

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



PODIPLOMSKI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVO

DOKTORSKI ŠTUDIJ

Kandidat:

mag. MOJMIR URANJEK, univ. dipl. inž. grad.

**PROPADANJE IN TRAJNOSTNA OBNOVA OVOJA
STAVBNE DEDIŠČINE**

Doktorska disertacija štev.: 219

**DEGRADATION AND SUSTAINABLE RENOVATION
OF HERITAGE BUILDINGS ENVELOPE**

Doctoral thesis No.: 219

Temo doktorske disertacije je odobrila Komisija za doktorski študij na 21. redni seji 14. maja 2009. Za mentorico je bila imenovana doc. dr. Violeta Bokan-Bosiljkov, za somentorja pa prof. dr. Roko Žarnić.

Ljubljana, 21. november 2011

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi

- doc. dr. Violeta Bokan-Bosiljkov
- izr. prof. dr. Roko Žarnić
- doc. dr. Jelka Pirkovič, UL FF
- prof. dr. Breda Mirtič, UL FNT,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo
na 26. redni seji dne 25. marca 2009.

Komisijo za oceno doktorske disertacije v sestavi

- doc. dr. Vlatko Bosiljkov,
- izr. prof. dr. Jana Šelih,
- prof. dr. Breda Mirtič, UL NTF,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo
na 21. redni seji dne 25. maja 2011.

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi

- prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik,
- izr. prof. dr. Violeta Bokan-Bosiljkov, mentorica,
- prof. dr. Roko Žarnić, somentor,
- doc. dr. Vlatko Bosiljkov,
- izr. prof. dr. Jana Šelih,
- prof. dr. Breda Mirtič, UL NTF,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo
na 24. redni seji dne 26. 10. 2011.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



IZJAVA O AVTORSTVU

Večino raziskovalnega dela smo opravili v Konstrukcijsko prometnem laboratoriju FGG v Ljubljani. Del laboratorijskih raziskav smo opravili v laboratoriju Gradbenega inštituta ZRMK in ZAG-u v Ljubljani. In situ preiskave smo opravili na kamniti zidani stavbi v vasi Čezsoča v Posočju.

Podpisani **mag. MOJMIR URANJEK**, univ. dipl. inž. grad., izjavljam, da sem avtor doktorske disertacije z naslovom: »**PROPADANJE IN TRAJNOSTNA OBNOVA OVOJA STAVBNE DEDIŠČINE**«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 21. november 2011

.....
(podpis)

ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7:69.059:719(043.3)
Avtor:	mag. Mojmir Uranjek
Mentorica:	izr. prof. dr. Violeta Bokan-Bosiljkov
Somentor:	prof. dr. Roko Žarnić
Naslov:	Propadanje in trajnostna obnova ovoja stavbne dediščine
Obseg in oprema:	261 str., 39 pregl., 183 sl., 88 en.
Ključne besede:	stavbna dediščina, propadanje, zmrzovanje/tajanje, trajnostna obnova, utrjevanje, injektiranje, potresna odpornost

Izvleček

Osnovno izhodišče doktorske disertacije je definirati okvire trajnostne obnove stavbne dediščine, predvsem njenega ovoja kot najbolj izpostavljenega stavbnega sklopa. V okviru raziskav smo se osredotočili na poškodbe, ki bi jih lahko na ovoju povzročile podnebne spremembe in potresna obremenitev. V sklopu laboratorijskih preiskav smo načrtovali in preskušali več sestav malt in injekcijskih mešanic na osnovi apnenega veziva z ali brez mineralnih dodatkov, primernih za obnovo in/ali utrjevanje stavbnega ovoja. Rezultati kažejo ugoden vpliv mineralnih dodatkov, kot so apnenčeva moka, žlindra in tuf na lastnosti malt in injekcijskih mešanic. Na opečnih zidkih, grajenih iz dveh malt razvitih v okviru lastnih raziskav, smo ocenili vpliv izmenjujočih se ciklov zmrzovanja/tajanja na trajnost in nosilnost opečnega ovoja. Zidki iz običajne apnene malte in zidki, zgrajeni iz apnene malte z dodano žlindro, so ne glede na poškodbe, brez posledic na mehanske lastnosti sposobni prenesti vsaj 50 ciklov zmrzovanja/tajanja. Po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja pa se poškodbe odrazijo na zmanjšanju modulov elastičnosti. V okviru in situ preiskav smo ovrednotili kakovost in učinkovitost izbranega utrditvenega trajnostnega posega – sistematičnega injektiranja ovoja kamnite stavbe s cementnimi in cementno-apnenimi injekcijskimi mešanicami. Nelinearna potresna analiza kamnite stavbe, izvedena na osnovi rezultatov in situ preiskav, kaže, da lahko za analizirano vrsto zidov tudi s cementno-apnenimi injekcijskimi mešanicami, ki so za utrjevanje stavbne dediščine primernejše, dosežemo zadostno stopnjo potresne odpornosti.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7:69.059:719(043.3)
Author: Mojmir Uranjek, M. Sc.
Supervisor: assoc. prof. Violeta Bokan-Bosiljkov, Ph.D
Co-supervisor: prof. Roko Žarnić, Ph.D.
Title: Degradation and Sustainable Renovation of Heritage Buildings
Envelope
Scope and tools: 261 p., 39 tab., 183 fig., 88 eq.
Keywords: heritage buildings, degradation, freeze/thaw, sustainable renovation,
strengthening, grout injection, seismic resistance

Abstract

The aim of the doctoral dissertation was to define the framework for sustainable renovation of heritage buildings, particularly of the building envelope as the most exposed part. The research was focused on the damage that could be caused by climate change or seismic loads. As a part of the laboratory tests, several mortar and injection grout compositions based on calcium binders with or without mineral additives, suitable for renovation and/or strengthening of the building envelope were designed and tested. It was found that mineral additives such as limestone powder, slag and tuff have a beneficial effect on the properties of mortars and injection grouts. In continuation, the brick wallets were built with developed mortars and the influence of freeze/thaw cycles on their mechanical properties and durability was evaluated. The wallets built with lime or lime-slag mortar were able to withstand at least 50 freeze/thaw cycles without any effect on their mechanical properties, while after 150 freeze/thaw cycles, the damage was reflected in the reduction of modulus of elasticity. In situ test performed on a stone masonry building enabled us to evaluate the quality and effectiveness of grout injection (using cement or cement-lime grouts) as the chosen sustainable strengthening procedure. The results of the performed seismic analysis based on the experimentally obtained mechanical properties of masonry showed, that in the case of the type of walls under consideration, an adequate level of seismic resistance can be achieved also by using combined cement-lime grouts, which are more suitable for strengthening of heritage buildings.

ZAHVALA

Zahvaljujem se vsem, ki so me na poti do zastavljenega cilja podpirali in prispevali svoj delež k nastanku te doktorske disertacije. Najprej hvala vsem sodelavcem na Katedri za preskušanje materialov in konstrukcij, mentorici izr. prof. dr. Violeti Bokan-Bosiljkov, somentorju prof. dr. Roku Žarniću, doc. dr. Vlatku Bosiljkovu, Franciju Čeponu in »sotrpinom« Meti Kržan, Petri Štukovnik, Davidu Antolincu in Patriciji Cotič. Zahvaljujem se tudi vodstvu in sodelavcem na Gradbenem inštitutu ZRMK. Za skrbno lektoriranje se zahvaljujem Ajdi Turk. Največja zahvala gre moji ženi Petri, ki mi je potrpežljivo stala ob strani in me vzpodbujala, ko so stvari tekle gladko in predvsem takrat, ko rešitev ni bilo na obzorju. Zato to delo posvečam moji najdražji.

Raziskave je delno financirala Evropska unija, in sicer iz Evropskega socialnega sklada, delno so bile raziskave financirane tudi v okviru projekta PERPETUATE GA 244229.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
1.1 PREDSTAVITEV PROBLEMATIKE	1
1.2 DEFINIRANJE IZHODIŠČ IN CILJEV DELA	2
1.3 ZASNOVA DELA	4
2 PREGLED LITERATURE	5
2.1 ZNAČILNOSTI GRADNJE NA PODROČJU SLOVENIJE	5
2.1.1 Zgodovinski pregled	5
2.1.2 Tipologija in mehanske lastnosti ovoja stavbne dediščine v Sloveniji.....	16
2.2 ZAHTEVE PRI VAROVANJU IN OHRANJANJU STAVBNE DEDIŠČINE	21
2.2.1 Določila in priporočila konservatorskih centrov	21
2.2.2 Veljavna zakonodaja	22
2.3 POŠKODBE OVOJA STAVB S Poudarkom NA VPLIVU PODNEBNIH SPREMENB IN POTRESNIH OBREMENTEV	24
2.3.1 Podnebne spremembe in posledični vplivi	24
2.3.2 Potresna obremenitev	26
2.4 NAVLAŽEVANJE/SUŠENJE MATERIALOV	29
2.5 ZMRZOVANJE/TAJANJE MATERIALOV	31
2.6 UGOTAVLJANJE IN VREDNOTENJE STANJA OVOJA STAVB	34
2.7 PRIDOBIVANJE, PROCESI STRJEVANJA IN ZGODOVINA UPORABE MINERALNIH VEZIV	36
2.7.1 Surovine in procesi strjevanja mineralnih veziv	36
2.7.2 Mineralna veziva skozi zgodovino	40
2.8 TEHNIKE OBNOVE OVOJA STAVB	42
2.8.1 Omejitev dostopa vodi	42
2.8.2 Preprečitev kapilarnega srka	43
2.8.3 Obnova opečnih in kamnitih površin brez ometa	43
2.8.4 Obnova ometanih površin.....	45
2.9 TEHNIKE UTRJEVANJA OVOJA STAVB	46
2.9.1 Sistematično injektiranje	46
2.9.2 Linijsko injektiranje razpok	48
2.9.3 Utrditev temeljev	48
2.9.4 Oblaganje zidov z armiranimi ometi	49

2.9.5	Prezidavanje zidov	50
2.9.6	Prefugiranje zidov	50
2.9.7	Prefugiranje zidov z armiranjem spojnic	51
2.9.8	Armiranje spojnic z jekleno pleteno mrežo	52
2.9.9	Vgradnja prečnih sider	52
2.9.10	Vgradnja injektiranih sider	53
2.9.11	Utrjevanje zidov s kompozitnimi materiali	54
2.10	VPLIV SISTEMATIČNEGA INJEKTIRANJA NA MEHANSKE LASTNOSTI KAMNITIH ZIDOV	55

3 RAZVOJ KOMPATIBILNIH MALT IN INJEKCIJSKIH MEŠANIC ZA OBNOVO OVOJA STAVBNE DEDIŠČINE

59

3.1	IZBIRA KONSTITUCIJSKIH MATERIALOV ZA MALTE IN INJEKCIJSKE MEŠANICE	59
3.1.1	Malte	60
3.1.2	Injekcijske mešanice	60
3.2	LABORATORIJSKE PREISKAVE KONSTITUCIJSKIH MATERIALOV	60
3.2.1	Zrnavostna sestava agregata	60
3.2.2	Kemijska analiza	61
3.2.3	Mineraloška analiza	62
3.2.4	Analiza fizikalnih lastnosti	63
3.2.5	Poculanska in latentna hidravlična aktivnost mineralnih dodatkov	63
3.3	LABORATORIJSKE PREISKAVE MALT	64
3.3.1	Sestava in lastnosti malt	64
3.4	LABORATORIJSKE PREISKAVE INJEKCIJSKIH MEŠANIC	67
3.4.1	Sestava in lastnosti injektiranih mešanic	67
3.5	ZAKLJUČKI	71

4 PREISKAVE KONSTITUCIJSKIH MATERIALOV ZIDOVINE IN ZIDOVINE KOT KOMPOZITA

73

4.1	IZHODIŠČA IN NAMEN PREISKAV	73
4.2	POZIDAVA ZIDKOV IN TROJČKOV	75
4.3	PREISKAVE ZMRZOVANJA/TAJANJA	77
4.3.1	Zmrzovanje/tajanje po »JUS postopku«	78
4.3.2	Zmrzovanje/tajanje po »EN postopku«	79
4.4	MERITVE SPREMEMBE PROSTORNINE IN OCENA POŠKODB PRESKUŠANCEV S 3D OPTIČNIM SKENERJEM	83

4.5	MERITVE SPREMEMBE VODOVPOJNOSTI PRESKUŠANCEV PO ZMRZOVANJU/TAJANJU	87
4.6	MERITVE ČASA PREHODA ULTRA ZVOKA	88
4.6.1	Določanje hitrosti prehoda UZ na opečnih zidakih	91
4.6.2	Določanje hitrosti prehoda UZ na maltnih prizmah	93
4.6.3	Določanje hitrosti prehoda UZ na zidkih	96
4.7	MERITVE OSNOVNE RESONANČNE FREKVENCE IN DOLOČANJE DINAMIČNEGA MODULA ELASTIČNOSTI.....	98
4.7.1	Meritve ORF na opečnih zidakih	100
4.7.2	Meritve ORF in določanje DME na maltnih prizmah	101
4.8	POMOŽNE PREISKAVE ZA ODKRIVANJE IN VREDNOTENJE POŠKODOVANIH OBMOČIJ.....	103
4.8.1	Termografske meritve.....	103
4.8.2	Podrobna analiza poškodovanih območij s 3D optičnim skenerjem	105
4.9	MEHANSKE LASTNOSTI KONSTITUCIJSKIH MATERIALOV IN STIČNEGA OBMOČJA	106
4.9.1	Preiskave malte v svežem stanju	106
4.9.2	Preiskave malt v strjenem stanju	107
4.9.3	Določanje površinske odpornosti malte s »scratch« testom	110
4.9.4	Tlačna trdnost opečnih zidakov.....	112
4.9.5	Lastnosti stičnega območja med malto in zidakom.....	114
4.10	TLAČNE PREISKAVE OPEČNIH ZIDKOV	124
4.11	ZAKLJUČKI.....	133
5	IN SITU PREISKAVE KAMNITE ZIDANE STAVBE	138
5.1	IZHODIŠČA IN NAMEN PREISKAV.....	138
5.2	OPIS OBRAVNAVANE STAVBE S PRIKAZOM OPRAVLJENIH PREISKAV.....	141
5.3	PRELIMINARNE LABORATORIJSKE PREISKAVE	143
5.3.1	Preiskave malte	143
5.3.2	Preiskave kamna.....	145
5.3.3	Preiskave injekcijskih mešanic	148
5.3.4	Preiskave valjastih preskušancev	152
5.4	IZVEDBA SISTEMATIČNEGA INJEKTIRANJA	155
5.5	NEPORUŠNE PREISKAVE.....	157
5.5.1	Georadarske meritve.....	157
5.5.2	Metoda s kladivom	160
5.5.3	Termografske meritve.....	161
5.6	DELNO PORUŠNE PREISKAVE	163
5.6.1	Ocena morfologije in teksture zidov s sondiranjem	163

5.6.2	Ocena deformabilnostnih lastnosti zidov z jeklenimi blazinami.....	164
5.7	PORUŠNA-STRIŽNA PREISKAVA	166
5.7.1	Priprava zidnih preskušancev	166
5.7.2	Opis poteka strižne preiskave	167
5.7.3	Izvednotene mehanske lastnosti zidnih preskušancev.....	169
5.8	OBLIKOVANJE RAZPOK IN DEFORMACIJSKE OBLIKE PRESKUŠANCEV PRI STRIŽNI	
	PREISKAVI.....	174
5.8.1	Zidni preskušanec 1-C1	175
5.8.2	Zidni preskušanec 2-AC1	176
5.8.3	Zidni preskušanec 3-AC2	178
5.8.4	Zidni preskušanec 4-C2.....	179
5.8.5	Zidni preskušanec 6.....	181
5.9	KORELACIJE REZULTATOV IN SITU PREISKAV, IZVEDENIH NA PRESKUŠANCU 5-C2	182
5.10	VPLIV VRSTE INJEKCIJSKE MEŠANICE NA MEHANSKE LASTNOSTI VALJASTIH IN ZIDNIH	
	PRESKUŠANCEV	185
5.11	ZAKLJUČKI	187
6	NELINEARNA POTRESNA ANALIZA KAMNITE ZIDANE STAVBE	189
6.1	PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČIH STAVB.....	189
6.2	POTRESNA ODPORNOST ZIDANIH STAVB.....	191
6.2.1	Mejne deformacije zidov	192
6.2.2	Strižna odpornost zidov	193
6.3	KONSTRUKCIJSKA ZASNOVA OBRAVNAVANE STAVBE.....	195
6.4	MATERIALNE LASTNOSTI ZIDOV	196
6.5	STALNA IN SPREMENLJIVA OBTEŽBA.....	197
6.6	POTRESNA OBTEŽBA NA OBRAVNAVANI LOKACIJI.....	199
6.7	OBTEŽNE KOMBINACIJE	200
6.8	PROGRAMSKI ORODJI, UPORABLJENI ZA POTRESNO ANALIZO	200
6.9	OPIS DELOVANJA PROGRAMA SREMB	201
6.9.1	Osnovne predpostavke	202
6.9.2	Postopek računa	202
6.9.3	Kontrola rezultatov.....	205
6.10	OPIS DELOVANJA PROGRAMA 3MURI	206
6.10.1	Osnovne predpostavke.....	206
6.10.2	Postopek računa	207
6.10.3	Kontrola rezultatov.....	211

6.11 ANALIZA STAVBE S PROGRAMOM SREMB.....	212
6.11.1 Modeliranje konstrukcije	212
6.11.2 Analiza rezultatov.....	213
6.12 ANALIZA STAVBE S PROGRAMOM 3MURI.....	219
6.12.1 Modeliranje konstrukcije	219
6.12.2 Analiza rezultatov.....	220
6.13 PRIMERJAVA REZULTATOV OBEH PROGRAMOV.....	225
6.14 PRIMERJAVA REZULTATOV Z DEJANSKIM STANJEM POŠKODB	231
6.15 ZAKLJUČKI.....	234
7 PRIPOROČILA ZA IZVEDBO TRAJNOSTNIH PRILAGODITVENIH IN UBLAŽITVENIH UKREPOV ZA OHRANITEV STAVBNE DEDIŠČINE	236
8 SKUPNI ZAKLJUČKI IN DISKUSIJA.....	239
8.1 REZULTATI IN UGOTOVITVE PREISKAV IN ANALIZ.....	239
8.2 PRISPEVEK DOKTORSKE DISERTACIJE	241
8.3 PRIPOROČILA IN NAPOTKI ZA NADALJNJE DELO	242
9 POVZETEK.....	243
10 SUMMARY.....	244
11 VIRI.....	245

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1: Nekaj primerov mehanskih lastnosti ovoja stavbne dediščine iz različnih zgodovinskih obdobji.....	18
Preglednica 2.2: Odvisnost faktorja zaupanja (CF) od ravni poznavanja konstrukcije (KL) po Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3:2005)	35
Preglednica 3.1: Kemijska sestava konstitucijskih materialov v masnih deležih (%)	61
Preglednica 3.2: Specifična gostota in specifična površina konstitucijskih materialov	63
Preglednica 3.3: Upogibna in tlačna trdnost malte z dodatkom tufa ali granulirane plavžne žindre pri starosti 7 dni	64
Preglednica 3.4: Sestava analiziranih malt	65
Preglednica 3.5: Lastnosti malt v svežem stanju.....	65
Preglednica 3.6: Lastnosti malt v strjenem stanju	66
Preglednica 3.7: Vpliv v/v razmerja in superplastifikatorja na lastnosti mešanice IM1	68
Preglednica 3.8: Vpliv v/v razmerja in superplastifikatorja na lastnosti mešanice IM5	68
Preglednica 3.9: Sestava injekcijskih mešanic v masnih deležih (%).....	69
Preglednica 3.10: Lastnosti injekcijskih mešanic v svežem stanju.....	70
Preglednica 3.11: Lastnosti injekcijskih mešanic v strjenem stanju pri starosti 28 dni	71
Preglednica 4.1: Določanje vodovpojnosti in tlačnih trdnosti opečnih zidakov v okviru preliminarnih preiskav.	75
Preglednica 4.2: Sprememba prostornine ometanih in neometanih zidkov po 50/150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja	87
Preglednica 4.3: Vodovpojnost maltnih prizem in opečnih zidakov pred in po 25–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »JUS postopku«	88
Preglednica 4.4: Rezultati preiskav malt M1 v svežem stanju	107
Preglednica 4.5: Rezultati preiskav malt M3a v svežem stanju	107
Preglednica 4.6: Rezultati preiskav tlačne in upogibne trdnosti maltnih prizem M1	108
Preglednica 4.7: Rezultati tlačnih in upogibnih preiskav maltnih prizem M3a.....	108
Preglednica 4.8: Rezultati »scratch« testa na zidkih M1 in M3a.....	112
Preglednica 4.9: Rezultati tlačnih preiskav opeke.....	114
Preglednica 4.10: Strižne preiskave trojčkov M1, negovanih v običajnih pogojih.....	118
Preglednica 4.11: Rezultati strižnih preiskav trojčkov M1, izpostavljenih 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«.....	118
Preglednica 4.12: Strižne preiskave trojčkov iz malte M3a negovanih v običajnih pogojih.....	120
Preglednica 4.13: Strižne preiskave trojčkov iz malte M3a izpostavljenih 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«.....	120
Preglednica 4.14: Končni rezultati strižnih preiskav opečnih trojčkov.....	122
Preglednica 4.15: Rezultati tlačnih preiskav zidkov M1	127
Preglednica 4.16: Rezultati tlačnih preiskav zidkov M3a.....	130
Preglednica 5.1: Rezultati preiskav tlačne trdnosti obstoječe malte.....	144
Preglednica 5.2: Prostorninska masa apnenca (L) in peščenjaka (S) v suhem in navlaženem stanju	147

Preglednica 5.3: Tlačna trdnost apnenca in peščenjaka	148
Preglednica 5.4: Povzetek kriterijev za mešanice v suhem, svežem in strjenem stanju	148
Preglednica 6.1: Materialne lastnosti zidov dobljene z in situ preiskavami	197
Preglednica 6.2: Specifične teže materialov	197
Preglednica 6.3: Stalna obtežba stropnih konstrukcij	198
Preglednica 6.4: Stalna obtežba strešne konstrukcije	198
Preglednica 6.5: Spremenljiva obtežba	198
Preglednica 6.6: Primerjava rezultatov izračuna s SREMB in 3MURI	228

LIST OF TABLES

Table 2.1: Some examples of the mechanical properties of the heritage buildings from different historical periods.....	18
Table 2.2: Dependence of the confidence factor (CF) from the knowledge level of construction (KL) according to Eurocode 8-3 (SIST EN 1998-3:2005).....	35
Table 3.1: Chemical composition of the constitutive materials in % by mass	61
Table 3.2: Density and surface area of constitutive materials.....	63
Table 3.3: Flexural and compressive strength of mortar with tuff or GGBS at the age of 7 days	64
Table 3.4: Composition of analysed mortars	65
Table 3.5: Properties of mortars in fresh state.....	65
Table 3.6: Properties of mortars in hardened state	66
Table 3.7: The influence of v/b ratio and addition of SP on the properties of grout IM1	68
Table 3.8: The influence of v/b ratio and addition of SP on the properties of grout IM5	68
Table 3.9: Composition of injection grouts in % by mass	69
Table 3.10: Properties of injection grouts in fresh state.....	70
Table 3.11: Properties of injection grouts in hardened state at age of 28 days.....	71
Table 4.1: Determination of water absorption and compressive strength of bricks in the preliminary investigations.....	75
Table 4.2: Change in volume of plastered and non-plastered wallets after 50/150 freeze/thaw cycles	87
Table 4.3: Water absorption of mortar prisms and bricks before and after 25 of freeze/thaw cycles according to »JUS procedure«.....	88
Table 4.4: Properties of mortars M1 in fresh state	107
Table 4.5: Properties of mortars M3a in fresh state.....	107
Table 4.6: Compressive and flexural strength of mortar prisms M1	108
Table 4.7: Compressive and flexural strength of mortar prisms M3a.....	108
Table 4.8: Scratch test results on wallets M1 and M3a	112
Table 4.9: Compressive strenghts of analysed brick units	114
Table 4.10: Triplet tests of specimens M1 stored in normal conditions	118
Table 4.11: Triplet tests of specimens M1 subjected to 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure« ...	118
Table 4.12: Triplet tests of specimens M3a stored in normal conditions.....	120
Table 4.13: Triplet tests of specimens M3a subjected to 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«..	120
Table 4.14: Final results of triplet tests.....	122
Table 4.15: The results of compressive tests of the wallets M1	127
Table 4.16: The results of compressive tests of the wallets M3a	130
Table 5.1: The results of compressive strength tests of the existing mortar.....	144
Table 5.2: Bulk density of limestone (L) and sandstone (S) in dry and moistened state	147
Table 5.3: Compressive strength of limestone and sandstone.....	148
Table 5.4: Summary of proposed criteria for grouts in dry, fresh and hardened state	148
Table 6.1: Material properties of the walls obtained by in situ tests.....	197
Table 6.2: Unit weight of the materials	197

Table 6.3: Self-weight of floor structures	198
Table 6.4: Self-weight of roof structure.....	198
Table 6.5: Imposed load.....	198
Table 6.6: Comparison od the results obtained by SREMB and 3MURI.....	228

KAZALO SLIK

Slika 2.1: Gradnja zidov v rimski dobi – rimski beton (levo) in zid utrjen z diagonalno položenimi kamni in prečnimi povezavami (desno) (Fister, 1986).....	5
Slika 2.2: Gradnja rimskega mesta (Fister, 1986)	6
Slika 2.3: Rekonstrukcija severno-vzhodnega dela romanske bazilike samostana Stična (Zadnikar, 1969).....	7
Slika 2.4: Različne vrste romanske zidave (Fister, 1986).....	7
Slika 2.5: Cerkev sv. Petra v Dvoru	8
Slika 2.6: Primera gotske zidave (Fister, 1986)	8
Slika 2.7: Grad Fužine v Ljubljani iz obdobja renesanse.....	9
Slika 2.8: Dvorec Dornava v naselju Dornava na Ptujskem polju iz obdobja baroka (Wikipedia, 2011).....	10
Slika 2.9: Neoklasicistično zasnovana sladkorna rafinerija-cukrarna v Ljubljani (Prelovšek, 1972)	11
Slika 2.10: Shematski prikaz oblikovane opečne zveze (Deu, 2004)	12
Slika 2.11: Tradicionalne opečne zveze (Deu, 2004)	12
Slika 2.12: Tipični detajli ploščatih železnih vezi iz 18. stoletja (Tomažević, 1999).....	13
Slika 2.13: Kolizej zgrajen leta 1846, kot predstavnik rundbogenstila.....	13
Slika 2.14: Stavba Mestne občine Celje kot predstavnica neorenesančnega sloga.....	14
Slika 2.15: Hauptmannova hiša v Ljubljani, prenovljena v obdobju secesije 1904.....	15
Slika 2.16: Ljubljanski nebotičnik, zgrajen v obdobju funkcionalizma leta 1933, ter Dukičevi bloki v Ljubljani iz istega obdobja	16
Slika 2.17: Tekstura in morfologija zidov gradu Pišce iz različnih zgodovinskih obdobj, iz leve:.....	18
Slika 2.18: Tekstura mešanega kamnito-opečnega zidu v stavbi iz 17. stoletja ter opečnega zidu v stavbi iz 19. stoletja (foto arhiv ZAG).....	19
Slika 2.19: Tekstura in morfologija preskušene kamnitega zidu podeželske stavbe v Čezsoči iz leta 1948	20
Slika 2.20: Zmrzlinke poškodbe opeke in ometa v območju podzidka (levo) in zaključnega sloja ometa (desno).....	25
Slika 2.21: Nivo poplavne vode v notranjosti stavbe (levo) in poškodbe temeljne konstrukcije neposredno ob strugi (desno) med poplavami v Železnikih	26
Slika 2.22: Prikaz klasifikacije poškodb zidanih stavb po EMS-98 (Grunthal, 1998).....	27
Slika 2.23: Karta potresne nevarnosti (projektnih pospeškov tal) Slovenije.....	28
Slika 2.24: Levo: apnena malta z slabo zrnastostjo – velike pore, votline in razpoke; desno: malta z odlično zrnastostjo – majhne pore in malo razpok (von Konow, 2008)	33
Slika 2.25: Oblikovanje maltnih spojníc: a – izravnana, b1, b2, b3 – poglobljena, c1, c2 –pristrižena (Verhoef, 2000).....	43
Slika 2.26: Gibanje vlage in propadanje cementne(a) in apnene (b) maltne spojnice (Preparation and use of Lime Mortars, 2003)	44
Slika 2.27: Naprava za sistematično injektiranje ter izvedba vrtin in namestitev injekcijskih nastavkov v zidu. 47	
Slika 2.28: V zid vgrajeni nastavki pripravljeni za izvedbo linijskega injektiranja razpok	48
Slika 2.29: Shematski prikaz pod in obbetoniranja temelja (Tomažević, 2009)	49
Slika 2.30: Primer utrditve opečnega zidu z armiranim ometom	49

Slika 2.31: Prezidava poškodovanega zidnega vogala in izvedba navpične armiranobetonske vezi (Bergant in sod., 1998)	50
Slika 2.32: Očiščene in poglobljene spojnice, nanos prvega sloja malte in končno stanje (Corradi in sod., 2008a)	51
Slika 2.33: Primeri prefrugiranja z armiranjem spojníc (Identification of Strengthening Strategies, 2006).....	51
Slika 2.34: Utrjevanje zidu z jekleno pleteno mrežo (Borri in sod., 2008)	52
Slika 2.35: Iz leve: pritrjevanje prečnih sider s krivljenjem v primeru rebraste armature, in z vijačenjem v primeru gladke armature z vrezanim navojem (Valuzzi in sod., 2004).....	53
Slika 2.36: Injektirana sidra v večslojnem kamnitem zidu (Van Gemert in sod., 2011) in »šivanje zidu« (Identification of Strengthening Strategies, 2006).....	54
Slika 3.1: Sejalna krivulja agregata, uporabljenega za pripravo malt	61
Slika 3.2: Difraktogram vzorca tufa	62
Slika 3.3: Difraktogram vzorca granulirane plavžne žindre.....	62
Slika 3.4: SEM mikroposnetek vzorca tufa (levo) in granulirane plavžne žindre (desno)	63
Slika 4.1: Opečna zidaka iz Kolizeja (levo) in polni opečni zidaki normalnega formata vrste a in b (desno).....	74
Slika 4.2: Polaganje prvih zidakov v cementno malto (levo) in nadaljevanje pozidave z apneno malto (desno) ..	76
Slika 4.3: Rezultat zidarskega delovnega dne (levo) in ometavanje zidu po 4 mesecih staranja (desno)	76
Slika 4.4: Pozidava opečnega trojčka	77
Slika 4.5: Cikli zmrzovanja/tajanja po »JUS postopku«	78
Slika 4.6: Maltne prizme pred (levo) in po 4 ciklih zmrzovanja/tajanja po »JUS postopku«(desno)	79
Slika 4.7: Opečni zidaki pred (levo) in poškodbe zidakov po 13–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »JUS postopku« (desno).....	79
Slika 4.8: Izvedba toplotne zaščite opečnih zidakov (levo) in maltnih prizem (desno)	80
Slika 4.9: Izvedba toplotne zaščite opečnih trojčkov (levo) in opečnega zidka (desno)	80
Slika 4.10: Cikli zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«	82
Slika 4.11: Preskušanci M1 pred začetkom (levo) in po 50 ciklih zmrzovanja/tajanja (desno) po »EN postopku«.....	83
Slika 4.12: Izvedba meritev s 3D skenerjem ATOS I.....	84
Slika 4.13: Iz leve: 3D model zidka M1-6 pred ter 3D model in digitalni posnetek po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja.....	85
Slika 4.14: Iz leve: 3D model zidka M3a-4 pred ter 3D model in digitalni posnetek po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja.....	85
Slika 4.15: Iz leve: 3D model zidka M1-5 pred ter 3D model in digitalni posnetek po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja.....	86
Slika 4.16: Iz leve: 3D model zidka M3a-6 pred ter 3D model in digitalni posnetek po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja.....	86
Slika 4.17: Meritve časa prehoda UZ na opečnih zidakah.....	90
Slika 4.18: Meritve časa prehoda UZ na maltnih prizmah	90
Slika 4.19: Merska mesta in meritve časa prehoda UZ skozi zidke.....	91

Slika 4.20: Hitrosti zvoka skozi opečne zidake pred in po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« in 25–ih ciklih zmrzovanja po »JUS postopku«.....	92
Slika 4.21: Hitrosti zvoka skozi opečne zidake pred in po 150–ih ciklih zmrzovanja po »EN postopku«	93
Slika 4.22: Hitrosti zvoka skozi maltne prizme M1 pred in po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«	94
Slika 4.23: Hitrosti zvoka skozi maltne prizme M3a pred in po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«	94
Slika 4.24: Hitrosti zvoka skozi maltne prizme M1 pred in po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«	95
Slika 4.25: Meritve hitrosti zvoka skozi maltne prizme M3a pred in po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«	95
Slika 4.26: Hitrosti zvoka skozi opečna zidka M1/1 in M1/6 pred in po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«	97
Slika 4.27: Hitrosti zvoka skozi opečna zidka M3a/1 in M3a/6 pred in po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«	98
Slika 4.28: Postavitev pretvornikov za longitudinalno nihanje pri meritvah osnovne resonančne frekvence	98
Slika 4.29: Meritev osnovne resonančne frekvence na opečnem zidaku (levo) in maltni prizmi (desno)	99
Slika 4.30: Osnovna resonančna frekvenca (ORF) opečnih zidakov pred in po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« ter 25–ih ciklih zmrzovanja po »JUS postopku«	100
Slika 4.31: Osnovna resonančna frekvenca (ORF) opečnih zidakov pred in po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«.....	101
Slika 4.32: Dinamični modul elastičnosti (DME) maltnih prizem M1 in M3a pred in po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«.....	102
Slika 4.33: Dinamični modul elastičnosti (DME) maltnih prizem M1 in M3a pred in po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«.....	102
Slika 4.34: Termografski posnetek (levo) in digitalni posnetek (desno) opečnega zidka M1/5 v fazi tajanja	104
Slika 4.35: 3D model zidka M1/6 s podrobneje analiziranimi območji poškodb.....	105
Slika 4.36: Rezultati meritev kapilarnega srka maltnih prizem M1 in M3a.....	109
Slika 4.37: Povprečne deformacije malt M1 in M3a zaradi krčenja – prikaz postopka in rezultati.....	110
Slika 4.38: Izvedba »scratch« testa na zidku M1/5 pred zmrzovanjem/tajanjem	111
Slika 4.39: Opečni zidak pred (levo) in po preiskavi tlačne trdnosti (desno).....	113
Slika 4.40: Shematski prikaz in dejanska izvedba triplet testa (Čepon, 2004).....	116
Slika 4.41: A1 – strižna porušitev stika zidak/malta na eni ali obeh ploskvah.....	117
Slika 4.42: A2 – strižna porušitev v malti, A3 – strižna porušitev v zidaku, A4 – drobljenje ali cepitev zidaka	117
Slika 4.43: Strižna preiskava trojčkov iz malte M1 pred (levo) in po 50–ih ciklih zmrzovanja po »EN postopku« (desno).....	119
Slika 4.44: Strižna preiskava trojčkov iz malte M3a pred (levo) in po 50–ih ciklih zmrzovanja po »EN postopku« (desno).....	121
Slika 4.45: Razmerje med strižno trdnostjo in ravno predkompresije pri strižni preiskavi.....	122

Slika 4.46: Tlačno obremenjena opečna prizma in napetostno stanje v zidaku in maltni spojnici (Mc Nary in Abrams, 1985).....	124
Slika 4.47: Prikaz merilnih mest na zidku M3a-2 neposredno pred izvedbo tlačne preiskave	125
Slika 4.48: Rezultati tlačnih preiskav zidkov, sezidanih iz malte M1 brez ometa, in zidkov iz malte M1 z ometom, podvrženih 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja	128
Slika 4.49: Rezultati tlačnih preiskav zidkov, sezidanih iz malte M1 brez ometa pri običajnih pogojih nege ter po 50–ih in 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja	129
Slika 4.50: Rezultati tlačnih preiskav zidkov, sezidanih iz malte M3a brez ometa, in zidkov	131
Slika 4.51: Rezultati tlačnih preiskav zidkov sezidanih iz malte M3a brez ometa pri običajnih	132
Slika 4.52: Rezultati tlačnih preiskav zidkov brez ometa, sezidanih iz malte M1, in zidkov iz	133
Slika 5.1: Vzhodna (levo) in severna (desno) fasada obravnavane stavbe	142
Slika 5.2: Prikaz lokacije zidnih preskušancev ter opravljenih in situ preiskav	143
Slika 5.3: Vzorec malte med tlačno preiskavo tlačne trdnosti.....	143
Slika 5.4: Izvedba in rezultati preiskave kapilarnega srka vzorcev malte	145
Slika 5.5: Izvedba in rezultati preiskave kapilarnega srka vzorcev kamna	146
Slika 5.6: Preiskave tlačne trdnosti peščenjaka in apnenca.....	147
Slika 5.7: Difraktogram vzorca injekcijske mešanice AC1.....	149
Slika 5.8: Iz leve: preskušanci pripravljene za injektiranje, izvedba injektiranja, preiskava tlačne trdnosti, preiskava cepilne natezne trdnosti.....	152
Slika 5.9: Evidentirani načini porušitev valjastih preskušancev C1 (levo) in AC1 (desno) pri cepilni natezni preiskavi	153
Slika 5.10: Povprečna tlačna in cepilna natezna trdnost valjastih preskušancev in zastopanost posameznih načinov porušitve pri cepilni natezni preiskavi	154
Slika 5.11: Priprava zidu 1-C1 in izvedba sistematičnega injektiranja	156
Slika 5.12: Navpični georadarski profili P3, P4 in P5 izvedeni na zidu 1-C1 pred (levo) in približno 180 dni po sistematičnem injektiranju (desno)	158
Slika 5.13: Vodoravni georadarski profili P3-P6 na zidnih preskušancih 2-AC1 in 3-AC2 na višini 70–190 cm v razmiku 30 cm pred (levo) in po injektiranju (desno).....	159
Slika 5.14: Mesta meritve vlage na zidu 1-C1.....	159
Slika 5.15: Hitrosti zvočnih impulzov pri metodi s klavivom skozi zid 5-C2 pred injektiranjem (levo) in po injektiranju (desno).....	161
Slika 5.16: Termografske meritve zidu 1-C1 28 ur in 10 dni po injektiranju.....	162
Slika 5.17: Termografske meritve zidu 3-AC2 20 ur in 10 dni po injektiranju	162
Slika 5.18: Izvedba površinskega (POZ 1-C1) in globinskega sondiranja (POZ 9) zidu	163
Slika 5.19: Prečni prerez neinjektiranega zidu 6 (levo) in injektiranega zidu 1-C1(desno)	164
Slika 5.20: Prikaz aplikacije jeklenih blazin in razporeditve merskih mest (POZ 10).....	165
Slika 5.21: Rezultati preiskave zidu 5-C2 z jeklenimi blazinami pred (levo) in po injektiranju (desno)	165
Slika 5.22: Rezanje zidu 3-AC2 z diamantno krožno žago.....	167
Slika 5.23: Izmera zidu 3-AC2 in izvedene lesene podpore.....	167
Slika 5.24: Predispozicija strižne preiskave s prikazom vnosa sile in merskih mest	168

Slika 5.25: Odziv injektiranih in neinjektiranega zidnega preskušanca med strižno preiskavo	169
Slika 5.26: Razmerje med vodoravno silo in pomikom pri strižni preiskavi	169
Slika 5.27: Padanje togosti zidov pri vsiljevanju vodoravnega pomika.....	171
Slika 5.28: Bi-linearna idealizacija eksperimentalno dobljene histerezne ovojnice	171
Slika 5.29: Oblikovanje razpok pri strižni preiskavi in deformacijska oblika zidu 1-C1.....	176
Slika 5.30: Jedro in globinska sonda, izvedena ob vpetju zidu 1-C1.....	176
Slika 5.31: Jedro in globinska sonda, izvedena na osrednjem delu zidu 1-C1	176
Slika 5.32: Oblikovanje razpok pri strižni preiskavi in deformacijska oblika zidu 2-AC1.....	177
Slika 5.33: Jedro in vrtina, izvedena v zgornjem delu zidu 2-AC1	178
Slika 5.34: Globinska sonda izvedena na zidu 2-AC1 spodaj.....	178
Slika 5.35: Oblikovanje razpok pri strižni preiskavi in deformacijska oblika zidu 3-AC2.....	179
Slika 5.36: Jedro in globinske sonde, izvedene na zidu 3-AC2.....	179
Slika 5.37: Oblikovanje razpok pri strižni preiskavi in deformacijska oblika zidu 4-C2.....	180
Slika 5.38: Jedro, vrtina in globinska sonda izvedena v zgornji polovici zidu 4-C2	181
Slika 5.39: Vrtina in globinska sonda izvedena v spodnji polovici zidu 4-C2	181
Slika 5.40: Oblikovanje razpok pri strižni preiskavi in deformacijska oblika zidu 6	182
Slika 5.41: Vrtina in globinska sonda izvedena v spodnji polovici zidu 6.....	182
Slika 5.42: Georadarski profili in izvrtana jedra na zidu 5-C2.....	183
Slika 5.43: Prikaz meritvenih točk pri metodi s kladivom, lokacij izvedbe vrtin ter izvedenih georadarskih profilov (zgoraj) in prikaz izvrtanih jeder (spodaj) na zidu 5-C2.....	183
Slika 5.44: Primerjava tlačnih in cepilnih nateznih trdnosti injekcijskih mešanic in valjev z nateznimi trdnostmi zidov	186
Slika 6.1: Prikaz mejnih stanj po Evrokodu 8-3 (Moehle, 2001)	190
Slika 6.2: Obnašanje zidane stavbe s podajnim stropom brez zidnih vezi pri potresni obtežbi (Tomažević, 2009)	191
Slika 6.3: Mehanizmi porušitve za zidove, obremenjene v ravnini (Bosiljkov in sod., 2010)	192
Slika 6.4: Ovojnica strižnega obnašanja zidu v odvisnosti od nivoja tlačnih obremenitev	192
Slika 6.5: Tloris pritličja obravnavane stavbe	195
Slika 6.6: Tloris nadstropja obravnavane stavbe.....	196
Slika 6.7: Tipičen prečni prerez obravnavane stavbe	196
Slika 6.8: Izsek severo-zahodnega dela Slovenije iz karte potresne nevarnosti s prikazom lokacije objekta Čezsoča 76.....	199
Slika 6.9: Konstruiranje ovojnice odpornosti etaže (Tomažević, 2009)	204
Slika 6.10: Razdelitev stene na makroelemente (levo) in ekvivalentni okvir (desno)	206
Slika 6.11: Mejne deformacije etaže	207
Slika 6.12: Razporeditev vodoravne obtežbe na konstrukcijo (levo) in pushover krivulja	208
Slika 6.13: Dejanski in idealiziran diagram sila-pomik sistema SDOF	209
Slika 6.14: Elastični spekter odziva v AD formatu za tla vrste B (Fajfar, 2002).....	210
Slika 6.15: Določitev mejnega pomika za SDOF sistem v območju kratkih (levo) ter srednjih in dolgih nihajnih časov (desno).....	210

Slika 6.16: Definiranje višin zidnih elementov	212
Slika 6.17: Geometrija nosilnih zidov pritlične etaže uporabljena pri potresni analizi	213
Slika 6.18: Etažna histerezna ovojnica za obstoječe – neinjektirano stanje v X smeri	214
Slika 6.19: Etažna histerezna ovojnica za stanje po injektiranju z AC1 v X smeri.....	214
Slika 6.20: Etažna histerezna ovojnica za stanje po injektiranju z C1 v X smeri	214
Slika 6.21: Izkoriščenost nosilnosti H_r/H_u (levo) in duktilnosti d/d_u (desno) za obstoječe – neinjektirano stanje pri MSN v smeri X	215
Slika 6.22: Izkoriščenost nosilnosti H_r/H_u (levo) in duktilnosti d/d_u (desno) za stanje po injektiranju z AC1 pri MSN v smeri X	215
Slika 6.23: Izkoriščenost nosilnosti H_r/H_u (levo) in duktilnosti d/d_u (desno) za stanje po injektiranju z C1 pri MSN v smeri X	216
Slika 6.24: Mehanizem porušitve v X (levo) in Y smeri (desno) za neinjektirano stanje	216
Slika 6.25: Mehanizem porušitve v X (levo) in Y smeri (desno) za stanje po injektiranju z AC1	217
Slika 6.26: Mehanizem porušitve v X (levo) in Y smeri (desno) za stanje po injektiranju z C1	217
Slika 6.27: Maksimalne nosilnosti H_{id} v X in Y smeri za vse analizirane primere	218
Slika 6.28: Koeficienti potresne odpornosti SRC v X in Y smeri za vse analizirane primere	218
Slika 6.29: Duktilnost konstrukcije μ v X in Y smeri za vse analizirane primere	218
Slika 6.30: 3D model stavbe in mreža generiranih makroelementov	219
Slika 6.31: Označbe vozlišč in sten v tlorisu nadstropja	220
Slika 6.32: Pushover krivulja konstrukcije za neinjektirano stanje v –Y smeri s prikazom poškodb stene P1 pri mejnem pomiku D_u	221
Slika 6.33: Pushover krivulja v –Y smeri po injektiranju z injekcijsko mešanico AC1 s prikazom poškodb stene P1 pri mejnem pomiku D_u	221
Slika 6.34: Pushover krivulja v –Y smeri po injektiranju z injekcijsko mešanico C1 s prikazom poškodb stene P1 pri mejnem pomiku D_u	222
Slika 6.35: Kapaciteta konstrukcije v smislu pomika D_d pri MSU in zahteva potresa v smislu pomika D_{max} pri MSU v X in Y smeri za vse analizirane primere	222
Slika 6.36: Kapaciteta konstrukcije v smislu pomika D_u pri MSN in zahteva potresa v smislu pomika D_{max} pri MSN v X in Y smeri za vse analizirane primere	223
Slika 6.37: Pospešek tal SLSPGA za vse analizirane primere v X in Y smeri	224
Slika 6.38: Pospešek tal ULSPGA za vse analizirane primere v X in Y smeri	224
Slika 6.39: Oblika elastičnega spektra odziva	226
Slika 6.40: Primerjava koeficientov SRC, izračunanih s SREMB in 3MURI za smer X in Y	230
Slika 6.41: Kapaciteta konstrukcije v smislu pomika D_u pri MSN pri izračunu s SREMB in	230
Slika 6.42: Mejni pospeški tal ULSPGA, izračunani s SREMB in 3MURI za smer X in Y	230
Slika 6.43: Severna fasada	231
Slika 6.44: Južna fasada (stena P2).....	232
Slika 6.45: Zahodna fasada – stena P1 (levo) in vzhodna fasada (desno)	232
Slika 6.46: Primerjava dejanskega stanja poškodb z mehanizmom porušitve stene P1 izvrednotenim s 3MURI-jem (smer –Y)	233

Slika 6.47: Primerjava dejanskega stanja poškodb z mehanizmom porušitve stene P2 izvrednotenim s 3MURI-jem (smer -X).....	233
---	-----

LIST OF FIGURES

Fig. 2.1: Construction of the walls in Roman era – Roman concrete (left) and wall strengthened by diagonally positioned stones and transverse connections (right) (Fister, 1986)	5
Fig. 2.2: Construction of the Roman city (Fister, 1986)	6
Fig. 2.3: Reconstruction of the north-east part of Romanesque basilica of the Stična monastery (Zadnikar, 1969)7	
Fig. 2.4: Different types of Romanesque wall construction (Fister, 1986).....	7
Fig. 2.5: The Church of St. Peter in Dvor	8
Fig. 2.6: Examples of Gothic construction (Fister, 1986)	8
Fig. 2.7: Castle of Fužine in Ljubljana from the renaissance period.....	9
Fig. 2.8: The mansion of Dornava in the village Dornava at Ptujsko polje from the Baroque period (Wikipedia, 2011).....	10
Fig. 2.9: Neoclassically designed sugar refinery-cukrarna in Ljubljana (Prelovšek, 1972)	11
Fig. 2.10: Schematic presentation of formed brick connection (Deu, 2004).....	12
Fig. 2.11: Traditional brick connections (Deu, 2004).....	12
Fig. 2.12: Typical detail of the 18th century iron wall ties (Tomaževič, 1999).....	13
Fig. 2.13: Kolizej built in 1846 as a representative of Round-arch style	13
Fig. 2.14: Municipality of Celje as a representative of neo-renaissance style.....	14
Fig. 2.15: Hauptmann house in Ljubljana renewed during the Art Nouveau period in 1904	15
Fig. 2.16: Skyscraper of Ljubljana built in the period of functionalism in 1933 and residential blocks of Dukič in Ljubljana from the same period.....	16
Fig. 2.17: Texture and morphology of the walls of the castle Pišcece from different historical periods,	18
Fig. 2.18: Texture of mixed stone-brick wall in a building from the 17th century and a brick wall in a building from the 19th century (photo archive ZAG).....	19
Fig. 2.19: Texture and morphology of the tested stone masonry wall of the rural building in Čezsoča from 1948	20
Fig. 2.20: Frost damage to bricks and plaster in the lower area of the wall (left) and the final layer of plaster (right).....	25
Fig. 2.21: Level of flood water inside the building (left) and damage to foundation structure.....	26
Fig. 2.22: Classification of damage to masonry buildings according to EMS scale (Grunthal, 1998).....	27
Fig. 2.23: The map of seismic hazard (design ground acceleration) of Slovenia	28
Fig. 2.24: Left: lime mortar with poor grading – large pores, voids and cracks; right: mortar with excellent packing – small pores and few cracks (von Konow, 2008).....	33
Fig. 2.25: Mortar joint finishes: a – flat or flush, b1, b2, b3 – recessed, c1, c2 – weathered (Verhoef, 2000)	43
Fig. 2.26: Movement of moisture and associated decay of cement (a) and lime (b) mortar.....	44
Fig. 2.27: The apparatus for grout injection and set up of the holes and injection pipes in the wall.....	47
Fig. 2.28: Set up of injection pipes for injection of cracks in brick masonry wall.....	48
Fig. 2.29: Scheme of strengthening of foundations (Tomaževič, 2009)	49
Fig. 2.30: Strengthening of a brick masonry wall with reinforced coating	49
Fig. 2.31: Reconstruction of damaged corner and execution of a new tie-column (Bergant et al., 1998).....	50
Fig. 2.32: Cleaned and deepened joints, first layer of mortar and final situation (Corradi et al., 2008a).....	51

Fig. 2.33: Examples of application of reinforced repointing (Identification of Strengthening Strategies, 2006) .51	51
Fig. 2.34: Strengthening of the wall with reinforced repointing grid (Borri et al., 2008)	52
Fig. 2.35: From left: Fixing of transversal anchors with bending in case of reinforced steel bars and with screwing in case of threaded bars (Valuzzi et al., 2004).....	53
Fig. 2.36: Grouted anchors in multiple leaf stone masonry wall (Van Gemert et al., 2011) and »sewing of the wall« (Identification of Strengthening Strategies, 2006)	54
Fig. 3.1: Sieve chart of aggregate used for preparation of mortar	61
Fig. 3.2: X-ray diffraction diagram of tuff.....	62
Fig. 3.3: X-ray diffraction diagram of Ground Granulated Blastfurnace Slag (GGBS).....	62
Fig. 3.4: SEM of the tuff (left) and GGBS (right).....	63
Fig. 4.1: Brick masonry units from Kolizej (left) and normal format brick units of the type a and b (right).....	74
Fig. 4.2: Laying the first bricks in cement mortar (left) and continuation of construction with lime mortar (right)	76
Fig. 4.3: The result of a working day (left) and plastering of the wall at the age of 4 months (right)	76
Fig. 4.4: Construction of a triplet specimen.....	77
Fig. 4.5: Freeze/thaw cycles according to »JUS procedure«.....	78
Fig. 4.6: Mortar prisms in before (left) and after 4 freeze/thaw cycles according to »JUS procedure« (right)	79
Fig. 4.7: Brick masonry units before (left) and damaged bricks after 13 freeze/thaw cycles according to »JUS procedure« (right)	79
Fig. 4.8: Execution of thermal insulation of brick units (left) and mortar prisms (right).....	80
Fig. 4.9: Execution of thermal insulation of brick triplets (left) and brick wallets (right)	80
Fig. 4.10: Freeze/thaw cycles according to »EN procedure«.....	82
Fig. 4.11: M1 specimens before (left) and after 50 of freeze/thaw cycles (right) according to »EN procedure«	83
Fig. 4.12: Measurements with a 3D scanner ATOS I.....	84
Fig. 4.13: From left: 3D model of the wallet M1-6 before and 3-D model and digital image after 50 freeze/thaw cycles	85
Fig. 4.14: From left: 3D model of the wallet M3a-4 before and 3-D model and digital image after 50 freeze/thaw cycles	85
Fig. 4.15: From left: 3D model of the wallet M1-5 before and 3-D model and digital image after 150 freeze/thaw cycles	86
Fig. 4.16: From left: 3D model of the wallet M3a-6 before and 3-D model and digital image after 150 freeze/thaw cycles	86
Fig. 4.17: Measurements of ultrasonic transition time through brick units.....	90
Fig. 4.18: Measurements of ultrasonics transition time through mortar prisms	90
Fig. 4.19: Measuring positions and measurements of ultrasonic transition time through wallets	91
Fig. 4.20: Ultrasonics velocities through brick units before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure« and 25 freeze/thaw cycles according to »JUS procedure«	92
Fig. 4.21: Ultrasonics velocities through brick units before and after 150 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«.....	93

Fig. 4.22: Ultrasonics velocities through mortar prisms M1 before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«	94
Fig. 4.23: Ultrasonics velocities through mortar prisms M3a before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«	94
Fig. 4.24: Ultrasonics velocities through mortar prisms M1 before and after 150 freeze/thaw	95
Fig. 4.25: Ultrasonics velocities through mortar prisms M3a before and after 150 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«	95
Fig. 4.26: Ultrasonics velocities through brick wallets M1/1 and M1/6 before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«.....	97
Fig. 4.27: Ultrasonics velocities through brick wallets M3a/1 and M3a/6 before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«.....	98
Fig. 4.28: Set up of the transducers for longitudinal oscillations by measuring of the fundamental resonance frequency	98
Fig. 4.29: Measuring of the fundamental resonance frequency on brick unit (left) and mortar prism (right)	99
Fig. 4.30: Basic resonance frequency of brick units before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure« and 25 freeze/thaw cycles according to »JUS procedure«	100
Fig. 4.31: Basic resonance frequency of brick units before and after 150 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«	101
Fig. 4.32: Dynamic modulus of elasticity of mortar prisms M1 and M3a before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«.....	102
Fig. 4.33: Dynamic modulus of elasticity of mortar prisms M1 and M3a before and after 150 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«.....	102
Fig. 4.34: Thermographic (left) and digital (right) image of brick wallet M1/5 in thawing phase	104
Fig. 4.35: 3D model of the wallet M1/6 with damaged areas analysed in detail	105
Fig. 4.36: Results of water absorption due to capillary action of mortar prisms M1 and M3a	109
Fig. 4.37: Average deformations due to shrinkage of mortars M1 and M3a – measurement procedure and results	110
Fig. 4.38: Scratch test on wallet M1/5 before exposure to freeze/thaw cycles	111
Fig. 4.39: Brick unit before (left) and after compressive strength test (right)	113
Fig. 4.40: Schematic representation and execution of a triplet test (Čepon, 2004).....	116
Fig. 4.41: A1 – shear failure in the unit/mortar bond area on one or two unit faces.....	117
Fig. 4.42: A2 – shear failure in the mortar, A3 – shear failure in the unit, A4 – crushing or splitting failure in the units.....	117
Fig. 4.43: Triplet test of specimens M1 before (left) and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure« (right).....	119
Fig. 4.44: Triplet test of specimens M3a before (left) and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure« (right).....	121
Fig. 4.45: Relationship between shear strength and precompression level at triplet test	122
Fig. 4.46: Masonry prism subjected to vertical compression and stress state for brick and mortar elements (Mc Nary and Abrams, 1985)	124

Fig. 4.47: Arrangement of the measuring positions on wallet M3a-2 prior to the compressive test.....	125
Fig. 4.48: The results of compressive tests of the wallets M1 without plaster and wallets M1 with plaster after 50 freeze/thaw cycles	128
Fig. 4.49: Results of the compressive tests of the wallets M1 without plaster cured in.....	129
Fig. 4.50: The results of compressive tests of the wallets M3a without plaster and wallets	131
Fig. 4.51: Results of the compressive tests of the wallets M3a without plaster cured in.....	132
Fig. 4.52: Results of the compressive tests of the wallets M1 and M3a without plaster cured	133
Fig. 5.1: The east (left) and north (right) facades of the investigated building	142
Fig. 5.2: The locations of the tested wall specimens and the performed in situ test	143
Fig. 5.3: Mortar sample before during the compressive strength test.....	143
Fig. 5.4: Execution and results of water absorption due to capillary action of mortar specimens.....	145
Fig. 5.5: Execution and results of water absorption due to capillary action of stone specimens.....	146
Fig. 5.6: Compressive strength tests on sandstone and limestone specimens	147
Fig. 5.7: X-ray diffraction diagram of injection grout AC1	149
Fig. 5.8: From left: specimens prepared for grouting, grout injection, compressive strength test, tensile splitting strength test	152
Fig. 5.9: Registered failure modes of cylindrical specimens C1 (left) and AC1 (right) at tensile splitting strength test.....	153
Fig. 5.10: Average compressive and tensile splitting strengths of cylinder specimens and percentage of separate failure modes at tensile splitting strength test.....	154
Fig. 5.11: Preparation of the wall 1-C1 and execution of grout injection	156
Fig. 5.12: Vertical GPR profiles P3, P4 and P5 of the wall 1-C1 before (left) and approximately 180 days after (right) grout injection	158
Fig. 5.13: Horizontal GPR profiles P3-P6 of the walls 2-AC1 and 3-AC2 at height 70–190 cm and intervals of 30 cm before (left) and after (right) grout injection	159
Fig. 5.14: Measuring positions of moisture content on wall 1-C1.....	159
Fig. 5.15: Sonic test velocities measured on wall specimen 5-C2 before (left) and after grout injection (right).	161
Fig. 5.16: Thermo-graphic measurements of wall 1-C1 28 hours and 10 days after grouting	162
Fig. 5.17: Thermo-graphic measurements of wall 3-AC2 20 hours and 10 days after grouting.....	162
Fig. 5.18: Surface (POS 1-C1) and in-depth probing (POS 9) of the wall.....	163
Fig. 5.19: Cross section of the ungrouted wall specimen 6 (left) and grouted wall specimen.....	164
Fig. 5.20: Set up of the measuring equipment for the flat jack test at POS 10.....	165
Fig. 5.21: Results of the double flat-jack test of the wall 5-C2 before (left) and after grout injection (right).....	165
Fig. 5.22: Cutting of the wall 3-AC2 using diamond circular saw	167
Fig. 5.23: Measurements of the wall 3-AC2 and executed wooden supports	167
Fig. 5.24: The shear test setup, showing the arrangement of the measuring positions	168
Fig. 5.25: Lateral displacement history of injected and non-injected wall during shear test.....	169
Fig. 5.26: Lateral load vs. lateral displacement at the shear test	169
Fig. 5.27: Stiffness degradation of the walls depending on relative lateral displacement.....	171
Fig. 5.28: Bi-linear idealization of experimental resistance envelope	171

Fig. 5.29: Formation of cracks by shear test and deformation shape of wall 1-C1	176
Fig. 5.30: Core and in-depth probing at the bottom of the wall 1-C1	176
Fig. 5.31: Core and in-depth probing in the middle of the wall 1-C1	176
Fig. 5.32: Formation of cracks by shear test and deformation shape of wall 2-AC1	177
Fig. 5.33: Core and in-depth probing at the upper part of the wall 2-AC1	178
Fig. 5.34: In-depth probing at the bottom of the wall 2-AC1	178
Fig. 5.35: Formation of cracks by shear test and deformation shape of wall 3-AC2	179
Fig. 5.36: Core and in-depth probing at the wall 3-AC2	179
Fig. 5.37: Formation of cracks by shear test and deformation shape of wall 4-C2	180
Fig. 5.38: Core, borehole and in-depth probing at upper half of the wall 4-C2	181
Fig. 5.39: Borehole and in-depth probing at the lower half of the wall 4-C2	181
Fig. 5.40: Formation of cracks by shear test and deformation shape of wall 6	182
Fig. 5.41: Borehole and in-depth probing at the lower half of the wall 6	182
Fig. 5.42: GPR profiles and the positions of the drilled cores at wall 5-C2	183
Fig. 5.43: Grid showing the sonic test points and the positions of the GPR profiles (above) and cores (below) performed on wall 5-C2	183
Fig. 5.44: Comparison of the average compressive and tensile splitting strengths of cylinders and injection grouts with tensile strengths of walls	186
Fig. 6.1: Limit states according to Eurocode 8-3 (Moehle, 2001)	190
Fig. 6.2: Behavior of the masonry building with flexible floor without r.c. ties during seismic loading (Tomažević, 2009)	191
Fig. 6.3: Failure modes for in-plane loaded brick masonry walls (Bosiljkov et al., 2010)	192
Fig. 6.4: Behaviour of URM under combined shear and normal stresses (Drysdale et al.,	192
Fig. 6.5: Layout of ground floor of the analysed building	195
Fig. 6.6: First floor layout of the analysed building	196
Fig. 6.7: A typical cross-section of the analysed building	196
Fig. 6.8: A sector of a north-west part of Slovenia from the map of seismic hazard showing the location of a building Čezsoča 76	199
Fig. 6.9: Construction of storey resistance envelope (Tomažević, 2009)	204
Fig. 6.10: Division of walls in macro-elements (left) and equivalent frame structure (right)	206
Fig. 6.11: Limit storey drifts	207
Fig. 6.12: Distribution of base shear along construction's height (left) and pushover curve for	208
Fig. 6.13: Actual and idealized diagram force-displacement of a SDOF system	209
Fig. 6.14: Elastic response spectra in AD format fo the B type of soil (Fajfar, 2002)	210
Fig. 6.15: Determination of limit displacement for SDOF system in the range of short (left) and medium and long periods (right)	210
Fig. 6.16: Definition of the height of macro-elements	212
Fig. 6.17: Geometry of the ground storey walls used for the seismic analysis	213
Fig. 6.18: Storey resistance envelope for the existent – ungrouted state in the X direction	214
Fig. 6.19: Storey resistance envelope for grouted state (grout AC1) in the X direction	214

Fig. 6.20: Storey resistance envelope for grouted state (grout C1) in the X direction.....	214
Fig. 6.21: Utilization of resistance H_v/H_u (left) and ductility d/d_u (right) at ULS for ungrouted state in X direction.....	215
Fig. 6.22: Utilization of resistance H_v/H_u (left) and ductility d/d_u (right) at ULS for grouted state (grout AC1) in X direction.....	215
Fig. 6.23: Utilization of resistance H_v/H_u (left) and ductility d/d_u (right) at ULS for grouted state (grout C1) in X direction.....	216
Fig. 6.24: Failure mode in X (left) and Y direction (right) for the ungrouted state.....	216
Fig. 6.25: Failure mode in X (left) and Y direction (right) for the construction grouted by AC1.....	217
Fig. 6.26: Failure mode in X (left) and Y direction (right) for the construction grouted by C1.....	217
Fig. 6.27: Maximum resistance H_{id} on X and Y direction for all analysed cases.....	218
Fig. 6.28: Seismic resistance coefficients SRC in X and Y direction for all analysed cases.....	218
Fig. 6.29: Ductility of a structure μ in X and Y direction for all analysed cases.....	218
Fig. 6.30: 3D model of the building and display of generated macroelements.....	219
Fig. 6.31: Designation of nodes and walls of the first floor.....	220
Fig. 6.32: Pushover curve of the construction in ungrouted state in -Y direction and damage of a wall P1 at limit displacement D_u	221
Fig. 6.33: Pushover curve of the construction in grouted by AC1 in -Y direction and damage of a wall P1 at limit displacement D_u	221
Fig. 6.34: Pushover curve of the construction in grouted by C1 in -Y direction and damage of a wall P1 at limit displacement D_u	222
Fig. 6.35: Capacity of structure in terms of displacement D_d at SLS and earthquake demand D_{max} at SLS in X and Y direction for all analysed cases.....	222
Fig. 6.36: Capacity of structure in terms of displacement D_u at ULS and earthquake demand D_{max} at ULS in X and Y direction for all analysed cases.....	223
Fig. 6.37: Ground acceleration SLSPGA for all analysed cases in X and Y direction.....	224
Fig. 6.38: Ground acceleration ULSPGA for all analysed cases in X and Y direction.....	224
Fig. 6.39: Shape of the elastic response spectra.....	226
Fig. 6.40: SRC coefficients calculated by SREMB and 3MURI in X and Y direction.....	230
Fig. 6.41: Capacity of a structure in terms of displacement D_u at ULS calculated by SREMB.....	230
Fig. 6.42: Limit ground acceleration ULSPGA calculated by SREMB and 3MURI in X and Y direction.....	230
Fig. 6.43: North facade.....	231
Fig. 6.44: South facade (wall P2).....	232
Fig. 6.45: West facade – wall P1 (left) and east facade (right).....	232
Fig. 6.46: Comparison of actual damage and the mode of failure of the wall P1 calculated by 3MURI (-Y direction).....	233
Fig. 6.47: Comparison of actual damage and the mode of failure of the wall P2 calculated by 3MURI (-X direction).....	233

OKRAJŠAVE IN SIMBOLI

BSC_u	mejni strižni koeficient
CF	faktor zaupanja (angl. <i>confidence factor</i>)
DL	mejno stanje omejenih poškodb (angl. <i>damage limitation</i>)
KL	nivo poznavanja konstrukcije (angl. <i>knowledge level</i>)
NC	stanje blizu porušitve (angl. <i>near collapse</i>)
SD	poškodovano stanje (angl. <i>significant damage</i>)
$SLSPGA$	pospešek tal, ki povzroči poškodbe konstrukcije v smislu MSU
SRC_u	koeficient potresne odpornosti
$ULSPGA$	pospešek tal, ki povzroči porušitev konstrukcije v smislu MSN
A_{env}	površina pod idealizirano ovojnico
A_i	površina prereza preskušanca pri triplet preiskavi
A_w	površina vodoravnega prereza zidu
C_R	faktor redukcije nosilnosti zidu zaradi idealizacije
D	pomik MDOF sistema
D'	dolžina tlačnega dela zidu
D_d	kapaciteta pomika MDOF sistema za MSU
D_{max}	ciljni pomik MDOF sistema v smislu zahteve potresne obtežbe
D_u	kapaciteta pomika MDOF sistema za MSN
E	modul elastičnosti zidu
E_0	modul elastičnosti kamnitega zidu v neinjektiranem stanju
E_{C2}	modul elastičnosti kamnitega zidu po injektiranju z mešanico C2
E_{dL}	longitudinalni dinamični modul elastičnosti
E_w	modul elastičnosti opečnega zidka
F^*	celotna prečna sila SDOF sistema
F_b	celotna prečna sila, ki deluje na konstrukcijo pri potresni obtežbi
F_c	maksimalna sila pri preiskavi tlačne trdnosti
F_i	strižna sila pri triplet preiskavi
F_{imax}	maksimalna strižna sila pri triplet preiskavi
F_L	osnovna resonančna frekvenca pri meritvah E_{dL}
F_{pi}	predkompresijska sila pri triplet preiskavi
F_t	maksimalna sila pri preiskavi upogibne trdnosti
F_{wmax}	maksimalna sila pri preiskavi tlačne trdnosti opečnega zidka
F_y^*	celotna prečna sila SDOF sistema na meji tečenja
\bar{F}_i	normirane vodoravne sile
G	strižni modul zidu
$G_{k,j}$	karakteristična vrednost stalnega vpliva j
G_w	strižni modul opečnega zidka
H	vodoravna sila pri strižni preiskavi
H_0	razdalja od točke maksimalnega do ničelne točke momenta v zidu
H_{cr}	vodoravna sila pri formaciji prvih razpok pri strižni preiskavi
H_{id}	vodoravna nosilnost (odpornost) celotne etaže
H_{max}	maksimalna vodoravna sila pri strižni preiskavi
H_u	vodoravna odpornost zidu pri strižni preiskavi
K_e	efektivna togost zidu pri strižni preiskavi

L	razdalja med oddajnikom in sprejemnikom pri meritvah hitrosti zvoka
N	navpična obtežba zidu
P_1	poraba sveže pripravljene injekcijske mešanice v litrih
P_2	poraba suhe injekcijske mešanice v kg/m^3
$Q_{k,i}$	karakteristična vrednost spremenljivega vpliva i
S	faktor temeljnih tal
S_{ay}	krivulja kapacitete
$S_d(T_1)$	vrednost projektnega pospeška pri nihajnem času T_1
S_{de}	elastični spekter odziva za pomike
S_e	elastični spekter odziva za pospeške
T	temperatura zraka v času injektiranja; čas potovanja zvoka skozi preskušane
T^*	nihajni čas SDOF sistema
T_1	osnovni nihajni čas konstrukcije
T_B	spodnja meja nihajnega časa v območju konstantne vrednosti spektr. pospeška
T_C	zgornja meja nihajnega časa v območju konstantne vrednosti spektr. pospeška
V	hitrost širjenja zvoka po preskušancu
V_b	celotna prečna sila konstrukcije ob vpetju
V_e	etažna sila
V_f	strižna kapaciteta (odpornost) strižno obremenjenega zidu
V_{ff}	strižna kapaciteta (odpornost) upogibno obremenjenega zidu
$V_{f,s}$	strižna odpornost zidu z upoštevanjem natezne trdnosti
V_i	odpornost posameznega zidu
V_{max}	maksimalna vodoravna nosilnost (odpornost) konstrukcije
V_{tot}	vodoravna nosilnost (odpornost) konstrukcije
V_u	idealizirana vodoravna nosilnost (odpornost) konstrukcije
V_v	prostornina posode za določevanje prostorninske mase sveže mešanice
W	teža stavbe
Γ	transformacijski faktor
ΔT	sprememba površinske temperature pri termografskih meritvah
ΔV	sprememba prostornine
a	širina preskušanca pri preiskavi tlačne trdnosti malte in injekcijske mešanice
a_g	projektni pospešek tal na obravnavani lokaciji
b	šir.preskušanca; faktor razporeditve str. napetosti; raz. med višino in širino zidu
d	debelina zidu; višina preskušanca; rel. vodoravni pomik pri strižni preiskavi
d^*	pomik SDOF sistema
d_a	premer jeklene armaturne palice
d_a	absolutni horizontalni pomik pri strižni preiskavi
d_c	pomik na vrhu konstrukcije
d_{cr}	pomik pri formaciji prvih razpok pri strižni preiskavi
d_e	pomik pri idealizirani meji elastičnosti
d_{et}	etažni pomik
d_{max}	maksimalni pomik pri strižni preiskavi
d_t	mejni pomik MDOF sistema
d_t^*	mejni pomik SDOF sistema
d_y^*	pomik SDOF sistema na meji tečenja
f_b	tlačna trdnost opečnega zidaka
f_{bc}	normirana tlačna trdnost opečnega zidaka

f_{cAC}	tlačna trdnost kamnitega zidu po injektiranju s cementno-apneno mešanico
f_{cc}	tlačna trdnost valjastega preskušanca
f_{cC}	tlačna trdnost kamnitega zidu po injektiranju s cementno mešanico
f_{cg}	tlačna trdnost prizme strjene injekcijske mešanice
f_{cL}	tlačna trdnost apnenca
f_{cm}	tlačna trdnost maltnih prizem in prizem iz injekcijske mešanice
f_{co}	tlačna trdnost kamnitega zidu v obstoječem stanju
f_{cS}	tlačna trdnost peščenjaka
f_{ctg}	cepilna natezna trdnost injekcijske mešanice
f_{ctm}	cepilna natezna trdnost strjene injekcijske mešanice
f_d	karakteristična tlačna trdnost zidu
f_f	upogibna trdnost prizme strjene injekcijske mešanice
f_{fm}	upogibna trdnost maltnih prizem in prizem iz injekcijske mešanice
f_m	tlačna trdnost malte
f_m	povprečna tlačna trdnost zidu
f_{mr}	reducirana tlačna trdnost malte
f_{pi}	predkompresijska napetost pri triplet preiskavi
f_s	tlačna trdnost kamna
f_t	natezna trdnost zidu
f_{tc}	cepilna natezna trdnost valjastega preskušanca
f_{tk}	karakteristična natezna trdnost armaturnega jekla
f_{umL}	sprejemna natezna trdnost injekcijske mešanice na apnencu
f_{umS}	sprejemna natezna trdnost injekcijske mešanice na peščenjaku
f_{vd}	strižna trdnost zidu
f_{vmo}	povprečna strižna trdnost zidu pri ničelni tlačni napetosti
f_{voi}	strižna trdnost preskušanca pri triplet preiskavi
f_{vok}	karakteristična začetna strižna trdnost preskušanca pri triplet preiskavi
f_w^I	tlačna napetost opečnega zidka pri nastanku prve razpoke
f_{wmax}	tlačna trdnost opečnega zidka
f_{yk}	karakteristična meja elastičnosti armaturnega jekla
g	pospešek prostega pada (9,81 m/s ²)
g_o	stalna obtežba
h_1	začetna globina mešanice pri meritvah spremembe prostornine
h_2	globina mešanice v izbranem časovnem intervalu pri meritvah spr. prostornine
l	dolžina zidu/preskušanca; razmik med podporama pri preiskavi upogibne trdnosti
l_a	dolžina jeklene armaturne palice (sidra)
l_s	sidrna dolžina jeklene armaturne palice
m	celotna masa stavbe nad temelji
m^*	masa ekvivalentnega SDOF sistema
m_1	masa prazne posode pri določevanju prostorninske mase sveže mešanice
m_2	masa posode skupaj z mešanico pri določevanju prost. mase sveže mešanice
m_d	masa suhega opečnega zidaka
m_i	masa i-te etaže
m_w	masa vodozasičenega opečnega zidaka
p	pritisk pri injektiranju
p	spremenljiva obtežba
q	faktor obnašanja konstrukcije
q_u	redukcijski faktor
s_0	scratch indeks izmerjen v običajnih pogojih

s_{150}	scratch indeks po 150 ciklih zmrzovanja/tajanja
t	debelina zidu
t_{inj}	čas injektiranja zidnega slopa
$t_{meš}$	čas mešanja injekcijske mešanice
t_p	pretočnost sveže pripravljene injekcijske mešanice
u_{max}	pomik pri doseženi strižni trdnosti pri triplet preiskavi
u_w^I	navpični pomik opečnega zidka pri nastanku prve razpoke
u_{wmax}	navpični pomik opečnega zidka pri doseženi tlačni trdnosti
v	višina zidu
v/v	vodovozivno razmerje
w_m	vodovpojnost opečnih zidakov
wrv	sposobnost zadrževanja vode sveže pripravljene malte oziroma inj. mešanice
Φ_{sp}	zasuk spodnjega elementa pri strižni preiskavi
Φ_{zg}	zasuk zgornjega elementa pri strižni preiskavi
α	koeficient kondicioniranja opečnih zidakov; kot notranjega trenja (triplet test)
α_k	karakteristični kot notranjega trenja (triplet test)
γ_m	delni faktor varnosti za material
δ	oblikovni koeficient
δ_u	deformacijska kapaciteta zidu
ε_1	navpična deformacija opečnega zidka pri preiskavi tlačne trdnosti
ε_2	vodoravna deformacija opečnega zidka pri preiskavi tlačne trdnosti
η	faktor za korekcijo vpliva dušenja
λ	korekcijski faktor pri izračunu prečne sile F_b zaradi potresne obtežbe
μ	duktilnost zidu
μ_{du}	faktor duktilnosti
v	prostornina injekcijske mešanice pri določevanju izločanja vode
v_I	prostornina izločene vode nad injekcijsko mešanico po preteku 3 ur
v_d	normirana tlačna sila
v_w	Poissonovo število opečnega zidka
φ	koeficient za upoštevanje kategorije zasedenosti in vrste etaže
ϕ_i	normirani pomiki
$\psi_{2,i}$	kombinacijski faktor
$\psi_{E,i}$	koeficient za kombinacijo za spremenljivi vpliv
ρ	gostota materiala
ρ_L	prostorninska masa apnenca
ρ_m	prostorninska masa sveže injekcijske mešanice
ρ_m	prostorninska masa strjene injekcijske mešanice
ρ_{mo}	prostorninska masa sveže pripravljene injekcijske mešanice
ρ_S	prostorninska masa peščenjaka
σ_0	napetost v zidu zaradi navpične obremenitve
τ_{max}	povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu pri strižni preiskavi

1 UVOD

1.1 Predstavitev problematike

Stavbna dediščina s pripadajočimi zbirkami sodi med najbolj vidne in pomembne temelje evropske in slovenske kulturne dediščine ter pomembno prispeva k atraktivnosti in identiteti Evrope in Slovenije. S staranjem stavb, ki ga spremljajo poškodbe in propadanje, raste potreba po njihovem vzdrževanju in obnovi. Tako obnovitvena dela na obstoječih stavbah in infrastrukturnih objektih danes dosegajo 1/3 trga gradbenih del v Evropi (Structural Analysis of Existing Structures, 2009). Poškodbe stavbne dediščine so vse pogostejše tudi posledica podnebnih sprememb, kar nedvomno potrjujejo rezultati zaključenega evropskega projekta Noah's Ark (Climate Change Impact on Built Heritage, 2009). Glavne podnebne spremembe, ki grozijo stavbni dediščini, so pogostejša in večja temperaturna nihanja, sprememba količine in intenzitete padavin ter posledično, dolgoročno vse večja nihanja relativne vlage in naraščanje morske gladine. Trenutni izredni vpliv, katerega vse večja pogostost je prav tako posledica podnebnih sprememb in ki ogroža stavbno dediščino, so poplave. Na območju Evrope in Slovenije je potrebno vedno upoštevati tudi možnost poškodb zaradi potresnih obremenitev. Stavbni sklop, ki je najbolj izpostavljen različnim poškodbam in propadanju, je ovoj stavbe, ki ga tvorijo zunanji in notranji omet kot zaščitna in dekorativna sloja, ter zid kot nosilni konstrukcijski element. Zidovi stavbne dediščine v Sloveniji so večinoma grajeni iz kamna, opeke ali mešanice kamna in opeke.

