PZ3 in PZ4. Delež kritičnega dušenja je primerljiv z eksperimentalnimi vrednostmi koeficienta začetnega viskoznega dušenja, pridobljenimi na glavnih neutrjenih preizkušancih. Pri izvenravninskem obnašanju predelnih zidov v obravnavanem objektu se osredotočimo na delovanje potresa v smeri X (smer pravokotno na ravnino zidov). Etažne spektre obravnavanega objekta smo določili z direktno metodo za dve mejni stanji, ki ju obravnava standard EC8 (zahteva po neporušitvi in zahteva po omejitvi poškodb). Glede na pomembnost objekta projektni pospešek tal (PGA) zaradi zahteve po neporušitvi ob upoštevanju referenčne povratne dobe 475 let znaša 0.36 g, projektni pospešek zaradi zahteve po omejitvi poškodb ob upoštevanju referenčne povratne dobe 95 let pa je 0.21 g. Na podlagi etažnih spektrov pospeškov, ki delujejo na višinah posamezne etaže, je potrebno določiti še pospeške, ki delujejo na sredini višine posameznega nadstropja, kjer je masno središče posameznega predelnega zidu. Spektre pospeškov na sredini posameznega nadstropja določimo z enačbo (8.10) kot povprečje pospeška na nivoju i -te in $i+1$ etaže po predlogu (Priestley, 1985). Na sliki 8.24 so prikazani z direktno metodo določeni etažni spektri obstoječega objekta nad vsako etažo in na sredini 1., 2. in 3. nadstropja, kjer se nahajajo obravnavani predelni zidovi, na sliki 8.24 pa so etažni spektri utrjenega objekta.

$$S_{a,sredina} = \frac{S_{a,i} + S_{a,i+1}}{2} \quad (8.10)$$



Slika 8.23: Etažni spektri pospeškov obstoječega objekta za 5 % delež kritičnega dušenja nekonstrukcijskih elementov pri PGA = 0.21g (levo) in PGA = 0.36 g (desno).

Figure 8.23: Floor response acceleration spectrums of existing building for 5 % critical damping ratio of non-structural elements at PGA = 0.21 g (left) and PGA = 0.36 g (right).



Slika 8.24: Etažni spektri pospeškov utrjenega objekta za 5 % delež kritičnega dušenja nekonstrukcijskih elementov pri $PGA = 0.21\text{ g}$ (levo) in $PGA = 0.36\text{ g}$ (desno).

Figure 8.24: Floor response acceleration spectrums of strengthened building for 5 % critical damping ratio of non-structural elements at $PGA = 0.21\text{ g}$ (left) and $PGA = 0.36\text{ g}$ (right).

Na podlagi pridobljenih podatkov o lastnih nihajnih časih obravnavanih predelnih zidov lahko iz spektrov pospeškov na sredini etaže določimo vrednosti pospeškov za izračun potresne obežbe. V predlogu novega standarda prEN 1998-1-2:2019 je podana enačba (8.11) za oceno lastnega nihajnega časa prve nihajne oblike pravokotno na ravnino zidu.

$$T_0 = \beta_N h_z^2 \sqrt{\frac{M}{E_z \cdot I_z \cdot h_z}} \quad (8.11)$$

Kjer so:

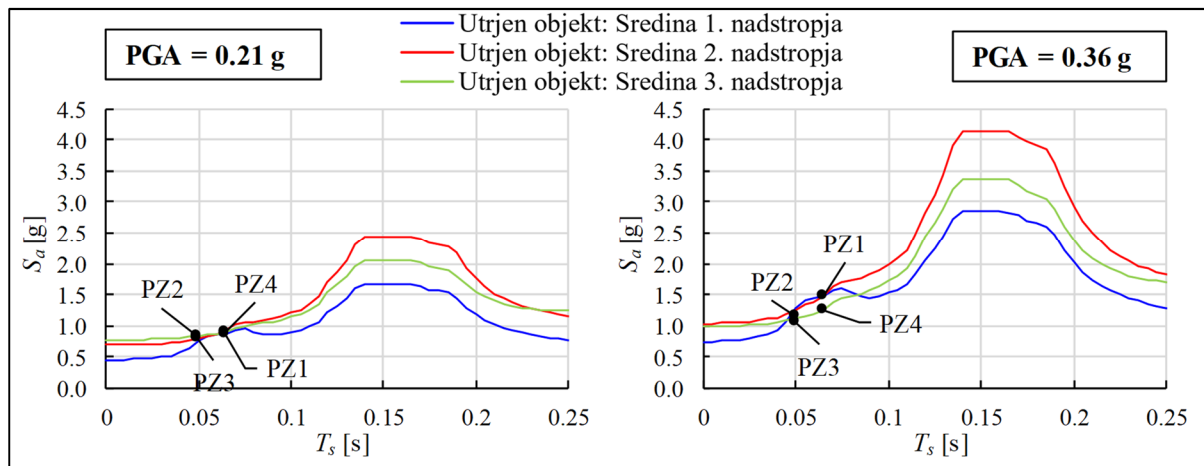
β_N ... koeficient, s katerim se upošteva robne pogoje ($\beta_N = 0.6$ za zidove podprte zgoraj in spodaj),

M ... masa zidu,

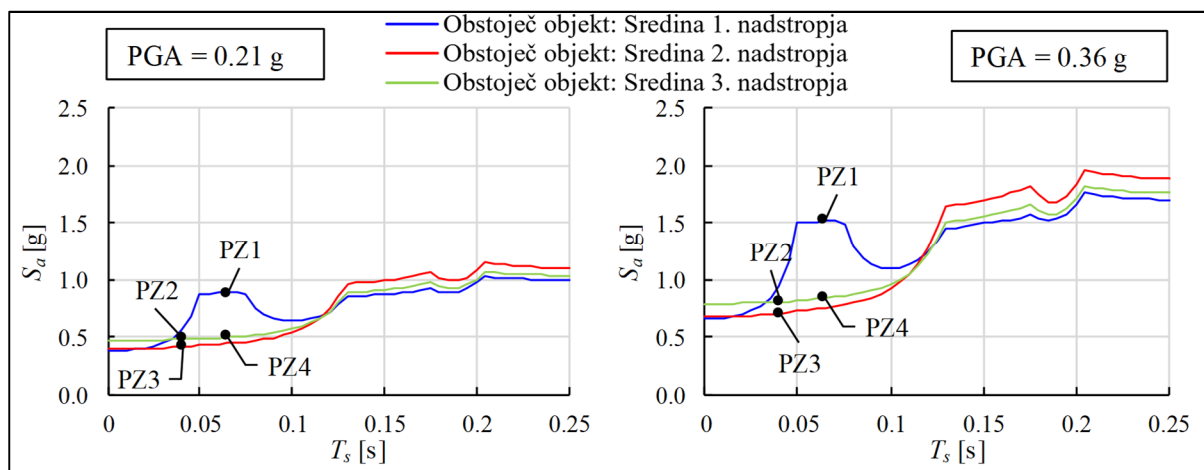
E_z ... modul elastičnosti zidovja,

I_z ... vztrajnostni moment horizontalnega prereza zidu.

Za predelna zidova PZ1 in PZ4 znaša ocenjeni nihajni čas prve nihajne oblike 0.065 s, za predelna zidova PZ2 in PZ3 pa znaša 0.05 s. Ocenjeni nihajni časi so primerljivi z nihajnimi časi, pridobljenimi iz metode vsiljenih vibracij, ki smo jo opravili na intaktnih preizkušancih neutrenjenih nekonstrukcijskih zidov pred izvedbo cikličnega preizkusa. Ob upoštevanju lastnih nihajnih časov predelnih zidov iz spektrov pospeškov na sredini posamezne etaže odčitamo vrednosti etažnega pospeška, glede na pozicijo posameznega predelnega zidu v objektu, kot je prikazano na sliki 8.25 za predelne zidove v obstoječem objektu in na sliki 8.26 za predelne zidove v utrjenem objektu. Na podlagi odčitanih vrednosti etažnih pospeškov na sredini posamezne etaže nato določimo potresno silo F_{ap} po enačbi (8.1).



Slika 8.25: Določitev etažnega pospeška za zidove PZ1, PZ2, PZ3 in PZ4 v obstoječem objektu.
Figure 8.25: Determination of floor acceleration for PZ1, PZ2, PZ3 and PZ4 walls in existing building.



Slika 8.26: Določitev etažnega pospeška za zidove PZ1, PZ2, PZ3 in PZ4 v utrjenem objektu.
Figure 8.26: Determination of floor acceleration for PZ1, PZ2, PZ3 and PZ4 walls in strengthened building.

Izvenravninska odpornost zidu se določi na podlagi odpornostnega upogibnega momenta M_R po enačbi (8.12) na mestu največjega upogibnega momenta, kjer upoštevamo prijemališče sile v gravitacijskem centru zidu na sredini višine. Z enačbo (8.13) izračunamo še kapaciteto zidu v smislu odpornostne sile F_R , ki jo zid lahko prenese ob upoštevanju členkastih podpor.

$$M_R = \frac{t_z \cdot L_z^2}{6} \left(f_{xk1} + \frac{W}{2} \right) \quad (8.12)$$

$$F_R = F_{cr} = \frac{4 \cdot M_R}{h_z} \quad (8.13)$$

Na podlagi geometrijskih in ocenjenih mehanskih karakteristik za predelne zidove PZ1, PZ2, PZ3 in PZ4 je izračunana njihova kapaciteta. Rezultati za vse štiri obravnavane predelne zidove so prikazani v preglednici 8.10 za obstoječe in za utrjeno stanje primarne nosilne konstrukcije objekta. Kapaciteta izvenravninske odpornosti zidu je zaradi lažje primerjave normirana s potresno obtežbo.

Preglednica 8.10: Izvenravninska odpornost predelnih zidov določena po metodi mejnih sil.

Table 8.10: Out-of-plane resistance of non-structural walls determined by the force based method.

	Odpornost PZ		PGA = 0.21 g						PGA = 0.36 g					
			Obstoječ objekt			Utrjen objekt			Obstoječ objekt			Utrjen objekt		
	F_R [kN]	T_0 [s]	S_a [g]	F_{ap} [kN]	F_R/F_{ap} [/]	S_a [g]	F_{ap} [kN]	F_R/F_{ap} [/]	S_a [g]	F_{ap} [kN]	F_R/F_{ap} [/]	S_a [g]	F_{ap} [kN]	F_R/F_{ap} [/]
PZ1	0.81	0.065	0.88	5.25	0.15	0.86	5.13	0.16	1.52	9.07	0.09	1.48	8.83	0.09
PZ2	0.63	0.050	0.49	1.23	0.51	0.83	2.09	0.30	0.70	1.76	0.35	0.81	2.87	0.22
PZ3	0.63	0.050	0.41	1.03	0.61	0.80	2.01	0.31	1.14	2.04	0.31	1.06	2.67	0.23
PZ4	0.81	0.065	0.50	2.98	0.27	0.91	5.43	0.15	0.84	5.01	0.16	1.26	7.52	0.11

Ob primerjavi izvenravninske odpornosti predelnih zidov in njihove potresne obremenitve opazimo, da potresna obtežba močno preseže elastično kapaciteto vsakega izmed obravnavanih predelnih zidov že pri potresu s projektnim pospeškom 0.21 g. Zaradi povečanja togosti utrjenega objekta napram obstoječemu, je tudi potresna obtežba predelnih zidov PZ2, PZ3 in PZ4, ki se nahajajo v višjih nadstropjih, nekoliko večja od obtežbe v obstoječem objektu. Ob primerjavi izvenravninske odpornosti predelnih zidov s projektno potresno obtežbo (PGA = 0.36 g), ki na predelne zidove deluje v obstoječem objektu, opazimo, da sta predelna zidova PZ2 in PZ3 sposobna prenesti le 31-35 % projektne potresne obtežbe, predelna zidova PZ1 in PZ4 pa še manj (9-16 %). Pri utrjenem objektu sta zidova PZ2 in PZ3 še bolj ranljiva in preneseta le 22-23 % projektne obtežbe. Pri PZ1 se obtežba ne spremeni bistveno, medtem ko lahko PZ4 v utrjenem objektu prenese le 11 % projektne obtežbe.

V vseh primerih obravnavanih predelnih zidov je elastična izvenravninska odpornost PZ presežena že pri projektni potresni obtežbi zahteve po omejitvi poškodb (PGA = 0.21 g). V tem primeru sta PZ1 in PZ4 v obstoječem objektu sposobna prenesti le 15-27 % ter PZ2 in PZ3 51-61 % projektne obtežbe. V utrjenem objektu PZ1 in PZ4 preneseta 16-15 % projektne obtežbe, PZ2 in PZ3 pa 30-31 %. Zaradi nizke elastične odpornosti v primerjavi s projektno potresno obtežbo zahteve po omejitvi poškodb sklepamo, da bi že pri takšni potresni obtežbi prišlo do formiranja plastičnih členkov in pojava razpok pri obeh vrstah predelnih zidov. Kot je bilo ugotovljeno s kvazi-statičnimi cikličnimi raziskavami, z obravnavanimi utrditvenimi sistemi, z uporabo prožnega lepila in tkanine oziroma fasadne mrežice iz steklenih vlaken ne moremo zagotoviti zadostne elastične izvenravninske odpornosti. S sistemoma A in B, s katerima se prekrije celotno površino predelnih zidov, je možno prekriti le vidnost nastalih razpok v zidovju, medtem ko bi pri sistemih C, D in E bile vidne.