Stavbno dediščino pogosto vedno znova obnavljamo in/ali utrjujemo brez natančnih preiskav gradiva in konstrukcijskih elementov, ki so nujna podlaga za načrtovanje ustreznih posegov. Tak pristop zahteva veliko denarja, časa in virov (surovin). Izvedeni ukrepi so velikokrat zgolj reakcija na trenutne probleme, ponujajo delne ter pogosto neustrezne in škodljive rešitve. Med takšne posege sodi tudi zamenjava originalnih lesenih medetažnih konstrukcij z armiranobetonskimi, rušenje obstoječih in pozidava novih sten ter uporaba materialov, ki po sestavi in mehansko-fizikalnih lastnostih niso kompatibilni z originalnimi. Ti praviloma z leti povzročijo nove poškodbe stavbnega tkiva. Tako izgubljam originalnost izvirnika, z agresivnimi ireverzibilnimi posegi pa praktično onemogočimo vrnitev v originalno stanje.

Opisani in uveljavljeni pristop k obnovi stavbne dediščine ni ustrezen, zato bi ga morali korenito spremeniti.

1.2 Definiranje izhodišč in ciljev dela

Trajnostni razvoj¹ in s tem težnja po učinkovitejši porabi naravnih virov in zmanjšanju onesnaževanja okolja je postal tudi zaradi podnebnih sprememb in posledičnih vplivov pomembna tema današnje generacije. Trend trajnostnega razvoja se odraža tudi v gradbeništvu, kjer trajnostna gradnja pomeni gradnjo, ki je do okolja odgovorna in v smislu porabe virov učinkovita skozi celoten življenjski cikel stavbe: vključno s procesom načrtovanja, izgradnje, obratovanja, vzdrževanja, obnove in razgradnje (Definition of Green Building, 2010). Večja intenzivnost in pogostost ekstremnih vremenskih dogodkov, stalno prisotna možnost potresa v Sloveniji in večjem delu Evrope, zahteve po upoštevanju trajnostnega razvoja in neustrezen trenutni pristop k varovanju in obnovi stavbne dediščine, terjajo razvoj učinkovitih trajnostnih prilagoditvenih in ublažitvenih strategij tudi na tem področju. Namen doktorske disertacije je definirati okvire trajnostne obnove ovoja stavbne dediščine, ki bo temeljila na kontinuiranem preventivnem vzdrževanju stavb, optimizaciji vzdrževalnih in potencialno potrebnih utrditvenih ukrepov in uporabi gradiv, ki so kompatibilna z originalnimi. Pri tem izhajamo iz rezultatov obsežnih in temeljitih preiskav in analiz stanja stavbe (tako gradiv kot konstrukcije) in natančne določitve vzrokov za propadanje in poškodbe. Tak pristop omogoča natančno, učinkovito, predvsem pa pravilno načrtovanje obnovitvenih in/ali utrditvenih posegov. Večja obnovitvena dela so tedaj nepotrebna ali pa jih je mogoče izvajati v daljših časovnih intervalih. S kontinuiranim izvajanjem preventivnih ukrepov v okviru rednega vzdrževanja stavb preprečimo ali vsaj bistveno upočasnimo propadanje stavbnega tkiva. S tem pomembno zmanjšamo porabo virov

¹ Trajnostni razvoj je zamisel o razvoju človeške družbe, pri katerem bi se izognili nevarnosti, ki jih povzroča osredotočenje na količinski materialni razvoj z izčrpavanjem naravnih virov in onesnaževanjem okolja. Strategija trajnostnega razvoja obsega gospodarski razvoj, socialni razvoj in varstvo okolja (Wikipedia, 2011). Za označitev trajnostnega razvoja se pogosto citira sledeča definicija: »Trajnostni razvoj zadovoljuje potrebe človeškega rodu, ne da bi ogrozil možnost prihodnjih rodov, da zadovolji svoje potrebe.« (Our Common Future, 1987)

(surovin) in onesnaževanje okolja v primerjavi z obsežnimi in praviloma agresivnimi posegi v skoraj do konca propadlo stavbo ali celo rušitvijo in nadomestitvijo z novo stavbo.

Da bi lahko kritično ovrednotili in potrdili učinkovitost trajnostnih posegov na stavbni dediščini, potrebujemo rezultate ustreznih laboratorijskih in in situ preiskav ter numeričnih analiz. Poleg pregleda literature bomo zato velik del potrebnih rezultatov črpali iz lastnih eksperimentalnih preiskav, ki smo jih izvedli v okviru te doktorske disertacije. Njeni specifični cilji so sledeči:

- razviti kompatibilne malte in injekcijske mešanice na osnovi mineralnih veziv in dodatkov, ki bodo primerne za obnovo in utrjevanje ovoja stavbne dediščine;
- pridobiti rezultate eksperimentalnih preiskav zmrzovanja/tajanja in vlaženja/sušenja za ponazoritev vpliva ekstremnih vremenskih razmer na ovoj stavbe ter ovrednotiti njihov vpliv na trajnost in nosilnost ovoja stavbe;
- oceniti učinkovitost izbranega utrditvenega trajnostnega ukrepa (injektiranja) s pomočjo analitične in numerične analize odziva ovoja stavbe;
- na podlagi dostopne literature in ugotovitev lastnih preiskav podati priporočila za izvedbo trajnostnih prilagoditvenih in ublažitvenih strategij za ohranitev stavbne dediščine.

1.3 Zasnova dela

Namen dela je na razumljiv in pregleden način predstaviti sicer obsežno in interdisciplinarno področje. Tvori ga pet glavnih sklopov: uvod, pregled literature, lastne preiskave s pripadajočimi analizami, priporočila za izvedbo trajnostnih prilagoditvenih in ublažitvenih ukrepov za obnovo stavbne dediščine in zaključki. V uvodnem poglavju na kratko predstavljamo problematiko, podajamo opis trenutnega stanja ter definiramo izhodišča in cilje, ki jih želimo doseči v okviru doktorske disertacije. Sledi dokaj obsežen pregled literature, ki ga začenjamo s pregledom značilnosti gradnje skozi različna zgodovinska obdobja in tipologijo ovoja stavbne dediščine v Sloveniji. Nadaljujemo s priporočili in zakonodajo na področju varovanja stavbne dediščine, opisom vzrokov poškodb stavbnega ovoja s poudarkom na vplivu podnebnih sprememb in potresnih obremenitev, opisom vpliva izmenjujočih se ciklov navlaževanja/sušenja in zmrzovanja/tajanja na gradbene materiale, opisom različnih metod preiskav stavbnega ovoja, opisom pridobivanja, zgodovine uporabe in procesov strjevanja mineralnih veziv, opisom tehnik za obnovo in utrjevanje stavbnega ovoja ter zaključujemo s pregledom rezultatov preiskav s področja vpliva sistematičnega injektiranja na mehanske lastnosti kamnitih ali kamnito opečnih zidov.

V osrednjem delu doktorske disertacije opisujemo lastne eksperimentalne preiskave in analize. Sem sodijo laboratorijske preiskave v okviru razvoja kompatibilnih materialov z mineralnim vezivom, laboratorijske preiskave opečnih zidkov in in situ preiskave kamnite zidane stavbe. Osrednji del zaključujemo z nelinearno potresno analizo kamnite zidane stavbe izvedeno z dvema programskima orodjema. V predzadnjem poglavju obravnavamo priporočila za izvedbo trajnostnih prilagoditvenih in ublažitvenih ukrepov za ohranitev stavbne dediščine, kjer podajamo smernice za periodično pregledovanje in kontinuirano vzdrževanje stavbne dediščine ter smernice za razvoj in izbiro ustreznih materialov za obnovo in/ali utrjevanje stavbnega ovoja. V zaključkih podajamo ključne rezultate in ugotovitve izvedenih preiskav in analiz. Navajamo še dosežene prispevke k znanosti ter priporočila in napotke za nadaljnje delo.

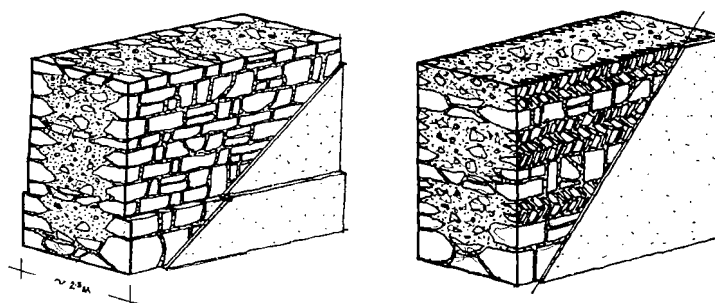
2 PREGLED LITERATURE

2.1 Značilnosti gradnje na področju Slovenije

2.1.1 Zgodovinski pregled

Ljudje smo od nekdaj gradili zatočišča in bivališča, infrastrukturne objekte in zbirališča, namenjena raznim verskim obredom in izmenjavi dobrin. Materiali, tehnološki postopki in pristopi h gradnji se razlikujejo po kontinentih in posameznih območjih ter so odvisni od podnebnih, verskih, kulturnih in razvojno-ekonomskih dejavnikov. Zaradi širokega spektra značilnosti gradnje v svetovnem merilu smo se v pričujočem zgodovinskem pregledu geografsko omejili na območje Slovenije.

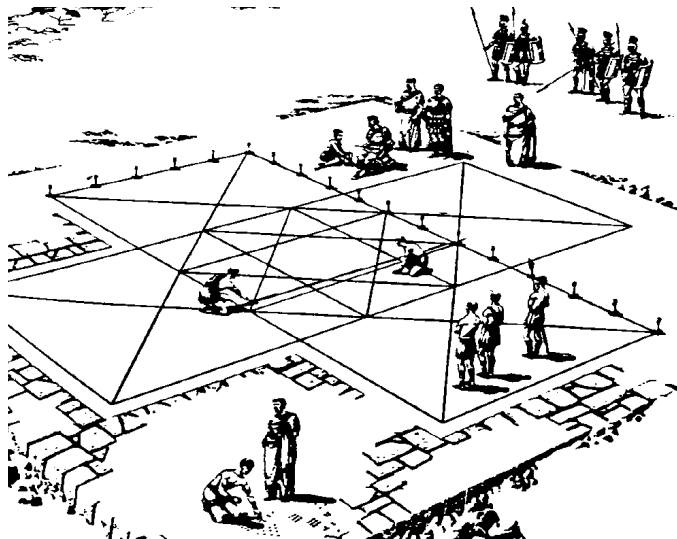
Prvi podatki o načinu gradnje pri nas so na voljo iz časa mlajše kamene dobe (med 7000 in 4000 pr. n. št.), ko so ljudje gradili lesene kolibe in površine obdelali s slojem ilovice. Gradnja v lesu je značilna tudi za obdobje med 4000 in 2000 let pr. n. št. (kolišča na Ljubljanskem barju) in od 2000 do 900 let pr. n. št. Po letu 900 pr. n. št. so pri gradnji že uporabljali kamenje (Turk, 1981). Čeprav je za rimsko dobo (od rimske zasedbe v 1. stoletju pa vse do naselitve Slovanov med 6. in 7. stoletjem) značilna gradnja s kamnom, ki ga je bilo mogoče dobiti v neposredni okolici, se v tem času začne gradnja z opeko (Ferjan, 1989). Rimski gradbeniki so vpeljevali za tisti čas nove konstrukcijske elemente, kot so stebri, zidovi, oboki in kupole, grajene v kamnu in apneni malti (Čadež, 1989). Rimljani so pri gradnji uporabljali tudi t.i. rimski beton, sestavljen iz apna, pucolanske zemlje, peska in zdrobljene opeke, ter zidove dodatno utrdili s poševnim (»ribja kost«) vgrajevanjem kamnov in dodatnimi prečnimi povezavami (slika 2.1, Fister, 1986).



Slika 2.1: Gradnja zidov v rimski dobi – rimski beton (levo) in zid utrjen z diagonalno položenimi kamni in prečnimi povezavami (desno) (Fister, 1986)

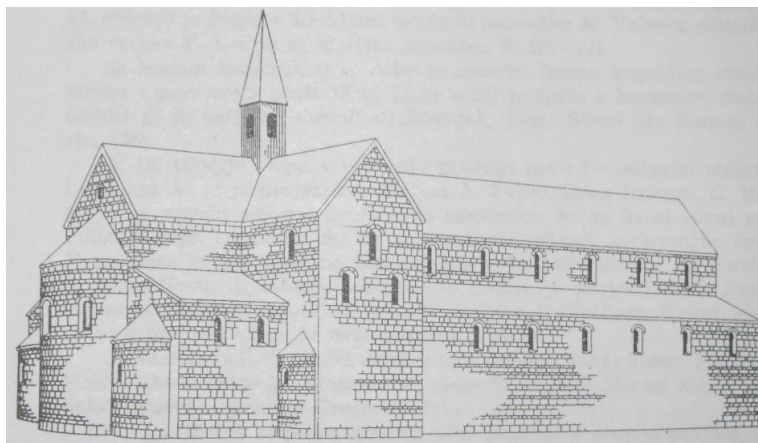
Fig. 2.1: Construction of the walls in Roman era – Roman concrete (left) and wall strengthened by diagonally positioned stones and transverse connections (right) (Fister, 1986)

Rimljani so pri gradnji stavb in mest (slika 2.2) uporabljali svoj, rimski merski sistem, pri katerem so imena dolžinskih enot povzeli po delih človeškega telesa (Kurent, 1987).



Slika 2.2: Gradnja rimskega mesta (Fister, 1986)
Fig. 2.2: Construction of the Roman city (Fister, 1986)

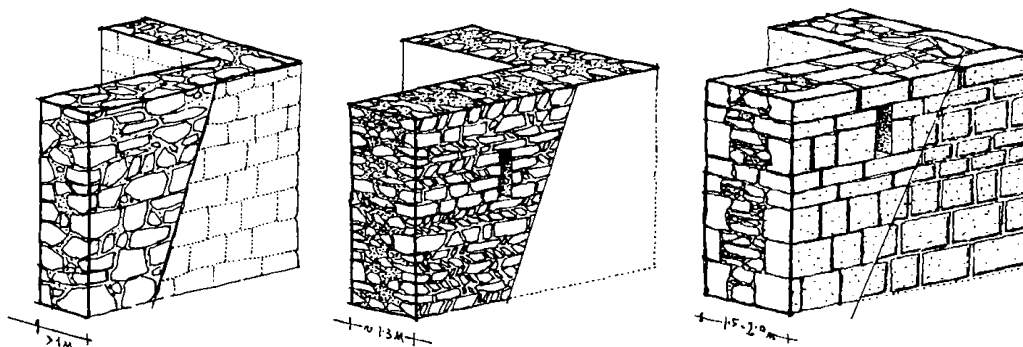
Ko je rimski imperij propadel, je usahnilo tudi znanje o izdelavi opeke in kamnoseštvu. Stavbe so se gradile iz kamna, ki so ga dobili iz ruševin rimskih stavb. Večinoma se je pri gradnji začel uporabljati les, ilovica in tudi slama (Ferjan, 1989). Od konca 8. pa vse do zaključka 11. stoletja (obdobje predromanike) je tako na področju Slovenije prevladovala gradnja z lesom. Šele ob koncu tega obdobja so se pomembnejše stavbe ponovno gradile iz kamna, redkeje iz opeke (Curk, 1974). Obdobje od 11. do sredine 13. stoletja slogovno označuje romanika, za katero je značilna trdnjavska gradnja z majhnimi, polkrožno zaključenimi odprtini. Značilnosti visoke romanike je med drugim mogoče opaziti v preostankih samostana v Stični, rekonstrukcijo katerega prikazujemo na sliki 2.3.



Slika 2.3: Rekonstrukcija severno-vzhodnega dela romanske bazilike samostana Stična (Zadnikar, 1969)

Fig. 2.3: Reconstruction of the north-east part of Romanesque basilica of the Stična monastery (Zadnikar, 1969)

Za obdobje romanike je, v odvisnosti od debeline zidov, značilno več načinov gradnje zidov v apneni malti z dodatkom zdrobljene opeke (slika 2.4). Pri gradnji je prevladoval kamen, ki so ga običajno zgolj grobo obdelali, redkeje pravilno klesali. Površino zidov so navadno obdelali s tankoslojnim ometom, katerega funkcija je bila z vrezovanjem mreže ponazoriti čvrsto gradnjo v klesanem kamnu (Fister, 1986) in zaščititi maltne spojnice (Kavčič, 2004).



Slika 2.4: Različne vrste romanske zidave (Fister, 1986)

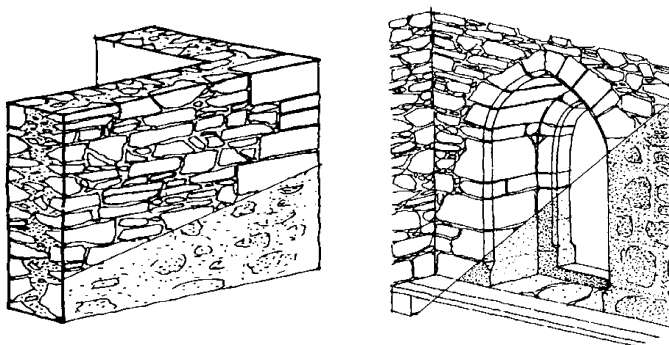
Fig. 2.4: Different types of Romanesque wall construction (Fister, 1986)

Obdobje med romaniko in renesanso od druge polovice 12. stoletja do prve polovice 16. stoletja označuje gotika. Za gotske stavbe so značilne šilasto zaključene odprtine, zidni oporniki in rebrasto oblikovani oboki (Komelj, 1989). Značilen primer gotske gradnje je cerkev sv. Petra v Dvoru iz leta 1526 (slika 2.5).



Slika 2.5: Cerkev sv. Petra v Dvoru
Fig. 2.5: The Church of St. Peter in Dvor

Tehnologija gradnje se je s povečano uporabo kamnitega gradiva vedno bolj poenostavljala. Zaradi uporabe kamna nepravilnih oblik in različnih velikosti je vedno večjo veljavo pridobival omet, ki so ga nanašali v debelejših nanosih (Kavčič, 2004). Če so zidove v zgodnjem srednjem veku še gradili iz klesanega kamna, so za obdobje gotike značilni tanjši zidovi iz delno oblikovanih kamnov, pri katerih so iz klesanih kamnov pozidali le vogale in robove odprtin (Fister, 1986).



Slika 2.6: Primera gotske zidave (Fister, 1986)
Fig. 2.6: Examples of Gothic construction (Fister, 1986)

V 14. stoletju so zidove večine stavb na našem ozemlju gradili iz kamna, oboke stropnih konstrukcij pa iz opeke. V tem času se pojavi tudi opečna kritina (Ferjan, 1989). Opeko, katere uporaba je značilna za gradnjo pomembnejših stavb, kot so cerkve in gradovi, so začeli v 15. stoletju uporabljati tudi pri gradnji meščanskih stavb (Curk, 1974). Kmečke stavbe so pred 15. stoletjem na Primorskem gradili iz kamna, na Gorenjskem, Koroškem in Štajerskem

z lesom iglavcev, v Prekmurju, delu Dolenjske in Beli Krajini pa z lesom listavcev ter blatom in pletivom. Za kritino so na prvem območju uporabljali slamo, korce iz opeke in kamnite plošče, na drugem lesene skodle in na tretjem slamo (Sedej, 1992).

V obdobju renesanse, med 15. in 16. stoletjem, so namesto lesenih gradili zidane stavbe. Spremenila se je zasnova prostorov in arhitekturnih detajlov. V tem času so gradove, ki so dobivali arkadna dvorišča, večja stopnišča in urejene parke v neposredni bližini, gradili tudi v nižjeležečih območjih. V to obdobje spada tudi grad Fužine v Ljubljani (slika 2.7), zgrajen med leti 1528 in 1557 (Renesansa – arhitektura, 1996).



Slika 2.7: Grad Fužine v Ljubljani iz obdobja renesanse
Fig. 2.7: Castle of Fužine in Ljubljana from the renaissance period

Večji razmah opekarske dejavnosti se je pri nas začel s prihodom gradbenih mojstrov iz severne Italije. V okolici večjih gradbišč in mest so začele obratovati opekarne in kamnoseške delavnice (Curk, 1974). V obdobju renesanse so omet izvajali v debelejših slojih in iz njega oblikovali različne oblike, s katerimi so ponazarjali kamnite stavbne elemente (Fister, 1986). Od konca 16. stoletja naprej so za območje Slovenije večinoma (razen Primorske in Prekmurja) uporabljali Dunajski merski sistem (Kurent, 1987).

17. in 18. stoletje je obdobje baroka. Za to obdobje je bila pri nas značilna intenzivnejša uporaba obokov in kupol, večje okenske odprtine in stopnišča ter arkadna dvorišča. Gradovi so začeli izgubljati obrambno funkcijo in postajati reprezentativnejši (Prelovšek, 1987). Eden takšnih je dvorec Dornava, dograjen med leti 1739 in 1743 (slika 2.8).



Slika 2.8: Dvorec Dornava v naselju Dornava na Ptujskem polju iz obdobja baroka (Wikipedia, 2011)

Fig. 2.8: The mansion of Dornava in the village Dornava at Ptujsko polje from the Baroque period (Wikipedia, 2011)

Čeprav so pri nas v obdobju baroka zidove najpogosteje gradili iz kamna in zgolj deloma iz opeke, je pri gradnji obokov prevladovala opeka (Curk, 1974). Kakovost gradnje je v 17. in 18. stoletju nazadovala. Vogalov in križanj niso več gradili s klesanimi kamni, temveč so jih zgolj ponaredili v ometu (Fister, 1986). V tem času so razvili več vrst ometa, s katerim so zakrili nekakovostno gradnjo (Ferjan, 1989). Razvili so nove tehnike površinskih obdelav (glajenje, likanje, toniranje), z ometom so izdelovali razne izravnave, profile in dekoracije. Ker so omete izvajali v debelejših nanosih, so kot podlago uporabili lesene letvice in trstiko, razpokanost pri krčenju pa so zmanjševali z dodajanjem živalske dlake. Za izdelavo ometa, ki se je nanašal v dveh ali treh slojih, so začeli uporabljati nove materiale, kot so presejan pesek, kamena moka in pasirano apno z izločenimi grudicami, ter nova orodja, kot so šablone za oblikovanje profilov, opaže za izravnave, kalupe za izdelavo dekorativnih elementov in zidarske žlice za likanje in glajenje dekoracij (Kavčič, 2004).

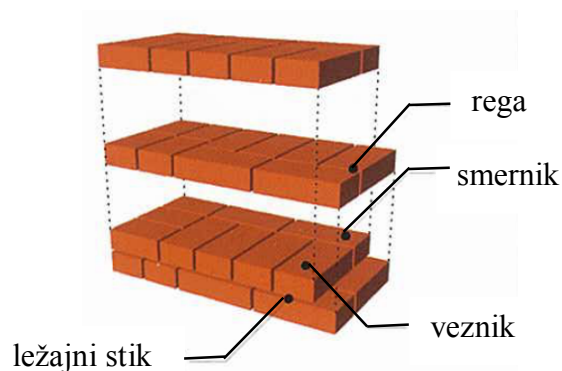
Obdobje med drugo polovico 18. in prvo polovico 19. stoletja zaznamuje klasicizem oziroma neoklasicizem, ki pri nas ni bil najbolj izrazit. Primer neoklasicistične stavbe je sladkorna rafinerija – cukrarna v Ljubljani (slika 2.9, Prelovšek, 1991).



Slika 2.9: Neoklasicistično zasnovana sladkorna rafinerija-cukrarna v Ljubljani (Prelovšek, 1972)

Fig. 2.9: Neoclassically designed sugar refinery-cukrarna in Ljubljana (Prelovšek, 1972)

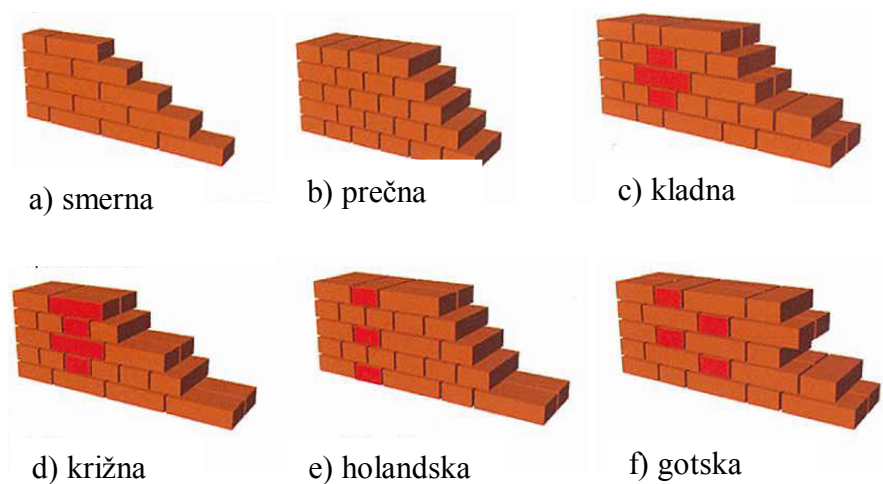
Opeka je pri gradnji stavb, predvsem meščanskih, začela prevladovati od sredine 18. stoletja naprej. Od 19. stoletja naprej je prevladovala tudi opečna kritina. Uporaba opeke je doživela velik razmah po iznajdbi krožne peči, ki sta jo leta 1856 patentirala Hoffman in Licht, ter po uvedbi enotnega opečnega formata (Curk, 1974). Dimenzije opeke so se skozi čas spreminjale. Prva po dogovoru določena mera žganega opečnega zidaka je bila približno enaka dolžini čevlja (Deu, 2004). Tak format je meril 290 x 140 x 65 mm in ga pogosto imenujemo stari ali avstrijski format opeke. Iz obdobja gotike je znan tudi t.i. kloštrski format dolžine 28–30 cm, širine 14–16 cm in višine 7–9 cm. S pojmom opečna zveza označujemo načine polaganja oziroma vezanja zidakov v zidu, pri čemer je bila debelina zidu odvisna od formata in izbranih kombinacij smernih in veznih zidakov. Običajna debelina nosilnega opečnega zidu, pri katerem smo v tlorisu kombinirali smernike (zidak položen v smeri zidu) in veznike (zidak položen pravokotno na smer zidu), je znašala 45 cm za zidove iz zidakov starega formata in 38 cm za zidove iz zidakov normalnega formata (slika 2.10).



Slika 2.10: Shematski prikaz oblikovane opečne zveze (Deu, 2004)

Fig. 2.10: Schematic presentation of formed brick connection (Deu, 2004)

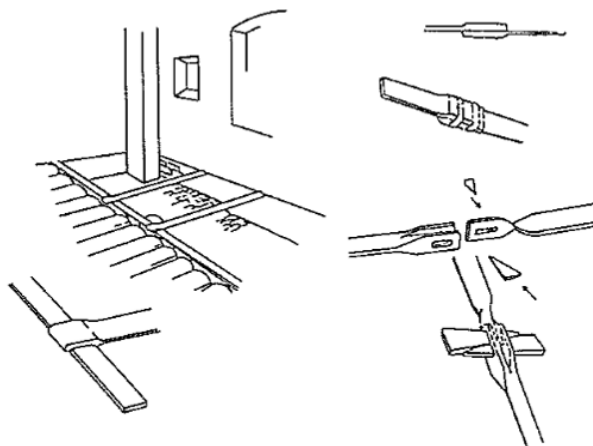
Shematski prikaz nekaterih tradicionalnih zidnih zvez, v primeru da je debelina zidu enaka največ dolžini zidaka, podajamo na sliki 2.11.



Slika 2.11: Tradicionalne opečne zveze (Deu, 2004)

Fig. 2.11: Traditional brick connections (Deu, 2004)

Da bi zagotovili medsebojno povezanost in omejili vodoravno nestabilnost zidov, so gradbeniki že stoletja uporabljali lesene in/ali železne vezi (Tomažević, 1999). Uporaba takšnih vezi kaže, da so bili gradbenim mojstrom v preteklosti vsaj do neke mere znani principi za izboljšanje obnašanja stavb pri potresni obtežbi. Nekaj tipičnih detajlov izvedbe ploščatih železnih vezi za povezavo zidov iz 18. stoletja prikazujemo na sliki 2.12.



Slika 2.12: Tipični detajli ploščatih železnih vezi iz 18. stoletja (Tomažević, 1999)
Fig. 2.12: Typical detail of the 18th century iron wall ties (Tomažević, 1999)

V 19. stoletju je gradbeništvo začelo iz rokodelstva prehajati v sodobno gradbeništvo. Uvajati so začeli nove materiale (železo in jeklo v 19. stoletju, armirani beton v 20. stoletju), izkustveni pristop so nadomestili natančni statični izračuni konstrukcijskih elementov. V avstro-ogrski monarhiji se je v drugi polovici 19. stoletja začela v obliki stavbinskih redov razvijati tudi gradbena zakonodaja (Čadež, 1989).

V drugi polovici 19. stoletja se začne obdobje historizma, v okviru katerega se je uveljavil t.i. rundbogenstil z značilnimi polkrožno oblikovanimi okni. Rundbogenstil kasneje povzame stavbne elemente italijanske renesanse kot so konzole ter okenski in vratni okviri. Primer rundbogenstila pri nas je Kolizej v Ljubljani, zgrajen leta 1846 (Prelovšek, 1990).



Slika 2.13: Kolizej zgrajen leta 1846, kot predstavnik rundbogenstila
Fig. 2.13: Kolizej built in 1846 as a representative of Round-arch style

Ob koncu 19. stoletja je v profani javni arhitekturi v sklopu historizma prevladovala neorenesansa in kasneje neobarok (Prelovšek, 1990). V neorenesančnem slogu je bila v letih 1895–1896 zgrajena stavba Mestne občine Celje (slika 2.14), ki jo je načrtoval češki arhitekt J. V. Hrasky.



Slika 2.14: Stavba Mestne občine Celje kot predstavnica neorenesančnega sloga
Fig. 2.14: Municipality of Celje as a representative of neo-renaissance style

V 19. stoletju so v obdobju historizma in klasicizma prišle do izraza imitacije kamna in okrasni detajli iz žgane gline. Pri gradnji so začeli uporabljati uvožene in ne več zgolj lokalne materiale. Ob zaključku 19. stoletja so uporabljali hidravlična apna, ki se v naši gradbeni tradiciji do tega časa niso uporabljala, ter apneno-cementne omete (Kavčič, 2004). Kot reakcija na uniformiranost historizma se je ob koncu 19. stoletja pojavil secesijski slog, ki pomeni ponovno oživitev rokodelstva, estetike in umetnosti. Pri nas se je začel s popotresno obnovo Ljubljane po ljubljanskem potresu leta 1895. Med predstavnike secesije sodi leta 1901 okrašen Zmajski most in v letu 1904 prenovljena Hauptmannova hiša v Ljubljani (slika 2.15, Prelovšek, 1997).



Slika 2.15: Hauptmannova hiša v Ljubljani, prenovljena v obdobju secesije 1904
Fig. 2.15: Hauptmann house in Ljubljana renewed during the Art Nouveau period in 1904

Po ljubljanskem potresu leta 1895 je bila izdana odredba z določili za izboljšanje potresne odpornosti opečnih zidanih stavb, ki so jih do takrat gradili v slabi malti in večinoma z lesenimi stropnimi konstrukcijami. Odredba je definirala debelino zidov glede na število nadstropij in postavila zahteve za minimalno trdnost opeke in malte. Odredba je predvidevala tudi povezovanje zidov s vodoravnimi jeklenimi trakovi (nameščenimi v sredini prereza zidu) sidranimi z navpičnimi sidri – ključi (Tomaževič, 2009). Predvsem pri gradnji inženjerskih objektov je iznajdba cementa ob koncu 19. stoletja, in posledično proizvodnja narmiranega, armiranega in prednapetega betona, omogočila velik napredek (Ferjan, 1989). V času po prvi svetovni vojni so se v Sloveniji pojavile zidane stavbe z armiranobetonskimi vezmi ter armiranobetonskimi ali prefabriciranimi opečnimi stropnimi konstrukcijami.

Funkcionalizem, ki se začne v prvi polovici 20. stoletja, je predstavljal novo smer v arhitekturi. Razvijajoči se konstrukcijski sistemi so prevladali nad stilno arhitekturo in dekorativnimi elementi. Za funkcionalistično arhitekturo so značilne gladko obdelane površine in združevanje istovrstnih dejavnosti po mestnih območjih. Slovenski funkcionalizem se je najbolj uveljavil v stanovanjski gradnji (slika 2.16 desno). V obdobje funkcionalizma sodi tudi ljubljanski nebotičnik (slika 2.16 levo) zgrajen v letu 1933 (Krečič,

1989). V času, ko je bil izgrajen, je bil nebotičnik najvišja stavba v Sloveniji in ena izmed prvih stavb z vgrajeno potresno izolacijo.



Slika 2.16: Ljubljanski nebotičnik, zgrajen v obdobju funkcionalizma leta 1933, ter Dukičevi bloki v Ljubljani iz istega obdobja

Fig. 2.16: Skyscraper of Ljubljana built in the period of functionalism in 1933 and residential blocks of Dukič in Ljubljana from the same period

V času rekonstrukcije po drugi svetovni vojni so mnogo stanovanjskih stavb (tudi do višine sedem nadstropij) gradili z nosilnimi zidovi zgolj v eni – prečni smeri. Najprej so uporabljali polno opeko, nato pa tudi opečne in betonske votlake (Tomažević, 2009).

2.1.2 Tipologija in mehanske lastnosti ovoja stavbne dediščine v Sloveniji

Zidove stavbne dediščine v Sloveniji so večinoma gradili iz kamna, opeke ali mešanice kamna in opeke. Na podeželju, kjer je bil kamen dolgo najbolj poceni in dostopen gradbeni material, so iz kamna gradili stanovanjske in pomembnejše javne stavbe. V urbanih območjih prevladujejo stavbe grajene iz opeke, vendar so zgodovinske in sakralne stavbe kot so gradovi in cerkve, večinoma gradili iz kamna ali mešanice kamna in opeke. Kamnite zidove so gradili iz apnenca, peščenjaka in skrilavca. Ponekod lahko najdemo vključke iz opeke normalnega formata, predvsem v območju preklad oken in vrat ter za izravnavo kamitih zidov (Bergant in Dolinšek, 2006). Zidove starejših zidanih stavb na slovenskem podeželju so običajno sezidali dvoslojno iz kamnov, ki jih je bilo mogoče dobaviti v neposredni okolici naselij. Velikokrat

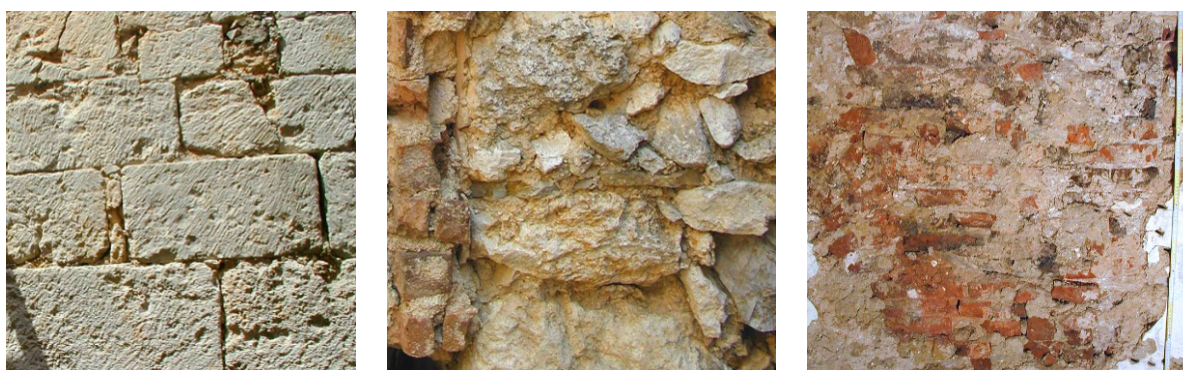
so za gradnjo uporabili kamne iz bližnjih rečnih strug. Pogosto so zidarji kamne vgradili v zid brez posebne obdelave. Delno so obdelali zgolj posamezne kamne. Masivnejše zidove so največkrat gradili troslojno, z zunanjima zidnima slojema iz večjih kamnov ter vmesnim slojem, ki so ga tvorili ostanki, nastali pri obdelavi kamnov za zunanja sloja, malta in drobir. Včasih lahko v jedru takšnih zidov najdemo tudi zemljo, slamo in lesene dele. Zidove stavb v vaških središčih, večjih naseljih in mestih so navadno gradili bolj kakovostno kot na podeželju, čeprav so tudi tu pravilno ali delno klesan kamen uporabljali redkeje. Pogosteje so ga uporabljali pri gradnji gradov, cerkva in drugih pomembnejših objektov. Običajno so iz klesanega kamna gradili zgolj vogale in križanja zidov, ostale dele zidov so pozidali iz neobdelanega ali grobo obdelanega kamna (Uranjek in sod., 2010). Predvsem pri gradnji zidov meščanskih stavb je od 18. stoletja naprej začela prevladovati opeka. Zato lahko danes v zgodovinskih meščanskih stavbah najdemo predvsem avstrijski format opeke (290 x 140 x 65 mm), kasneje so uporabljali današnji normalni format (250 x 120 x 65 mm). Navadno so pri gradnji uporabljali apneno malto z ali brez pucolanskih dodatkov z običajnim volumskim razmerjem med apnom in peskom 1 : 2–3. Konec 19. stoletja so že uporabljali podaljšano apneno-cementno malto z volumskim razmerjem cementa, apna in peska 1 : 3 : 9. V preglednici 2.1 podajamo mehanske lastnosti ovoja nekaterih izbranih stavb v Sloveniji iz različnih zgodovinskih obdobj. V preglednici so glede na sestavo ovoja zajeti kamniti, kamnito-opečni in opečni zidovi, glede na obdobje in vrsto gradnje grad iz 13. stoletja (Binda in sod., 2006a), meščanske hiše zgrajene med 17. in 19. stoletjem (Sheppard in Tomaževič, 1986), ter podeželska hiša, zgrajena leta 1948.

Preglednica 2.1: Nekaj primerov mehanskih lastnosti ovoja stavbne dediščine iz različnih zgodovinskih obdobj

Table 2.1: Some examples of the mechanical properties of the heritage buildings from different historical periods

Stavba	Vrsta zidu	Tlačne trdnosti gradnikov			Mehanske lastnosti zidu kot celote		
		Kamen	Opeka	Malta	Natezna trdnost	Modul elast.	Strižni modul
		f_s (MPa)	f_b (MPa)	f_m (MPa)	f_t (MPa)	E (MPa)	G (MPa)
Grad Pišece 13. st.	kamniti (17.st)	125/250	-	-	0,14	1.490	428
Jedro Ljubljane 17. st.	kamniti	40–70	-	0,5	0,10	-	-
Jedro Ljubljane 17. st.	kamnito -opečni	40–70	15	1,0	0,13	1.000	40
Jedro Ljubljane 18. st.	kamnito -opečni	40–70	15	0,5	0,15	1.000	40
Jedro Ljubljane 19. st.	opečni	-	10	0,3	0,10	2.000	165
Čezsoča leto 1948	kamniti	120/209	-	1,17	0,07	785	113

Grad Pišece, zgrajen v prvi polovici 13. stoletja, so skozi zgodovino večkrat prezidali, tako da je bilo mogoče v okviru preiskav najti zidove iz klesanega kamna iz obdobja romanike, zidove iz lomljenca iz obdobja renesanse ter opečne zidove iz obdobja baroka (slika 2.17).



Slika 2.17: Tekstura in morfologija zidov gradu Pišece iz različnih zgodovinskih obdobj, iz leve: romanika, renesansa in barok (Binda in sod., 2006a)

Fig. 2.17: Texture and morphology of the walls of the castle Pišece from different historical periods, from left: Romanesque, Renaissance and Baroque (Binda et al., 2006a)

Strižni preiskavi je bil potrjen kamniti zid iz obdobja renesanse, zgrajen iz dveh vrst kamna: litotamnijskega apnenca s tlačnimi trdnostmi okoli 125 MPa in trdnjšega apnenčevega

peščenjaka (kalkernita) s tlačnimi trdnostmi do 250 MPa. Debelina zidu na mestu strižne preiskave je znašala 85 cm. S sondiranjem so bile na posameznih mestih evidentirane relativno velike votline. Kamni so bili povezani z apneno malto nizke trdnosti. Modul elastičnosti E je bil ocenjen z metodo dvojnih jeklenih blazin (angl. *flat jack*) in je znašal 1.490 MPa. Mešana kamnito-opečna zidova iz 17. in 18. stoletja, preskušena v starem mestnem jedru Ljubljane, sta bila grajena iz relativno kompaktne mešanice kamna, opeke in malte v volumskem razmerju kamna in opeke 4 : 1. Debelina posameznih preskušanih zidov je pri kamnitem zidu iz 17. stoletja znašala 55 cm, pri mešanem kamnito-opečnem zidu iz 17. stoletja 45 cm ter pri kamnito-opečnih zidovih iz 18. stoletja 50 in 60 cm. Pri tem je pri zidu debeline 60 cm, 10 cm debeline predstavljala enostranska opečna obloga. V primeru kamnitega in kamnito-opečnih zidov, je bil uporabljen t.i. »grajski kamen«, silikatni peščenjak, izkopan iz grajskega hriba v neposredni bližini. Tlačne trdnosti kamnov so se zaradi vlažnosti zidov precej razlikovale. Opeka je bila ročne izdelave, na nekaterih mestih je bilo mogoče najti posamezne dele, večinoma je imela opeka dimenzije 150 x 100 x 50 mm. Malta je bila apnena, pripravljena z nepranim, mestoma zaglinjenim peskom različne granulometrijske sestave. Opečni zid v stavbi iz 19. stoletja je bil sezidan iz polne opeke z merami 250x120x50 mm v apneni malti s peskom fine granulacije in z nizkimi tlačnimi trdnostmi (slika 2.18). Ocenjeno je bilo, da so pri gradnji kamnito-opečnih in tudi pri opečnem zidu v ljubljanskem mestnem jedru uporabili apneno testo. Pri mešanih kamnito-opečnih zidovih je bil modul elastičnosti E ocenjen na 1.000 MPa, pri opečnem zidu je bila vrednost modula elastičnosti 2.000 MPa določena z in situ preiskavo tlačne trdnosti.



Slika 2.18: Tekstura mešanega kamnito-opečnega zidu v stavbi iz 17. stoletja ter opečnega zidu v stavbi iz 19. stoletja (foto arhiv ZAG)

Fig. 2.18: Texture of mixed stone-brick wall in a building from the 17th century and a brick wall in a building from the 19th century (photo archive ZAG)

Pretežno kamnite zidove podeželske stavbe v vasi Čezsoča, zgrajene leta 1948, so zidali iz lomljenega apnenca in peščenjaka s posameznimi opečnimi vključki. Debelina preskušenega zidu je znašala 50 cm. Votlikavost zidov je bila relativno velika in je znašala 10 %. Zidove so gradili z apneno malto s pranim prodnatim agregatom različne granulometrijske sestave. Tlačna trdnost malte je znašala 1,17 MPa. Modul elastičnosti E smo določali z metodo dvojnih jeklenih blazin in je znašal 785 MPa. Teksturo in morfologijo preskušenega zidu prikazujemo na sliki 2.19.



Slika 2.19: Tekstura in morfologija preskušenega kamnitega zidu podeželske stavbe v Čezsoči iz leta 1948

Fig. 2.19: Texture and morphology of the tested stone masonry wall of the rural building in Čezsoča from 1948

Primerjava mehanskih lastnosti posameznih zidov daje glede na namembnost stavbe pričakovane vrednosti. Mehanske lastnosti preskušenega zidu gradu v Pišecah so bile z natezno trdnostjo 0,14 MPa, elastičnim modulom 1.490 MPa ter strižnim modulom 428 MPa med najvišjimi. To je bilo pričakovano, saj gre za grad, kjer je bila zahtevana kakovost gradnje višja kot pri običajnih stavbah. Mehanske lastnosti zidov meščanskih stavb se gibljejo pri natezni trdnosti med 0,10 in 0,15 MPa, pri elastičnem modulu med 1.000 in 2.000 MPa ter pri strižnem modulu med 40 in 165 MPa. Pričakovano najnižje so mehanske lastnosti kamnitega zidu podeželske hiše, kjer znaša natezna trdnost 0,07 MPa, modul elastičnosti 785 MPa in strižni modul 113 MPa.

2.2 Zahteve pri varovanju in ohranjanju stavbne dediščine

2.2.1 Določila in priporočila konservatorskih centrov

Določila in priporočila restavratorskih in konservatorskih služb glede obnove in utrjevanja stavbne dediščine, so med drugim predstavljena v Beneški (Beneška listina, 1964) in Krakovski listini (Krakovska listina, 2000). 10. člen Beneške listine, ki obravnava problematiko uporabe modernih tehnik utrjevanja pravi, da je mogoče v primerih, ko se tradicionalne tehnike izkažejo kot nezadostne, stavbo zgodovinskega pomena utrditi z uporabo katerekoli moderne tehnike za konserviranje in konstrukcijsko utrditev. Učinkovitost uporabljene tehnike moramo prikazati z znanstvenimi podatki in potrditi z izkušnjami. S sprejetjem Krakovske listine leta 2000 se restavratorske in konservatorske zahteve zaostrijo. 10. člen omenjene listine namreč pravi:

»Tehnike za ohranjanje se morajo navezovati – izhajati iz interdisciplinarnih znanstvenih raziskav materialov in tehnologij, uporabljenih za popravilo konstrukcije in/ali restavriranje stavbne dediščine. Pri izbiri posega je potrebno upoštevati originalno funkcijo in zagotoviti kompatibilnost z obstoječimi materiali, strukturami in arhitekturnimi vrednotami. Vsak nov material in tehnološki postopek bi moral biti natančno testiran, primerjan z drugimi in razumljen pred uporabo. Čeprav je lahko dejansko uporabljena nova tehnika bistvenega pomena za ohranitev obstoječe stavbe, je potreben dosleden monitoring v luči doseženih rezultatov, upoštevajoč obnašanje skozi čas in možnost eventualne reverzibilnosti. Posebno pozornost je potrebno posvetiti izpopolnjevanju znanja na področju tradicionalnih materialov in tehnik in njihovo primerno nadaljnjo uporabo v kontekstu moderne družbe, upoštevajoč, da predstavljajo pomembno komponento kulturne dediščine.« (Krakovska listina, 2000)

Problematika poznavanja obstoječih materialov stavbne dediščine in metodologija za razvoj novih, je bila prvič sistematično obdelana v priporočilih ICCROM iz leta 1982 (ICCROM, 1982, cit. po Toumbakari, 2002), kjer so izpostavili, da je v smislu razvoja materialov za popravilo ali materialov, ki bi lahko nadomestili obstoječe (originalne), potrebna vzporedna raziskava novih in tudi obstoječih materialov. Nove materiale naj bi bili jasno opredelili in zelo dobro dokumentirali, vrednotenje in testiranje materialov pa bi morali standardizirati. ICCROM za razvoj materialov za restavriranje priporoča preverjanje in upoštevanje naslednjih postavk:

- »mehanska odpornost«,
- »nastanek nevarnih stranskih produktov«,
- »obnašanje v prisotnosti vode (v tekočem in plinastem agregatnem stanju)«,
- »raztezanje zaradi toplote ali vode«,
- »modifikacije zaradi preperevanja«,
- »izvedba (čim bolj preprosta in zanesljiva)«,
- »omejitve glede reverzibilnosti«,
- »estetski vidik«,
- »označevanje in dokumentiranje dodanih materialov«.

2.2.2 Veljavna zakonodaja

Področje varovanja in ohranjanja stavbne dediščine pri nas ureja Zakon o varstvu kulturne dediščine (ZVKD-1, UL RS št.16/2008). Kulturnovarstvena soglasja in pogoje, ki jih je potrebno upoštevati pri posegih v stavbno dediščino, opredeljujeta 28. in 29. člen. V prvem odstavku 28. člena so podrobneje opisani posegi, za katere je potrebno pridobiti kulturnovarstveno soglasje:

(1) »Kulturnovarstveno soglasje je treba pridobiti za: posege v spomenik; posege v vplivno območje spomenika, če to obveznost določa akt o razglasitvi; posege v varstvena območja dediščine; posege v registrirano nepremično dediščino ali v enoto urejanja prostora, če to obveznost določa prostorski akt za raziskavo dediščine.«

Kulturnovarstvene pogoje opredeljuje 29. člen:

(1) »Pred izdajo kulturnovarstvenega soglasja, razen za soglasje za raziskave ali za iskanje arheoloških ostalin, je treba pridobiti kulturnovarstvene pogoje zavoda.«

(2) »V vlogi za pridobitev kulturnovarstvenih pogojev je treba navesti namen posega in priložiti projektno dokumentacijo, ki jo za pridobitev projektnih pogojev predpisujejo predpisi, ki urejajo graditev. Kadar gre za poseg, za katerega ni predpisano gradbeno dovoljenje, je potrebno vlogi priložiti ustrezno skico in opis posega.«

(3) »Zavod s kulturnovarstvenimi pogoji določi zahteve, ki jih mora izpolnjevati projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja ali druga projektna dokumentacija, potrebna za izvedbo posegov, in zahteve glede strokovne usposobljenosti izvajalcev specializiranih del.«

(4) »Kulturnovarstveni posegi se določijo: za poseg v registrirano nepremično dediščino: v skladu z določbami prostorskega akta ali akta o določitvi varstvenih območij dediščine; za

poseg v spomenik ali vplivno območje spomenika: v skladu z aktom o razglasitvi ali z določbami prostorskega akta oziroma akta o določitvi varstvenih območij dediščine.«

(5) »Zavod lahko s kulturnovarstvenimi pogoji kot pogoj za pridobitev kulturnovarstvenega soglasja določi obveznost oprave predhodnih raziskav ali obveznost priprave konservatorskega načrta.«

(6) »Obveznost oprave predhodnih raziskav se lahko določi, če se upravičeno domneva, da je v nepremičnini, ki je predmet posegov, neodkrita dediščina, in grozi nevarnost za njeno poškodovanje ali uničenje.«

(7) »Priprava konservatorskega načrta se lahko zahteva, če: je nameravani poseg kompleksen; grozi nevarnost uničenja ali ogrožanja varovanih vrednot; je treba pri posegu izvesti konservatorsko-restavratorska dela.«

(8) »Konservatorski načrt je potreben vedno, kadar gre za posege v strukturne elemente spomenika.«

Področje projektiranja objektov kulturne dediščine je obravnavano v 8. členu Zakona o spremembah in dopolnitvah zakona o graditvi objektov (ZGO-1B, UL RS št. 126/2007), kjer je navedeno:

»V objektih, varovanih na podlagi predpisov s področja varstva kulturne dediščine, lahko projektirane in izvedene rešitve odstopajo od predpisanih bistvenih zahtev, vendar samo pod pogojem, da z odstopanjem ni ogrožena varnost objekta, življenje in zdravje ljudi, promet, sosednji objekti ali okolje.«

Standard Evrokod 8-3 »Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb« zahteva, da se pri izračunu nosilnosti konstrukcijskih elementov karakteristična trdnost materiala zmanjša za predpisan varnostni faktor zanesljivosti v odvisnosti od stopnje poznavanja stanja konstrukcije KL (angl. *Knowledge level*), geometrije konstrukcije, izvedbe detajlov in materiala. Skladno z ravnijo poznavanja konstrukcije se določi faktor zaupanja CF (angl. *Confidence factor*), s katerim se delijo povprečne vrednosti trdnosti materialov, dobljenih s preiskavami. Uporaba omenjenih faktorjev je podrobneje razložena v točki 2.4.

V informativnem aneksu C Evrokoda 8-3, ki obravnava priporočila za projektiranje utrjevanja zidanih stavb na potresnih področjih, se točka C.5.1.6 nanaša na utrjevanje zidov z jedrom iz drobirja oziroma utrjevanje večslojnih zidov in pravi:

»Nevezano jedro zidu iz drobirja je mogoče utrditi s cementno injekcijsko mešanico, če je penetracija mešanice zadovoljiva. Če obstaja verjetnost, da bo adhezija mešanice slaba, je

potrebno sistematično injektiranje dopolniti s prečnimi jeklenimi sidri, s katerimi jedro povežemo z zunanji sloji zidu.»

2.3 Poškodbe ovoja stavb s poudarkom na vplivu podnebnih sprememb in potresnih obremenitev

Gradbeni materiali niso imuni na podnebne pogoje, ki so jim izpostavljeni. O propadanju gradbenih materialov, kot sta beton in zidovina, zaradi podnebnih dejavnikov, pogosto poročajo iz različnih delov sveta. Propadanje materiala lahko pogosto doseže stopnjo, zaradi katere je potrebna temeljita obnova ali celo nadomestitev stavbe z novo. Zaradi tega je za preprečitev napredovanja poškodb ključnega pomena redno pregledovanje in vzdrževanje stavb (Sarkar in sod., 1992). V pričujočem pregledu se osredotočamo na poškodbe, ki jih lahko povzročijo podnebne spremembe (neurja, poplave, temperaturne spremembe). Hkrati obravnavamo tudi možnost potresa, ki jo moramo v Sloveniji stalno upoštevati.

2.3.1 Podnebne spremembe in posledični vplivi

Evropska agencija za okolje (About Climate Change, 2010) navaja, da se je v zadnjih 150-ih letih povprečna temperatura zvišala za skoraj 0,8 °C na svetovni ravni in za približno 1,0 °C v Evropi. Do leta 2100 naj bi se temperature po svetu povišale še od 1,8 do 4,0 °C. V Sloveniji naj bi se v letih od 2001 do 2030 temperature povišale od 0,5 do 2,5 °C, v letih od 2031 do 2060 za 1,0 do 3,5 °C in v letih od 2061 do 2090 za 1,5 do 6 °C (Kajfež-Bogataj, Bergant, 2005). Po pričakovanih bodo ekstremni vremenski pojavi, kot so suše, temperaturna nihanja, sprememba količine in intenzitete padavin ter poplave, še pogostejši in intenzivnejši. Po mnenju medvladnega odbora združenih narodov za podnebne spremembe (IPCC) je globalno segrevanje od sredine 20. stoletja naprej zelo verjetno posledica človekovih vplivov. Meritve koncentracij toplogrednih plinov na globalni ravni kažejo pomemben porast od predindustrijske dobe do danes, pri čemer se je koncentracija ogljikovega dioksida povzpela iz takratnih 280 ppm na več kot 387 ppm v letu 2008 (EEA, 2010).

Med vplivi podnebnih sprememb imajo pri propadanju stavbne dediščine prevladujočo vlogo padavine, poplave, neurja in temperaturne spremembe. Neposreden dostop vode, kondenzacija vlage in transport vlage po stavbnem tkivu povzroči navlaževanje zidu, ometa in opleskov. Vetrni sunki ob neurjih in padavinah vdor vlage v ovoj stavbe le še pospešijo. Posledice prekomernega navlaževanja ovoja stavbe se, glede na količino vlage in

temperaturne spremembe, lahko stopnjujejo od poškodb opleska in ometa, do poškodb in propadanja posameznih gradnikov zidu. Stalno prisotna vlaga in vodotopne soli, ki se s kapilarnim srkom odlagajo v notranjosti ali na površini ovoja stavbe, kjer so osnovni gradniki slabše žgana in porozna opeka, peščenjaki ali malta slabe kakovosti, lahko v kombinaciji z zmrzovanjem/tajanjem povzročijo obsežne poškodbe (slika 2.20).



Slika 2.20: Zmrzlinke poškodbe opeke in ometa v območju podzidka (levo) in zaključnega sloja ometa (desno)

Fig. 2.20: Frost damage to bricks and plaster in the lower area of the wall (left) and the final layer of plaster (right)

S poplavami se v Sloveniji srečujemo že skozi celotno zgodovino. Iz zgodovinskih virov ter poznejših sistematičnih opazovanj so znane katastrofalne poplave na slovenskih tleh iz leta 1550 na Celjskem, leta 1851 na Radeljskem polju, Falski pečini, na Lentu v Mariboru in na Ptujju, leta 1901 v večjem delu Slovenije (poplave so bile tudi na Ljubljanskem barju – porušeni je bilo precej mostov, poplavljeni mestna jedra; v Celju je voda segala tudi do 1 m visoko), leta 1910 na Štajerskem, leta 1923 v povodju Soče, Save in Savinje, leta 1925 v Pomurju ter na Štajerskem in Koroškem, leta 1926 na Celjskem in nekaterih drugih območjih, leta 1933 na Ljubljanskem barju, Cerkniški in Ribniški ter Dobropoljski in Struški dolini, dolini Krke, spodnje Save ter v Celjski kotlini, leta 1954 v Celjski kotlini in Krškem, leta 1972 na območju Ledave in Ščavnice s pritoki, leta 1990 v večjem delu Slovenije ter leta 1998, ko je pas močnih padavin zajel območje od Koprškega primorja čez kraške planote, Ljubljansko barje, prek Tuhinjske doline in porečja Drete do širšega območja Celja in naprej čez Haloze (porečje Dravinje) do sosednje Hrvaške (Zgodovina poplav, 2009). V zadnjih letih beležimo predvsem poplave leta 2007 v povodju Selške Sore, ko so hude posledice utrpeli

prebivalci Železnikov, Krope in ostalih krajev ter lanske poplave, ko je bil pod vodo tudi del prestolnice.

Poškodbe, ki jih lahko na stavbni dediščini povzročijo poplave, se stopnjujejo od poškodb opleskov, ometa, tlakov in stavbnega pohištva (slika 2.21 levo) pa vse do spodjedanja temeljne konstrukcije (slika 2.21 desno) in plazenja terena, ki lahko vodi tudi do rušenja stavbe.



Slika 2.21: Nivo poplavne vode v notranjosti stavbe (levo) in poškodbe temeljne konstrukcije neposredno ob strugi (desno) med poplavami v Železnikih

Fig. 2.21: Level of flood water inside the building (left) and damage to foundation structure adjacent to riverbed (right) during floods in Železniki

2.3.2 Potresna obremenitev

Večina potresov nastane zaradi premikov tektonskih blokov vzdolž prelomov v zemeljski skorji. Potencialna energija tektonskega bloka se pri tem spremeni v kinetično energijo potresnega valovanja. Do potresa lahko pride tudi zaradi drugih razlogov, kot so izbruhi vulkanov, udori zemljine na kraških območjih ali rudnikih. Potres lahko povzroči tudi eksplozija. Merilo za jakost potresa oziroma količino sproščene energije je magnituda, ki jo je leta 1935 vpeljal Richter². Richterjevo magnitudo, ki jo imenujemo tudi lokalna magnituda, določa logaritem največjega amplitudnega pomika (podanega v μm), ki ga zabeleži inštrument, oddaljen 100 km od epicentra potresa. Kasneje so seizmologi magnitudo začeli določati na osnovi meritev nihanja tal oziroma amplitud prostorskih in površinskih valov, ki jih povzroči potres. Merilo za učinek potresa na stavbe, predmete, ljudi in okolje je

intenziteta, ki je navadno najvišja v epicentru potresa in se zmanjšuje z oddaljenostjo. V današnjem času je v uporabi evropska makroseizmična intenzitetna lestvica (EMS), ki relativno natančno definira tudi učinek potresa na zidane stavbe (slika 2.22).



1. stopnja: zanemarljive do neznatne poškodbe

(ni poškodb konstrukcije, zanemarljive poškodbe nekonstrukcijskih elementov)



2. stopnja: zmerne poškodbe

(lažje poškodbe konstrukcije, zmerne poškodbe nekonstrukcijskih elementov)



3. stopnja: obsežne do hude poškodbe

(zmerne poškodbe konstrukcije, hude poškodbe nekonstrukcijskih elementov)



4. stopnja: zelo hude poškodbe

(hude poškodbe konstrukcije, zelo hude poškodbe nekonstrukcijskih elementov)



5. stopnja: porušitev

(zelo hude poškodbe konstrukcije, popolna ali skoraj popolna porušitev)

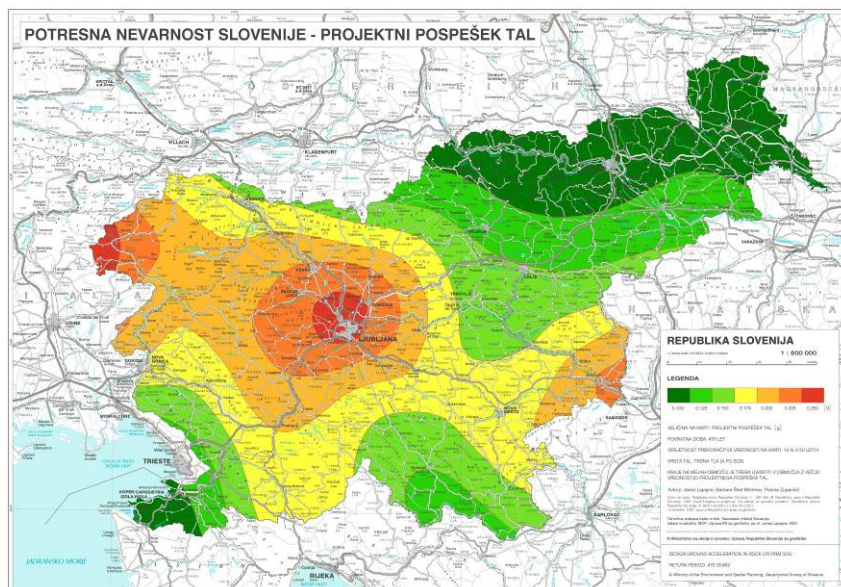
Slika 2.22: Prikaz klasifikacije poškodb zidanih stavb po EMS-98 (Grunthal, 1998)

Fig. 2.22: Classification of damage to masonry buildings according to EMS scale (Grunthal, 1998)

Kot merilo za jakost potresa pri potresnih izračunih konstrukcij uporabljamo projektni pospešek tal a_g , ki je največji pospešek tal (angl. *peak ground acceleration*), do katerega med potresom pride na površju zemlje. Na sliki 2.23 prikazujemo potresne nevarnosti Slovenije, kjer je projektni pospešek tal določen za povratno dobo 475 let in ustreza 90 % verjetnosti, da vrednosti na karti ne bodo presežene v 50-ih letih. Vrednosti projektnega pospeška tal veljajo za skalno podlago oziroma tla vrste A po Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1:2005). Za druge vrste tal je potrebno projektni pospešek pomnožiti z ustreznim koeficientom tal S , ki ga za različne vrste tal določa Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1:2005). Vidimo, da je največje

² Charles Francis Richter (1900-1985) je bil ameriški fizik in seizmolog.

pospeške mogoče pričakovati v okolici Ljubljane, preko Gorenjske do severozahodne Slovenije ter v okolici Krškega in Brežic.



Slika 2.23: Karta potresne nevarnosti (projektnih pospeškov tal) Slovenije
Fig. 2.23: The map of seismic hazard (design ground acceleration) of Slovenia

Območje Slovenije ima obsežno zgodovino močnih potresov, od velikega koroškega potresa v letu 1348 z magnitudo 6,5, dveh potresov leta 1511 z magnitudama 6,8 in 7–7,2 z epicentroma na Idrijskem in v Furlaniji, do potresa v Ljubljani leta 1895 z magnitudo 6,1. Slednji naj bi v takratni Ljubljani poškodoval okoli 10 % vseh zgradb (Močni potresi v preteklosti, 2010). V zadnjem času so poleg potresa na Kozjanskem leta 1974 najbolj odmevni potresi na območju Posočja. Potresa v Furlaniji leta 1976 z magnitudama 6,5 in 6,1 sta Posočje močno prizadela. Poškodovanih je bilo 12.000 stavb, od tega je bilo 4.200 ocenjenih kot začasno neuporabnih. Po potresu leta 1998 z magnitudo 5,6 in žariščem med dolino Lepene in Krnskimi gorovjem je bilo poškodovanih več kot 4.000 stavb, od tega 500 za bivanje neuporabnih. Po zadnjem potresu leta 2004 z magnitudo 4,9 je bilo poškodovanih 1.800 stavb, od tega 20 za bivanje nevarnih.

2.4 Navlaževanje/sušenje materialov

Voda lahko v porozni material vstopa v tekočem ali plinastem agregatnem stanju. V tekočem stanju lahko pride do vstopa vode zaradi kapilarnega srka in/ali infiltracije, v plinastem agregatnem stanju pa sta za vstop vode v porozni material odgovorna higroskopičnost in površinska ali kapilarna kondenzacija (Charola, 2000). Voda ima pomembno vlogo pri fizikalnih (izhlapevanje, kapilarni srk) in kemijskih vzrokih propadanja gradbenih materialov. Razloga za to sta dva: voda je v tekočem ali plinastem agregatnem stanju aktivno udeležena pri vseh kemijskih reakcijah, ki bi lahko povzročile propadanje; voda v tekočem agregatnem stanju ima pomembno vlogo transporta ene komponente k drugi in tako zagotovi fizični kontakt dveh komponent, brez katerega sicer ne bi prišlo do kemijske reakcije. Na zidovih, na katerih je dostop vodi preprečen in so ohranjeni v suhem stanju, ne prihaja do propadanja zaradi kemijskih vzrokov, tudi če bi reakcije med potencialno nevarnimi sestavinami v zidu ob prisotnosti vlage lahko povzročile tvorbo škodljivih produktov (Collepari, 1990). Do prekomernega navlaževanja in posledičnih poškodb stavb lahko pride zaradi manjkajoče, poškodovane ali nepravilno izvedene hidroizolacije, zatekanja meteorne vode zaradi poškodb ali nepravilnih detajlov streh, žlebov in drenaž, poškodb vodovodnih ali kanalizacijskih cevi, pa tudi kot posledica kondenzacije zaradi toplotnih mostov. Navlaževanje, pogosto tudi zasičenje materialov z vodo, se lahko zgodi zaradi poplav, pri čemer poškodb, ki jih na stavbah povzročijo poplave, ne moremo docela enačiti s poškodbami, povzročenimi z bolj običajnimi vzroki navlaževanja. Do navlaževanja zidov lahko torej pride zaradi neposrednega dostopa vode do zidu, kondenzacije vlage na površini zidu ali transporta vlage po gradivu kot posledica kapilarnega srka. Graubohm in Brameshuber (2009), ki sta analizirala morebitne spremembe mehanskih lastnosti začasno potopljenih zidanih konstrukcij, sta ugotovila, da je vpliv intenzivne in dolgotrajne hrambe zidkov v vodi, po osušitvi na začetno stopnjo vlažnosti, relativno majhen. Avtorja v nasprotju z ustaljeno prakso, ki predvideva odstranjevanje in ponovno izvedbo ometov, izpostavljenih poplavi, vsaj glede njihove sprijemnosti s podlago ugotavljata, da tak ukrep ni potreben. Amde je s sodelavci (2004) raziskoval vpliv vlažnosti opečnih prizem pozidanih iz opečnih zidakov in različnih vrst malte na njihovo tlačno trdnost in modul elastičnosti. Mehanske lastnosti prizem iz opečnih zidakov in cementne malte 1 : 2, cementno-apnene malte 1 : 0,5 : 2,25 ter dveh s polimeri

modificiranih cementnih malt, je analiziral v suhem in navlaženem stanju. Avtor žal ne navaja stopnje navlaženosti preskušancev v času tlačne preiskave, ampak zgolj, da so bili 48 ur pred preiskavo hranjeni v vlažni komori ob konstantnem pršenju vode. Ugotavlja, da so tlačne trdnosti navlaženih opečnih prizem v primerjavi s suhimi nižje za od 14 do 24 %, moduli elastičnosti pa od 4 do 22 %. Binda in Anzani (1996) navajata, da so lahko trdnosti določenih vrst kamna v navlaženem stanju tudi do 50 % nižje kot v suhem stanju. V okviru lastnih preiskav (Uranjek, 2008) smo analizirali tlačno trdnost apnenca in peščenjaka v suhem in navlaženem stanju po končani preiskavi kapilarnega srka vode. Tlačna trdnost vzorcev apnenca, pri katerih smo po 28-ih dneh preiskave izmerili 287 g/m^2 kapilarnega srka, se med suhimi in navlaženimi vzorci ni bistveno razlikovala. Pri peščenjaku so bile tlačne trdnosti navlaženih vzorcev v primerjavi s suhimi vzorci nižje za približno 10 %, kar je najverjetneje posledica višje vodovpojnosti peščenjaka v primerjavi z apnencem. Po 28-ih dneh preiskave je kapilarni srk peščenjaka namreč znašal 901 g/m^2 . Veiga in Carvalho (2010) sta analizirala in primerjala, kako uspešne so apnene, cementne in cementno-apnene malte pri zaščiti zidu pred meteorno vodo. Pri tem sta na preskušancih, ki so simulirali dejansko stanje zidu obdelanega z ometom, merila čas, ki je bil potreben, da je voda pod določenim pritiskom prodrla do podlage, in čas, ki je bil potreben za osušitev ometa. Ugotovila sta, da voda pri apnenih ometih nekoliko hitreje prodre do podlage kot pri cementnih in cementno-apnenih ometih. Sušenje je bistveno hitrejše pri apnenih ometih. Ta razlika je bila še posebej očitna pri dvoslojnih ometih. Avtorja navajata, da imajo upoštevajoč dejstvo, da je pri obnovi starejših stavb po pravilu potreben nanos več slojev, apnene malte pri zaščiti zidov pred vdorom deževnice več prednosti kot pomanjkljivosti. V drugem sklopu preiskav sta avtorja preskušance izpostavila ciklom vroče/hladno, vroče/mokro in ciklom zmrzovanja/tajanja. Pri vroče/hladnih in vroče/mokrih ciklih apnene malte v primerjavi s cementnimi in cementno-apnenimi niso kazale poškodb. Poškodbe so se pojavile pri zmrzovanju/tajanju.

Efekt vlaženja in sušenja zidov je najbolj problematičen zaradi transporta, izhlapevanja in kristalizacije vodotopnih soli. Viri soli so zelo različni: onesnažen zrak, zemljina, morska voda, nestrokovna obnova stavb ali medsebojen vpliv različnih gradbenih materialov. Nekateri gradbeni materiali lahko vsebujejo sol že v osnovi. Portlandski cement običajno vsebuje alkalne sulfate, nepravilno žgana opeka pa natrijeve sulfate. Čeprav se soli v zidovih stavb akumulirajo skozi stoletja, pri zidanih stavbah pogosto takoj po izgradnji opazimo soli v obliki eflorescence (Price, 1996). Eflorescenca je v osnovi prašnat depozit soli, ki se formira

pod ali na površini materiala (opek, kamnov ali malt). Za njen pojav morajo biti izpolnjeni trije pogoji: prisotnost soli oziroma evaporitov (najpogosteje karbonati in sulfati), vode in izhlapevanja. Vлага nosi raztopljene soli proti površju zidu, kjer prihaja do izhlapevanja in kristalizacije soli (Vindišar, 2004). Soli lahko vstopajo in se gibljejo po poroznem materialu samo, če so raztopljene v vodi. Pri tem do vstopa vodotopnih soli v porozen material stavbe lahko pride predvsem zaradi kapilarnega srka talne vode ali infiltracije deževnice, pa tudi zaradi površinske kondenzacije (Charola, 2000). Zaradi prisotnosti soli lahko v gradbenih materialih v določenih pogojih pride do poškodb, pri čemer lahko v literaturi zasledimo predvsem tri mehanizme, ki lahko povzročijo poškodbe gradiva: kristalizacija, vezanje vode in poškodbe zaradi različnih toplotnih koeficientov raztezanja soli in okoliškega materiala. Do kristalizacijskih pritiskov na pore materiala pride, ko kristali soli zapolnijo pore v materialu in pritiskajo na stene por, ki ovirajo njihovo nadaljnjo rast. Če kristalizacijski pritiski presežejo natezne trdnosti materiala, pride do poškodb. Pritiski na pore materiala se lahko pojavijo, ko se kristalom soli v porah zaradi vezanja vode poveča prostornina. Tretji možen mehanizem za nastanek poškodb so različni toplotni koeficienti raztezanja soli in okoliškega materiala. Poškodbe v poroznem gradivu se lahko pojavijo med temperaturnimi spremembami, ker imajo določene soli (npr. NaCl) višji koeficient toplotnega raztezka od okoliškega materiala (Lubelli, 2006).

2.5 Zmrzovanje/tajanje materialov

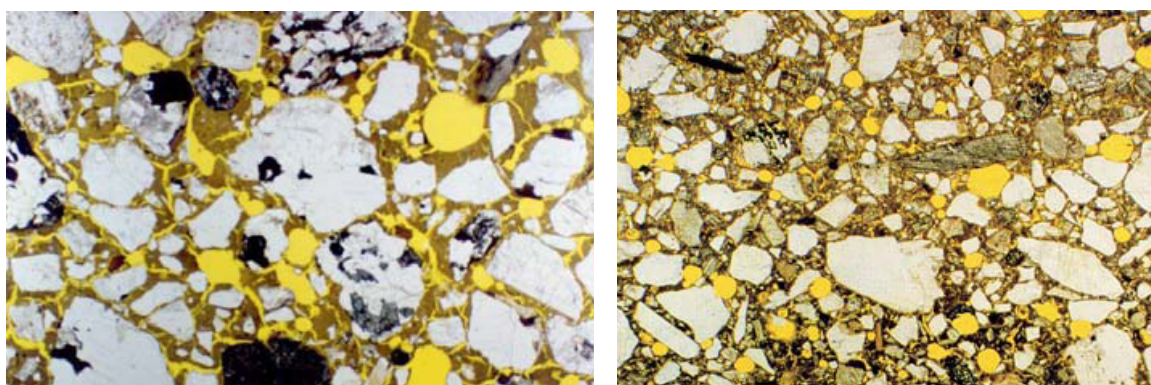
Do pojava zmrzovanja materiala pride ob prisotnosti vode pri temperaturah pod 0 °C, pri poroznih in vodoprepustnih materialih. Zmrzljinska odpornost sicer predstavlja zmožnost navlaženega materiala, da se upira ciklom zmrzovanja/tajanja brez poškodb in zavisi od podnebnih pogojev, toplotne prevodnosti, vodovpojnosti, trdnosti in poroznosti materiala (Kokko in Pentti, 2005). V literaturi prevladujejo tri teorije oziroma možni mehanizmi propadanja materialov zaradi zmrzovanja: teorija hidravličnega pritiska, teorija zaprtega rezervoarja in teorija rasti mikroskopskih ledenih leč. Mehanizem hidravličnega pritiska je predstavil Powers (1945). Notranje poškodbe, do katerih je prišlo na betonskih preskušancih pri preiskavah zmrzovanja in so se odrazile pri zmanjšanju trdnosti in zmanjšanju modula elastičnosti, naj bi nastale zaradi hidravličnega pritiska. Hidravlični pritisk odvečne vode na cementni kamen se pojavi zaradi zmrzovanja vode v kapilarnih porah in posledično 9 % povečanja prostornine nastalega ledu. V enačbi (2.1) predstavlja S_f efektivno stopnjo

zasičenja. Ta označuje prostor, ki je v zračni pori na voljo za povečanje prostornine vode, ko pride do formacije ledu. V spodnji enačbi w_f (m^3/m^3) predstavlja skupno prostornino vode oziroma ledu zaradi zmrzovanja in a (m^3/m^3) skupno prostornino zračne pore.

$$S_f = \frac{w_f}{w_f + a}. \quad (2.1)$$

Powers je predvidel, da lahko do hidravličnega pritiska pride le, če je povečanje prostornine zaradi nastanka ledu v kapilarnih porah večje od prostornine zračne pore, ki povezuje kapilare. V tem primeru velja $S_f > 0,917$. Če je $S_f < 0,917$ pomeni, da je prostornina zračne pore zadosti velika, da pri 9 % povečanju prostornine vode ob nastanku ledu ne pride do pritiskov v materialu. S teorijo hidravličnega pritiska je mogoče razložiti le poškodbe nastale pri zmrzovanju vode in formaciji ledu, ne pa tudi poškodbe, do katerih bi lahko prišlo v fazi tajanja. Pri mehanizmu zaprtega rezervoarja, ki ga je predlagal Fagerlund (1997) gre za poseben primer mehanizma hidravličnega pritiska, ko sta prepustnost in duktilnost materiala enaka nič. Avtor je s tem mehanizmom opisal maksimalno dovoljeno količino vode, ki lahko zamrzne pri maksimalnem možnem pritisku v cementnem kamnu ali betonu zelo goste strukture. Pretok vode je zaradi majhne prepustnosti v materialu z zelo gosto strukturo od območja zmrzovanja praktično onemogočen. Povečanje prostornine vode za 9 % pri nastanku ledu z vodo zasičenem materialu povzroči velike napetosti, razen če je stopnja poroznosti majhna. Če je efektivna stopnja zasičenja S_f definirana z enačbo (2.1) manjša od 0,917, se lahko v rezervoarju oziroma zaprti pori formira led, ne da bi povzročil pritiske na material. To velja ob predpostavki, da zanemarimo pritisk zraka pri povečanju prostornine ledu. Če je efektivna stopnja zasičenja S_f večja od 0,917 in pride do zmrzovanja, lahko zaprta pora počí. Nastanek ledu je v zaprti pori zelo togega materiala lahko oviran, če je pritisk vode zadosti velik, da se lahko zidovi pore upirajo pritiskom pri povečevanju prostornine vode zaradi zmrzovanja. Mehanizem rasti mikroskopskih ledenih leč (Powers in Helmuth, 1953) je bil opisan na primeru cementnega kamna, ki ima strukturo sestavljeno iz zelo majhnih delčkov, ki jih ločujejo ozke pore. Te vsebujejo vodo, ki ne zamrzne pri običajni temperaturi zmrzovanja, temveč pri temperaturi -40 °C ali manj. Cementni kamen poleg ozkih por vsebuje tudi večje, kapilarne pore, v katerih voda zamrzne pri temperaturi okoli 0 °C. Cementni kamen torej pri običajni temperaturi zmrzovanja (0 °C), vsebuje nezmrznjeno vodo v ozkih porah in manjših kapilarnih porah, led v večjih kapilarnih porah in nekaj ledu tudi v zračnih porah (formiran pri zmrzovanju in izrivanju vode iz kapilarnih por). Nezmrznjena,

»superohlajena« voda, se lahko nahaja tudi v večjih izoliranih kapilarnih porah, v katerih je tvorba ledu ovirana zaradi ozkih dovodnih kanalov. Če med ledom in vso nezmrznjeno vodo obstaja ravnotežje, do transporta vode ne pride. Hiter padec temperature lahko to ravnotežje poruši. Posledica tega je, da voda iz manjših kapilarnih por in voda iz izoliranih večjih por začne potovati proti ledu v večjih kapilarnih in zračnih porah, kjer nato zamrzne. Zaradi tega se količina ledu povečuje. Transport vode povzroči efekt sušenja cementnega kamna, zato v kombinaciji z nižanjem temperature pride do krčenja materiala. Povečevanje količine ledu na drugi strani lahko povzroči raztezanje materiala. Kokko in Pentti (Kokko&Pentti, 2005) ugotavljata, da so s stališča zmrzljive odpornosti materiala pomembne tako kapilare v katerih lahko voda zamrzne in tudi večje pore, ki lahko, če so zapolnjene z zrakom, absorbirajo pritisk zmrznjene vode na strukturo materiala. Pri tem skupna prostornina por, napoljenih z zrakom, ni toliko pomembna kot njihova enakomerna razporeditev. Velike ali neenakomerno razporejene pore ne nudijo nobene zaščite, saj je zaščitna funkcija zračnih por omejena na majhno razdaljo v neposredni okolici posamezne pore. V primeru betona znašajo ustrezni faktorji razdalje (povprečna razdalja, ki jo mora prepotovati voda v kapilarni strukturi, da doseže poro, napolnjeno z zrakom) med 0,1 in 0,2 mm. Za oceno poroznosti, razporeditve por, zrnivosti in velikosti zrn agregata, razpok in homogenosti, se pogosto uporablja mikroskopska analiza (von Konow, 2008). Na sliki 2.24 prikazujemo mikroskopska posnetka apnene malte s slabo zrnavostjo in neenakomerno razporeditvijo por ter apnene malte z enakomerno razporeditvijo zrn in por.



Slika 2.24: Levo: apnena malta z slabo zrnavostjo – velike pore, votline in razpoke; desno: malta z odlično zrnavostjo – majhne pore in malo razpok (von Konow, 2008)

Fig. 2.24: Left: lime mortar with poor grading – large pores, voids and cracks; right: mortar with excellent packing – small pores and few cracks (von Konow, 2008)

Pri opeki so kritični parametri, ki vplivajo na njeno odpornost na zmrzovanje/tajanje, stopnja poroznosti in razporeditev por, stopnja navlaženosti, modul elastičnosti, tlačna in natezna trdnost, proces izdelave (napake v strukturi) in proces žganja (Stupart, 1989). Pri procesu žganja opeke (temperature žganja se gibljejo med 850 in 1.250 °C) ima zaključna faza žganja-sintranje, pomemben vpliv na poroznost končnega izdelka. Višja stopnja oziroma temperatura sintranja pomeni manjšo skupno poroznost in večje, izolirane pore, medtem ko je pri nižji stopnji sintranja skupna poroznost večja, nastale manjše pore pa tvorijo povezan sistem, ki povečuje prepustnost opeke (Groot in Gunneweg, 2008). Za preskušanje obstojnosti materialov napram zmrzovanju/tajanju so na voljo številni postopki. Pri vseh se ciklično spreminja temperatura, običajno med +20 in -15 °C, medsebojno pa se razlikujejo glede na čas delovanja ekstremnih temperatur in hitrostih hlajenja in segrevanja (Maultzsch, 2000). Zmrzilske poškodbe materialov po preiskavah zmrzovanja/tajanja je mogoče ovrednotiti s stopnjo zmanjšanja mehanskih lastnosti ali propadanja površine zmrzovanega materiala. Pri standardnih maltnih prizmah je upogibna trdnost dober pokazatelj zmrzilskih poškodb, pri čemer so preskušanci, katerim se upogibna trdnost ne zmanjša za več kot 2/3, deklarirani kot zmrzilsko odporni (Kokko&Pentti, 2005). Poškodbe preskušancev, izpostavljenih zmrzovanju/tajanju, pogosto vrednotimo z meritvami dinamičnega modula elastičnosti (Maultzsch, 2000).

2.6 Ugotavljanje in vrednotenje stanja ovoja stavb

Pogoj za ustrezno in celovito načrtovanje potrebnih konservatorskih, obnovitvenih in/ali utrditvenih ukrepov je čim bolj natančno ugotavljanje in vrednotenje stanja ovoja stavb. V okviru vrednotenja stanja ovoja analiziramo zgodovino in morfologijo gradnje, potek in vzroke nastanka poškodb ter mehansko-fizikalne lastnosti uporabljenih materialov in ovoja stavbe kot celote. Pri tem si lahko pomagamo s tehnično dokumentacijo analizirane stavbe ter standardi in predpisi, ki so veljali v času gradnje. Predvsem se zanašamo na in situ preiskave konstrukcije in materialov, ki jih običajno analiziramo tudi v laboratoriju. Da bi dobili zanesljive rezultate, je vedno priporočljivo izvesti in medsebojno primerjati rezultate več metod preskušanja konstrukcij. V splošnem ločimo sledeče metode preskušanja konstrukcij:

- neporušne metode preskušanja (angl. *Non-Destructive Testing*),
- delno porušne metode preskušanja (angl. *Minor-Destructive Testing*),
- porušne metode preskušanja (angl. *Destructive Testing*).

Glede na obseg podatkov, ki smo jih pridobili o konstrukciji, določa Evrokod 8-3, ki ureja ocenjevanje in prenovo stavb v okviru projektiranja potresnoodpornih konstrukcij, tri ravni poznavanja stanja konstrukcije KL (angl. *Knowledge level*). Skladno z ravni poznavanja konstrukcije se določi faktor zaupanja CF (angl. *Confidence factor*), s katerim je potrebno deliti povprečne vrednosti trdnosti materialov, ki smo jih dobili s preiskavami, in sicer:

- omejeno poznavanje KL1 (CF=1,35),
- običajno poznavanje KL2 (CF=1,20),
- popolno poznavanje KL3 (CF=1,00).

Pri preverjanju potresne odpornosti stavbe moramo dobljene vrednosti trdnosti materialov dodatno deliti še z delnimi faktorji varnosti za materiale γ_m . V preglednici 2.2 razlagamo ravni poznavanja konstrukcije in pripadajoče faktorje zaupanja.

Preglednica 2.2: Odvisnost faktorja zaupanja (CF) od ravni poznavanja konstrukcije (KL) po Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3:2005)

Table 2.2: Dependence of the confidence factor (CF) from the knowledge level of construction (KL) according to Eurocode 8-3 (SIST EN 1998-3:2005)

Raven poznavanja (KL)	Geometrija	Detajli	Materiali	Faktor zaupanja (CF)
omejeno poznavanje (KL1)	iz originalnih načrtov v kombinaciji s terenskim ogledom	detajli niso znani, povzamemo jih iz prakse in omejenega terenskega pregleda 20 % elementov	mehanske lastnosti, privzete iz baze podatkov brez opravljenih preiskav	1,35
običajno poznavanje (KL2)	iz originalnih načrtov v kombinaciji s terenskim ogledom	detajle povzamemo iz nepopolnih načrtov in potrdimo z omejenim terenskim pregledom 40 % elementov	mehanske lastnosti, privzete iz baze podatkov in potrjene s pregledom konstrukcij min. 2 vzorca/etaža	1,20
popolno poznavanje (KL3)	iz originalnih načrtov v kombinaciji s terenskim ogledom	detajli so znani iz podrobnih načrtov in potrjeni z obsežnim terenskim pregledom 80 % elementov	mehanske lastnosti določene s terenskimi in laboratorijskimi preiskavami min. 3 vzorci/etaža	1,00

2.7 Pridobivanje, procesi strjevanja in zgodovina uporabe mineralnih veziv

2.7.1 Surovine in procesi strjevanja mineralnih veziv

Apno pridobivamo z žganjem apnenca pri temperaturah, ki se praviloma gibljejo med 925 in 1.340 °C (Elert in sod., 2002). V procesu žganja pride do kalcinacije, ki poteka z zunanje površine kamnov proti notranjosti. Rezultat kalcinacije je živo apno:



Temperatura in čas žganja sta odvisna od velikosti kamnov. Manjši kamni kalcinirajo hitreje, večji pa zahtevajo več časa in pogosto višje temperature žganja. Ko živemu apnu dodamo vodo (proces gašenja) nastopi eksotermna reakcija, rezultat katere je gašeno apno oziroma apneno testo:



Apneno testo navadno dalj časa odležava v apneni jami ter tako pridobiva na kakovosti. Ashurst (1990) navaja, da je bilo tradicionalno pripravljeno apneno testo uležavano nekaj mesecev ali celo let. Apneno testo naj bi odležavalo prekrito s slojem vode minimalno dva tedna pred uporabo, priporočljiv čas odležavanja je dva meseca ali več. Vitruvius³ (1960) poroča, da je potrebno gašeno apno pod vodo hraniti najmanj tri leta pred uporabo, kar je bilo urejeno tudi z zakonom. Hidratizirano apno dobimo, ko živemu apnu dodamo točno določeno, teoretično potrebno količino vode (približno 33 masnih (mas.) %), s čimer dobimo suho praškasto vezivo. Običajno se pri proizvodnji apna uporablja apnenec z manj kot 5 % magnezijevega karbonata. Tako dobimo visoko kalcitno apno. Iz apnenca z več kot 20 % magnezijevega karbonata dobimo dolomitno apno. Čeprav dolomitno apno izkazuje dobro obdelovalnost, lahko zaradi kasnejše hidratacije magnezijevega oksida dobimo slabše mehanske lastnosti. Hkrati lahko izpostavljenost onesnaženemu okolju povzroči oblikovanje škodljivih vodotopnih magnezijevih sulfatov. Apneno malto dobimo, ko apnenemu testu ali hidratiziranemu apnu dodamo agregat in vodo. Do začetnega strjevanja apnene malte pride zaradi izhlapevanja vode. Ko je sveža malta delno suha, sledi proces karbonatizacije, pri katerem kalcijev hidroksid reagira z ogljikovim dioksidom iz zraka ali raztopljenim v vodi in

³ Marcus Vitruvius Pollio (rojen okoli 80-70 pr.n.št) je bil rimski pisatelj, arhitekt in vojaški inženir. Znan je kot prvi teoretik arhitekture. Njegovo najbolj znano delo je 10 knjig o arhitekturi.

tvori kalcijev karbonat, ki dodatno pripomore k naraščanju trdnosti malte (Elert in sod., 2002). Van Balen in Van Gemert (1994) navajata, da je potrebno karbonatizacijo razdeliti na proces difuzije ogljikovega dioksida, kateremu sledi kemijska reakcija pri kateri se formirajo kristali kalcijevega karbonata. Avtorja za raztapljanje ogljikovega dioksida v vodi in reakcijo apna z nastalo kislino podajata sledeči enačbi:

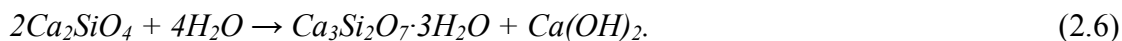


Avtorja pravita, da je za karbonatizacijo optimalna vsebnost vode tista, do katere pride pri maksimalni adsorpciji vode na površini, a pred zasičenjem kapilar. V suhi ali popolnoma vodozasičeni malti ni mogoče opaziti bistvenega napredka karbonatizacije (Moorehead, 1986). Veliko avtorjev je vrednotilo intenzivnost karbonatizacije glede na relativno vlažnost okolja. Po podatkih CEB (Telford, 1992) karbonatizacija v betonu poteka najhitreje pri 40 do 60 % relativne vlažnosti okolja. Podobno Maultzsch (2000) poroča o pospešeni karbonatizaciji betonskih preskušancev, hranjenih v laboratoriju z relativno vlago okoli 60 %, v primerjavi s preskušanci, hranjenimi na prostem. S povečevanjem koncentracije ogljikovega dioksida se stopnja karbonatizacije poveča, vendar lahko zaradi hitre karbonatizacije pri 100 % koncentraciji ogljikovega dioksida pride do generiranja toplote, kar vodi do prehitrega sušenja in posledično prekinitve karbonatizacije (Moorehead, 1986). Faktorje, ki vplivajo na potek karbonatizacije lahko razdelimo na zunanje in notranje. Med zunanje sodijo relativna vlažnost, cikli navlaževanja in sušenja, vsebnost CO₂ v zraku in temperatura. Pri tem se topnost CO₂ zmanjšuje z naraščanjem temperature, vendar je pri višji temperaturi višja njegova reaktivnost. Tako je za karbonatizacijo optimalna temperatura okoli 20 °C. Med notranje faktorje spadajo poroznost in prepustnost materiala (ti dve lastnosti vplivata na transport vlage in difuzijo CO₂) ter sestava in kakovost apna (Mortars in Historic Buildings, 2003). Pri karbonatizaciji pride zaradi povečanja prostornine in mase kalcijevega karbonata v primerjavi s kalcijevim hidroksidom do zmanjšanja skupne poroznosti (Elert in sod., 2002). Zmanjšanje velikosti por pomeni zmanjšano prepustnost malt in posledično zmanjšano difuzijo CO₂ (karbonatizacija globljih delov je otežena, lahko se celo popolnoma zaustavi), vendar lahko zmanjšana poroznost in prepustnost ugodno vplivata na odpornost malt (Hilsdorf in sod., 1984).

Cazalla je s sodelavci (2000) preučevala razvoj karbonatizacije v maltah, pripravljenih iz treh vrst apnenega testa: neuležanega, uležanega 1 leto in uležanega 14 let. Ugotovila je, da razmerje med nastajajočim kalcijevim karbonatom in kalcijevim hidratom hitreje narašča pri maltah iz dlje časa uležanega apnenega testa. To kaže, da daljše uležavanje apnenega testa pripomore k hitrejši in popolnejši karbonatizaciji. Avtorica v drugem prispevku (Cazalla in sod., 2002, cit. po Elert in sod., 2002) podaja rezultate ultrazvočnih meritev na maltah iz omenjenih vrst apnenega testa, na katerih je zaradi zmanjševanja poroznosti kot posledica karbonatizacije v različnih časovnih obdobjih določala hitrost potovanja ultrazvoka in posredno napredovanje karbonatizacije. Čeprav so izmerjene hitrosti največji prirast dosegle po enem letu, so se na vseh analiziranih maltah večale še po dveh letih. To pomeni, da je karbonatizacija še potekala.

Pucolanski materiali so naravne snovi ali industrijski pucolani, silikatne ali silikatno aluminatne sestave. Naravni pucolani so vulkanskega (na primer pucolani iz okolice Neaplja, Rima ali Santorinija) ali sedimentnega izvora (nemški tras) s primerno kemično in mineraloško sestavo. Industrijski pucolani so toplotno obdelane in aktivirane gline ali skrilavci, zračno hlajene žindre iz proizvodnje svinca, bakra, cinka ali ostalih produktov kovinarske industrije. Pucolani, zmešani z vodo nimajo vezivnih lastnosti. Če so fino zmleti, v prisotnosti vode pri normalni zunanji temperaturi reagirajo z raztopljenim kalcijevim hidroksidom (SIST EN 197-1:2002). Pri maltah iz apna in pucolanov sta za pridobivanje trdnosti odgovorna dva procesa: pucolanska reakcija med pucolanom in apnom ter karbonatizacija apna. Čeprav v osnovi najprej pride do pucolanske reakcije in je karbonatizacija dopolnilna reakcija pri pridobivanju trdnosti, je kasnejša stopnja in zaporedje pucolanske reakcije in karbonatizacije odvisna od sestave veziva, reaktivnosti pucolana in pogojev nege. Nega v vlažnih pogojih omogoča hitrejše napredovanje pucolanske reakcije, nega v suhih pogojih pa hitrejše napredovanje karbonatizacije. Stopnja pucolanske reakcije zavisi tudi od karbonatizacije, ki porabi del apna in lahko tako vpliva na mehanske lastnosti in poroznost apneno-pucolanskih malt (Cizer in sod., 2010a). Pri pucolanski reakciji se tvorijo enaki produkti kot pri hidrataciji portlandskega cementa. Razlike med posameznimi vrstami pucolanov so pri tem majhne in se kažejo bolj v količini kot naravi hidratacijskih produktov. Trdnost apneno-pucolanske malte narašča v odvisnosti od količine vezanega apna. Strjevanje apnenih malt z dodatki pucolanov je počasno in dolgotrajno. Tlačne trdnosti takšne malte so lahko po dveh letih tudi trikrat višje kot po 28-dnevnih dneh (Hewlett, 2008).

Če hidratiziranemu apnu dodamo hidravlične komponente, dobimo hidravlično apno. Hidravlično apno se proizvaja z žganjem laporastih in glinastih apnencev z vsebnostjo do 20 % gline pri temperaturi 900 °C. Pri žganju nastane tudi nekaj cementnih mineralov s hidravličnimi lastnostmi, podobno kot pri cementu. Strjevanje hidravličnega apna poteka s hidratacijo kalcijevih silikatov in kalcijevih aluminatov ter je zelo podobno hidrataciji cementa. Če je v sestavi hidravličnega apna na voljo prosto apno, kot sekundarna reakcija pri strjevanju poteče tudi karbonatizacija. Karbonatizacija kalcijevega hidroksida poteka hkrati s hidratacijo skozi daljše obdobje. Zaradi počasne reakcijske kinetike belitne faze je hidratacija hidravličnega apna počasnejša kot hidratacija cementa. Zato malte iz hidravličnega apna pridobivajo trdnost dalj časa kot cementne malte (Cizer in sod., 2010a). Primer hidratacije dikalcijevega silikata, ki je običajna faza v hidravličnih apnih, je podan v enačbi (2.6):



Prednost hidravličnega apna je v primerjavi s hidratiziranim apnom v tem, da za proces vezanja ni nujno potrebna prisotnost zraka, saj lahko veže tudi v vodi.

Cement pridobivamo iz apnenčastih (tipično apnenec) ali glinastih (tipično glina ali skrilavec) mineralnih materialov. Ti se po izkopu drobijo. Nato se dobljeno surovinsko mineralno mešanico po kemijski analizi dopolni z manjkajočimi sestavinami, večinoma z apnom (CaO) in kremenovim peskom (SiO₂). Mešanica se žge v rotacijski peči do temperature 1.450 °C, pri čemer nastane cementni klinker, ki ga tvorijo porozne granule premera nekaj centimetrov. Klinker se hladi do sobne temperature in po dodajanju do 10 % sadre (CaSO₄) se ga zmelje v prah. Tako dobimo portland cement. Komponentna sestava cementnega klinkerja je sledeča: CaO-komponenta C (62–67 %), SiO₂-komponenta S (19–25 %), Al₂O₃-komponenta A (2–8 %), Fe₂O₃-komponenta F (1–5 %), SO₄-komponenta S, primesi (nevezan CaO do 2 %, MgO do 5 %), alkalije (K₂O, Na₂O). Minerali, ki tvorijo cementni klinker, so sestavljeni iz prej navedenih komponent, in sicer: trikalcijev silikat ali alit C₃S (3CaO, SiO₂) 40–70 %, dikalcijev silikat ali belit C₂S (2CaO, SiO₂) 5–30 %, trikalcijev aluminat C₃A (3CaO, Al₂O₃) 7–15 % in tetrakalcijev aluminoforit C₄AF (4CaO, Al₂O₃, Fe₂O₃). Hidratacija oziroma proces vezanja in strjevanja cementa po zamešanju z vodo je odvisna predvsem od vodo-cementnega (v/c) razmerja, pri čemer so možni trije primeri: prenizko v/c razmerje – premalo vode za popolno hidratacijo (kot posledica del cementa ne veže); idealno v/c razmerje – hidratizira ves cement; previsoko v/c razmerje – odvečna voda se namesti v kapilarnih porah. Časovni potek

naraščanja trdnosti posameznih mineralov cementa je različen. Najhitreje pridobiva trdnost C_3S , ki po dveh do treh dneh doseže več kot polovico trdnosti, ki jo ima po 28–ih dneh. C_2S trdnost pridobiva počasi, vendar po 90–ih dneh njegova trdnost znaša približno polovico trdnosti C_3S in se mu po 180–ih dneh po trdnostnih karakteristikah približa. K trdnosti najmanj prispevata C_3A in C_4AF . Zaradi hitrega vezanja prevladujočega C_3S in toplote, ki se pri tem razvije, lahko prihaja do nastanka razpok (Žarnić, 2005).

Pri maltah iz apna in cementa poteka strjevanje kot kombinacija hidratacije cementa in karbonatizacije apna. Hidratacija cementa se vedno začne pred karbonatizacijo apna, stopnja hidratacije in karbonatizacije pa je odvisna od pogojev nege. Stopnja hidratacije cementa je večja pri vlažni negi (temperatura 20 °C, vlažnost 93 %), pri kombiniranih pogojih nege (vpihovanje 5 % CO_2 , temperatura 25 °C, vlažnost 92 %) pa se poveča stopnja karbonatizacije apna (Cizer in sod., 2010b).

2.7.2 Mineralna veziva skozi zgodovino

V Sloveniji in drugod po svetu za gradnjo stavb in infrastrukturnih objektov že stoletja uporabljajo klasična in hidravlična veziva na osnovni apna. Zgodovinsko gledano je apno eno izmed najpomembnejših veziv. Zgodnji primeri uporabe apna so na področju Palestine in Turčije znani že 12000 let pr. n. št. (Elert in sod., 2002). Apno so znali proizvajati tudi Egipčani, v večjem obsegu so ga uporabljali Grki in Rimljani. V začetku se je apno skupaj z vodo in peskom uporabljalo za pripravo na zraku strjujoče se malte. Kasneje je bilo ugotovljeno, da z dodajanjem vulkanskega pepela – poculanov (nahajališče v okolici kraja Pozzuoli), malta dobi hidravlične lastnosti, kar pomeni, da se lahko strjuje tudi pod vodo. Čeprav se odkritje hidravličnih malt pripisuje Rimljanom, so že Feničani in Izraelci v 10. stoletju pr. n. št. poznali hidravlične malte za zaščito objektov, izpostavljenih vodi (akvedukti, pomoli, rezervoarji). Rezervoarji za pitno vodo, ki jih je v Jeruzalemu ukazal zgraditi kralj Solomon, so bili zgrajeni s hidravlično malto, ki je bila dobljena z mešanjem apna in zdrobljene gline (Collepari, 1990). Rimljani so na področjih, kjer so bila nahajališča vulkanskega pepela redka, za pripravo apnene malte uporabljali tudi zdrobljeno opeko. Ta tehnika se je v italijanski tradiciji ohranila pod imenom »cocciopesto« in je razpoznavna v rožnato obarvanih maltah fasad v severno italijanskih mestih. Isti dodatek pogosto zasledimo tudi v naših zidarskih maltah in ometih. Primešana drobljena opeka ima večinoma velikost delcev od 2 do 5 mm v ometih, medtem ko je v zidarskih maltah večja (Kavčič, 2004).

Analiza zgodovinskih ometov v Sloveniji, opravljena v okviru konservatorsko-restavratorskih posegov in arheoloških poizkopavalnih analiz (Kramar in Mirtič, 2009, Zalar, 2009), je pokazala, da so bili ometi pripravljani na osnovi apna. Pogosto so bili vključeni tudi puculanski dodatki, kot so tuf, zdrobljena opeka in žindra. Rimljani so svoje znanje o pripravi malte ponesli do odročnih delov rimskega imperija. Čeprav je bila zdrobljena opeka najbolj pogost puculanski dodatek, so na nekaterih področjih uporabili tudi lokalno dobavljive naravne pucolane. Iz tega časa najverjetneje izhaja uporaba renskega tufa – trasa na področju Nemčije (Hewlett, 2008). Po rimski dobi se je znanje o uporabi puculanskih materialov počasi izgubilo. Koristne lastnosti puculanov so ponovno odkrili šele ob koncu srednjega veka. Odkritje hidravličnega apna, ki ima samo po sebi brez dodanih puculanov zmožnost strjevanja pod vodo, se sicer pripisuje Palladiu⁴, vendar pa se je industrijska proizvodnja hidravličnega apna začela šele sredi 18. stoletja. Da bi zmanjšali izgube trgovskega in vojaškega ladjevja, so v Veliki Britaniji v 18. stoletju začeli graditi svetilnike. Ko je Smeaton⁵ leta 1756 sodeloval pri rekonstrukciji svetilnika, je ugotovil, da je mogoče iz določenih apnencev, ki so vsebovali glinene komponente, proizvesti apno v praškasti obliki, ki se strjuje tudi pod vodo. Odpornost malt iz takega apna se še poveča, če jim dodamo zmlet tuf oziroma tras (Skalny, 1989). V Nemčiji so proizvajali tudi vezivo na osnovi 90 % granulirane plavžne žindre in 10 % hidratiziranega apna, katerega uporaba se je sčasoma razširila v ostale dežele. Če so uporabili hidravlično apno, se je količina slednjega v mešanici dvignila na 30 %. Veziva na osnovi žindre in apna so bila zaradi dobre plastičnosti in odpornosti na sulfate koristna predvsem pri gradnji konstrukcij v morski vodi. Takšen material je bil najverjetneje uporabljen pri gradnji pomola v Skinngrov-u v Angliji, ki je po 100 letih še zmeraj v dobrem stanju, pa tudi pri gradnji podzemne železnice v Parizu leta 1900 (Hewlett, 2008). Leta 1817 je Vicat⁶ objavil teorijo hidravličnosti, v kateri pravi, da če vemo, kako in zakaj se v odvisnosti od vsebnosti apnenca in gline spreminja hidravličnost, potem vemo, kako proizvesti umetne mešanice z želeno stopnjo hidravličnosti. To je bilo leto rojstva umetnega cementa. V letu 1824 je

⁴ Andrea Palladio (1508–1580) je bil italijanski renesančni arhitekt, ki je navdih črpal iz grške in rimske arhitekture. Smatramo ga za najbolj vplivnega arhitekta v zgodovini zahodne arhitekture.

⁵ John Smeaton (1724–1792) je bil je prvi angleški gradbeni inženir. Načrtoval je predvsem mostove, kanale, pristanišča in svetilnike.

⁶ Louis Vicat (1786–1861) je bil francoski inženir, izumitelj umetnega cementa. Izumil je tudi t. i. Vicatov aparat, ki se uporablja za določevanje začetka vezanja cementov in betonov.

Aspdin⁷ patentiral portlandski cement, ki ga je dobil z žganjem v prah mletega apnenca in gline v kuhinjski pečici. Ime portlandski cement mu je dal, ker je bil beton, pripravljen iz takšnega cementa, po izgledu zelo podoben portlandskemu kamnu, ki je bil zelo pogosto uporabljan gradbeni kamen v Angliji. Leta 1845 je Johnson proizvedel prvi modernejši portlandski cement z žganjem mešanice krede in gline pri višji temperaturi (1.400–1.500 °C). To je v temperaturnem območju današnje proizvodnje cementa (Cau-dit-Coumes, 2008). Z iznajdbo cementa se začne uporaba apneno-cementnih malt, ki so jih pri nas običajno pripravljali v volumskem razmerju cementa, apna in peska 1 : 3 : 9. V primerjavi s cementnimi maltami imajo apneno-cementne malte podaljšan čas vezanja (od tod ime podaljšana malta), manjšo tlačno in upogibno trdnost ter togost in višjo poroznost.

2.8 Tehnike obnove ovoja stavb

Razlogi, ki lahko vodijo do poškodb ovoja stavb, so vremenski vplivi (meteorna voda, neurja, poplave, zmrzovanje/tajanje, onesnaženje zraka), biološki vplivi (rastline in zajedavci) ter napake pri izvedbi in vzdrževanju stavb (nekompatibilni materiali in neustrezni detajli). V večini primerov je glavni razlog poškodb ali »sopotnik« ostalim razlogom prekomerna navlaženost zidov. Kot že navedeno, lahko do prekomerne navlaženosti zidov pride zaradi meteorne vode ali poškodovanih kanalizacijskih in vodovodnih cevi ter neobstoječe ali poškodovane drenaže. Če ob zidu ni izvedene ustrezne drenaže in hidroizolacije, se navlaženost zidu preko kapilarnega srka stopnjuje. Ne glede na vrsto poškodb, s katerimi se srečujemo, moramo pred začetkom obnovitvenih in/ali utrditvenih posegov omejiti vlažnost oziroma preprečiti dostop vode in pojav kapilarnega srka v zidu.

2.8.1 Omejitev dostopa vodi

Pri večini stavb prihaja do navlaževanja temeljnih zidov preko navpičnega stika zidu z navlaženim okoliškim terenom. Da bi tak prehod vlage v temeljne zidove preprečili, izdelamo ob zidovih vkopane drenaže v kombinaciji z navpično hidroizolacijo zidov. Drenaže se izvajajo ob vseh zunanjih zidovih stavb ter ob zidovih atrijev. Hkrati moramo z izvedbo drenaže poskrbeti za izdelavo peskolovov in njihovo povezavo s cevmi strešnih žlebov ter odvodnavanje v obstoječo kanalizacijsko omrežje ali ponikovalnico. Ustrezno odvajanje

⁷ Joseph Aspdin (1778-1855) je bil angleški zidar in proizvajalec cementa.

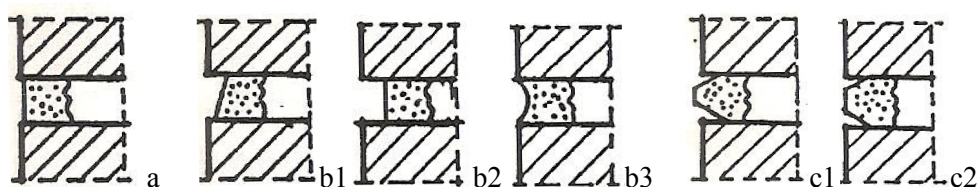
površinskih voda dosežemo z izdelavo vodoneprepustnega tlaka ob stavbi z ustreznim prečnim naklonom stran od objekta.

2.8.2 Preprečitev kapilarnega srka

Kapilarni srk v zidu lahko učinkovito prekinemo z izvedbo hidroizolacijske ovire. Takšno oviro lahko izvedemo mehansko z vgrajevanjem vodoravne izolacije, pri čemer zid prerežemo in v izdelano režo vgradimo vodoneprepustno plast iz bitumenskega traku ali nerjaveče pločevine. Ob ustrezni izvedbi dosežemo učinkovito prekinitev kapilarnega sistema, vendar je postopek problematičen z več vidikov: velika možnost poškodb instalacij v zidu, težka obdelava vogalov, nevarnost posebkov zidu med izvedbo postopka in zmanjšanje potresne odpornosti zidu. Druga možnost je kemijski postopek izvedbe hidroizolacijske ovire oziroma penetracija v zvezni sloj zidu po njegovi celotni širini in dolžini, na primer z raztopino silikonatov. Raztopino uvajamo v zidove enostransko preko sistema vrtin do globine vsaj 2/3 debeline zidov. Postopek uporabljamo predvsem pri opečnih in mešanih kamnito-opečnih zidovih. Namen postopka je, da se površina kapilar v gradivu zida prevleče s slojem hidrofobnih molekul, pri čemer ostanejo kapilare prazne (Apih in Kos, 1986).

2.8.3 Obnova opečnih in kamnitih površin brez ometa

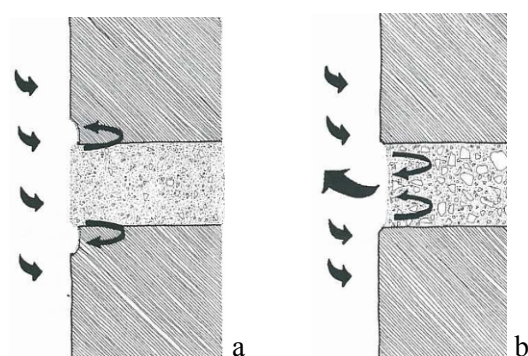
Poškodbe in propadanje zidov se najprej pokažejo na maltnih spojnica. Debelina in oblika maltnih spojníc se je skozi zgodovino spreminjala. Nekaj tipičnih oblik maltnih spojníc prikazujemo na sliki 2.25. Pri tem so izravnane (slika 2.25 a) in poglabljene (slika 2.25 b1, b2 in b3) oblike spojníc nekoliko bolj običajne. Najboljšo odpornost proti vremenskim vplivom dosežemo s konkavnim oblikovanjem spojnice (slika 2.25 b3), slabšo pa s poglabljenim (slika 2.25 b2) in pristriženim (slika 2.25 c1 in c2) oblikovanjem spojníc.



Slika 2.25: Oblikovanje maltnih spojníc: a – izravnana, b1, b2, b3 – poglabljena, c1, c2 – pristrižena (Verhoef, 2000)

Fig. 2.25: Mortar joint finishes: a – flat or flush, b1, b2, b3 – recessed, c1, c2 – weathered (Verhoef, 2000)

V primeru, da je malta poškodovana ali je slabe kakovosti, opeka ali kamen pa sta v dobrem stanju, lahko obstoječo malto v spojnica delno nadomestimo oziroma spojnice prefugiramo. Prvi korak pri prefugiranju je odstranjevanje poškodovane malte in čiščenje spojnice. Odstraniti moramo vso poškodovano malto, globina odstranjevanja pa naj bi znašala vsaj 2-kratno debelino spojnice. Prefugiranje poškodovanih maltnih spojnice mora vedno potekati od vrha proti spodnjim delom fasade, pri čemer moramo zagotoviti zaščito pred soncem. Pred prefugiranjem moramo spojnice ustrezno navlažiti, s čimer omejimo izgubo vlage v sveži malti zaradi vodovpojnosti površine. Sprijemnost novo aplicirane malte s podlago je odvisna tudi od kvalitete zgostitve oziroma tlačenja malte v spojnice. Po opravljenem delu, obnovljene spojnice zaščitimo pred dežjem, vetrom in soncem in jih z občasnim navlaževanjem negujemo še tri do sedem dni, odvisno od vrste uporabljene malte (Maurenbrecher in sod., 2007). Izbira končne oblike spojnice je odvisna od vrste in karakterja stavbe. Pomembno je, da zagotovimo neovirano odtekanje meteorne vode. Pomembno vlogo pri prefugiranju ima tudi izbira ustreznega materiala. Pri uporabi cementne malte lahko pride, pri bolj poroznih kamnitih ali opečnih zidakih zaradi njene manjše poroznosti in prepustnosti, do koncentracije navlaženosti v območju kamna ali opeke neposredno ob maltni spojnici. Ob vplivu zmrzovanja/tajanja lahko poškodbe najprej pričakujemo na tem delu (slika 2.26 a). V primeru apnene malte (slika 2.26 b) vlaga neovirano prodira in izhlapeva skozi malto, kar s časom povzroči obrabo materiala v maltni spojnici, ne pa tudi poškodb kamnitih ali opečnih gradnikov (Preparation and use of Lime Mortars, 2003).



Slika 2.26: Gibanje vlage in propadanje cementne (a) in apnene (b) maltne spojnice
(Preparation and use of Lime Mortars, 2003)

Fig. 2.26: Movement of moisture and associated decay of cement (a) and lime (b) mortar joint (Preparation and use of Lime Mortars, 2003)

Da bi čim boljše izkoristili ugodne lastnosti apnenih malt, kot sta poroznost in prepustnost, je pomembna tudi površinska obdelava maltnih spojnice. Spojnic zato ne zagladimo, temveč jih

obdelamo s ščetkanjem in tako zagotovimo odprto teksturo in neoviran prehod ter izhlapevanje vlage.

V določenih primerih do poškodb pride tudi na kamnitih ali opečnih gradnikih zidu. V tem primeru poškodovane dele ali celoten element odstranimo in ga nadomestimo z novim stavbnim členom. Pomembno je, da uporabimo malto, ki je kompatibilna z obstoječo, ter da nov element vgradimo kakovostno. Tako preprečimo eventualno zatekanje vode v notranjost zidu. Umazanije, ki so se nabirale na kamnitih površinah zaradi onesnaženosti, lahko očistimo s pranjem z vodnim curkom ali paro. Za površinsko zaščito in zmanjšanje poroznosti kamna lahko uporabimo tudi naravna zaščitna sredstva (npr. parafin, laneno olje), ki zapirajo pore.

2.8.4 Obnova ometanih površin

Način obnove ometanih površin je odvisen od vrste, obsega in jakosti poškodb. Če obnavljamo omete po poplavih, se zaradi higienskih razlogov (poplavnim vodam so velikokrat primešane fekalne vode, blato in ostale nečistoče) večinoma odločamo za njihovo odstranitev in ponovno izvedbo, čeprav so ti kljub poplavi ohranili kakovosten stik s podlago. Če gre za apnene omete stavbne dediščine, ki jih želimo ohraniti, glede na vrsto poškodb uporabimo konservatorsko-restavratorske postopke, opisane v nadaljevanju. Pri tem je pomembno, da pred začetkom del na fasadi poškodovana območja označimo glede na vrsto poškodbe. Ko gre za manjše poškodbe (kopičenje umazanije, poškodbe opleska, lišaji), lahko uporabimo pri čiščenju krpe, vodni curek ali postopek ščetkanja. Površinsko drobljive in bazične omete najprej utrdimo s pršenjem apnene vode⁸. Ta postopek ob spremljanju pH vrednosti izvajamo od dva do trikrat dnevno. Poškodovan omet nato preplastimo s tankim slojem apnenega ometa, ki naj ne bi bil trši od originala. Na območjih, kjer so ometi izgubili sprejemnost s podlago, jih injektiramo (nekonstrukcijsko injektiranje). Robna območja, kjer bi lahko prišlo do iztekanja injekcijske mase, se pred tem zatesnijo s čistim papirjem. Pred začetkom injektiranja se prostor med podlago in delno odstoplim ometom spiha, spere in navlaži z apneno vodo. V prvi fazi z injektiranjem apnenega mleka⁹ zapolnimo manjše razpoke, nato pa z injektiranjem apnene mase¹⁰ zapolnimo preostale votline. Po potrebi omet pred injektiranjem podpremo z opažem. Kjer so v ometu prisotne zgolj manjše razpoke, le-te

⁸ Apnena voda, tudi »apneni cvet«, je voda, ki ostane v apneni jami nad gašenim apnom.

⁹ Apneno mleko se pripravi v razmerju gašeno apno : voda = 1 : 5.

¹⁰ Apnena masa za injektiranje se pripravi v razmerju gašeno apno : kamena moka : voda = 1 : 1 : 1.

spihamo, skrtamo s sirkovo krtačo in navlažimo z apneno vodo. V očiščene in navlažene razpoke se z zidarsko žlico vtisne zmes gašenega apna in apnene moke. Na območjih, kjer je obstoječ omet odpadel, izvedemo novega, ki ga nanašamo po posameznih plasteh do končne izravnave podlage. Končno površino novega ometa pri vseh navedenih postopkih prilagodimo ohranjenemu izvorniku (Kavčič, 2006 in 2007).

2.9 Tehnike utrjevanja ovoja stavb

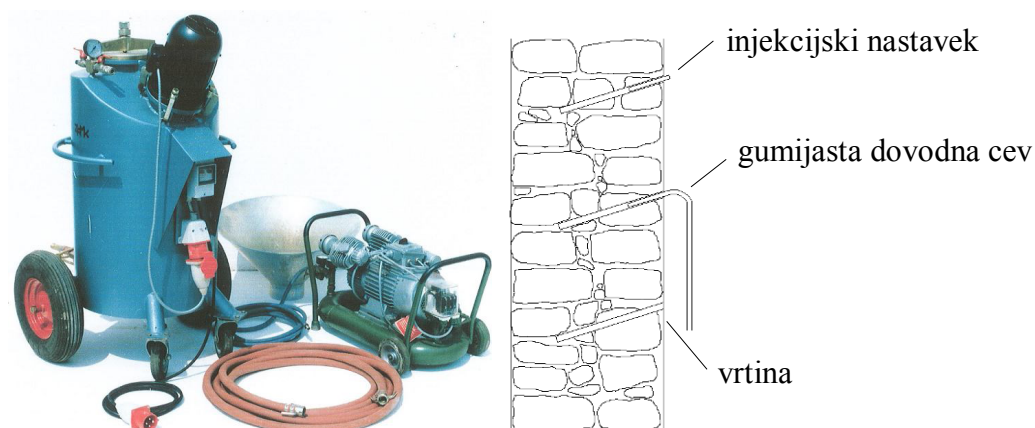
Pred odločitvijo o načinu utrjevanja zidov je ključnega pomena poznavanje načina zidave in uporabljenih materialov v zidu, ki ga nameravamo utrditi. Obstaja vrsta neporušnih, delno porušnih in porušnih preiskav, s kombinacijo katerih lahko dovolj natančno ocenimo strukturo obravnavanega zidu, vrsto uporabljenih materialov v zidu in splošno stanje zidov. V skladu z rezultati načrtujemo nadaljnje posege. Med znanimi tehnikami utrjevanja zidov ima sistematično injektiranje posebno mesto. Čeprav gre za ireverzibilen poseg, zunanost utrjenega zidu ostane praktično nespremenjena, mehanske lastnosti zidu pa se korenito izboljšajo. Zaradi tega sistematično injektiranje v nadaljevanju podrobneje opisujemo. Učinkovitost tehnike smo preverili s pomočjo analitične in numerične analize dejanske stavbe, opisane v petem in šestem poglavju. Včasih samostojno, pogosto pa v kombinaciji s sistematičnim injektiranjem za utrjevanje kamnitih zidov z določenim deležem votlin, uporabljamo tudi druge postopke, ki jih opisujemo v nadaljevanju.

2.9.1 Sistematično injektiranje

Začetki sistematičnega injektiranja kamnitih in mešanih kamnito-opečnih zidov v Sloveniji segajo v leto 1974, ko so s tem postopkom utrjevali v potresu poškodovane stavbe na območju Kozjanskega. Kasneje, po potresu leta 1976, so metodo uporabili na več stavbah na območju Posočja. S postopkom sistematičnega injektiranja so utrdili večje število sakralnih (cerkve, kapele, samostani), spomeniško zaščitenih (gradovi in drugi objekti zgodovinskega pomena) in ostalih stavb na širšem območju Slovenije ter v potresih leta 1998 in 2004 poškodovanih stavb v Posočju (Uranjek, 2008). V začetku so za injektiranje uporabljali izključno cementne injekcijske mešanice. Predvsem zaradi zahtev restavratorskih služb po kompatibilnosti novo vgrajenih materialov z obstoječimi so se kasneje začele pojavljati tudi druge vrste injekcijskih mešanic. Danes ločimo cementne injekcijske mešanice, mešanice na osnovi hidravličnega apna z ali brez dodanih poculanov, kombinirane injekcijske mešanice na

osnovi cementa, hidratiziranega ali hidravličnega apna in poculanov ter polimerne injekcijske mešanice. Za izboljšanje lastnosti lahko mešanici dodajamo polnila, kot so apnenčeva ali kremenova moka, ter razne dodatke kot so superplastifikatorji, dodatki za nabrekanje in hidrofobiranje.

Osnova sistematičnega injektiranja je vtiskovanje injekcijske mešanice (zmes vode, veziva in dodatkov) v delno votel zid, s čimer po strditvi materiala dosežemo ustrezno povezanost med posameznimi kamni in sloji zidu (slika 2.27). Če je to potrebno oziroma dovoljeno s strani restavratorskih in konservatorskih služb, v prvi fazi z zidov odstranimo poškodovane in odstopajoče omete. Površino zidu obdelamo s cementnim obrizgom, da preprečimo iztekanje injekcijske mešanice. Če so na ometih freske, ki jih je moramo ohraniti, lahko izvedemo podporni opaž ali fresko snamemo in nato ponovno namestimo. Sledi vrtanje poševnih vrtin v približnem razmiku 50 cm z zamikom med vrstami do globine 2/3 debeline zidu, v katere vgradimo kovinske injekcijske nastavke. Do maksimalne debeline zidov 1 m izvajamo injektiranje enostransko, pri debelejših zidovih obojestransko. Injekcijsko mešanico v zidove uvajamo preko gumijastih dovodnih cevi, ki jih preko navoja pritrdimo na kovinske cevke, in sicer pod pritiskom $p = 2-3$ bara (merjeno na napravi za sistematično injektiranje). Injektiranje poteka od spodaj navzgor. Ko na sosednjem nastavku pride do iztekanja mešanice, nastavek zamašimo.



Slika 2.27: Naprava za sistematično injektiranje ter izvedba vrtin in namestitvev injekcijskih nastavkov v zidu.

Fig. 2.27: The apparatus for grout injection and set up of the holes and injection pipes in the wall

2.9.2 Linijsko injektiranje razpok

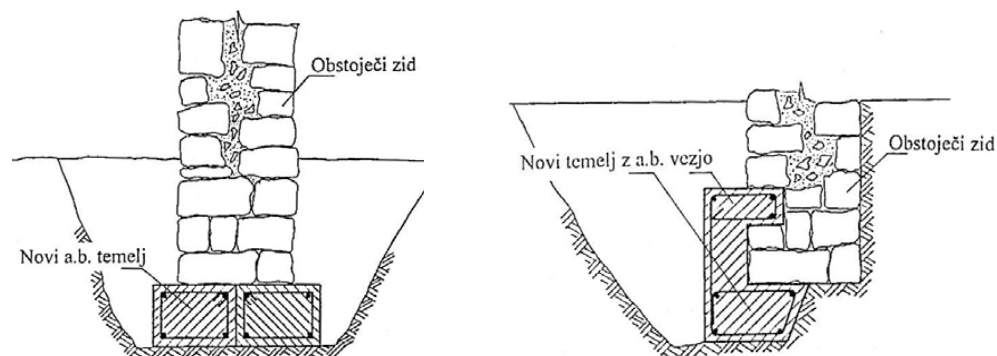
Zidove s postopkom linijskega injektiranja razpok utrjujemo v primeru kamnitih zidov, če so ti že bili sistematično injektirani in so zaradi potresnih obremenitev ponovno razpokali. Najpogosteje na ta način utrjujemo opečne zidove (slika 2.28). Vzdolž celotne razpoke izvedemo utor širine od 3 do 5 cm, ki ga očistimo in odprašimo. Naslednji korak je vgradnja injekcijskih nastavkov v razmiku od 30 do 60 cm, odvisno od širine razpoke, ter zapiranje razpoke med vgrajenimi nastavki z malto. Pred pričetkom injektiranja razpoke čez nastavke navlažimo z vodo, z injektiranjem pa pričnemo na najnižjem in postopoma napredujemo do najvišjega nastavka.



Slika 2.28: V zid vgrajeni nastavki pripravljeni za izvedbo linijskega injektiranja razpok
Fig. 2.28: Set up of injection pipes for injection of cracks in brick masonry wall

2.9.3 Utrditev temeljev

Če so poškodbe na zidovih nastale zaradi lokalnih (diferenčnih) posedkov ali zaradi zdrsov terena pri potresu, moramo izboljšati nosilnost temeljev ali temeljnih tal. Utrditev temeljev je pogosto potrebna pri rekonstrukciji stavbe pri večjem povečanju teže, zmanjšanju lokalne stabilnosti ali z namenom, da s poglobitvijo temelja presežemo globino zmrzovanja. Način utrditve zavisi od načina temeljenja, od vrste temeljnih tal ter od zahtevane nosilnosti temeljev. Temelje običajno dobetoniramo, jih s tem razširimo, ali pa jih podbetoniramo z armiranobetonskimi vezmi in jih tako poglobimo (slika 2.29). Pri utrjevanju temeljev votlikavih kamnitih zidov moramo pred podbetoniranjem zidove utrditi s sistematičnim injektiranjem.



Slika 2.29: Shematski prikaz pod in obbetoniranja temelja (Tomažević, 2009)
Fig. 2.29: Scheme of strengthening of foundations (Tomažević, 2009)

2.9.4 Oblaganje zidov z armiranimi ometi

Zid je mogoče utrditi z oblaganjem z armiranimi ometi, ki se praviloma izvajajo obojestransko (slika 2.30). Pri tem postopku v prvi fazi z zidu odstranimo omet in očistimo spojnice. Na zidu se nato izvede obrizg in vgradi jeklena sidra za povezavo obeh slojev ometa, ki ga armiramo z mrežno armaturo. Omet je mogoče nanašati strojno z brizganjem ali ročno. Oblaganje zidov z armiranimi ometi se običajno uporablja pri utrditvah opečnih zidov, pri križanjih in vogalih zidov, kjer ni izvedenih zidnih zvez, v izjemnih primerih (močno poškodovani zidovi) pa tudi pri kamnitih zidovih v kombinaciji s sistematičnim injektiranjem.



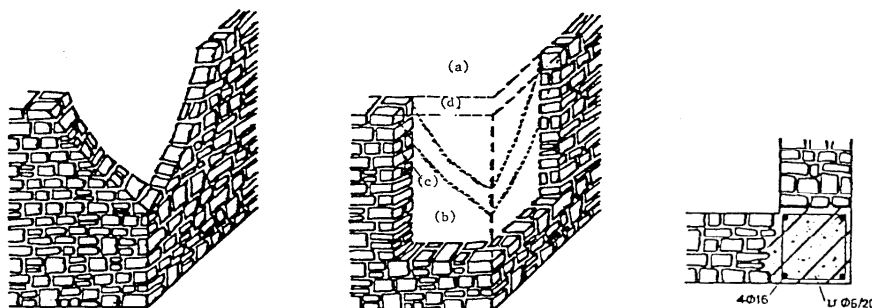
Slika 2.30: Primer utrditve opečnega zidu z armiranim ometom
Fig. 2.30: Strengthening of a brick masonry wall with reinforced coating

Pri kamnitih zidovih, kjer imamo navadno opravka s kamni različnih oblik in velikosti, je problematično povezovanje obeh slojev armiranega ometa, možnost razslojevanja takšnega zidu pri potresni obtežbi in nenazadnje sam način izvedbe, ki spremeni zunanost zidu. Penazzi in sodelavci (2001) poročajo o napakah, opaženih pri utrjevanju zidov z armiranobetonskim ometom. Avtorji kot pogosto evidentirane napake izpostavljajo

pomanjkljivo povezovanje armiranega ometa na stikih medsebojno pravokotnih zidov in med posameznimi etažami, prekratke razdalje prekrivanja posameznih mrež, neobstoječa ali na prevelikih razmakih vgrajena prečna sidra, pretanke zaščitne sloje nad armaturo in nesimetrično utrditev zidov v tlorisu objekta.

2.9.5 Prezidavanje zidov

Pri neutrjenih objektih lahko ob močnejših potresnih sunkih pride do izbočitve, razslojevanja in večjih razpok. Pogosto se hujše poškodbe pojavijo v območju vogalov zidov. V takšnih primerih se odločamo za ponovno pozidavo ali prezidavo poškodovanega dela zidu (slika 2.31). V prvi fazi izvedemo podpiranje stropne ali strešne konstrukcije, po potrebi tudi bočno podpiranje zidov na območju, na katerem bo potekala prezidava. Sledi odstranjevanje materiala s poškodovanega območja, čiščenje in priprava kontaktnih površin ter ponovna pozidava. V območju vogalov lahko pri prezidavanju vgradimo navpične armiranobetonske vezi, vendar je slednje zaradi načina gradnje kamnitih zidov manj običajen poseg. Prezidavo izvajamo z upoštevanjem zidarskih zvez in jo na stikih z morebitno izvedenimi armiranobetonskimi vezmi zaključimo »na zob«.



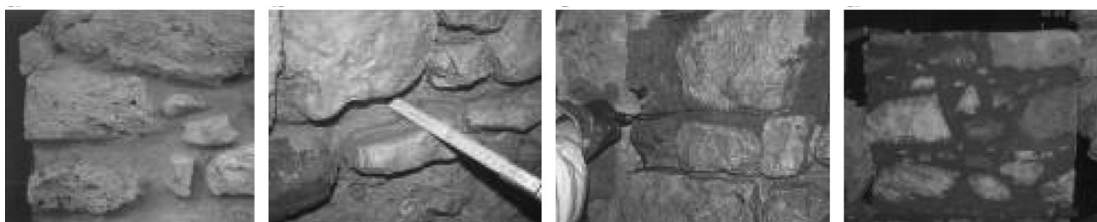
Slika 2.31: Prezidava poškodovanega zidnega vogala in izvedba navpične armiranobetonske vezi (Bergant in sod., 1998)

Fig. 2.31: Reconstruction of damaged corner and execution of a new tie-column (Bergant et al., 1998)

2.9.6 Prefugiranje zidov

Prefugiranje zidov običajno uporabljamo pri opečnih zidovih. Postopek poteka tako, da iz spojnic izpraskamo malto slabe kakovosti do 1/3 debeline zidu najprej na eni strani zidu in spojnice zapolnimo z malto ustrezne kakovosti. Postopek nato ponovimo še na drugi strani zidu. Nekateri italijanski avtorji (Corradi in sod., 2008a) predlagajo uvedbo postopka tudi pri

kamnitih zidovih. Gre za t.i. globoko prefugiranje (globine približno 7 cm), ki se izvaja obojestransko (slika 2.32). Cilj je medsebojno povezati posamezne kamne zunanjih plasti in z utrditvijo doseči povečanje strižne nosilnosti zidu. Rezultati preiskav na zidovih, sezidanih in preskušeni v laboratoriju, kažejo, da globoko prefugiranje kot samostojna metoda lahko poveča strižno togost zidu, medtem ko bistveno povečanje strižne nosilnosti lahko dosežemo le v kombinaciji s sistematičnim injektiranjem.

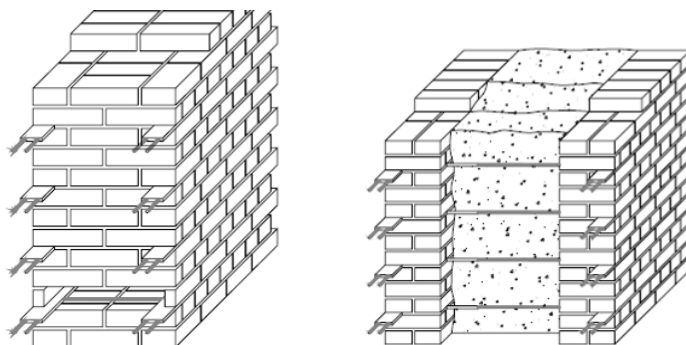


Slika 2.32: Očiščene in poglobljene spojnice, nanos prvega sloja malte in končno stanje (Corradi in sod., 2008a)

Fig. 2.32: Cleaned and deepend joints, first layer of mortar and final situation (Corradi et al., 2008a)

2.9.7 Prefugiranje zidov z armiranjem spojnic

Metoda prefugiranja zidov z armiranjem spojnic je uporabna takrat, ko imamo opravka s pravilno zidanimi kamnitimi ali opečnimi zidovi z vodoravnimi spojnicami. Pri tej tehniki zunanjo plast spojnice (globina od 6 do 8 cm) odstranimo, nato v utor namestimo eno ali dve palici manjšega premera iz nerjavečega jekla ali polimernih steklenih vlaken (slika 2.33). Tako zmanjšamo natezne napetosti v opečnih zidkih obremenjenega zidu, ki jih po vgraditvi prevzema armatura (Valuzzi, 2007). Tehnika ne zahteva posebnih znanj, je dokaj neinvazivna in v principu reverzibilna.

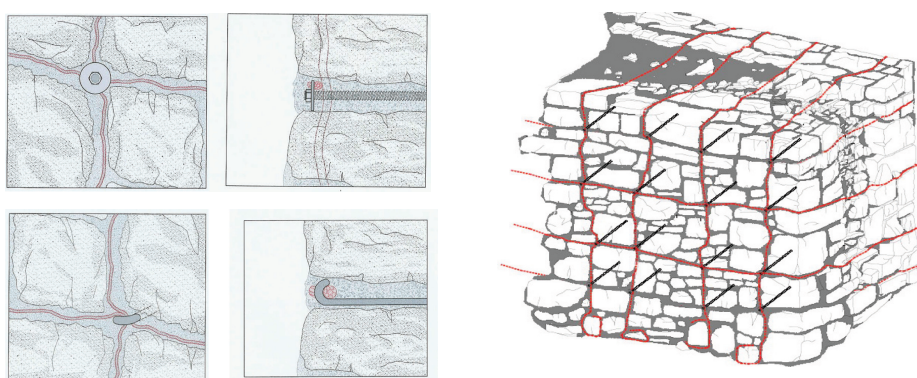


Slika 2.33: Primeri prefugiranja z armiranjem spojnic (Identification of Strengthening Strategies, 2006)

Fig. 2.33: Examples of application of reinforced repointing (Identification of Strengthening Strategies, 2006)

2.9.8 Armiranje spojnic z jekleno pleteno mrežo

Med novejšje tehnike za utrjevanje dvo in večslojnih kamnitih zidov sodi armiranje spojnic z jekleno mrežo (slika 2.34). Gre za aplikacijo tankih jeklenih vrvi (pletenic), ki jih po izvedeni prvi fazi prefugiranja vstavimo v spojnice tako, da formiramo jekleno mrežo, ki jo v zid sidramo z jeklenimi sidri. V drugi fazi prefugiranja preko jeklene mreže naneseemo zaščitni sloj malte, jo zaščitimo in tako ne spreminjamo zunanjšega izgleda zidu. Rezultati prvih eksperimentalnih preiskav, ki jih je na zidanih preskušancih utrjenih z jekleno mrežo, opravil Borri s sodelavci (2008) kažejo, da opisana tehnika ob tem, da je neinvazivna in reverzibilna, omogoča precejšnje zvišanje tlačnih, strižnih in upogibnih trdnosti zidu.



Slika 2.34: Utrjevanje zidu z jekleno pleteno mrežo (Borri in sod., 2008)

Fig. 2.34: Strengthening of the wall with reinforced repointing grid (Borri et al., 2008)

2.9.9 Vgradnja prečnih sider

Namen vgrajevanja prečnih sider v prerezu zidu je izboljšanje povezave med dvema zunanjsima slojema in zmanjšanje možnosti deformacij zidu v vodoravni smeri (Valluzzi in sod., 2004). V pripravljene vrtine v vodoravni smeri vstavimo sidra iz jekla, nerjavečega jekla ali iz polimerov, ojačanih z vlakni, in jih v vrtini utrdimo z injektiranjem (slika 2.35). M. R. Valluzzi je testne preskušance utrjevala s po 4 kosi sider/m² zidu, pri čemer je uporabila jekleno rebrasto armaturo in jekleno gladko armaturo z vrezanimi navoji na konceh, v obeh primerih z natezno trdnostjo $f_{tk} = 600$ MPa. Konci sider iz rebraste armature so bili po vgradnji v vrtine in zapolnitvi z malto zakrivljeni v spojnice zidu, sidra iz gladke armature pa pritrjena na zid z maticami s podložkami. Preiskave, ki jih je opravila M. R. Valluzzi, kažejo, da pri zidovih, utrjenih z vgrajevanjem prečnih sider, ne pride do večjega povečanja tlačnih

trdnosti in togosti. Avtorica ugotavlja, da je zaradi strukture kamnitega zidu s šibkim jedrom nujna sočasna utrditev zidu s sistematičnim injektiranjem.

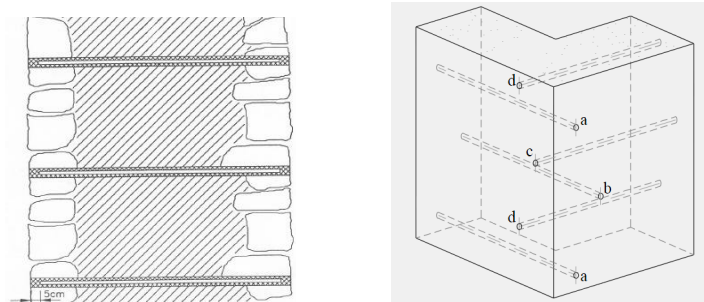


Slika 2.35: Iz leve: pritrdjevanje prečnih sider s krivljenjem v primeru rebraste armature, in z vijačenjem v primeru gladke armature z vrezanim navojem (Valuzzi in sod., 2004)

Fig. 2.35: From left: Fixing of transversal anchors with bending in case of reinforced steel bars and with screwing in case of threaded bars (Valuzzi et al., 2004)

2.9.10 Vgradnja injektiranih sider

Cilj izvedbe injektiranih sider je čim bolje povezati posamezne sloje zidu, ki ga utrjujemo (slika 2.36). Eksperimenti so pokazali (Bruggemann, 1976, cit. po Van Gemert in sod., 2011), da za jeklena sidra iz rebraste armature s premerom $d_a = 8\text{--}16$ mm, ki jih v opečni zid vgradimo s cementno malto, potrebujemo sidrno dolžino $l_s = 90 + 9 \cdot d_a$ (v mm). V primeru utrjevanja kamitih zidov potrebujemo sidrno dolžino $l_s = 120 + 9 \cdot d_a$ (v mm). Navedene sidrne dolžine omogočajo plastifikacijo sider pri natezni obremenitvi ($f_{yk} = 400$ MPa). Za ostale vrste sider in veziv, s pomočjo katerih jih vgrajujemo, se sidrna sila določi eksperimentalno, lahko tudi s »pull out« testom na terenu. Zaradi koncentriranih obremenitev moramo na zgornjem delu zidu vgraditi dodatna navpična in poševna sidra. Tako preprečimo razslojevanje zidu (Van Gemert in sod., 2011). Pri utrditvi s postopkom »šivanja« zidu lahko uporabimo sidra iz jekla ali kompozitnih materialov, ki jih z ustrezno injekcijsko mešanico vgradimo v zid. S »šivanjem« zidu povežemo zunanje sloje zidu preko vmesnega jedra, do neke mere pa lahko nadomestimo tudi neobstoječe zidne zveze v vogalnih delih zidov.



Slika 2.36: Injektirana sidra v večslojnem kamnitem zidu (Van Gemert in sod., 2011) in »šivanje zidu« (Identification of Strengthening Strategies, 2006)

Fig. 2.36: Grouted anchors in multiple leaf stone masonry wall (Van Gemert et al., 2011) and »sewing of the wall« (Identification of Strengthening Strategies, 2006)

2.9.11 Utrjevanje zidov s kompozitnimi materiali

Utrjevanje kamnitih zidov s kompozitnimi materiali je v zadnjem času raziskovalo kar nekaj avtorjev (Corradi in sod., 2008b, Proenca in sod., 2010, Faella in sod., 2010), ki so v okviru svojih raziskav uporabljali steklene – GFRP (angl. *Glass Fibre Reinforced Polymer*) ali karbonske – CFRP (angl. *Carbon Fibre Reinforced Polymer*) kompozite. Kompozite v obliki trakov, plaht ali mrež so na površine zidov vgrajevali z mineralnimi maltami ali epoksidnimi lepili. Z uporabo epoksidnih lepil so po pričakovanju dosegli večje povečanje nosilnosti zidov zaradi boljše adhezije med površino zidov in kompozitov. Učinkovitost utrjevanja zidov s kompoziti je odvisna tudi od detajlov izvedbe lepljenja in sidranja (Proenca in sod., 2010). Predvsem pri večslojnih kamnitih zidovih z lepljenjem kompozitnih trakov ali plaht ne moremo zagotoviti medsebojne povezanosti posameznih slojev zidu. Zato so potrebni dodatni ukrepi, kot sta vgradnja prečnih sider in/ali sistematično injektiranje. Pri stavbni dediščini, kjer se srečujemo s konservatorskimi in restavratorskimi zahtevami po ohranitvi avtentičnega izgleda stavbe, ohranitvi obstoječih ali uporabi kompatibilnih materialov ter reverzibilnosti posegov, utrjevanje zidov s kompoziti ni primerno. Pri ostalih stavbah pridejo prednosti uporabe kompozitov v primerjavi s tradicionalnimi metodami utrditve, kot so nižji stroški utrjevanja, odpornost utrditve na požarne in korozijske obremenitve ter skoraj nespremenjene dinamične lastnosti (togost) utrjene konstrukcije (Gostič, 2003), bolj do izraza.

2.10 Vpliv sistematičnega injektiranja na mehanske lastnosti kamnitih zidov

Namen sistematičnega injektiranja je z zapolnitvijo votlin utrditi šibko jedro zidu in izboljšati njegovo povezavo z zunanjsima slojema ter tako izboljšati mehanske lastnosti zidu. Vpliv sistematičnega injektiranja na mehanske lastnosti kamnitih zidov je, sicer večinoma na laboratorijsko pripravljenih preskušancih, analiziralo kar nekaj raziskovalcev. Večina je skušala ovrednotiti tudi vpliv vrste in lastnosti uporabljene injekcijske mešanice. V nadaljevanju podajamo pregled njihovih ugotovitev.

Kot navajata Tomažević in Apihova (1993), se potresna odpornost kamnitih zidov, injektiranih s cementno mešanico, bistveno poveča. Avtorja sta za preiskavo potresne odpornosti (natezna trdnost, strižni modul, duktilnost) pripravila osem, iz kamna in opeke, pozidanih preskušancev dolžine $l = 1,0$ m, višine $v = 1,0$ m in debeline $d = 0,5$ m, za preiskavo tlačne trdnosti pa dva preskušanca dolžine $l = 1,2$ m, višine $v = 1,0$ m in debeline $d = 0,5$ m. Za zidanje sta uporabila apneno malto z dodatkom cementa, tako da je tlačna trdnost malte pri zidkih pripravljenih za tlačne preiskave, znašala 3,7 in 8,9 MPa, pri zidkih za preiskave potresne odpornosti pa se je gibala med 2,6 in 4,2 MPa. Avtorja deleža votlin preskušancev nista podala. Navedla sta porabo mešanice za injektiranje, ki je pri zidkih za preiskavo potresne odpornosti znašala med 46 in 166 kg/m³, pri zidkih za tlačne preiskave pa med 144 in 148 kg/m³ suhe mešanice. Z laboratorijskimi preiskavami sta ugotovila, da je potresna odpornost s cementom zainjektiranega zidu lahko tudi več kot dvakrat večja od odpornosti osnovnega zidu. Stopnja povečanja je bila odvisna od kakovosti osnovnega zidu, vendar so bile mehanske karakteristike zidov po injektiranju, ne glede na vrsto in trdnost osnovnega zidu, precej podobne. Kljub temu, da so vrednosti tlačne trdnosti za injektiranje uporabljenih mešanic variirale od $f_{cg} = 7$ MPa do $f_{cg} = 32$ MPa, avtorja ugotavljata, da razlike praktično niso vplivale na potresno odpornost zainjektiranih zidov. Kot možno razlago za takšne rezultate avtorja navajata, da tlačno trdnost in natezno trdnost kamnitih zidov določa osnovna malta, ki prenaša zunanjo obtežbo s kamna na kamen. Ker pri preskusih, ki sta jih izvajala, injekcijska mešanica ni prodrla v osnovno malto, se trdnost osnovne malte, in s tem trdnost zidu, ni spremenila. Ne glede na trdnost injekcijske mešanice se je z injektiranjem izboljšala povezanost posameznih kamnov. Ko injekcijska mešanica poveže kamenje in prepreči ločevanje, razcepljenje in izbočenje posameznih nosilnih slojev zidu, aktivira celotno

možno nosilnost osnovnega zidu. Tlačna trdnost injekcijske mešanice pri tem ni toliko pomembna za doseganje zadovoljive povezave, je pa spodnja meja trdnosti injekcijske mešanice pogojena s trdnostjo originalnega veziva v zidu.

Vintzileou in Tassios (1995) sta na troslojnih kamnitih zidovih izvajala tlačne preiskave, pri čemer so bili vsi zidovi dolžine $l = 0,60$ m, višine $v = 1,20$ m in debeline $d = 0,40$ m sezidani v laboratoriju. Debelina zunanjih slojev je znašala približno 13 cm, debelina srednjega sloja pa približno 14 cm. Trdnost apneno cementne malte, uporabljene za gradnjo zidkov, je znašala 1,70 MPa. Avtorja navajata, da je votlikavost jedra zidov znašala med 30 in 40 %. Na dveh izmed skupaj osmih zidov so bile izvedene dodatne prečne povezave. Pri injektiranju sta uporabila cementno in cementno-apneno mešanico, obakrat z dodatkom mikrosilike. Prva je dosegala tlačno trdnost 30 MPa, druga 13 MPa. Utrjevanje zidov z injektiranjem cementnih mešanic se je izkazalo za zelo učinkovito. Tlačna trdnost zidu se je po injektiranju, v primerjavi z neutrjenim zidom, povečala za 50 do 200 %. Z injektiranjem se je povečala togost zidov, zmanjšala pa se je deformacija pri maksimalni doseženi tlačni napetosti (tlačni trdnosti). Razlog za tako izboljšane mehanske lastnosti je uspešna homogenizacija, ki je bila dosežena s penetracijo injekcijske mešanice v votline in razpoke osrednjega in zunanjih slojev, ter med stike posameznih slojev. Zaradi tega so se troslojni zidovi obnašali skoraj kot enoslojni. Avtorja navajata, da zaradi majhnega števila preskušancev ni mogoče podati zanesljivih zaključkov o vplivu trdnosti injekcijske mešanice na mehanske lastnosti zidu. Poudarjata tudi, da je natezna trdnost injekcijske mešanice tista, od katere je, bolj kot od njene tlačne trdnosti, odvisna povezava kamnitega gradiva v osrednjem sloju (jedru) zidu.

Tlačne preiskave v laboratoriju sezidanih troslojnih kamnitih zidov je s sodelavci izvajala tudi F. da Porto (2003a). Dolžina zidov je znašala $l = 0,80$ m, višina $v = 1,40$ m in debelina $d = 0,50$ m. Pri tem je bila debelina posameznega zunanjega sloja zidu 0,18 m. Tlačna trdnost malte, pripravljene iz kombinacije hidravličnega apna in apnenega testa, je znašala med 1,57 in 1,64 MPa, delež votlin pa med 10 in 15 % prostornine celotnega zidka. Avtorica ugotavlja, da je utrditev troslojnih zidov s sistematičnim injektiranjem učinkovito preprečilo razslojevanje posameznih slojev zidu. Tlačne trdnosti zidov so se po utrditvi s sistematičnim injektiranjem povečale tudi za več kot 50 %. Injektiranje je prav tako povečalo togost zidov. Ne glede na različno tlačno trdnost uporabljene injekcijske mešanice, 5,1 MPa in 3,2 MPa, pri čemer je v obeh primerih šlo za injekcijsko mešanico iz hidravličnega apna, so bile končne vrednosti izvrednotenih tlačnih trdnosti obakrat približno enake.

Toumbakari-jeva s sodelavci (2005) je pripravila dve vrsti preskušancev. Za pozidavo je prvič uporabila kamnite zidake iz apnenca, drugič pa opeko. Debelina zunanjih slojev zidov, sezidanih iz opek, je znašala približno 9 cm, debelina osrednjega sloja približno 22 cm. Pri kamnitih zidovih iz apnenca je debelina uporabljenih kamnitih gradnikov variirala zaradi ponazoritve kamnitih zidov različnih oblik in velikosti. V povprečju je debelina zunanjih slojev kamnitih zidov znašala 13 cm, osrednjega pa 14 cm. Trdnost apneno cementne malte uporabljene za gradnjo, je pri vseh zidkih znašala 3,4 MPa. Jedro zidkov je imelo 30 – 40 % votlin. Dimenzije preskušancev (tako kamnitih kot opečnih) so znašale: dolžina $l = 0,60$ m, višina $v = 1,20$ m, debelina $d = 0,40$ m. Za sistematično injektiranje je uporabila tri vrste mešanic: kombinirana mešanica iz apna, pucolana in cementa tlačne trdnosti 6,6 MPa, kombinirana mešanica iz apna, pucolana, kremenove moke in cementa tlačne trdnosti 8,7 MPa ter cementno-apnena mešanica s tlačno trdnostjo 18,0 MPa. Preiskave so pokazale, da do porušitve vzorcev pride zaradi ločevanja zunanjih slojev zidu od notranjega. Utrditev z injektiranjem izboljša mehanske lastnosti zidu. Dosežene tlačne trdnosti in natezne trdnosti zidov so medsebojno dokaj podobne ne glede na precej različne tlačne in upogibne trdnosti uporabljenih injekcijskih mešanic. Mešanice z višjimi trdnostmi so omogočile povečanje modula elastičnosti utrjenega zidu, medtem ko v primeru mešanic z nižjimi trdnostmi do povišanja modula elastičnosti ni prišlo. Avtorica ugotavlja, da je bistven pokazatelj učinkovitosti injektiranja strižna sprijemna trdnost med injicirano mešanico in posameznimi gradniki zidu.

Androniki Miltiadou-Fezans je s sodelavci (2006) preskušala šest kamnitih, v laboratoriju sezidanih, troslojnih zidov, in sicer tri pod klasično tlačno obremenitvijo in tri pod diagonalno natezno obremenitvijo. Preskušanci so imeli sledeče dimenzije: dolžina $l = 1,04$ m, višina $v = 1,20$ m, debelina $d = 0,45$ m. Pri gradnji so uporabili apneno malto s pucolanskim dodatkom in tlačno trdnostjo 4,35 MPa. Votlikavost jedra je znašala 32,8 – 40 %, kar je pomenilo 9 – 10,9 % delež votlin glede na prostornino celotnega preskušanca. Za injektiranje so uporabili dve injekcijski mešanici: kombinirana (bel cement, apno, pucolan) s tlačno trdnostjo 10,6 MPa in mešanica iz hidravličnega apna tlačne trdnosti 6,4 MPa. Rezultati izvedenih preiskav kažejo na precejšnje izboljšanje mehanskih lastnosti utrjenega zidu v primerjavi z neutrim pri vseh preskušancih. Pri zidovih, utrjenih z injekcijsko mešanico iz hidravličnega apna, so se tlačne trdnosti izboljšale za 65 %, medtem ko je zid, utrjen s kombinirano injekcijsko mešanico, izkazal 116 % povečanje tlačne trdnosti. Natezna trdnost

zidkov, preskušanih pod diagonalno natezno obremenitvijo, ki je v obstoječem stanju znašala 0,10 MPa, se je v utrjenem stanju sorazmerno povečala glede na vrsto uporabljene injekcijske mešanice. Po injektiranju z mešanico iz hidravličnega apna se je povečala za 100 %, po injektiranju s kombinirano injekcijsko mešanico pa za več kot 200 %. Avtorji zaključujejo, da sta bili z mehanskega vidika učinkoviti obe uporabljeni injekcijski mešanici. Po injektiranju so se povečale tlačne trdnosti in natezne trdnosti, zmanjšano je bilo ločevanje posameznih slojev preskušancev, togosti se na drugi strani niso znatno povečale. Slednje je pomemben podatek takrat, ko imamo opravka z delnim injektiranjem na območju vogalov in križanj zidov ter v območjih ležišč in vezi. Avtorji na koncu ugotavljajo, da prirast tlačnih trdnosti zidov po injektiranju ni sorazmeren tlačni trdnosti ali upogibni trdnosti uporabljene injekcijske mešanice in izpostavljajo pomembnost trdnosti stika med injekcijsko mešanico in obstoječimi materiali.

Eksperimentalne rezultate zgoraj navedenih avtorjev je v preglednem članku povzela in analizirala N. E. Vintzileou (2006a). Avtorica zaključuje, da tlačna trdnost uporabljene injekcijske mešanice ni ključni parameter za izboljšanje mehanskih lastnosti injektiranega zidu. Kot kažejo rezultati, je zaradi kakovostnega stika med injekcijsko mešanico in obstoječimi materiali možno bistveno izboljšati mehanske lastnosti zidu tudi z uporabo kombiniranih (cement, apno, naravni ali umetni pucolani) ali hidravličnih injekcijskih mešanic.