Kljub konservativnosti metode za oceno kapacitete predelnih zidov so nizke vrednosti pokazatelj, da so ob morebitnem nastopu projektne potresa vitki nekonstrukcijskih predelni zidovi močno ranljivi. Pri obravnavanem primeru je zanimivo, da se kar največji spektralni pospešek pojavi na sredini prvega nadstropja, za kar je razlog nihajna oblika 5X z zelo nizkim nihajnim časom 0.062 s, pri kateri se aktivira skoraj 20 % mase in ima največji normiran pomik v prvem nadstropju. Takšno nihajno obliko povzroči zasnova objekta z izjemno togo spodnjo etažo zaradi dveh vzdolžnih armiranobetonskih sten v pritličju. Nihajni čas 0.065 s obravnavanega predelnega zidu PZ1 v prvem nadstropju je precej podoben temu nihajnemu času, zato pride do resonančnega vpliva in amplificirane potresne obtežbe. Kljub nizki specifični teži porobetonskih zidakov se izkaže, da so tudi takšni vitki predelni zidovi, kot sta PZ2 in PZ3, ranljivi. Kot je bilo ugotovljeno med kvazi-statičnimi cikličnimi izvenravninskimi preiskavami, se v primeru presežene meje elastičnosti tvori nov porušni mehanizem, s tem pa se nihajni čas poškodovanega nekonstrukcijskega zidu še poveča. Glede na potek etažnih spektrov ugotovimo, da bi se posledično potresna obtežba v višjih etažah še povečala.

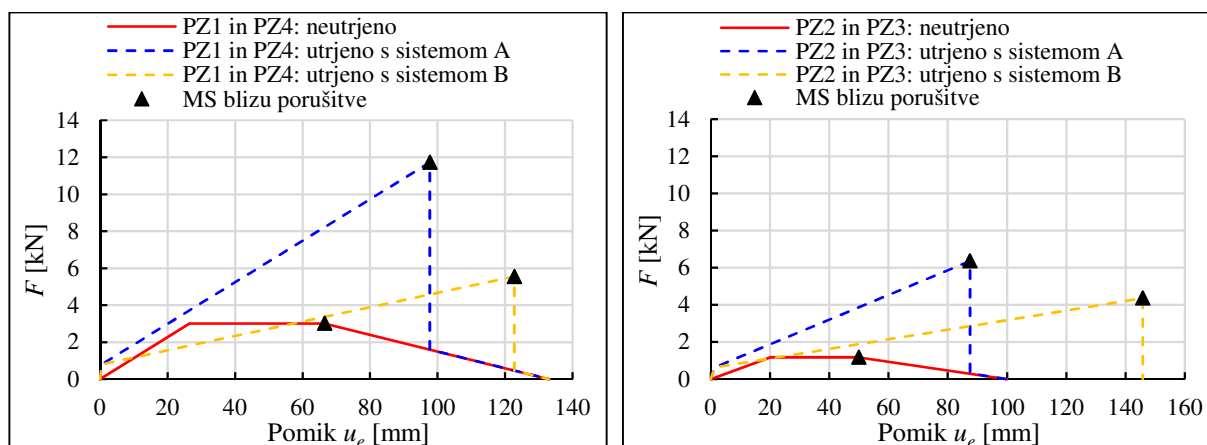
8.5.4 Analiza predelnih zidov po metodi mejnih pomikov

Manj konservativna metoda za oceno maksimalne izvenravninske kapacitete nekonstrukcijskih zidov je metoda, ki temelji na mejnih pomikih. Na podlagi metode predstavljene v poglavju 7.2.1, smo določili kapaciteto neutrjenih predelnih zidov, pri čemer smo upoštevali tri-linearni diagram za močno poškodovano zidovje. Po metodi, predstavljeni v poglavju 7.1.1.2, smo nato izvedli še izračun upogibne odpornosti za primera izvedbe utrditev s sistemoma A in B. Pri izračunu maksimalnega pomika utrjenih zidov smo upoštevali, da je masa koncentrirana na sredini višine zidu, tako da je v primeru utrjenih zidov masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo enaka masi celega zidu. Zaradi poenostavitve namesto izrazov (7.25) in (7.27) uporabimo izraza za izračun maksimalne sile odpornosti pri mejnem stanju blizu porušitve F_u in pripadajočega pomika u_{max} po sledečih enačbah:

$$F_R = F_u = \frac{4 \cdot M_{R,t}}{h_z} \quad (8.14)$$

$$u_R = u_{max} = \frac{4 \cdot M_{cr} \cdot h_z^2}{48 \cdot E_m \cdot I_z} + \frac{4 \cdot (M_R - M_{cr}) \cdot h_z^2}{48 \cdot E_m \cdot I_{z,cr}} \quad (8.15)$$

Tudi predlog novega standarda prEN 1998-1-2:2019 kot alternativni izračun pri mejnem stanju velikih poškodb dopušča določitev izvenravninske kapacitete z metodo mejnih pomikov ob upoštevanju nelinearnega obnašanja. Za izračun maksimalnih kapacitet predelnih zidov smo upoštevali karakteristične vrednosti mehanskih lastnosti zidovja. Pri izračunih upogibne odpornosti utrjenih predelnih zidov pa smo na podlagi spremljevalnih eksperimentalnih raziskav stika med zidovjem in utrditvenim sistemom ocenili, da je pri zidovih PZ1 in PZ4, ki so grajeni iz opečnih votlakov, smiselno upoštevati modul elastičnosti utrditvenih sistemov $E_f = 63$ GPa, pri zidovih PZ2 in PZ3 pa modul elastičnosti $E_f = 70$ GPa. Mejne natezne deformacije ϵ_f utrditvenega sistema A smo omejili na 16 ‰ in pri sistemu B na 19 ‰. Mejne tlačne deformacije v horizontalnem prerezu predelnega zidu so omejene na -3.5 ‰. Na sliki 8.27 so prikazane krivulje kapacitet ekvivalentnih sistemov obravnavanih predelnih zidov z eno prostostno stopnjo z označenim maksimalnim pomikom tik pred porušitvijo.



Slika 8.27: Kapaciteta neutrjenih in utrjenih predelnih v obravnavanem objektu.

Figure 8.27: Out-of-plane capacity of non-structural partition walls in the analysed building.

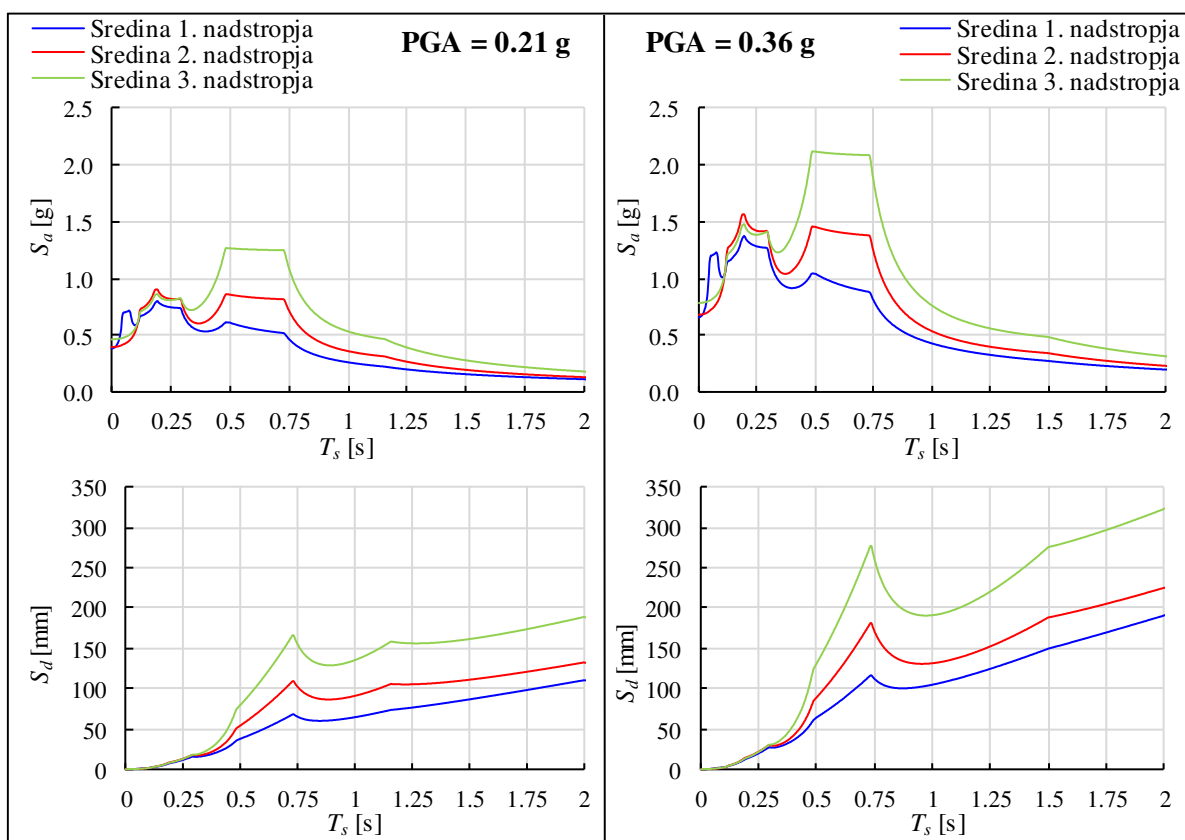
Na podlagi izračunanih maksimalnih pomikov u_{max} in pripadajoče sile odpornosti F_{max} pri mejnem stanju blizu porušitve določimo še nihajni čas ekvivalentnih sistemov z eno prostostno stopnjo z enačbo (8.16), kot je predlagana v predlogu standarda prEN 1998-3:2019. Enačba podaja bolj verodostojne podatke za

določitev zahtevanih mejnih pomikov v primerjavi s konservativnejšim izračunom ob upoštevanju sekantne togosti K_2 iz enačbe (7.16), kar je bilo že izpostavljeno v (Griffith et al., 2003). Za neutrjene predelne zidove upoštevamo v izračunu efektivno maso enako 3/4 celotne mase zidu pri utrjenih zidovih pa je efektivna masa enaka celotni masi, zaradi poenostavitve, da je le-ta koncentrirana v masnem središču zidu.

$$T_{ef} = 1,56 \cdot \pi \sqrt{\frac{m_{ef} \cdot d_{max}}{F_{max}}} \quad (8.16)$$

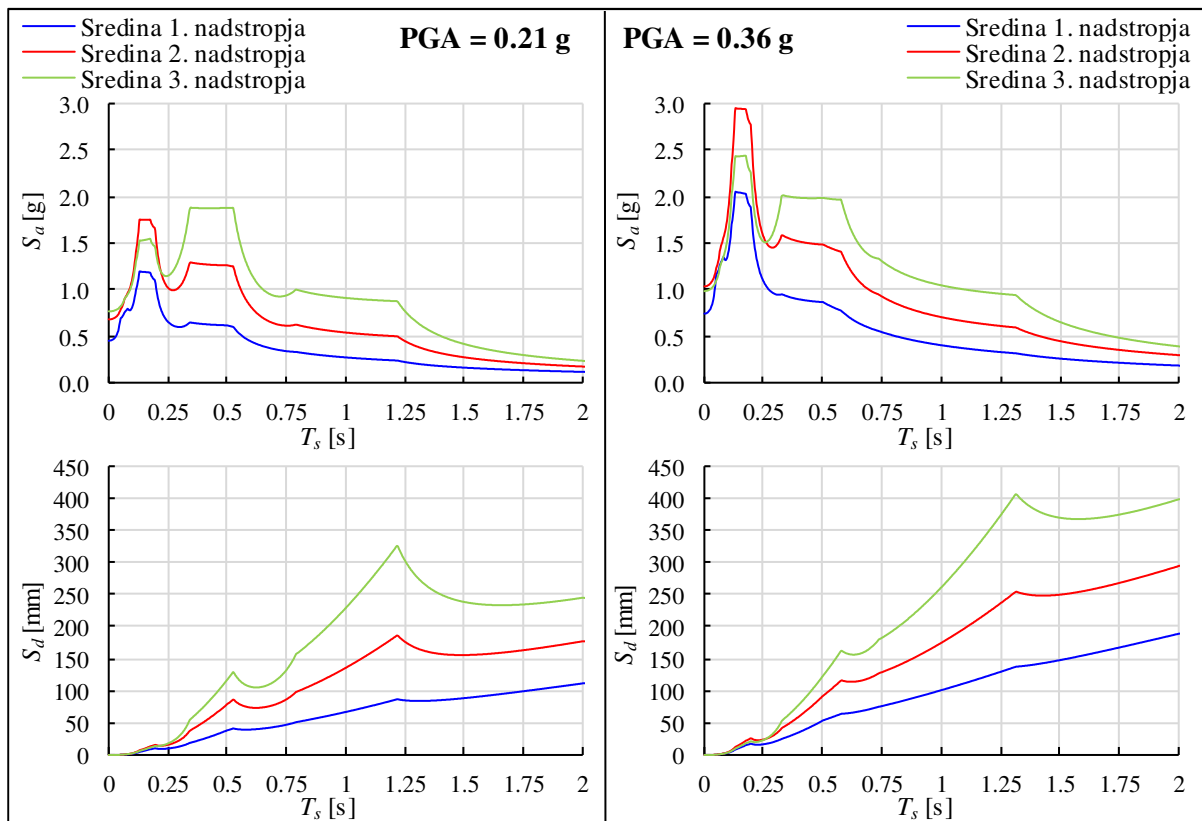
Pri določitvi dovoljenih pomikov izven svoje ravnine, ob upoštevanju nelinearnega obnašanja zidov, je v predlogu novega standarda predlagana določitev etažnih spektrov na podlagi elastičnega spektra pospeškov, ob upoštevanju 10 % kritičnega dušenja za mejno stanje velikih poškodb, pri katerem še ne sme biti preseženo mejno stanje blizu porušitve nekonstrukcijskih elementov. Na podlagi etažnih spektrov pospeškov, določenih v poglavju 8.4 za obstoječ in utrjen objekt, smo določili še spektre pospeškov na sredini posameznega nadstropja in jih prikazujemo na sliki 8.28. Ob upoštevanju približne zveze (8.17) lahko spektre pospeškov pretvorimo v spektre pomikov S_d , ki so prikazani na sliki 8.29.

$$S_d = \frac{T_s^2}{4\pi^2} S_a \quad (8.17)$$



Slika 8.28: Spektri pospeškov in pomikov v obstoječem objektu na sredini višine 1., 2. in 3. nadstropja za $\zeta_s = 10$ %.

Figure 8.28: Acceleration and displacements spectrums in the existing building at mid-height of 1st, 2nd and 3rd floor for $\zeta_s = 10$ %.

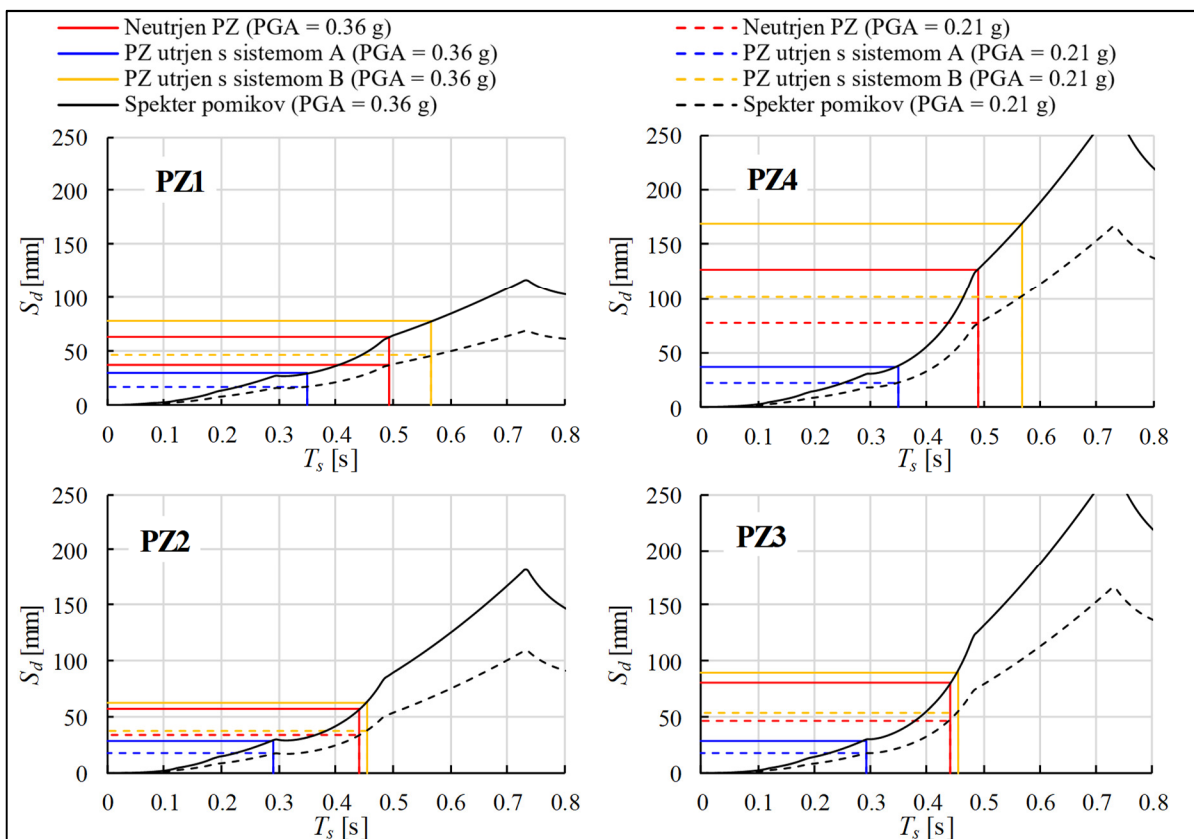


Slika 8.29: Spektri pospeškov in pomikov v utrjenem objektu na sredini višine 1., 2. in 3. nadstropja za $\xi_s = 10\%$.

Figure 8.29: Acceleration and displacements spectrums in the strengthened building at mid-height of 1st, 2nd and 3rd floor for $\xi_s = 10\%$.

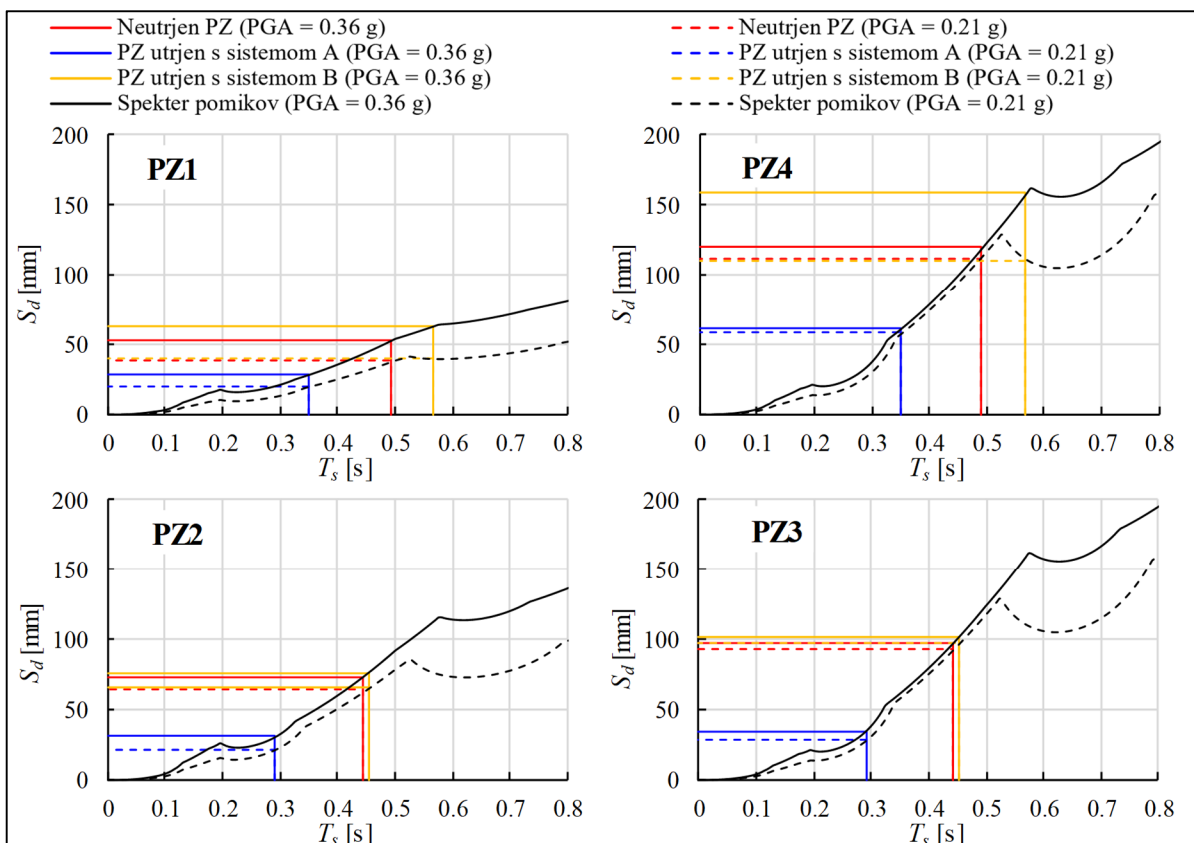
Po določitvi učinkovitih nihajnih časov obravnavanih predelnih zidov, iz spektrov pomikov na sredini etaže določimo še zahtevane vrednosti mejnih pomikov, kot je za neutrene in utrjene predelne zidove v obstoječem objektu prikazano na sliki 8.30 in za neutrene in utrjene predelne zidove v utrjenem objektu na sliki 8.31.

V preglednici 8.11 so prikazani rezultati kapacitet v smislu mejnega pomika za obravnavane neutrene predelne zidove ter z izvedbo utrditvenih sistemov A in B. Za primerjavo so za obstoječ objekt in utrjen objekt prikazani tudi izračunani zahtevani pomiki, ki so posledica projektne potresne obremenitve objekta. V nadaljevanju se bomo pri primerjavi osredotočili na razmerje u_R / S_d , kjer predstavlja u_R maksimalni pomik, ki ga je predelni zid še sposoben prenesti, in S_d vrednost zahtevanega spektralnega pomika, ki ga mora biti zid sposoben doseči, ne da bi se pri tem porušil izven svoje ravnine.



Slika 8.30: Določitev mejnega pomika za predelne zidove v obstoječem objektu ($\zeta_s = 10\%$).

Figure 8.30: Displacement demand for partition walls in the existing building ($\zeta_s = 10\%$).



Slika 8.31: Določitev mejnega pomika za predelne zidove v utrjenem objektu ($\zeta_s = 10\%$).

Figure 8.31: Displacement demand for partition walls in the strengthened building ($\zeta_s = 10\%$).

Preglednica 8.11: Izvenravninska kapaciteta predelnih zidov določena po metodi mejnih pomikov.

Table 8.11: Out-of-plane capacity of non-structural walls determined by the displacement based method.

	Utrditvev PZ s sistemom	Kapaciteta			PGA = 0.21 g				PGA = 0.36 g			
		\bar{F}_R [kN]	u_R [mm]	T_{ef} [s]	Obstoječ objekt		Utrjen objekt		Obstoječ objekt		Utrjen objekt	
					S_d [mm]	u_R/S_d [/]	S_d [mm]	u_R/S_d [/]	S_d [mm]	u_R/S_d [/]	S_d [mm]	u_R/S_d [/]
PZ1	/	3.0	66.5	0.49	36.9	1.80	37.5	1.77	62.5	1.06	52.3	1.27
	A	11.7	97.7	0.35	17.5	5.58	19.8	4.93	29.1	3.36	28.1	3.47
	B	5.6	122.8	0.57	45.8	2.68	39.6	3.10	77.8	1.58	63.4	1.94
PZ2	/	1.2	50.0	0.44	35.3	1.41	62.6	0.80	59.0	0.85	72.5	0.69
	A	6.4	87.5	0.29	17.5	5.00	21.2	4.12	28.9	3.03	30.6	2.86
	B	4.4	145.8	0.45	37.6	3.88	65.6	2.22	63.4	2.30	76.0	1.92
PZ3	/	1.2	50.0	0.44	47.8	1.05	93.0	0.54	82.3	0.61	97.1	0.52
	A	6.4	87.5	0.29	17.9	4.88	28.5	3.07	29.5	2.96	34.3	2.55
	B	4.4	145.8	0.45	53.4	2.73	97.4	1.50	89.5	1.63	101.7	1.43
PZ4	/	3.0	66.5	0.49	77.1	0.86	111.8	0.59	127.4	0.52	119.6	0.56
	A	11.7	97.7	0.35	22.3	4.38	58.7	1.66	37.4	2.61	60.8	1.61
	B	5.6	122.8	0.57	101.3	1.21	110.7	1.11	168.5	0.73	150.0	0.82

Iz rezultatov je razvidno, da so predelni zidovi v najvišji etaži izpostavljeni večjim pomikom na sredini etaže kot tisti v nižjih etažah, kar je posledica dinamičnega odziva celotne primarne konstrukcije, ki privede do amplifikacije tako etažnih pospeškov kot tudi pomikov.

Predelni zid PZ1, grajen iz opečnih votlakov, ki se nahaja v 1. nadstropju, je v neutrjenem stanju je sposoben prenesti zahtevan pomik tako v obstoječem kot tudi v utrjenem objektu pri potresnih obtežbah zahteve po omejitvi poškodb (PGA = 0.21 g) in zahteve po neporušitvi (PGA = 0.36 g). Enak predelni zid PZ4 se nahaja v 3. nadstropju, kjer je zaradi amplifikacije potresne obtežbe pri projektnem potresu zahteve po omejitvi poškodb (PGA = 0.21 g) izpostavljen precej večjim etažnim pomikom. PZ4 bi se tako v obstoječem kot tudi utrjenem objektu zvrnil izven svoje ravnine že pri projektnem potresu 0.21 g. Pri projektnem potresu zahteve po neporušitvi pa PZ4 doseže le 52 % zahtevanega pomika v obstoječem objektu in 56 % v utrjenem objektu.

Podobno lahko opazimo pri neutrjenih predelnih zidovih iz porobetonskih zidakov (PZ2 in PZ3). PZ3, ki se nahaja v 3. nadstropju, je bolj ranljiv v primerjavi z PZ2, ki se nahaja v 2. nadstropju. Obravnavana zidova se v obstoječem objektu pri potresni obtežbi zaradi zahteve po omejitvi poškodb (PGA = 0.21 g) ne porušita izven svoje ravnine, medtem ko v utrjenem objektu PZ2 prenese 80 % in PZ3 zgolj 54 % zahtevanega spektralnega pomika. Ta primerjava potrjuje dejstvo, da so nekonstrukcijski predelni zidovi v višjih etažah bolj ranljivi kot tisti v nižjih. V primeru potresne obtežbe zaradi zahteve po neporušitvi (PGA = 0.36 g) je kapaciteta pomikov presežena tako pri PZ2 kot tudi PZ3.