3 RAZVOJ KOMPATIBILNIH MALT IN INJEKCIJSKIH MEŠANIC ZA OBNOVO OVOJA STAVBNE DEDIŠČINE

3.1 Izbira konstitucijskih materialov za malte in injekcijske mešanice

Slabe izkušnje pri obnovi stavbne dediščine s sodobnimi materiali potrjujejo, da je najbolj učinkovita metoda vzdrževanja in obnove stavbne dediščine popravilo istega z istim (Kavčič, 2004). Sodobni ometi na osnovi cementa in polimerov praviloma ovirajo ali celo preprečijo transport vlage iz okolja v zid. Istočasno ovirajo transport vlage in soli iz zidu v okolje ali omet, kar lahko vodi do večjih poškodb zidu ali ometa. V nasprotju s sodobnimi ometi so tradicionalni apneni ometi bolj porozni, vodovpojni, kislinsko občutljivi in imajo dokaj nizke trdnostne karakteristike. Materiali na osnovi apna so tudi s stališča kemijske, mehanske in fizikalne kompatibilnosti, z obstoječimi materiali ovoja stavbne dediščine, v večini primerov najprimernejši za uporabo pri različnih obnovitvenih in/ali utrditvenih tehnikah.

Zaradi prednosti, ki jih imajo pri obnovi ovoja stavbne dediščine v primerjavi z modernejšimi materiali malte in ometi na osnovi apna, smo v okviru lastnih preiskav uporabili materiale na osnovi apnenega veziva z ali brez mineralnih dodatkov. Preskušali smo apnene malte, namenjene za različne obnovitvene tehnike, in apnene injekcijske mešanice, namenjene za utrjevanje kamnitih ali kamnito-opečnih zidov s sistematičnim injektiranjem. Za izboljšanje mehanskih lastnosti smo apnenemu vezivu dodajali tuf in granulirano plavžno žlindro. Tuf sodi v družino naravnih pucolanov. Ti se po mešanju z vodo ne strjujejo, če pa so fino zmleti, v prisotnosti vode pri normalni zunanji temperaturi, reagirajo z raztopljenim kalcijevim hidroksidom ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Pri tem nastanejo spojine kalcijevih silikatov in kalcijevih aluminatov, ki dajejo trdnost in so podobne tistim, ki nastanejo pri hidrataciji hidravličnih materialov (SIST EN 197-1:2002). Uporaba žindre pri obnavljanju stavbne dediščine vse bolj narašča (Griffin, 2004). V osnovi je žindra latentno hidravlično vezivo, kar pomeni da ob primerni aktivaciji poseduje hidravlične lastnosti. Granulirano plavžno žlindro dobimo s hitrim hlajenjem taline žindre s primerno sestavo, ki je takšna, kot jo dobimo s taljenjem železove rude v plavžu in vsebuje najmanj 2/3 mase steklaste faze žindre (seštevek mas CaO , MgO in SiO_2). Ostanek vsebuje Al_2O_3 in manjši prispevek ostalih sestavin (SIST EN 197:2002). Ko granulirano plavžno žlindro zmešamo z vodo, je njena začetna stopnja hidratacije veliko manjša, kot če bi z vodo zmešali portlandski cement. Ob dodatku alkalij,

portlandskega cementa ali apna se reakcija pospeši (žlindra se aktivira). Produkt vezanja mešanice iz apna in žlindre so kalcijevi silikat hidrati (CSH faza) (Virgalitte in sod., 1995). Pri injekcijskih mešanicah smo, da bi izboljšali njihove mehanske lastnosti, dodali tudi apnenčevo moko. Apnenčeva moka sodi med polnila, ki so naravni ali umetni anorganski mineralni materiali, ki zaradi svoje porazdelitve velikosti zrn izboljšajo fizikalne lastnosti injekcijske mešanice, kot sta obdelovalnost in sposobnost zadrževanja vode (SIST EN 197-1:2002). Apnenčeva moka in žlindra sta odpadna materiala. Žlindro dobimo kot stranski produkt pri proizvodnji železa, apnenčeva moka pa je drobnozrnata frakcija – prah, ki ostaja zaradi odpraševanja pri drobljenju apnenčevega agregata. Uporaba obeh mineralnih dodatkov je torej smiselna z okoljevarstvenega in tudi ekonomskega vidika.

3.1.1 Malte

Pri načrtovanju sestav malt smo kot vezivo uporabili apneno testo ter mu dodali granulirano mleto plavžno žlindro ali tuf (aktivni mineralni dodatek). Apneno testo je proizvedlo apnarstvo Šlebir. Žgano in gašeno je bilo po tradicionalnih metodah in starano 4 leta. Kot agregat smo uporabili apnenčev pesek frakcije 0/4 mm. Granulirano plavžno žlindro dobavljeno iz jeklarne v Trstu, smo naknadno mleli. Tako smo dobili približno enako granulacijsko sestavo kot pri mletem tufu iz nahajališča v Zaloški Gorici.

3.1.2 Injekcijske mešanice

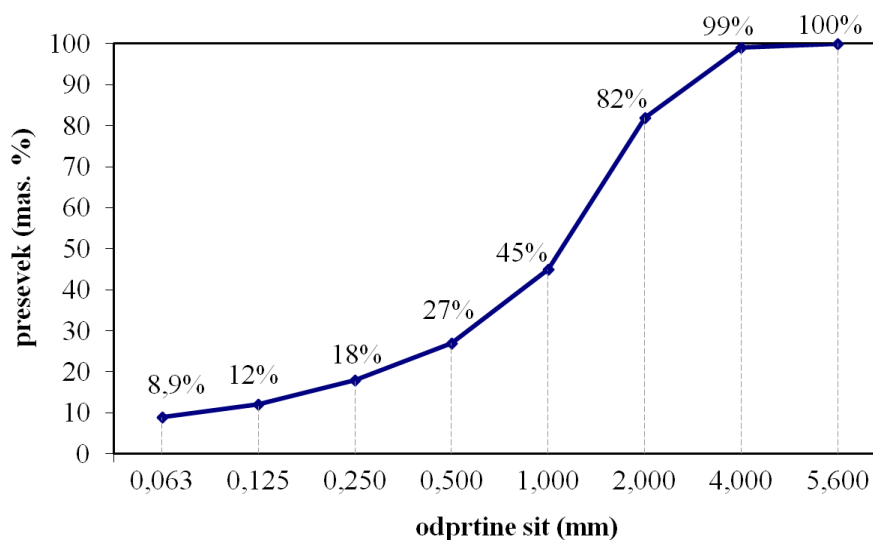
Za injekcijske mešanice smo kot vezivo uporabili hidratizirano apno, apneno testo, apnenčevo moko ter mleto granulirano plavžno žlindro in mleti tuf. Hidratizirano apno je bilo proizvod podjetja SIA (Solkanska industrija apna d. o. o.), apnenčeva moka podjetja Kalcit je bila pridobljena z mletjem apnenca. Druge materiale smo dobili pri istih proizvajalcih kot za pripravo malt. Ustrezno pretočnost injekcijskih mešanic smo zagotavljali s superplastifikatorjem na osnovi naftalensulfonatov proizvajalca TKK Srpenica (Proizvodnja kemičnih izdelkov Srpenica ob Soči d. d.).

3.2 Laboratorijske preiskave konstitucijskih materialov

3.2.1 Zrnava sestava agregata

Zrnava sestava agregata, apnenčevega peska frakcije 0/4 mm iz kamnoloma Solkan, uporabljenega za pripravo malt, je bila določena z metodo pranja in suhega sejanja agregata

po SIST EN 933-1:1999. Sejalno krivuljo prikazujemo na sliki 3.1. Delež posamezne frakcije je znašal 3,1 mas. % za frakcijo 0,063/0,125 mm, 6 mas. % za frakcijo 0,125/0,250 mm, 9 mas. % za frakcijo 0,25/0,50 mm, 18 mas. % za frakcijo 0,5/1,0 mm, 37 mas. % za frakcijo 1,0/2,0 mm, 17 mas. % za frakcijo 2,0/4,0 mm, 1 mas. % vseh delcev pa je ostal na situ 4,0 mm.



Slika 3.1: Sejalna krivulja agregata, uporabljenega za pripravo malt
Fig. 3.1: Sieve chart of agregate used for preparation of mortar

3.2.2 Kemijska analiza

Kemijska analiza sestavin malt in injekcijskih mešanic je bila opravljena za obe vrsti uporabljenega apna in za mineralne dodatke. Rezultate opravljenih analiz prikazujemo v preglednici 3.1. Posamezne količine, podane v preglednici 3.1, smo določili skladno s standardom SIST EN 196-2:2005.

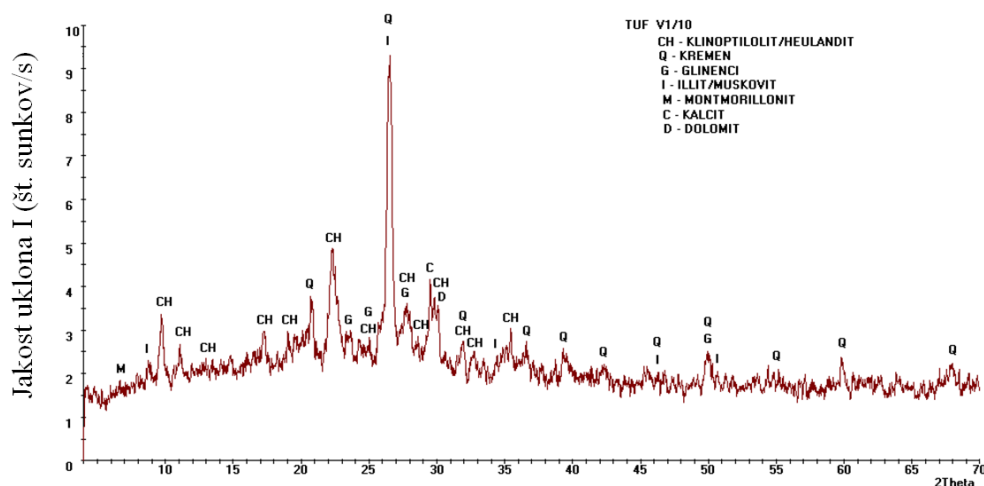
Preglednica 3.1: Kemijska sestava konstitucijskih materialov v masnih deležih (%)

Table 3.1: Chemical composition of the constitutive materials in % by mass

	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	CaCO ₃	MgO	MgCO ₃	MnO	SO ₃	CO ₂	K ₂ O	Na ₂ O	Ž.i.
Tuf	62,96	13,31	3,70	3,76	-	1,94	-	-	0,07	-	3,34	3,07	7,41
Žlindra	38,10	9,80	1,10	38,50	-	9,50	-	0,60	2,30	-	-	-	-
Apnenčeva moka	0,07	0,17	0,05	-	97,60	-	1,72	-	-	-	-	-	-
Hidrat. apno	0,40	-	0,18	72,04	-	0,83	-	-	0,10	2,56	-	-	25,10
Apneno testo	-	-	-	85,99	-	11,51	-	-	0,04	1,46	-	-	-

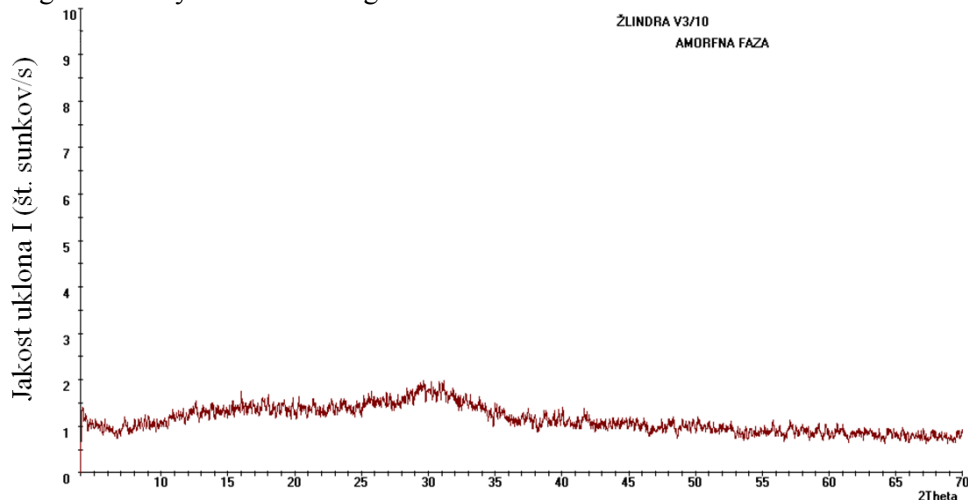
3.2.3 Mineraloška analiza

Na vzorcih žlindre in tufa smo opravili tudi mineraloško analizo z rentgensko difrakcijsko analizo ter vrstično elektronsko mikroskopijo (SEM). Rentgensko difrakcijsko analizo smo opravili na aparatu Philips Norelco. Vir rentgenskega sevanja je bila bakrova anoda z nikljevimi filtrom. Hitrost snemanja je bila 1° na minuto. Preiskave z vrstičnim elektronskim mikroskopom smo opravili na aparatu JEOL LV 5500. Ugotovili smo, da je mineralna sestava tufa polimineralna s 45 mas. % klinoptilota/heulandita, 35 mas. % kremenca, 11 mas. % glinencev, 7 mas. % illita/muskovita ter 2 mas. % montmorilonita (slika 3.2). Zrna vzorca so bila zaobljena in ostroroba, velikosti do 200 µm (slika 3.4 levo). Analiza vzorca žlindre je pokazala, da gre za steklasto židro s 100 % amorfno fazo (slika 3.3) homogene sestave s pretežno oglatimi zrnji različne velikosti (slika 3.4 desno).



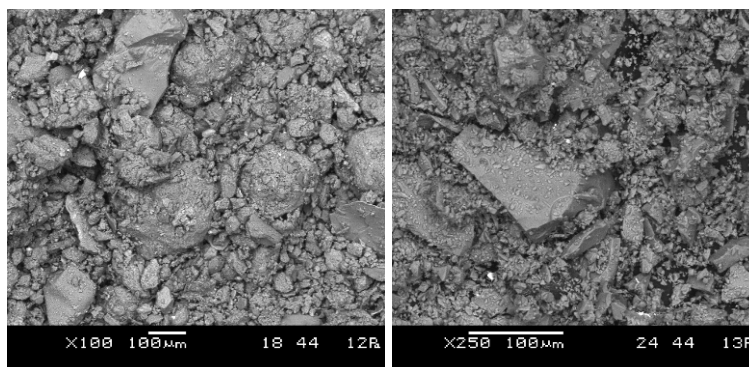
Slika 3.2: Difraktogram vzorca tufa

Fig. 3.2: X-ray diffraction diagram of tuff



Slika 3.3: Difraktogram vzorca granulirane plavžne žlindre

Fig. 3.3: X-ray diffraction diagram of Ground Granulated Blastfurnace Slag (GGBS)



Slika 3.4: SEM mikrosnetek vzorca tufa (levo) in granulirane plavžne žindre (desno)
Fig. 3.4: SEM of the tuff (left) and GGBS (right)

3.2.4 Analiza fizikalnih lastnosti

V okviru fizikalnih lastnosti konstitucijskih materialov smo določili specifično maso in specifično površino po standardu SIST EN 196-6:1995. Izvrednotene vrednosti podajamo v preglednici 3.2.

Preglednica 3.2: Specifična gostota in specifična površina konstitucijskih materialov
Table 3.2: Density and surface area of constitutive materials

	Specifična masa (g/cm^3)	Specifična površina (cm^2/g)
Tuf	2,41	2.910
Žindra	2,85	2.930
Apnenčeva moka	2,75	3.300
Hidratizirano apno	2,28	14.920

3.2.5 Puculanska in latentna hidravlična aktivnost mineralnih dodatkov

Termin puculanska aktivnost zajema vse reakcije, do katerih pride med pucolani, apnom in vodo. Napredovanje puculanske reakcije se oceni z zmanjšanjem količine prostega apna v sistemu ali s povečanjem silikatnih in aluminatnih produktov. Pri določanju puculanske aktivnosti navadno vrednotimo dva parametra: maksimalno količino apna, ki je reagirala s pucolanom in hitrost napredovanja takšne reakcije (Hewlett, 2008). V okviru naših preiskav smo za določanje puculanske aktivnosti tufa in latentne hidravlične aktivnosti granulirane plavžne žindre uporabili metodo, opisano v bivšem jugoslovanskem standardu JUS B.C1.018 iz leta 1959. Po tej metodi puculansko aktivnost ocenimo s tlačno trdnostjo malte, pripravljene iz hidratiziranega apna, tufa ali žindre ter standardnega kremenovega peska in vode v masnem razmerju 1 : 2 : 9 : 1,8. Za pripravo malte smo uporabili hidratizirano apno podjetja SIA ter standardni kremenov pesek frakcije 0,7/1,2 mm. Malto smo vgradili v kalup,

ki je bil hermetično zaprt v kovinsko škatlo. Kovinska škatla s kalupom je bila prvih 24 ur hranjena na temperaturi 20 °C, nato 5 dni na temperaturi 55 °C, nato do starosti 7 dni v laboratoriju pri temperaturi 20 °C. Za vsakega izmed mineralnih dodatkov, tuf ali žlindre, so bili preskušeni trije vzorci za upogibno in šest vzorcev za tlačno trdnost.

Preglednica 3.3: Upogibna in tlačna trdnost malte z dodatkom tufa ali granulirane plavžne žindre pri starosti 7 dni

Table 3.3: Flexural and compressive strength of mortar with tuff or GGBS at the age of 7 days

	Upogibna trdnost (MPa)	Tlačna trdnost (MPa)
Tuf	1,6	4,3
stdev	0,1	0,2
cov	3,7 %	3,8 %
Žindra	2,5	5,1
stdev	0,1	0,1
cov	4,0 %	2,3 %

Rezultati, prikazani v preglednici 3.3 kažejo, da je latentna hidravlična aktivnost granulirane plavžne žindre, ocenjena z upogibno trdnostjo in tlačno trdnostjo malte, višja kot pucolanska aktivnost tufa. Z dodatkom žindre smo dosegli za 19 % večjo tlačno trdnost in kar za 56 % večjo upogibno trdnost preskušancev, hranjenih 7 dni kot z dodatkom tufa. Walker in Pavia (2010) sta raziskovala obnašanje in lastnosti mešanic apna in pucolanov. Ugotovila sta, da je latentna hidravlična aktivnost granulirane plavžne žindre, ki sta jo analizirala, med najvišjimi tudi v primerjavi z različnimi vrstami industrijskih pucolanov.

3.3 Laboratorijske preiskave malt

Preiskave malt v svežem in strjenem stanju smo opravili na apnenih maltah brez dodatkov ter na maltah z dodatkom tufa ali žindre. Glede na dobljene rezultate smo za nadaljnje preiskave na opečnih zidkih izbrali dve maltni sestavi.

3.3.1 Sestava in lastnosti malt

Za pripravo malt smo v vseh primerih uporabili apneno testo ter apnenčev pesek v volumskem razmerju 1 : 3. Čisto apneno malto brez dodatkov smo označili z M1, malte z dodatki tufa ali žindre z M2 – M5 (preglednica 3.4). Količina dodane vode je bila enaka za vse sestave, pri čemer smo želeli doseči ciljni razlez okoli 145 mm.

Preglednica 3.4: Sestava analiziranih malt
Table 3.4: Composition of analysed mortars

	Vezivo* (apneno testo)	Pesek* (0/4)	Mineralni dodatek**	
			Žlindra	Tuf
M1	1	3	0	0
M2	1	3	10	0
M3	1	3	20	0
M3a	1	3	40	0
M4	1	3	0	10
M5	1	3	0	20

* Volumsko razmerje

** Masni % glede na delež suhega veziva v enoti volumna apnenega testa, ki je znašal 46 %

Za malte v svežem stanju smo prostorninsko maso določali po standardu SIST EN 1015-6:1999, razlez po standardu SIST EN 1015-3:2001 in sposobnost zadrževanja vode po standardu PSIST prEN 1015-8:2001. Pri preiskavi sposobnosti zadrževanja vode standardni kalup napolnimo z injekcijsko mešanico, ga prekrijemo z gazo in s filtrskim papirjem. Kalup nato obrnemo, ga obtežimo in pustimo stati 5 minut. Sposobnost zadrževanja vode injekcijske mešanice določimo na osnovi količine vode, ki jo vsrka filtrski papir. Dobljene rezultate podajamo v preglednici 3.5.

Preglednica 3.5: Lastnosti malt v svežem stanju
Table 3.5: Properties of mortars in fresh state

	Prostorninska masa (kg/m³)	Razlez (mm)	Sposobnost zadrževanja vode (%)
M1	2022	145	93,7
M2	2038	140	94,2
M3	2046	147	95,0
M3a	2046	139	97,2
M4	2032	137	93,8
M5	2038	130	95,1

Na strjenih maltah smo po 28–ih dneh in 210–ih dneh določili upogibno in tlačno trdnost, skladno s standardom SIST EN 1015-11:2001. Upogibna trdnost f_f je bila določena po enačbi:

$$f_f = (1,5 \cdot F_t \cdot l) / (b \cdot d^2). \quad (3.1)$$

kjer je F_t maksimalna dosežena sila, l razmik med podporama, b širina in d višina preskušanca. Tlačna trdnost f_c je bila določena po enačbi:

$$f_c = F_c / a^2. \quad (3.2)$$

kjer je F_c maksimalna dosežena sila, a pa širina preskušanca. Dosežene upogibne in tlačne trdnosti so podane v preglednici 3.6.

Preglednica 3.6: Lastnosti malt v strjenem stanju
Table 3.6: Properties of mortars in hardened state

	Upogibna trdnost 28/210 dni (MPa)	stdev	cov	Tlačna trdnost 28/210 dni (MPa)	stdev	cov
M1	0,48/1,05	0,07 / 0,07	14 % / 7 %	0,73/2,82	0,01/0,09	0,7 % / 3 %
M2	0,19/ -	0,04 / -	21 % / -	0,56/ -	-	-
M3	0,11/ -	0,1 / -	92 % / -	0,71/ -	-	-
M3a	- /0,38	- / 0,06	- / 15 %	- / 2,47	- / 0,18	- / 7%
M4	0,25/ -	0,03 / -	10 % / -	0,53/ -	-	-
M5	0,21/ -	0,02 / -	8 % / -	0,65/ -	-	-

Malta M1 brez aktivnega mineralnega dodatka in malte M2, M3 in M3a z dodatkom žlindre so se izkazale kot zelo obdelavne. Malti M4 in M5 s tufom sta bili bolj pusti in slabše obdelavni, kar so potrdile tudi meritve razleza. Razlez malt M1, M2 in M3 je bil med 140 in 147 mm, pri maltah M4 in M5 pa je znašal med 130 in 137 mm. Najnižjo vrednost sposobnosti zadrževanja vode smo dosegli pri malti M1 (93,7 %), ki je narasla, ko smo v sestavo vključili aktivne mineralne dodatke (od 93,8 do 97,2 % za malte od M2 do M5). Najvišjo vrednost sposobnosti zadrževanja vode 97,2 % smo dosegli pri malti M3a z največjim deležem žlindre. Po pričakovanju so bile vrednosti tlačnih in upogibnih trdnosti pri preskušancih, starih 28 dni, majhne. Tlačne trdnosti so bile po 28-ih dneh nižje pri maltah z 10 % aktivnega mineralnega dodatka (0,56 MPa pri M2 in 0,53 MPa pri M4). Narasle so pri maltah z 20 % aktivnega mineralnega dodatka (0,71 MPa pri M3 in 0,56 MPa pri M5). Po analizi rezultatov preiskav na svežih maltah in strjenih maltah, starih 28 dni, sta bili za nadaljnje strižne (triplet) in tlačne preiskave na zidanih preskušancih izbrani malti M1 in M3a. V nasprotju s pričakovanji, dodatek žlindre ali tufa v deležu od 10 do 40 mas. % glede na suh delež apna v apnenem testu, ni povečal tlačne trdnosti ali upogibne trdnosti malt na bazi apna. Dosežene upogibne trdnosti so bile od 48 do 77 % nižje kot pri osnovni apneni malti (M1) brez aktivnega mineralnega dodatka. Dosežene tlačne trdnosti so bile nižje od 3 do 27 %.

3.4 Laboratorijske preiskave injekcijskih mešanic

Pri injekcijskih mešanicah smo kombinirali hidratizirano apno in žlindro kot »modernejša« oziroma industrijsko proizvedena materiala ter apneno testo in tuf kot »tradicionalno« uporabljana materiala. Mešanicam smo dodajali tudi apnenčevo moko in superplastifikator na osnovi naftalensulfonata.

3.4.1 Sestava in lastnosti injekcijskih mešanic

V sklopu preiskav injekcijskih mešanic smo pripravili in analizirali lastnosti štirih »modernih« (od IM1 do IM4) in štirih »tradicionalnih« injekcijskih mešanic (od IM5 do IM8). Pri tem smo injekcijskim mešanicam IM3, IM4, IM7 in IM8 dodali 20 mas. % apnenčeve moke kot polnilo. Da bi dosegli čim nižje vodovezivno – v/v razmerje, smo pri mešanicah z apnenim testom preiskavo začeli brez dodajanja vode. Pri mešanicah z apnenim testom in pri mešanicah s hidratiziranim apnom smo optimirali delež dodanega superplastifikatorja. Za primerjalno mešanico smo pri hidratiziranem apnu upoštevali mešanico IM1 in mešanico IM5 v primeru apnenega testa. Pri optimiranju v/v razmerja in količine dodanega superplastifikatorja smo upoštevali dva kriterija: čimboljša pretočnost (ciljna vrednost okoli $t = 20$ s) in zmerna segregacija (izločanje vode $\leq 2,0$ %). Pretočnost in izločanje vode injekcijskih mešanic smo določali po standardu EN 445 (1996). Pri preiskavi pretočnosti se meri čas, ki je potreben, da 1,0 l mešanice steče skozi odprtino na spodnjem delu lijaka prostornine $1,7 \text{ l} \pm 10$ %. Namen meritev izločanja vode je določanje količine vode, ki ostane na površini injekcijske mešanice v valju prostornine 100 ml po preteku 3 ur. Ugotovili smo, da se z višanjem deleža superplastifikatorja izboljša pretočnost, vendar lahko ob predoziranju superplastifikatorja mešanica postane nestabilna, pride do razmešanja in segregacije težjih delcev. Delež superplastifikatorja smo pri obeh primerjalnih mešanicah postopoma povečevali od 0,5 do 2,5 % glede na maso veziva in pri tem merili pretočnost in izločanje vode. Vpliv višanja deleža superplastifikatorja na lastnosti mešanice IM1 ob enakem v/v razmerju podajamo v preglednici 3.7.

Preglednica 3.7: Vpliv v/v razmerja in superplastifikatorja na lastnosti mešanice IM1
Table 3.7: The influence of v/b ratio and addition of SP on the properties of grout IM1

Oznaka	v/v razmerje	SP (mas. %)	Pretočnost t = 0 (s)	Izločanje vode (%)
IM1 SP0,5	0,90 / 0,95	0,5	56,26 / 29,12	-
IM1 SP1,0	0,90 / 0,95	1,0	30,42 / 20,18	- / 1,78
IM1 SP1,5	0,90 / 0,95	1,5	21,47 / 16,89	- / 2,00
IM1 SP2,0	0,90 / 0,95	2,0	18,60 / 15,31	- / 4,07
IM1 SP2,5	0,90 / 0,95	2,5	15,52 / 13,93	- / 15,05

Glede na dobljene rezultate smo mešanici s hidratiziranim apnom dodajali 1,5 mas. % superplastifikatorja in izbrali v/v razmerje 0,95. Vpliv višanja deleža superplastifikatorja na lastnosti mešanice IM5 ob enakem v/v razmerju podajamo v preglednici 3.8. Preiskavo smo opravili brez dodajanja vode, v/v razmerje pa izračunali z upoštevanjem vode, ki je že prisotna v apnenem testu ($v/v = 0,95$).

Preglednica 3.8: Vpliv v/v razmerja in superplastifikatorja na lastnosti mešanice IM5
Table 3.8: The influence of v/b ratio and addition of SP on the properties of grout IM5

Oznaka	v/v razmerje	SP (mas. %)	Pretočnost t = 0 (s)	Izločanje vode (%)
IM5 SP0,5	0,95	0,5	/	/
IM5 SP1,0	0,95	1,0	12,15	1,27
IM5 SP1,5	0,95	1,5	8,80	1,31
IM5 SP2,0	0,95	2,0	8,28	1,32
IM5 SP2,5	0,95	2,5	8,34	1,50

Pri začetnem dodatku 0,5 mas. % superplastifikatorja pretočnosti nismo mogli izmeriti, saj je mešanica potrebovala 37,5 sekund, da je menzuro napolnila približno do 1/3 (0,33 l). Nato se je pretok skozi lijak upočasnil do te mere, da smo preiskavo predčasno prekinili. Pri povišanju deleža superplastifikatorja na 1,0 mas. % se je bistveno zmanjšala viskoznost mešanice, kar se je pokazalo tudi pri pretočnosti, ki je znašala 12,15 sekund. Pri povišanju deleža superplastifikatorja na 1,5 mas. %, se je pretočnost zmanjšala na 8,80 sekund. Pri 2,0 in 2,5 mas. % dodanega superplastifikatorja so se pretočnosti zmanjšale, vendar ni bilo več bistvenih razlik glede na 1,5 mas. % dodatka. To kaže na zasičenje. Čeprav se rezultati meritev

izločanja vode kot pokazatelj segregacije medsebojno relativno malo razlikujejo, smo pri povišanju deleža superplastifikatorja od 1,5 mas. % do 2,5 mas. % med mešanjem opazili večjo segregacijo trdnih delcev kot pri mešanici z 1,0 mas. % dodanega superplastifikatorja. 24 ur po zamešanju je mešanica z 1,0 mas. % dodanega superplastifikatorja na trdnosti najbolj pridobila v primerjavi z ostalimi mešanicami. Glede na rezultate in opažanja med izvajanjem preiskav smo pri mešanicah z apnenim testom dodali 1,0 mas. % superplastifikatorja. Sestavo vseh injekcijskih mešanic poleg primerjalnih IM1 in IM5 podajamo v preglednici 3.9. Vodo smo posamezni mešanici dodali glede na količino veziva, zato se vodo vezivna razmerja med posameznimi sestavami razlikujejo.

Preglednica 3.9: Sestava injekcijskih mešanic v masnih deležih (%)

Table 3.9: Composition of injection grouts in % by mass

	Vezivo		Polnilo	Aktivni min. dodatek		SP	v/v
	hidratizirano apno	apneno testo	apnenčeva moka	žlindra	tuf	(%)	razmerje
IM1	80	0	0	20	0	1,5	0,95
IM2	60	0	0	40	0	1,5	0,70
IM3	60	0	20	20	0	1,5	0,90
IM4	40	0	20	40	0	1,5	0,65
IM5	0	80	0	0	20	1,0	0,95
IM6	0	60	0	0	40	1,0	0,71
IM7	0	60	20	0	20	1,0	0,97
IM8	0	40	20	0	40	1,0	0,68

Prostorninsko maso, določeno po SIST EN 1015-6:1999 ter pretočnost, spremembo prostornine in izločanje vode, določeno po standardu EN 445 (1996), podajamo v preglednici 3.10. Prostorninsko maso sveže injekcijske mešanice ρ_m smo določili po enačbi:

$$\rho_m = (m_2 - m_1) / V_v, \quad (3.3)$$

kjer je m_1 masa prazne posode, m_2 masa posode skupaj z mešanico in V_v prostornina posode. Meritev spremembe prostornine je potekala pri vsaki mešanici na treh kovinskih pločevinkah višine 120 mm in premera 100 mm. Spremembo prostornine smo ovrednotili po sledeči enačbi:

$$\Delta V = ((h - h_2) / h) \times 100\%. \quad (3.4)$$

ΔV je sprememba prostornine, h začetna višina mešanice in h_2 višina mešanice po 28–ih dneh. Za meritve izločanja vode smo uporabili prozoren valj prostornine 100 ml s premerom 25 mm, višino 250 mm in merilno skalo v ml. Izločanje vode izračunamo po enačbi:

$$(v_1/v) \times 100\%, \quad (3.5)$$

kjer je v prostornina mešanice in v_1 prostornina vode nad mešanico po preteku 3 ur.

Preglednica 3.10: Lastnosti injekcijskih mešanic v svežem stanju
Table 3.10: Properties of injection grouts in fresh state

	Prostorninska masa (kg/m³)	Pretočnost* (s)	Sprememba prostornine (%)	Izločanje vode (%)
IM1	1.400	16,2/15,6	4,7	2,6
IM2	1.510	20,3/18,2	3,9	3,2
IM3	1.460	16,6/16,1	4,3	2,8
IM4	1.560	17,4/17,0	2,4	1,6
IM5	1.435	12,6/13,9	11,1	1,3
IM6	1.516	17,6/18,1	6,2	0,8
IM7	1.488	13,1/13,3	9,6	1,0
IM8	1.616	11,8/12,0	5,3	1,6

*Merjeno takoj po zamešanju in po preteku 30 minut.

Pri vseh analiziranih mešanicah smo evidentirali visoke vrednosti spremembe prostornine in izločanja vode. Vseeno lahko ugotovimo, da smo pri »modernejših« sestavah (IM1-IM4) dosegali večje vrednosti izločanja vode kot pri »tradicionalnih« sestavah (IM5-IM8). Najmanjšo spremembo prostornine in izločanje vode pri »modernejših« sestavah smo dosegli pri sestavi IM4 z največjim deležem žlindre z vključeno apnenčevo moko. Pri »tradicionalnih« sestavah je bilo izločanje vode manjše od 2 % pri vseh sestavah. Najmanjšo spremembo prostornine smo dobili pri sestavi IM8 z največjim deležem tufa in z vključeno apnenčevo moko. Izmerjeni časi pretočnosti so bili pri vseh mešanicah ustrezno nizki in niso presegali mejnega časa pretočnosti ($t = 20$ s). Upogibno trdnost in tlačno trdnost analiziranih injekcijskih mešanic, vrednoteno skladno s standardom SIST EN 1015-11:2001, podajamo v preglednici 3.11.

Preglednica 3.11: Lastnosti injekcijskih mešanic v strjenem stanju pri starosti 28 dni
Table 3.11: Properties of injection grouts in hardened state at age of 28 days

	Upogibna trdnost (MPa)	stdev	cov	Tlačna trdnost (MPa)	stdev	cov
IM1	-	-	-	0,8	0,04	5,0 %
IM2	-	-	-	1,9	0,29	15,3 %
IM3	-	-	-	1,1	0,08	7,2 %
IM4	-	-	-	3,6	0,15	4,2 %
IM5	0,9	0,19	20,1 %	2,5	0,18	7,2 %
IM6	0,9	0,55	87,0 %	2,8	0,07	2,4 %
IM7	0,8	0,41	48,4 %	2,8	0,23	8,2 %
IM8	1,1	0,12	10,9 %	2,9	0,10	3,5 %

Injekcijske mešanice na osnovi hidratiziranega apna IM–IM4 so bile preveč razpokane, da bi lahko ovrednotili njihovo upogibno trdnost. Tlačne trdnosti teh mešanic so bile z izjemo IM4, pri kateri smo po 28–ih dneh dosegli najvišjo izmed vseh vrednosti 3,6 MPa, relativno nizke. Pri mešanicah na osnovi apnenega testa, IM5 do IM8, so se upogibne trdnosti na 28 dni starih preskušancih gibale okrog 1,0 MPa, tlačne trdnosti med 2,5 in 2,9 MPa. Rezultati preiskav trdnosti injekcijskih mešanic kažejo, da dosegajo mešanice z apnenim testom višje trdnosti kot mešanice s hidratiziranim apnom v praškasti obliki.

3.5 Zaključki

Cilj pričujočega poglavja je bil načrtovanje in ocena lastnosti malt in injekcijskih mešanic na osnovi apnenega veziva, namenjenih za obnovo in/ali utrjevanje ovoja stavbne dediščine. Poleg osnovnega apnenega veziva smo v sestave vkomponirali tudi mineralne dodatke, kot so tuf, žindra in apnenčeva moka, katerih uporaba je poleg izboljšanja mehanskih lastnosti malt in injekcijskih mešanic, smotrna tudi iz okoljevarstvenega in ekonomskega vidika ter vidika kompatibilnosti. Najbolj obetavne rezultate smo dosegli pri malti M1 z apnenim testom brez dodatkov ter pri maltah M3 in M3a z 20 in 40 mas. % dodane žindre. Pri injekcijskih mešanicah sta največji potencial izkazali injekcijski mešanici IM4 in IM8 na osnovi hidratiziranega apna z 20 mas. % dodatka apnenčeve moke in 40 mas. % žindre oziroma tufa. Pri omenjenih mešanicah smo dosegli relativno nizke vrednosti pretočnosti (17,4/17,0 s pri IM4 in 11,8/12,0 s pri IM8), zmerno spremembo prostornine (2,4 % pri IM4 in 5,3 % pri

IM8) in izločanje vode (1,6 % pri obeh mešanicah) ter dokaj visoke tlačne trdnosti (3,6 MPa pri IM4 in 2,9 MPa pri IM8). Upogibne trdnosti in tlačne trdnosti injekcijskih mešanic, podane v preglednici 3.11, kažejo, da z izjemo mešanice IM4 s 40 mas. % dodane žindre dosežemo višje trdnosti pri mešanicah z apnenim testom kot pri mešanicah s hidratiziranim apnom v praškasti obliki. Glede na dobljene rezultate bi bilo tudi pri injekcijskih mešanicah smiselno kombinirati apneno testo in žindro. Kljub dobrim lastnostim apnene malte z dodatkom žindre in prednostim uporabe tega dodatka, se moramo zavedati tudi omejitev uporabe žindre. Zaradi prisotnosti žveplovega oksida v žindri bi namreč v določenih okoliščinah lahko prišlo do sulfatne reakcije z obstoječimi materiali v zidu in tvorbe produktov, kot sta etringit in taumasit.

4 PREISKAVE KONSTITUCIJSKIH MATERIALOV ZIDOVINE IN ZIDOVINE KOT KOMPOZITA

4.1 Izhodišča in namen preiskav

Podnebne spremembe, ki smo jim priča, se med drugim odražajo pri spremembi količine in intenzitete padavin ter izrazitejših temperaturnih nihanjih, kot so izmenjujoči se cikli zmrzovanja in tajanja. Pri tem se postavlja vprašanje, če in kako takšni vremenski pojavi vplivajo na stavbno dediščino, predvsem na njen ovoj kot najbolj izpostavljen del. Pri kamnitih zidovih, vsaj v primerih, ko so za gradnjo uporabljene kakovostne kamnine, kot so granit, diorit in marmor, ne pričakujemo večjih poškodb kot posledica zmrzovanja/tajanja. Pri manj kakovostnih in bolj poroznih kamninah, kot so peščenjaki in lehnjaki, lahko pride do večjih poškodb. Obremenjevanje gradnikov stavbnega ovoja kot posledica zmrzovanja/tajanja, je sicer večji problem pri ovoju, grajenem iz opeke, predvsem v primerih, ko ta ni zaščiten z ometom. V okviru lastnih preiskav smo se zato osredotočili na zidove grajene iz polne opeke in apnene malte, ki prav tako sodijo med tipične strukture ovoja stavbne dediščine pri nas. Da bi lahko vpliv ekstremnih vremenskih razmer na trajnost in nosilnost ovoja stavbe korektno ovrednotili, smo izmenjujočim se ciklom zmrzovanja/tajanja in sočasno vlaženja/sušenja izpostavili večje število preskušancev iz polnih opečnih zidakov normalnega formata in dveh vrst malte: malta M1 iz apnenega testa ter malta M3a iz apnenega testa z dodatkom žindre. Obakrat smo za pripravo malte uporabili apnenčev pesek frakcije 0/4 mm (glej 3.2.1). Skupaj smo pozidali 24 zidkov dimenzij 51 x 52 x 12 cm, 40 trojčkov, zgrajenih iz treh opečnih zidakov, ter 32 maltnih prizem dimenzij 4 x 4 x 16 cm. Zidke, posamezne opečne zidake, maltne prizme in trojčke smo po 180–220–ih dneh negovanja izpostavili preiskavam zmrzovanja/tajanja po dveh postopkih, opisanih v nadaljevanju. Pred in po preiskavah zmrzovanja/tajanja smo na posameznih preskušanicah opravili meritve s 3D skenerjem, meritve časa prehoda ultra zvoka in osnovne resonančne frekvence, površinske odpornosti s »scratch« testom, na koncu pa tudi tlačne, upogibne in strižne preiskave posameznih preskušancev.

Čeprav bi bili za pozidavo preskušancev opečni zidaki iz obstoječe zgodovinske stavbe bolj reprezentativni, lahko pri takšnih zidkih zaradi ročne izdelave pričakujemo velik raztros rezultatov. Hkrati je težko ugotoviti, ali so zidaki iz istega izvora, če in v kakšnem obsegu je

bila stavba skozi zgodovino prezidana ali dozidana itd. Da bi za pozidavo preskušancev izbrali opečne zidake z ustreznimi lastnostmi, smo se odločili, da bomo v okviru preliminarnih preiskav analizirali lastnosti dveh vrst opečnih zidakov normalnega formata, dobavljivih na slovenskem tržišču, in jih primerjali z lastnostmi opečnega zidaka iz zgodovinske stavbe, ljubljanskega Kolizeja iz leta 1847. Preiskani opečni zidaki so prikazani na sliki 4.1, v preglednici 4.1 pa podajamo njihove dimenzije, vodovpojnosti in tlačne trdnosti. Dimenzije zidakov smo določili po SIST EN 772-16:2002, vodovpojnosti po SIST-TS CEN/TS 772-22:2006, dodatek B in tlačne trdnosti po SIST EN 772-1:2002.



Slika 4.1: Opečna zidaka iz Kolizeja (levo) in polni opečni zidaki normalnega formata vrste b in a (desno)

Fig. 4.1: Brick masonry units from Kolizej (left) and normal format brick units of the type b and a (right)

Da bi lahko dobljene vrednosti tlačnih trdnosti medsebojno primerjali, smo izračunali normirane tlačne trdnosti opečnih zidakov f_{bc} po enačbi:

$$f_{bc} = f_b \cdot \alpha \cdot \delta, \quad (4.1)$$

kjer je f_b povprečna tlačna trdnost opečnega zidaka, α koeficient kondicioniranja in δ oblikovni koeficient. Vodovpojnosti opečnih zidakov w_m smo izračunali po enačbi:

$$w_m = \frac{m_w - m_d}{m_d} \cdot 100\%, \quad (4.2)$$

kjer je m_d masa opečnega zidaka v suhem stanju in m_w masa opečnega zidaka z vodo zasičenega opečnega zidaka po 24-urnem kondicioniranju v vodi. Izmerjene vodovpojnosti zidakov iz Kolizeja, podane v preglednici 4.1, variirajo med 16,2 in 26,2 %, pri zidakah vrste a je vodovpojnost enaka 13,2 %, pri zidakah vrste b pa znaša 21,8 %. Normirana tlačna trdnost je najmanjša pri zidakah iz Kolizeja (6,8 MPa). Najvišjo vrednost smo dosegli pri zidakah vrste b, in sicer 39,7 MPa, normirana tlačna trdnost zidakov vrste a znaša 30,5 MPa.

Preglednica 4.1: Določanje vodovpojnosti in tlačnih trdnosti opečnih zidakov v okviru preliminarnih preiskav

Table 4.1: Determination of water absorption and compressive strength of bricks in the preliminary investigations

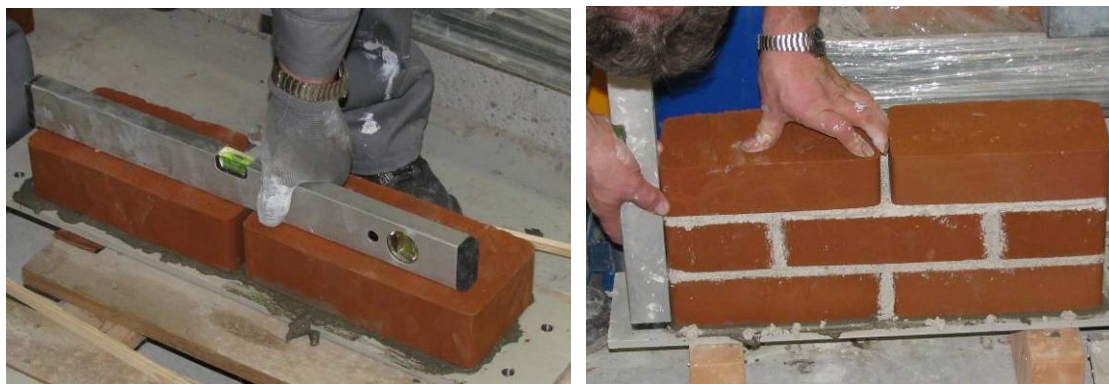
	Dimenzije (cm)	Vodovpojnost (%)	Normirana tlačna trdnost zidaka f_{bc} (MPa)
Polni opečni zidak iz Kolizeja			
povprečje	(24,5–31,2)x(13,4–15,7)x(5,4–6,4)	16,2–26,2	6,8
stdev	/	-	-
cov	/	-	-
Polni opečni zidak vrste a			
povprečje	25 x 12,2 x 6,4	13,2	30,5
stdev	/	0,3	2,2
cov	/	2,3 %	7 %
Polni opečni zidak vrste b			
povprečje	24,7 x 11,8 x 6,5	21,8	39,7
stdev	/	0,6	3,8
cov	/	2,8 %	10 %

Glede na rezultate vodovpojnosti so lastnostim zidaka iz Kolizeja bližje zidaki vrste b, pri tlačnih trdnostih pa, sicer bistveno višjo trdnostjo (30,5 MPa), zidaki vrste a. Zaradi slabe kakovosti zidakov vrste b, pri katerih je bilo v šarži tudi do 50 % poškodovanih zidakov, kar bi neugodno vplivalo na raztros rezultatov in korektno interpretacijo vpliva zmrzovanja/tajanja, smo se odločili, da bomo v okviru nadaljnjih preiskav uporabili zidake vrste a.

4.2 Pozidava zidkov in trojčkov

Pozidava zidkov in trojčkov je potekala na dveh lokacijah: v laboratoriju Fakultete za gradbeništvo in geodezijo in v laboratoriju matičnega podjetja ZRMK. Da bi izločili vpliv človeškega faktorja na kakovost pozidave, je preskušance obakrat zidal isti zidarski mojster ob pomoči asistenta, ki mu je pomagal pri pripravi malte in predpripravi opečnih zidakov. Preskušance je pozidal z uporabo distančne letve, s katero je zagotovil konstantno debelino vodoravnih spojníc 10 mm. Debelina navpičnih spojníc je znašala 12 mm. Vse zidke je zidal na jeklenih ploščah, ki so skupaj z dodatno jekleno ploščo na zgornji strani in navojnimi

palicami sestavljale jeklen jarem, ki je omogočal varen transport zidkov. Spodnjo vrsto opeke je položil v cementno malto, nato je pozidavo nadaljeval v apneni malti (slika 4.2).



Slika 4.2: Polaganje prvih zidakov v cementno malto (levo) in nadaljevanje pozidave z apneni malto (desno)

Fig. 4.2: Laying the first bricks in cement mortar (left) and continuation of construction with lime mortar (right)

Da dosežemo kakovosten stik med malto in zidakom, opečne zidake pred zidanjem namakamo v vodi. Zidarski mojster v praksi zidake pred vgradnjo namaka toliko časa, dokler iz vode izhajajo mehurčki in jih po odvzemu iz vode odceja, dokler ne odteče vsa površinska voda. Čas namakanja zidakov je v našem primeru znašal 5 minut in čas odcejanja 1 minuto. Po končani pozidavi smo zidke še dva dni od enkrat do dvakrat dnevno negovali s površinskim vlaženjem. Nato so do dneva preskušanja odležavali v prostoru s temperaturo 20 ± 2 °C in relativno vlažnostjo 35–40 % (običajni pogoji). Po štirih mesecih smo na 12–ih od skupno 24–ih zidkov izdelali enostranski omet debeline 12 mm (slika 4.3).



Slika 4.3: Rezultat zidarskega delovnega dne (levo) in ometavanje zidu po 4 mesecih staranja (desno)

Fig. 4.3: The result of a working day (left) and plastering of the wall at the age of 4 months (right)

Po enakih principih kot opečne zidke smo pozidali in negovali tudi opečne trojčke, prikazane na sliki 4.4.



Slika 4.4: Pozidava opečnega trojčka
Fig. 4.4: Construction of a triplet specimen

4.3 Preiskave zmrzovanja/tajanja

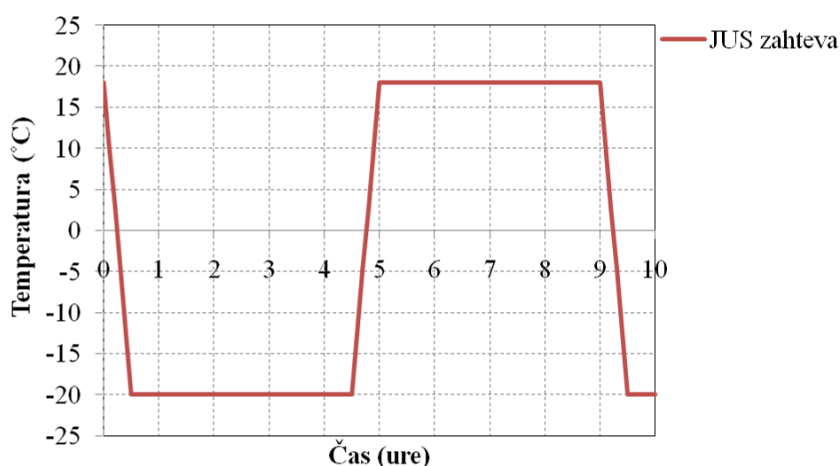
Preiskave zmrzovanja/tajanja smo izvajali po dveh standardih. Manjše število vzorcev (12 opečnih zidakov in 6 maltnih prizem) smo zmrzovali/tajali po standardu JUS B.D8.011/1987 (v nadaljevanju »JUS postopek«). Glavnino preiskav zmrzovanja/tajanja na maltnih prizmah, opečnih zidakih, opečnih trojčkih in opečnih zidkih smo opravili skladno s standardom SIST-TS CEN/TS 772-22:2006 (v nadaljevanju »EN postopek«). Razlike med obema postopkoma so predvsem pri trajanju faz zmrzovanja in tajanja ter pri izpostavljenosti vzorcev. Faza zmrzovanja po »JUS postopku« traja 240 minut pri temperaturi -20 ± 2 °C, faza segrevanja 240 minut pri temperaturi od $+15$ do $+20$ °C. Vzorce, preskušene po »JUS postopku«, v posameznem ciklu enako dolgo časa izpostavljamo zmrzovanju, nato pa segrevanju, med katerim se lahko povsem odtalijo. Po »EN postopku« traja faza zmrzovanja 90–100 minut pri temperaturi -15 ± 3 °C, faza segrevanja pa zgolj 4 minute, kar ne dopušča popolne odtalitve vzorcev. Pri »JUS postopku« je zmrzovanju/tajanju izpostavljen cel vzorec, medtem ko je po »EN postopku« izpostavljena samo ena stran vzorca. Ostale zaščitimo s toplotno izolacijo. Izpostavljenost vzorcev in trajanje faze segrevanja, v kateri so se lahko vzorci po »JUS postopku« popolnoma odtalili in bili potem ponovno izpostavljeni zmrzovanju, po »EN postopku« pa se je pri segrevanju delno odtalila le izpostavljena površina, sta dejavnika, ki sta imela največji vpliv na stopnjo poškodovanosti vzorcev, preiskanih po obeh postopkih.

4.3.1 Zmrzovanje/tajanje po »JUS postopku«

Preiskave po »JUS postopku« so potekale na z vodo zasičenih vzorcih, ki smo jih postavili v avtomatsko vodeno klimatsko komoro proizvajalca Gabrielli in nato izpostavili 25–im ciklom zmrzovanja/tajanja. Tipičen cikel zmrzovanja/tajanja, izveden po »JUS postopku«, prikazan na sliki 4.5, sestoji iz sledečih faz:

- faza ohlajevanja v časovnem intervalu 30 minut do temperature $-20 \pm 2 \text{ }^{\circ}\text{C}$,
- faza zmrzovanja v trajanju 240 minut pri temperaturi $-20 \pm 2 \text{ }^{\circ}\text{C}$,
- faza odtaljevanja vzorcev v vodi s temperaturo od $+15$ do $+20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ v trajanju 30 minut,
- faza segrevanja vzorcev v vodi s temperaturo od $+15$ do $+20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ v trajanju 240 minut.

Merilna oprema ni dopuščala izpisa izmerjenih temperatur, smo pa temperaturo v času preiskave neprestano kontolirali in je bila v dopustnih mejah glede na zahteve standarda.



Slika 4.5: Cikli zmrzovanja/tajanja po »JUS postopku«
Fig. 4.5: Freeze/thaw cycles according to »JUS procedure«

Na sliki 4.6 in 4.7 prikazujemo maltne prizme in opečne zidake pred in po zmrzovanju/tajanju. Vse maltne prizme so bile močno poškodovane že po prvih 4 ciklih zmrzovanja/tajanja, zato smo na tej stopnji vzorce odstranili iz klimatske komore. Čeprav je na vzorcih M3a na sliki 4.6 vidna večja izguba materiala v primerjavi z vzorci M1, so bili tudi vzorci M1 povsem plastovito razpokani in na oprijem krušljivi.



Slika 4.6: Maltne prizme pred (levo) in po 4 ciklih zmrzovanja/tajanja po »JUS postopku«(desno)

Fig. 4.6: Mortar prisms in before (left) and after 4 freeze/thaw cycles according to »JUS procedure« (right)

Na opečnih zidakah št. 1, 4, 6 in 9 se je kot posledica zmrzovanja/tajanja po 13–ih ciklih pojavilo več prelomov. Na opečnem zidaku št. 10 je bil opažen prelom po 25–ih ciklih zmrzovanja/tajanja. Na ostalih opečnih zidakah so bile po zmrzovanju/tajanju vidne manjše poškodbe v obliki tanjših razpok in odkruškov.



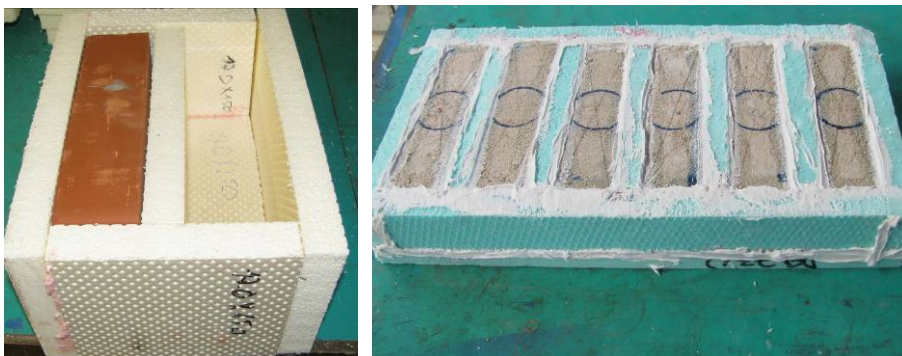
Slika 4.7: Opečni zidaki pred (levo) in poškodbe zidakov po 13–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »JUS postopku« (desno)

Fig. 4.7: Brick masonry units before (left) and damaged bricks after 13 freeze/thaw cycles according to »JUS procedure« (right)

4.3.2 Zmrzovanje/tajanje po »EN postopku«

Preiskave po »EN postopku« so potekale v treh sklopih. V prvem sklopu smo 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja izpostavili preskušance M1, v drugem sklopu smo 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja izpostavili preskušance M3a, v zadnjem, tretjem sklopu, smo preskušance M1 in M3a zmrzovali/tajali 150 ciklov. Tako kot pri »JUS postopku« preiskava tudi tukaj poteka na z vodo zasičenih vzorcih, pri čemer zmrzovanju/tajanju izpostavimo samo eno stran vzorca, preostale strani pa zaščitimo z vodoodporno toplotno izolacijo. V našem primeru smo

zato uporabili plošče iz ekstrudiranega polistirena (stirodur), ki smo jih lepili s poliuretanskim lepilom. Stike smo nato dodatno zatesnili s trajnoelastičnim kitom s temperaturno obstojnostjo od $-50\text{ }^{\circ}\text{C}$ do $+180\text{ }^{\circ}\text{C}$ (slika 4.8 in 4.9).



Slika 4.8: Izvedba toplotne zaščite opečnih zidakov (levo) in maltnih prizem (desno)
Fig. 4.8: Execution of thermal insulation of brick units (left) and mortar prisms (right)



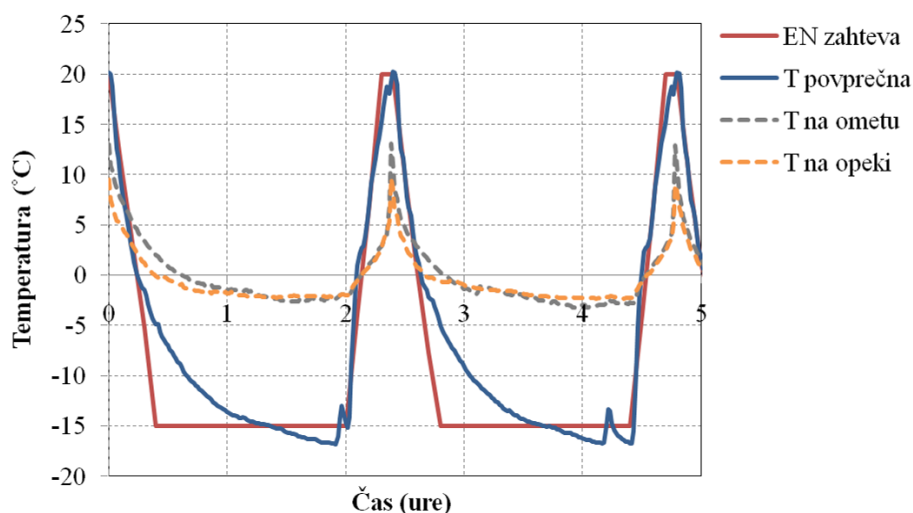
Slika 4.9: Izvedba toplotne zaščite opečnih trojčkov (levo) in opečnega zidka (desno)
Fig. 4.9: Execution of thermal insulation of brick triplets (left) and brick wallets (right)

Preiskava je potekala v klimatski komori s štirimi infra grelci moči po 2 kW in štirimi kaloriferji moči prav tako po 2 kW. Da bi zagotovili čim bolj enakomerno razporeditev toplega oziroma hladnega zraka v komori, smo za razpihovanje zraka uporabili dva ventilatorja z močjo 130 W. Pri tem načrtovanega dotoka svežega zraka v komoro ni bilo, razen kolikor je do izmenjave zraka z okolico prišlo med vmesnimi pregledi preskušancev. Za krmiljenje preiskave in zajemanje podatkov je bil uporabljen sistem Dewetron 2010. Za oskrbo vode za pršenje preskušancev je bil uporabljen bojler z dodanim temperaturnim krmilnikom Tecnologic TLK. Šobe za pršenje vode vrste Lechler 468.408.30 so bile nameščene pod kotom 120° in so brizgale vodo s pretokom 1 l/min pri tlaku 2 bara. Temperaturo smo merili s termočleni vrste T, ki smo jih razporedili z odmikom 30 mm \pm

10 mm od preskušancev. Dodatno smo temperaturo z dvema termočlenoma merili neposredno na površini neometanega in ometanega opečnega zidka. Tipičen cikel zmrzovanja/tajanja, izveden po »EN postopku«, prikazan na sliki 4.10, obsega sledeče faze:

- faza ohlajevanja v časovnem intervalu 20–30 minut s padanjem temperature od $+20 \pm 3$ °C do -15 ± 3 °C,
- faza zmrzovanja v časovnem intervalu 90–100 minut s temperaturo -15 ± 3 °C (čas trajanja prvih dveh faz mora biti 120 minut),
- faza odtaljevanja v časovnem intervalu 15–20 minut iz -15 ± 3 °C na $+20 \pm 3$ °C,
- faza pršenja v trajanju 2 minuti s temperaturo vode 18–25 °C ter
- faza odcejanja v trajanju 2 minuti.

Po zahtevi standarda mora predpisanim pogojem zadostiti temperatura zraka merjena 30 mm od površine preiskovanih vzorcev. Na sliki 4.10 z rdečo črto prikazujemo zahtevo »EN postopka«, z modro črto povprečno temperaturo merjena prek 8 termočlenov na oddaljenosti 30 mm od vzorcev, s črtkano oranžno črto temperaturo merjeno na opečni površini neometanega zidka, in s črtkano sivo črto temperaturo na površini zidka z ometom. Vidimo lahko, da so izmerjene temperature odstopale od zahtevanih. Zgornjo mejo temperature zmrzovanja -12 °C dosežemo po 50 minutah preiskave in jo v dopustnem intervalu -15 ± 3 °C s postopnim padanjem temperature do $-16,9$ °C vzdržujemo 70 minut. Odziv na temperaturne spremembe, merjen neposredno na površini zidkov, je pri tem neprimerno počasnejši od povprečno izmerjenih temperatur ob preskušancih. Med površinskimi temperaturami izmerjenimi na apnenem ometu ter opeki, ni bistvenih razlik.



Slika 4.10: Cikli zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«
Fig. 4.10: Freeze/thaw cycles according to »EN procedure«

Trajanje posameznega cikla je 2 uri in 24 minut kar pomeni, da se v 24 urah izvede natančno 10 ciklov. Na sliki 4.11 so prikazani preskušanci M1 pred in po 50 ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«. Skladno z zahtevo standarda so preskušanci pred pričetkom zmrzovanja/tajanja 7 dni odležavali v vodi. 24-urno kondicioniranje preskušancev s potopitvijo v vodi je bilo izvedeno tudi po končanih preiskavah zmrzovanja/tajanja in sicer z namenom merjenja časa prehoda ultrazvoka in osnovne resonančne frekvence na z vodo zasičenih preskušancih. Da bi pred preiskavo tlačne trdnosti zidkov in maltnih prizem ter strižne trdnosti trojčkov zagotovili primerljive pogoje vsebnosti glede vlage, smo vse preskušance sušili 72 ur na temperaturi 40 °C.



Slika 4.11: Preskušanci M1 pred začetkom (levo) in po 50 ciklih zmrzovanja/tajanja (desno) po »EN postopku«

Fig. 4.11: M1 specimens before (left) and after 50 of freeze/thaw cycles (right) according to »EN procedure«

Med preiskavo zmrzovanja/tajanja smo v fazi zmrzovanja, odtaljevanja in pršenja, merili tudi relativno vlažnost v klimatski komori pri čemer smo uporabili merilec ALMEMO 6290-7 V5 proizvajalca AMR (Ahlborn Mess und Regelungstechnik, Holzkirchen, Nemčija). Izmerjena relativna vlažnost ob koncu faze zmrzovanja, tik pred začetkom cikla odtaljevanja, je znašala 40 %. Ko smo pri ciklu odtaljevanja dosegli temperaturo 0 °C, se je izmerjena relativna vlažnost dvignila na 50,1 %. Najvišje vrednosti relativne vlažnosti smo izmerili med fazo pršenja, in sicer 60 %.

4.4 Meritve spremembe prostornine in ocena poškodb preskušancev s 3D optičnim skenerjem

Z namenom čim bolj korektno ovrednotiti poškodbe in izgubo materiala zidkov smo pred in po zmrzovanju/tajanju zidkov izvedli meritve s 3D optičnim skenerjem. Uporabili smo 3D skener ATOS I proizvajalca GOM (Gesellschaft für Optische Messtechnik, Braunschweig, Nemčija) (slika 4.12), s katerim smo lahko natančno vrednotili spremembe prostornine zidkov po obremenjevanju v klimatski komori. Uporabljena naprava omogoča pridobivanje tridimenzionalnih merskih podatkov, in uporablja dva fotoaparata z zmogljivostjo 2 x 0,8

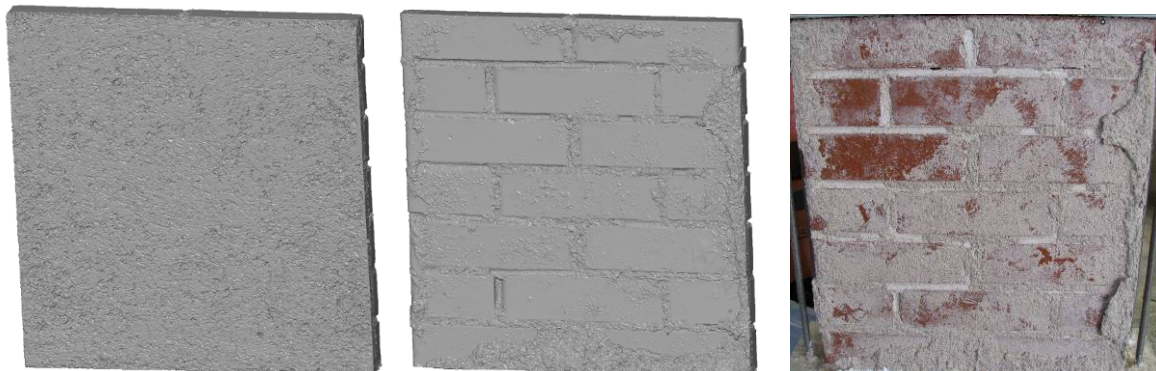
megapikslov in projekcijsko enoto z belo svetlobo, ki na merjeni objekt projicira mrežo. Na objekt pred meritvami namestimo referenčne točke, preko katerih se sistem orientira v prostoru in sestavi posnetke, narejene iz različnih stojišč, v enoten koordinatni sistem. V našem primeru so imele referenčne točke skupen premer 7 mm, z osrednjim belim krogom premera 3 mm in črnim robom debeline 2 mm. Projektor na merjeni objekt projicira natančno mrežo, ki jo posnameta levi in desni fotoaparati. Mreža omogoča samodejno merjenje identičnih točk objekta na obeh fotografijah, na podlagi česar sistem preko enačb centralne projekcije izračuna prostorske koordinate za vsak piksel posnete fotografije objekta. Rezultat meritev je natančen model površine merjenega objekta.



Slika 4.12: Izvedba meritev s 3D skenerjem ATOS I
Fig. 4.12: Measurements with a 3D scanner ATOS I

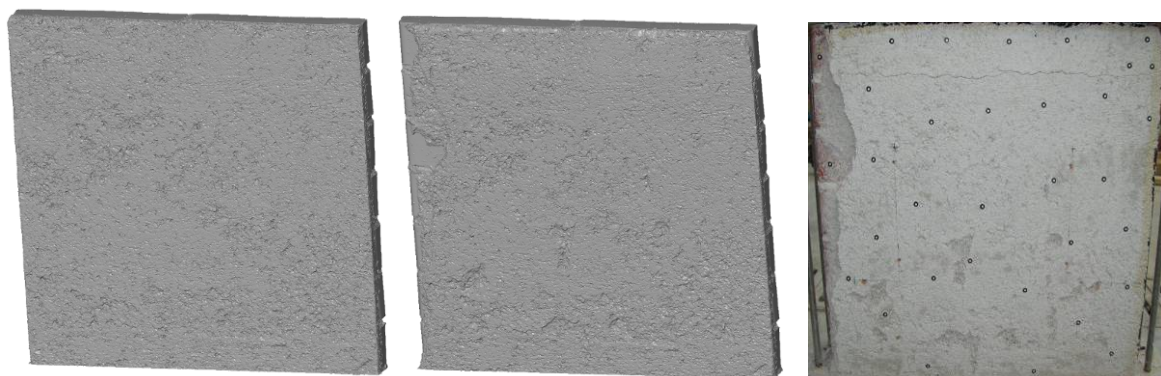
Meritve smo opravili v dveh sklopih. V prvem sklopu smo s 3D skenerjem merili stanje na zidkih pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«. Meritve smo opravili na skupno 12-ih zidkih, šestih pozidanih z malto M1 (treh z ometom in treh brez ometa) in šestih pozidanih z malto M3a (treh z ometom in treh brez ometa). V drugem sklopu meritev smo merili stanje zidkov pred in po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«, in sicer na treh zidkih pozidanih z malto M1 in treh z malto M3a – v obeh primerih brez ometa. Na sliki 4.13 in 4.14 prikazujemo 3D modele zidkov M1-6 in M3a-4 pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja. Za nazornejši prikaz je na slikah prikazan tudi digitalni posnetek zidka po zmrzovanju. Pri neometanih zidkih po 50 ciklih zmrzovanja/tajanja ni bilo večjih sprememb. Prišlo je do manjših izjed maltnih spojnic (do 4 mm pri zidkih M3a in do 5 mm pri zidkih M1), medtem ko je bila površina opek nepoškodovana (vizualna ocena). Veliko večje spremembe smo evidentirali pri zidkih z ometom. Kot je razvidno iz slike 4.13, je omet z

zidka M1-6 skoraj v celoti odpadel, na zidku M3a-4 pa se je obdržal, vendar je bil razpokan in je mestoma že izgubil stik s podlago. Maltne spojnice in površina opečnih zidakov so bile pri ometanih zidkih v obeh primerih nepoškodovane.



Slika 4.13: Iz leve: 3D model zidka M1-6 pred ter 3D model in digitalni posnetek po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja

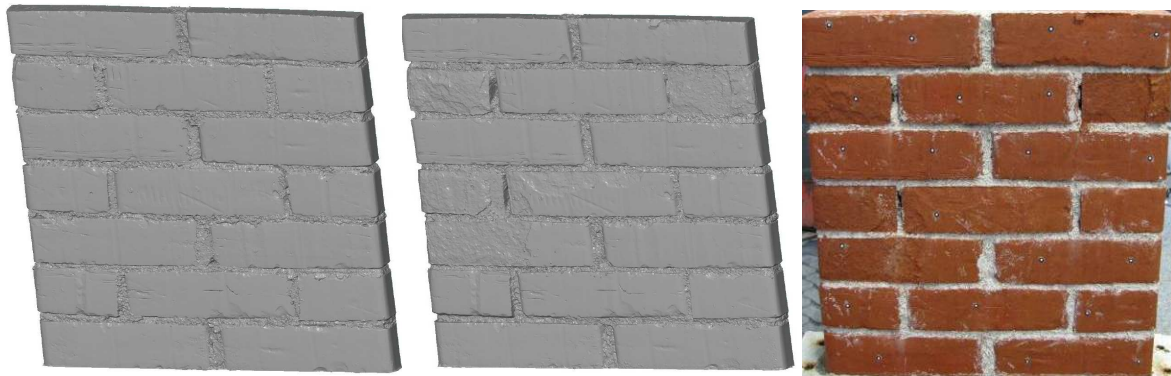
Fig. 4.13: From left: 3D model of the wallet M1-6 before and 3-D model and digital image after 50 freeze/thaw cycles



Slika 4.14: Iz leve: 3D model zidka M3a-4 pred ter 3D model in digitalni posnetek po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja

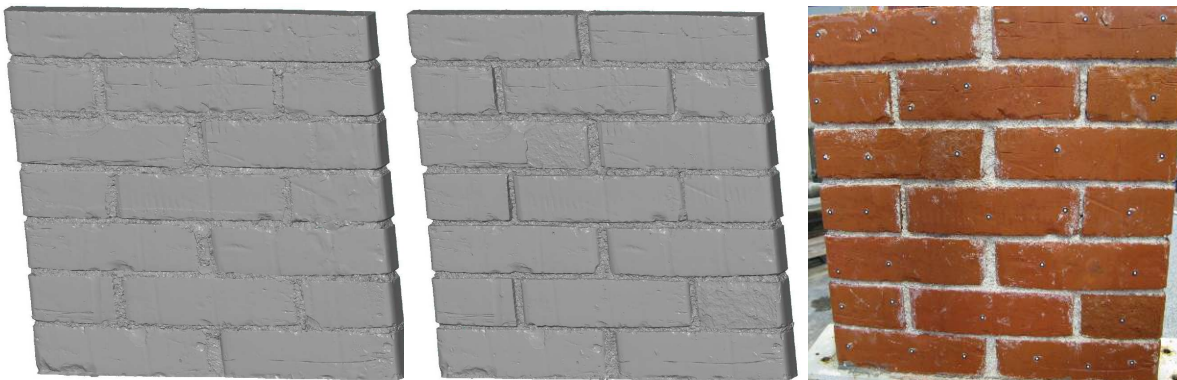
Fig. 4.14: From left: 3D model of the wallet M3a-4 before and 3-D model and digital image after 50 freeze/thaw cycles

Na sliki 4.15 in 4.16 so prikazujemo 3D modele zidkov M1-5 in M3a-6 pred in po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja – obakrat brez ometa. Pri obeh zidkih smo evidentirali poškodbe opečnih zidakov v obliki razpok in odkruškov ter globlje izjede maltnih spojnic. Na zidku M1-5 so bile na večjem delu maltne spojnice izjedene med 5 do 8 mm, lokalno tudi do 30 mm. Na več opečnih zidakih je bil odkrušen površinski sloj opeke. Na zidku M3a-6 so bile maltne spojnice na večjem delu zidka izjedene med 4 in 9 mm z lokalnimi izjedami do 13 mm. Opečni zidaki so bili površinsko odkrušeni na štirih mestih.



Slika 4.15: Iz leve: 3D model zidka M1-5 pred ter 3D model in digitalni posnetek po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja

Fig. 4.15: From left: 3D model of the wallet M1-5 before and 3-D model and digital image after 150 freeze/thaw cycles



Slika 4.16: Iz leve: 3D model zidka M3a-6 pred ter 3D model in digitalni posnetek po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja

Fig. 4.16: From left: 3D model of the wallet M3a-6 before and 3-D model and digital image after 150 freeze/thaw cycles

V preglednici 4.2 smo za zidke M1 in M3a za posamezne nivoje izpostavljenosti izgubo materiala tudi številčno ovrednotili. Čeprav je raztros velik, lahko iz rezultatov vseeno vidimo, da do največjih izgub materiala, izpostavljenega po 50-im ciklom zmrzovanja/tajanja, pride pri ometanih zidkih M1, in sicer na račun ometa, ki je med preiskavo skoraj v celoti odpadel. Po 150-ih ciklih zmrzovanja, kjer smo vrednotili samo poškodovanost zidkov brez ometa, v povprečju ni bistvenih razlik med zidki M1 in M3a.

Preglednica 4.2: Sprememba prostornine ometanih in neometanih zidkov po 50/150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja

Table 4.2: Change in volume of plastered and non-plastered wallets after 50/150 freeze/thaw cycles

	Sprememba Povprečje		Sprememba Povprečje	
	Prostornine (cm ³)	(cm ³)	Prostornine (%)	(%)
M1 brez ometa – 50 ciklov zmrzovanja/tajanja				
M1-1	96,6		0,30	
M1-2	86,7		0,28	
M1-3	27,3	70,2	0,09	0,22
M1 z ometom – 50 ciklov zmrzovanja/tajanja				
M1-4-O	1927		5,61	
M1-5-O	2382		7,01	
M1-6-O	2770	2360	8,10	7
M3a brez ometa – 50 ciklov zmrzovanja/tajanja				
M3a-1	69,0		0,22	
M3a-2	50,1		0,16	
M3a-3	114,2	77,8	0,36%	0,25
M3a z ometom – 50 ciklov zmrzovanja/tajanja				
M3a-4-O	36,6		0,11	
M3a-5-O	111,8		0,33	
M3a-6-O	309,4	152,6	0,91	0,45
M1 brez ometa – 150 ciklov zmrzovanja/tajanja				
M1-4	205,5		0,66	
M1-5	229,1		0,73	
M1-6	108,5	181	0,35	0,58
M3a brez ometa – 150 ciklov zmrzovanja/tajanja				
M3a-4	207,2		0,66	
M3a-5	79,3		0,25	
M3a-6	287,1	191,2	0,92	0,61

4.5 Meritve spremembe vodovpojnosti preskušancev po zmrzovanju/tajanju

V okviru preiskav zmrzovanja/tajanja po »JUS postopku« smo želeli dosledno upoštevati standard JUS B.D8.011/1987, ki v točki 8 določa tudi postopek določanja vodovpojnosti opečnih zidakov. Zaradi tega smo preiskave vodovpojnosti izvajali skladno z omenjenim standardom in ne po standardu SIST-TS CEN/TS 772-22:2006, dodatek B. Da bi lahko

ovrednotili možne spremembe, smo preiskave vodovpojnosti izvedli pred in po zmrzovanju/tajanju. Rezultate podajamo v preglednici 4.3.

Preglednica 4.3: Vodovpojnost maltnih prizem in opečnih zidakov pred in po 25–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »JUS postopku«

Table 4.3: Water absorption of mortar prisms and bricks before and after 25 of freeze/thaw cycles according to »JUS procedure«

	Vodovpojnost pred zmrzovanjem/tajanjem (%)	Vodovpojnost po 25 ciklih zmrzovanja/tajanja (%)
Maltne prizme M1		
povprečje	9,1	/
stdev	0,15	/
cov.	1,7 %	/
Maltne prizme M3a		
povprečje	12,9	/
stdev	0,17	/
cov	1,3 %	/
Opečni zidaki		
povprečje	12,9	13,6
stdev	0,57	0,57
cov	4,4 %	4,2 %

V primeru maltnih prizem zaradi visoke stopnje poškodovanosti preiskave vpijanja vode po zmrzovanju/tajanju nismo mogli izvesti. Iz rezultatov, podanih v preglednici 4.3 vidimo, da je vodovpojnost maltnih prizem M3a pred preiskavami zmrzovanja/tajanja z vrednostjo 12,9 % za okoli 42 % višja kot pri maltnih prizmah M1. Pri opečnih zidkih je izmerjena vodovpojnost pred zmrzovanjem/tajanjem znašala 12,9 %. Po zmrzovanju/tajanju se je povešala na 13,6 %, kar kaže na poškodbe opečnih zidakov, nastale med preiskavami zmrzovanja/tajanja.