Z izvedbo utrditvenega sistema A lahko na vseh predelnih zidovih zagotovimo zadostno izvenravninsko odpornost napram zahtevanim spektralnim pomikom tako pri potresni obtežbi zaradi zahteve omejitve poškodb (PGA = 0.21 g) kot tudi potresni obtežbi zaradi zahteve po neporušitvi. Z utrditvenim sistemom B pa se zagotovi zadostno kapaciteto vseh predelnih zidov za doseganje mejnih pomikov pri potresni obtežbi zaradi zahteve po omejitvi poškodb (PGA = 0.21 g) v obstoječem in utrjenem objektu. V primeru potresne obtežbe zaradi zahteve po neporušitvi (PGA = 0.36 g) le pri PZ4 ne moremo zagotoviti

zadostne kapacitete pomikov. Na podlagi rezultatov sklepamo, da je utrditveni sistem A učinkovit sistem za izvedbo utrditev, medtem ko je pri izbiri sistema B potrebna pozornost na dinamični vpliv primarne konstrukcije in na material, iz katerega so grajeni predelni zidovi. Veliko preseganje kapacitete pomikov utrjenih zidov s sistemom A v primerjavi s projektno potresno obtežbo nakazuje na precejšno rezervo, zato je glede na pozicijo in material, iz katerega so grajeni predelni zidovi, smiselno izbrati bolj ekonomični utrditveni sistem. V večini primerov lahko zadostno izvenravninsko kapaciteto zagotovimo s sistemom B, ki je z vidika materialnih stroškov cenovno kar 20 krat ugodnejši.

» Ta stran je namenoma prazna. «

9 ZAKLJUČKI

9.1 Prispevki disertacije

Glavni cilj doktorske disertacije je bil ugotoviti, kako lahko ob uporabi razmeroma preprostih inovativnih utrditvenih sistemov, pri objektih z visokimi etažami, učinkovito vplivamo na mejna stanja nekonstrukcijskih predelnih zidov ob projektnih potresnih obremenitvah pravokotno na njihovo ravnino. Obe v uvodu predstavljeni hipotezi lahko potrdimo na podlagi glavnih eksperimentalnih raziskav in analitičnih izračunov. V okviru omenjenih raziskav smo preučevali, kako na izvenravninsko obnašanje nekonstrukcijskih zidov vplivamo z izvedbo različnih preprostih sistemov utrditve in ugotovili, da z njihovo aplikacijo pomembno izboljšamo njihov odziv. Z numeričnimi in analitičnimi izračuni na primeru značilnega javnega objekta z visokimi etažami smo nato ugotovili, da z obravnavnimi sistemi utrditve, ob poznavanju dinamičnih karakteristik in etažnega odziva primarne nosilne konstrukcije, pomembno zmanjšamo tveganje za izvenravninsko porušitev nekonstrukcijskih zidov in učinkovito zmanjšamo njihovo ranljivost.

Pomembni prispevki disertacije so:

- izvedba kvazi-statičnih izvenravninskih cikličnih preiskav vitkih nearmiranih nekonstrukcijskih zidov iz opeke normalnega formata in zidov iz porobetonskih zidakov za določitev njihovega karakterističnega izvenravninskega obnašanja;
- izvedba in preizkus inovativnih sistemov izvenravninske utrditve nekonstrukcijskih zidov, ki temeljijo na uporabi prožnega lepila in tkanine oziroma mrežice iz steklenih vlaken;
- izvedba kvazi-statičnih izvenravninskih cikličnih preiskav s petimi različnimi sistemi utrjenih nekonstrukcijskih zidov ob uporabi tkanine oziroma fasadne mrežice in prožnega lepila ter določitev njihove učinkovitosti;
- določitev projektnih parametrov v smislu izvenravninske odpornosti in mejnih pomikov na podlagi glavnih kvazi-statičnih cikličnih eksperimentalnih raziskav;
- obširne spremljevalne preiskave na osnovnih gradnikih zidovja, s katerimi smo ugotovili materialne karakteristike obeh obravnavanih vrst zidovja;
- določitev razmerij med dinamičnimi in statičnimi elastičnimi lastnostmi posameznih gradnikov obeh vrst obravnavanih zidovij;
- opredelitev minimalne starosti glavnih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov, grajenih iz opeke normalnega formata in podaljšane apneno cementne malte, za izvedbo preiskav z naprednimi senzorskimi metodami, s katerimi smo spremljali fizikalne lastnosti malte v spojnica zidanih prizem od svežega do strjenega stanja malte;
- spremljevalne raziskave stika obravnavanih utrditvenih sistemov z opečnimi in porobetonskimi zidaki;
- uporaba digitalnega optičnega sistema za analizo tvorjenega porušnega mehanizma ob simulirani potresni obtežbi;
- uporaba digitalnega optičnega sistema za oceno razvoja površinskih deformacij, ki predstavljajo razvoj natezних deformacij apliciranih utrditvenih sistemov;
- študija vpliva etažnega odziva na primeru tipičnega večetažnega javnega objekta na predelne zidove v različnih etažah;
- ocena dveh najučinkovitejših sistemov utrditve na primeru njihove aplikacije na nekonstrukcijskih zidovih v tipičnem večetažnem javnem objektu z visokimi etažami.

9.2 Pomembne ugotovitve in diskusija

V okviru spremljevalnih eksperimentalnih raziskav disertacije so predstavljene raziskave mehanskih lastnosti dveh vrst nearmiranega zidovja in njihovih gradnikov, značilnih za gradnjo nekonstrukcijskih vitkih predelnih zidov v preteklosti. Z izvedbo standardnih in nestandardnih preiskav smo določili mehanske karakteristike gradnikov zidovja, iz katerega so bili grajeni preizkušanci nekonstrukcijskih zidov. Ob poznavanju mehanskih karakteristik gradnikov zidovja smo lahko učinkovito analizirali izvenravninsko obnašanje nekonstrukcijskih zidov, obravnavanih v glavnem eksperimentalnem delu. Z dvema neodvisnima naprednima senzorskima metodama merjenja relativne vlažnosti in električne prevodnosti smo v spojnicah zidanih prizem iz opeke normalnega formata in podaljšane apneno cementne malte volumskega razmerja 1:3:9 določili starost, pri kateri je maltna spojnica popolnoma suha, iz česar smo sklepali, da so mehanske lastnosti stičnega območja razvite skoraj do maksimalnih vrednosti, potrebnih za izvedbo glavnih preiskav na preizkušancih nekonstrukcijskih zidov. Tako s senzorji za merjenje relativne vlažnosti kot s senzorji za merjenje električne prevodnosti je bilo določeno praktično enako časovno obdobje 65 dni, potrebno za staranje glavnih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov iz opeke normalnega formata in podaljšane apneno cementne malte. Iz spremljevalnih eksperimentalnih raziskav stičnega območja med utrditveno tkanino ali mrežico je bilo ugotovljeno, da se utrditveni sistemi v kombinaciji s porobetonskimi zidaki obnašajo bolj togo kot utrditveni sistemi v kombinaciji z opečnimi zidaki. Na podlagi te ugotovitve lahko sklepamo, da je stik na porobetonskih zidakah ob uporabi prožnega lepila močnejši kot stik s površino opečnih zidakov. Do enakega sklepa lahko pridemo tudi na podlagi značilnih porušitev preizkušancev.

Na podlagi glavnih izvenravninskih kvazi-statičnih cikličnih preiskav preizkušancev nekonstrukcijskih zidov je bilo ugotovljeno, da imajo histerezne ovojnice nekonstrukcijskih zidov v primeru neutrjenih preizkušancev iz opeke normalnega formata večji raztros kot histerezne ovojnice preizkušancev iz porobetonskih zidakov, kar je posledica načina gradnje preizkušancev. Zaradi večje debeline spojníc je pri gradnji z opeko normalnega formata in podaljšano apneno malto težje nadzirati popolno zapolnjenost horizontalnih spojníc v primerjavi z gradnjo s porobetonskimi zidaki in tankoslojno malto. Iz kvazi-statičnih cikličnih preiskav je bilo ugotovljeno, da imajo praznine v horizontalnih maltnih spojnicah pomemben vpliv na izvenravninsko odpornost vitkih zidov, ki so razpeti med dvema nepomičnima podporama. Pri nepopolno zapolnjenih spojnicah je lahko izvenravninska odpornost za več kot 50 % nižja v primerjavi s preizkušanci s popolno zapolnjenimi horizontalnimi spojnicami. Poškodbe pri vseh treh neutrjenih preizkušancih iz opeke normalnega formata so pokazale, da se sredinska razpoka pri nastanku mehanizma plastičnih členkov povprečno pojavi za eno debelino zidaka pod dvema tretjinama višine zidu. Pri porobetonskih zidakah pa se sredinska razpoka lahko pojavi tudi nižje, zaradi manjše lastne teže tovrstnega zidovja. Sredinska razpoka se je pri vsakem preizkušancu pojavila na različni višini, in sicer v območju maksimalnih upogibnih momentov med tretjino in dvema tretjinama višine preizkušancev. Elastično območje obnašanja je pri obeh vrstah zidov zelo majhno, saj se v primeru opečnih preizkušancev mehanizem treh razpok tvori že pri približno 1 mm izvenravninskega pomika na sredini višine preizkušanca, pri preizkušancih iz porobetonskih zidakov pa pri pomiku 2-3 mm. Pri obeh vrstah glavnih preizkušancev nekonstrukcijskih zidov se je izkazalo, da se z vsemi obravnavanimi utrditvenimi sistemi izboljša povezanost gradnikov zidovja in s tem tudi spremeni deformacijska oblika. V primerjavi z neutrjenimi preizkušanci, kjer se tvori mehanizem treh plastičnih členkov, se pri utrjenih preizkušancih tvorijo plastični členki le ob vpetjih, deformacijska linija zidu med njimi pa ima pravilnejšo parabolično obliko. Dodatno je bilo ugotovljeno, da se z obravnavanimi sistemi utrjevanja zagotovi tudi bolj simetrično izvenravninsko obnašanje nekonstrukcijskih zidov, tako glede

izvenravninske sile odpornosti kot tudi glede upadanja togosti. Za predstavljene utrditvene sisteme smo iz glavnih eksperimentalnih raziskav opredelili tudi značilne tipe porušitev.

Analiza učinkovitosti obravnavanih utrditvenih sistemov na podlagi glavnih kvazi-statičnih cikličnih preiskav obeh vrst preizkušancev nekonstrukcijskih zidov, je vodila do ugotovitve, da je z vidika maksimalne izvenravninske sile odpornosti najučinkovitejši sistem A, ki poveča odpornost porobetonskih nekonstrukcijskih zidov za 369 %, odpornost opečnih pa vsaj za 221 %. Sistemu A po učinkovitosti sledi sistem B, ki maksimalno odpornost porobetonskih nekonstrukcijskih zidov poveča za 187 %, opečnih pa vsaj za 98 %. Tudi ostali obravnavani utrditveni sistemi povečajo izvenravninsko kapaciteto nekonstrukcijskih zidov, vendar imajo nižji doprinos k maksimalni izvenravninski odpornosti. Kljub nižji izvenravninski sili odpornosti so največji izvenravninskega pomik na sredini višine obeh obravnavanih vrst nekonstrukcijskih zidov dosegli preizkušanci, utrjeni s sistemom D, vendar ta ugotovitev temelji le na podlagi preiskave po enega preizkušanca. Najučinkovitejša sistema A in B sta se ravno tako izkazala za zelo učinkovita v smislu maksimalnih pomikov, saj se je maksimalni pomik na sredini višine pri obeh vrstah preizkušancev povečal vsaj za 95 %, kar pomeni približno dvakratnik pomika, ki ga lahko dosežejo neutrjeni nekonstrukcijski zidovi. Sistema A in B imata tudi največji doprinos k zmanjšanju upadanja togosti v primerjavi z neutrjenimi preizkušanci. Najvišjo duktilnost izvenravninskega obnašanja so pokazali preizkušanci, utrjeni s sistemoma D in E. Pri sistemu C smo načrtovali kontroliran nastanek plastičnih členkov z izvedbo oslabitev na oddaljenosti približno 30 cm od podpor, s čimer bi zmanjšali efektivno višino za približno 20 %, dodatno pa gradnike zidovja povezali še z vertikalnimi trakovi. Oslabitev na mestih, kjer smo predvideli nastanek plastičnih členkov se je izkazala za neuspešno, saj so se plastični členki kljub izvedenim oslabitvam tvorili na mestih vpetja, podobno kot pri vseh ostalih preizkušancih, ki so bili utrjeni s preostalimi obravnavanimi sistemi. Sklepamo, da bi bilo potrebno raster oslabitvenih lukenj še zgostiti ali pa oslabitev premakniti bližje k zgornjemu in spodnjemu vpetju. Poleg nižjega doprinosa k izboljšanju izvenravninske odpornosti so se utrditveni sistemi C, D in E že pri fazi izvedbe izkazali za tehnično zahtevnejše in časovno bolj zamudne v primerjavi z utrditvenima sistemoma A in B.

Pri pregledu literature smo izpostavili, da trenutno veljavni standardi SIST EN 1998-1:2005 in SIST EN 1998-3 z navezavo na SIST EN 1996-1-1:2006 predpisujejo konservativne metode za oceno izvenravninske kapacitete, kjer se upošteva le elastično kapaciteto zidovja. Eden izmed ciljev disertacije je bil oceniti kapaciteto vitkih nekonstrukcijskih zidov z analitičnimi modeli. Na podlagi eksperimentalno pridobljenih krivulj kapacitete neutrjenih glavnih preizkušancev smo verificirali obstoječo analitično metodo, s katero se zajame vpliv nelinearnega izvenravninskega obnašanja predelnih zidov z obravnavo obnašanja mehanizma togih teles, ki se zibajo okoli ravnovesne lege. Ugotovili smo, da s predstavljeno metodo in definiranimi parametri lahko dobro opišemo izvenravninsko kapaciteto zidanih nekonstrukcijskih zidov. V predlogih novih standardov prEN 1998-1:2019 in prEN1998-3:2019 so predstavljene zahteve za obnašanje zidanih nekonstrukcijskih elementov podrobneje razdelane, med njimi pa je tudi natančneje definirano postopanje pri določanju izvenravninske kapacitete zidov. Kot alternativna metoda bo dopuščena analiza izvenravninske odpornosti po metodi mejnih pomikov. Poleg analitičnega izračuna izvenravninske kapacitete neutrjenih nekonstrukcijskih zidov smo predstavili tudi preprosto inženirsko metodo, ki temelji na momentnemu ravnotežju v horizontalnem prerezu za določitev maksimalne odpornosti in pomika. Rezultati metode so primerljivi z eksperimentalnimi rezultati preizkušancev utrjenih z obravnavanima sistemoma A in B, ki sta se izkazala za najučinkovitejša. Pri obeh sistemih smo na podlagi spremljevalnih raziskav in

razvoja deformacijskega polja, zajetega z digitalnim optičnim sistemom med kvazi-statičnimi cikličnimi preizkusi, določili mejne natezne deformacije na mestu utrditvenega sistema.

Primerjava etažnih spektrov pospeškov na primeru tipičnega štirietažnega (P+3) javnega objekta (OŠ Riharda Jakopiča), izračunanih na podlagi nelinearnih dinamičnih analiz in direktne metode iz prEN 1998-1:2019, pokaže, da so rezultati obeh metod primerljivi. Do manjšega odstopanja med rezultati je prišlo v smeri, v kateri je bil zaznan nekoliko večji torzijski vpliv. V drugi smeri, kjer pri glavnih lastnih nihajnih oblikah ni bilo zaznanega večjega torzijskega vpliva, pa se rezultati obeh metod skoraj popolnoma ujemajo. Na podlagi etažnih spektrov pospeškov za obravnavan objekt smo določili še spektre pospeškov in spektre pomikov za določitev potresne obtežbe na vitke nekonstrukcijske predelne zidove, grajene iz dveh različnih vrst zidovja, ki se nahajajo v obravnavanem tipičnem objektu.

Tipični štiri etažni objekt smo obravnavali v dveh stanjih, in sicer v obstoječem stanju (obstoječ objekt), kjer konstrukcija ne zadosti zahtevam trenutno veljavnih predpisov za protipotresno gradnjo EC8, in v utrjenem stanju (utrjen objekt), ko so v skladu z veljavnimi predpisi upoštevani utrditveni ukrepi primarne konstrukcije tako, da je ta sposobna prenesti projektne potresne obremenitve. Tako za obstoječ kot tudi za utrjen objekt smo izvedli analizo dinamičnega vpliva primarne konstrukcije na nekonstrukcijske predelne zidove v različnih etažah, in sicer za projektno potresno obtežbo zaradi zahteve po omejitvi poškodb in za projektno potresno obtežbo zaradi zahteve po neporušitvi objekta, ki ju predpisuje standard EC8. Za dve tipični vrsti nekonstrukcijskih predelnih zidov, ki se nahajajo v objektu v različnih nadstropjih, smo določili njihovo izvenravninsko kapaciteto z metodo mejnih sil in z metodo mejnih pomikov. Na podlagi primerjave rezultatov obeh metod je bila potrjena konservativnost metode sil, ki upošteva le teorijo elastičnosti. Izvenravninska kapaciteta, izračunana z metodo sil, je bila pri večini obravnavanih predelnih zidov, tako v primeru obstoječega kot tudi utrjenega stanja objekta, 30-50 % nižja kot pri uporabi metode mejnih pomikov, odvisno od pozicije predelnega zidu v objektu.

Analiza predelnih zidov v obravnavanemu tipičnemu javnemu objektu po metodi mejnih pomikov pokaže, da so predelni zidovi v višjih etažah izpostavljeni večjim pomikom na sredini etaže kot so predelni zidovi v nižjih etažah, kar je posledica dinamičnega odziva celotne primarne konstrukcije, ki privede do amplifikacije etažnih pospeškov in etažnih pomikov. Kljub manj konservativnem pristopu in večji kapaciteti pomikov obravnavanih nekonstrukcijskih predelnih zidov smo potrdili ranljivost vitkih nearmiranih predelnih zidov, pri projektnih potresnih obtežbah standarda EC8 za zahtevi po neporušitvi in omejitvi poškodb. Pri projektnem potresnem vplivu zaradi zahteve po omejitvi poškodb ne sme priti do popolne porušitve nekonstrukcijskih elementov, medtem ko je porušitev nekonstrukcijskih elementov pri zahtevi po neporušitvi objekta sprejemljiva. Tako v obstoječem kot tudi v utrjenem objektu so se vsi predelni zidovi v 3. in 4. nadstropju izkazali za ranljive pri projektni potresni obtežbi, ki jo standard EC8 predpisuje zaradi zahteve po neporušitvi. Predelni zidovi v 3. nadstropju so sposobni prenesti le 50-60 % zahtevanih pomikov na sredini višine nadstropja. V obstoječem objektu je izvenravninska kapaciteta pomikov predelnih zidov na meji porušitve predelnega zidu že pri projektni potresni obtežbi, ki je predpisana zaradi zahteve po omejitvi poškodb. Zaradi spremenjenih dinamičnih lastnosti utrjenega objekta (višje togosti in nižjih lastnih nihajnih časov) je amplifikacija potresne obtežbe pri nižjih nihajnih časih večja v primerjavi z obstoječim objektom. Posledično se izkaže, da so predelni zidovi v 2. in 3. nadstropju objekta z utrjeno primarno konstrukcijo že pri projektni potresni obtežbi zaradi zahteve po omejitvi poškodb izpostavljeni popolni porušitvi izven svoje ravnine, saj znaša njihova kapaciteta zgolj 54-59 % zahtevanih pomikov. Na podlagi teh rezultatov sklepamo, da so

predelni zidovi v večetažnih objektih, projektiranih v skladu z EC8, zaradi nižjih lastnih nihajnih časov primarne konstrukcije bolj ranljivi v primerjavi s predelnimi zidovi v obstoječih večetažnih objektih.

Za vitke nekonstrukcijske predelne zidove v obravnavanem objektu smo izvedli še izračun njihovih izvenravninskih kapacitet, če bi bili le-ti utrjeni s predstavljenima utrditvenima sistemoma A in B, ki sta časovno najmanj zamudna in tehnično najmanj zahtevna za izvedbo, na podlagi kvazi-statičnih cikličnih eksperimentalnih raziskav pa sta se izkazala za najučinkovitejša. Z aplikacijo utrditvenih sistemov A in B se spremeni dinamični odziv nekonstrukcijskih zidov, zato so tudi dovoljeni pomiki nekoliko večji. Z utrditvenim sistemom A se na obeh vrstah obravnavanih vitkih predelnih zidov uspešno prepreči njihovo porušitev v vseh etažah objekta, s precejšno rezervo izvenravninske kapacitete pomikov. Dovolj učinkovit je tudi bolj ekonomičen utrditveni sistem B, s katerimi lahko zagotovimo zadostno odpornost projektni potresni obtežbi zaradi zahteve po omejitvi poškodb in s tem preprečimo njihovo porušitev. Pri porobetonskih predelnih zidovih lahko porušitev izven ravnine pri projektni potresni obtežbi zaradi zahteve po neporušitvi z utrditvenim sistemom B uspešno preprečimo v vseh etažah obstoječega utrjenega objekta, medtem ko pri opečnih predelnih zidovih v najvišjem nadstropju zagotovimo v obstoječem objektu le 73 % in v utrjenem objektu 82 % vrednosti zahtevanih pomikov. Velika rezerva kapacitete pomikov utrjenih zidov s sistemom A v primerjavi s projektno potresno obtežbo potrjuje dejstvo, da je glede na material, iz katerega so grajeni nekonstrukcijski predelni zidovi, in njihovo lokacijo v objektu smiselno izbrati bolj ekonomični utrditveni sistem. V večini primerov bi zadostno izvenravninsko kapaciteto predelnih zidov zagotovili že z bolj ekonomičnim sistemom B, katerega materialni stroški utrditve so 20 krat nižji od stroškov materiala pri utrditvenem sistemu A.

9.3 Priporočila za nadaljnje raziskovanje

Med potekom raziskovalnega dela, opravljenega v okviru doktorske disertacije, so se oblikovale dodatne zamisli, ki v disertaciji niso obravnavane bodisi zaradi preseženih časovnih, finančnih in drugih omejitev bodisi ker presegajo meje ciljev disertacije. Strnemo jih lahko v predloge in priporočila za nadaljnje delo v sledečih alinejah:

- Dobrodošle bi bile dodatne eksperimentalne raziskave predstavljenih utrditvenih sistemov pri dinamični obtežbi s simulacijo na potresni mizi.
- Za predstavljene utrditvene sisteme bi bilo na preizkušancih koristno izvesti preizkuse s kombiniranim kvazi-statičnim cikličnim ravninskim in izvenravninskim obremenjevanjem.
- Dodatne ciklične preiskave utrditvenih sistemov na preizkušancih drugačnega geometrijskega razmerja višina/debelina zidu.
- Preveriti bi bilo potrebno še učinkovitost utrditvenih sistemov na preostalih vrstah nekonstrukcijskih zidov, grajenih iz drugačnega zidovja (na primer opečni zidaki s horizontalnimi odprtini).

Glede na ugotovitve, da lahko s predstavljenimi utrditvenimi ob uporabi prožnega lepila s sistemi manj invazivno in zadostno utrdimo nekonstrukcijske zidove, da se ti ne zvrnejo izven svoje ravnine, je smiselna nadaljnja optimizacija geometrijskih lastnosti mrežic iz steklenih vlaken za različne vrste zidov.

» Ta stran je namenoma prazna. «

VIRI

- Abbati, S. D., Lagomarsino, S. 2017. Out-of-plane static and dynamic response of masonry panels. *Engineering Structures* 150, 803-820. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.07.070
- Abdulla, K. F., Cunningham, L. S., Gillie, M. 2017. Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach. *Engineering structures* 151: 349-365. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.08.021
- Agnihotri, P., Singhal, V., Rai, D. C. 2013. Effect of in-plane damage on out-of-plane strength of unreinforced masonry walls. *Engineering structures* 57: 1-11. DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.09.004
- Akhoundi, F., Vasconcelos, G., Lourenco, P., Silva, L. 2016. Out-of-plane response of masonry infilled RC frames: Effect of workmanship and opening. V: Modena, C. (ur.), da Porto, F. (ur.), Valluzzi, M.R. (ur.). *Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy, 23-26 Junij 2016: 1147-1154.* DOI: 10.1201/b21889
- Al Hanoun, M. H., Abrahamczyk, L., Schwarz, J. 2019. Macromodeling of in- and out-of-plane behavior of unreinforced masonry infill walls. *Bulletin of Earthquake Engineering* 17: 519-535. DOI: 10.1007/s10518-018-0458-x
- Al-Jaberi, Z., Myers, J. J., ElGawady, M. 2016. Flexural capacity of out-of-plane reinforced masonry walls strengthened with externally bonded (EB) FRP. V: 7th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Vancouver, British Columbia, Canada, August 24-26, 2016.
- Angel, R., Abrams, D., Shapiro, D., Uzarski, J., Webster, M. 1994. Behaviour of reinforced concrete frames with masonry infills. Report No. UILU-ENG-94-2005. USA, Illinois, University of Illinois: 183 f.
- Anić, F. 2016. Proračun uokvirenog ziđa pri opterećenju u i okomito na svoju ravninu. Diplomski rad, Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku, Građevinski fakultet (samozaložba F. Anić): 142 str.
- Anić, F., Penava, D., Abrahamczyk, L., Sarhosis, V. 2020. A review of experimental and analytical studies of the out-of-plane behaviour of masonry infilled frames. *Bulletin of Earthquake Engineering* 18: 2191-2246. DOI: 10.1007/s10518-019-00771-5
- Anić, F., Penava, D., Guljaš, I., Sarhosis, V., Abrahamczyk, L. 2021. Out-of-plane cyclic response of masonry infilled RC frames: An experimental study. *Engineering Structures* 238: 112258. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112258
- Antolinc, D., Bosiljkov, V. 2021. Seismic behavior and design provisions for contemporary masonry chimney systems. V: Lakušić, S. (ur.), Atalić, J. (ur.). *Proceedings of 1st Croatian Conference on Earthquake Engineering, Zagreb, Croatia, March 22-24, 2021: 1725-1737.* DOI: 10.5592/CO/1CroCEE.2021.226
- ASCE/SEI 41-17. 2017. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers.
- Augenti, N., Parisi, F. 2010. Learning from construction failures due to the 2009 L'Aquila, Italy, Earthquake. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 24, 6: 536-555. DOI: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000122