4.6 Meritve časa prehoda ultra zvoka

Meritve časa prehoda ultra zvoka (UZ) se pogosto uporabljajo kot neporušna metoda za posredno ocenjevanje mehanskih lastnosti obstoječih betonskih konstrukcij, kot sta modul elastičnosti in tlačna trdnost. Spreminjanje hitrosti širjenja longitudinalnih valov skozi material nam omogoča tudi ugotavljanje in vrednotenje napredovanja propadanja materialov. V našem primeru smo metodo želeli uporabiti za oceno poškodovanosti opečnih zidkov,

zidakov in maltnih prizem po ciklih zmrzovanja/tajanja. Ker smo meritve opravljali na suhih in z vodo zasičenih vzorcih pred in po zmrzovanju/tajanju, je za nas pomemben podatek, da na hitrost UZ vpliva vlaga in njena porazdelitev po materialu. Hitrost prehoda UZ je na vodozasičenih vzorcih namreč hitrejša kot pri suhih vzorcih. Zaradi zmanjševanja poroznosti kot posledica karbonatizacije (Cazalla in sod., 2002, cit. po Elert in sod., 2002) smo lahko pri malti M1 z meritvami časa prehoda UZ ocenili tudi stopnjo napredovanja karbonatizacije, ki ima največji vpliv na razvoj trdnosti apnenih malt brez hidravličnih ali poculanskih dodatkov. Meritve časa prehoda UZ smo izvajali skladno s standardom SIST EN 14579:2004 z oddajnikom frekvence 60 kHz. Meritve so bile opravljene z napravo AU 2000 proizvajalca CEBTP (Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics, Francija). Meritve smo izvajali z neposredno metodo, pri kateri sta oddajnik in sprejemnik postavljena na nasprotni si ploskvi. Na osnovi znanega časa prehoda UZ lahko izračunamo hitrost širjenja UZ (V) v km/s po naslednji enačbi:

$$V = \frac{L}{T}, \quad (4.3)$$

kjer je L razdalja med oddajnikom in sprejemnikom v mm in T čas potovanja UZ v μ s. Prve meritve smo opravili pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«. Pri tem smo preiskali po šest vzorcev opečnih zidakov in maltnih prizem M1 in M3a in štiri zidke – M1/1 in M3a/1 (brez ometa) ter M1/6 in M3a/6 (z ometom). Meritve na opečnih zidkih smo izvajali prečno na daljšo os preskušanca (oddajnik na neizpostavljeni strani, sprejemnik na izpostavljeni strani – slika 4.17), na maltnih prizmah pa prečno in vzdolž daljše osi preskušanca (slika 4.18). Meritev časa prehoda UZ smo izvajali tudi na sedmih vzorcih opečnih zidakov, ki so bili zmrzovani/tajani po »JUS postopku«. V zadnji fazi smo meritve opravili na osmih vzorcih opečnih zidakov in po treh vzorcih maltnih prizem M1 in M3a, in sicer pred in po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku. Meritve so bile izvajane za štiri stanja vlažnosti in izpostavljenosti:

- suh vzorec (pred zmrzovanjem/tajanjem),
- z vodo zasičen vzorec (pred zmrzovanjem/tajanjem),
- z vodo zasičen vzorec (po zmrzovanju/tajanju),
- suh vzorec (po zmrzovanju/tajanju).

V vsakem izmed navedenih stanj smo posamezne meritve na zidkih, zidkih in maltnih prizmah izvedli trikrat. Preskušance smo pred meritvami v z vodo zasičenem stanju

kondicionirali z namakanjem v vodi minimalno 5 dni, pred meritvami v suhem stanju pa (v primeru maltnih prizem in opečnih zidakov) sušili do konstantne mase. Opečne zidke smo pred meritvami hitrosti prehoda zvoka v suhem stanju 3 dni sušili na temperaturi 40 °C, nato pa še 14 dni v laboratorijskih pogojih.

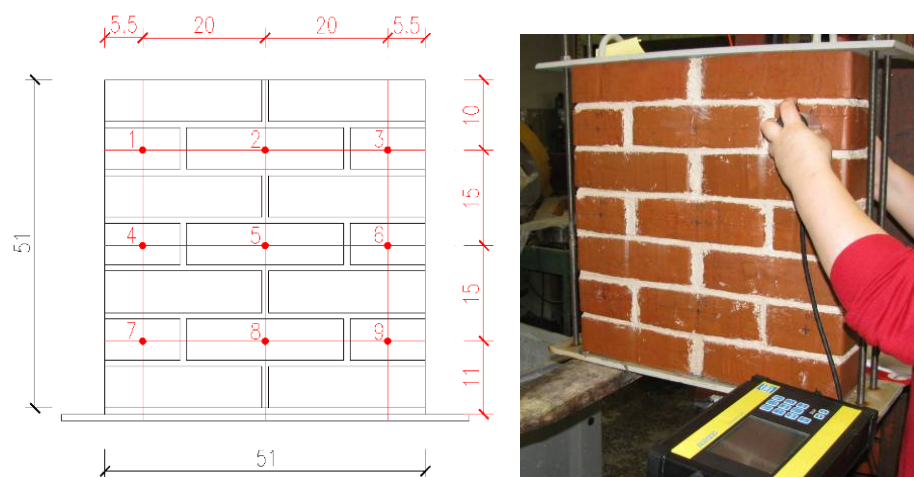


Slika 4.17: Meritve časa prehoda UZ na opečnih zidakih
Fig. 4.17: Measurements of ultrasonic transition time through brick units



Slika 4.18: Meritve časa prehoda UZ na maltnih prizmah
Fig. 4.18: Measurements of ultrasonics transition time through mortar prisms

Na zidkih smo izbrali devet merilnih mest (slika 4.19). Meritve smo izvedli tako, da je bil oddajnik postavljen na zadnjo, v klimatski komori neizpostavljeno stran zidka, sprejemnik pa na sprednjo, v klimatski komori izpostavljeno stran zidka.

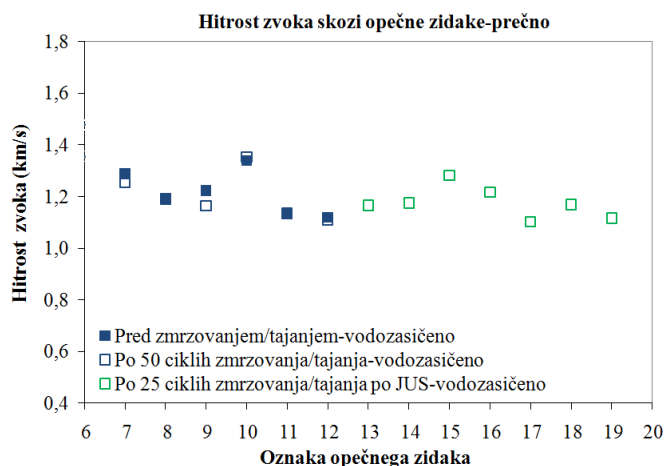


Slika 4.19: Merska mesta in meritve časa prehoda UZ skozi zidke

Fig. 4.19: Measuring positions and measurements of ultrasonic transition time through wallets

4.6.1 Določanje hitrosti prehoda UZ na opečnih zidakah

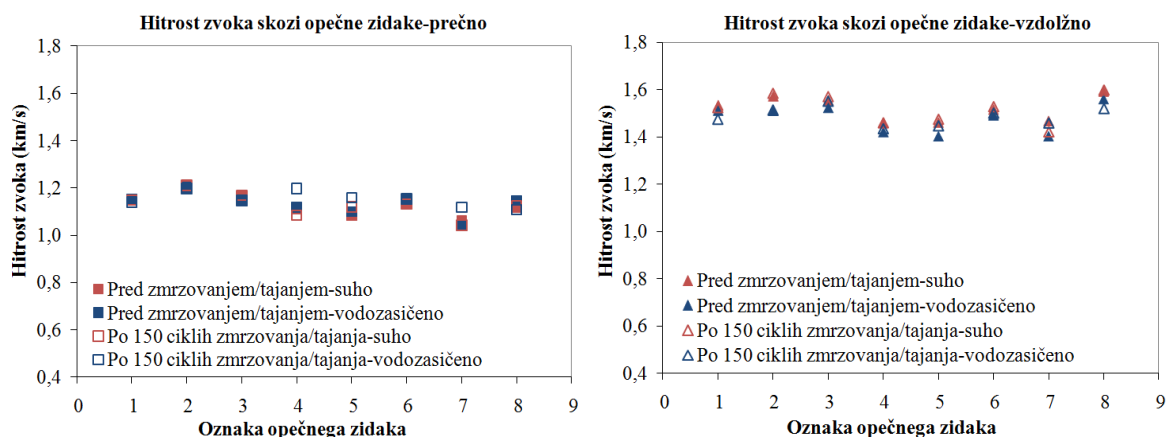
Na sliki 4.20 prikazujemo rezultate za hitrost UZ skozi opečne zidake v prečni smeri pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« (oznake 7–12). Na sedmih opečnih zidakah (oznake 13–19 na sliki 4.20), ki so bili izpostavljeni 25-im ciklom zmrzovanja/tajanja po »JUS postopku«, smo hitrost prehoda UZ določali samo po zmrzovanju/tajanju. Povprečna hitrost prehoda UZ skozi zidake pred zmrzovanjem po »EN postopku« je znašala 1,22 km/s (stdev 0,08), po zmrzovanju pa se je znižala na 1,20 km/s (stdev 0,09). Vizualno po zmrzovanju/tajanju po »EN postopku« poškodb nismo opazili, je pa razlika, čeprav minimalna, lahko posledica očesu prikritih mikro razpok. Povprečna hitrost prehoda UZ skozi zidake po zmrzovanju po »JUS postopku« je ne glede na nižje število ciklov (25), pričakovano nižja kot pri zidakah zmrzovanih po »EN postopku« in znaša 1,18 km/s (stdev 0,06). Vzorci, zmrzovani po »JUS postopku«, so izpostavljeni večjim šokom kot vzorci, zmrzovani po »EN postopku«. Tudi fazi taljenja in segrevanja sta po »JUS postopku« daljši.



Slika 4.20: Hitrosti zvoka skozi opečne zidake pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« in 25-ih ciklih zmrzovanja po »JUS postopku«

Fig. 4.20: Ultrasonics velocities through brick units before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure« and 25 freeze/thaw cycles according to »JUS procedure«

Na sliki 4.21 prikazujemo rezultate za hitrosti UZ skozi opečne zidake v prečni in vzdolžni smeri pred in po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« v suhem in z vodo zasičenem stanju. Povprečna hitrost prehoda zvoka skozi suh opečni zidak pred zmrzovanjem znaša v prečni smeri 1,13 km/s (stdev 0,05), v vzdolžni pa 1,52 km/s (stdev 0,05). Pri meritvah po zmrzovanju v suhem stanju smo dosegli enake povprečne vrednosti kot pred zmrzovanjem, in sicer 1,13 km/s (stdev 0,05) v prečni smeri ter 1,52 km/s (stdev 0,06) v vzdolžni smeri. Povprečna hitrost prehoda zvoka skozi z vodo zasičen opečni zidak pred zmrzovanjem/tajanjem znaša v prečni smeri 1,13 km/s (stdev 0,05), v vzdolžni 1,48 km/s (stdev 0,06). Po zmrzovanju/tajanju se hitrost zvoka skozi z vodo zasičene zidake minimalno poveča: povprečna vrednost v prečni smeri znaša 1,15 km/s (stdev 0,03), v vzdolžni 1,49 km/s (stdev 0,04). Iz dobljenih rezultatov lahko sklenemo, da na opečnih zidkih po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja ni prišlo do poškodb, ki bi jih lahko zaznali z metodo meritve časa prehoda UZ.

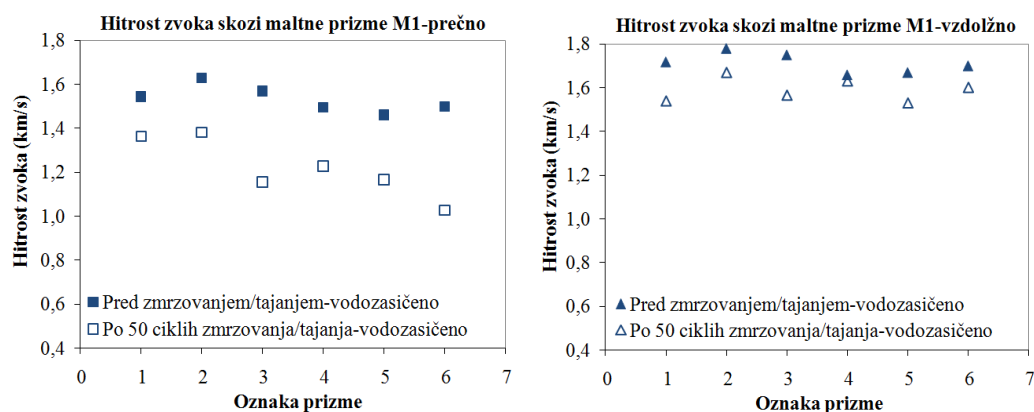


Slika 4.21: Hitrosti zvoka skozi opečne zidake pred in po 150-ih ciklih zmrzovanja po »EN postopku«

Fig. 4.21: Ultrasonics velocities through brick units before and after 150 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«

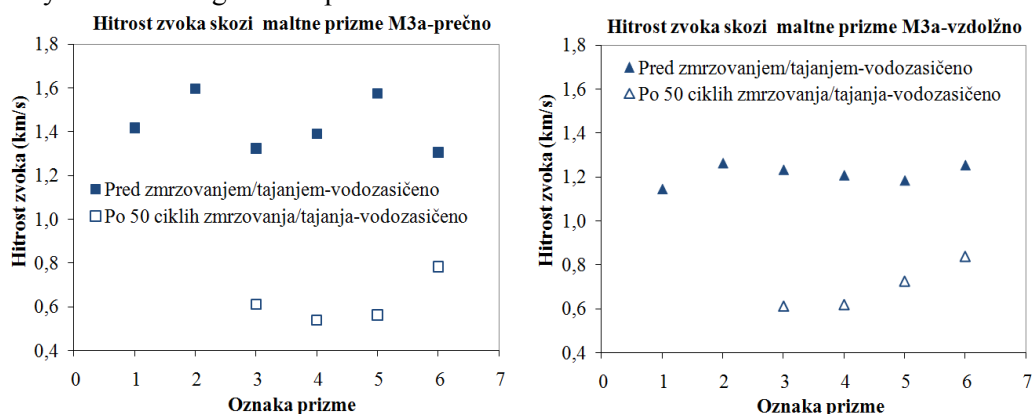
4.6.2 Določanje hitrosti prehoda UZ na maltnih prizmah

Meritve časa prehoda UZ na maltnih prizmah M1 in M3a smo opravili pred ter po 50-ih in 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«. Meritev na maltnih prizmah zmrzovanih po »JUS postopku«, zaradi visoke stopnje poškodovanosti ni bila mogoča. Za razliko od meritev, opravljenih na opečnih zidakah, pri maltah jasno vidimo razlike med meritvami pred in po ciklih zmrzovanja/tajanja. Hitrosti prehoda UZ pred zmrzovanjem/tajanjem so višje na maltnih prizmah M1 kot pri maltnih prizmah M3a, kar sovpada s tlačnimi trdnostmi in upogibnimi trdnostmi, ki so bile prav tako višje pri maltah M1. Povprečne hitrosti prehoda UZ skozi z vodo zasičene maltne prizme M1 in M3a pred zmrzovanjem so prikazane na slikah 4.22 in 4.23. Pri maltnih prizmah M1 znaša povprečna vrednost hitrosti UZ v prečni smeri 1,54 km/s (stdev 0,007), v vzdolžni 1,71 km/s (stdev 0,008), medtem ko je vrednost pri maltnih prizmah M3a v prečni smeri 1,43 km/s (stdev 0,01) in v vzdolžni smeri 1,21 km/s (stdev 0,006). Za obe vrsti malte na slikah 4.22 in 4.23 prikazujemo tudi vrednosti po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja v prečni in vzdolžni smeri. V primeru malte M1 hitrosti prehoda UZ v povprečju padejo za 20 % v prečni in 7 % v vzdolžni smeri. Pri maltah M3a je upad hitrosti UZ še višji in znaša 55 % v prečni in 43 % v vzdolžni smeri. Dve maltni prizmi M3a sta po zmrzovanju/tajanju razpadli, zaradi česar meritev nismo mogli izvesti.



Slika 4.22: Hitrosti zvoka skozi maltne prizme M1 pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«

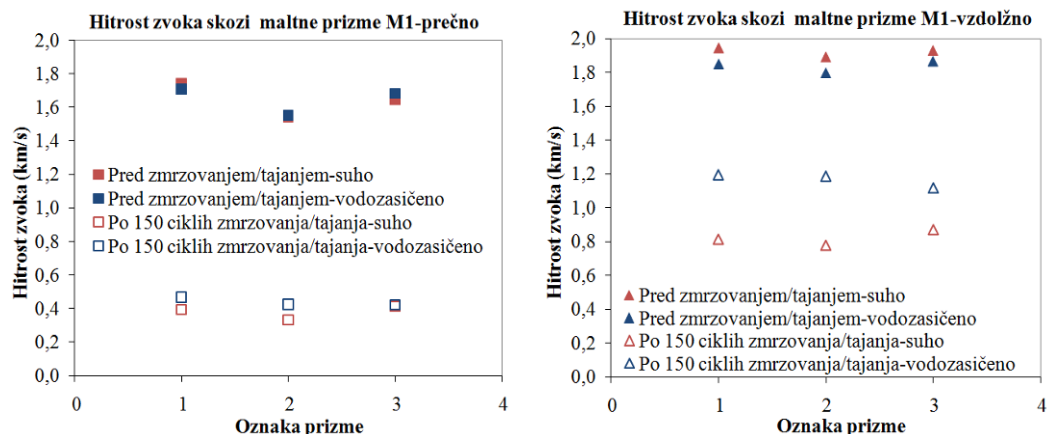
Fig. 4.22: Ultrasonics velocities through mortar prisms M1 before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«



Slika 4.23: Hitrosti zvoka skozi maltne prizme M3a pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«

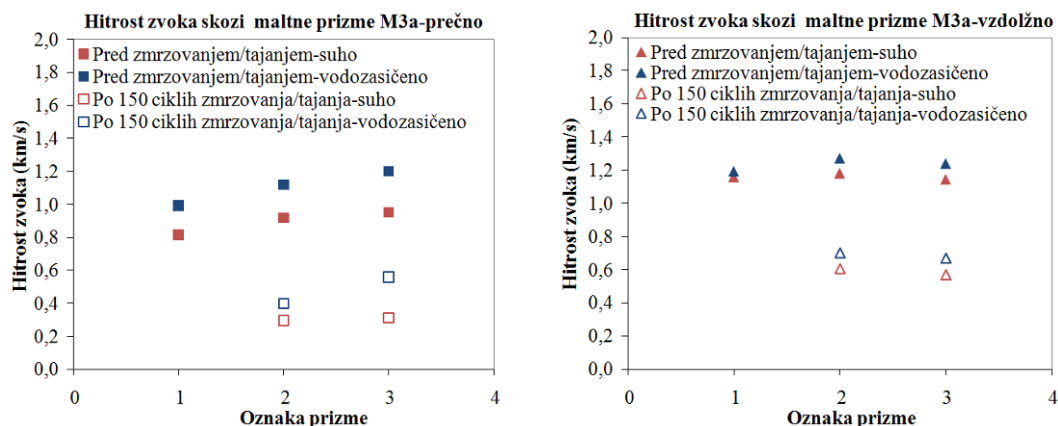
Fig. 4.23: Ultrasonics velocities through mortar prisms M3a before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«

Na slikah 4.24 in 4.25 prikazujemo hitrosti prehoda UZ, skozi maltne prizme pred in po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja. Pri maltnih prizmah M1 smo dobili manjše vrednosti hitrosti pred zmrzovanjem/tajanjem kot pri maltnih prizmah M3a. Iz slik 4.24 in 4.25 vidimo tudi, da je pri večini prizem po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja prišlo do višjega padca hitrosti kot po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja. Po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja hitrosti prehoda UZ v primeru malte M1 padejo od 36 do 77 %, v primeru malte M3a pa od 45 do 68 %.



Slika 4.24: Hitrosti zvoka skozi maltne prizme M1 pred in po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«

Fig. 4.24: Ultrasonics velocities through mortar prisms M1 before and after 150 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«



Slika 4.25: Meritve hitrosti zvoka skozi maltne prizme M3a pred in po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«

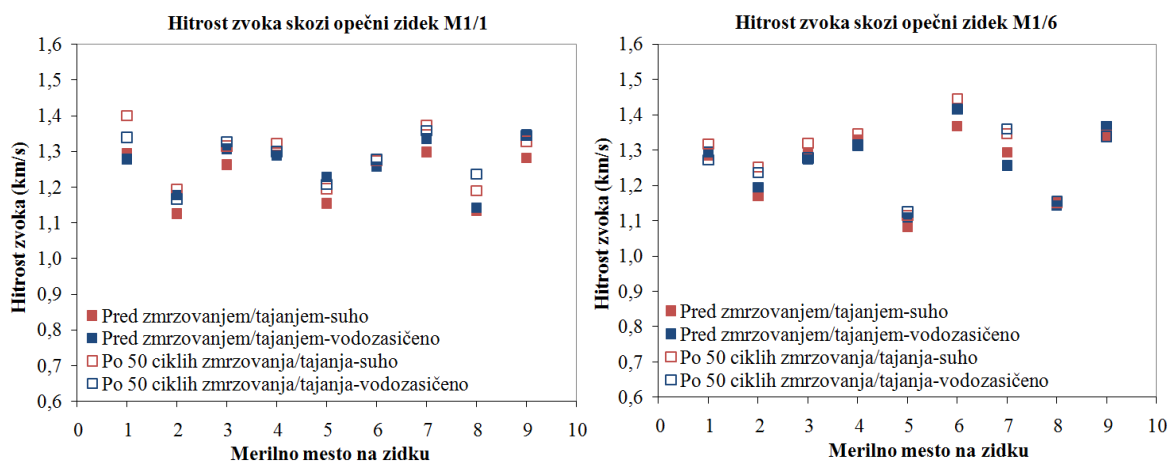
Fig. 4.25: Ultrasonics velocities through mortar prisms M3a before and after 150 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«

Ker pride pri karbonatizaciji do zmanjšanja skupne poroznosti (Elert in sod., 2002), lahko z meritvami prehoda UZ ocenimo napredovanje karbonatizacije. Da bi ocenili napredovanje karbonatizacije maltnih prizem M1, smo primerjali vrednosti prehoda UZ na preskušancih negovanih v običajnih pogojih in sicer na z vodo zasičenih preskušancih pred 50-imi cikli zmrzovanja/tajanja, ko so bili preskušanci stari 181 dni in pred 150-imi cikli zmrzovanja/tajanja na 347 dneh starih preskušancih. Povprečna hitrost prehoda UZ na 181 dni starih maltnih prizmah je znašala 1,54 km/s v prečni in 1,71 km/s v vzdolžni smeri. Hitrost prehoda UZ na maltnih prizmah pri starosti 347 dni se je povečala na 1,65 km/s v prečni in 1,84 km/s v vzdolžni smeri. Primerjava pokaže, da je karbonatizacija ocenjena z meritvami hitrosti zvoka na prizmah M1 po 181-ih dneh še potekala, vendar ni več bistveno

napredovala. Hitrosti UZ se na 347 dni starih preskušancih, v primerjavi s 181 dni starimi preskušanci M1 povešajo za od 7 do 8 %. Ker je napredovanje karbonatizacije glavni pokazatelj trdnosti čistih apnenih malt, je to za nas pomemben podatek pri vrednotenju in primerjavi rezultatov mehanskih preiskav zidkov in maltnih prizem, saj je bila starost preskušancev v času preiskav različna. Primerjavo hitrosti UZ na z vodo zasičenih 185 in 346 dni starih preskušancih smo opravili tudi na maltnih prizmah M3a. Povprečna hitrost prehoda UZ na 185 dni starih preskušancih je znašala 1,43 km/s v prečni in 1,21 km/s v vzdolžni smeri. Pri 346 dni starih preskušancih se je hitrost prehoda zvoka v prečni smeri zmanjšala na 1,10 km/s. V vzdolžni smeri se je minimalno povečala na 1,24 km/s. Medtem ko hitrosti UZ na 346 dni starih preskušancih, v primerjavi z 185 dni starimi preskušanci M3a v vzdolžni smeri ostajajo približno enake, se v prečni smeri zmanjšajo za 24 %. Zmanjšanje hitrosti prehoda UZ s časom bi lahko bila posledica povečanja poroznosti malte M3a s časom ali pa poškodb strukture. Primerjava vrednosti prehoda UZ malt M1 in M3a kaže na bolj porozno strukturo maltnih prizem M3a (manjše hitrosti UZ) v primerjavi z maltnimi prizmami M1.

4.6.3 Določanje hitrosti prehoda UZ na zidkih

Na sliki 4.26 prikazujemo hitrosti ultra zvoka, dobljene na opečnih zidkih, pozidanih v malti M1 brez ometa (M1/1) in z ometom (M1/6), pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« – obakrat v suhem in z vodo zasičenem stanju. Povprečna izmerjena hitrost UZ v suhem stanju pred zmrzovanjem/tajanjem je znašala pri zidku M1/1 brez ometa 1,23 km/s (stdev 0,07), pri zidku M1/6 z ometom pa 1,26 km/s (stdev 0,09). Povprečne hitrosti UZ v vodozasičenem stanju pred zmrzovanjem/tajanjem znašajo pri zidku M1/1 1,26 km/s (stdev 0,07), enako vrednost 1,26 km/s (stdev 0,1) dobimo tudi pri zidku M1/6. Vidimo, da v rezultatih med zidkoma brez in z ometom ni večje razlike. Po zmrzovanju/tajanju so hitrosti prehoda UZ pri obeh zidkih v suhem stanju proti pričakovanjem, verjetno na račun nepopolne osušenosti, nekoliko narasle – pri zidku M1/1 na 1,29 km/s (stdev 0,08), pri zidku M1/6 pa prav tako na 1,29 km/s (stdev 0,1). Sicer so meritve vsebnosti vlage na delih opečnih zidakov, neposredno po preiskavi tlačne trdnosti zidkov pokazale, da je povprečna stopnja vlažnosti zidkov M1 po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja med 0,30 in 0,57 %. Vrednosti hitrosti prehoda UZ v vodozasičenem stanju po zmrzovanju/tajanju pri zidku M1/1 znašajo 1,28 km/s (stdev 0,07). Enako vrednost 1,28 km/s (stdev 0,1) dobimo tudi pri zidku M1/6.



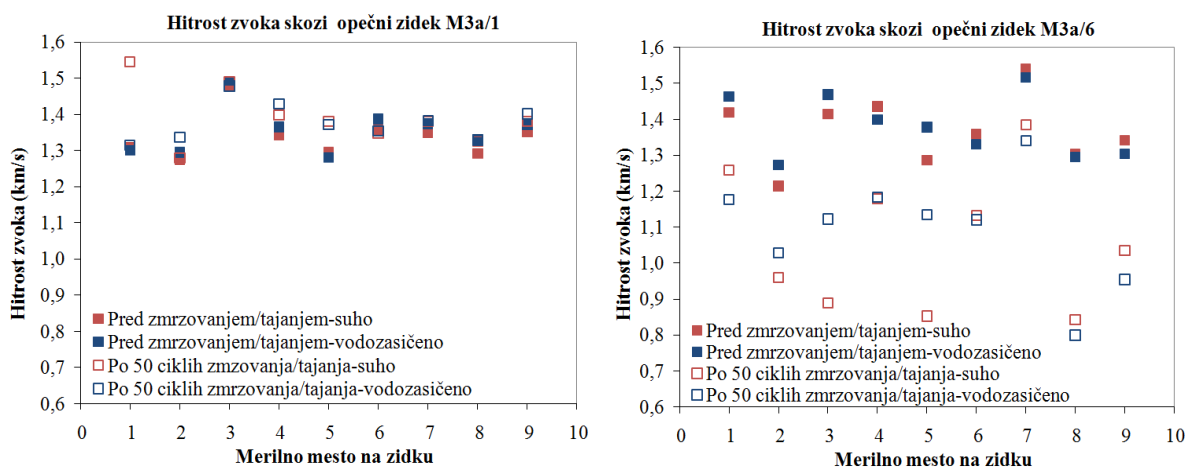
Slika 4.26: Hitrosti zvoka skozi opečna zidka M1/1 in M1/6 pred in po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«

Fig. 4.26: Ultrasonics velocities through brick wallets M1/1 and M1/6 before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«

Enak postopek meritev kot pri zidkih, pozidanih z malto M1, smo ponovili tudi na zidkih, pozidanih z malto M3a brez ometa (M3a/1) in z ometom (M3a/6). Povprečna hitrost UZ suhih zidkov pred zmrzovanjem/tajanjem znaša pri zidku M3a/1 brez ometa 1,34 km/s (stdev 0,06), pri zidku M3a/6 z ometom pa 1,37 km/s (stdev 0,09). Hitrost prehoda UZ v z vodozasičenem stanju pred zmrzovanjem/tajanjem znaša za zidek M3a/1 brez ometa 1,35 km/s (stdev 0,06), pri zidku M3a/6 z ometom pa 1,38 km/s (stdev 0,09). Podobno kot pri zidkih M1 tudi pri zidkih M3a ni bistvenih razlik v rezultatih zidkov brez in z ometom. Prav tako ni večjih razlik med suhimi in vodozasičenimi preskušanci. Vrednosti prehoda UZ, izmerjene po zmrzovanju/tajanju na suhih zidkih, znašajo 1,39 km/s (stdev 0,08) pri zidku M3a/1 in 1,06 km/s (0,19) pri zidku M3a/6. Po zmrzovanju/tajanju znašajo vrednosti prehoda UZ na vodozasičenih zidkih 1,38 km/s (stdev 0,05) pri zidku M3a/1 brez ometa in 1,1 km/s (stdev 0,15) pri zidku M3a/6 z ometom. Rezultati meritev, opravljenih na zidku M3a/6 z ometom pred in po zmrzovanju/tajanju, kažejo na zelo dobro povezavo z dejanskim stanjem. Na zidku M3a/6 se je, za razliko od zidka M1/6, tudi po zmrzovanju/tajanju ohranil omet, ki pa je na večini mest že izgubil adhezijo z opečno podlago. Posledica tega je bila, da so meritve po zmrzovanju/tajanju potekale čez »dodatno« plast zraka med opeko in ometom, kar se je pokazalo pri bistvenem upadu hitrosti zvoka.

Rezultati hitrosti prehoda UZ na zidkih potrjujejo ugotovitve vizualnega pregleda – na opečnih zidkih po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja ni vidnih poškodb. Iz primerjave

rezultatov vidimo dokaj velik raztros meritev med posameznimi merilnimi točkami, kar je najverjetneje posledica heterogenosti strukture opečnih zidakov.

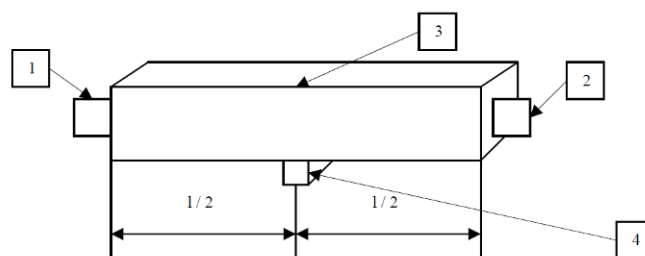


Slika 4.27: Hitrosti zvoka skozi opečna zidka M3a/1 in M3a/6 pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«

Fig. 4.27: Ultrasonics velocities through brick wallets M3a/1 and M3a/6 before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«

4.7 Meritve osnovne resonančne frekvence in določanje dinamičnega modula elastičnosti

Meritve osnovne resonančne frekvence (ORF) so nam omogočile posredno oceno mehanskih lastnosti preskušancev (opečnih zidakov in maltnih prizem) pred in po zmrzovanju/tajanju. Zmanjšanje ORF oziroma dinamičnega modula elastičnosti (DME) je namreč lahko pokazatelj formiranja mikro razpok, ki jih s prostim očesom ne vidimo. Na osnovi meritev ORF smo skladno s standardom SIST EN 14146:2004 na maltnih prizmah določili tudi DME. Meritev smo izvedli z napravo Erudite MK IV proizvajalca CNS Farnell. ORF smo določali z neprestanim longitudinalnim vzbujanjem (slika 4.28).



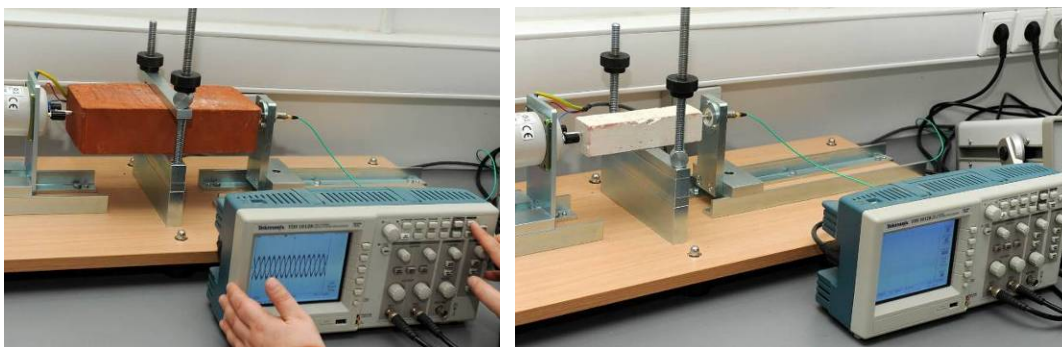
Slika 4.28: Postavitev pretvornikov za longitudinalno nihanje pri meritvah osnovne resonančne frekvence

Fig. 4.28: Set up of the transducers for longitudinal oscillations by measuring of the fundamental resonance frequency

Oznake na sliki 4.28 imajo sledeč pomen: 1 – oddajnik, 2 – sprejemnik, 3 – preskušavec, 4 – podpora, l – dolžina preskušanca). Na podlagi meritev ORF lahko za palične preskušance (v našem primeru maltne prizme) določimo DME:

$$E_{dl} = 4 \cdot 10^{-6} \cdot l^2 \cdot F_L^2 \cdot \rho, \quad (4.4)$$

kjer je l dolžina preskušanca v cm, F_L osnovna resonančna frekvenca (ORF) v Hz in ρ navidezna gostota preskušanca v kg/m^3 . Na sliki 4.29 prikazujemo izvedbo meritev ORF na opečnem zidaku in maltni prizmi.



Slika 4.29: Meritev osnovne resonančne frekvence na opečnem zidaku (levo) in maltni prizmi (desno)

Fig. 4.29: Measuring of the fundamental resonance frequency on brick unit (left) and mortar prism (right)

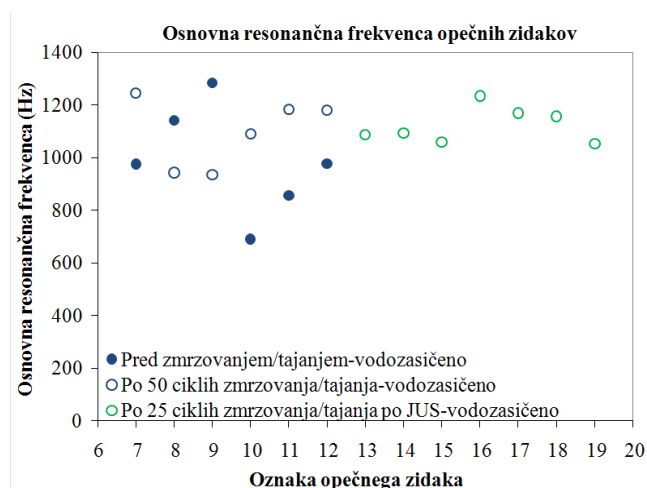
Enako kot pri meritvah UZ smo tudi pri meritvah ORF meritve izvajali v dveh sklopih. V prvem sklopu smo preiskali šest posamičnih vzorcev opečnih zidakov in maltnih prizem pred in po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«. V drugem sklopu smo preiskali osem vzorcev opečnih zidakov ter trije vzorci maltnih prizem pred in po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«. Meritve na opisanih vzorcih (razen za opečne zidake po 25–ih in 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja) smo opravili za štiri različna stanja vzorcev:

- suh vzorec (pred zmrzovanjem/tajanjem),
- z vodo zasičen vzorec (pred zmrzovanjem/tajanjem),
- z vodo zasičen vzorec (po zmrzovanju/tajanju),
- suh vzorec (po zmrzovanju/tajanju).

V vsakem izmed navedenih stanj vlažnosti in izpostavljenosti smo meritve na opečnih zidkih in maltnih prizmah izvedli trikrat. Preskušance smo pred meritvami v z vodo zasičenem stanju kondicionirali z namakanjem v vodi minimalno 5 dni, pred meritvami v suhem stanju (v primeru maltnih prizem in opečnih zidakov), pa sušili do konstantne mase.

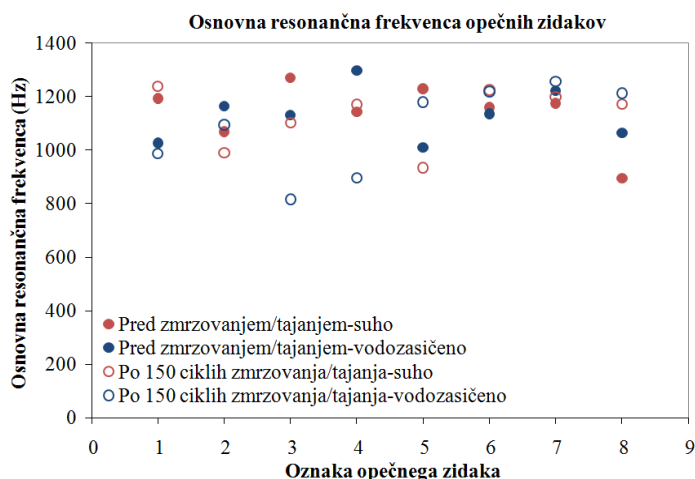
4.7.1 Meritve ORF na opečnih zidakih

Meritve ORF na opečnih zidakih pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« ter po 25-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »JUS postopku« prikazujemo na sliki 4.30. Velik raztros rezultatov ne omogoča korektnega vrednotenja rezultatov. Povprečna vrednost osnovne resonančne frekvence opečnih zidakov z oznakami od 7 do 12 pred zmrzovanjem znaša 988 Hz, pri čemer je standardni odklon meritev kar 209 Hz. Po 50-ih ciklih zmrzovanja po »EN postopku« se povprečna vrednost nasprotno od pričakovanj poveša na 1097 Hz s standardnim odklonom meritev 131,7 Hz. Povprečna vrednost meritev po 25-ih ciklih zmrzovanja po »JUS postopku« (oznake od 13 do 19) znaša 1.123 Hz s standardnim odklonom meritev 66,8 Hz.



Slika 4.30: Osnovna resonančna frekvenca (ORF) opečnih zidakov pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« ter 25-ih ciklih zmrzovanja po »JUS postopku«
Fig. 4.30: Basic resonance frequency of brick units before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure« and 25 freeze/thaw cycles according to »JUS procedure«

Na sliki 4.31 prikazujemo vrednosti ORF pred in po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« za suhe in z vodo zasičene vzorce. Povprečna vrednost ORF opečnih zidakov v suhem stanju znaša 1.142 Hz (stdev 115,9 Hz) in se po 150-ih ciklih zmrzovanja zniža na 1.129 Hz (stdev 111,7 Hz). Nekoliko višje so razlike pri meritvah v vodozasičenem stanju, kjer je povprečna vrednost ORF pred zmrzovanjem 1.131 Hz (stdev 97,6 Hz), po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja pa pade na 1083 Hz (stdev 164,6 Hz). Čeprav se vrednosti, določene po zmrzovanju/tajanju, nekoliko zmanjšajo (1,0 % za suhe in 4,2 % za z vodozasičene vzorce), zaradi relativno velikega raztrosa rezultatov, ne moremo sklepati o zmanjšanju ORF pri vzorcih izpostavljenih zmrzovanju/tajanju.

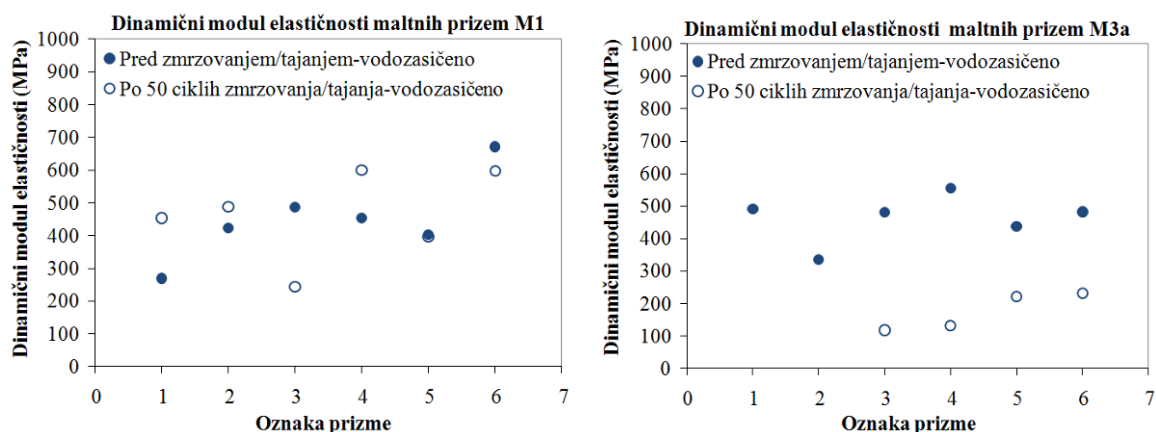


Slika 4.31: Osnovna resonančna frekvenca (ORF) opečnih zidakov pred in po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«

Fig. 4.31: Basic resonance frequency of brick units before and after 150 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«

4.7.2 Meritve ORF in določanje DME na maltnih prizmah

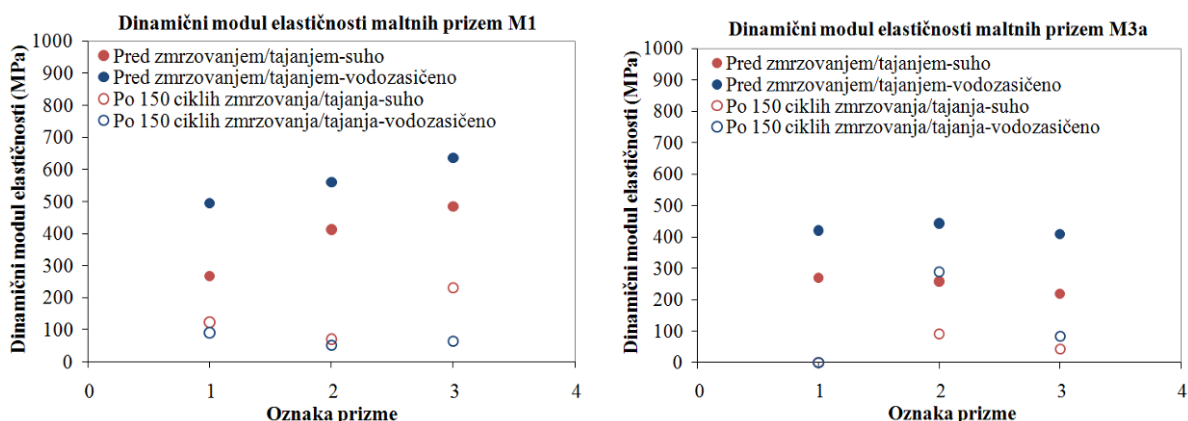
DME smo določili na maltnih prizmah M1 in M3a pred in po 50-ih ter 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«. Na sliki 4.32 prikazujemo izmerjene vrednosti na maltnih prizmah M1 in M3a pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«. Pri tem gre v primeru malte M1 večji raztros rezultatov in višje vrednosti po zmrzovanju/tajanju pripisati dejstvu, da meritev pred in po zmrzovanju nismo opravili na istih vzorcih. Povprečna vrednost DME maltnih prizem M1 pred zmrzovanjem je znašala 451 MPa (stdev 131), po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja pa 463 MPa (stdev 134). Veliko bolj se z evidentiranim stanjem poškodb po zmrzovanju/tajanju skladajo meritve, opravljene na maltnih prizmah M3a. Povprečni DME maltnih prizem M3a namreč znaša pred zmrzovanjem 464 MPa (stdev 73) po zmrzovanju pa pade kar za 62 %, na 176 MPa (stdev 59).



Slika 4.32: Dinamični modul elastičnosti (DME) maltnih prizem M1 in M3a pred in po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«

Fig. 4.32: Dynamic modulus of elasticity of mortar prisms M1 and M3a before and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«

Na sliki 4.33 prikazujemo vrednosti DME določene na maltnih prizmah M1 in M3a pred in po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«. Primerjava med vrednostmi suhih maltnih prizem M1 in M3a pred zmrzovanjem pokaže, da znaša povprečna vrednost DME pri malti M1 388 MPa (stdev 111), pri malti M3a 249 MPa (stdev 27). Preskušanci pripravljene iz malte M1, so torej že v osnovi bolj togi kot preskušanci iz malte M3a. To je bilo mogoče opaziti tudi pri vrednotenju poškodovanosti zidkov po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja, ko je omet M1 z zidkov skoraj v celoti odpadel, omet M3a pa se je kljub izgubi adhezije na podlagi obdržal. DME po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja se pri suhih maltnih prizmah M1 zmanjša za 63 %, pri z vodo zasičenih pa kar za 87 %. Pri maltnih prizmah M3a se DME zmanjša za 73 % pri suhih in 57 % pri z vodo zasičenih preskušancih.



Slika 4.33: Dinamični modul elastičnosti (DME) maltnih prizem M1 in M3a pred in po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«

Fig. 4.33: Dynamic modulus of elasticity of mortar prisms M1 and M3a before and after 150 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«

Podobno kot pri meritvah UZ smo na maltnih prizmah M1 in M3a primerjali tudi DME na vodozasičenih preskušancih negovanih v običajnih pogojih in sicer pred 50–imi cikli zmrzovanja/tajanja, ko so bili preskušanci stari 181 dni (185 dni pri M3a), in pred 150–imi cikli zmrzovanja na 347 dni (346 dni pri M3a) starih preskušancih. Povprečna vrednost DME na 181 dni starih maltnih prizmah M1 je znašala 451 MPa (stdev 131), na 347 dni starih pa 564 MPa (stdev 71). Pri maltnih prizmah M3a smo na 185 dni starih prizmah dobili DME 464 MPa (stdev 73), na 346 dni starih prizmah pa manjšo vrednost in sicer 425 MPa (stdev 17). Čeprav je raztros rezultatov relativno velik, lahko glede na višje vrednosti DME pri maltnih prizmah M1 v primerjavi z maltnimi prizmami M3a sklepamo, da je struktura materiala pri maltah M1 bolj homogena oziroma manj porozna kot pri maltah M3a. Podobno smo ugotovili že s preiskavami hitrosti prehoda UZ v točki 4.6.3. Glede na vrednosti DME je homogenost malte M1 med 181 in 347 dnevi starosti preskušancev naraščala, pri malti M3a med 185 in 346 dnevi starosti pa zmerno padala oziroma se ni bistveno spremenila. Večja homogenost starejših vzorcev M1 bi sicer lahko bila posledica napredujoče karbonatizacije, kot smo ugotavljali pri meritvah prehoda UZ, vendar zaradi velikega raztrosa rezultatov tega ni mogoče z zanesljivostjo trditi.

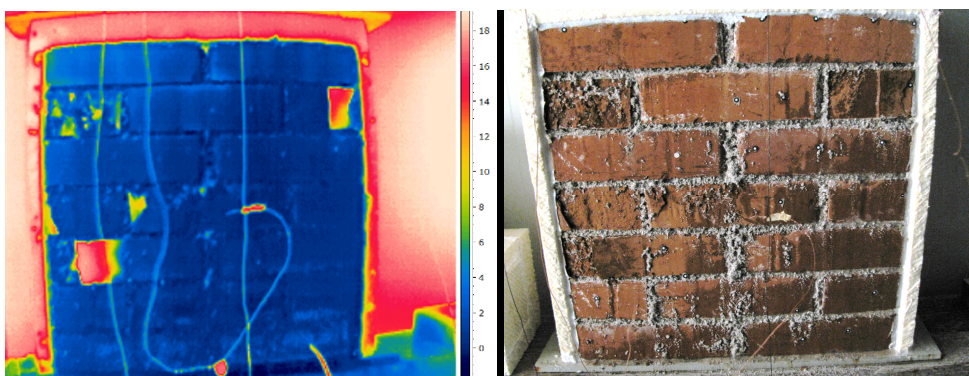
4.8 Pomožne preiskave za odkrivanje in vrednotenje poškodovanih območij

V okviru ugotavljanja in vrednotenja poškodovanosti preskušancev izpostavljenih zmrzovanju/tajanju, smo se med potekom preiskav odločili za uporabo dveh dodatnih metod: termografske meritve in metodo s 3D optičnim skenerjem. Metodi sta se izkazali kot zelo koristni – termografske meritve v smislu odkrivanja, analiza s 3D optičnim skenerjem v smislu vrednotenja odkritih poškodb.

4.8.1 Termografske meritve

Standard SIST EN 13187:2000, ki obravnava kvalitativno zaznavanje toplotnih nepravilnosti v ovoju zgradbe, definira termografijo kot določevanje in predstavitev razporeditve površinske temperature z meritvami toplotnega sevanja, ki leži v infrardečem delu elektromagnetnega sevanja. Struktura zidov na splošno, predvsem pa struktura zidov starejših zidanih stavb, je zaradi različnih materialov (opeke, kamnov, malte, ometa, lesa, itd.) z različnimi toplotnimi lastnostmi izrazito nehomogena (Bosiljkov in sod., 2010). Širjenje

toplote skozi zidove je odvisno od toplotne prevodnosti in toplotne kapacitete materialov ter možnih nepravilnosti v konstrukciji. Motnje toplotnega toka zaradi nehomogene sestave ali poškodb preiskovanega predmeta se odražajo v spremenjeni površinski temperaturi, kar lahko zaznamo s pomočjo termografske kamere. Termografske meritve se pri starejših stavbah uporabljajo za odkrivanje in oceno skritih poškodb v ovoju stavbe, kot so razpoke, odstopanje ometa ali opeke in nezadostna zapolnjenost maltnih spojníc. Pri novejših stavbah so meritve s termokamero uporabne za odkrivanje konstrukcijskih napak, ki povzročajo toplotne mostove. V našem primeru smo metodo uporabili za določitev poškodb na površini zidka M1/5 ob koncu tretjega sklopa zmrzovanja/tajanja pri efektivnem številu 150 ciklov po »EN postopku«. Termografske meritve smo izvedli s termokamero Thermacam P20 proizvajalca FLIR (Forward Looking Infrared). Območja poškodovanosti, kjer se je površinska temperatura razlikovala od temperature nepoškodovane površine, smo najboljše videli pri ekstremnih temperaturah – v fazi zmrzovanja (načrtovana temperatura $-15 \pm 3 \text{ }^\circ\text{C}$) in v fazi segrevanja (načrtovana temperatura $+20 \pm 3 \text{ }^\circ\text{C}$). Na termografskem posnetku na sliki 4.34 prikazujemo območja poškodb opečnega zidka M1/5, na katerem smo termografske meritve izvedli v fazi tajanja. Spremenjeno površinsko temperaturo smo evidentirali na mestih, kjer je prišlo do površinske delaminacije opečnih zidakov in posledično do formiranja »zračnih žepov«. Na teh delih smo izmerili površinsko temperaturo do $+16 \text{ }^\circ\text{C}$, medtem ko ima nepoškodovana površina zidka površinsko temperaturo okoli $+2 \text{ }^\circ\text{C}$. Območja zidka, na katerih so se pojavile površinske poškodbe opečnih zidakov, so lepo vidne tudi na digitalnem posnetku zidka M1/5, prikazanem na sliki 4.34.



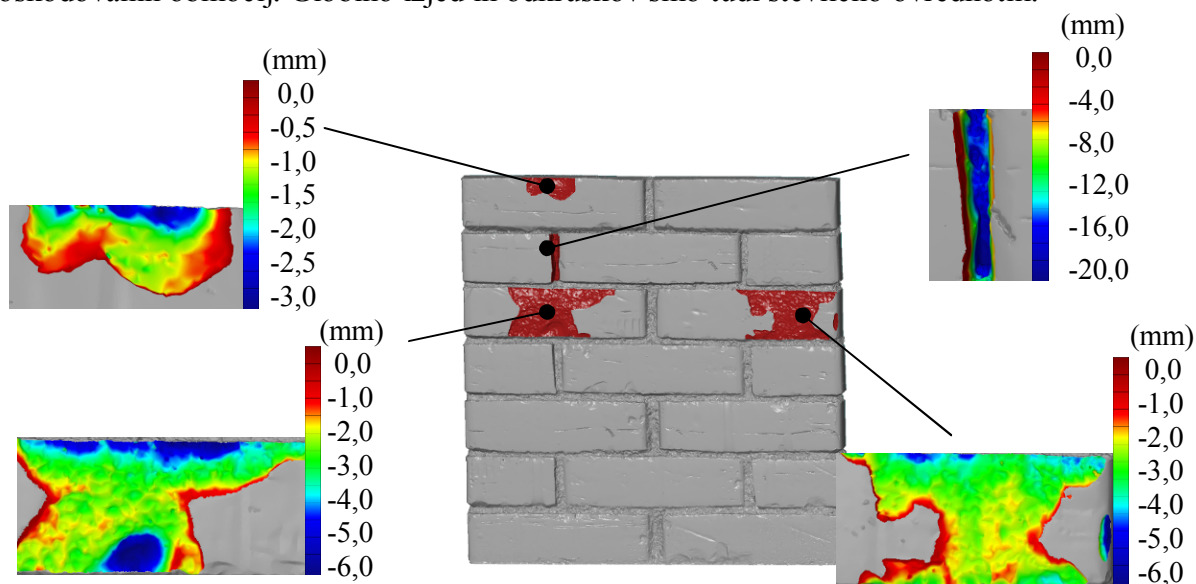
Slika 4.34: Termografski posnetek (levo) in digitalni posnetek (desno) opečnega zidka M1/5 v fazi tajanja

Fig. 4.34: Thermographic (left) and digital (right) image of brick wall M1/5 in thawing phase

Predvidevamo lahko, da bi s termografskimi meritvami lahko identificirali tudi območja poškodovanosti oziroma zmanjšane adhezije ometa na opečnem zidku M3a/6, na katerem termografskih meritev sicer nismo izvajali. Sodeč po rezultatih izvedenih termografskih preiskav na zidku M1/5, kjer je bilo zaradi delno odkrušenih opek vidno območje spremembe površinskih temperatur, bi na zidku M3a/6 prišlo do spremenjene površinske temperature povsod tam, kjer so zaradi zmanjšane adhezije ometa nastali »zračni žepi«.

4.8.2 Podrobna analiza poškodovanih območij s 3D optičnim skenerjem

3D optični skener ATOS I omogoča, poleg natančnega snemanja površine in vrednotenja prostornine celotnega posnetega modela, tudi vrednotenje izbranih območij modela. Kot podpora vizualni oceni poškodb, lahko poškodovana območja natančno identificiramo in poškodbe tudi kvantitativno ovrednotimo. V našem primeru smo vrednotili območja poškodb – odkruškov in izjed na opečnem zidku M1/6. Ta se pojavijo kot posledica izpostavljenosti zmrzovanju/tajanju po »EN postopku«. Pri opečnem zidku M1/6 pride po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja predvsem na račun izjed maltnih spojnic, deloma pa tudi odkruškov opečnih zidakov do 0,35 % (108,5 cm³) skupne izgube materiala glede na začetno stanje (preglednica 4.2). Na sliki 4.35 prikazujemo 3D model zidka M1/6 s prikazom najbolj poškodovanih območij. Globino izjed in odkruškov smo tudi številčno ovrednotili.



Slika 4.35: 3D model zidka M1/6 s podrobneje analiziranimi območji poškodb
Fig. 4.35: 3D model of the wallet M1/6 with damaged areas analysed in detail

Poškodbe, prikazane na sliki 4.35, se stopnjujejo od 3,0 mm globokega odkruška opečnega zidaka na zgornjem robu zidka do odkruška opeke v osrednjem levem delu do globine 6,0

mm. Analiza navpične spojnice v zgornjem levem delu zidka pokaže, da je malta na tem delu izjedena do globine 20,0 mm.

4.9 Mehanske lastnosti konstitucijskih materialov in stičnega območja

4.9.1 Preiskave malte v svežem stanju

Opečne zidke in trojčke, pozidane z maltama M1 in M3a, smo gradili v dveh serijah (v vsaki seriji je bilo zgrajenih po 12 zidkov) in pri vsaki izmed serij izvajali preiskave sveže malte. Pri tem smo določali razlez po standardu SIST EN 1015-3:2001, prostorninsko maso po standardu SIST EN 1015-6:1999 in poroznost po standardu EN 1015-7:1999. Čeprav smo z izbranim načinom nege zidakov pred zidanjem (5 minut namakanja in 1 minuto odcejanja) zidaku načeloma zagotovili dovolj vode, da ni prišlo do pretiranega srka vode iz malte, smo zaradi pomembnega vpliva, ki jo lahko ima na kakovost stičnega območja sposobnost malte, da zadržuje vodo, vseeno preverili tudi sposobnost zadrževanja vode. Povečana izguba vode iz malte zaradi kapilarnega srka porozne podlage namreč lahko vodi do poslabšanja mehanskih lastnosti malte in stičnega območja med malto in zidakom. Sposobnost zadrževanja vode malt M1 in M3a smo preverili skladno s standardom PSIST prEN 1015-8:2001. Dobljene lastnosti malt M1 in M3a v svežem stanju, podane v preglednicah 4.4 in 4.5, se bistveno ne razlikujejo. Razleza, izmerjena v prvi seriji sta si zelo blizu (14,1 mm pri M1 in 13,9 mm pri M3a), pri drugi seriji pa sta enaka in za obe malti znašata 13,3 mm. Poroznost sveže malte je nekoliko nižja pri malti M3a (3,4 in 3,8 %) kot pri malti M1 (4,1 % v obeh serijah). Rezultati sposobnosti zadrževanja vode se gibljejo med 95 in 96 %, pri čemer so razlike minimalne – med obema vrstama malt in tudi med posameznimi serijami.

Preglednica 4.4: Rezultati preiskav malt M1 v svežem stanju
Table 4.4: Properties of mortars M1 in fresh state

	Razlez (mm)	Prostorninska masa (kg/m ³)	Poroznost (%)	Sposobnost zadrževanja vode (%)
M1 – 1.serija (3 meritve pri vsaki preiskavi)				
povprečje	14,1	2.043	4,1	96,2
stdev	0,1	9,9	0,2	0,4
cov	0,9 %	0,5 %	4,9 %	0,4 %
M1 – 2.serija (3 meritve pri vsaki preiskavi)				
povprečje	13,3	2.058	4,1	95,8
stdev	0,1	1,5	0,3	0,4
cov	1,1 %	0,1 %	6,5 %	0,4 %

Preglednica 4.5: Rezultati preiskav malt M3a v svežem stanju
Table 4.5: Properties of mortars M3a in fresh state

	Razlez (mm)	Prostorninska masa (kg/m ³)	Poroznost (%)	Sposobnost zadrževanja vode (%)
M3a – 1.serija (3 meritve pri vsaki preiskavi)				
povprečje	13,9	2.046	3,4	96,3
stdev	0,2	4,0	0,0	0,4
cov	1,2 %	0,2 %	0,0 %	0,4 %
M3a – 2.serija (3 meritve pri vsaki preiskavi)				
povprečje	13,3	2.055	3,8	95,2
stdev	0,3	4,7	0,4	0,4
cov	1,9 %	0,2 %	10,7 %	0,5 %

4.9.2 Preiskave malt v strjenem stanju

Na strjenih maltnih prizmah smo določali upogibno trdnost in tlačno trdnost skladno s standardom SIST EN 1015-11:2001, koeficient kapilarnega vpivanja vode po (modificiranem) standardu SIST EN 1015-18:2004 in merili časovni razvoj deformacij kot posledica krčenja malt. V preglednici 4.6 in 4.7 podajamo rezultate preiskav tlačnih in upogibnih trdnosti maltnih prizem M1 in M3a pred in po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«. Rezultati kažejo, da je tlačna trdnost pri obeh vrstah malte po zmrzovanju celo nekoliko višja kot pri vzorcih negovanih v običajnih pogojih. V primeru malte M1 so tlačne trdnosti zmrzovanih vzorcev od 1,3 do 11,3 % višje od vzorcev, negovanih v običajnih pogojih. Pri malti M3a je ta prirastek še nekoliko višji in znaša med 7,6 in 14,2 %. Notranje poškodbe, ki so nastale kot posledica obremenjevanja s cikli zmrzovanja/tajanja, ki smo jih evidentirali z meritvami časa prehoda UZ in določanjem DME, na tlačno trdnost niso imele pomembnega

vpliva. Višje tlačne trdnosti maltnih prizem po zmrzovanju/tajanju, so lahko posledica napredujoče karbonatizacije (M1) oziroma hidratacije (M3a) zaradi višje starosti vzorcev in/ali pospešene karbonatizacije oziroma hidratacije zaradi ugodnih pogojev v klimatski komori (vlaženje vzorcev, kroženje zraka, rel. vlažnost med 40 in 60 %). Po pričakovanju se je notranja poškodovanost vzorcev kot posledica ciklov zmrzovanja/tajanja veliko bolj odrazila na upogibnih trdnostih. Te so bile po ciklih zmrzovanja/tajanja v obeh primerih nižje kot pri običajno negovanih vzorcih – pri malti M1 od 41 do 43 %, pri malti M3a pa od 53 do 61 %.

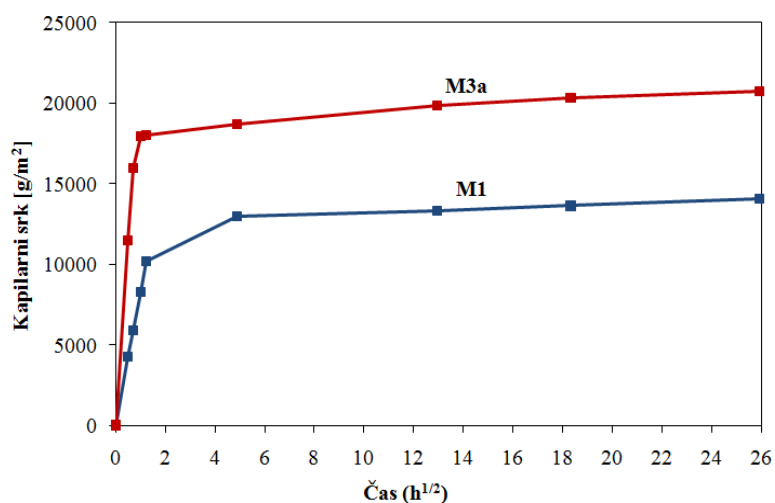
Preglednica 4.6: Rezultati preiskav tlačne in upogibne trdnosti maltnih prizem M1
Table 4.6: Compressive and flexural strength of mortar prisms M1

	f_{cm} (MPa)	f_{fm} (MPa)	starost	število
M1 – 1.serija, običajni pogoji				
povprečje	2,82	1,05	210	5/6
stdev	0,09	0,07		
cov	3 %	7 %		
M1 – 2.serija, običajni pogoji				
povprečje	3,10	1,01	220	3/3
stdev	0,09	0,10		
cov	3 %	10 %		
M1 – 2.serija, 50 ciklov zmrzovanja po EN				
povprečje	3,14	0,60	275	4/3
stdev	0,12	0,12		
cov	4 %	19 %		

Preglednica 4.7: Rezultati tlačnih in upogibnih preiskav maltnih prizem M3a
Table 4.7: Compressive and flexural strength of mortar prisms M3a

	f_{cm} (MPa)	f_{fm} (MPa)	starost	število
M3a – 1.serija, običajni pogoji				
povprečje	2,47	0,38	210	3/6
stdev	0,18	0,06		
cov	7 %	15 %		
M3a – 2.serija, običajni pogoji				
povprečje	2,62	0,33	200	3/3
stdev	0,22	0,07		
cov	8 %	22 %		
M3a – 2.serija, 50 ciklov zmrzovanja po EN				
povprečje	2,82	0,20	260	6/3
stdev	0,19	0,01		
cov	7 %	7 %		

Za določitev koeficienta kapilarnega vpijanja vode smo za vsako izmed analiziranih malt uporabili po tri preskušance, in sicer polovice prizem $4 \times 4 \times 16$ cm, preostale po opravljenem preskusu upogibne natezne trdnosti. Po preskusu upogibne natezne trdnosti smo stranske ploskve preskušancev oblepili z lepilnim trakom in zatesnili s silikonskim kitom z namenom preprečiti izhlapevanje vode na straneh. Zgornja in spodnja ploskev preskušancev sta ostali neoblepljeni. Preskušanci so bili s prelomljeno ploskvijo spodaj (slika 4.36 levo) postavljeni v posodo z 1 cm vode. Količino vsrkane vode smo določili na podlagi razlike med maso preskušancev, ki so bili stehtani v različnih časovnih intervalih po stiku z vodo, in sicer 0 minut (suh vzorec), 15 minut, 30 minut, 60 minut, 90 minut, 24 ur, 7 dni, 14 dni in 28 dni. Iz slike 4.36 desno vidimo, da v prvi uri preiskave pri obeh maltah vrednosti kapilarnega srka strmo naraščajo. Po eni uri preiskave znaša kapilarni srk malte M1 8.280 g/m^2 , pri malti M3a pa je več kot dvakrat večji in sicer 17.950 g/m^2 . Vrednosti kapilarnega srka nato zmerno naraščajo vse do 28. dne preiskave in se pri malti M1 ustalijo pri 14.050 g/m^2 , pri malti M3a pri 20.730 g/m^2 . Količina vsrkane vode je torej pri malti M3a za približno 48 % višja kot pri malti M1. Podobno smo ugotavljali tudi pri preiskavah vodovpojnosti v točki 4.1, kjer smo pri malti M3a dobili 42 % višje vrednosti v primerjavi z malto M1.

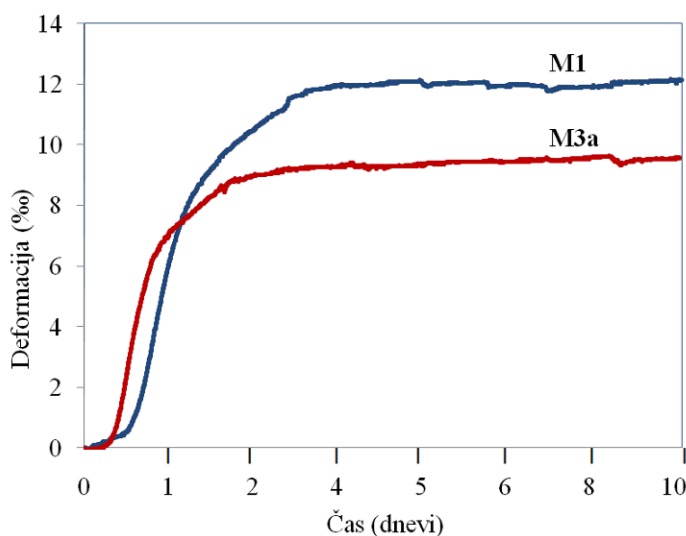


Slika 4.36: Rezultati meritev kapilarnega srka maltnih prizem M1 in M3a

Fig. 4.36: Results of water absorption due to capillary action of mortar prisms M1 and M3a

Na maltah M1 in M3a smo spremljali tudi časovni razvoj deformacij, ki se pojavijo kot posledica krčenja malte. Uporabili smo opremo razvito na Katedri za preskušanje materialov in konstrukcij na FGG. Pri meritvah vsake izmed malt smo uporabili štiri kalupe

dimenzij 2 x 6 x 25 cm in osem merilcev pomikov (dva za vsak preskušavec) z natančnostjo 10 μm . Glavna prednost merilne opreme je, da omogoča spremljanje deformacij od samega začetka, torej od vgradnje malte v kalup. Opisana merilna oprema omogoča tudi boljšo oceno dejanskega (in situ) obnašanja malt v primerjavi z bivšim jugoslovanskim standardom JUS B.C8.029, po katerem se običajno izvajajo meritve deformacij zaradi krčenja malt. Omenjeni standard predvideva, da se preskušanci pred začetkom meritev pustijo v kalupu najmanj tri dni, da dosežejo ustrezno trdnost. Kot prikazujemo na sliki 4.37, se je pri obeh maltah večji del deformacij zaradi krčenja oblikoval v prvih treh dneh od vgraditve malt v kalupe (11,5 ‰ pri M1 in 9,2 ‰ pri M3a). Podoben rezultat je dobil tudi Bosiljkov (2000), ki je ugotavljal, da lahko pri apnenih maltah, pri katerih začnemo z meritvami krčenja, ko so le-te stare tri dni, pričakujemo zgolj 0,2 ‰ prirastka vrednosti krčenja v obdobju dveh mesecev. Podobno kot pri preiskavah spremembe prostornine injekcijskih mešanic (točka 3.4, preglednica 3.10), ima dodatek žlindre tudi pri maltah ugoden vpliv na velikost deformacij zaradi krčenja.



Slika 4.37: Povprečne deformacije malt M1 in M3a zaradi krčenja – prikaz postopka in rezultati
Fig. 4.37: Average deformations due to shrinkage of mortars M1 and M3a – measurement procedure and results

4.9.3 Določanje površinske odpornosti malte s »scratch« testom

Da bi ocenili površinsko odpornost malte pred in po zmrzovanju/tajanju, smo uporabili tako imenovani »scratch« test. Razvoj »scratch« testa je narekovala potreba po preprosti metodi, s katero bi lahko na terenu ovrednotili odpornost zidarske malte (Lawrence in Samarasinghe, 1998). Preliminarni rezultati kažejo, da so glavni dejavniki, ki vplivajo na površinsko

odpornost malte, način zaključne obdelave spojníc, vrsta malte in vrsta uporabljenega agregata (Testone in sod., 2004). Osnovni princip testa je meritev odpornosti malte pri vrтанju s svedrom križnega prereza s premerom 6 mm s pritiskom, ki se izvaja preko vzmeti s togostjo 0,78 N/mm (slika 4.38). Meritev poteka tako, da instrument pritrdimo v izbrani točki, zavrtimo sveder za dva polna obrata, ga uravnesimo, nato pa po petih polnih obratih odčitamo rezultat. Rezultat meritve je globina penetracije v mm, ki jo imenujemo »scratch« indeks in je določen kot povprečna vrednost meritev na najmanj petih lokacijah.



Slika 4.38: Izvedba »scratch« testa na zidku M1/5 pred zmrzovanjem/tajanjem
Fig. 4.38: Scratch test on wallet M1/5 before exposure to freeze/thaw cycles

V preglednici 4.8 podajamo rezultate »scratch« testa, izvedenega na opečnem zidku M1/5 in opečnem zidku M3a/6 pred in po 150-ih ciklih zmrzovanja/tanja. Da bi pridobili čim večjo bazo rezultatov, smo na obeh zidkih pred in po zmrzovanju/tajanju izvedli pet meritev na zgornji vodoravni spojnici, pet meritev na spodnji vodoravni spojnici in pet meritev na srednji navpični spojnici. Meritve smo obakrat izvedli v z vodo zasičenem stanju.

Preglednica 4.8: Rezultati »scratch« testa na zidkih M1 in M3a
Table 4.8: Scratch test results on wallets M1 and M3a

	»Scratch« indeks v običajnih pogojih s_0 (mm)	»Scratch« indeks po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja s_{150} (mm)
Opečni zidek M1 (15 meritev, starost 348/369 dni)		
povprečje	0,36	0,64
stdev	0,08	0,10
cov	21,8 %	15 %
Opečni zidek M3a (15 meritev, starost 347/368 dni)		
povprečje	0,21	0,38
stdev	0,05	0,04
cov	25,2 %	10,8 %

Rezultati meritev, podani v preglednici 4.8, kažejo, da je globina penetracije v malto M1 izmerjena s »scratch« testom za okoli 71 % višja kot pri malti M3a. »Scratch« indeks namreč znaša v primeru malte M1 0,36 mm, pri malti M3a pa 0,21 mm. Po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja se globina penetracije v malti M1 poviša za 78 %, in sicer na 0,64 mm, pri malti M3a pa za 81 %, to je na 0,38 mm. Malta M3a v osnovi in tudi po zmrzovanju/tajanju izkazuje višjo površinsko odpornost v primerjavi z malto M1. Stopnja zmanjšanja površinske odpornosti malte ovrednotena s »scratch« testom je po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja pri obeh vrstah malte primerljiva.

4.9.4 Tlačna trdnost opečnih zidakov

Tlačno trdnost opečnih zidakov smo določali po standardu SIST EN 772-1:2002. Da bi zagotovili ravnost in medsebojno vzporednost obremenjenih površin, smo jih pred tlačno preiskavo izravnali s cementno pasto. Za zagotovitev kakovostnega stika med cementno pasto in zidaki, smo morali le-te pred izvedbo izravnave namočiti. Da bi zagotovili primerljivo stopnjo vlažnosti vzorcev, smo pred preiskavo tlačne trdnosti vse vzorce sušili do konstantne mase pri $105\text{ °C} \pm 5\text{ °C}$. Preiskavo tlačne trdnosti (slika 4.39) smo izvedli na hidravlični preši kapacitete 5.000 kN z enakomernim nanašanjem sile vse do porušitve.



Slika 4.39: Opečni zidak pred (levo) in po preiskavi tlačne trdnosti (desno)
Fig. 4.39: Brick unit before (left) and after compressive strength test (right)

Povprečno tlačno trdnost opečnega zidaka f_b smo izračunali po enačbi:

$$f_b = \frac{F_i}{A_i}, \quad (4.5)$$

kjer je F_i maksimalna sila, A_i obremenjena površina opečnega zidaka. Normirano tlačno trdnost opečnega zidaka f_{bc} smo izračunali po enačbi:

$$f_{bc} = f_b \cdot \alpha \cdot \delta, \quad (4.5)$$

kjer je α koeficient kondicioniranja (0,8 – vzorci sušeni do konstantne mase pri $105 \text{ °C} \pm 5 \text{ °C}$, 1,0 – vzorci 14 dni negovani v laboratorijskih pogojih, 1,2 – z vodo zasičeni vzorci) in δ oblikovni koeficient. V preglednici 4.9 vidimo da pri opečnih zidkih, hranjenih v običajnih pogojih, in opečnih zidkih, izpostavljenih 50–im ciklom zmrzovanja po »EN postopku«, ni večjih razlik. Povprečna normirana tlačna trdnost f_{bc} znaša za opečne zidake hranjene v običajnih pogojih 32,2 MPa, za zidake izpostavljene 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja pa 32,1 MPa. Glede na poškodovanost vzorcev po 25–ih ciklih zmrzovanja po »JUS postopku« dobimo v tem primeru pričakovano najnižje vrednosti, in sicer 26,6 MPa.