- Barducci, S., Alecci, V. De Stefano, M., Misseri, G., Rovaro, L., Stipo, G. 2020. Experimental and Analytical Investigations on Bond Behavior of Basalt-FRCM Systems. *Journal of Composites for Construction* 24, 1: 04019055 DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000985
- Björk, M., Johanson, D. 2006. Strength tests of shell bedded autoclaved aerated concrete. Master thesis. Lund University, Institute of Technology, Department of Structural Engineering (samozaložba M. Björk in D. Johanson): 79 str.
- Bogosavljević, D. 1977. Tehničar - Građevinski priručnik 3. Sedma izd. Beograd, Izdavačko preduzeće, Građevinska knjiga: str. 61-118, 391-435.
- Bosiljkov, V. 2000. Eksperimentalne in računske raziskave vpliva modificiranih malt na mehanske lastnosti opečnate zidovine. Doktorska disertacija. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba V. Bosiljkov): 314 str.
- Bosiljkov, V., Antolinc, D., Steinecker, G., Plaskan, S. 2018. Optimization of the seismic performance of contemporary masonry chimney systems. V: Page, A. (ur.), Masia, A. (ur.), Totoev, Y. (ur.), Alterman, D. (ur.). *Proceedings of the 10th Australasian Masonry Conference: Masonry Today and Tomorrow*, Sydney, Australia, February 11-14, 2018: 309-321.
- Braga, F., Monfredi, V., Masi, A., Salvatori, A., Vona, M. 2011. Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* 9: 307-324. DOI: 10.1007/s10518-010-9205-7
- Brezar, V. 1995. Stavbarstvo. Maribor, Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo: 388 str.
- Bruneau, M. 1994. State-of-the-Art Report on Seismic Performance of Unreinforced Masonry Buildings. *Journal of Structural Engineering* 120, 1: 230-251.
- Calabrese, A., S., D'Antino, T., Poggi, C., Colombi, P., Fava, G., Pisani, M. A. 2020. Application of externally bonded inorganic-matrix composites to existing masonry structures. V: *Buildings for Education. Research for Development*. Springer, Cham: 283-292. DOI: 10.1007/978-3-030-33687-5_25
- Calvi, P. M., Sullivan, T. J. 2014. Estimating floor spectra in multiple degree of freedom systems. *Earthquakes and Structures* 7, 1: 17–38. DOI:10.12989/eas.2014.7.1.017
- Casolo, S. 2000. Modelling the out-of-plane seismic behaviour of masonry walls by rigid elements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 29: 1797-1813. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112328
- Celano, F., Cimmino, M., Coppola, O., Magliulo, G., Salzano, P. 2016. Report dei danni registrati a seguito del terremoto del Centro Italia del 24 Agosto 2016 (Release 1). <http://www.reluis.it> (Pridobljeno, 23. 3. 2021)
- Cheeke, J. D. N. 2002. Fundamentals and applications of ultrasonic waves. Boca Raton, Florida, CRC Press LLC: 480 str.
- Chica, L., Alzate, A. 2019. Cellular concrete review: New trends for application in construction. *Construction and Building Materials*, 200: 637-647. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.12.136
- Chopra, A., K. 2007. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Third Edition. New Jersey, Prentice Hall: 876 str.
- CNR-DT 215/2018. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fibre Reinforced Inorganic Matrix Systems for Strengthening Existing Structures.
- ConSensor 2.0. Consensor 2.0 – User Manual, Consensor DataBox info, Sensor manual. <https://www.consensator.eu/info> (Pridobljeno, 10.5.2019)

- Costa, A.A., Penna, A., Magenes, G. 2011. Seismic performance of autoclaved aerated concrete (AAC) masonry: from experimental testing of the in-plane capacity of walls to building response simulation. *Journal of Earthquake Engineering* 15, 1: 1-31. DOI: 10.1080/13632461003642413
- Čeru, A. 1996. HISPA-programsko orodje za analizo histereznega odziva konstrukcij. Diplomska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba A. Čeru): 153 str.
- D'Ayala, D., Paganoni, S. 2011. Assessment and analysis of damage in L'Aquila historic city centre after 6th April 2009. *Bulletin in Earthquake Engineering* 9, 1: 81-104. DOI: 10.1007/s10518-010-9224-4
- D'Ayala, D., Speranza, E. 2003. Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings. *Earthquake Spectra* 19, 3: 479-509. DOI: 10.1193/1.1599896
- da Porto, F., Guidi, G., Dalla Benetta, M., Verlato, N. 2013. Combined In-plane/Out-of-plane experimental behaviour of reinforced and strengthened infill masonry walls. V: Anderson, D. (ur.), Brzev, S. (ur.). 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, British Columbia, Junij 2-5, 2013: 11 f.
- Damiola, M., Esposito, R., Messali, F., Rots, J. 2018. Quasi-static cyclic two-way out-of-plane bending tests and analytical models comparison for URM walls. V: Milani, G. (ur.), Taliercio, A. (ur.), Garrity, S. (ur.). Proceedings of the 10th international masonry conference. Milan, Italy, Julij 9-11, 2018.
- Dančević, D. 1970. Arhitektonske konstrukcije – Knjiga 1. Niš, Zajednica zavoda za zaščito na radu; Uredništvo jugoslovenske i inostrane dokumentacije zaštite na radu: 287 str.
- Dawe, J.L., Seah, C.K. 1989. Behaviour of masonry infilled steel frames. *Journal of the Canadian Society of Civil Engineering* 16: 865-879.
- Dazio, A. 2008. The effect of the boundary conditions on the out-of-plane behavior of unreinforced masonry walls. V: Proceedings. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008.
- De Risi, M. T., Furtado, A., Rodrigues, H., Melo, J., Verderame, G. M., António, A., Varum, H., Manfredi, G. 2020. Experimental analysis of strengthening solutions for the out-of-plane collapse of masonry infills in RC structures through textile reinforced mortars. *Engineering Structures* 207: 110203. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110203
- De Santis, S., De Canio, G., de Felice, G., Meriggi, P., Roselli, I. 2019. Out-of-plane seismic retrofitting of masonry walls with Textile Reinforced Mortar composites. *Bulletin of Earthquake Engineering* 17: 6265-6300. DOI: 10.1007/s10518-019-00701-5
- Derakhshan, H. 2011. Seismic assessment of out-of-plane loaded unreinforced masonry walls. Doktorska disertacija. The University of Auckland, Department of Civil and Environmental Engineering, New Zealand: 341 str.
- Derakhshan, H., Griffith, M.C., Ingham, J.M. 2013. Out-of-plane Behavior of one-way spanning unreinforced masonry walls. *Journal of Engineering Mechanics* 139, 4: 409-417. DOI: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000347
- Derakhshan, H., Dizhur, D., Griffith, M. C., Intham, J. M. 2014. In Situ Out-of-Plane Testing of As-Build and Retrofitted Unreinforced Masonry Walls. *Journal of Structural Engineering* 140, 6: 04014022. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000960

- Dewesoft Sirius System. 2021. SIRIUS – Data Acquisition (DAQ) System.
<https://dewesoft.com/products/daq-systems/sirius> (Pridobljeno, 9.2.2021)
- DewesoftX. 2020. DEWESoft measurement innovation – user manual.
<https://manual.dewesoft.com/x/introduction> (Pridobljeno, 10.8.2020)
- Di Domenico, De Risi, M.T., Ricci, P., Verderame, G.M., Manfredi, G. 2021. Empirical prediction of the in-plane/out-of-plane interaction effects in clay brick unreinforced masonry infill walls. *Engineering Structures* 227: 111438. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111438
- DIN 4106: 1953. Wanddicken für Wohnungsbauten, Decken als Balken auf zwei Stützen, rechtwinklig zur Mittelwand gespannt. Maj 1953.
- DIN 1053: 1962. Mauerwerk, Berechnung und Ausführung. November 1962.
- DIN 1053, Beiblatt: 1963. Mauerwerk, Berechnung und Ausführung - Erläuterungen. September 1963.
- DIN 4103-1: 1984. Nichttragende innere Trennwände - Anforderungen, Nachweise. Julij 1984.
- Dizhur, D., Walsh, K., Goingo, I., Derakshan, H., Ingham, J. 2018. Out-of-plane Proof Testing of Masonry Infill Walls. *Structures* 15: 244-258. DOI: 10.1016/j.istruc.2018.07.003
- Doherty, K. 2000. An investigation of the weak links in the seismic load path of unreinforced masonry buildings. Doktorska disertacija. Adelaide University, Department of Civil and Environmental Engineering, Australia: 354 str.
- Doherty, K., Griffith, M. C., Lam, N. T. K., Wilson, J. L. 2002. Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 31, 4: 833–850. DOI: 10.1002/eqe.126
- Drysdale, R. G., Essawy, A. S. 1988. Out-of-Plane Bending of Concrete Block Walls. *Journal of Structural Engineering* 114, 1:121-133.
- Duhovnik, J. 2011. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: str. 6-1 - 6-51, 8-1 - 8-241.
- Dvornik Perhavec, D. 2016. Učinkovitejša načrtovanje projektov obnove zgodovinskih objektov z integracijo tehnologij za upravljanje znanja. Doktorska disertacija. Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo (samozaložba Dvornik Perhavec D.): 225 str.
- Dytran instruments. 2021. Dytran series 3097A2, Miniature Accelerometer.
<https://www.dytran.com/Model-3097A3-Miniature-Accelerometer-P2317/> (Pridobljeno 9.2.2021)
- Ehsani, M., Saadatnanes, H., Abdelghany, I. H., Elkafrawy, W. 1993. Flexural behavior of masonry walls strengthened with composite fabrics. V: *ACI International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures*, Detroit, 497-507.
- Ehsani, M., Saadatmanesh, H. 1996. Seismic retrofit of URM walls with fibre composites. *Masonry Society Journal*, 14, 2: 63-72.
- Fagone, M., Ranocchiai, G. 2018. Experimental investigation on out-of-plane behavior of masonry panels strengthened with CFRP sheets. *Composites Part B* 150: 14-26. DOI: 10.1016/j.compositesb.2018.05.031
- Fajfar, P. 2000. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*. 16, 3: 573–592. DOI: 10.1193/1.1586128
- Fajfar, P. 2021. O potresni ogroženosti v Sloveniji. Slovenska akademija znanosti in umetnosti.
<https://www.sazu.si/events/6011229012416e9924e4eabb> (Pridobljeno, 25.4.2021)

- Ferreira, T. M., Costa, A. A., Costa, A. 2015. Analysis of the out-of-plane seismic behavior of unreinforced masonry: A literature review, *International Journal of Architectural Heritage* 9: 949-972. DOI: 10.1080/15583058.2014.885996
- Ferretti, D., Michelini, E., Rosati, G. 2015. Mechanical characterization of autoclaved aerated concrete masonry subjected to in-plane loading: Experimental investigation and FE modelling. *Construction and Building Materials* 98: 353-365. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.08.121
- Fikri, R., Dizhur, D., Walsh, K., Ingham, J. 2019. Seismic performance of Reinforced Concrete Frame with Masonry Infill buildings in the 2010/2011 Canterbury, New Zealand earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering* 17: 737-757. DOI: 10.1007/s10518-018-0476-8
- Filiatrault, A., Sullivan, T. 2014. Performance-based seismic design of nonstructural building components: The next frontier of earthquake engineering. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 13, 1: 17-46. DOI: 10.1007/s11803-014-0238-9
- Fiorato A.E., Sozen M.A., Gamble W.L. 1970. An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls. Technical Report UILU-ENG-70-100. USA, Illinois, University of Illinois, Department of Civil Engineering: 492 f.
- Flanagan, R.D., Bennett, R.M., 1999. Bidirectional behavior of structural clay tile infilled frames. *Journal of Structural Engineering* 125, 3: 236-244. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:3A3(236)
- Fried, A. N., Roberts, J.J., Limbachiya, M. C., Ahmed, A. 2005. Thin Joint Masonry in the UK. *Masonry International, Journal of British Masonry Society*, Summer 2005: 85-87.
- From Serbia to Croatia, the mission of earthquake experts in Petrinja.
<https://adriseismic.adrioninterreg.eu/news/serbian-mission-earthquake-croatia-february-2021>
(Pridobljeno: 20.3.2021).
- Fudge, C. A. 2000. Developments with Thin-Joint AAC Masonry in the UK. V: *Proceedings of 12th International Brick/Block Masonry Conference*. Madrid, Spain, 25-28 Junij 2000: 633-641.
- Furtado, A., Rodrigues H., Arêde, A., Varum, H. 2020. Impact of the Textile Mesh on the Efficiency of TRM Strengthening Solutions to Improve the Infill Walls Out-of-Plane Behaviour. *Applied Sciences* 10, 23: 8745. DOI: 10.3390/app10238745
- Galati, N., Tumialan, G., Nanni, A. 2006. Strengthening with FRP bars of URM walls subject to out-of-plane loads. *Construction and Building Materials* 20: 101-110. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2005.06.047
- Gattesco, N., Boem, I. 2017. Out-of-plane behavior of reinforced masonry walls: Experimental and numerical study. *Composites Part B* 128, 38-52. DOI: 10.1016/j.compositesb.2017.07.006
- Giaretton, M., Dizhur, D., Ingham, J. M., 2016a. Dynamic testing of as-built clay brick unreinforced masonry parapets. *Engineering Structures*, 127: 676-685. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.09.016
- Giaretton, M., Dizhur, D., da Porto, F., and Ingham, J. M. 2016b. Construction details and observed earthquake performance of unreinforced clay brick masonry cavity-walls. *Structures* 6: 159-169. DOI: 10.1016/j.istruc.2016.04.004
- Giaretton, M., Ingham, J. M., Dizhur, D. 2018. Experimental validation of seismic retrofit solutions for URM chimneys. *Bulletin of Earthquake Engineering* 16: 295-313. DOI: 10.1007/s10518-017-0200-0
- Giuffrè, A. 1992. Seismic safety and strengthening of historical buildings and urban fabrics. V: *Proceedings of 10th world conference on earthquake engineering*, Madrid, Spain, 19-24 July, 1992.

- Godio, M., Beyer, K. 2017. Analytical model for the out-of-plane response of vertically spanning unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 46, 15: 2757-2776. DOI: 10.1002/eqe.2929
- Gokmen, F., Binici, B., Aldemir, A., Taghipour, A., Canbay, E. 2019. Seismic behavior of autoclaved aerated concrete low rise buildings with reinforced wall panels. *Bulletin of Earthquake Engineering* 17: 3933-3957. DOI: 0.1007/s10518-019-00630-3
- Gosar, A., 2011. Osnove seizmologije, Skripta, Naravoslovnotehniška fakulteta, Univerza v Ljubljani: 70 str.
- Graziotti, F., Tomassetti, U., Penna, A., Magenes, G. 2016. Out-of-plane shaking table tests on URM single leaf and cavity walls. *Engineering Structures* 125: 455-470. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.07.011
- Graziotti, F., Tomassetti, U., Sharma, S., Grottoli, L., Magenes, G. 2019. Experimental response of URM single leaf and cavity walls in out-of-plane two-way bending generated by seismic excitation. *Construction and Building Materials* 195: 650-670. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.10.076
- Griffith M. C., Magenes G., Melis G., Picchi L. 2003. Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation. *Journal of Earthquake Engineering* 7, 1: 141–169. DOI: 10.1080/13632460309350476
- Griffith M. C., Lam, N. T.K, Wilson, J. L., Doherty, K. 2004. Experimental investigation of unreinforced brick masonry walls in flexure. *Journal of Structural Engineering* 130, 3: 423-432.
- Griffith, M. C., Vaculik, J., Lam, N.T.K., Wilson, J., Lumantarna, E. 2007. Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 36: 801-821. DOI: 10.1002/eqe.654
- Griffith M. C., Kashyap, J., Ali, M. M.S, 2013. Flexural displacement response of NSM FRP retrofitted masonry walls. *Construction and Building Materials* 49: 1032-1040. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.06.065
- Halici, O. F., Dalgic, K. D., Ozoren, O., Ugurlu, K., Demir, C., Comert, M., Ilki, A. 2018. From experiments to seismic design rules for structures built with reinforced autoclaved aerated concrete panels. *Ce/papers* 2: 275-282. DOI: 10.1002/cepa.831
- Harajli, M., ElKhatib, H., San-Jose, J. T. 2010. Static and Cyclic Out-of-Plane Response of Masonry Walls Strengthened Using Textile-Mortar System. *Journal of Materials in Civil Engineering* 22, 11: 1171-1180. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000128
- Hashemi, A., Mosalam, K. M. 2007. Shake-table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 35: 1827-1852. DOI: 10.1002/eqe.612
- Hashemi Rafsanjani, S., Lourenço, P. B., Peixinho, N. 2015. Dynamic interface model for masonry walls subjected to high strain rate out-of-plane loads. *International journal of impact engineering* 76: 28-37. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2014.09.002
- Hellers, B. G., Schmidt, B.R. Autoclaved aerated concrete (AAC) – the story of a low-weight material. V: 5th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete: Securing a sustainable future. Boronski, D. (ur.) Bydgoszcz, Poland, 14-17 September 2011: 63-70.
- Heyman, J. 1966. The stone skeleton. *International Journal of Solids and Structures* 2, 2: 249-279. DOI: 10.1016/0020-7683(66)90018-7
- Industrija apna Kresnice, 2019. Kalcijevo apno SIST EN 459-1:2010 CL 70-S. Izjava o lastnostih.

- Ingham, J., Griffith, M. 2010. Performance of Unreinforced Masonry Buildings During the 2010 Darfield (Christchurch, Nz) Earthquake. *Australian Journal of Structural Engineering* 11, 3: 207-224. DOI: 10.1080/13287982.2010.11465067
- Ismail, N., Griffith, M., Ingham, J.M. 2011. Performance of masonry buildings during the 2010 Darfield (New Zealand) earthquake. V: Schultz, A. E. (ur.), Weeks, J. S.(ur.), Bigelow, O.(ur.), Popehn, B. (ur.). *Proceedings, 11th North American Masonry Conference, Junij 5-8, 2011*: 921-928.
- Jacobsen, L. S. 1930. Steady forced vibration as influenced by damping. *Transactions ASME* 52, 1: 169-181.
- Jayaram, N., Lin, T., Baker, J.W. 2011. A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. *Earthquake Spectra* 27, 3: 797-815. DOI: 10.1193/1.3608002
- JUS B.D1.011:1979. Pune opeke od gline, Tehnički uslovi.
- JUS B.D1.013:1979. Fasadne pune opeke od gline, Tehnički uslovi.
- JUS B.D1.022:1979. Šuplje ploče, Tehnički uslovi.
- JUS B.D1.022:1987. Šuplje ploče i porolit-ploče od gline, Tehnički uslovi.
- JUS B.D1.024:1979. Porolit-ploče od gline, Tehnički uslovi.
- JUS U.N1.308/1989. Čelijast beton - Zidni blokovi od gasbetona i penobetona.
- Kariou, F.A., Triantafyllou, S.P., Bournas, D.A., Koutas, L.N. 2018. Out-of-plane response of masonry walls strengthened using textile-mortar system. *Construction and Building Materials* 165: 769-781. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.01.026
- Klun, M., Bokan-Bosiljkov, V., Beguš, S., Ranogajec, S., Jagličić, Z. 2018. Assessment of internal relative humidity and temperature of cement-based materials – parallel study using two sensor systems. V: *SynerCrete'18: Interdisciplinary Approaches for Cement-based Materials and Structural Concrete: Synergizing Expertise and Bridging Scales of Space and Time*. Azenha M. (ur.), Schlicke D. (ur), Benboudjema F. (ur), Jedrzejewska A. (ur). Funchal, Madeira Island, Portugal, 24-26 October 2018: 111-116. DOI: 10.5281/zenodo.1405563
- Klun, M., Bosiljkov, V., Bokan-Bosiljkov, V. 2021. The Relation between Concrete, Mortar and Paste Scale Early Age Properties. *Materials*, 14, 1569: 1-24. DOI: 10.3390/ma14061569
- Kouris, L. A. S., Triantafyllou, T. C. 2018. State-of-the art on strengthening of masonry structures with textile reinforced mortar (TRM). *Construction and Building Materials* 188: 1221-1233. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.08.039
- Kurnjek, L. 2012. *Ciklo – Program za analizo rezultatov histereznega odziva zidov*. Diplomaska naloga, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba L. Kurnjek): 94 str.
- Kuzik, M. D., Elwi, A. E., Cheng, R. J. J. 2003. Cyclic flexure tests of masonry walls reinforced with glass fiber reinforced polymer sheets. *Journal of Composites for Construction* 7, 1: 20-30. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2003)7:1(20)
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. 2013. TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures* 56: 1787-1799.
- Lagomarsino, S. 2015. Seismic assessment of rocking masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering* 13, 1: 97-128. DOI: 10.1002/eqe.2929
- Lam N. T. K., Griffith, M., Wilson, J., Doherty, K. 2003. Time-history analysis of URM walls in out-of-plane flexure. *Engineering structures* 25: 743-454. DOI: 10.1016/S0141-0296(02)00218-3

- Leone, M., Aiello, M. A., Balsamo, A., Carozzi, F.G., Ceroni, F., Corradi, M., Gams, M., Garbin, E., Gattesco, N., Krajewski, P., Mazzotti, C., Oliveira, D., Papanicolaou, C., Ranocchiai, G., Roscini, F., Saenger, D. 2017. Glass fabric reinforced cementitious matrix: Tensile properties and bond performance on masonry substrate. *Composites Part B* 127: 196-214. DOI: 10.1016/j.compositesb.2017.06.028
- Lin, J., Mahin, S. A. 1985. Seismic Response of Light Subsystems on Inelastic Structures. *Journal of Structural Engineering* 111, 2: 400–417, 1985.
- Lombar, J. N. 2021. Celostni pristop utrjevanja javnih stavb zgrajenih pred uvedbo predpisov za potresno odporno gradnjo v Sloveniji. Magistrsko delo, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. N. Lombar): 102 str.
- Longo, F., Wiebe, L., da Porto, F., Modena, C. 2018. Application of an in-plane /out-of-plane interaction model for URM infill walls to dynamic seismic analysis of RC frame buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 16: 6163-6190. DOI: 10.1007/s10518-018-0439-0
- Lönhoff, M., Sadegh-Azar, H. 2018. Seismic out-of-plane behavior of unreinforced masonry walls. *Ce/papers* 2: 291-299. DOI: 10.1002/cepa.844
- Lourenço, P. B. 2000. Anisotropic softening model for masonry plates and shells. *Journal of Structural Engineering* 126, 9: 1008-1016. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:9(1008)
- Lutman, M. 2004. Poročilo o pregledu zidov, sten in stebrov v objektu Osnovna šola Riharda Jakopiča v Ljubljani ter laboratorijskih preiskavah vzorcev betona. Tehnično poročilo. Ljubljana, ZAG: 16 str.
- M6.4 CROATIA on December 29th 2020 at 11:19 UTC.
<https://www.emsc-csem.org/Earthquake/264/M6-4-CROATIA-on-December-29th-2020-at-11-19-UTC> (Pridobljeno: 20.3.2021).
- Markušić, S., Stanko, D., Korbar, T., Belić, N., Penava, D., Kordić, B. 2020. The Zagreb (Croatia) M5.5 Earthquake on 22 March 2020. *Geosciences* 10, 252: 1-21. DOI: 10.3390/geosciences10070252
- McKenney, C. 2019. Reconnaissance Observation Report Albania M6.4 Earthquake on November 26, 2019: 42 f.
- Medina, R. A., Sankaranarayanan, R., Kingston, K. M. 2006. Floor response spectra for light components mounted on regular moment-resisting frame structures. *Engineering Structures* 28, 14: 1927–1940. DOI: 10.1016/j.engstruct.2006.03.022
- Menon, A., Magenes, G., 2011. Definition of seismic input for out-of-plane response of masonry walls: I. parametric study, *Journal of Earthquake Engineering* 15, 2: 165-194. DOI:10.1080/13632460903494446
- Mercuri, M., Pathirage, M., Gregori, A., Cusatis, G. 2020. Computational modelling of the out-of-plane behaviour of unreinforced irregular masonry. *Engineering Structures* 223: 111181. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111181
- Messali, F., Ravenshorst, G., Esposito, R., Rots, J. 2017. Large-scale testing program for the seismic characterization of Dutch masonry walls. V: *Proceeding of the 16th world conference on earthquake engineering*, Santiago, Chile, Januar 9-13, 2017.
- Miccolli, L. 2018. Seismic performances of AAC masonry: A review of experimental and numerical approaches. *Ce/papers*, 2: 301-309. DOI: 10.1002/cepa.878

- Minafo, G., Cucchiara, C., Monaco, A., la Mendola, L. 2017. Effect of FRP strengthening on the flexural behaviour of calcarenite masonry walls. *Bulletin of Earthquake Engineering* 15: 3777-3795. DOI: 10.1007/s10518-017-0112-z
- Miranda, E., Mosqueda G., Retamales, G., Pekcan, G. 2012. Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile earthquake. *Earthquake Spectra* 28, S1: S453-S471.
- Miranda, E., Brzev, S., Bijelić, N., et al. 2021. Joint Reconnaissance Report (JRR) in StEER-EERI: Petrinja, Croatia December 29, 2020, Mw 6.4 Earthquake. Report No. PRJ-2959. DesignSafe-CI: 206 f. DOI: 10.17603/ds2-1w0y-5080
- Moon, L., Dizhur, D., Senaldi, I., Derakhshan, H., Griffith, M., Magenes, G., Ingham, J. 2014. The demise of the URM building stock in Christchurch during the 2010-2011 Canterbury earthquake sequence. *Earthquake Spectra* 30, 1: 253-76. DOI:10.1193/022113EQS044M.
- Morandi, P., Milanesi, R., Magenes, G. 2017. Innovative seismic solution for clay masonry with sliding joints: principles and details. V: Proceeding of the 16th world conference on earthquake engineering, Santiago, Chile, Januar 9-13, 2017.
- Mosalam, K. M., White, R. N., Gergely, P. 1997. Static response of infilled frames using quasi-static experimentation. *Journal of Structural Engineering* 123, 11: 1462-1469.
- Mosallam, A. S., 2007. Out-of-plane flexural behavior of unreinforced red brick walls strengthened with FRP composites. *Composites Part B* 38, 5-6: 559-574. DOI: 10.1016/j.compositesb.2006.07.019
- Mostofinejad, D., Mahmoudabadi, E. 2010. Grooving as alternative method of surface preparation to postpone debonding of FRP laminates in concrete beams. *Journal of Composites for Construction* 14, 6: 804-811. DOI: 10.1061/ASCECC.1943-5614.0000117
- Padalu, P. K. V. R, Singh, Y., Das, S. 2019. Out-of-plane flexural strengthening of URM wallets using basalt fibre reinforced polymer composite. *Construction and Building Materials* 216: 272-295. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.04.268
- Padalu, P. K. V. R., Singth, Y., Das. 2020. S. Analytical modelling of out-of-plane flexural response of unreinforced and strengthened masonry walls. *Engineering Structures* 218: 110797. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110797
- Page, A. W. 1981. The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 71, 3: 893-906. DOI: 10.1680/iicep.1981.1825
- Page, A. W. 1991. The Newcastle earthquake – Behaviour of masonry structures. *Masonry International, Journal of British Masonry Society* 5, 1: 11-18.
- Papanicolau, C. G., Triantafillou, T. C., Papathanasiou, M. 2008. Textile reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading. *Materials and Structures* 41, 1: 143-157. DOI: 10.1617/s11527-007-9226-0
- Paton-Cole, V. P., Gad, E. F., Clifton, C., Lam, N. T. K., Davies, C., Hicks, S. 2012. Out-of-plane performance of a brick veneer steel-framed house subjected to seismic loads. *Construction and Building Materials* 28, 1: 779-790. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2011.10.033
- PEER. 2013. Pacific Earthquake Engineering Research Center: PEER Strong Motion Database. Berkley, University of California, <https://ngawest2.berkeley.edu/> (Pridobljeno 28.9.2019)
- Penna, A., Morandi, P., Rota, M., Manzini, C. F., da Porto, F., Magenes, G. 2014. Performance of masonry buildings during the Emilia 2012 earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* 12, 5: 2255-2273. DOI:10.1007/s10518-013-9496-6