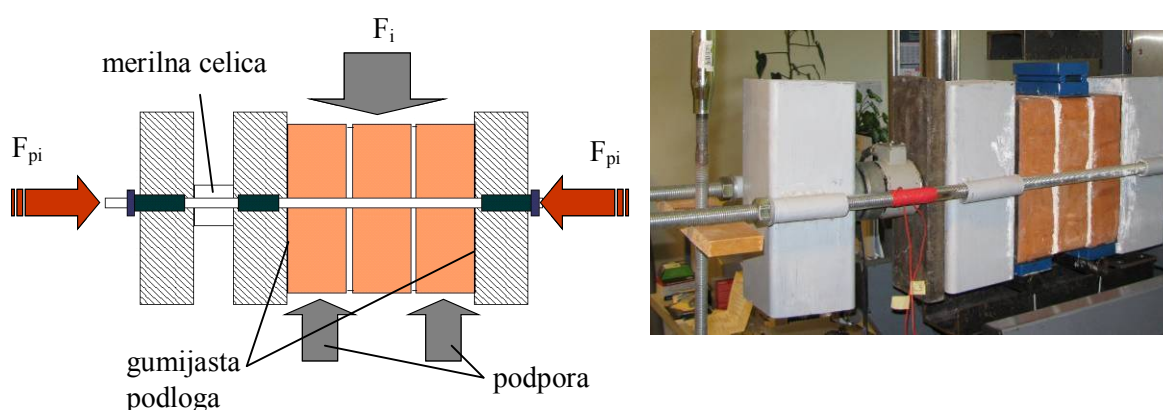
Preglednica 4.9: Rezultati tlačnih preiskav opeke
Table 4.9: Compressive strenghts of analysed brick units

	f_b (MPa)	f_{bc} (MPa)	α (-)	δ (-)
Običajni pogoji				
povprečje	49,7	32,2	0,8	0,81
stdev	2,8			
cov	7 %			
50 ciklov zmrzovanja po »EN postopku«				
povprečje	49,6	32,1	0,8	0,81
stdev	3,8			
cov	8 %			
25 ciklov zmrzovanja po »JUS postopku«				
povprečje	41,1	26,6	0,8	0,81
stdev	2,2			
cov	5 %			

4.9.5 Lastnosti stičnega območja med malto in zidakom

Če želimo pojasniti določene mehanske, fizikalne in trajnostne lastnosti zidovine, ki predstavlja kompozitni material iz zidakov in malte, moramo kot tretji sestavni del kompozita (poleg zidaka in malte) vpeljati stično območje med zidakom in malto v spojnici. Stično območje debeline nekaj μm ima določene specifične lastnosti v primerjavi z nakopičeno malto v spojnici. Običajno je bolj porozno in ima nižje trdnostne karakteristike. Zato velikokrat prav stično območje kontrolira velikost napetosti, ki se lahko prenašajo med zidaki in malto v spojnicah. Na mehanske, fizikalne in trajnostne lastnosti stičnega območja vpliva veliko dejavnikov. Najpomembnejši med njimi so lastnosti zidaka (sestava, struktura površine, vlažnost in vodovpojnost), lastnosti malte (sestava, dodatki, zrnastostna sestava peska, poroznost in sposobnost zadrževanja vode), okolje (prašnost zidakov, temperatura in relativna vlaga), način zidanja in nega preskušancev (Bokan-Bosiljkov in sod., 1997). Nekateri avtorji kot najpomembnejši samostojni dejavnik, ki vpliva na lastnosti stičnega območja, izpostavljajo stopnjo začetne vodovpojnosti zidakov (Goodwin in West, 1980). Drugi ugotavljajo, da ima na trdnost stika prevladujoč vpliv prisotnost nadmernih zrn v agregatu 0/4 mm, tako da vpliv ostalih dejavnikov ne pride do veljave (Bokan-Bosiljkov in sod., 1997). Prisotnost večjih zrn v stiku namreč zmanjša aktivno stično površino in s tem tudi trdnost stika med malto in zidaki (Bosiljkov, 2000). Lawrence in Cao (1987) sta ugotovila, da na trdnost stika med malto in zidaki vplivajo predvsem hidrationski produkti cementne malte,

ki se tvorijo na površini zidakov in prodirajo v pore zidakov. Pri tem ima pomembno vlogo začetna vlažnost zidakov. Detajlno študijo različnih parametrov, ki vplivajo na stično območje med malto in zidakom, je opravil Groot (1993). Avtor poudarja, da na tvorbo hidratacijskih produktov cementne malte v območju stika vpliva predvsem transport vode med malto in zidakom. Ta je odvisen od vodovpojnosti zidakov in sposobnosti zadrževanje vode pri malti. Armelao s sodelavci (2000) je pri preiskavah stika zidaka in apnene malte izpostavil možnost, da apno prodira v opečne zidake in karbonatizira v porah zidakov. To vodi do adhezije med malto in zidakom. Za določitev lastnosti stičnega območja med malto in zidakom smo uporabili t.i. triplet test, ki smo ga izvedli skladno s standardom SIST EN 1052-3:2004. Standardne preiskave za določanje strižne trdnosti s triplet testom nam veliko povedo o pričakovani strižni trdnosti stičnega območja, vendar z njimi ne moremo zajeti vpliva zidarske zveze in zapolnjenosti navpičnih spojníc (Bosiljkov, 2000). Da bi določili začetno strižno trdnost oziroma adhezijo med malto in opeko v naležni spojnici, moramo strižne preiskave izvesti pri treh ravneh predkompresijske napetosti: 0,2 MPa, 0,6 MPa in 1,0 MPa. V našem primeru je bilo za prvo raven potrebno vnesti silo velikosti 6 kN, za drugo raven 18 kN in za tretjo 30 kN. Da bi zagotovili konstantno predobremenitev, smo morali izdelati poseben okvir, ki je objel preiskušane. Okvir smo sestavili iz togih jeklenih prečk, zalitih z betonom. Na sliki 4.40 podajamo shematski prikaz izvedbe triplet testa, kjer je z rdečima puščicama označeno mesto vnosa predkompresijske sile F_{pi} , z odebeljeno sivo puščico mesto vnosa strižne sile F_t in z ožjima sivima puščicama mesta podpor preskušanca. Pred začetkom strižne preiskave smo z zategovanjem matic na okvirju v preskušane vnesli zahtevano raven predkompresijske napetosti. Da bi zagotovili kakovosten stik med jekleno prečko in zidakom, smo uporabili gumijasto podlogo.



Slika 4.40: Shematski prikaz in dejanska izvedba triplet testa (Čepon, 2004)

Fig. 4.40: Schematic representation and execution of a triplet test (Čepon, 2004)

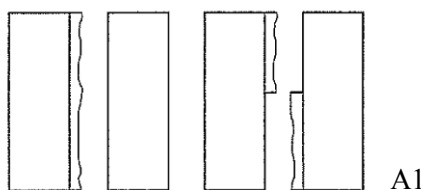
Kot se je pokazalo pri predhodnih preiskavah, je pri izvedbi triplet testa zagotavljanje konstantne ravni predkompresije lahko problematično (Čepon, 2004). Da bi preprečili večja odstopanja ravni predompresijske napetosti od dopustnih 2 %, ki jih predvideva standard, smo med merilno celico, s katero smo merili velikost sile, in togo prečko namestili jekleno ploščo debeline 18 mm. Vmes smo, v odvisnosti od ravni predkompresije, namestili krožnikaste jeklene vzmeti različnih karakteristik. Vloga vzmeti je bila kompenzacija pomikov pravokotno na smer strižne obremenitve. Za vsako raven predkompresije smo morali izbrati pravilne vzmeti z dovolj veliko nosilnostjo in zadostnim možnim pomikom. Preiskave smo izvedli na preskušancih, negovanih v običajnih pogojih, ter preskušancih, ki so bili izpostavljeni 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«. Za vsak preskušanec smo izračunali predkompresijsko napetost f_{pi} po enačbi:

$$f_{pi} = \frac{F_{pi}}{A_i}, \quad (4.7)$$

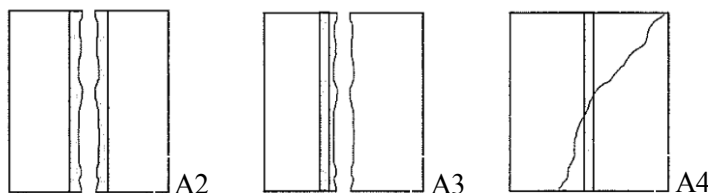
kjer je F_{pi} predkompresijska sila in A_i površina prereza vzorca. Strižno trdnost f_{v0i} posameznega preskušanca smo izračunali po enačbi:

$$f_{v0i} = \frac{F_{imax}}{2A_i}, \quad (4.8)$$

kjer je F_{imax} maksimalna strižna sila. V preglednici 4.10 in preglednici 4.11 podajamo predkompresijsko napetost f_{pi} , doseženo strižno trdnost f_{v0i} in pomik u_{max} , ki smo ga pri tej strižni trdnosti dosegli. Skladno z zahtevami standarda moramo zabeležiti tudi način porušitve. Možne načine porušitve prikazujemo na slikah 4.41 in 4.42.



Slika 4.41: A1 – strižna porušitev stika zidak/malta na eni ali obeh ploskvah
Fig. 4.41: A1 – shear failure in the unit/mortar bond area on one or two unit faces



Slika 4.42: A2 – strižna porušitev v malti, A3 – strižna porušitev v zidaku, A4 – drobljenje ali cepitev zidaka
Fig. 4.42: A2 – shear failure in the mortar, A3 – shear failure in the unit, A4 – crushing or splitting failure in the units

Če pride do strižne porušitve v zidaku (A3) ali do drobljenja ali cepitve zidaka (A4), potem so potrebne bodisi dodatne preiskave, dokler vsaj trikrat ne dosežemo načina porušitve A1 ali A2, bodisi je mogoče tak rezultat upoštevati kot spodnjo mejo strižne trdnosti. Pri tem ga ne smemo uporabiti pri vrednotenju karakteristične začetne strižne trdnosti f_{v0k} . Če je to potrebno, lahko uporabimo drugo raven predkompresije, da dosežemo ustrezen način porušitve (A1 ali A2). Iz preglednic 4.10 in 4.11 ter slike 4.43 vidimo, da med trojčki iz malte M1, negovanimi v običajnih pogojih, in tistimi, ki so bili izpostavljeni 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« sicer ni bistvenih razlik, so pa povprečne vrednosti nekoliko višje pri vzorcih, ki so bili izpostavljeni zmrzovanju. Pri začetni ravni predkompresije 0,20 MPa znašata povprečna strižna trdnost f_{v0} in pripadajoči maksimalni pomik u_{max} za običajno negovane vzorce 0,23 MPa in 0,80 mm, po zmrzovanju 0,26 MPa in 0,76 mm. Pri vmesni vrednosti predkompresije 0,60 MPa je povprečna strižna trdnost približno enaka in znaša 0,55 oziroma 0,54 MPa. Pri vzorcih negovanih v običajnih pogojih, je dosežena pri višji vrednosti pomika (1,28 mm – običajni pogoji, 1,15 mm zmrzovanje/tajanje). Pri končni ravni predkompresije 1,0 MPa je pri doseženi strižni trdnosti pomik nižji pri vzorcih negovanih v običajnih pogojih (1,74 mm-običajni pogoji, 1,87 mm zmrzovanje). Pri večini opravljenih testov je prišlo do porušitve A1. Eden izmed vzorcev, pozidan z malto M1, ki so bili izpostavljeni zmrzovanju/tajanju, se je pri vnašanju predkompresije do vrednosti 1,0 MPa porušil na način A4.

Preglednica 4.10: Strižne preiskave trojčkov M1, negovanih v običajnih pogojih
Table 4.10: Triplet tests of specimens M1 stored in normal conditions

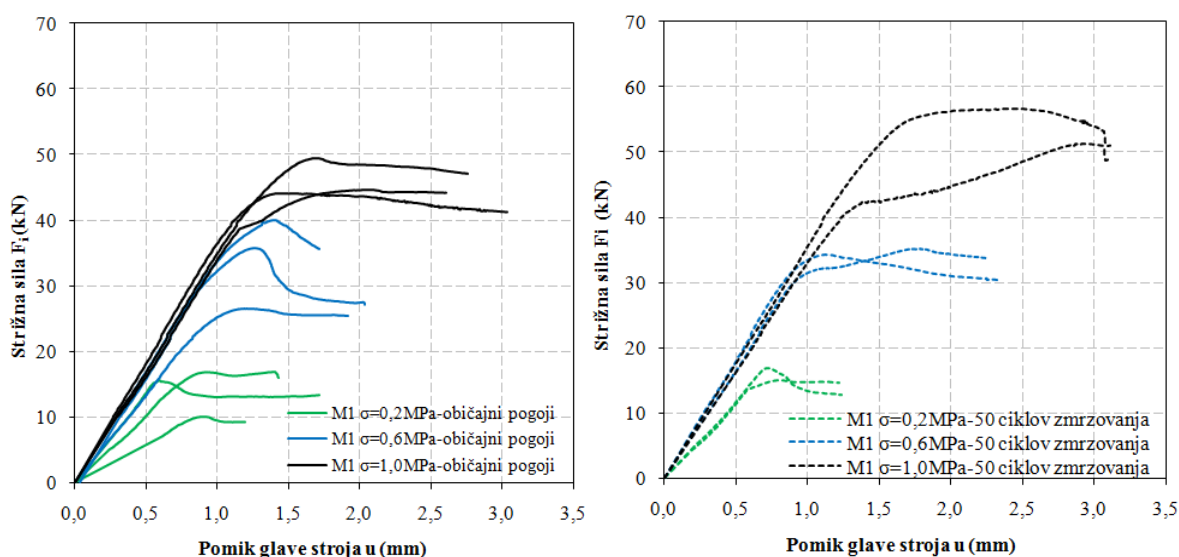
	f_{pi} (MPa)	f_{v0i} (MPa)	u_{max} (mm)	način porušitve
Raven predkompresije 0,2 MPa – običajni pogoji (3 vzorci, starost 205 dni)				
povprečje	0,20	0,23	0,80	A1
stdev	0,01	0,06	0,18	
cov	3 %	25 %	23 %	
Raven predkompresije 0,6 MPa – običajni pogoji (3 vzorci, starost 205 dni)				
povprečje	0,58	0,55	1,28	A1
stdev	0,00	0,11	0,11	
cov	0 %	20 %	8 %	
Raven predkompresije 1,0 MPa – običajni pogoji (3 vzorci, starost 205 dni)				
povprečje	0,99	0,75	1,74	A1
stdev	0,02	0,05	0,28	
cov	2 %	6 %	16 %	

Preglednica 4.11: Rezultati strižnih preiskav trojčkov M1, izpostavljenih 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«

Table 4.11: Triplet tests of specimens M1 subjected to 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«

	f_{pi} (MPa)	f_{v0i} (MPa)	u_{max} (mm)	način porušitve
Raven predkompresije 0,2 MPa – 50 ciklov zmrzovanja (2 vzorca, starost 215dni)				
povprečje	0,19	0,26	0,76	A1
stdev	-	-	-	
cov	-	-	-	
Raven predkompresije 0,6 MPa – 50 ciklov zmrzovanja (2 vzorca, starost 215dni)				
povprečje	0,59	0,54	1,15	A1
stdev	-	-	-	
cov	-	-	-	
Raven predkompresije 1,0 MPa – 50 ciklov zmrzovanja (2 vzorca, starost 215dni)				
povprečje	0,96	0,81	1,87	A1, A4*
stdev	-	-	-	
cov	-	-	-	

* Na enem vzorcu je prišlo pri ravni predkompresije 1,0 MPa med strižno preiskavo do porušitve A4. Izvrednoteno vrednost tu in na sliki 4.44 upoštevamo. Skladno z zahtevami standarda je nismo upoštevali pri izračunu začetne karakteristične strižne trdnosti f_{v0k} , prikazane na sliki 4.45 in v preglednici 4.14.



Slika 4.43: Strižna preiskava trojčkov iz malte M1 pred (levo) in po 50–ih ciklih zmrzovanja po »EN postopku« (desno)

Fig. 4.43: Triplet test of specimens M1 before (left) and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure« (right)

Pri trojčkih iz malte M3a, negovanih v običajnih pogojih, in tistimi, ki so bili izpostavljeni 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« v preglednicah 4.12 in 4.13 ter na sliki 4.44 vidimo precejšnje razlike. Pri prvih dveh ravneh predkompresije 0,20 in 0,60 MPa sta dosežena strižna trdnost f_{v0} ter pripadajoči maksimalni pomik u_{max} višja pri vzorcih, ki smo jih izpostavili zmrzovanju/tajanju. Pri končni ravni predkompresije 1,0 MPa sta doseženi strižni trdnosti približno enaki, pripadajoči pomik pa je zopet višji pri vzorcih, ki smo jih izpostavili zmrzovanju. Tako kot pri trojčkih sezidanih iz malte M1, se je tudi pri trojčkih M3a večina vzorcev porušila na način A1 – torej po stiku med zidakom in malto. Dva vzorca, izpostavljena zmrzovanju/tajanju, sta se pod ravnjo predkompresije 1,0 MPa med strižno preiskavo porušila na način A4. Boljši rezultati na trojčkih M1 in M3a po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja pri nižjih ravneh predkompresije, bi lahko bile posledica izboljšane stika med zidakom in malto zaradi pospešene karbonatizacije pri trojčkih M1 oziroma pospešene hidratacije žlindre pri trojčkih M3a pri izpostavitvi vzorcev zmrzovanju/tajanju v klimatski komori.

Preglednica 4.12: Strižne preiskave trojčkov iz malte M3a negovanih v običajnih pogojih
Table 4.12: Triplet tests of specimens M3a stored in normal conditions

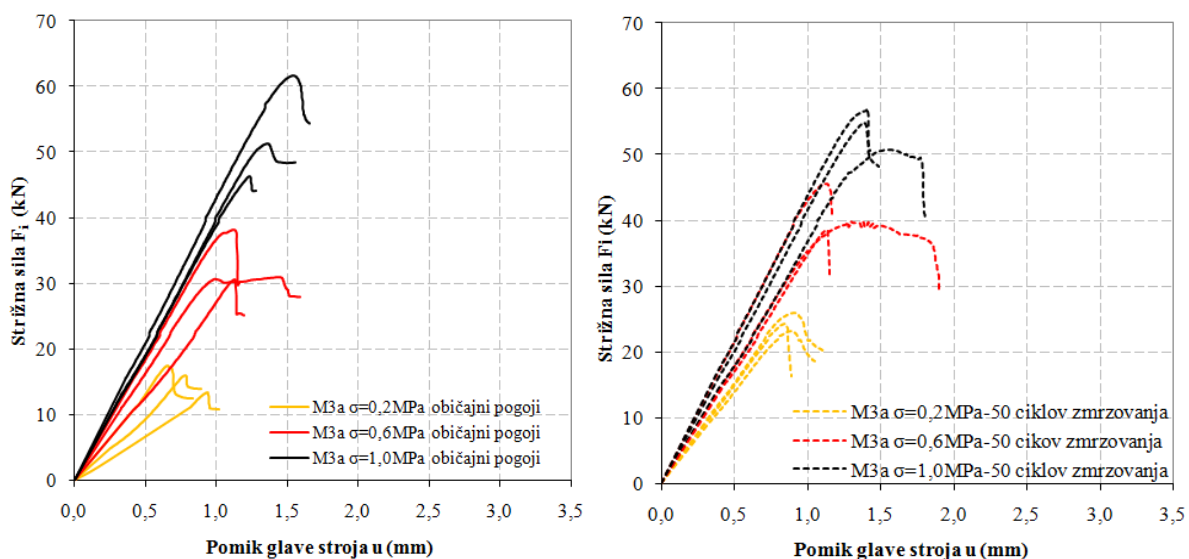
	f_{pi} (MPa)	f_{v0i} (MPa)	u_{max} (mm)	način porušitve
Raven predkompresije 0,2 MPa – običajni pogoji (3 vzorci, starost 195 dni)				
povprečje	0,20	0,25	0,79	A1
stdev	0,00	0,03	0,14	
cov	1 %	13 %	18 %	
Raven predkompresije 0,6 MPa – običajni pogoji (3 vzorci, starost 195 dni)				
povprečje	0,59	0,54	1,07	A1
stdev.	0,00	0,07	0,08	
cov.	1	13	7	
Raven predkompresije 1,0 MPa – običajni pogoji (3 vzorci, starost 195 dni)				
povprečje	0,99	0,86	1,38	A1
stdev	0,01	0,13	0,15	
cov	1 %	15 %	11 %	

Preglednica 4.13: Strižne preiskave trojčkov iz malte M3a izpostavljenih 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«

Table 4.13: Triplet tests of specimens M3a subjected to 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure«

	f_{pi} (MPa)	f_{v0i} (MPa)	u_{max} (mm)	način porušitve
Raven predkompresije 0,2 MPa – 50 ciklov zmrzovanja (3 vzorci, starost 195 dni)				
povprečje	0,20	0,40	0,88	A1
stdev	0,00	0,02	0,04	
cov	2 %	6 %	4 %	
Raven predkompresije 0,6 MPa – 50 ciklov zmrzovanja (3 vzorci, starost 195 dni)				
povprečje	0,58	0,67	1,19	A1
stdev	0,00	0,06	0,10	
cov	0 %	9 %	8 %	
Raven predkompresije 1,0 MPa – 50 ciklov zmrzovanja (3 vzorci, starost 195 dni)				
povprečje	0,97	0,88	1,45	A1,A4*
stdev	0,01	0,05	0,09	
cov	1 %	6 %	6 %	

* Na dveh vzorcih je prišlo pri ravni predkompresije 1,0 MPa med strižno preiskavo do porušitve A4. Izvrednotene vrednosti tu in na sliki 4.44 upoštevamo. Skladno z zahtevami standarda jih nismo upoštevali pri izračunu začetne karakteristične strižne trdnosti f_{v0k} , prikazane na sliki 4.45 in v preglednici 4.14.



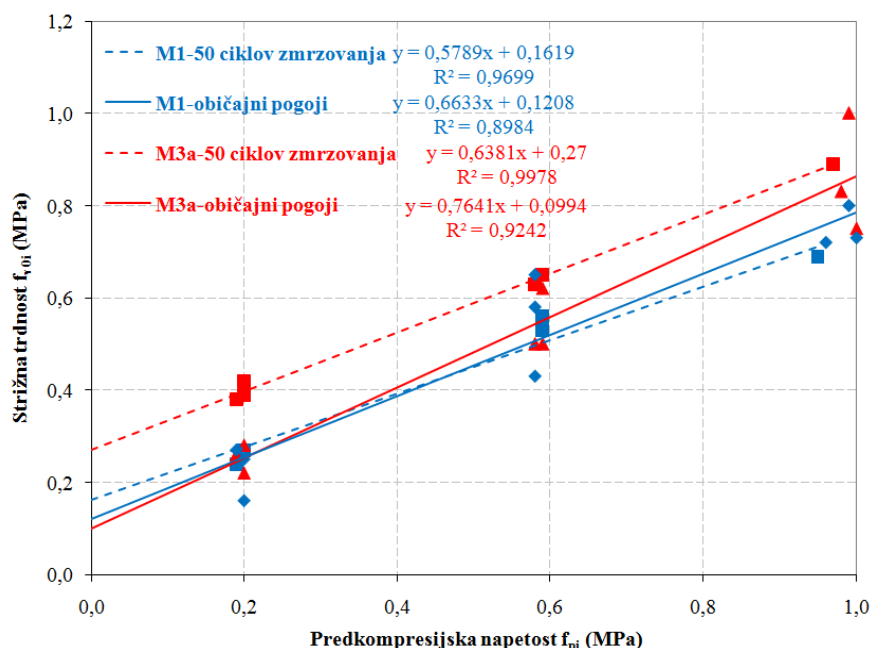
Slika 4.44: Strižna preiskava trojčkov iz malte M3a pred (levo) in po 50-ih ciklih zmrzovanja po »EN postopku« (desno)

Fig. 4.44: Triplet test of specimens M3a before (left) and after 50 freeze/thaw cycles according to »EN procedure« (right)

Porušni mehanizem strižno obremenjenih zidnih spojníc pod zmerno ravno predkompresije lahko opišemo z Mohr-Coulombovim strižnim zakonom (Lourenço in sod., 2004), po katerem zvezo med strižno trdnostjo f_{v0i} in predkompresijsko napetostjo f_{pi} definiramo z enačbo:

$$f_{v0i} = f_{v0} + \tan \alpha \cdot f_{pi}, \quad (4.9)$$

kjer je f_{v0} začetna strižna trdnost in α kot notranjega trenja na stiku med zidakom in malto. Vrednost $\tan \alpha$ v osnovi predstavlja koeficient notranjega trenja. Na sliki 4.45 prikazujemo razmerja med strižnimi trdnostmi f_{v0i} in ravnmi predkompresije f_{pi} za opečne trojčke pozidane z malto M1 in M3a negovane v običajnih pogojih, ter tiste, ki so bili izpostavljeni 50 ciklom zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«. Začetek posamezne daljice označuje začetno strižno trdnost f_{v0} , naklon daljice pa kot notranjega trenja α , ki je definiran kot odpornost zidovine napram strižnim napetostim.



Slika 4.45: Razmerje med strižno trdnostjo in ravno predkompresije pri strižni preiskavi
Fig. 4.45: Relationship between shear strength and precompression level at triplet test

V preglednici 4.14 so rezultati, prikazani na sliki 4.45, podani še tabelarično. Podajamo začetne strižne trdnosti f_{v0} , karakteristične začetne strižne trdnosti $f_{v0k} = 0,8 f_{v0}$ ter kote notranjega trenja α in vrednosti $\tan \alpha$.

Preglednica 4.14: Končni rezultati strižnih preiskav opečnih trojčkov
Table 4.14: Final results of triplet tests

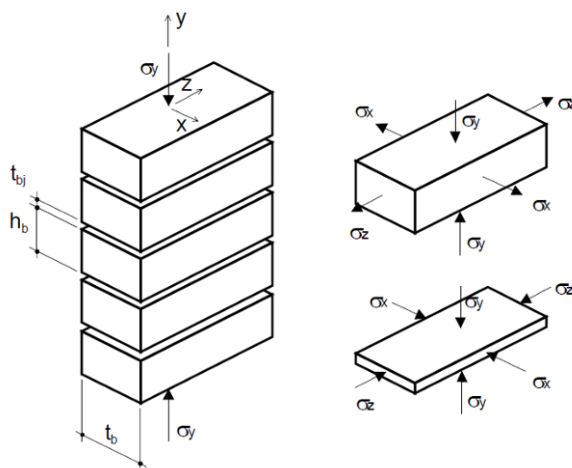
	f_{v0} (MPa)	f_{v0k} (MPa)	α (°)	$\tan \alpha$ (-)
M1 – običajni pogoji	0,121	0,097	33,6°	0,66
M1 – 50 ciklov	0,162	0,130	30,1°	0,58
M3a – običajni pogoji	0,099	0,080	37,4°	0,76
M3a – 50 ciklov	0,270	0,216	32,5°	0,64

Če primerjamo rezultate trojčkov M1 in M3a, negovanih v običajnih pogojih, vidimo, da so začetne strižne trdnosti f_{v0} pri vzorcih, pozidanih z malto M1, sicer za 22 % višje kot pri vzorcih, pozidanih z malto M3a, vendar dobimo pri trojčkih M3a za 11,3 % večji kot notranjega trenja. Kot vidimo na sliki 4.45, so zaradi večjega kota notranjega trenja že pri ravni predkompresije, višji od 0,3 MPa, strižne trdnosti trojčkov, pozidanih z malto M3a, večje kot pri trojčkih, pozidanih z malto M1. Rezultati kažejo, da je bil ne glede na višje začetne strižne trdnosti vzorcev M1, pri trojčkih M3a dosežen močnejši stik med malto in

zidakom. Primerjava rezultatov strižne preiskave trojčkov, negovanih v običajnih pogojih in trojčkov, izpostavljenih 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja, pokaže večje razlike. Začetne strižne trdnosti trojčkov izpostavljenih zmrzovanju/tajanju, so pri trojčkih M3a za kar 173 %, pri trojčkih M1 pa za 34 % višje od vzorcev, negovanih v običajnih pogojih. Kljub temu, je pri obeh vrstah uporabljene malte po zmrzovanju/tajanju manjši kot notranjega trenja. V primeru trojčkov M1 je kot notranjega trenja manjši za 10,4 %, pri trojčkih M3a pa za 13,1 %. Posledica manjšega kota notranjega trenja je, da so za višje ravni predkompresije (pri M1 od 0,5 MPa, pri M3a pa od okoli 1,5 MPa naprej) strižne trdnosti trojčkov, negovanih v običajnih pogojih, višje od strižnih trdnosti trojčkov, izpostavljenih zmrzovanju/tajanju. Za nižje ravni predkompresije dosežemo za vzorce, izpostavljene zmrzovanju/tajanju, višje strižne trdnosti. Višje začetne strižne trdnosti zmrzovanih vzorcev bi lahko bile posledica izboljšane stika med malto in zidaki – v primeru trojčkov M1 zaradi pospešene karbonatizacije, v primeru trojčkov M3a zaradi pospešene hidratacije žlindre pri preiskavi vzorcev v klimatski komori. Zmanjšanje kota notranjega trenja po zmrzovanju/tajanju pomeni, da bi pri višjih ravneh predkompresije dobili nižje strižne trdnosti. To lahko pripišemo poškodbam malte v spojnica zaradi ciklov zmrzovanja/tajanja. Zanimiva je primerjava dobljenih vrednosti z rezultati, ki sta jih na trojčkih pozidanih enkrat s podaljšano cementno-apneno in drugič z apneno malto pri strižni («triplet») preiskavi, predstavila Zimmermann in Strauss (2011). Karakteristične začetne strižne trdnosti trojčkov pozidanih z apneno malto so bile precej nižje kot v našem primeru in sicer 0,01 MPa pri karakterističnem koeficientu notranjega trenja ($0,8 \tan \alpha$) 0,51. Pri trojčkih pozidanih s podaljšano cementno-apneno malto (karakteristična začetna strižna trdnosti 0,168 MPa, karakteristični koeficient notranjega trenja 0,567), sta avtorja dobila pričakovano višje vrednosti kot pri apneni malti. V našem primeru smo tako z uporabo malte M1, predvsem pa malte M3a, dosegli trdnost stičnega območja, ki je primerljiva s trdnostjo stika pri trojčkih pozidanih iz cementno-apnene malte, ki sta jih testirala omenjena avtorja. Čeprav so karakteristične začetne strižne trdnosti (za preskušance negovane v običajnih pogojih) pri M1 in M3a nižje, pa primerjava že pri ravni predkompresije 1,0 MPa, zaradi višjih karakterističnih koeficientov notranjega trenja, kaže drugačno sliko. Karakteristična strižna trdnost trojčkov pri ravni predkompresije 1,0 MPa znaša 0,625 MPa pri M1 in 0,69 MPa pri M3a. Karakteristične strižne trdnosti, ki jih pri tej ravni predkompresije dobimo iz rezultatov preiskav Zimmermanna in Straussa pa znašajo 0,52 MPa za preskušance grajene z apneno malto in 0,735 MPa za preskušance grajene s podaljšano cementno-apneno malto.

4.10 Tlačne preiskave opečnih zidkov

Zidovina je heterogen in anizotropen kompozitni material. Njene mehanske lastnosti (vključno s tlačno trdnostjo) so pogojene z lastnostmi sestavin (malte in zidakov), njihovega prostorninskega razmerja in z lastnostmi stičnega območja med zidaki in plastmi malte (Bosiljkov in Žarnić, 1997). Sarangapani (Sarangapani in sod., 2005), ki je raziskoval povezavo med tlačno trdnostjo zidovine ter sprijemno strižno in sprijemno upogibno natezno trdnostjo (»bond wrench«) stičnega območja med malto in zidakom, je ugotovil, da višja trdnost stičnega območja ob nespremenjeni tlačni trdnosti malte pomeni tudi višjo tlačno trdnost zidovine. Opečno zidovino pozidano iz apnene malte sestavljata dva materiala z dokaj različnimi lastnostmi – relativno podajna apnena malta in togi opečni zidaki. Pod enosno tlačno obremenitvijo ima malta zaradi večje podajnosti v primerjavi z opečnim zidakom tendenco večjega prečnega deformiranja od opeke. Ker sta malta in opečni zidak povezana, opečni zidak ovira prečne deformacije malte. Zaradi enosne tlačne obremenitve zidovine in posledičnih napetosti zaradi oviranih prečnih deformacij malte se v maltnih spojnicih in opečnih zidkih formirata sledeči napetostni stanji: triosno tlačno napetostno stanje v maltni spojnici ter dvoosno natezno in enosno tlačno napetostno stanje v opečnem zidaku (prikazano na sliki 4.46). Takšno napetostno stanje ob povečevanju tlačne obtežbe vodi do oblikovanja navpičnih razpok zaradi prekoračenih cepilnih nateznih trdnosti opečnih zidakov (Mc Nary in Abrams, 1985).



Slika 4.46: Tlačno obremenjena opečna prizma in napetostno stanje v zidaku in maltni spojnici (Mc Nary in Abrams, 1985)

Fig. 4.46: Masonry prism subjected to vertical compression and stress state for brick and mortar elements (Mc Nary and Abrams, 1985)

Po ugotovitvah Gumaste in sodelavcev (2007) se v primeru, ko so opečni zidaki bolj podajni od malte (kar v našem primeru sicer ne velja), v zidovini pod enoosno tlačno obremenitvijo vzpostavi drugačno napetostno stanje – enoosno tlačno in dvoosno natezno napetostno stanje v opečnem zidaku in triosno tlačno napetostno stanje v maltni spojnici.

Tlačno trdnost in modul elastičnosti opečnih zidkov smo določali skladno s standardom SIST EN 1052-1:1999 in sicer na treh preskušancih v posamezni seriji. Dimenzije posameznih preskušancev so znašale približno 51 x 51 x 12 cm. V okviru tlačnih preiskav smo določali lastnosti zidkov, pozidanih z maltama M1 in M3a, ki so bili negovani v običajnih pogojih, izpostavljeni 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja (z in brez ometa), ter zidkov, izpostavljenih 150–im ciklom zmrzovanja/tajanja (brez ometa). Da bi, kot to zahteva standard, zagotovili popoln stik s preiskuševalno napravo, smo neposredno pred pričetkom preiskave na zgornjo stran zidka nanесли sloj hitrovezočega mavca. Standard predvideva povečevanje obremenitve z enakomerno hitrostjo tako, da se porušitev doseže med 15–imi do 30–imi minutami po začetku preskusa. Hitrost obremenjevanja je znašala približno 1,5 kN/s. Med preiskavo smo beležili silo in pomik pri nastanku prvih vidnih razpok. Na sliki 4.47 prikazujemo zidek, na obeh straneh opremljen z induktivnimi merilci pomikov v navpični in vodoravni smeri, neposredno pred izvedbo preiskave.



Slika 4.47: Prikaz merilnih mest na zidku M3a-2 neposredno pred izvedbo tlačne preiskave
Fig. 4.47: Arrangement of the measuring positions on wallet M3a-2 prior to the compressive test

Tlačno trdnost posameznega zidka $f_{i,wmax}$ smo izračunali po enačbi:

$$f_{i,wmax} = \frac{F_{i,wmax}}{A_{i,w}}, \quad (4.10)$$

kjer je $F_{i,wmax}$ maksimalna dosežena sila pri tlačni preiskavi in $A_{i,w}$ površina vodoravnega prereza zidka. Da bi lahko vrednotili modul elastičnosti zidka $E_{i,w}$ smo na vsako stran zidka v navpični smeri namestili po dva induktivna merilca pomikov, s pomočjo katerih smo določili navpično deformacijo $\varepsilon_{i,1}$ ter izračunali modul elastičnosti $E_{i,w}$ po enačbi:

$$E_{i,w} = \frac{F_{i,wmax}}{3 \cdot \varepsilon_{i,1} \cdot A_{i,w}}, \quad (4.11)$$

kjer je $\varepsilon_{i,1}$ povprečna navpična deformacija pri 1/3 dosežene tlačne trdnosti zidka. Pri določitvi modula elastičnosti $E_{i,w}$ smo zidke obremenjevali v treh korakih, v intervalu 33–50 % maksimalne nosilnosti, pri čemer smo po vsakem koraku zidek še 2 minuti obdržali pod konstantno obremenitvijo. Na vsaki strani zidka je bil nameščen po en vodoravni induktivni merilec pomikov, s pomočjo katerega smo lahko merili vodoravne deformacije $\varepsilon_{i,2}$ zidka med preiskavo. Razmerje med vodoravno deformacijo $\varepsilon_{i,2}$ in navpično deformacijo $\varepsilon_{i,1}$ posameznega predstavlja Poissonovo število $\nu_{i,w}$:

$$\nu_{i,w} = \frac{\varepsilon_{i,2}}{\varepsilon_{i,1}}, \quad (4.12)$$

kjer je $\varepsilon_{i,2}$ povprečna vodoravna deformacija pri 1/3 dosežene tlačne trdnosti zidka. Iz znanega modula elastičnosti in Poissonovega števila smo izračunali strižni modul po enačbi:

$$G_{i,w} = \frac{E_{i,w}}{2(1 + \nu_{i,w})}. \quad (4.13)$$

Dobljene vrednosti za različne pogoje izpostavljenosti podajamo v preglednici 4.15, kjer je f_w^d tlačna napetost pri nastanku prve razpoke, u_w^l navpični pomik pri nastanku prve razpoke (oblikovane na opečnih zidkih), f_{wmax} maksimalna tlačna napetost (tlačna trdnost), u_{wmax} navpični pomik pri doseženi tlačni trdnosti, E_w sekantni modul elastičnosti pri 1/3 tlačne trdnosti, G_w strižni modul in G_w/E_w razmerje med strižnim in elastičnim modulom v območju elastičnosti. Starost preskušancev M1 je v času izvedbe preiskav znašala med 207 in 384 dnevi.

Preglednica 4.15: Rezultati tlačnih preiskav zidkov M1

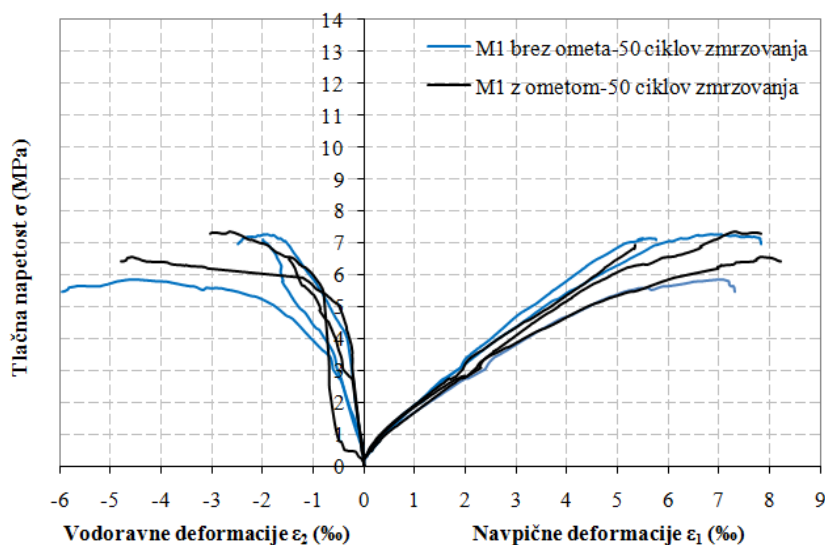
Table 4.15: The results of compressive tests of the wallets M1

	f_w^l (MPa)	u_w^l (mm)	f_{wmax} (MPa)	u_{wmax} (mm)	E_w (MPa)	G_w (MPa)	G_w/E_w (-)
M1 brez ometa – običajni pogoji (3 vzorci, vlažnost 0,07 %, starost 207 dni)							
povprečje	2,06	0,25	6,18	1,22	1.428	554	0,39
stdev	0,34	0,04	0,49	0,24	150	155	0,09
cov	16 %	15 %	8 %	20 %	10 %	28 %	23 %
M1 brez ometa – 50 ciklov zmrzovanja/tajanja (3 vzorci, vlažnost 0,30 %, starost 218 dni)							
povprečje	3,10	0,35	6,73	1,09	1.730	632	0,37
stdev	0,55	0,07	0,78	0,14	123	69	0,05
cov	18 %	19 %	12 %	13 %	7 %	11 %	13 %
M1 z ometom – 50 ciklov zmrzovanja/tajanja (3 vzorci, vlažnost 0,57 %, starost 219 dni)							
povprečje	3,31	0,39	6,93	0,95	1.646	683	0,38
stdev	0,90	0,12	0,40	0,05	144	136	0,11
cov	27 %	31 %	6 %	6 %	9 %	20 %	30 %
M1 brez ometa – 150 ciklov zmrzovanja/tajanja (3 vzorci, vlažnost 2,15 %, starost 384dni)							
povprečje	5,32	0,73	7,55	1,18	1.608	700	0,43
stdev	0,90	0,06	1,52	0,09	131	68	0,01
cov	17 %	8 %	20 %	7 %	8 %	10 %	2 %

Pri serijah zidkov M1 smo po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja (rezultati prikazani v preglednici 4.15) dobili nekoliko višje tlačne trdnosti (6,73 in 6,93 MPa) kot pri zidkih M1, negovanih v običajnih pogojih (6,18 MPa). Po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja zidkov M1 so bile evidentirane tudi višje tlačne napetosti f_w^l in pomiki u_w^l pri nastanku prve razpoke, kot pri zidkih, negovanih v običajnih pogojih. Tlačna napetost in pomik pri nastanku prve razpoke sta pri zidkih M1, negovanih v običajnih pogojih in starih 207 dni, znašala 2,06 MPa in 0,25 mm. Za seriji zidkov izpostavljenih 50–im ciklih zmrzovanja/tajanja in starih 218-219 dni so bile pri evidentiranju prve razpoke tlačne napetosti višje in so znašale 3,10 in 3,31 MPa pri pomikih 0,35 in 0,39 mm. Najvišje tlačne trdnosti, in sicer 7,55 MPa, smo dobili pri zidkih M1, ki so bili izpostavljeni 150–im ciklom zmrzovanja/tajanja. Prirast tlačne trdnosti zidkov izpostavljenim 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja je najverjetneje posledica ugodnejših pogojev za karbonatizacijo apnene malte v spojnicah zidkov v klimatski komori. Pri zidkih izpostavljenih 150–im ciklom zmrzovanja/tajanja, je karbonatizacija napredovala tudi zaradi

starosti zidkov. Zidki izpostavljeni 150–im ciklom zmrzovanja/tajanja so bili namreč s 384–imi dnevi starosti od 165 do 177 dni starejši od zidkov v ostalih serijah. V tem času zaradi napredujoče karbonatizacije veziva v spojnica pridobili na tlačnih trdnostih. Kljub višji tlačni trdnosti, doseženi pri tlačni preiskavi zidkov, izpostavljenih 150–im ciklom zmrzovanja/tajanja, smo na teh zidkih dobili nižji modul elastičnosti E_w kot pri ostalih zidkih po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja. Pri tej seriji smo dobili najvišjo tlačno napetost in pomik pri identifikaciji prve razpoke (v zidaku). Ta se je ta oblikovala pri tlačni napetosti 5,32 MPa in pomiku 0,73 mm. Razlog za kasnejše oblikovanje prve razpoke v zidaku v primerjavi z ostalimi zidki bi lahko bilo manjše prečno deformiranje zidka (manjše Poissonovo število) zaradi izpostavitve v klimatski komori in/ali večje starosti zidkov.

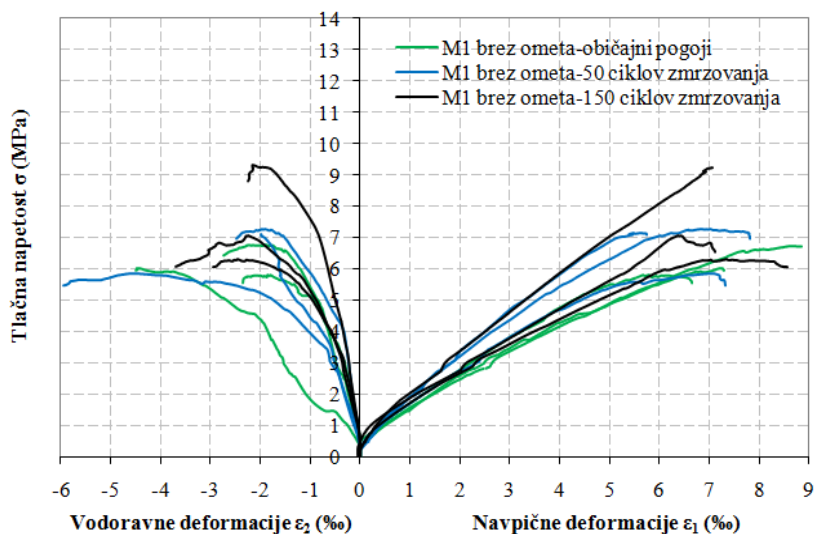
Iz primerjave rezultatov tlačne preiskave zidkov, sezidanih iz malte M1 brez ometa, in zidkov, iz malte M1 z ometom podvrženih 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja, prikazanih na sliki 4.48, ne moremo ugotoviti pomembnejših razlik. Do določenega števila ciklov omet opravi zaščitno funkcijo in zidek ščiti pred vplivom zmrzovanja/tajanja. Prve večje poškodbe ometa zidka M1 v obliki izjed in odkruškov se pojavijo pri 30–ih ciklih zmrzovanja/tajanja. Po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja in 24-urnem kondicioniranju v vodi pa omet skoraj v celoti izgubi adhezijo s podlago in na večjem delu površine zidka odpade. Na zidkih M1 brez ometa po 50–ih ciklih zmrzovanja/tajanja v območju maltnih spojníc sicer pride do manjših izjed, ki pa nimajo večjega vpliva na tlačno trdnost zidka.



Slika 4.48: Rezultati tlačnih preiskav zidkov, sezidanih iz malte M1 brez ometa, in zidkov iz malte M1 z ometom, podvrženih 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja

Fig. 4.48: The results of compressive tests of the wallets M1 without plaster and wallets M1 with plaster after 50 freeze/thaw cycles

Primerjava rezultatov tlačnih preiskav zidkov, sezidanih iz malte M1 brez ometa pri običajnih pogojih nege ter zidkov izpostavljenim 50–im in 150–im ciklom zmrzovanja/tajanja, prikazana na sliki 4.49, kaže na tendenco višjih tlačnih trdnosti in togosti zidkov po ciklih zmrzovanja/tajanja. To je verjetno posledica pospešene karbonatizacije veziva v maltnih spojnica zaradi že opisanih ugodnih pogojev v klimatski komori (50 ciklov zmrzovanja/tajanja) in starosti zidkov (150 ciklov zmrzovanja/tajanja).



Slika 4.49: Rezultati tlačnih preiskav zidkov, sezidanih iz malte M1 brez ometa pri običajnih pogojih nege ter po 50–ih in 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja

Fig. 4.49: Results of the compressive tests of the wallets M1 without plaster cured in normal conditions and after 50 and 150 freeze/thaw cycles

V preglednici 4.16 podajamo vrednosti, ki smo jih dobili v okviru tlačnih preiskav zidkov M3a. Pomen oznak je isti kot v preglednici 4.15 za zidke M1. Starost zidkov v času preiskav je bila od 202 do 383 dni.

Preglednica 4.16: Rezultati tlačnih preiskav zidkov M3a

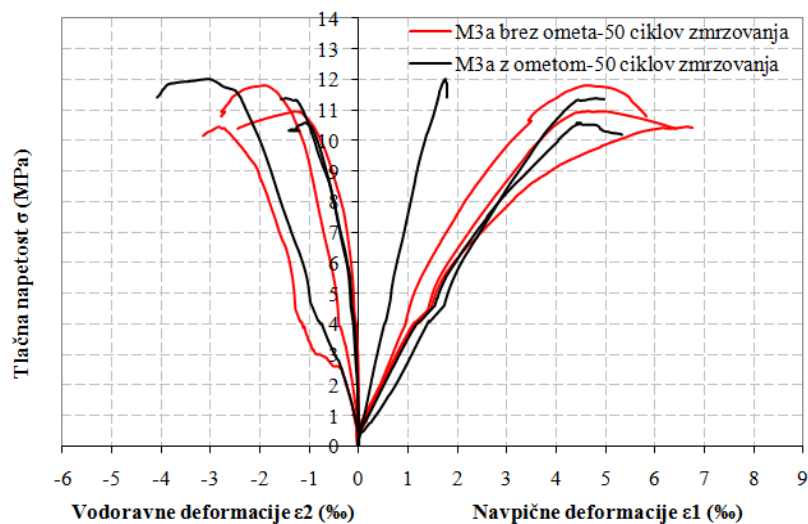
Table 4.16: The results of compressive tests of the wallets M3a

	f_w (MPa)	u_w^I (mm)	f_{wmax} (MPa)	u_{wmax} (mm)	E_w (MPa)	G_w (MPa)	G_w/E_w (-)
M3a brez ometa – običajni pogoji (3 vzorci, vlažnost 0,12 %, starost 202 dni)							
povprečje	4,12	0,18	11,89	0,75	3.723	1.432	0,38
stdev	0,68	0,02	1,56	0,06	534	261	0,02
cov	16 %	11 %	13 %	8 %	14 %	18 %	5 %
M3a brez ometa – 50 ciklov zmrzovanja (3 vzorci, vlažnost 1,13 %, starost 225 dni)							
povprečje	3,74	0,16	11,08	0,92	3.852	1.380	0,36
stdev	0,43	0,02	0,67	0,18	323	466	0,12
cov	12 %	9 %	6 %	20 %	8 %	34 %	33 %
M3a z ometom – 50 ciklov zmrzovanja (3 vzorci, vlažnost 1,64 %, starost 225 dni)							
povprečje	3,91	0,20	11,31	0,73	3.381	1.350	0,41
stdev	0,28	0,04	0,72	0,11	473	273	0,10
cov	7 %	19 %	6 %	15 %	14 %	20 %	25 %
M3a brez ometa – 150 ciklov zmrzovanja (3 vzorci, vlažnost 2,10 %, starost 383 dni)							
povprečje	4,86	0,31	10,74	0,96	2.817	1.115	0,40
stdev	1,47	0,11	0,49	0,22	112	211	0,09
cov	30 %	34 %	5 %	22 %	4 %	19 %	23 %

Iz rezultatov v preglednici 4.16 opazimo nekoliko manjše vrednosti tlačnih trdnosti pri zidkih M3a, izpostavljenih 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja (11,08 in 11,31 MPa) in 150–im ciklom zmrzovanja/tajanja (10,74 MPa), kot pri zidkih, negovanih v običajnih pogojih (11,89 MPa). Takšno, v odvisnosti od stopnje izpostavljenosti in starosti zidkov, odvisno manjšanje tlačnih trdnosti bi lahko pripisali poškodbam zaradi zmrzovanja/tajanja. Med tlačnimi napetostmi f_w^I in pomiki u_w^I pri nastanku prve razpoke pri zidkih M3a, negovanih v običajnih pogojih, in zidkih, izpostavljenih 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja, ni očitnejših razlik. Pri prvih je bila prva razpoka evidentirana pri tlačni napetosti 4,12 MPa in pomiku 0,18 mm, pri drugih pa so tlačne napetosti pri prvi razpoki znašale 3,74 in 3,91 MPa, pripadajoči pomiki pa 0,16 in 0,20 mm. Tlačne napetosti in pomiki pri identifikaciji prve razpoke so večje pri zidkih, ki so bili izpostavljeni 150–im ciklom zmrzovanja/tajanja – tlačna napetost pri prvi razpoki znaša 4,86 MPa, pomik pa 0,31 mm. Po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja je v

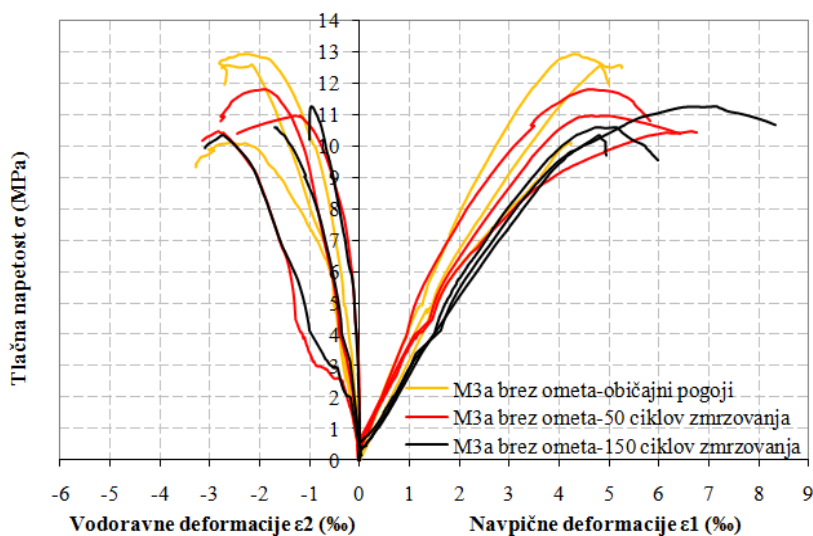
primerjavi z ostalimi serijami modul elastičnosti E_w enak 2.817 MPa. S tem je bistveno manjši kot pri ostalih serijah (od 3.381 do 3.852 MPa) in je lahko posledica poškodb zaradi zmrzovanja/tajanja. Veliko večja raven tlačne napetosti pri določitvi prve razpoke (evidentirane v zidaku) pri zidkih M3a izpostavljenih 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja, je lahko podobno kot pri zidkih M1 posledica manjših prečnih deformacij teh zidkov.

Če primerjamo rezultate preiskave tlačnih trdnosti zidkov sezidanih iz malte M3a brez ometa, in zidkov, iz malte M3a z ometom, podvrženih 50-im ciklom zmrzovanja/tajanja (slika 4.50 in preglednica 4.16), vidimo, da so vrednosti pri malti z ometom nekoliko višje. Omet M3a se je na zidkih obdržal in ohranil zaščitno funkcijo vse do konca preiskave, čeprav je bila na nekaj delih ob kontroli s pretrkavanjem evidentirana izguba adhezije ometa s podlago.



Slika 4.50: Rezultati tlačnih preiskav zidkov, sezidanih iz malte M3a brez ometa, in zidkov iz malte M3a z ometom, podvrženih 50-im ciklom zmrzovanja/tajanja
Fig. 4.50: The results of compressive tests of the wallets M3a without plaster and wallets M3a with plaster after 50 freeze/thaw cycles

Primerjava rezultatov tlačnih preiskav zidkov, sezidanih z malto M3a brez ometa pri običajnih pogojih nege ter zidkov izpostavljenih 50-im in 150-im ciklih zmrzovanja/tajanja prikazana na sliki 4.51, kaže na zmerno padanje tlačnih trdnosti in togosti zidkov izpostavljenim 50-im in 150-im ciklom zmrzovanja/tajanja. Tlačne trdnosti so po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja manjše za 7,3 %, po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja pa za 10,7 %. Moduli elastičnosti zidkov so po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja približno enaki kot pri zidkih, negovanih v običajnih pogojih. Po 150-ih ciklih zmrzovanja pa so moduli elastičnosti v primerjavi z zidki, negovanimi v običajnih pogojih, manjši za kar 31,9 %.

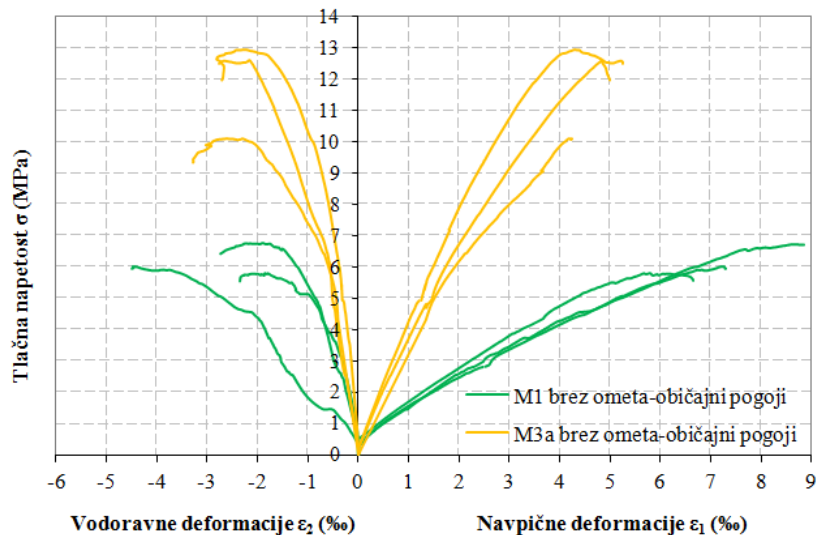


Slika 4.51: Rezultati tlačnih preiskav zidkov sezidanih iz malte M3a brez ometa pri običajnih pogojih nege ter po 50–ih in 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja

Fig. 4.51: Results of the compressive tests of the wallets M3a without plaster cured in normal conditions and after 50 and 150 freeze/thaw cycles

Na sliki 4.52 prikazujemo primerjavo rezultatov preiskav tlačnih trdnosti zidkov M1 in M3a brez ometa pri običajni negi. Že na prvi pogled vidimo, da so zidki, pozidani z malto M3a, v primerjavi z zidki, pozidanimi z malto M1, bolj togi in dosegaajo višje tlačne trdnosti. Podrobnejša primerjava rezultatov, podanih v preglednicah 4.15 in 4.16, pokaže, da so povprečne tlačne trdnosti zidkov M3a s 11,89 MPa skoraj dvakrat višje od tistih pri zidkih M1 (povprečne tlačne trdnosti 6,18 MPa). Tlačne trdnosti zidkov pozidanih z apneno malto M3a z dodatkom žindre, so povsem primerljive s tlačnimi trdnostmi, ki jih je na opečnih zidkih pozidanih s podaljšano cementno-apneno malto iz drobnozrnatega agregata dobil Bosiljkov (2000). Tudi rezultati preiskav tlačne trdnosti zidkov pozidanih z apneno malto, ki jih je izvajal avtor, so primerljivi s tlačno trdnostjo zidkov M1, dobljeno v okviru naših preiskav. Pri zidkih pozidanih s podaljšano cementno-apneno malto, je Bosiljkov namreč dosegel tlačno trdnost 12,51 MPa, pri zidkih pozidanih z apneno malto pa 6,93 MPa. Glede na to, da so bili pri pozidavi zidkov M1 in M3a obakrat uporabljeni enaki zidaki ter da so bile tlačne trdnosti malt M1 in M3a, negovanih v običajnih pogojih, celo nekoliko nižje pri malti M3a (2,82 MPa pri M1 in 2,47 MPa pri M3a), je višja tlačna trdnost zidkov M3a očitno posledica višje trdnosti stičnega območja med malto in zidakom. Povprečni modul elastičnosti E_w in strižni modul G_w zidkov, negovanih v običajnih pogojih, znašata pri M3a 3.723 in 1.432 MPa, pri zidkih M1 pa 1.428 in 554 MPa. Da je obnašanje zidkov M1 v primerjavi z zidki M3a pri tlačni preiskavi bolj podajno, vidimo tudi iz vrednosti pomika u'_w pri nastanku prve razpoke

in navpičnega pomika pri doseženi tlačni trdnosti u_{wmax} . Povprečna vrednost pomika pri nastanku prve razpoke znaša pri zidkih M1 0,25 mm, pri zidkih M3a pa 0,18 mm. Povprečni pomik pri doseženi tlačni trdnosti pri zidkih M1 znaša 1,22 mm, pri zidkih M3a 0,75 mm.



Slika 4.52: Rezultati tlačnih preiskav zidkov brez ometa, sezidanih iz malte M1, in zidkov iz malte M3a, negovanih v običajnih pogojih

Fig. 4.52: Results of the compressive tests of the wallets M1 and M3a without plaster cured in normal conditions

4.11 Zaključki

Cilj pričujočega poglavja je bil ovrednotiti vpliv izmenjujočih se ciklov zmrzovanja/tajanja ob sočasnem navlaževanju na mehanske lastnosti konstitucijskih materialov opečnih zidkov – zidakov in malte ter zidkov kot kompozitnega materiala. Odpornost zidkov na zmrzovanje/tajanje ter vpliv zmrzovanja/tajanja je bil do sedaj slabo raziskan. Preskušance smo izpostavili izmenjujočim se ciklom zmrzovanja/tajanja po »JUS« in »EN postopku«. Podrobneje sta opisana v uvodnih točkah poglavja. Izkazalo se je, da so poškodbe preskušancev, izpostavljenih ciklom zmrzovanja/tajanja po »JUS postopku«, na račun daljših faz zmrzovanja in tajanja precej večje kot pri preskušancih, zmrzovanih/tajanih po »EN postopku«.

Pri meritvah zidkov s 3D optičnim skenerjem smo največjo izgubo materiala evidentirali po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja pri ometanih zidkih M1, pri katerih je omet skoraj v celoti odpadel. Bolje so se odrezali ometani zidki M3a, pri katerih je omet sicer razpokal in mestoma izgubil stik s podlago, vendar se je do konca preiskave ohranil na zidkih. Na

neometanih zidkih po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja ni bilo večjih sprememb – maltne spojnice so bile izjedene do 5 mm v primeru zidkov M1 in do 4 mm pri zidkih M3a. Opečni zidaki pa so ostali nepoškodovani. Po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja so izjede maltnih spojnic že globlje – 5–8 mm pri zidkih M1 in 4–9 mm pri zidkih M3a, lokalno so se pri obeh vrstah malte pojavljale tudi globlje poškodbe. Po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja pride tudi do razpok in odkruškov opečnih zidakov.

Meritve hitrosti prehoda ultra zvoka (UZ) na zidkih in opečnih zidkih po ciklih zmrzovanja/tajanja ne pokažejo večjih sprememb. Izjema je zidek M3a/6, kjer se hitrosti prehoda UZ zaradi izgube adhezije ometa s podlago zmanjšajo. Pomembno večje spremembe hitrosti prehoda UZ beležimo pri maltnih prizmah. Po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja hitrosti prehoda UZ padejo pri malti M1 za 7–20 % in pri malti M3a za 43–55 %. Po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja so spremembe še večje – pri malti M1 dobimo 36–77 % manjše vrednosti, pri malti M3a so vrednosti manjše za 45–68 %. Dinamični modul elastičnosti (DME) malte M1, je na vzorcih, izpostavljenih 50-im ciklom zmrzovanja/tajanja celo nekoliko višji kot pri vzorcih negovanih v običajnih pogojih. Pri malti M3a so vrednosti vzorcev, izpostavljenih zmrzovanju, za 62 % manjše. Po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja pri obeh vrstah malt pride do znatnega padca vrednosti. Padeč vrednosti hitrosti prehoda UZ in DME, ki kaže na poškodbe strukture materiala, izpostavljenega zmrzovanju, se je pričakovano odrazil pri preiskavi upogibnih trdnosti, ne pa tudi pri preiskavi tlačnih trdnosti maltnih prizem M1 in M3a. Slednje so bile pri vzorcih, izpostavljenih 50-im ciklom zmrzovanja/tajanja, nekoliko višje kot pri vzorcih, negovanih v običajnih pogojih. Vzorci, izpostavljeni zmrzovanju/tajanju, so bili približno 161–166 dni starejši od tistih, negovanih v običajnih pogojih. Zaradi tega so dodatno karbonatizirali. Kot smo ugotovili z meritvami hitrosti prehoda UZ na maltnih prizmah, negovanih v običajnih pogojih, karbonatizacija prizem M1 med 181 in 347 dnevi še poteka. Hitrosti prehoda UZ skozi so 347 dni stare maltne prizme 7–8 % višji. Poleg starosti so na pospešeno karbonatizacijo najverjetneje vplivali tudi ugodni pogoji v klimatski komori. Površinsko močenje vzorcev vsake 2,4 ure, prisilno kroženje zraka od enkrat do dvakrat dnevno odpiranju komore in relativna vlažnost med 40 in 60 %, ki smo jo v različnih fazah preiskave izmerili v komori, so namreč dejavniki, ki pospešujejo proces karbonatizacije in tako vplivajo tudi na naraščanje tlačne trdnosti. Meritve prehoda UZ ter vrednosti DME nam ponujajo zanimive ugotovitve o strukturi maltnih prizem M1 in M3a tudi pri preskušancih negovanih v običajnih pogojih. Pri maltnih prizmah M3a so hitrosti prehoda UZ na 346 dneh

starih preskušancih v primerjavi s 185 dni starimi preskušanci v vzdolžni smeri primerljive, v prečni smeri pa se zmanjšajo za 24 %. To kaže na večjo poroznost starejših preskušancev M3a. Pri maltnih prizmah M1 se hitrosti prehoda UZ na 347 dni starih preskušancih, v primerjavi s 181 dni starimi preskušanci M1, povišajo za 7 do 8%. To kaže na zmanjšanje skupne poroznosti starejših preskušancev M1. Primerjava vrednosti prehoda UZ malt M1 in M3a pokaže, da je struktura maltnih prizem M3a (manjše hitrosti UZ) v primerjavi z maltnimi prizmami M1 bolj porozna. Pri malti M1 dobimo pri starosti 347 dni hitrosti prehoda UZ 1,54 km/s v prečni in 1,71 km/s v vzdolžni smeri, pri malti M3a pa pri starosti 346 dni 1,10 km/s v prečni in 1,24 km/s v vzdolžni smeri. Tudi dobljene vrednosti DME kažejo na manj homogeno oziroma bolj porozno strukturo maltnih prizem M3a v primerjavi z maltnimi prizmami M1. Da je struktura maltnih prizem M3a z dodatkom žindre bolj porozna, potrjujejo tudi preiskave kapilarnega srka.

Preiskave upogibne in tlačne trdnosti maltnih prizem M1 in M3a so pokazale, da dobimo tako pri negi v običajnih pogojih kot tudi po 50 ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« višje vrednosti pri apneni malti M1. Ne glede na to, pa je površinska odpornost malte M3a vrednotena s »scratch« indeksom večja kot pri malti M1.

Mehanske lastnosti stičnega območja trojčkov, negovanih v običajnih pogojih, določene s strižno (»triplet«) preiskavo, pokažejo, da dosežemo z apneno malto z dodatkom žindre M3a trdnejši stik kot z apneno malto M1. To dosežemo kljub temu, da so tlačne in upogibne trdnosti same malte M3a manjše kot tlačne trdnosti in upogibne trdnosti malte M1. Da je stik med malto M3a in opečnimi zidaki trdnejši kot pri malti M1, je razvidno tudi iz preiskave zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«, kjer pri zidkih M1 po zmrzovanju/tajanju omet v celoti odpade, pri zidkih M3a pa se, čeprav mestoma izgubi stik s podlago, obdrži na zidkih. Primerjava rezultatov strižne preiskave trojčkov negovanih v običajnih pogojih in trojčkov izpostavljenih 50 ciklom zmrzovanja/tajanja pokaže, da pri trojčkih M1, predvsem pa pri trojčkih M3a, začetne strižne trdnosti po zmrzovanju/tajanju višje. Pri obeh vrstah malt se po zmrzovanju/tajanju zmanjša kot notranjega trenja. Višje začetne strižne trdnosti trojčkov M1 po zmrzovanju/tajanju, so lahko posledica pospešene karbonatizacije zaradi ugodnih pogojev v klimatski komori (vlaženje vzorcev in kroženje zraka ob sočasnem zračenju). Pri trojčkih M3a so lahko posledica pospešene hidratacije žindre pri izpostavitvi vzorcev v klimatski komori. Manjši koti notranjega trenja, zaradi katerih bi pri višjih ravneh predkompresije dobili nižje strižne trdnosti zmrzovanih vzorcev v primerjavi z običajno negovanimi vzorci, so

najverjetneje posledica razpokanosti in drobljenja malte v spojnica (izguba stika večjih zrn agregata) zaradi ciklov zmrzovanja/tajanja. Primerjava strižnih trdnosti trojčkov pozidanih z apneno malto M3a z dodatkom žindre z rezultati, ki sta jih na trojčkih pozidanih z cementno-apneno malto dobila Zimmermann in Strauss (2011) pokaže povsem primerljive vrednosti.

Pomembnost stičnega območja se pokaže tudi pri tlačnih preiskavah zidkov, kjer višje vrednosti prav tako dosežemo s sicer »šibkejšo« malto M3a. Čeprav smo pri pozidavi zidkov M1 in M3a obakrat uporabili enake zidake (tlačne trdnosti malte M3a pa so bile celo nekoliko nižje kot pri malti M1), dobimo pri negi v običajnih pogojih pri zidkih M3a skoraj dvakrat višje tlačne trdnosti kot pri zidkih M1. Z upoštevanjem rezultatov tlačnih trdnosti maltnih prizem M1 in M3a, strižnih (»triplet«) preiskav trojčkov M1 in M3a ter ugotovitev Sarangapanija in sodelavcev (2005) (ta navaja, da je ob nespremenjeni tlačni trdnosti malte, višja tlačna trdnost zidovine posledica višje trdnosti stičnega območja med malto in zidakom) lahko sklenemo, da je višja tlačna trdnost zidkov M3a v primerjavi z zidki M1 posledica bolj kakovostnega oziroma trdnejšega stika med malto in zidakom. Tak rezultat kaže, da je za mehanske lastnosti zidovine, bolj kot mehanske lastnosti same malte, pomembno doseganje kakovostnega stičnega območja med malto in zidaki. Podobno kot pri strižnih (»triplet«) preiskavah trojčkov, je tudi iz rezultatov tlačnih preiskav zidkov v primerjavi z rezultati Bosiljkova (2000) razvidno, da je mogoče dobiti z apneno malto M3a z dodatkom žindre, podobno nosilnost opečnih zidkov kot če bi uporabili podaljšano cementno-apneno malto. Pri tlačnih preiskavah zidkov M1 smo po 50–ih in po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja dobili višje tlačne trdnosti kot pri zidkih negovanih v običajnih pogojih. Pri tem je prirast tlačnih trdnosti zidkov po 50 ciklih zmrzovanja/tajanja najverjetneje posledica že opisanih ugodnih pogojev za karbonatizacijo zidkov v klimatski komori. Pri zidkih izpostavljenih 150–im ciklom zmrzovanja/tajanja, pa je karbonatizacija napredovala tudi zaradi starosti zidkov. Razpokanost strukture malte M1, ki smo jo kot posledico zmrzovanja/tajanja s spremljajočimi preiskavami evidentirali na maltnih prizmah in se je odrazila predvsem na zmanjšanju upogibnih trdnosti prizem, ni imela večjega vpliva na tlačne trdnosti zidkov. Malta v spojnica zidkov je bila namreč zaradi manjše površine v primerjavi z maltnimi prizmami manj izpostavljena neugodnim pogojem okolja. Tako poškodbe zaradi zmrzovanja/tajanja niso bistveno vplivale na strukturo malte v spojnici, na kakovost stičnega območja med malto in zidakom ter posledično na tlačno trdnost zidkov. Smo pa pri zidkih M1, izpostavljenih 150–im ciklom zmrzovanja/tajanja, kljub višji tlačni trdnosti, prvo razpoko identificirali pri

večji tlačni napetosti in pomiku kot pri ostalih zidkih. To je lahko posledica manjšega prečnega deformiranja zidkov zaradi izpostavitve v klimatski komori in/ali večje starosti zidkov. Pri zidkih M3a, negovanih v običajnih pogojih, in zidkih, izpostavljenih 50–im ciklom zmrzovanja/tajanja, pri tlačnih preiskavah ni bilo očitnejših razlik. Razlike opazimo pri zidkih M3a, izpostavljenih 150–im ciklom zmrzovanja/tajanja. Pri teh so tlačne napetosti in pomiki pri identifikaciji prve razpoke najverjetneje zaradi manjših prečnih deformacij večji kot pri ostalih serijah. Bistveno manjši modul elastičnosti pri zidkih M3a po 150–ih ciklih zmrzovanja/tajanja v primerjavi z ostalimi serijami je pokazatelj sprememb v strukturi malte in poškodb kot posledica ciklov zmrzovanja/tajanja.

Zaključimo lahko, da se pri uporabi obeh malt M1 in M3a poškodbe zaradi zmrzovanja/tajanja pokažejo dovolj zgodaj, da bi jih lahko, če bi šlo za ovoj dejanske stavbe, pravočasno evidentirali in takšen zid preventivno obnovili, preden bi prišlo do hujših poškodb. Zidki iz običajne malte iz apnenega testa M1 in tudi zidki, zgrajeni iz apnene malte z dodano žlindro M3a, so kljub površinskim poškodbam, odpadanju ometa in izjedam maltnih spojníc sposobni brez večjega poslabšanja mehanskih lastnosti prenesti vsaj 50 ciklov zmrzovanja/tajanja. Tudi 150 ciklov zmrzovanja/tajanja nima večjega vpliva na tlačne trdnosti zidkov. Se pa poškodbe predvsem pri zidkih, pozidanih z malto M3a, odražajo na zmanjšanju njegove togosti (manjši modul elastičnosti).

5 IN SITU PREISKAVE KAMNITE ZIDANE STAVBE

5.1 Izhodišča in namen preiskav

Zidovi starejših stanovanjskih in tudi pomembnejših zidanih stavb na slovenskem podeželju so običajno sezidani iz kamna v dveh, v primeru masivnejših zidov pa v treh slojih. Ker predstavljajo takšni zidovi ključen konstrukcijski element pri prevzemanju potresnih obremenitev, imajo pomemben vpliv na potresno odpornost celotne stavbe (Vasconcelos in Lourenço, 2005). Potresna odpornost kamnitih stavb na potresno ogroženih območjih je predvsem zaradi šibkih oziroma neobstoječih povezav med zunanjsima slojema zidov, nepravilne morfologije zidov in nizke trdnosti uporabljene malte, običajno nezadostna (Valluzzi, 2007, Vasconcelos in Lourenço, 2009a, Tomaževič, 2011).

Zanesljive podatke o odzivu več slojnih kamnitih zidov na navpično in vodoravno-potresno obtežbo je mogoče dobiti le s pomočjo in situ preiskav. Zelo težko je namreč s pozidavo laboratorijskih preskušancev ponazoriti vse značilnosti dejanskih zidov ali jih, brez da bi tvegali poškodbe, transportirati v laboratorij (Binda in sod., 1997). Pri in situ preiskavah se pogosto osredotočamo na lastnosti kamnitih zidov pred in po izbranem utrditvenem posegu, katerega cilj je največkrat izboljšati obnašanje zidov pri potresni obtežbi. Corradi je s sodelavci (2003) izvajal in situ tlačne, diagonalne in strižne preiskave na dvoslojnih kamnitih zidovih. Te so gradili iz grobo obdelanega kamna in jih preskušali pred in po različnih utrditvenih posegih: sistematičnem injektiranju z injekcijsko mešanico iz hidravličnega apna ter obojestranski aplikaciji steklenih – GFRP (angl. *Glass Fibre Reinforced Polymer*) ali karbonskih – CFRP (angl. *Carbon Fibre Reinforced Polymer*) kompozitnih trakov. Kasneje je avtor (Corradi in sod., 2008b) rezultate preiskav kamnitih zidov, utrjenih z lepljenjem GFRP kompozitnih trakov z epoksidnim lepilom, dopolnil s preiskavami kamnitih zidov, utrjenih z GFRP ali polipropilensko mrežo, ki jo je na površino zidov vgradil z malto na osnovi hidravličnega apna in sidral s prečnimi GFRP sidri. Ugotovil je, da je aplikacija GFRP kompozitnih trakov v epoksidnem lepilu najučinkovitejša metoda za povečanje nosilnosti zidov pri vodoravni obremenitvi, medtem ko je utrjevanje z GFRP mrežo v malto iz hidravličnega apna manj učinkovito – predvsem zaradi slabše adhezije med površino zidov in malto. Utrjevanje s polipropilensko mrežo ni izboljšalo obnašanja zidov pri vodoravnem obremenjevanju. Vpliv utrjevanja zidov z globokim prefugiranjem in prefugiranjem z

armiranjem spojnic z jekleno pleteno mrežo je študiral Borri s sodelavci (2008). Avtor je vpliv navedenih utrditvenih tehnik vrednotil s preiskavo z dvojno jekleno blazino (angl. *double flat jack*) in diagonalnimi preiskavami. Rezultati prvih preiskav so obetavni, saj je tehnika preprosta, zgolj delno invazivna in reverzibilna ter omogoča izboljšanje tlačne, strižne in upogibne trdnosti zidov. Pregled tipičnih vrednosti mehanskih lastnosti kamnitih zidov na potresno ogroženih območjih Slovenije in Črne Gore pred in po sistematičnem injektiranju s cementno injekcijsko mešanico, določenih z in situ tlačnimi in strižnimi preiskavami je podal Tomaževič (2011). Karakteristične vrednosti tlačnih trdnosti zidov se po injektiranju (odvisno od kakovosti in injektibilnosti obstoječega zidu) povečajo za faktor od 1,9 do 6,1, moduli elastičnosti pa za faktor od 1,0 do 6,7. Faktorji izboljšanja karakterističnih vrednosti nateznih trdnosti po injektiranju znašajo od 1,1 do 4,0, pri strižnih modulih pa od 1,5 in vse do 13,8. Čeprav lahko mehanske lastnosti večslojnih kamnitih zidov najbolj korektno ovrednotimo z in situ preiskavami, nam le laboratorijske preiskave omogočajo celovito vrednotenje obstoječih in apliciranih materialov ter študij parametrov, ki vplivajo na nosilnost in deformacijsko kapaciteto zidov v obstoječem in utrjenem stanju. Natančno študijo prenosa obremenitev med posameznimi sloji troslojnega kamnitega zidu je podala Binda s sodelavci (2006b). Vasconcelos in Lourenço (2009a) sta izvedla strižne preiskave zidkov iz granita s cikličnim obremenjevanjem z vodoravno silo v ravnini zidka in spreminjanjem ravni predkompresije. Avtorja sta želela dobiti čim bolj realen vpogled v obnašanje kamnitih zidov z maltnimi spojnicami iz različnih materialov ter z različnimi površinami stičnega območja pri strižni in tlačni obremenitvi. S tem namenom sta na manjših preskušancih (dvojčkih in trojčkih) sezidanih iz istega materiala kot zidki, izvajala tudi direktne strižne in tlačne preiskave (Vasconcelos in Lourenço 2009b). Glede strižnega obnašanja stičnega območja avtorja ugotavljata, da ima stopnja navlaženosti (suho/vodozasičeno) zgolj zanemarljiv vpliv na koeficient notranjega trenja. Pri izvedbi tlačnih preiskav avtorja izpostavljata vpliv hrapavosti površine kamna (gladek/hrapav) na tlačno trdnost in modul elastičnosti preskušancev. Tlačna trdnost in način porušitve preskušancev sta odvisna tudi od vrste uporabljene malte. Adami in Vintzileou (2008) sta preiskovali mehanske lastnosti stičnega območja med različnimi vrstami kamna in injekcijskih mešanic. Na dvojčkih sta izvajali strižne preiskave pri različnih ravneh predkompresije in direktne natezne preiskave. Avtorici izpostavljata pomemben vpliv lastnosti podlage (poroznost, hrapavost, stopnja navlaženosti) na trdnost stičnega območja.

Vpliv različnih utrditvenih tehnik kot so sistematično injektiranje, izvedba prečnih jeklenih ali kompozitnih (GFRP) sider in/ali prefugiranje z ali brez armiranja spojnic, na mehanske lastnosti v laboratoriju sezidanih večslojnih kamnitih zidov, je v zadnjem desetletju proučevalo kar nekaj raziskovalcev (Valluzzi in sod., 2004, Toumbakari in sod., 2005, Oliveira in sod., 2006, Vintzileou, 2006a in 2006b, Vintzileou in Miltiadou-Fezans, 2008). Pri tem so izvajali večinom tlačne preiskave. V teh študijah in drugje (Kalagri in sod., 2007, Valuzzi, 2009) so injekcijske mešanice in malte za prefugiranje izbrali glede na njihovo kompatibilnost z obstoječimi materiali ter lastnostmi obstoječih materialov in komponent zidu (kamna, malte, injekcijske mešanice, zunanjsega in notranjsega sloja zidu). Proenca (Proenca in sod., 2010), ki je raziskoval obnašanje v laboratoriju sezidanih kamnitih zidov, utrjenih s kompozitnimi (GFRP) trakovi, je ugotovil, da je učinkovitost te tehnike utrjevanja odvisna predvsem od detajlov izvedbe lepljenja in sidranja kompozitnih trakov.

Na osnovi pregleda literature lahko sklenemo, da je razvoj tehnik za utrjevanje kamnitih zidov zgodovinskih stavb trenutno osredotočen v dve smeri. Prva smer pomeni nadomeščanje tradicionalno uporabljenih jeklenih armaturnih palic ali armaturnih mrež s kompozitnimi materiali (CFRP, GFRP), vgrajenimi z mineralnimi maltami ali epoksidnimi lepili. Druga smer pomeni razvoj injekcijskih mešanic in/ali malt, ki so kompatibilne z obstoječimi materiali zgodovinskih stavb. Pri snovanju kompatibilnih injekcijskih mešanic in malt najpogosteje uporabljamo hidravlična veziva, veziva na osnovi cementa in apna ali kombinacije cementa, apna in pucolanov.

Postopek utrjevanja zidov s sistematičnim injektiranjem sodi med najbolj učinkovite tehnike za izboljšanje mehanskih lastnosti zidov. Preiskava potresne odpornosti (natezna trdnost, strižni modul, duktilnost), na v laboratoriju zgrajenih kamnitih zidovih, ki sta jo izvajala Tomažević in Apihova (1993), je pokazala, da je potresna odpornost s cementom zainjektiranega zidu lahko tudi več kot dvakrat večja od odpornosti osnovnega zidu. Prednosti sistematičnega injektiranja pred ostalimi postopki utrjevanja (če so obstoječi ometi kakovostni, ostane zunanja površina zidu skoraj povsem nespremenjena, mehanske lastnosti se korenito izboljšajo) pridejo do izraza predvsem pri utrjevanju stavbne dediščine, kjer je ohranjanje avtentičnega izgleda stavbe bistvenega pomena. Večina avtorjev, ki so se ukvarjali z raziskovanjem učinkovitosti sistematičnega injektiranja, ugotavlja, da tlačna trdnost injektiranega zidu (tj. povečanje tlačne trdnosti po injektiranju) ni direktno odvisna od tlačne trdnosti uporabljene injekcijske mešanice. Ugotovili so tudi, da je pomemben parameter, ki

vpliva na izboljšanje mehanskih lastnosti injektiranega zidu, dosežena trdnost stika med injekcijsko mešanico in materialom v zidu, ter da ta ni nujno sorazmerna s tlačno trdnostjo ali upogibno trdnostjo injekcijske mešanice (Vintzileou, 2006b).

Namen tega poglavja je ovrednotiti učinkovitost utrjevanja tipične slovenske kamnite zidane stavbe s sistematičnim injektiranjem, pri čemer smo uporabili štiri različne vrste injekcijskih mešanic. Na osnovi opravljenih in situ preiskav kamnite stavbe in laboratorijskih preiskav obstoječih in apliciranih materialov, smo lahko podrobno analizirali in ovrednotili obnašanje zidov pred in po utrditvi s sistematičnim injektiranjem. Kakovost in učinkovitost injektiranja smo ovrednotili v primeru uporabe dveh cementnih injekcijskih mešanic, ki jih običajno uporabljamo pri utrjevanju običajnih stavb in dveh cementno-apnenih injekcijskih mešanic. Te so kemijsko, mehansko in fizikalno bolj kompatibilne z obstoječimi materiali v zidu in kot take bolj primerne za utrjevanje zidov stavbne dediščine. »Kakovost sistematičnega injektiranja« definiramo kot uspešnost zapolnitve votlin v zidu in je odvisna od več parametrov, kot so morfologija zidu, pravilnost izvedbe injektiranja (priprava zidu, zaporedje delovnih postopkov) ter lastnosti sveže injekcijske mešanice – penetrabilnost, pretočnost in stabilnost (Uranjek in sod., 2010). »Učinkovitost sistematičnega injektiranja« pomeni sposobnost injekcijske mešanice, da poveže posamezne sloje in kamne v zidu, s čimer po strditvi injektiranega materiala, dosežemo izboljšanje mehanskih lastnosti zidu.

5.2 Opis obravnavane stavbe s prikazom opravljenih preiskav

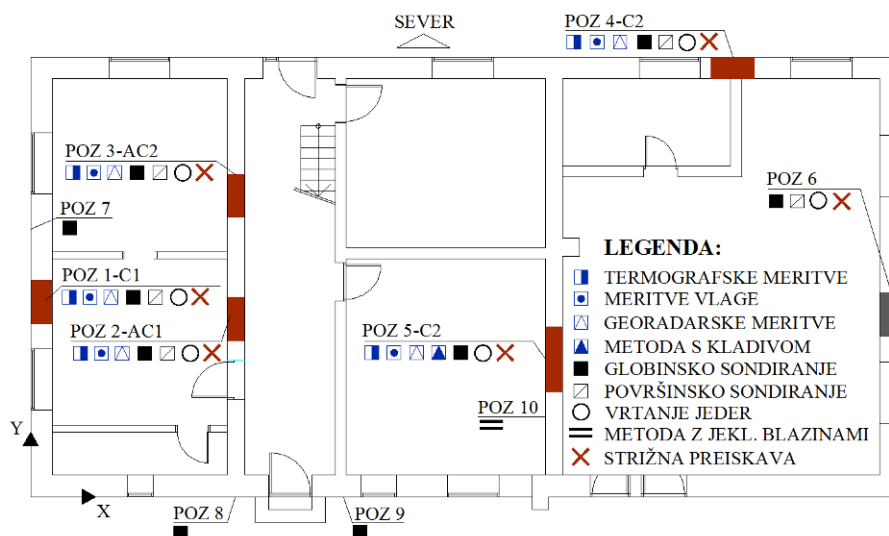
In situ preiskave smo opravili na dvoetažni kamniti zidani stavbi, locirani v vasi Čezsoča v Posočju (slika 5.1). Analizirana stavba je bila poškodovana v potresu, ki je 12. julija 2004 prizadel to območje, in so jo zaradi obsega in jakosti poškodb predvideli za rušenje.



Slika 5.1: Vzhodna (levo) in severna (desno) fasada obravnavane stavbe
Fig. 5.1: The east (left) and north (right) facades of the investigated building

Gre za dokaj veliko stavbo pravokotnega tlorisa z gabariti 20,14 x 10,15 m, ki je pred potresom nudila dom dvema družinama. Vzhodni del stavbe je bil namenjen pomožnim prostorom. Stavba je imela pasovne temelje, izdelane v nearmiranem betonu z dimenzijami 60/80 cm. Nosilne zidove so gradili iz apnene malte nizke trdnosti in delno obdelanega apnenca in peščenjaka s posameznimi opečnimi vključki, zatrepne zidove pa iz opeke normalnega formata. Zunanji nosilni zidovi so bili debeline 50 cm, notranji 40 cm in zatrepni 15 cm. Etažna višina je tako v pritličju kot v nadstropju znašala 263 cm. Stropovi so bili v osnovi leseni, kasneje pa so jih nadomestili z armirano – betonskimi ploščami, deloma tudi z opečnim rebričastim stropom. Nosilno strešno konstrukcijo so tvorila lesena trapezna vešala, ki so obremenitve prenašala na zunanja vzdolžna nosilna zidova. Tlorisna razporeditev zidov in razmerje med površino zidov in celotno tlorisno površino je bilo relativno ugodno, saj je v daljši (X) smeri znašalo 10,7 %, v krajši (Y) smeri pa 11,3 %.

Na izbranih zidnih preskušancih (POZ 1–6) smo izvedli neporušne, delno porušne in porušne preiskave. Lokacijo zidnih preskušancev in izvedene preiskave prikazujemo na tlorisu na sliki 5.2. Zidove, ki smo jih injektirali s cementnima injekcijskima mešanicama C1 in C2 (POZ 1-C1, POZ 4-C2 in POZ 5-C2), ter zidove injektirane s cementno-apnenima injekcijskima mešanicama AC1 in AC2 (POZ 2-AC1, POZ 3-AC2), označujemo z rdečo barvo, neinjektiran zid (POZ 6) pa s sivo barvo.

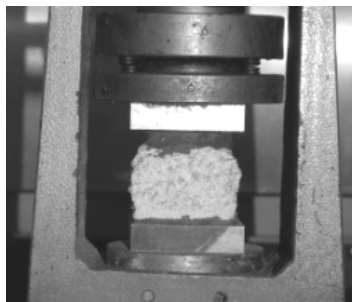


Slika 5.2: Prikaz lokacije zidnih preskušancev ter opravljenih in situ preiskav
Fig. 5.2: The locations of the tested wall specimens and the performed in situ test

5.3 Preliminarne laboratorijske preiskave

5.3.1 Preiskave malte

Apnena malta v zidnih spojnicaх je bila relativno kompaktna s povprečno prostorninsko maso 1.900 kg/m^3 . Tako smo lahko iz spojnicaх na zidovih stavbe odvzeli nepoškodovane vzorce, ki smo jih pazljivo rezali na prizme dožine 3,1–3,6 cm in višine 2,1–2,5 cm. Zgornjo in spodnjo površino maltnih prizem smo izravnali s tanko plastjo cementne malte visoke trdnosti z maksimalnim zrnorn agregata 1 mm. Po 7 dneh smo na tako pripravljenih vzorciх preskušali tlačno trdnost (slika 5.3).



Slika 5.3: Vzorec malte med tlačno preiskavo tlačne trdnosti
Fig. 5.3: Mortar sample before during the compressive strength test

Rezultate preiskave podajamo v preglednici 5.1, v kateri je poleg rezultatov preiskav tlačne trdnosti podana še višina vzorcev d in dolžina daljšega roba vzorca l .

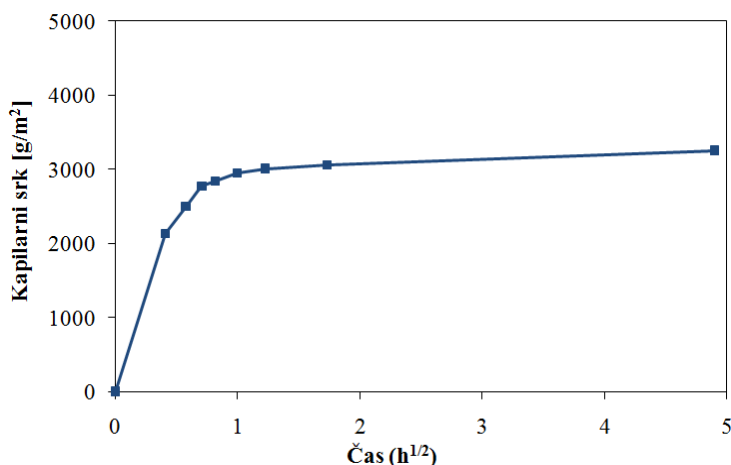
Preglednica 5.1: Rezultati preiskav tlačne trdnosti obstoječe malte
Table 5.1: The results of compressive strength tests of the existing mortar

	d (cm)	l (cm)	f_m (MPa)	f_{mr} (MPa)
povprečje	2,34	3,18	1,75	1,17
stdev.	0,15	0,39	0,30	
cov.	7 %	12 %	17 %	

Povprečno tlačno trdnost f_m smo dobili s tlačno preiskavo na osmih vzorcih in je znašala 1,75 MPa. Ker smo morali zaradi nepravilne oblike vzorcev upoštevati oblikovni faktor $\delta = 1,5$ (Schickert, 1981), je pri določanju tlačne trdnosti obstoječe malte merodajna reducirana povprečna tlačna trdnost f_{mr} , ki jo dobimo iz povprečne tlačne trdnosti f_m z upoštevanjem oblikovnega faktorja δ :

$$f_{mr} = f_m \cdot \delta. \quad (5.1)$$

Tako dobimo oceno povprečne tlačne trdnosti apnene malte, kot bi jo dobili na kocki 4 x 4 x 4 cm, enako $f_{mr} = 1,17$ MPa. Glede na rezultate, ki sta jih predstavila Bokan-Bosiljkova in Valek (2009), se upogibne trdnosti apnenih malt, pripravljenih iz slovenskih materialov, gibljejo okoli 0,56 MPa, tlačne trdnosti pa okoli 1,16 MPa. Za upogibno trdnost obravnavane apnene malte lahko torej predpostavimo vrednost 0,56 MPa. Koeficient vodovpojnosti obstoječe apnene malte je bil relativno visok in je po 24 urah potopitve v vodi znašal 9,9 %. Prav tako je bil relativno visok kapilarni srk, ki smo ga določali skladno s postopkom, ki ga predlaga Veiga s sodelavci (2004). V ta namen smo iz stavbe odvzeli osem vzorcev malte približnih dimenzij 3 x 3 cm. S pomočjo milimetrskega papirja smo nato v laboratoriju določili površino naležnih ploskev, jih na neizpostavljenih delih obvili z nepropustno folijo, da smo preprečili izhlapevanje vode, in jih stehali v suhem stanju. Vzorce smo nato postavili v posodo z navlaženim filcem, tako, da smo na izpostavljeni površini omogočili kapilarni srk vode (slika 5.4). Količino vsrkane vode smo določili na podlagi razlike v masi vzorcev, ki smo jih tehtali v različnih časovnih intervalih.



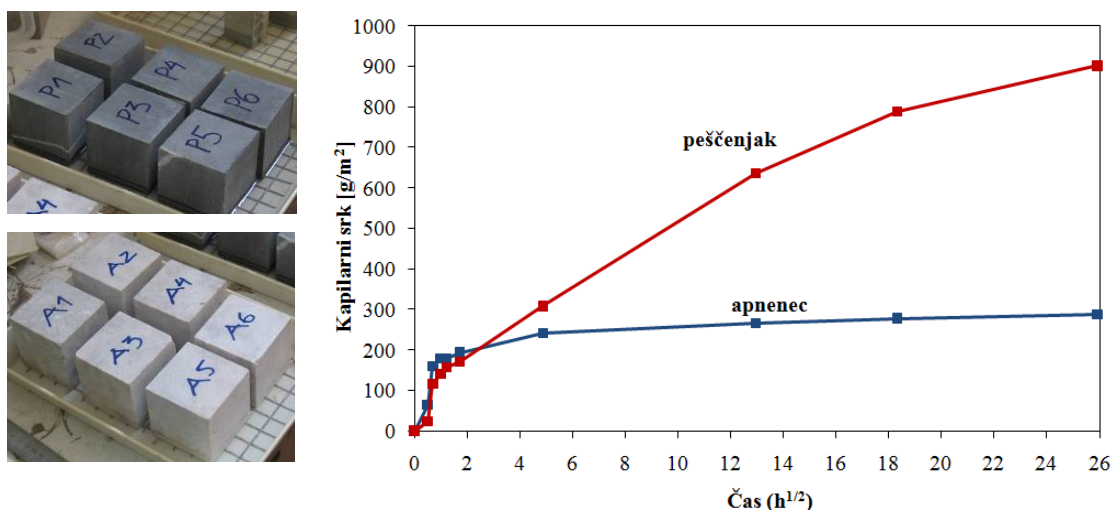
Slika 5.4: Izvedba in rezultati preiskave kapilarnega srka vzorcev malte

Fig. 5.4: Execution and results of water absorption due to capillary action of mortar specimens

Iz slike 5.4 vidimo, da kapilarni srk v prvi uri preiskave najhitreje narašča in doseže vrednost 2.950 g/m^2 , nato pa se po 24-ih urah preiskave ustali na 3.250 g/m^2 . Neposredna primerjava z rezultati kapilarnega srka na maltnih prizmah M1 in M3a, uporabljenih za pozidavo opečnih zidkov, zaradi različnih dimenzij vzorcev ni relevantna. Primerljive vrednosti smo dosegli pri določanju koeficienta vodovpojnosti (glej točko 4.5). Ta znaša v primeru malte M1 9,1 % in v primeru malte M3a 12,9 %. Kot ugotavlja Binda s sodelavci (1997) lahko zaradi visoke začetne stopnje vodovpojnosti malte v večslojnem kamnitem zidu pride do krčenja in segregacije injekcijske mešanice za injektiranje zidov.

5.3.2 Preiskave kamna

Pri preiskavah smo uporabili dve vrsti kamna, ki sta bila najpogosteje zastopana pri gradnji stavb na ruralnih območjih Slovenije – apnenec in peščenjak. Na kockah z robom 7,07 cm smo opravili preiskave kapilarnega srka in tlačne trdnosti. Na kamitih vzorcih smo po standardu SIST EN 772-11:2000 v različnih časovnih intervalih (0, 15 minut, 30 minut, 60 minut, 90 minut, 180 minut, 24 ur, 7 dni, 14 dni in 28 dni) iz vrednotili koeficient absorbcije vode kot posledico kapilarnega srka (slika 5.5).



Slika 5.5: Izvedba in rezultati preiskave kapilarnega srka vzorcev kamna

Fig. 5.5: Execution and results of water absorption due to capillary action of stone specimens

Po prvih 3 urah testa je kapilarni srk apnenca znašal 194 g/m^2 . V primeru peščenjaka smo izmerili nekoliko nižjo vrednost, in sicer 171 g/m^2 . Po približno 24-ih urah preiskave se je situacija obrnila: kapilarni srk apnenca se je stabiliziral, medtem ko je kapilarni srk peščenjaka še zmeraj strmo naraščal. Končne vrednosti kapilarnega srka so se v primeru apnenca po 28-ih dneh ustalile na 287 g/m^2 , v primeru peščenjaka pa na 901 g/m^2 . Rezultati kažejo, da je bila začetna stopnja kapilarnega srka višja v primeru apnenca, medtem ko je bila končna vrednost kapilarnega srka pričakovano višja v primeru peščenjaka. Takšen rezultat so potrdile tudi preiskave vodovpojnosti. Izvedli smo jih skladno s standardom SIST EN 1097-6:2002 in po 24-urah dobili za apnenec koeficient vodovpojnosti 0,09 %, za peščenjak pa 0,22 %. Tomažević s sodelavci (1989) je na primer za gradnjo zidnih preskušancev uporabil sljudnati kremenov peščenjak, katerega vodovpojnost je bila veliko višja in je znašala 1,94 %. Vidimo lahko, da so vodovpojnosti preiskanih vrst kamna zelo nizke, zato ne moremo pričakovati, da bi imele negativen vpliv na kakovost stičnega območja med kamni in injekcijsko mešanico. Skladno s standardom SIST EN 772-11:2000, smo določali tudi prostorninsko maso kamnitih vzorcev v suhem in navlaženem stanju. Prostorninske mase, podane v preglednici 5.2, se med obema vrstama kamna pomembno ne razlikujejo. Na račun nizke stopnje vodovpojnosti so razlike pri apnencu minimalne tudi med suhim in navlaženim stanjem (po preiskavi kapilarnega srka). Nekoliko višje so pri peščenjaku.

Preglednica 5.2: Prostorninska masa apnenca (L) in peščenjaka (S) v suhem in navlaženem stanju
Table 5.2: Bulk density of limestone (L) and sandstone (S) in dry and moistened state

	ρ_L (kg/m ³)	ρ_S (kg/m ³)
Vzorci v suhem stanju		
povprečje	2.652	2.572
stdev	8	6
cov	0 %	0 %
Vzorci v navlaženem stanju		
povprečje	2.656	2.604
stdev	6	4
cov	0 %	0 %

Tlačno trdnost kamnitih kock apnenca in peščenjaka smo določali skladno s standardom SIST EN 772-1:2002. Na sliki 5.6 sta prikazujemo vzorca peščenjaka in apnenca po preiskavi tlačne trdnosti, v preglednici 5.3 pa podajamo tlačne trdnosti apnenca f_{cL} in peščenjaka f_{cS} v suhem in navlaženem stanju.



Slika 5.6: Preiskave tlačne trdnosti peščenjaka in apnenca
Fig. 5.6: Compressive strength tests on sandstone and limestone specimens

Iz rezultatov tlačnih trdnosti suhih in navlaženih vzorcev v primeru apnenca ne moremo razbrati pomembnih razlik. Povprečna tlačna trdnost suhih vzorcev je 120 MPa, navlaženih 125 MPa. Slednje je najverjetneje posledica nizke vodovpojnosti vzorcev. Če bi bila ta višja, bi praviloma prišlo do očitnejših razlik tudi pri tlačnih trdnostih. Pri peščenjaku znašajo povprečne tlačne trdnosti suhih vzorcev 209 MPa, tlačne trdnosti navlaženih vzorcev pa so približno 10 % nižje in znašajo 185 MPa.

Preglednica 5.3: Tlačna trdnost apnenca in peščenjaka
Table 5.3: Compressive strength of limestone and sandstone

	f_{cL} (MPa)	f_{cS} (MPa)
Vzorci v suhem stanju		
povprečje	120	209
stdev	25	10
cov.	20 %	5 %
Vzorci v navlaženem stanju		
povprečje	125	185
stdev	11	17
cov.	8 %	9 %

5.3.3 Preiskave injekcijskih mešanic

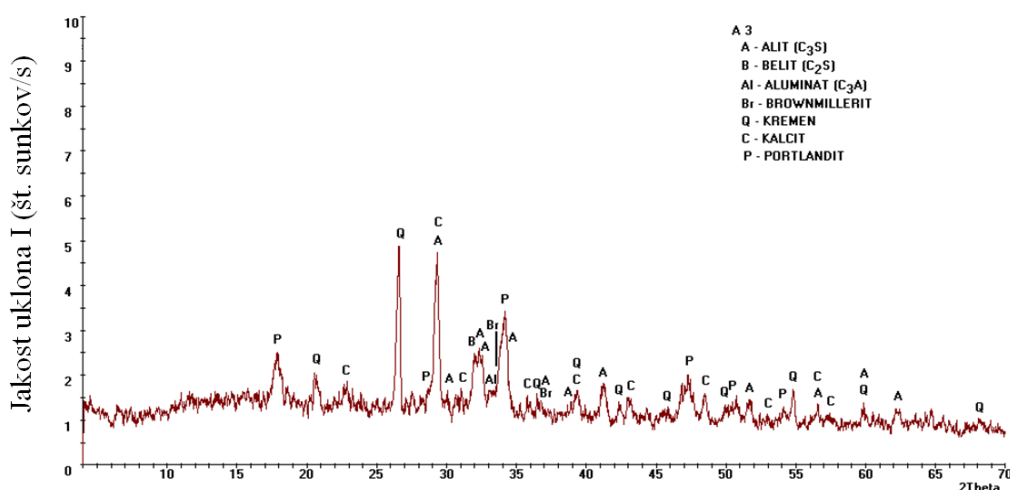
V okviru predhodnih laboratorijskih preiskav (Uranjek in sod., 2010,) smo analizirali devet vrst injekcijskih mešanic, dobavljivih na slovenskem tržišču. Preskušene injekcijske mešanice so bile izdelane na osnovi hidravličnega apna in pucolanov, kombinacije apna in cementa z ali brez dodanih pucolanov ter na osnovi cementa. Na podlagi kemijskih, fizikalnih in mehanskih kriterijev, ki smo jih definirali po pregledu dostopne literature in sodelovanju s konservatorji in proizvajalci, smo injekcijske mešanice razvrstili v tri kakovostne razrede. Kriterije za injekcijske mešanice v suhem, svežem in strjenem stanju smo povzeli v preglednici 5.4 (Uranjek in sod., 2011). Razred A pomeni mešanico visoke kakovosti (za pomembne, spomeniško zaščitene zgodovinske stavbe), razred B mešanico srednje kakovosti in razred C mešanico nizke kakovosti (za običajne zgodovinske stavbe).

Preglednica 5.4: Povzetek kriterijev za mešanice v suhem, svežem in strjenem stanju
Table 5.4: Summary of proposed criteria for grouts in dry, fresh and hardened state

Dry grout	Fresh grout	Hardened grout
vsebnost kloridov A≤0,01%, B≤0,02%, C≤0,05%	v/v razmerje A,B,C≤0,60 (toleranca +10%)	sprememba prostornine A: ±0,3%, B: ±0,6%, C: ±1,0%
vsebnost alkalij A≤0,1%, B≤0,5%, C≤1,0%	pretočnost A≤25s ($\Delta t \leq 10\%$)*	upogibna trdnost A,B,C≥2,0MPa
vsebnost sulfatov A≤0,1%, B≤0,5%, C≤3,0%	B≤30s ($\Delta t \leq 10\%$)* ali B≤25s ($\Delta t \leq 20\%$)* C≤30s ($\Delta t \leq 20\%$)*	tlačna trdnost A,B,C≥6,0MPa
	izločanje vode A,B,C≤2,0% (toleranca +10%)	cepilna natezna trdnost A,B,C≥0,80MPa

* Nanaša se na razliko med pretočnostjo takoj po zamešanju in po 30 minutah.

Ob upoštevanju kriterijev, podanih v preglednici 5.4, so samo štiri mešanice izpolnile postavljene zahteve: cementno-apnena injekcijska mešanica z oznako AC2, ki se je uvrstila v kakovostni razred B, ter cementno-apnena injekcijska mešanica AC1 in dve cementni injekcijski mešanici z oznakama C1 in C2, ki so se uvrstile v kakovostni razred C. Navedene štiri mešanice smo uporabili za sistematično injektiranje analizirane stavbe v Čezsoči. Sestavo mešanic C1, C2 in AC2 so nam zaupali proizvajalci (preglednica 5.5), sestavo mešanice AC1 pa smo določili z metodo rentgenske difrakcije. Na sliki 5.7 prikazujemo difraktogram vzorca injekcijske mešanice AC1, iz katerega vidimo, da vzorec sestavljajo alit, belit, brownmillerit, aluminat, portlandit, kremen in kalcit.



Slika 5.7: Difraktogram vzorca injekcijske mešanice AC1
Fig. 5.7: X-ray diffraction diagram of injection grout AC1

Sestavo mešanice AC1 v masnih %, določena na podlagi mineraloške analize s kvantitativnim multifaznim vrednotenjem, skupaj s sestavo ostalih injekcijskih mešanic podajamo v preglednici 5.5. Okrajšave imajo sledeč pomen: PC – portlandski cement, AM – apnenčeva moka in KM – kremenova moka.

Preglednica 5.5: Sestava injekcijskih mešanic v masnih deležih (%)

Table 5.5: Composition of the grouts in % by mass

Oznaka	PC	Hidratizirano apno	AM	KM	Bentonit*	Dodatek za nabrekanje*
C1	100	-	-	-	3	0,3
C2	100	-	-	-	-	0,5
AC1	54	15	17	14	-	-
AC2	75	25	-	-	3	0,3

*Podano v % glede na maso veziva.

V sklopu preiskav injekcijskih mešanic smo analizirali njihove lastnosti v suhem (vsebnost škodljivih snovi), svežem in strjenem stanju. Za analiziranje lastnosti mešanic smo uporabili standarde za beton, malto ter različico standardov za kable za prednapenjanje iz leta 1996 (EN 445 do EN 447) s prilagoditvami, kjer je bilo to potrebno. V preglednici 5.6 podajamo vsebnosti kloridov (Cl⁻), sulfatov (SO₃) in alkalij (Na₂O ekvivalent) v suhi injekcijski mešanici, ki smo jih analizirali skladno s standardom SIST EN 196-2:2005.

Preglednica 5.6: Vsebnost kloridov, sulfatov in alkalij injekcijskih mešanic v masnih deležih (%)
Table 5.6: Chlorides, sulfates and alkali content in analyzed grouts in % by mass

Oznaka	Cl ⁻	SO ₃	Na ₂ O ekvivalent
C1	0,02	0,30	0,40
C2	0,00	2,00	0,70
AC1	0,01	0,80	0,40
AC2	0,02	0,50	0,30

V preglednici 5.7 podajamo lastnosti sveže injekcijske mešanice, kjer v/v označuje vodo vezivno razmerje, ρ_{m0} prostorninsko maso sveže injekcijske mešanice določeno skladno s standardom SIST EN 1015-6:1999, t_p pretočnost sveže injekcijske mešanice in v_l izločanje vode, določena po standardu EN 445 (1996), in wrv sposobnost zadrževanja vode sveže injekcijske mešanice določena v skladu s standardom PSIST prEN 1015-8:2001.

Preglednica 5.7: Lastnosti sveže injekcijske mešanice
Table 5.7: Properties of fresh injection grout

Oznaka	v/v (-)	ρ_{m0} (kg/m ³)	t_p (s)	v_l (%)	wrv (%)
C1	0,40	1.895	13,8/15,5*	0,52	86,2
C2	0,43	1.856	27,2/44,5*	1,03	86,1
AC1	0,50	1.673	13,5/13,4*	0,20	94,1
AC2	0,62	1.659	13,6/16,3*	0,53	88,7

*vrednosti se nanašajo na pretočnosti izmerjene 30 minut po zamešanju

Pretočnosti analiziranih mešanic, ki smo jih izmerili takoj po zamešanju in po preteku 30–ih minut so bile, z izjemo mešanice C2, relativno nizke. Mešanica C2 je pogojno izpolnila zahteve kakovostnega razreda C, če upoštevamo, da je pretočnost parameter, ki ga je mogoče kontrolirati s poostreno kontrolo proizvodnje in dodatkov. Pri mešanici C2 smo dobili tudi najvišje izločanje vode, in sicer 1,03 %, čeprav še zmeraj pod kriterijem 2,0 %, podanim v preglednici 5.4. Pri vseh analiziranih injekcijskih mešanicah smo dosegli relativno visoke vrednosti sposobnosti zadrževanja vode, in sicer med 86,1 in 94,1 %. Lastnosti strjene

injekcijske mešanice, stare 90 dni, podajamo v preglednici 5.8. Spremembo prostornine injekcijske mešanice ΔV smo določali po standardu EN 445 (1996), prostorninsko maso ρ_m v strjenem stanju pa po standardu SIST EN 1015-10:2001. Upogibno trdnost in tlačno trdnost injekcijskih mešanic f_{fm} in f_{cm} smo določali v skladu s standardom SIST EN 1015-11:2001, cepilna natezna trdnost f_{ctm} po standardu SIST EN 12390-6:2001, ter sprijemna natezna trdnost f_{umL} in f_{umS} na dveh podlagah: apnencu in peščenjaku, skladno s standardom SIST EN 1015-12:2001.

Preglednica 5.8: Lastnosti strjene injekcijske mešanice pri starosti 90 dni (koeficient variacije v % je podan v oklepajih)

Table 5.8: Properties of hardened injection grout at the age of 90 days (the coefficient of variation in % is indicated in brackets)

Oznaka	ΔV (%)	ρ_m (kg/m ³)	f_{fm} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{umL} (MPa)	f_{umS} (MPa)
C1	1,2 (26)	1.815 (0,4)	4,4 (14)	52,3 (6,0)	1,4 (14)	0,14 (14)	0,19 (10)
C2	0,0 (130)	1.683 (1,0)	4,4 (12)	47,0 (2,0)	1,6 (19)	0,19 (37)	0,21 (38)
AC1	0,9 (16)	1.467 (0,6)	6,3 (10)	23,7 (6,0)	0,9 (4)	0,10 (40)	0,22 (27)
AC2	0,6 (18)	1.361 (0,4)	2,8 (7)	21,7 (5,0)	1,4 (21)	0,25 (28)	0,18 (22)

Pri mešanici C2 nismo evidentirali spremembe prostornine, pri mešanici C1 pa je ta znašala 1,2 %. Cementno-apneni mešanici sta izkazali nižje vrednosti spremembe prostornine, in sicer AC1 0,9 % in AC2 0,6 %. Po pričakovanjih so bile prostorninske mase in tudi tlačne trdnosti višje pri cementih mešanicah C1 in C2 kot pri cementno-apnenih AC1 in AC2. Pri upogibnih trdnostih smo za cementni mešanici C1 in C2 dobili enaki vrednosti. Pri mešanici AC2 je bila vrednost upogibne trdnosti najnižja, pri mešanici AC1 smo dobili najvišjo vrednost. Razlog za to sta najverjetneje dokaj velika deleža apnenčeve in kremenove moke, ki sta delovali kot polnilo. Cepilne natezne trdnosti mešanic C1, C2 in AC2 so bile v približno enakem rangu. Pri mešanici AC1 smo dobili nižjo vrednost. Pri preiskavi sprijemne natezne trdnosti smo pri vseh mešanicah, razen pri AC2, dobili višje vrednosti, ko smo kot podlago uporabili peščenjak. Tak rezultat smo glede na večjo površinsko poroznost in hrapavost peščenjaka v primerjavi z apnencem pričakovali.

5.3.4 Preiskave valjastih preskušancev

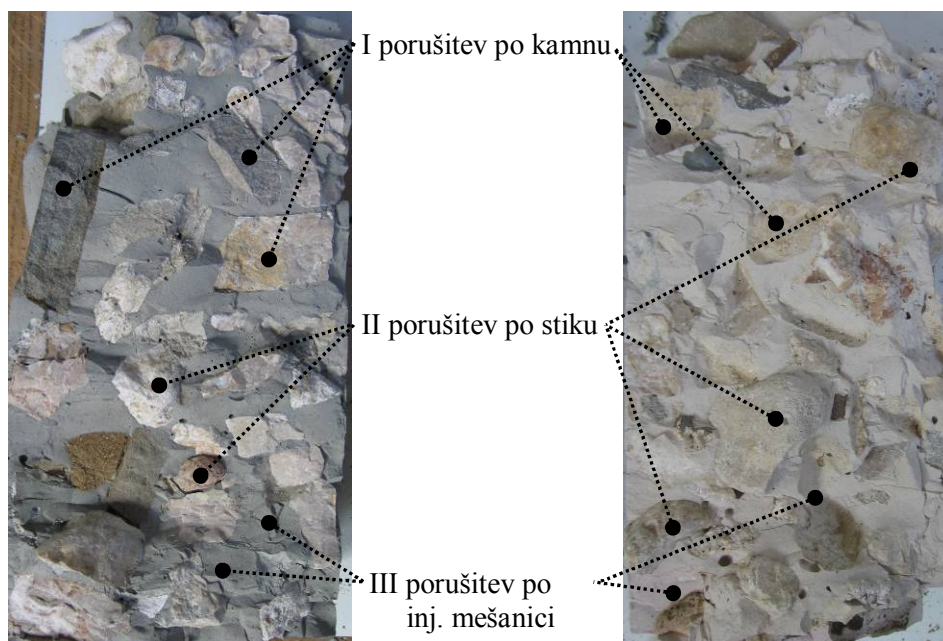
Pri gradnji večslojnih kamnitih zidov so zidarji navadno zapolnili prostor med zunanjsima slojema z ostanki, preostalimi pri oblikovanju kamnov za gradnjo zunanjih slojev zidu, pa tudi s prodniki in apneno malto. Da bi ponazorili in ovrednotili lastnosti injektiranega jedra takšnega zidu, smo pripravili valjaste preskušance premera 15 cm in višine 30 cm (slika 5.8). Postopek priprave preskušancev je bil podoben postopku, ki ga je predlagala Binda (Binda in sod., 1993) in so ga v zadnjem času uporabili tudi ostali raziskovalci (Valluzzi, 2009). V našem primeru pri pripravi valjastih preskušancev nismo uporabili apnene malte, ampak smo jih postopoma napolnili s posameznimi frakcijami apnenca in peščenjaka, da bi dobili medseboj čimbolje primerljive preskušance. Posamezen preskušanec je bil v povprečju sestavljen iz 37 % mas frakcije 45/63 mm in frakcije 32/45 mm, 25 % mas frakcije 16/32 mm in 1 % mas frakcije 8/16 mm. Da so bili preskušanci medsebojno dobro primerljivi, so pokazali rezultati izmerjene votlikavosti. Izračunali smo jo iz porabe injekcijske mešanice in je v povprečju znašala od 31,4 % do 32,5 %. Valjaste preskušance smo injektirali z mešanicami C1, C2, AC1 in AC2. Za vsako izmed mešanic smo pripravili šest preskušancev: tri za preiskavo tlačne in tri za preiskavo cepilne natezne trdnosti. Pri starosti 90 dni smo preskušance podvrgli tlačni preiskavi po standardu SIST EN 12930-3:2002 in cepilni natezni preiskavi v skladu s standardom SIST EN 12930-6:2001.



Slika 5.8: Iz leve: preskušanci pripravljene za injektiranje, izvedba injektiranja, preiskava tlačne trdnosti, preiskava cepilne natezne trdnosti

Fig. 5.8: From left: specimens prepared for grouting, grout injection, compressive strength test, tensile splitting strength test

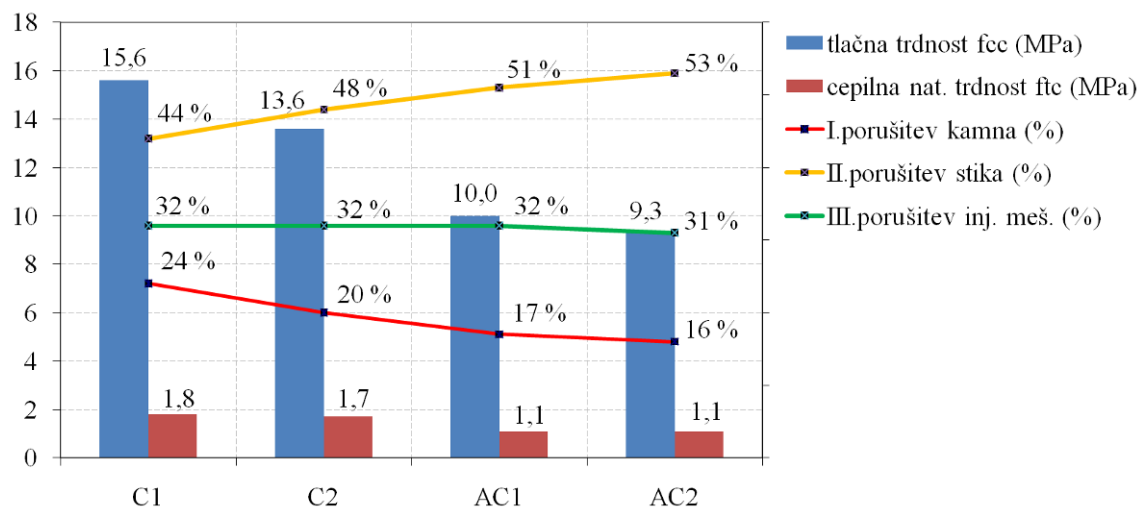
Po zaključeni preiskavi cepilne natezne trdnosti smo prereze porušenih preskušancev podrobneje analizirali. Pri tem smo evidentirali in ovrednotili tri načine porušitev: I – porušitev po kamnu (prelom kamna), II – porušitev po stiku (intaktna površina kamna) in III – porušitev po injekcijski mešanici, prikazane na sliki 5.9.



Slika 5.9: Evidentirani načini porušitev valjastih preskušancev C1 (levo) in AC1 (desno) pri cepilni natezni preiskavi

Fig. 5.9: Registered failure modes of cylindrical specimens C1 (left) and AC1 (right) at tensile splitting strength test

Pri vseh analiziranih vzorcih je ne glede na vrsto uporabljene mešanice, prevladujoč način porušitve II – porušitev stika med kamni in injekcijsko mešanico. Načina porušitve I in III sta bila zastopana v manjši meri. Iz slike 5.9 je vidno, da je bil pri valju, ki smo ga injektirali s cementno injekcijsko mešanico C1, način porušitve I (po kamnu) bolj zastopan kot pri valju, injektiranem s cementno-apneno injekcijsko mešanico AC1. Obratno velja za način porušitve II (po stiku). Slednje kaže na višjo adhezijsko sposobnost cementne injekcijske mešanice C1 v primerjavi s cementno-apneno AC1. Rezultati analize prerezov so dobro sovpadali tudi z izmerjeno votlikavostjo, ki smo jo izračunali iz porabe injekcijske mešanice. Površina injekcijske mešanice je namreč predstavljala povprečno 32 %, površina kamnov pa 68 % celotnega prereza. Tlačna trdnost in cepilna natezna trdnost sta bili višji v primeru valjev, injektiranih s cementnima injekcijskima mešanicama C1 in C2, in sicer za 36–68 % pri rezultatih tlačne trdnosti in 55–64 % pri cepilni natezni trdnosti. Na sliki 5.10 prikazujemo rezultate tlačne f_{cc} in cepilne natezne trdnosti posameznih valjastih preskušancev f_{tc} ter delež posameznega načina porušitve pri cepilni natezni preiskavi.



Slika 5.10: Povprečna tlačna in cepilna natezna trdnost valjastih preskušancev in zastopanost posameznih načinov porušitve pri cepilni natezni preiskavi
Fig. 5.10: Average compressive and tensile splitting strengths of cylinder specimens and percentage of separate failure modes at tensile splitting strength test

Delež porušitve valjev po injekcijski mešanici (III) je za vse uporabljene injekcijske mešanice približno enak in znaša 31–32 %. V primeru valjev, injektiranih z mešanicama AC1 in AC2, je porušitev po stiku (II) zajemala od 51 do 53 % celotnega prereza, v primeru valjev, injektiranih s cementnima mešanicama pa 44 % pri C1 in 48 % pri C2. Pri porušitvi po kamnu (I) so vrednosti višje pri cementnih mešanicah (20–24 %) kot pri cementno-apnenih mešanicah (16–17 %). Rezultati kažejo, da smo v primeru injektiranja s cementnima mešanicama dosegli boljšo adhezijo med kamni in mešanico, kar se je odrazilo na cepilnih nateznih trdnostih in tlačnih trdnostih valjev. Dosežena stopnja adhezije med kamni in injekcijsko mešanico ter cepilna natezna trdnost same mešanice sta torej imeli prevladujoč vpliv na cepilno natezno trdnost valjastega preskušanca, ne glede na vrsto uporabljene mešanice. Če primerjamo rezultate tlačnih in cepilnih nateznih trdnosti valjastih preskušancev z rezultati sprijemnih nateznih trdnosti injekcijskih mešanic na apnencu oziroma peščenjaku, ugotovimo, da pri preiskavi sprijemnih nateznih trdnosti ni odstopanja v korist cementnih injekcijskih mešanic, temveč so slednje s cementno-apnenimi mešanicami relativno dobro primerljive. Rezultati preiskave cepilne natezne trdnosti injekcijskih mešanic, ki smo jih podali v preglednici 5.8, kažejo boljše ujemanje s cepilnimi nateznimi preiskavami valjastih preskušancev. Cepilna natezna trdnost cementne injekcijske mešanice tako znaša 1,4 MPa za C1 in 1,6 MPa za C2. Pri cementno-apneni mešanici AC1 se zmanjša na 0,9 MPa. Izjema je injekcijska mešanica AC2, pri kateri dosežemo cepilno natezno trdnost 1,4 MPa. Tudi

rezultati preiskav tlačnih trdnosti injekcijskih mešanic, podanih v preglednici 5.8, relativno dobro sovpadajo z rezultati preiskav tlačnih trdnosti na valjastih preskušancih, čeprav so razlike med tlačnimi trdnostmi valjastih preskušancev manjše kot pri tlačnih trdnostih samih injekcijskih mešanic. Na tlačno trdnost valjastih preskušancev namreč vpliva tudi dosežena trdnost stika med injekcijsko mešanico in kamni, ki za posamezne vrste injekcijskih mešanic (cementne/cemento-apnene) ni tako različna kot tlačne trdnosti samih injekcijskih mešanic.

5.4 Izvedba sistematičnega injektiranja

Sistematično injektiranje smo izvedli na zidnih slopih 1-C1, 2-AC1, 3-AC2 in 4-C2. Pozicije slopov prikazujemo na sliki 5.2. Pri tem smo, da bi za posamezne vrste injekcijskih mešanic zagotovili primerljive pogoje, s cementnima injekcijskima mešanicama C1 in C2 zainjektirali označene dele zunanjih (obodnih) zidov objekta, s kombiniranima cementno-apnenima mešanicama AC1 in AC2 pa označeno območje notranjega (vmesnega) zidu objekta. Čeprav so bili obstoječi zunanji in notranji ometi zidov v dobrem stanju in bi najverjetneje lahko preprečili iztekanje injekcijske mešanice med injektiranjem, smo jih z vseh zidnih slopov pred začetkom injektiranja odstranili. To smo storili, da bi lahko podrobneje analizirali površinsko teksturo analiziranih zidnih slopov ter da bi ponazorili in verificirali ustaljeno slovensko prakso pri utrjevanju običajnih kamnitih stanovanjskih stavb. Pri takšnih stavbah namreč omet zaradi dotrajanosti in poškodb pred izvedbo injektiranja običajno odstranimo in ga po izvedenem injektiranju nadomestimo z novim. Ko smo omete odstranili, smo z notranje strani zidov izvrtali poševne vrtine pod kotom 15° v približnem rastru 30 cm. Vrtine smo izvedli z zamikom med vrstami do globine $2/3$ debeline zidu. V izvrtane vrtine smo vgradili injekcijske nastavke, površino zidov pa obdelali z grobim cementnim obrizgom v debelini 0,5–1,0 cm. V vsak injekcijski nastavek smo z namenom omočenja zidu in izpiranja prašnih delcev vlili približno 1,5 l vode. Tako smo omočili tudi apneno malto, s čimer smo zmanjšali možnost prevelikega krčenja in segregacije injekcijske mešanice (Binda in sod., 1997) zaradi visoke vodovpojnosti obstoječe malte. Injektiranje je potekalo od spodaj navzgor pri pritisku 3 bare, merjenim na iztoku naprave za injektiranje, s sprotnim zapiranjem injekcijskih nastavkov ob iztekanju mešanice. Pripravo zidu 1-C1 ter začetek izvedbe sistematičnega injektiranja prikazujemo na sliki 5.11.



Slika 5.11: Priprava zidu 1-C1 in izvedba sistematičnega injektiranja
Fig. 5.11: Preparation of the wall 1-C1 and execution of grout injection

V preglednici 5.9 podajamo količine, ki smo jih merili pri spremljavi injektiranja. Pri tem v/v označuje vodovezivno razmerje, t pretočnost mešanice, $t_{meš}$ čas mešanja, t_{inj} čas injektiranja zidnega slopa, p pritisk pri injektiranju, P_1 poraba pripravljene injekcijske mešanice v litrih, P_2 poraba suhe injekcijske mešanice v kg/m^3 in T zunanja in notranja temperatura v času injektiranja.

Preglednica 5.9: Rezultati meritev pri spremljavi injektiranja
Table 5.9: Values measured during injection grouting

Oznaka	v/v (-)	t (s)	$t_{meš}$ (min)	t_{inj} (min)	p (bar)	P_1 (l)	P_2 (kg/m^3)	T ($^{\circ}\text{C}$)
1-C1	0,425 (0,40*)	15,1 (42,3*)	10	65	3	390	168	14/17
2-AC1	0,50	13,0	5	70	3	228	134	18/15
3-AC2	0,619	15,9	10	60	3	272	146	19/16
4-C2	0,45 (0,435*)	17,2 (29,9*)	3	55	3	301	162	18/15

*Vrednosti pred povišanjem v/v razmerja

Kljub upoštevanju predpisanih vodovezivnih razmerij oziroma potrebe po vodi, smo že pri preskušanju injekcijskih mešanic v svežem stanju (glej točko 5.3.3.) in injektiranju cilindričnih preskušancev, naleteli na težave pri doseganju ustrezne pretočnosti. Zaradi tega smo pred injektiranjem stavbe in situ izvedli dodatne laboratorijske preiskave pretočnosti. Ugotovili smo, da v primeru cementnih injekcijskih mešanic C1 in C2, s predpisanim vodovezivnim razmerjem ne moremo doseči ustrezne pretočnosti. Vodovezivna razmerja za mešanici C1 in C2 so bila tako ustrezno povišana, vrednosti pa upoštevane pri pripravi mešanic in situ. Že minimalno povečanje deleža dodane vode (z $v/v = 0,40$ na $v/v = 0,425$), je v primeru mešanice C1 pomenilo veliko razliko v pretočnosti (prej 42,3 s, potem 15,1 s).

Vsako izmed mešanic smo pred začetkom injektiranja mešali toliko časa, kot so to zahtevala navodila, in sicer 3 minute v primeru mešanice C2, 5 minut v primeru mešanice A3 ter 10 minut v primeru mešanic C1 in AC2. Injektiranje smo pri vseh mešanicah izvajali pod pritiskom 3 bare (merjeno na iztoku naprave za injektiranje), pri čemer smo za vsak posamezen zidni slop spremljali porabo injekcijske mešanice. Večjo porabo smo izmerili pri injektiranju obodnih zidnih slopov 1-C1 in 4-C2, kjer je za slop 1-C1 poraba mešanice znašala 390 l oziroma 168 kg/m^3 , za slop 4-C2 pa 301 l oziroma 162 kg/m^3 . Nekoliko manjša je bila poraba pri injektiranju notranjih zidnih slopov 2-AC1 in 3-AC2, in sicer 228 l oziroma 134 kg/m^3 za slop 2-AC1 in 272 l oziroma 146 kg/m^3 za slop 3-AC2. Če upoštevamo izkustveno merilo porabe suhe mešanice 120–150 kg/m^3 (Janežič in sod., 1998), gre v vseh primerih za močno votlikave oziroma injektibilne zidove. Čeprav je injektiranje izvajala izkušena ekipa, smo pri izvedbi opazili pomanjkljivosti, z odpravo katerih bi bilo mogoče kakovost izvedenih del še izboljšati. Da bi se izognili vnosu zračnih mehurčkov, izvajalci v času injektiranja pogosto prekinajo proces mešanja. Slednje je imelo v našem primeru za posledico slabšo obdelavnost, pretočnost in težavnejšo izvedbo injektiranja – predvsem v primeru mešanic C2 in AC2. Ko smo v nadaljevanju uvedli konstantno mešanje injekcijske mešanice tudi med samim injektiranjem, do omenjenih težav ni več prihajalo.

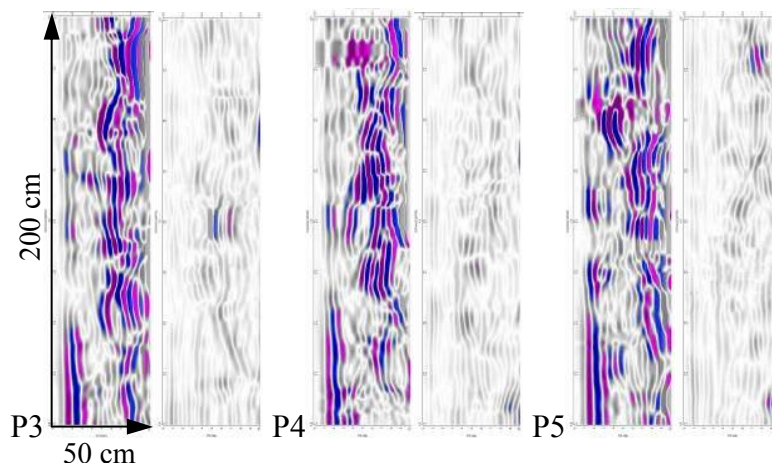
5.5 Neporušne preiskave

5.5.1 Georadarske meritve

Georadarske meritve smo izvajali skladno z napotki v ONSITEFORMASONRY Deliverable D11.1 Radar (2004a) pred in po sistematičnem injektiranju zato, da bi ocenili votlikavost in morfologijo zidov ter posledično kakovost sistematičnega injektiranja. Metoda temelji na oddajanju in sprejemanju visokofrekvenčnih elektromagnetnih valov. Ko oddani elektromagnetni signal doseže elektromagnetno mejo, se del energije odbije in registrira s sprejemno anteno, del pa nadaljuje širjenje skozi medij do naslednje elektromagnetne meje. Ker se dielektrične lastnosti (v_v – hitrost elektromagnetnega valovanja, in ε – dielektrična konstanta) med različnimi mediji medsebojno razlikujejo (npr. kamni in votlinami), lahko določimo meje med njimi. Ko so votline v zidu zapolnjene z injekcijsko mešanico, se refleksijski koeficient R , ki predstavlja jakost odboja med dvema medijema, spremeni:

$$R = \frac{\sqrt{\varepsilon_2} - \sqrt{\varepsilon_1}}{\sqrt{\varepsilon_2} + \sqrt{\varepsilon_1}} \quad (5.2)$$

V enačbi (5.2) predstavljata ε_1 in ε_2 dielektrični konstanti dveh različnih materialov oziroma medijev (votline in kamen pred ter injekcijsko mešanico in kamen po injektiranju). Georadarske meritve smo izvedli z georadarskim sistem SIR-2, ki ga sestavljajo centralna merilna enota, oddajno-sprejemna antena in pripomočki (kabli, vir). Pri tem smo uporabili 900 MHz oddajno-sprejemno anteno visoke natančnosti, pri kateri znaša optimalni globinski doseg od 0,5 do 1,0 m. Georadarski profili v razmiku 30 cm, pred in po injektiranju, so bili izvedeni na pozicijah 1-C1, 2-AC1, 3-AC2, 4-C2 in 5-C2. S primerjavo navpično izvedenih profilov, prikazanih na sliki 5.12, vidimo, da je bila z injektiranjem zidu 1-C1 dosežena zelo dobra zapolnitev votlin v zidu. Modre in vijolične lise predstavljajo anomalije – votline prisotne pred izvedbo injektiranja. Po injektiranju pa so ta območja zabrisana oziroma obarvana sivo, kar nakazuje na zapolnitev votlin po injektiranju. Izmerjeni refleksijski koeficient je pred injektiranjem dosegal vrednosti med $-1,0$ in $+1,0$. Po injektiranju so se vrednosti zmanjšale na $-0,5$ in $+0,5$. To kaže na zmanjšanje razlik med dielektričnimi konstantami. Iz slike 5.12 lahko vidimo tudi, da je bil osrednji del zidu bolj votlikav.

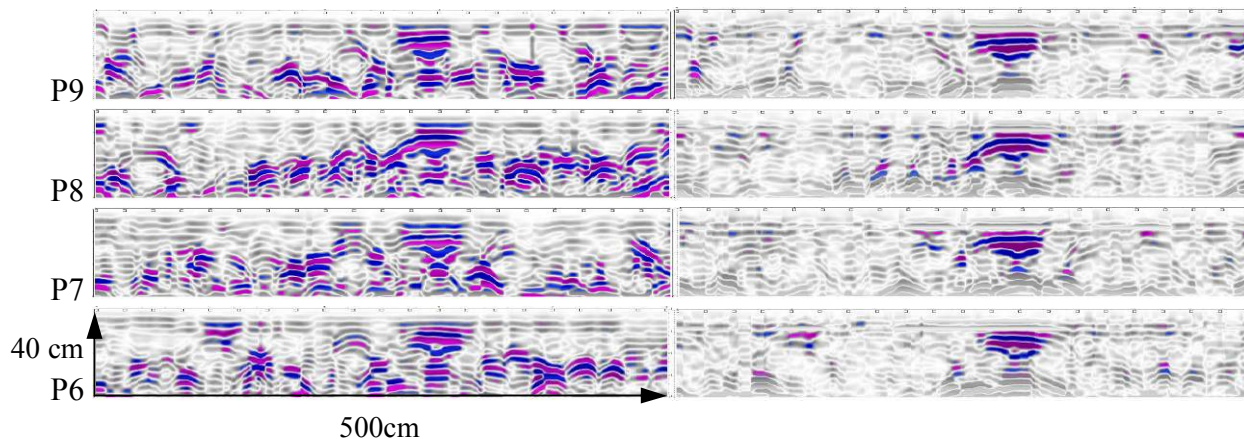


Slika 5.12: Navpični georadarski profili P3, P4 in P5 izvedeni na zidu 1-C1 pred (levo) in približno 180 dni po sistematičnem injektiranju (desno)

Fig. 5.12: Vertical GPR profiles P3, P4 and P5 of the wall 1-C1 before (left) and approximately 180 days after (right) grout injection

V vodoravni smeri izvedeni georadarski profili v območju vmesnega zidu, kjer je bilo izvedeno injektiranje preskušancev 2-AC1, 3-AC2, so prav tako pokazali, da smo injektiranje izvedli kakovostno in da je bilo zapolnjenih večino votlin v zidu (slika 5.13). Iz slike 5.13

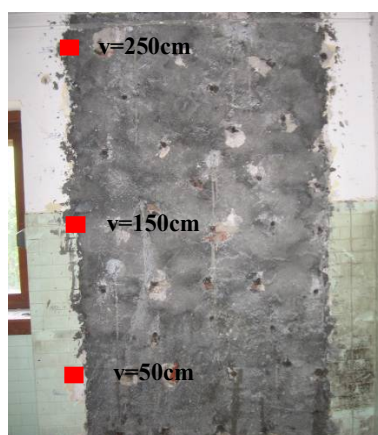
lahko jasno vidimo tudi pozicijo dimniške tuljave (večja anomalija v osrednjem delu georadarskih profilov, ki je ostala vidna tudi pri meritvah po injektiranju).



Slika 5.13: Vodoravni georadarski profili P3-P6 na zidnih preskušancih 2-AC1 in 3-AC2 na višini 70–190 cm v razmiku 30 cm pred (levo) in po injektiranju (desno)

Fig. 5.13: Horizontal GPR profiles P3-P6 of the walls 2-AC1 and 3-AC2 at height 70–190 cm and intervals of 30 cm before (left) and after (right) grout injection

Zavedajoč se vpliva vlage na georadarske meritve (Valluzzi in sod., 2002) smo pred in po injektiranju merili tudi razporeditev in stopnjo vlažnosti v zidovih. Da bi dobili primerne vzorce, smo v posamezne zidove vrtali luknje premera 10 mm do globine 15–20 cm na treh višinskih ravneh (slika 5.14). Pri tem smo uporabili vrtni stroj s svedrom premera 10 mm in dolžine 250 mm z glavo iz karbidne trdnine. Ker bi zaradi trenja med vrtnjem lahko prišlo do osušitve vlage v materialu (predvsem pri vrtnju trdnejših materialov, kot je kamen), smo gradivo zbirali v maltnih spojnicah ter vrtnje izvajali pri nižjih obratih. Med izvedbo posameznih vrtin smo vrtnje prekinili za toliko časa, da se je sveder ohladil.



Slika 5.14: Mesta meritve vlage na zidu 1-C1

Fig. 5.14: Measuring positions of moisture content on wall 1-C1

Zbrani material smo v zrakotesnih posodah prenesli v laboratorij, kjer smo vlažnost vzorcev, podano v preglednici 5.10, določali s sušenjem vzorcev v ventilirani sušilnici skladno s standardom SIST EN 1097-5:2000. Iz rezultatov vidimo povečan delež vlage 10 dni po injektiranju, nato pa padec vlažnosti 90 in 180 dni po injektiranju. To kaže na sušenje zidov. Glede na to, da so bile druge georadarske meritve izvedene približno 180 dni po injektiranju, smo vpliv vlage na meritve, kot posledico injektiranja, zanemarili.

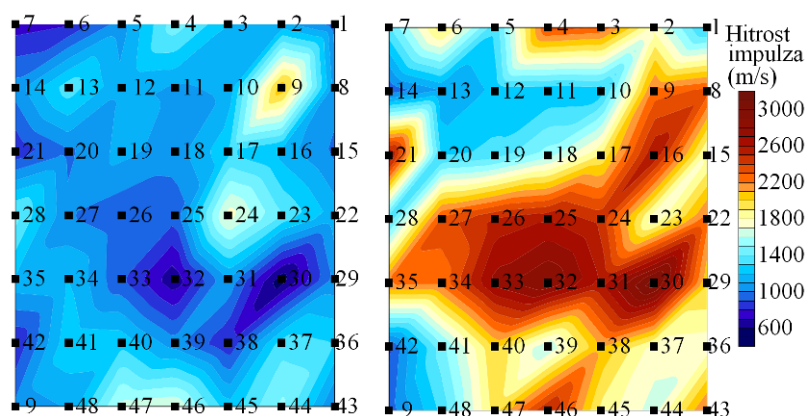
Preglednica 5.10: Meritve vlažnosti na zidu 1-C1 v pred ter 10 do 180 dni po injektiranju v masnih deležih (%)

Table 5.10: Measurements of moisture content in wall specimen 1-C1 before and 10 / 180 days after grout injection in % by mass

Višina (cm)	Pred injektiranjem	10 dni po injektiranju	90 dni po injektiranju	180 dni po injektiranju
50	1,6	2,5	1,8	1,2
150	0,2	2,8	1,7	0,7
250	0,4	3,1	2,1	0,8

5.5.2 Metoda s kladivom

Metoda s kladivom (angl. *sonic pulse test*) temelji na generiranju zvočnih impulzov v izbrani točki konstrukcije. Na osnovi časa prehoda zvočnega impulza med oddajnikom in sprejemnikom, dobimo informacijo o kakovosti gradnje in morfologiji preiskovanega zidu, saj na hitrost prehoda zvočnega impulza vpliva vrsta materiala, nehomogenosti in votline v zidu. Metoda temelji na določitvi hitrosti longitudinalnega primarnega p-valovanja, ki je funkcija gostote in elastičnih lastnosti materiala. Frekvenčno območje preiskav je območje zvoka od 20 Hz do 20 kHz. Pri metodi ustvarimo impulz z instrumentalnim kladivom in merimo čas, ki je potreben, da ta impulz prepotuje določeno razdaljo. Meritve smo izvedli z direktnim načinom, pri katerem sta bila oddajnik in sprejemnik postavljena v liniji na nasprotnih straneh zidu. Uporabili smo instrumentalno kladivo Dytran hammer 5801A5 in sprejemnik Wilcoxon Researches and Brüel & Kjær 4370. Meritve smo izvajali v skladu z ONSITEFORMASONRY Deliverable D11.1 Sonic pulse velocity test (2004b). Metodo smo uporabili za oceno kakovosti sistematičnega injektiranja zidu 5-C2. Primerjava izmerjenih hitrosti zvočnih impulzov pred in po injektiranju (slika 5.15) po pričakovanju pokaže višje vrednosti po injektiranju.



Slika 5.15: Hitrosti zvočnih impulzov pri metodi s klavivom skozi zid 5-C2 pred injektiranjem (levo) in po injektiranju (desno)

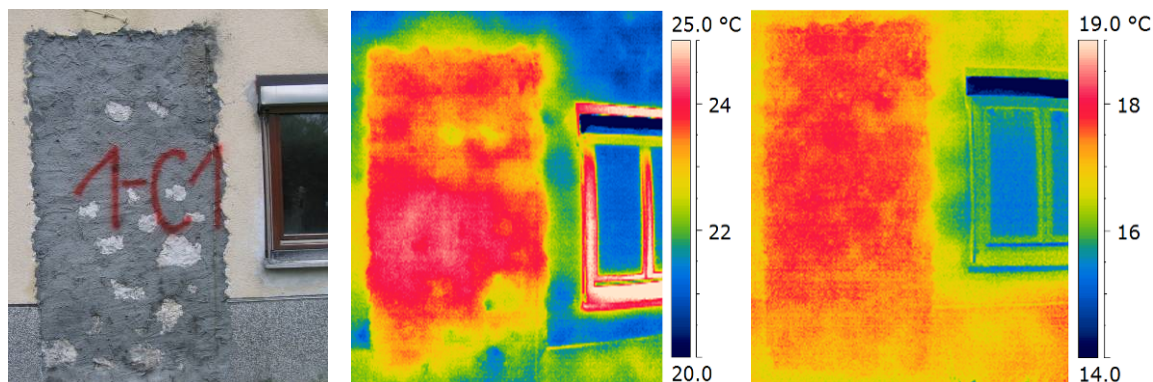
Fig. 5.15: Sonic test velocities measured on wall specimen 5-C2 before (left) and after grout injection (right)

Povprečna hitrost zvočnih impulzov pred injektiranjem je znašala 1.040 m/s in narasla na 1.794 m/s po injektiranju. Posamezne izmerjene vrednosti pred injektiranjem se z izjemo točk 9 in 24 gibljejo med 750 in 1.500 m/s, medtem ko znašajo vrednosti po injektiranju, razen v točkah 14, 42 in 49, med 1.000 in 3.000 m/s. Nizke vrednosti izmerjenih hitrosti v točkah med 29 in 35 pred injektiranjem (1.000 m/s in manj) nam kažejo na votline v zidu, ki so bile po injektiranju zapolnjene (2.000 m/s in več). V točkah, kjer so bile pred in po injektiranju glede na ostale vrednosti obakrat izmerjene primerljivo nizke vrednosti, lahko sklepamo o prisotnosti votlin, ki so ostale nezapolnjene tudi po injektiranju. Točke, kjer smo obakrat izmerili visoke vrednosti podobnega velikostnega reda (npr. točka 9), nakazujejo na območje kompaktne gradnje brez votlin.

5.5.3 Termografske meritve

Za spremljanje kontrole kakovosti sistematičnega injektiranja smo uporabili tudi termografske meritve. Pri tem smo uporabili termokamero Thermacam P20 proizvajalca FLIR. Termografske meritve so nam omogočile določitev območij zidu s povišano površinsko temperaturo v danem časovnem intervalu po izvedenem injektiranju, ko se je sproščala toplota kot posledica hidratacije veziva. Izmerjena površinska temperatura ni odvisna samo od toplote hidratacije, temveč tudi od zunanje temperature v času meritev ter od lokacije in velikosti votlin v zidu. Rezultate moramo zato interpretirati s poznavanjem zunanje temperature v času termografskih meritev in primerjati vrednosti, ki smo jih izmerili na injektiranih in neinjektiranih delih zidov. V primeru cementnih injekcijskih mešanic C1 in C2, smo najvišjo

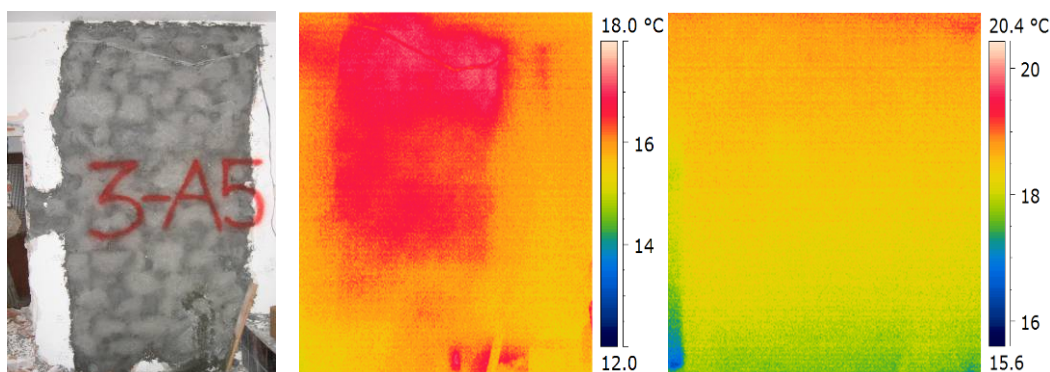
temperaturno razliko $\Delta T = 4\text{ }^{\circ}\text{C}$ med injektiranim in neinjektiranim delom zidu izmerili 28 ur po injektiranju ob zunanji temperaturi $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ (slika 5.16 sredina). 10 dni po injektiranju je temperaturna razlika med injektiranim in neinjektiranim delom zidu v primeru cementnih mešanic še vedno znašala $\Delta T = 2\text{ }^{\circ}\text{C}$ (slika 5.16 desno).



Slika 5.16: Termografske meritve zidu 1-C1 28 ur in 10 dni po injektiranju

Fig. 5.16: Thermo-graphic measurements of wall 1-C1 28 hours and 10 days after grouting

Pri injektiranju zidov s cementno-apnenima mešanicama AC1 in AC2 je najvišja temperaturna razlika znašala $\Delta T = 2\text{ }^{\circ}\text{C}$ in smo jo izmerili 20 ur po injektiranju ob zunanji temperaturi $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ (slika 5.17 sredina). 10 dni po injektiranju pri cementno-apnenih mešanicah ni bilo več razlik (slika 5.17 desno).



Slika 5.17: Termografske meritve zidu 3-AC2 20 ur in 10 dni po injektiranju

Fig. 5.17: Thermo-graphic measurements of wall 3-AC2 20 hours and 10 days after grouting

Na sliki 5.16 vidimo povečano temperaturo v osrednjem, na sliki 5.17 pa v zgornjem delu injektiranega zidu. Sklepamo lahko, da so v tem delu zidu prisotne večje votline ali pa so te bližje površini zidu, kot so na ostalih območjih. Podobno smo ugotovili tudi pri izvedbi georadarskih meritev. Čeprav termografske meritve ne omogočajo kvantitativnega spremljanja postopka injektiranja, so se v kombinaciji z ostalimi preiskovalnimi metodami in

spremljanjem količine vtisnjene mešanice, izkazale kot uporabne za oceno kakovosti injektiranja. Zaradi višjih generiranih površinskih temperatur, ki so posledica hidratacije veziva, so izmerjene razlike višje pri cementnih kot pri cementno-apnenih injekcijskih mešanicah.

5.6 Delno porušne preiskave

5.6.1 Ocena morfologije in teksture zidov s sondiranjem

Morfologijo in teksturo zidov smo na izbranih lokacijah ocenjevali s površinskim in globinskim sondiranjem. Površinsko sondiranje nam je bilo v pomoč pri lociranju opečnih obzidav okoli nekaterih vratnih in okenskih odprtin (slika 5.18 levo), ki smo se jim želeli izogniti pri izbiri reprezentativnih delov zidov za strižne preiskave. Tekstura zidov je bila z izjemo odprtin, obzidanih z opeko, nepravilna. Zidovi so bili pozidani večinoma iz apnenca nepravilnih oblik z daljšim robom dimenzije 15–35 cm. Občasno je bilo v zidovih mogoče najti tudi peščenjak dimenzije 10–20 cm in posamezne vključke opeke (slika 5.18 sredina). Z globinskim sondiranjem smo ugotovili, da je delež votlikavosti v osrednjem delu zidov relativno velik (slika 5.18 desno). Zaradi nepravilnih oblik kamnov je debelina maltnih spojnic variirala med 1 in 5 cm.



Slika 5.18: Izvedba površinskega (POZ 1-C1) in globinskega sondiranja (POZ 9) zidu
Fig. 5.18: Surface (POS 1-C1) and in-depth probing (POS 9) of the wall

Morfologijo zidov smo nato preiskali na prečnih prerezih zidov po izvedbi utorov pred strižnimi preiskavami. Slika 5.19 prikazuje tipičen prerez zidu pred injektiranjem (zid 6) in po injektiranju (zid 1-C1). Vidimo, da so bile med zunanjsima slojema izvedene zgolj posamezne preproste povezave z daljšimi kamni, ki pa niso mogli zagotoviti zadostne povezave med zunanjsima slojema. V dokaj slabo definiranem osrednjem delu zidu je bil prisoten znaten

delež votlin, manjših kamnov in apnene malte. Apena malta je tvorila od 15–20 % prereza zidu.



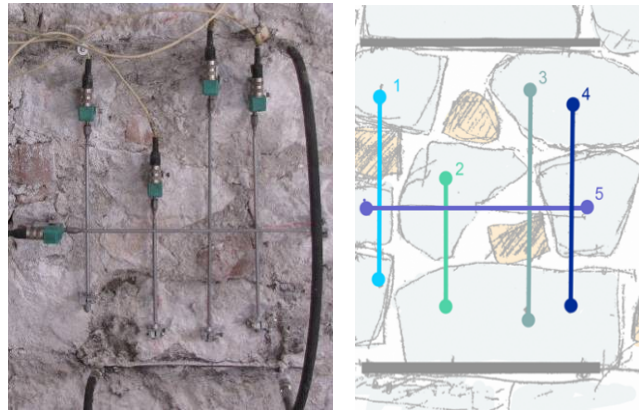
Slika 5.19: Prečni prerez neinjektiranega zidu 6 (levo) in injektiranega zidu 1-C1 (desno)
Fig. 5.19: Cross section of the ungrouted wall specimen 6 (left) and grouted wall specimen 1-C1 (right)

Da bi dobili kvantitativno oceno votlikavosti zidov, smo delež votlin ocenili na poziciji 2-AC1 z merjenjem porabe vtisnjene injekcijske mešanice (točka 5.4, preglednica 5.9). Zid 2-AC1 je bil zgoraj omejen z armiranobetonsko ploščo, spodaj z betonskimi temelji, navpično pa z dimniško tuljavo na eni in vratno odprtino na drugi strani tako, da je bilo mogoče možnost iztekanja injekcijske mešanice v druge predele zidu izključiti. Ugotovili smo, da znaša delež votlin v zidu približno 10 %, kar pomeni visoko votlikavost oziroma injektabilnost zidov. 10 % delež votlin namreč predstavlja skoraj zgornjo mejo votlikavosti v primerjavi z rezultati, ki jih je predstavila da Porto (2003b). Ugotovila je, da znaša delež votlin obstoječih troslojnih kamnitih zidov med 0,38 in 11,05 % celotnega prereza zidov.

5.6.2 Ocena deformabilnostnih lastnosti zidov z jeklenimi blazinami

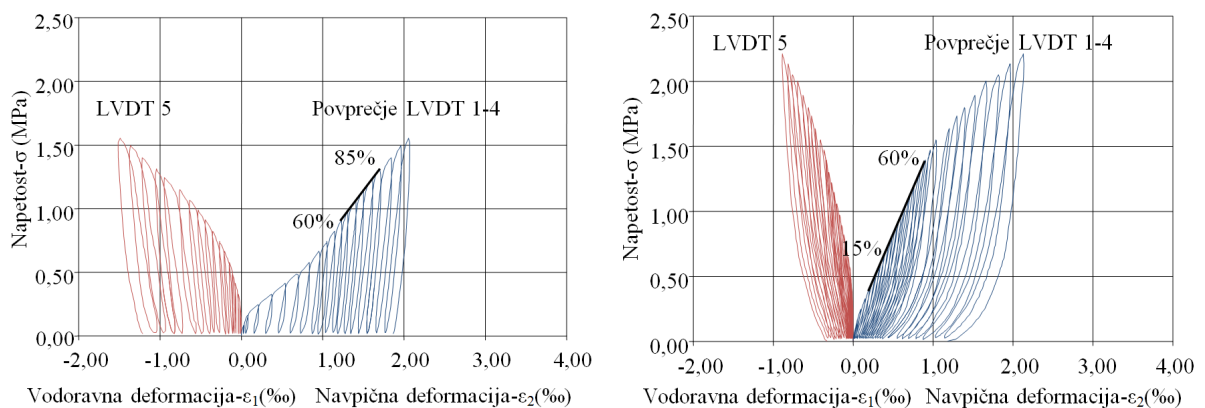
Metodo z dvojno jekleno blazino (angl. *double flat jack*) smo za ugotavljanje modula elastičnosti in oceno tlačne trdnosti zidu pred in po injektiranju izvajali skladno s priporočili RILEM TC 177-MDT (2004). Preiskavo smo opravili na zidu 5-C2, in sicer pred in 180 dni po injektiranju s cementno injekcijsko mešanico C2. Jekleno blazino sestavljata dve medsebojno zvarjeni tanki jekleni pločevini, na katerih sta na dveh mestih privarjeni šobi za vtiskanje olja. Širina jeklene blazine običajno ustreza širini sloja zidu, ki ga preiskujemo, medtem ko dolžina ni predpisana. Preiskava je potekala tako, da smo v zid v navpičnem razmiku 50 cm zarezali tanka utora, v katera smo namestili jekleni blazini. V območju med obema rezoma smo pritrdili štiri dilatometre v navpični (1–4) in enega v vodoravni smeri (5)

(slika 5.20). V jekleni blazini smo vtiskali olje ter med povečevanjem tlaka spremljali razdalje med bazami. Kot rezultat preiskave smo dobili sovisnost med napetostmi ter vodoravnimi in navpičnimi deformacijami.



Slika 5.20: Prikaz aplikacije jeklenih blazin in razporeditve merskih mest (POZ 10)
Fig. 5.20: Set up of the measuring equipment for the flat jack test at POS 10

Rezultati preiskave so prikazani na sliki 5.21. Za zidove v neinjektiranem stanju smo dobili modul elastičnosti $E_o = 785$ MPa izračunan v intervalu 60–85 % maksimalne napetosti. Izračun E modula v nižjem napetostnem intervalu ne bi bil realen, ker je prišlo do padca naklona. Le-ta je najverjetneje posledica prisotnosti votlin v zidu. Elastični modul zidu v injektiranem stanju je znašal $E_{C2} = 1.507$ MPa in je bil izračunan v intervalu 15–60 % maksimalne napetosti.



Slika 5.21: Rezultati preiskave zidu 5-C2 z jeklenimi blazinami pred (levo) in po injektiranju (desno)
Fig. 5.21: Results of the double flat-jack test of the wall 5-C2 before (left) and after grout injection (right)

Z upoštevanjem poteka krivulje napetost-deformacija smo lahko ocenili tlačno trdnost zidu pred in po injektiranju. Za zid v obstoječem, neinjektiranem stanju smo dobili tlačno trdnost $f_{co} = 1,65$ MPa, za zid, injektiran s cementno mešanico, pa tlačno trdnost $f_{cC} = 2,50$ MPa.

Tlačno trdnost zidu v primeru injektiranja s cementno-apneno mešanico smo ocenili na $f_{cAC} = 2,00$ MPa.