- Perrone D., Calvi, P.M., Nascimbene, R., Fisher, E.C., Magliulo, G. 2019. Seismic performance of non-structural elements during the 2016 Central Italy earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* 17: 5655-5677. DOI: 10.1007/s10518-018-0361-5
- Petrone, C., Magliulo, G., Manfredi, G. 2014. Shake table tests for the seismic assessment of hollow brick internal partitions. *Engineering structures* 72: 203-214.
- Politopoulos, I. 2010. Floor Spectra of Nonlinear MDOF Structures. *Journal of Earthquake Engineering* 14, 5: 726–742. DOI:10.1080/13632460903427826
- Pravilnik o jugoslovanskih standardih za celičast beton. Uradni list SFRJ, št. 38/77 in 11/80.
- Pravilnik o tehničkim normativima za zidane zidove. Službeni list SFRJ, št. 87/91.
- Pravilnik o tehničnih normativih ter pogojih za projektiranje in izvajanje konstrukcij s predfabrikati iz nearmiranega in armiranega plinastega betona in penastega betona. Uradni list SFRJ, št. 14-194/1974.
- Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih. Uradni list SFRJ, št. 31/1981.
- Pravilnik o tehničnih ukrepih in pogojih za izvajanje zidov stavb. Uradni list SFRJ, št. 17-214/1970.
- Pravilnik o začasnih tehničnih predpisih za grajenje na potresnih področjih. Uradni list SFRJ, št. 39/1964.
- prEN 1996-1-1:2017 – Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. CEN/TC 250, Brussels, Belgium.
- prEN 1998-1-1:2019 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1-2: General rules and seismic action. CEN/TC 250, Brussels, Belgium.
- prEN 1998-1-2:2019 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1-2: Rules for new buildings. CEN/TC 250, Brussels, Belgium.
- prEN 1998-3:2019 – Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges. CEN/TC 250, Brussels, Belgium.
- Priestley M. J. N., Thorby P. N., McLarin, M. W., Bridgeman, D. O. 1979. Dynamic performance of brick masonry veneer panels. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* 12, 4: 314-323.
- Priestley, M. J. N. 1985. Seismic behaviour of unreinforced masonry walls. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* 18, 2: 191-205. DOI: 10.5459/bnzsee.19.1.65-75
- Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. M. 1996. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York, John Wiley & Sons Inc., 686 str.
- Pristavec, V. 2020. Spremljanje vlažnosti v kompozitih z mineralnim vezivom. *Diplomska naloga*, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba V. Pristavec): 51 str.
- Proceq. 2015. Operating Instructions. *Shear Wave Transducers 250 kHz*: 4 str.
https://www.proceq.com/uploads/tx_proceqproductcms/import_data/files/Shear%20Wave%20Transducer_OI_E_2014_high.pdf (Pridobljeno 25.10.2017)
- Proceq. 2015. Operating Instructions. *Pundit PL-200*: 28 str.
https://www.proceq.com/uploads/tx_proceqproductcms/import_data/files/Pundit%20PL-200_Operating%20Instructions_English_high.pdf (Pridobljeno 25.10.2017)
- Pujol, S., Ramirez, J., Sarria, A. 1999. Coffee Zone, Columbia, January 25 Earthquake, Observations on the Behaviour of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings, 9 str.

- Reneckis, D., LaFave, J. M., Clarke, W. M. 2004. Out-of-plane performance of brick veneer walls on wood frame construction 26: 1027-1042. DOI: 10.1016/j.engstruct.2004.02.013
- Roca, P., Molins, C., Mari, A. R. 2005. Strength Capacity of Masonry Wall Structures by the Equivalent Frame Method. Journal of Structural Engineering 131, 10: 1601-1610. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131%3A10(1601)
- S.T.A. Data. 2020. 3Muri User manual, Release 12.6.0: 315 str.
www.stadata.com/Aggiornamenti/3Muri/manuali/3Muri12.6.0_ENG.zip (Pridobljeno 15.11.2020)
- Salonit Anhovo, 2017. Universal cement 42,5 N. Tehnični list.
<https://www.salonit.si/proizvodi/cementi/2018091011541691> (Pridobljeno 1.3.2021)
- Sandoval, C., Roca, P., Bernat, E., Gil, L., 2011. Testing and numerical modelling of buckling failure of masonry walls. Construction and Building Materials 25: 4394-4402. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2011.01.007
- Sewell, R. T., Cornell, C. A., Toro, G. R., McGuire, R. K. 1986. A study of factors influencing floor response spectra in nonlinear multi degree of freedom structures, Report No. 82. The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA, USA.
- SIST EN 771-1:2011. Specifikacija za zidake – 1.del: Opečni zidaki. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 772-1:2011+A1:2015. Metode preskušanja zidakov – 1. del: Določevanje tlačne trdnosti. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 772-13:2002. Metode preskušanja zidakov – 13. del: Določevanje neto in bruto gostote suhih zidakov (razen za naravni kamen). Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 772-21:2011. Metode preskušanja zidakov – 21. del: Ugotavljanje vpijanja hladne vode opečnih in apneno peščenih zidakov. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1015-3:2001. Metode preskušanja zidarske malte – 3. del: Določevanje konsistence sveže malte (s stresalno mizo). Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1015-11:2001/A1:2007. Metode preskušanja zidarske malte – 11. del: Določevanje upogibne in tlačne trdnosti strjene malte. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1052-5:2005. Metode preskušanja za zidovje – 5. del: Ugotavljanje sprijemne trdnosti z metodo »Bond Wrench«. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1351:2001. Določevanje upogibne trdnosti avtoklaviranega celičastega betona. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 12390-13:2014. Preskušanje strjenega betona – 13. del: Določanje sekantnega modula elastičnosti pri tlačni obremenitvi. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1996-1-1:2006. Projektiranje zidanih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1996-1-1:2006+A1:2013/oA101. Projektiranje zidanih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1996-2:2006. Projektiranje zidanih konstrukcij – Del 2: Projektiranje z upoštevanjem izbire materialov in izvedbe zidovja. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1996-3:2006. Projektiranje zidanih konstrukcij – Del 3: Poenostavljene računске metode za nearmirane zidane konstrukcije. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

- SIST EN 1998-1:2005. Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1998-1:2005/A101:2006. Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1998-3:2005. Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 3: Ocena in prenova stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1998-6:2005. Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 6: Stolpi, jambori, dimniki. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- Službeni list Kraljevske banske uprave Dravske banovine, 47/985: 1931. Gradbeni pravilnik. Ljubljana, Kraljevina Jugoslavija.
- Službeni list Kraljevske banske uprave Dravske banovine, 16/164: 1933. Gradbeni pravilnik. Ljubljana, Kraljevina Jugoslavija.
- Snoj, J. 2014. Ocena potresnega tveganja zidanih stavb. Doktorska disertacija. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Snoj): 241 str.
- Snoj, J., Dolšek, M. 2020. Pushover-based seismic risk assessment and loss estimation of masonry buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 49, 6: 567-588. DOI: 10.1002/eqe.3254
- So, E., Babić, A., Majetic, H., Valentina, P., Verruci, E., Contreras Mojica, D., Rossetto, T., Wilkinson, S., Keogh, C., D'Ayala, D. 2020. The Zagreb Earthquake of 22 March 2020 – A remote study by the LfE UK team for EEFIT. Technical Report. Swindon, Wiltshire, UKRI Engineering and Physical Sciences Research Council: 90 f.
- Sorrentino, L., D'Ayala, D., de Felice, G., Griffith, M. C., Lagomarsino, S., Magenes, G. 2017. Review of out-of-plane seismic assessment techniques applied to existing masonry buildings. *International Journal of Architectural Heritage* 11, 1: 1-20. DOI: 10.1080/15583058.2016.1237586
- Sorrentino, L., Cattari, S., da Porto, F., Magenes, G., Penna, A. 2019. Seismic behaviour of ordinary masonry buildings during the 2016 central Italy earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering* 17: 5583-5607. DOI: 10.1007/s10518-018-0370-4
- Stempniewski, L., Mowrtage, W., Urban, M. 2014. Seismic collapse prevention of non-structural infill masonry using eq-top: An easy earthquake fibre retrofitting system. *Arabian Journal of Science and Engineering* 39, 3: 1599-1605. DOI: 10.1007/s13369-013-0793-9
- Stepinac, M., Lourenço, P. B., Atalić, J., Kišiček, T., Uroš, M., Baniček, M., Šavor Novak, M. 2021. Damage classification of residential buildings in historical downtown after the ML5.5 earthquake in Zagreb, Croatia in 2020. *International Journal of Disaster Risk Reduction* 56, 102140: 1-20.
- Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2011. Karta potresne intenzitete. *Ujma* 25: 226-231.
- Taghavi, S., Miranda, E. 2003. Response assessment of nonstructural building elements. University of Berkeley, PEER Report 2003/05: 84 str.
- Tomassetti, U., Graziotti, F., Penna, A., Magenes, G. 2018. Modelling one-way out-of-plane response of single-leaf and cavity walls. *Engineering Structures* 167: 241-255. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.04.007
- Tomažević, M. 1999. Earthquake-resistant design of masonry buildings. London, Imperial College Press, 268 str.
- Tomažević, M., Gams, M. 2010. Obnašanje hiš YTONG pri potresni obtežbi: Modelne preiskave na potresni mizi. *Gradbeni vestnik* 59: 130-146.

- Tomažević, M., Gams, M. 2012. Shaking table study and modelling of seismic behaviour of confined AAC masonry buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 10, 863-893. DOI: 10.1007/s10518-011-9331-x
- Uranjek, M. 2011. Propadanje in trajnostna obnova ovoja stavbne dediščine. Doktorska disertacija. Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Uranjek): 261 str.
- Valuzzi, M. R., Da Porto, F., Garbin, E., Panizza M. 2014. Out-of-plane behaviour of infill masonry panels strengthened with composite materials. *Materials and Structures* 47: 2131-2145. DOI: 10.1617/s11527-014-0384-6
- Van Beek, A. 2000. Dielectric properties of young concrete. Non-destructive dielectric sensor for monitoring the strength development of young concrete. Doktorska disertacija. Delft, Delft University of Technology, Delft University Press: 176 str.
- Van Dam, J., 2015. Validation of efficient numerical models for out-of-plane bending of unreinforced masonry wall, Master of science thesis, Delft university of technology: 170 str.
- Vasconcelos, G. 2015. Masonry components. V: Beer M. (ur.), Kougoumtzoglou I. A. (ur.), Patelli E. (ur.), Au SK. (ur.). *Encyclopedia of Earthquake Engineering*. Springer, Berlin, Heidelberg. DOI: 10.1007/978-3-642-35344-4_152
- Velazquez-Dimas, J. I., Ehsani, M. R., Saadatmanesh, H. 2000. Out-of-plane behavior of brick masonry walls strengthened with fiber composites. *ACI Structural Journal* 97, 3: 377-387.
- Vidic, T., Fajfar, P., Fishinger, M. 1994. Consistent inelastic design spectra: strength and displacement, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 23, 5: 507-521. DOI: 10.1002/eqe.4290230504
- Vukobratović, V. 2015. Vpliv nelinearnega potresnega odziva konstrukcij na etažne spektre pospeškov. Doktorska disertacija. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba V. Vukobratović): 208 str.
- Vukobratović, V., Fajfar, P. 2017. Code-oriented floor acceleration spectra for building structures. *Bulletin of Earthquake Engineering* 15: 3013-3026. DOI: 10.1007/s10518-016-0076-4
- YTONG, 2018. Ytong ZP 10. Izjava o lastnostih št. 86000168.
https://www.ytong.si/si/docs/Ytong_ZP-10-20-3.0-0.45.pdf (Pridobljeno 1.3.2021)
- YTONG, 2018. Navodila za zidanje.
https://www.ytong.si/si/docs/navodila_za_zidanje.pdf (Pridobljeno 9.10.2018)
- YTONG, 2019. Ytong FIX N200. Izjava o lastnostih št. 39900015.
https://www.ytong.si/si/docs/DoP_SLO-ENG_Ytong-Fix_Precol_POE.pdf
(Pridobljeno 1.3.2021)
- Žarnić, R., Tomažević, M. 1985. Study of the behaviour of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to seismic loading. V: McNeilly, T. (ur.), Scrivener, C. (ur.). *Proceedings of the 7th International Conference on Brick Masonry Conference*, Melbourne, Australia, Februar 17-20, 1985: 1315-1325.