5.7 Porušna-strižna preiskava

Na petih zidnih preskušancih smo z namenom ovrednotiti odziv zidov analizirane stavbe na potresno obremenitev, opravili strižne preiskave. Začetnik v nadaljevanju opisanega načina in situ strižne preiskave, pri katerem se potresna obtežba ponazori z vsiljevanjem vodoravnega pomika preko hidravličnega bata, je bil Sheppard (1985). Kasneje so tak način preskušanja potresne odpornosti obstoječih zidov privzeli še mnogi drugi raziskovalci. Območja preskušanja smo izbrali tako, da smo se izognili opečnim obzidavam ob okenskih in vratnih odprtinah in hkrati imeli na voljo dovolj tog oporni del zidu, ki je lahko prenesel reakcijsko silo bata, s katerim smo vnašali silo. Prav tako smo za vsak zid že pred pričetkom preiskave izračunali navpično obremenitev. Za štiri zidove, utrjene s sistematičnim injektiranjem (1-C1, 2-LC1, 3-LC2, 4-C2), in en zid (6) v obstoječem, neutrjenem stanju, smo tako lahko določili vodoravno odpornost, efektivno togost, duktilnost in natezno trdnost.

5.7.1 Priprava zidnih preskušancev

180 dni po injektiranju je bilo izvedeno rezanje zidov z diamantno krožno žago (slika 5.22). Naredili smo navpične utore, s čimer smo dobili na zgornjem in spodnjem robu vpete zidne preskušance (slika 5.23 levo) višine 250 cm, širine 100 cm ter debeline 40 cm (2-LC1, 3-LC2) in 50 cm (1-C1, 4-C2, 6). Zaradi morebitne porušitve zidu med obremenjevanjem smo stropno konstrukcijo na obeh straneh posameznega preskušanca podprli z lesenimi podporami (slika 5.23 desno). Da bi zagotovili enakomeren vnos sile, smo območje na sredini preskušancev, kjer smo vnašali obremenitev, izravnali z betonom.



Slika 5.22: Rezanje zidu 3-AC2 z diamantno krožno žago
Fig. 5.22: Cutting of the wall 3-AC2 using diamond circular saw

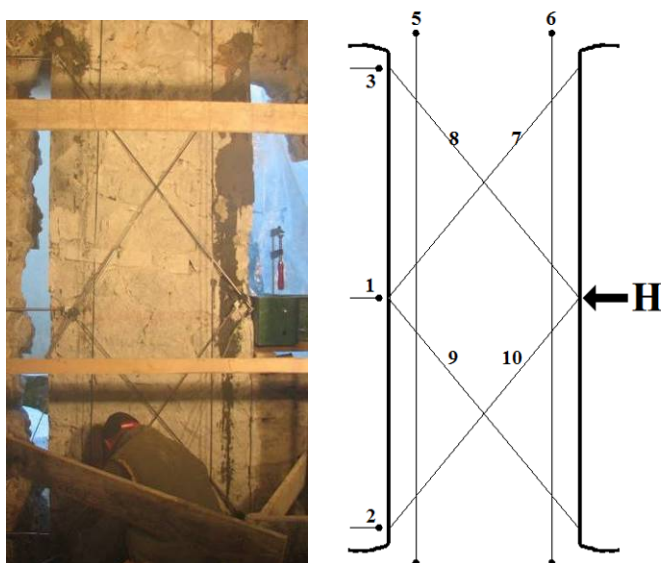


Slika 5.23: Izmera zidu 3-AC2 in izvedene lesene podpore
Fig. 5.23: Measurements of the wall 3-AC2 and executed wooden supports

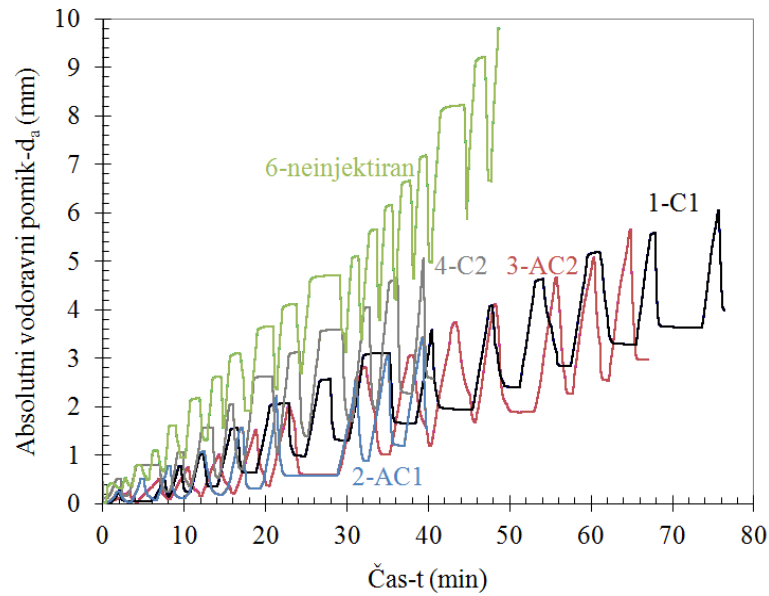
5.7.2 Opis poteka strižne preiskave

Pri strižnih preiskavah so bili preskušanci podvrženi obstoječi navpični obtežbi in vodoravni-potresni obtežbi, ki smo jo ponazorili z vsiljevanjem vodoravnega pomika preko hidravličnega bata. Uporabili smo hidravlični bat kapacitete 1.000 kN, proizvajalca Univerzal Banja Luka. Obremenjevanje je potekalo v ponavljajočih se ciklih z vmesnim razbremenjevanjem in večanjem amplitude pomika po 0,25 mm glede na prejšnji cikel, in sicer vse do nastanka poškodb, ki so pomenile nevarnost porušitve, oziroma do dosežene razpoložljive nosilnosti preskušanca.

Preiskave so bile zaradi varnosti sodelujočih zaključene pred poružitvijo preskušanca, in sicer ob spremljavi histereznih zank, razpok ter deformacij preskušanca. Obremenjevanje smo prekinili glede na naslednje kriterije: I – dosežena maksimalna sila in posledično zmanjševanje sile v nadaljnjih ciklih obremenjevanja, II – nastanek novih ali povečanje obstoječih razpok na $\geq 3,00$ mm ter III – izbočitev posameznih območij preskušanca, ki bi lahko ob nadaljevanju obremenjevanja vodila do krhke lokalne porušitve. Ob upoštevanju navedenih kriterijev je bilo predpostavljeno, da je bila ob koncu preiskave dosežena računaska nosilnost preskušanca. Med preiskavo smo merili silo, diagonalne deformacije in vodoravne pomike na sredini ter na spodnjem in zgornjem robu preskušanca. Spremljali smo tudi morebitne navpične pomike, do katerih bi lahko prišlo zaradi dvigovanja stropne konstrukcije. V ta namen smo na posamezni zidni preskušanec namestili štiri diagonalne (8–10) in dva navpična induktivna merilaca pomikov (5 in 6) ter tri vodoravne merilce pomikov (1–3) kot prikazuje slika 5.24. Na sliki 5.25 prikazujemo odziv (vodoravni pomik, merjen na sredini posameznega zidu) injektiranih zidnih preskušancev 1-C2, 2-LC1, 3-LC2 in 4-C2 ter neinjektiranega zidnega preskušanca 6 skozi celotno strižno preiskavo.



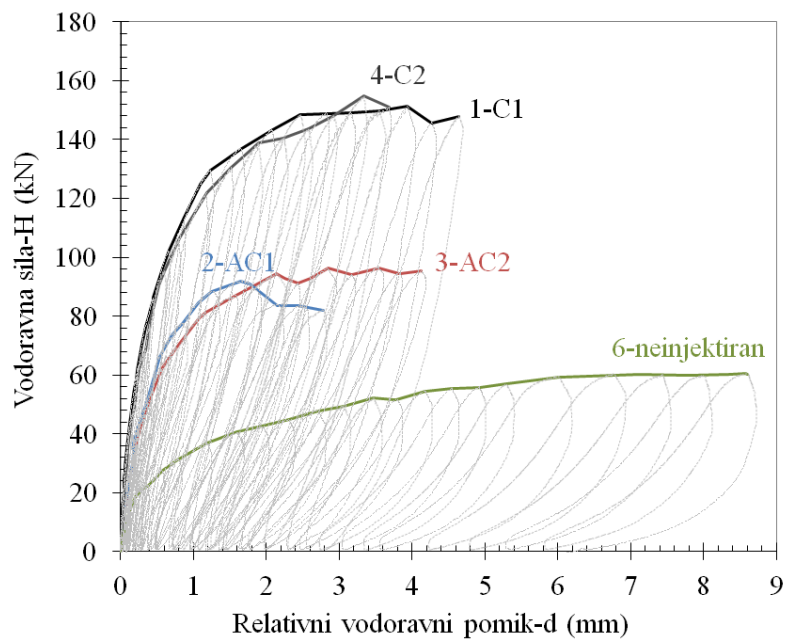
Slika 5.24: Predispozicija strižne preiskave s prikazom vnosa sile in merskih mest
Fig. 5.24: The shear test setup, showing the arrangement of the measuring positions



Slika 5.25: Odziv injektiranih in neinjektiranega zidnega preskušanca med strižno preiskavo
Fig. 5.25: Lateral displacement history of injected and non-injected wall during shear test

5.7.3 Izvrednotene mehanske lastnosti zidnih preskušancev

Kot rezultat strižne preiskave na sliki 5.26 prikazujemo sovisnost med vodoravno silo H in relativnim vodoravnim pomikom d , merjenim na sredini posameznega zidnega preskušanca iz katerega je bilo mogoče po idealizaciji določiti mehanske lastnosti preskušanih zidov.

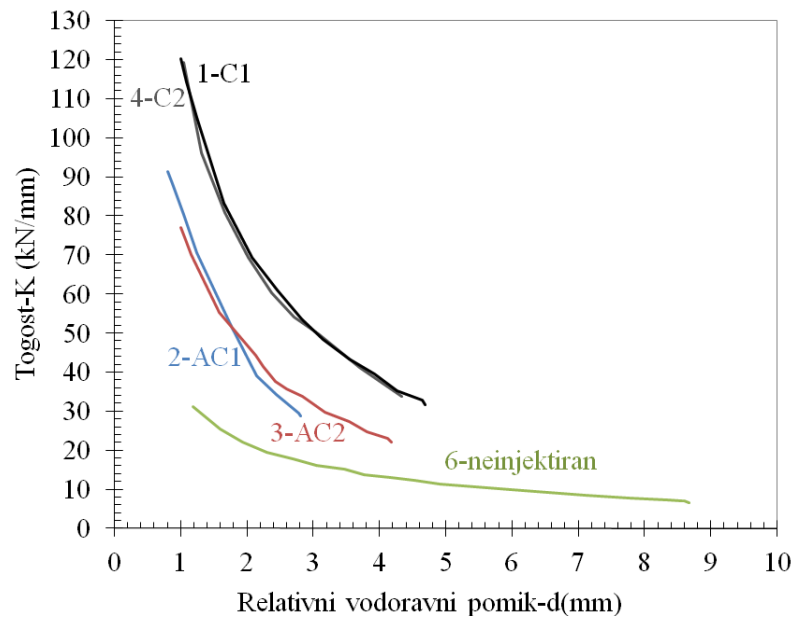


Slika 5.26: Razmerje med vodoravno silo in pomikom pri strižni preiskavi
Fig. 5.26: Lateral load vs. lateral displacement at the shear test

Eksperimentalno dobljene histerezne ovojnice smo idealizirali z bi-linearnimi ovojnicami, ki smo jih določili z efektivno togostjo in pomikom pri zaključku preiskave. Pri izračunu efektivne togosti injektiranih preskušancev (1-C2, 2-LC1, 3-LC2 in 4-C2) smo upoštevali povprečno vrednost sile H_{cr} pri kateri smo evidentirali prve pomembnejše razpoke na preskušancih. Povprečna raven formiranja pomembnejših razpok je za injektirane zidove znašala $H_{cr} = 0,80H_{max}$ pri vodoravnem pomiku $d_{cr} = 0,96$ mm. Pri neinjektiranem preskušancu (6) so se prve razpoke formirale pri nižji ravni maksimalno dosežene sile $H_{cr} = 0,61H_{max}$, vendar večjem vodoravnem pomiku, ki je znašal $d_{cr} = 1,19$ mm. H_{max} je povprečna vrednost največje vodoravne sile, izmerjene med preiskavo. Efektivna togost K_e je bila določena iz razmerja med silo H_{cr} in pomikom d_{cr} :

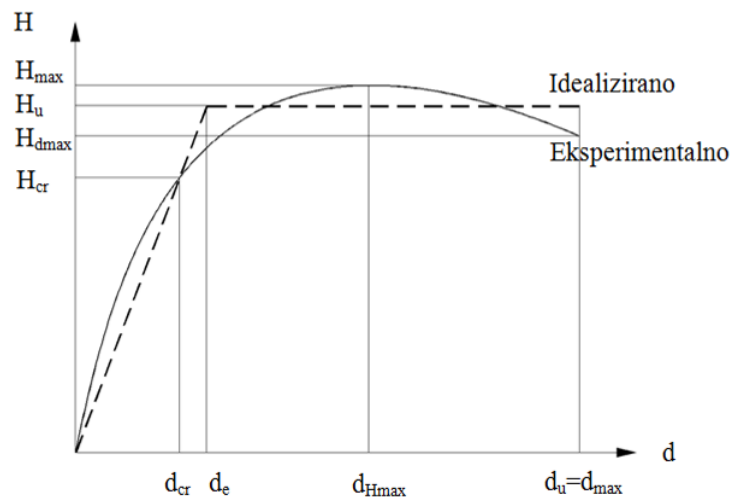
$$K_e = \frac{H_{cr}}{d_{cr}}. \quad (5.3)$$

Na sliki 5.27 prikazujemo spreminjanje togosti posameznih zidnih preskušancev pri strižni preiskavi. Krivulje smo začeli risati, ko so preskušanci dosegli efektivno togost K_e oziroma so se formirale prve bistvene razpoke in nato prikazali spreminjanje togosti do zaključka strižne preiskave. Kot je razvidno iz slike 5.27, so si krivulje upadanja togosti pri injektiranih zidovih zelo podobne. Togost začne namreč pri vseh zidovih po formiranju prvih večjih razpok strmo padati. Bistveno drugačno je obnašanje neinjektiranega zidnega preskušanca, pri katerem ima krivulja upadanja togosti med strižno preiskavo dosti manjši naklon. Togosti zidov se po injektiranju sicer močno povečajo, vendar pride pri vsiljevanju pomikov nad doseženo efektivno togostjo pri injektiranih zidovih do hitrejšega oblikovanja poškodb in zmanjšanja togosti kot pri neinjektiranem zidu.



Slika 5.27: Padanje togosti zidov pri vsiljevanju vodoravnega pomika
 Fig. 5.27: Stiffness degradation of the walls depending on relative lateral displacement

Iz idealizirane bi-linearne sovisnosti med vodoravno silo in pomikom (slika 5.28) smo lahko ob upoštevanju energetskega pogoja, da je disipacijska kapaciteta eksperimentalno dobljene in idealizirane ovojnice enaka, izvrednotili vodoravno odpornost H_u (enačba 5.3).



Slika 5.28: Bi-linear idealizacija eksperimentalno dobljene histerezne ovojnice
 Fig. 5.28: Bi-linear idealization of experimental resistance envelope

Po upoštevanju enakosti površini pod eksperimentalno dobljeno in idealizirano ovojnico dobimo:

$$H_u = K_e \left(d_{\max} - \sqrt{d_{\max}^2 - \frac{2A_{env}}{K_e}} \right), \quad (5.4)$$

kjer d_{max} predstavlja maksimalni dosežen pomik med preiskavo in A_{env} površino pod eksperimentalno dobljeno ovojnico prikazano na sliki 5.28. Kot smo zapisali, so bile preiskave zaradi varnosti sodelujočih zaključene pred poružitvijo posameznega preskušanca, tako da v večini primerov nismo dosegli padca vodoravne sile H na običajno upoštevanih 80 % maksimalne sile H_{max} . Zato smo maksimalni dosežen pomik d_{max} upoštevali kot mejni pomik (pomik na meji dosežene nosilnosti) d_u . Posledica takšne aproksimacije je, da so dobljeni rezultati nekoliko konservativni glede pomikov na meji nosilnosti d_u in optimistični glede vodoravnih odpornosti H_u . Z upoštevanjem izračunane odpornosti H_u lahko z enačbo (5.4) (Turnšek in Čačovič, 1971) izračunamo natezno trdnost zidu f_t :

$$f_t = -\frac{\sigma_0}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_0^2}{4} + (b \cdot \tau_{max})^2}, \quad (5.5)$$

kjer je $\tau_{max} = H_u/A_w$ povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu pri največji idealizirani vodoravni sili H_u . Spremenljivka b v enačbi predvideva vrednost 1,5 za zidove z razmerjem med višino in širino (h/l) večjo od 1,5. V primeru, da je razmerje med višino in širino zidu med 1,0 in 1,5, spremenljivka b predstavlja vrednost razmerja med višino in širino zidu, ki je v našem primeru znašalo $b = h/l = 1,25$. S σ_0 je označena napetost v zidu zaradi navpične obremenitve, A_w pa je površina vodoravnega prereza zidu. Strižni modul G smo izračunali po enačbi (5.6) z upoštevanjem efektivne togosti zidu K_e in modula elastičnosti E :

$$G = \frac{K_e}{\frac{A_w}{1.2h} - \frac{a}{1.2} \frac{K_e}{E} \left(\frac{h}{l}\right)^2}, \quad (5.6)$$

kjer a predstavlja koeficient robnih pogojev in znaša v našem primeru $a = 1$ za na obeh konceh polno vpeti zid, h pomeni višino, l pa dolžino posameznega zidnega elementa. Za zid v obstoječem, neinjektiranem stanju, ter zid, injektiran z injekcijsko mešanico C2, smo lahko strižni modul G enostavno izračunali z enačbo (5.6), saj smo imeli vse potrebne podatke: dimenzije zidov h , l in A_w , efektivno togost K_e , ki smo jo dobili iz strižne preiskave, ter modul elastičnosti E , ki smo ga za obstoječe stanje ($E = 785$ MPa) in stanje po injektiranju z injekcijsko mešanico C2 ($E = 1.507$ MPa) dobili iz preiskave z dvojnim jeklenim blazinama. Za zidove, injektirane s cementno mešanico C2 in cementno-apnenim mešanicama AC1 in AC2, smo strižni modul G in modul elastičnosti E prav tako izračunali iz

enačbe (5.6), vendar smo upoštevali razmerje, ki smo ga med obema količinama dobili v primeru injektiranja z mešanico C2, in sicer $G = 0,35 E$.

Faktor duktilnosti je po definiciji razmerje med pomikom d_u v točki, kjer vodoravna sila pade na 80 % maksimalne vrednosti, ter pomikom na meji elastičnosti d_e . Čeprav smo preiskavo zaradi varnosti zaključili, preden je sila padla na 80 % maksimalne vrednosti, smo duktilnost preskušanih zidov vseeno ovrednotili, in sicer kot razmerje med končnim pomikom idealizirane bilinearne ovojnice d_{max} in pomikom na idealizirani meji elastičnosti d_e :

$$\mu = \frac{d_{max}}{d_e}. \quad (5.7)$$

Nabor vseh mehanskih količin, ki smo jih neposredno ali posredno določili na podlagi rezultatov strižnih preiskav, podajamo v preglednici 5.11.

Preglednica 5.11: Rezultati strižne preiskave

Table 5.11: Results of the in situ shear tests

Oznaka zidu	Vodoravna odpornost H_u (kN)	Efektivna togost K_e (kN/mm)	Duktilnost μ (-)	Natezna trdnost f_t (MPa)	Strižni modul G (MPa)	Modul elastičnosti E (MPa)
1-C1	152	120	4,21	0,29	537	1.520
2-AC1	90	91	2,85	0,21	476	1.347
3-AC2	97	77	3,32	0,21	411	1.164
4-C2	151	119	2,99	0,30	532	1.507
6	56	31	4,84	0,07	113	785

Natezna trdnost f_t je bila v primeru injektiranja s cementno-apnenima injekcijskima mešanicama AC1 in AC2 obakrat enaka in je znašala 0,21 MPa. Natezna trdnost zidov 1-C1 in 4-C2, ki smo ju injektirali s cementnima injekcijskima mešanicama je bila približno 1,4-krat višja. Znašala je 0,29 in 0,30 MPa. Po pričakovanju smo najnižjo vrednost dobili pri neinjektiranem zidu 6. Z zapolnitvijo votlin, ki so predstavljale približno 10 % celotnega volumna kamnitega zidu, smo dosegli pri uporabi cementno-apnenih injekcijskih mešanic trikratno povečanje in več kot štirikratno povečanje natezne trdnosti zidov v primeru injektiranja s cementnima injekcijskima mešanicama. Tudi pri rezultatih vodoravne odpornosti H_u in efektivne togosti K_e lahko iz preglednice 5.11 vidimo očitno razliko med zidom v obstoječem, neinjektiranem stanju, in injektiranimi zidovi. Povečanje vodoravne odpornosti, efektivne togosti in natezne trdnosti je odvisno od vrste uporabljene injekcijske mešanice (cementne ali cementno-apnene). Čeprav ne obstaja direktna korelacija med

povprečnim povečanjem tlačne trdnosti (50 %) ali cepilne natezne trdnosti valjastih preskušancev (60 %) in povprečnim povečanjem natezne trdnosti zidov (46 %), ko primerjamo trdnosti preskušancev injektiranih s cementno ter cementno-apneno injekcijsko mešanico, nam rezultati na valjastih preskušancih vendarle omogočajo, da ocenimo sposobnost posamezne injekcijske mešanice za izboljšanje natezne trdnosti injektiranega zidu. Iz preglednice 5.11 in slike 5.26 vidimo, da izkazuje zid v obstoječem, neinjektiranem stanju, bolj duktilno obnašanje kot injektirani zidovi. Duktilnosti med injektiranimi zidovi so medsebojno primerljive. Čeprav smo pričakovali bolj duktilno obnašanje zidov injektiranih s cementno-apnenima mešanicama, izstopa le zid 1-C1. Ker smo strižno preiskavo zaključili pred doseženim pomikom d_u , ki se vrednoti v točki, ko vodoravna sila pade na 80 % maksimalne vrednosti, duktilnosti podanih v preglednici 5.11 ne moremo imeti za zanesljive. Primerjava z rezultati, ki jih je povzel Tomažević (2011), pokaže, da sta bila natezna trdnost in strižni modul zidov analizirane stavbe v Čezsoči v neinjektiranem stanju ($f_t = 0,07$ MPa, $G=113$ MPa) primerljiva z rezultati preiskav zidov, grajenimi iz apnenca in apnene malte, ki so bili v preteklosti preskušeni v Bovcu ($f_t = 0,06-0,08$ MPa, $G = 80-170$ MPa). Po injektiranju s cementnimi injekcijskimi mešanicami so bile natezne trdnosti in strižni moduli zidov stavbe v Čezsoči ($f_t = 0,29-0,30$ MPa, $G = 532-537$ MPa) precej večji kot tisti v predhodnih študijah ($f_t = 0,11-0,20$ MPa, $G = 170-400$ MPa). Takšno izboljšanje, glede na rezultate preiskav, ki so jih opravili pred več kot 10 leti, bi lahko bilo posledica izboljšane tehnologije sistematičnega injektiranja in izbire bolj kakovostnih komercialnih injekcijskih mešanic.

5.8 Oblikovanje razpok in deformacijske oblike preskušancev pri strižni preiskavi

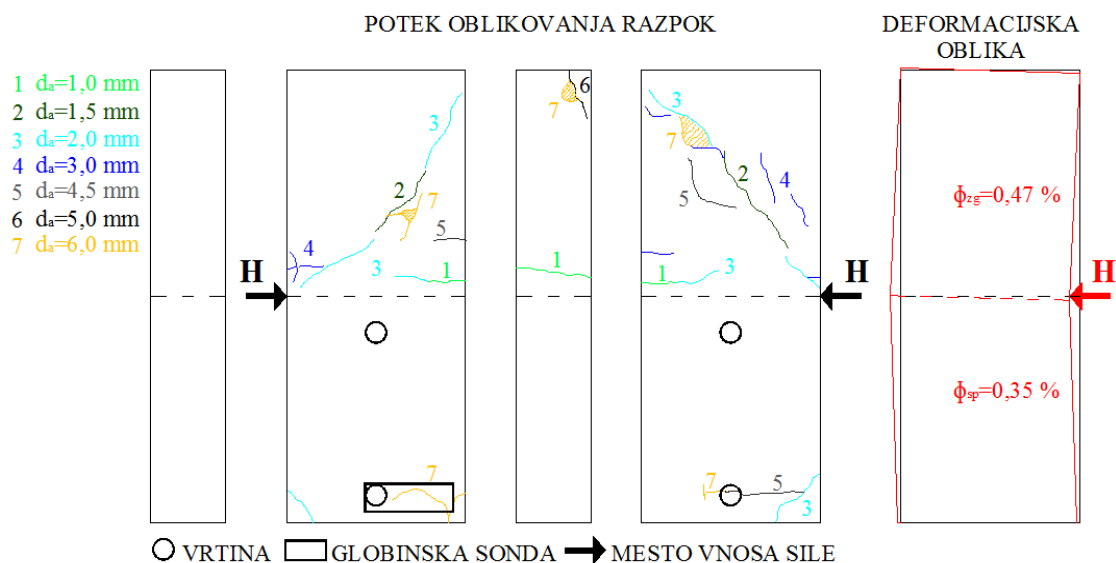
Pri obremenjevanju preskušancev smo v vsakem posameznem ciklu spremljali in risali razpoke, ki so se oblikovale na zidnih preskušancih. Na podlagi rezultatov vodoravnih merilcev pomikov (1–3) in navpičnih merilcev pomikov (5 in 6), smo izrisali končne deformacijske oblike preskušancev, ki smo jih, kolikor je to dopuščala natančnost izmere baz, kontrolirali z rezultati diagonalnih deformetrov (7–10). Na začetku strižne preiskave se je najprej pojavila upogibna razpoka na sredini preskušanca, ki se je postopoma začel »ločevati« na spodnji in zgornji zidni element. Pri nadaljnjem vsiljevanju pomika se je zasuk

posameznega elementa povečeval do »zaklinjenja«, nato se je začelo oblikovanje strižnih, v posameznih primerih pa tudi zdrsni razpok. V nadaljevanju smo za spodnje in zgornje elemente zidnih preskušancev izračunali zasuk, in sicer kot razmerje med višino in relativnim pomikom elementa v %. Kot podporo k analizi oblikovanja razpok pri strižnih preiskavah smo na ključnih območjih izvedli tudi vrtanje jeder premera 100 mm v kombinaciji z globinskim sondiranjem.

5.8.1 Zidni preskušanec 1-C1

Oblikovanje razpok in deformacijsko obliko po strižni preiskavi zidu 1-C1 prikazujemo na sliki 5.29. Kmalu po začetku preiskave se je pri absolutnem pomiku $d_a = 1,0$ mm merjenim na sredini zidu, pojavila prva upogibna razpoka (1) v nateznem osrednjem območju zidu. Pri nadaljnjem obremenjevanju se je pri pomiku $d_a = 1,5$ mm pojavila diagonalna strižna razpoka na zgornjem elementu (2), ki se je postopoma daljšala (3). Ob njej so se formirale dodatne strižne razpoke (4 in 5). Prve poškodbe spodnjega elementa so se pojavile kasneje, pri absolutnem pomiku $d_a = 2,0$ mm in sicer najprej kot natezna razpoka spodnjega vogala (3), nato pa se je ob vpetju začela oblikovati prestrižna razpoka (5 in 7). Preiskavo smo prekinili v skladu s kriterijem I (dosežena maksimalna sila, zmanjševanje sile ob nadaljnjem obremenjevanju) pri pomiku $d_a = 6,0$ mm. Izračunana zasuka sta znašala $\Phi_{zg} = 0,47$ % za zgornji in $\Phi_{sp} = 0,35$ % za spodnji element.

Sondiranja, ki smo jih izvedli ob vpetju (območje prestrižne razpoke 5 in 7) preskušanca 1-C1 (slika 5.30), so razkrila, da gre za »mehkejši« del zidu, sicer z minimalno votlikavostjo, vendar z več uporabljene malte, ter opečnimi vključki. To pojasnjuje pojavljanje prestrižnih razpok. Prisotnost injekcijske mešanice smo na tem delu zidu evidentirali zgolj v manjšem območju okoli vgrajenega injekcijskega nastavka. Jedro in globinska sonda, ki smo ju izvedli na osrednjem delu preskušanca 1-C1 (slika 5.31), sta pokazala izredno dobro zapolnitev z injekcijsko mešanico, ki je lahko učinkoviteje od originalnega veziva med seboj povezala posamezne gradnike zidu. Razpok v tem območju nismo opazili. Spodnji zidni element je, predvsem na račun kakovostne povezave gradnikov po izvedenem injektiranju, v celoti izkazoval bolj tog odziv pri strižni preiskavi kot zgornji zidni element.



Slika 5.29: Oblikovanje razpok pri strižni preiskavi in deformacijska oblika zidu 1-C1
Fig. 5.29: Formation of cracks by shear test and deformation shape of wall 1-C1



Slika 5.30: Jedro in globinska sonda, izvedena ob vpetju zidu 1-C1
Fig. 5.30: Core and in-depth probing at the bottom of the wall 1-C1



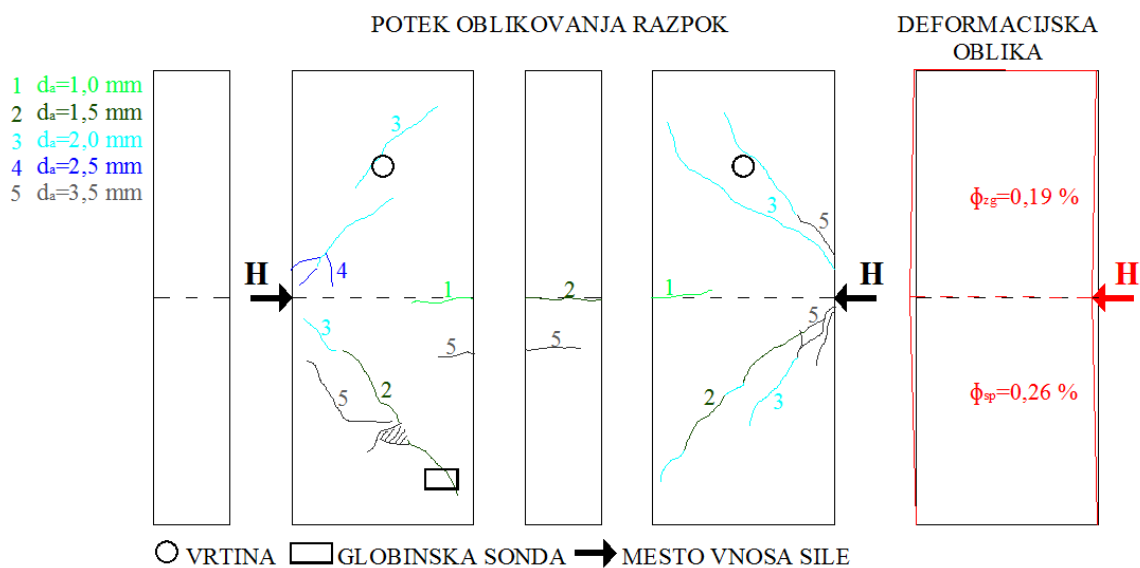
Slika 5.31: Jedro in globinska sonda, izvedena na osrednjem delu zidu 1-C1
Fig. 5.31: Core and in-depth probing in the middle of the wall 1-C1

5.8.2 Zidni preskušaneč 2-AC1

Oblikovanje razpok pri različnih vrednostih absolutnega pomika d_a ter deformacijsko obliko zidu 2-AC1, prikazujemo na sliki 5.32. Na začetku obremenjevanja so se pri absolutnem pomiku $d_a = 1,0-1,5$ mm, v območju natega na osrednjem delu zidu, pojavile upogibne

razpoke (1–2). Pri nadaljnjem obremenjevanju so se začele, najprej na spodnjem, nato pa tudi na zgornjem zidnem elementu, oblikovati strižne razpoke (2–5). Preiskavo smo zaključili zaradi izbočitve »mehkega« strižno poškodovanega območja zidu v spodnjem elementu (sivo šrafirano območje) glede na kriterij III (izbočenje, ki lahko vodi do krhke lokalne porušitve). Sočasno je zaradi mehčanja v spodnjem zidnem elementu nastopil tudi I kriterij (padanje sile pri nadaljevanju obremenjevanja). Izračunana zasuka sta znašala $\Phi_{zg} = 0,19 \%$ za zgornji in $\Phi_{sp} = 0,26 \%$ za spodnji element.

Sondiranje zidu 2-AC1 smo izvedli v zgornji (slika 5.33) in spodnji polovici (slika 5.34). Na območju vrtine na zgornjem zidnem elementu, kjer smo jedro izvrtali ob razpoki, je bil na delu vrtine zid grajen iz opeke, na preostalem delu pa iz kompaktnega kamna. Injekcijske mešanice v območju izvedene vrtine nismo evidentirali. Zid na območju globinske sonde, na spodnjem vogalu spredaj, so sestavljali manjši kosi kamna ter večja količina veziva, brez injekcijske mešanice. Takšna sestava zidu se je najverjetneje nadaljevala tudi v sivo šrafiranem območju, kjer je pri pomiku $d_a = 3,5$ mm prišlo do izbočitve in posledično prekinitve strižne preiskave.



Slika 5.32: Oblikovanje razpok pri strižni preiskavi in deformacijska oblika zidu 2-AC1
Fig. 5.32: Formation of cracks by shear test and deformation shape of wall 2-AC1



Slika 5.33: Jedro in vrtina, izvedena v zgornjem delu zidu 2-AC1
Fig. 5.33: Core and in-depth probing at the upper part of the wall 2-AC1



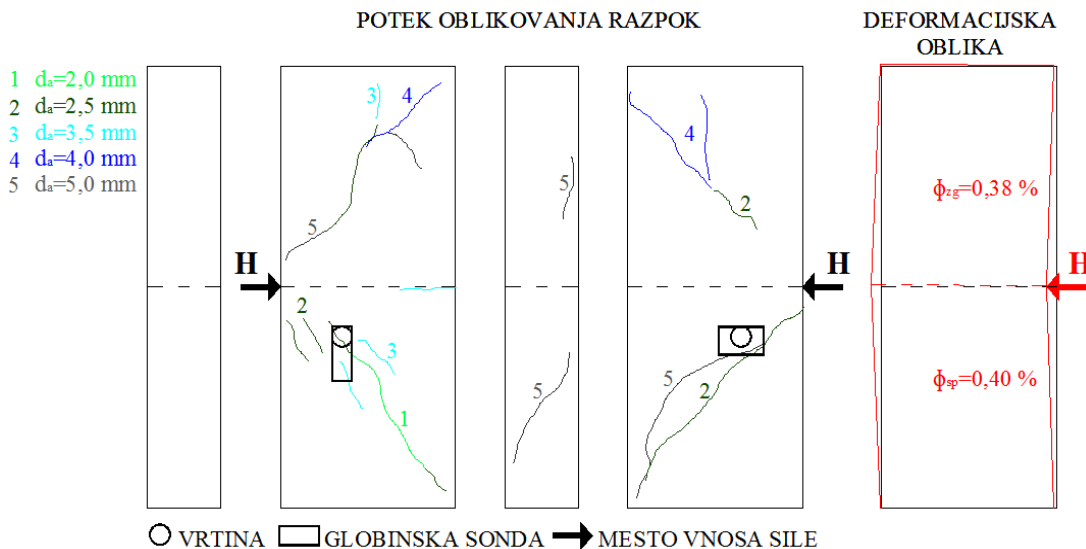
Slika 5.34: Globinska sonda izvedena na zidu 2-AC1 spodaj
Fig. 5.34: In-depth probing at the bottom of the wall 2-AC1

5.8.3 Zidni preskušane 3-AC2

Potek oblikovanja razpok in končno deformacijsko obliko zidnega preskušanca 3-AC2 prikazujemo na sliki 5.35. Prve, strižne razpoke so se začele oblikovati na spodnjem zidnem elementu (1 in 2) pri absolutnem pomiku $d_a = 2,0-2,5$ mm in se nato pri pomiku $d_a = 2,5-4,0$ mm vzpostavile tudi na zgornjem elementu (3-5). Upogibno razpoko smo opazili šele pri pomiku $d_a = 3,5$ mm. Preiskavo smo zaključili z upoštevanjem III kriterija (izbočanje posameznih območij preskušanca) zaradi nakazanega izven ravninskega obnašanja (razpoki 5 na čelnem delu zidu) ter daljšanja strižnih razpok do končnih robov preskušanca. Zasuka zgornjega in spodnjega elementa sta bila približno enaka: $\Phi_{zg} = 0,38$ % za zgornji in $\Phi_{sp} = 0,40$ % za spodnji element.

Sondiranje smo izvedli na spodnji polovici preskušanca 3-AC2 (slika 5.36) v območju pojavljanja strižnih razpok. V območju izvedene vrtine smo evidentirali sorazmerno šibko sestavo. Evidentirani so bili posamezni kosi kamna, opečni vključki, vezivo in nezapolnjene votline. Z globinskima sondama, ki smo ju izvedli ob vrtini na obeh straneh zidu, smo prav tako našli zgolj posamezne delčke injekcijske mešanice, vezivo in nezapolnjene votline ter opečne vključke. Sondirano območje zidu je dokaj votlikavo, vendar injekcijska mešanica,

zaradi nepovezanosti posameznih votlin, ni mogla zagotoviti popolne medsebojne povezave gradnikov.



Slika 5.35: Oblikovanje razpok pri strižni preiskavi in deformacijska oblika zidu 3-AC2
Fig. 5.35: Formation of cracks by shear test and deformation shape of wall 3-AC2



Slika 5.36: Jedro in globinske sonde, izvedene na zidu 3-AC2
Fig. 5.36: Core and in-depth probing at the wall 3-AC2

5.8.4 Zidni preskušaneč 4-C2

Oblikovanje razpok in končno deformacijsko obliko zidnega preskušaneča 4-C2 prikazujemo na sliki 5.37. Prva razpoka (1) se je pojavila že pri absolutnem pomiku $d_a = 0,75$ mm na zunanji strani vogala v nategu, in sicer na račun nesorazmerne globine reza na zunanji in notranji strani preskušaneča. Pri pomiku $d_a = 1,0-1,5$ mm so se oblikovale upogibne razpoke (2 in 3), začelo pa se je tudi oblikovanje strižnih razpok v zgornjem elementu in napredovanje razpoke na natezno obremenjenem spodnjem vogalu. Z nadaljnjim obremenjevanjem so se na obeh straneh zgornjega zidnega elementa podaljšale že oblikovane strižne razpoke. Pri pomiku $d_a = 3,0-4,0$ mm se je ob vpetju spodnjega zidnega elementa pojavila prestrižna razpoka (6-8), ki je na zunanji strani napredovala do 3/4 širine preskušaneča. Preiskavo smo prekinili pri absolutnem pomiku $d_a = 5,00$ mm, ko se je strižna razpoka zgornjega elementa

podaljšala do skrajnih robov preskušanca, v spodnjem elementu pa bi lahko pri nadaljevanju obremenjevanja prišlo do prestriga ob vpetju zidu. Sočasno s prekinitvijo preiskave je bil izpolnjen tudi I kriterij (dosežena maksimalna sila in zmanjševanje sile pri nadaljevanju obremenjevanja). Izvrednoten zasuk je znašal pri zgornjem elementu $\Phi_{zg} = 0,27 \%$, pri spodnjem pa $\Phi_{sp} = 0,38 \%$.

Zgornji del preskušanca smo preiskali z izvedbo vrtine čez strižno razpoko in hkrati čez injekcijsko cevko (slika 5.38). Izvrtano jedro je bilo kompaktno, na sprednjem delu iz dveh večjih kosov kamna, na zadnjem pa iz manjših kosov kamna dobro povezanih z injekcijsko mešanico – vendar je izvedba dodatne globinske sonde pokazala, da je večji del votlin v okolici izvedene vrtine ostal nezapolnjen. Ugotovitve sondiranja kažejo na manj uspešno injektiranje zgornjega dela preskušanca v primerjavi s spodnjim. To potrjuje tudi oblikovanje razpok pri strižni preiskavi. Spodnji del preskušanca smo preiskali z izvedbo vrtine na območju med dvema injekcijskima cevkama (slika 5.39). Izvrtano jedro je bilo v večji meri kompaktno, sestavljeno iz kamna in manjšega vključka opeke. Pregled vrtine je pokazal dobro zapolnjenost votlin z injekcijsko mešanico, kar je potrdila tudi izvedba globinske sonde v območju vrtine na sprednji strani preskušanca. Sistematično injektiranje spodnjega dela preskušanca lahko ocenimo kot uspešno.



Slika 5.37: Oblikovanje razpok pri strižni preiskavi in deformacijska oblika zidu 4-C2
Fig. 5.37: Formation of cracks by shear test and deformation shape of wall 4-C2



Slika 5.38: Jedro, vrtina in globinska sonda izvedena v zgornji polovici zidu 4-C2
Fig. 5.38: Core, borehole and in-depth probing at upper half of the wall 4-C2

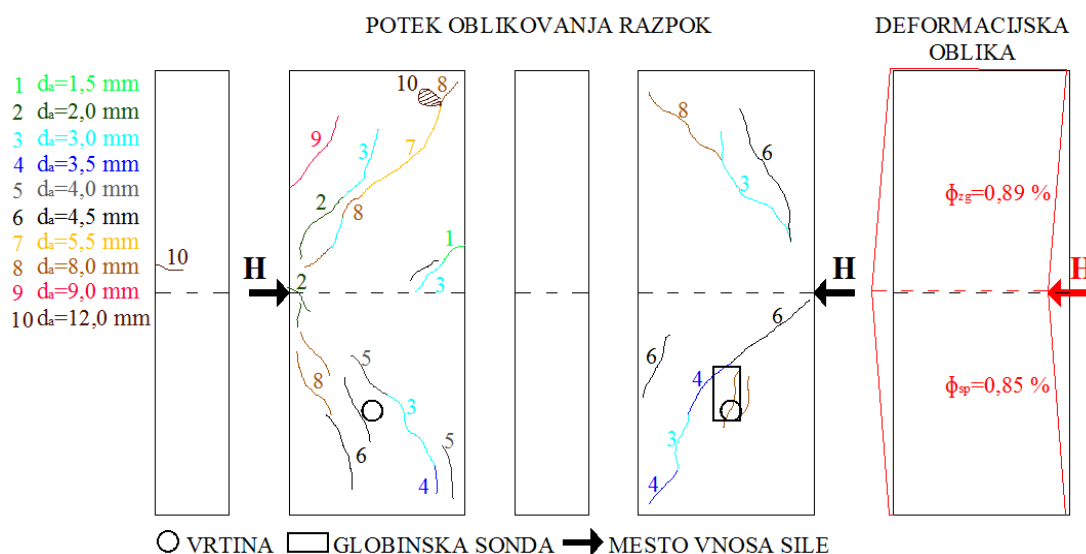


Slika 5.39: Vrtina in globinska sonda izvedena v spodnji polovici zidu 4-C2
Fig. 5.39: Borehole and in-depth probing at the lower half of the wall 4-C2

5.8.5 Zidni preskušaneč 6

Oblikovanje razpok in deformacijsko obliko zidu 6, ki je bil preskušen v obstoječem, neinjektiranem stanju, prikazujemo na sliki 5.40. Odziv spodnjega in zgornjega zidnega elementa, pri vsiljevanju pomika, je bil podoben, enakomerno porazdeljene so bile tudi nastale poškodbe in končna zasuka. Prva evidentirana razpoka (1) se je v območju natezne cone preskušanca pojavila pri absolutnem pomiku $d_a = 1,5$ mm. V nadaljevanju obremenjevanja so se postopoma na spodnjem in zgornjem elementu dokaj enakomerno oblikovale strižne razpoke. Preiskavo smo zaključili pri absolutnem pomiku $d_a = 12,0$ mm, ko je bil strižni mehanizem že skoraj popolnoma vzpostavljen, sila pa se ob večanju pomika ni več povečevala (kriterij I). Končna iz vrednotena zasuka sta bila po pričakovanju precej večja kot pri injektiranih zidovih, in sicer je znašal zasuk za zgornji element $\Phi_{zg} = 0,89$ %, za spodnji element pa $\Phi_{sp} = 0,85$ %.

V okviru sondiranja smo izvedli vrtino in globinsko sondo v spodnji polovici zidnega preskušanca 6 (slika 5.41). Pregled izvedene vrtine in globinske sonde je pokazal, da gre za zid, večinoma grajen iz kamna in s posameznimi opečnimi vključki s precejšnjo količino malte, neizrazitim vmesnim slojem in sorazmerno velikim deležem votlin.



Slika 5.40: Oblikovanje razpok pri strižni preiskavi in deformacijska oblika zidu 6

Fig. 5.40: Formation of cracks by shear test and deformation shape of wall 6

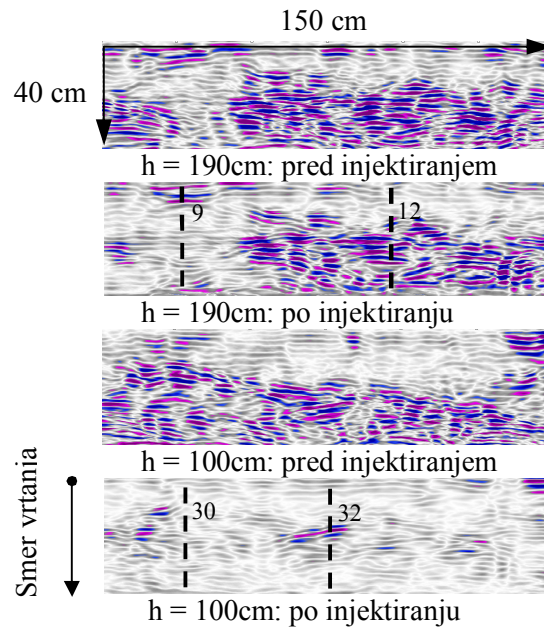


Slika 5.41: Vrtina in globinska sonda izvedena v spodnji polovici zidu 6

Fig. 5.41: Borehole and in-depth probing at the lower half of the wall 6

5.9 Korelacije rezultatov in situ preiskav, izvedenih na preskušancu 5-C2

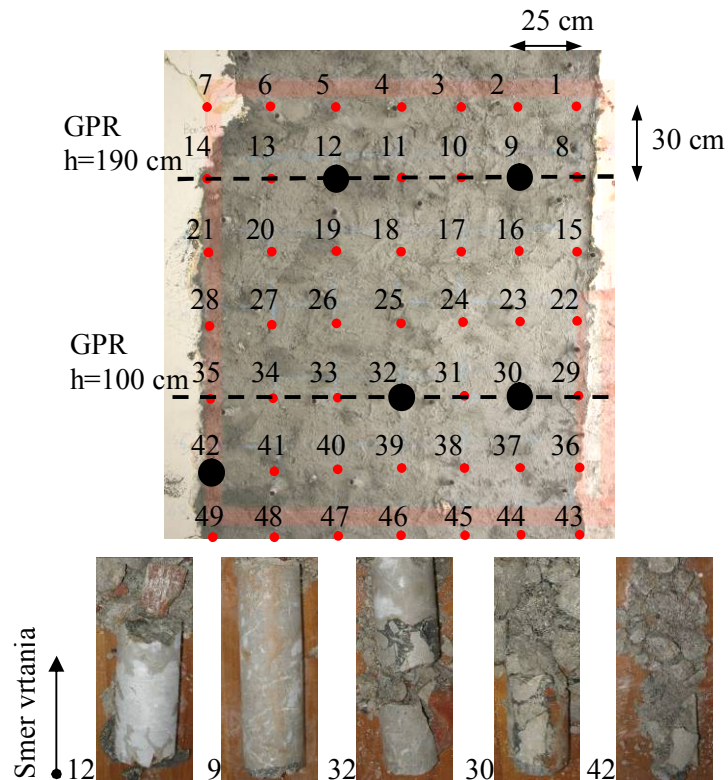
Na zidu 5-C2 smo poleg georadarskih meritev izvajali preiskave z metodo s kladivom. Rezultate obeh metod smo verificirali z vrtanjem jeder. Na sliki 5.42 prikazujemo vodoravna georadarska profila, izvedena na višinah $h = 100$ in 190 cm pred in po utrditvi s sistematičnim injektiranjem. Sočasno na sliki 5.42 prikazujemo tudi pozicijo jeder, izvrtanih po injektiranju. Iz obeh georadarskih profilov, izvedenih pred injektiranjem, vidimo anomalije v obliki lis modre in vijolične barve, iz katerih lahko sklepamo na votline v zidu. Medtem ko so na višini $h = 100$ cm po injektiranju modre in vijolične lise na večjem delu obarvane v temno sivo, kar nakazuje na zapolnjene votline po injektiranju, so na višini $h = 190$ cm modre in vijolične lise še prisotne. To kaže, da teh območij z injektiranjem nismo uspeli zapolniti.



Slika 5.42: Georadarski profili in izvrtana jedra na zidu 5-C2

Fig. 5.42: GPR profiles and the positions of the drilled cores at wall 5-C2

Na sliki 5.43 prikazujemo raster meritvenih točk pri metodi s kladivom in lokacije izvedenih georadarskih profilov, izvedenih vrtin ter izvrtana jedra.



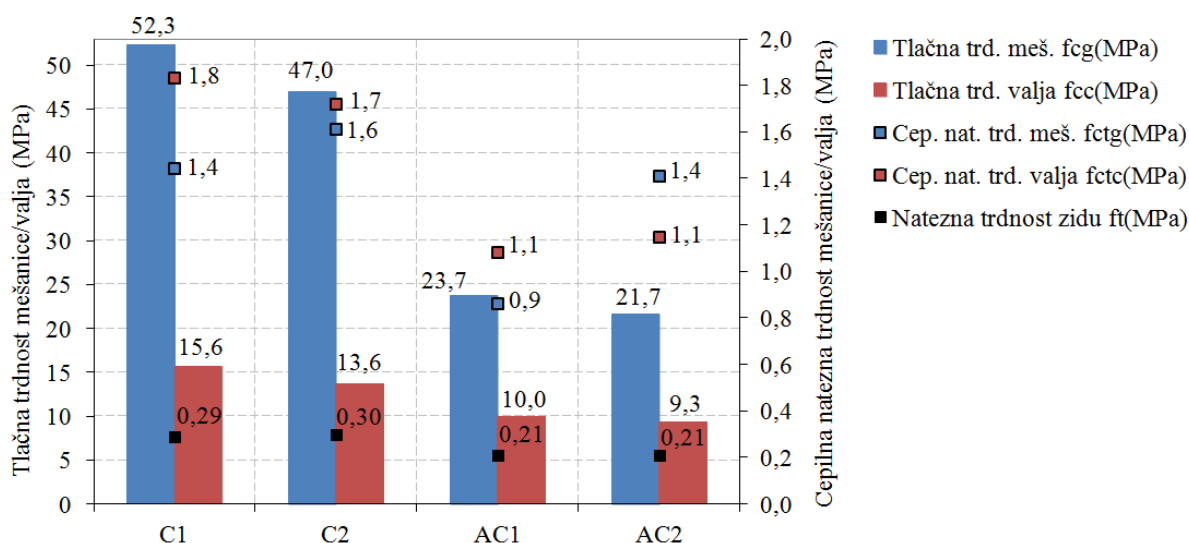
Slika 5.43: Prikaz meritvenih točk pri metodi s kladivom, lokacij izvedbe vrtin ter izvedenih georadarskih profilov (zgoraj) in prikaz izvrtanih jeder (spodaj) na zidu 5-C2

Fig. 5.43: Grid showing the sonic test points and the positions of the GPR profiles (above) and cores (below) performed on wall 5-C2

Analiza izvrtanih jeder je pokazala dobro ujemanje z rezultati georadarskih meritev in rezultati meritve z metodo s kladivom. Hitrosti zvočnih impulzov pred in po injektiranju izrednotenih pri metodi s kladivom prikazujemo na sliki 5.15 v točki 5.5.2. Pri jedru z oznako 12 smo evidentirali zgolj tanko plast injekcijske mešanice na prečni ploskvi izvrtanega kosa kamna. Med drobirjem in opeko injekcijske mešanice nismo našli. Pregled vrtine je pokazal, da gre za območje zidu z manjšo votlikavostjo. Tak rezultat smo dobili tudi z georadarskimi meritvami (profil na višini $h = 190$ cm), ki so pokazale, da smo na tem območju dosegli le minimalno zapolnitev votlin, ter z metodo s kladivom, pri kateri je bilo po injektiranju evidentirano minimalno povečanje hitrosti (s 1.000 na 1.100 m/s). Jedro z oznako 9 je po pričakovanjih sestavljalo kompakten kos kamna. To je v skladu z rezultati georadarskih meritev in z rezultati metode s kladivom, pri katerih so bile obakrat izmerjene hitrosti okoli 2.000 m/s. Pri jedrih z oznako 30 in 32 je injekcijska mešanica v območju kamnov zagotovila dobro povezavo, v območju drobirja pa je bilo prisotnih več manjših delcev injekcijske mešanice. Tudi rezultati georadarskih meritev in metode s kladivom na teh mestih kažejo na dobro zapolnitev votlin. Izmerjene hitrosti so se v primeru oznake 30 po injektiranju s 400 m/s povišale na 3.000 m/s, v primeru oznake 32 pa s 500 m/s na 2.750 m/s. Jedro z oznako 42 so sestavljali posamezni manjši kamni, drobir in malta ter minimalen delež delcev injekcijske mešanice. Pregled vrtine je pokazal, da gre za kompaktno grajen del zidu z majhnim deležem votlin, kar je onemogočilo prodor injekcijske mešanice. Tudi rezultati metode s kladivom so na tem delu zidu pokazali majhno povišanje izmerjenih hitrosti zvoka iz 703 m/s pred injektiranjem na 783 m/s po injektiranju. Analiza izvrtanih jeder na območjih, kjer smo z neporušnimi preiskavami ugotovili kakovostno zapolnitev votlin, je pokazala kakovostno povezavo med kamni in injekcijsko mešanico ter apneno malto in injekcijsko mešanico. Na osnovi primerjave rezultatov, pridobljenih z vrtanjem jeder in obema neporušnima preiskavama, lahko zaključimo, da sta georadarska metoda in metoda s kladivom zanesljivi tehniki za oceno kakovosti sistematičnega injektiranja večslojnih kamnitih zidov. Neporušne preiskave, ki smo jih izvedli pred in po sistematičnem injektiranju, omogočajo določitev območij, ki so bila uspešno zapolnjena z injekcijsko mešanico, ter območij, kamor injekcijska mešanica ni prodrla ali zaradi neinjektibilnosti zidu ali nekakovostne izvedbe. Do podobnih zaključkov glede metode s kladivom je prišla tudi Binda s sodelavci (2003).

5.10 Vpliv vrste injekcijske mešanice na mehanske lastnosti valjastih in zidnih preskušancev

Rezultati strižnih preiskav zidov so pokazali bistveno izboljšanje mehanskih lastnosti zidov po izvedenem injektiranju. Po injektiranju s cementno-apnenima injekcijskima mešanicama AC1 in AC2 se je vodoravna nosilnost zidov zvišala za 61–73 %, njihova natezna trdnost za 200 % in togost za 148–194 %. Pri uporabi cementnih mešanic C1 in C2 je bila stopnja izboljšanja mehanskih lastnosti zidov še višja: vodoravna nosilnost zidov se je zvišala za približno 170 %, natezna trdnost za 314–329 % in togost za 284–287 %. Primerjava tlačnih trdnosti in cepilnih nateznih trdnosti injekcijskih mešanic in valjastih preskušancev z nateznimi trdnostmi zidov, ki jo prikazujemo na sliki 5.44, je pokazala dobro ujemanje rezultatov med sorodnimi vrstami uporabljenih injekcijskih mešanic. Rezultati preiskav cepilne natezne in tlačne trdnosti injekcijskih mešanic dobro sovpadajo s cepilnimi nateznimi in tlačnimi trdnostmi valjastih preskušancev. Razlike med tlačnimi trdnostmi valjastih preskušancev so manjše od razlik med tlačnimi trdnostmi samih injekcijskih mešanic, predvsem zaradi vpliva trdnosti stika med injekcijsko mešanico in kamni. Pri valjih, injektiranih s cementnima mešanicama C1 in C2, so bile cepilne natezne trdnosti za 54–64 %, tlačne trdnosti pa 36–68 % višje kot trdnosti pri valjih, ki smo jih injektirali s cementno-apnenima mešanicama AC1 in AC2. Končne mehanske lastnosti injektiranih valjev se glede na vrsto (cementna, cementno-apnena) uporabljene injekcijske mešanice razlikujejo. Pri tem so odvisne predvsem od sposobnosti injekcijske mešanice, da zagotovi učinkovito povezavo (adhezijo) med posameznimi kamni in od njene cepilne natezne trdnosti, manj pa od tlačne trdnosti injekcijske mešanice. Cepilna natezna trdnost injekcijske mešanice ima hkrati z doseženo stopnjo adhezije med kamni in injekcijsko mešanico (glej točko 5.3.4) večji vpliv na mehanske lastnosti injektiranega valja kot tlačna trdnost injekcijske mešanice. Na sliki 5.44 vidimo, da so tudi natezne trdnosti zidov, dobljene z in situ strižnimi preiskavami, odvisne od vrste in lastnosti uporabljene injekcijske mešanice. Podobno kot pri preiskavah na valjastih preskušancih dobimo nižje vrednosti pri uporabi cementno-apnenih injekcijskih mešanicah (0,21 MPa za AC1 in AC2) ter višje in medsebojno primerljive vrednosti pri uporabi cementnih injekcijskih mešanic (0,29 MPa za C1 in 0,30 MPa za C2).



Slika 5.44: Primerjava tlačnih in cepilnih nateznih trdnosti injekcijskih mešanic in valjev z nateznimi trdnostmi zidov

Fig. 5.44: Comparison of the average compressive and tensile splitting strengths of cylinders and injection grouts with tensile strengths of walls

Rezultati preiskav cepilne natezne trdnosti valjev in rezultati strižnih preiskav zidov so pokazali, da je bilo injektiranje s cementnimi mešanici bolj učinkovito kot injektiranje s cementno-apnenimi mešanici. Obakrat je bila pri cementnih injekcijskih mešanic dosežena višja stopnja adhezije med injekcijsko mešanico in posameznimi kamni in sloji zidu, kar se je odrazilo tudi na mehanskih lastnostih preskušancev. Glavna razloga za znatno izboljšanje mehanskih lastnosti zidov po injektiranju in različno stopnjo izboljšanja (glede na uporabljeno vrsto injekcijske mešanice) sta nizka trdnost obstoječega veziva–apnene malte (1,17 MPa) – in relativno velik delež votlin, ki je znašal 10 % celotne prostornine zidov. Obnašanje zidu po injektiranju ni bilo več odvisno zgolj od obstoječih materialov zidu (malte, kamnov, delov opek in adhezije med njimi), načina gradnje in morfologije zidu, ampak tudi od zmožnosti injekcijske mešanice, da zagotovi učinkovito povezavo med posameznimi kamni in sloji zidu. Glede na rezultate opravljenih preiskav lahko zaključimo, da ima pri zidovih, ki v osnovi izkazujejo nizke vrednosti mehanskih lastnosti (tako v primeru veziva kot zidu kot kompozita) in imajo relativno velik delež votlin, vrsta injekcijske mešanice uporabljene za injektiranje, ter posledično dosežena stopnja adhezije med mešanico in obstoječimi materiali v zidu, pomemben vpliv na končne mehanske lastnosti zidu utrjenega z injektiranjem.

Tudi ostali avtorji, ki so raziskovali vpliv sistematičnega injektiranja na izboljšanje mehanskih lastnosti zidov, so skušali ovrednotiti vpliv vrste in lastnosti uporabljene injekcijske mešanice. Čeprav avtorji, razen Miltiadou-Fezans-eve (2006) in Toumbakari-eve

(2005), pri rezultatih niso evidentirali pomembnih razlik med posameznimi vrstami uporabljenih injekcijskih mešanic, večina poudarja, da tlačna trdnost injekcijske mešanice ni ključen dejavnik za izboljšanje mehanskih lastnosti zidov. Bolj je pomemben kakovosten stik med injekcijsko mešanico in obstoječimi materiali. Razen dveh raziskovalcev ostali niso evidentirali večjih razlik v mehanskih lastnostih zidov injektiranih z različnimi vrstami injekcijskih mešanic. To je mogoče pripisati načinu priprave preskušancev. Vsi preskušanci so bili grajeni v laboratorijskih pogojih, pri čemer so bile za gradnjo uporabljene apnenocementne malte, apnene malte s pucolanskimi dodatki ali pa hidravlične malte, ki so dosegale sorazmerno visoke trdnosti. Razlog za uporabo omenjenih vrst veziv je bil bodisi ponazoritev dejanskih razmer bodisi časovne omejitve, zaradi katerih so raziskovalci izbrali malte, ki trdnost v primerjavi z apneno malto brez dodatkov, pridobijo neprimerno hitreje in je njihova končna trdnost višja kot pri običajni apneni malti. Čeprav je injekcijska mešanica zapolnila votline in s tem zagotovila boljšo povezavo posameznih slojev in kamnov v zidu, lahko sklenemo, da je osnovna malta relativno visoke trdnosti v primerjavi s čisto apneno malto, tudi po injektiranju ohranila prevladujoč vpliv na mehanske lastnosti zidu. Zaradi tega se mehanske lastnosti zidov, injektiranih z različnimi injekcijskimi mešanicami, niso pomembno razlikovale.

5.11 Zaključki

V okviru opisanih in situ preiskav kamnite zidane stavbe smo z izbranim naborom neporušnih, delno porušnih in porušnih preiskav ter korelacijo posameznih rezultatov, ovrednotili kakovost in učinkovitost izbranega utrditvenega ukrepa – sistematičnega injektiranja. Kakovost in učinkovitost injektiranja smo ovrednotili za primer uporabe cementnih mešanic C1 in C2 ter cementno-apnenih injekcijskih mešanic AC1 in AC2.

Cepilne natezne preiskave valjastih preskušancev, s katerimi smo ponazorili jedro injektiranega kamnitega zidu, so pokazale, da je imela stopnja adhezije, ki smo jo dosegli med kamni in injekcijsko mešanico, skupaj s cepilno natezno trdnostjo injekcijske mešanice, prevladujoč vpliv na cepilno natezno trdnost preskušanca (glej točko 5.3.4). Hkrati se je izkazalo, da je bila z injektiranjem s cementnima mešanicama dosežena boljša adhezija in posledično višje mehanske lastnosti preskušancev, kot pri injektiranju s cementno-apnenima mešanicama. Tudi in situ strižne preiskave zidov so pokazale, da so bile natezne trdnosti

zidnih preskušancev višje pri injektiranju s cementnima kot s cementno-apnenima injekcijskima mešanicama. Po pričakovanjih sta cementni injekcijski mešanici zagotovili učinkovitejšo povezavo med posameznimi kamni in sloji zidu. Sklenemo lahko, da imajo pri obravnavani vrsti kamitih zidov (z velikim deležem votlin in nizkimi vrednostmi mehanskih lastnosti) vrsta in lastnosti uporabljene injekcijske mešanice pomemben vpliv na mehanske lastnosti injektiranega zidu.

Primerjava duktilnosti, togosti in zasukov je pokazala, da se zidovi po injektiranju obnašajo bolj togo kot pred injektiranjem. Poškodbe se po injektiranju pojavijo pri veliko višji ravni sile (a pri nižji vrednosti pomika) kot pred injektiranjem, vendar je po doseženi efektivni togosti in nadaljnjem vsiljevanju pomika oblikovanje poškodb in padec togosti hitrejši kot pri neinjektiranem zidu. Analiziran vzorec oblikovanja razpok pri strižnih preiskavah je sovpadal z morfologijo oziroma injektibilnostjo posameznih delov zidov. Razpoke so v glavnem zaobšle območja zidov, ki so bila pred injektiranjem votlikava in šibka, po injektiranju pa kakovostno zapolnjena z injekcijsko mešanico in so se oblikovale, po v osnovi kompaktno grajenih delih zidov, brez votlin. S sistematičnim injektiranjem smo torej dosegli učinkovitejšo povezavo posameznih kamnov in slojev zidu, kot jo je bila v osnovi sposobna zagotoviti apnena malta.

Kombiniranje in primerjava rezultatov neporušnih metod (georadarske in termografske meritve ter metoda s kladivom) ter primerjava rezultatov delno porušnih metod preiskovanja zidov (globinsko sondiranje in vrtanje jeder), je zelo dober pristop pri vrednotenju kakovosti sistematičnega injektiranja. Rezultati posameznih preiskav in njihova medsebojna primerjava, so nam omogočili natančno določitev območij zidu, ki so bila kakovostno zapolnjena z injekcijsko mešanico, ter območij, ki niso bila injektibilna.

Posebej pri injektiranju s cementnimi mešanicama se je pokazal potencial, ki ga imajo, pri spremljanju kakovosti injektiranja, termografske meritve. S termografskimi meritvami smo lahko določali območja injektiranega zidnega preskušanca s povišano površinsko temperaturo, do katere je prišlo zaradi sproščanja toplote pri hidrataciji cementnega veziva.

Z uporabo delno porušne metode z jeklenimi blazinami smo lahko ocenili modul elastičnosti in tlačno trdnost zidu pred in po injektiranju. To nam je omogočilo realnejše ovrednotenje mehanskih lastnosti zidov in vpliva utrjevanja s sistematičnim injektiranjem.

6 NELINEARNA POTRESNA ANALIZA KAMNITE ZIDANE STAVBE

6.1 Preverjanje potresne odpornosti obstoječih stavb

Potresno odpornost obstoječih stavb praviloma preverjamo dvakrat: v obstoječem stanju in po izvedenih utrditvenih ukrepih. Potresna analiza obstoječega stanja razkrije odziv konstrukcije in kritična mesta, kjer je verjetnost poškodb zaradi potresnih sunkov največja. Analiza konstrukcije po izvedenih konstrukcijskih ukrepih pa nam pove, kolikšno stopnjo potresne odpornosti bi dosegli z načrtovanimi utrditvenimi ukrepi.

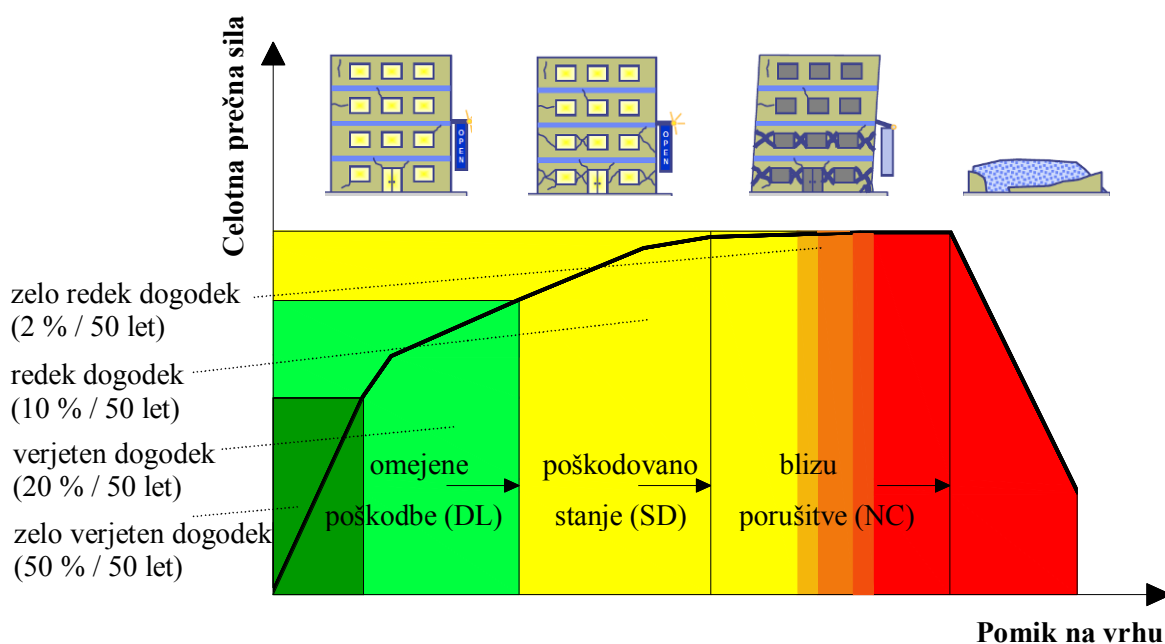
Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1:2005) za vse konstrukcije na potresnih območjih zahteva, da se v računskem modelu konstrukcije ustrezno upošteva porazdelitev togosti in mase, tako da se pri potresnem vplivu zajamejo vse pomembne deformacijske oblike. Pri nelinearni analizi moramo v računskem modelu ustrezno upoštevati tudi porazdelitev nosilnosti. V računskem modelu moramo upoštevati tudi nekonstrukcijske elemente, ki bi lahko vplivali na odziv primarnega potresnega sistema konstrukcije. V odvisnosti od geometrijskih lastnosti stavbe (pravilnosti geometrije v tlorisu in po višini), lahko za analizo vpliva potresne obtežbe na konstrukcijo uporabimo linearne metode, kot sta metoda z vodoravnimi silami ali modalna analiza s spektrom odziva. Če želimo spremljati nastanek in širjenje poškodb po posameznih elementih konstrukcije, lahko poleg linearnih metod analize uporabimo tudi nelinearne metode analize, kot na primer nelinearna statična (angl. *pushover*) analiza ali nelinearna dinamična analiza časovnega odziva.

Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3:2005) pri preverjanju potresne odpornosti obstoječih stavb definira tri mejna stanja (slika 6.1), ki se nanašajo na omejitve poškodb:

- omejene poškodbe DL (angl. *damage limitation*), pri katerem pride zgolj do majhnih poškodb konstrukcije, nosilni elementi niso dosegli meje tečenja in so ohranili svojo nosilnost in togost, popravilo nosilne konstrukcije ni potrebno, popravilo nekonstrukcijskih elementov je še ekonomično;
- poškodovano stanje SD (angl. *significant damage*), pri katerem je konstrukcija že precej poškodovana, vendar še ima nekaj preostale nosilnosti, da lahko prenese zmerne potresne sunke, nekonstrukcijski elementi so poškodovani, konstrukcija je ostala v zmerno deformirani legi, obseg poškodb je običajno prevelik za ekonomično popravilo;

– stanje blizu porušitve NC (angl. *near collapse*), pri katerem je konstrukcija že močno poškodovana, praktično brez ostanka nosilnosti in že manjši potres lahko povzroči popolno porušitev, navpični nosilni elementi sicer še nosijo obtežbo, vendar je konstrukcija ostala v močno deformiranem položaju, večina nekonstrukcijskih elementov je porušenih.

Skladno s slovenskim nacionalnim dodatkom Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998-3:2005), se pri nas upošteva le mejni stanji DL in SD. Mejno stanje DL se sklada z mejnim stanjem uporabnosti (MSU) po Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1:2005). Mejno stanje SD, na katerega običajno projektiramo tudi novogradnje, ustreza povratni dobi 475 let in 10 % verjetnosti prekoračitve v 50-ih letih ter se sklada z mejnim stanjem nosilnosti (MSN) po Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1:2005).



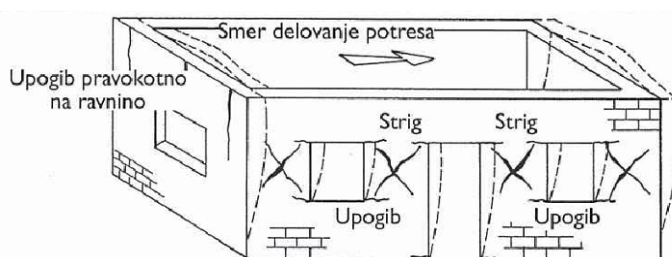
Slika 6.1: Prikaz mejnih stanj po Evrokodu 8-3 (Moehle, 2001)

Fig. 6.1: Limit states according to Eurocode 8-3 (Moehle, 2001)

Pri mejnem stanju DL globalno kapaciteto konstrukcije definiramo na meji elastičnosti diagrama (idealiziranega) sila-pomik za sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF). Elastično silo in pomik pri nivoju DL določimo skladno z Evrokodom 8-1 (dodatek B) po N2 metodi. Za mejno stanje SD globalno kapaciteto konstrukcije definiramo pri 3/4 mejnega pomika, ki ga dosežemo pri mejnem stanju NC. Mejni pomik za stanje NC določimo v točki, ko nosilnost pade na 80 % maksimalne dosežene nosilnosti.

6.2 Potresna odpornost zidanih stavb

Obnašanje zidane stavbe kot celote pri potresni obtežbi zavisi predvsem od njene zasnove – porazdelitve zidov v tlorisu in medsebojne povezanosti zidov na nivoju stropnih konstrukcij, ter od kakovosti in mehanskih lastnosti uporabljenih materialov. V posameznih zidovih se pri potresni obtežbi pojavijo razpoke kot posledica striga ali upogiba v ravnini zidu ali pa zaradi upogiba pravokotno na ravnino zidu. Do slednjih navadno pride pri zidovih starejših stavb s podajnimi lesenimi stropovi brez zidnih vezi, ki so postavljeni pravokotno na smer delovanja potresa (slika 6.2).



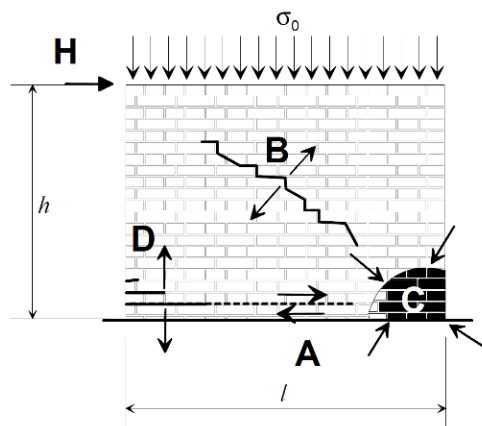
Slika 6.2: Obnašanje zidane stavbe s podajnim stropom brez zidnih vezi pri potresni obtežbi (Tomaževič, 2009)

Fig. 6.2: Behavior of the masonry building with flexible floor without r.c. ties during seismic loading (Tomaževič, 2009)

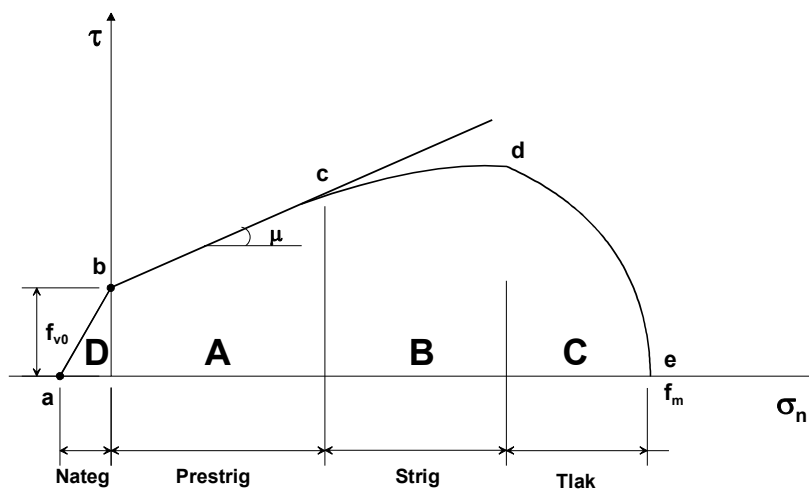
Potresna odpornost zidane stavbe se izboljša, če so zidovi medsebojno povezani z zidnimi vezmi, s čimer dosežemo bolj usklajeno nihanje zidov. Potresna odpornost se dodatno izboljša, ko so zidovi medsebojno povezani z navpičnimi in vodoravnimi zidnimi vezmi ter togo stropno konstrukcijo. Ta predpostavka pri starejših stavbah največkrat ni izpolnjena. Kakšen bo mehanizem obnašanja posameznega zidu v stavbi zavisi od njegovega položaja v tlorisu, geometrije (razmerja višina/dolžina) in materialnih lastnosti zidu, pogojev vpetja ter razmerja med navpičnimi obremenitvami in vodoravno potresno obtežbo. Do končne porušitve zidu lahko pri potresni obremenitvi pride zaradi enega ali kombinacije več omenjenih mehanizmov porušitve podanih v nadaljevanju. Vztrajnostne sile, ki delujejo v ravnini zidu, lahko vodijo do mehanizmov porušitve zidu, prikazanih na sliki 6.3 in 6.4:

- (A) prestrižni mehanizem porušitve, do katerega pride pri majhnih navpičnih obremenitvah in slabi kakovosti malte;
- (B) strižni mehanizem porušitve nastopi, ko je presežena glavna natezna trdnost zidu v smeri glavnih (diagonalnih) napetosti in je pri zidanih stavbah najbolj pogost;

- (C) upogibni mehanizem porušitve, do katerega pride ob dovolj veliki glavni natezni (strižni) trdnosti zidu in ko napetosti na robu zidu dosežejo tlačno trdnost zidu, kar vodi do drobljenja zidakov v tlačni coni, običajno se ta mehanizem formira pri visokih (vitkih) zidovih;
- (D) razpoke zaradi nateznih napetosti, ki dosežejo upogibno natezno trdnost zidu v ravnini zidu; tovrstne poškodbe običajno spremljajo upogibni ali strižni mehanizem porušitve.



Slika 6.3: Mehanizmi porušitve za zidove, obremenjene v ravnini (Bosiljkov in sod., 2010)
Fig. 6.3: Failure modes for in-plane loaded brick masonry walls (Bosiljkov et al., 2010)



Slika 6.4: Ovojnica strižnega obnašanja zidu v odvisnosti od nivoja tlačnih obremenitev (Drysdale in sod., 1994)

Fig. 6.4: Behaviour of URM under combined shear and normal stresses (Drysdale et al., 1994)

6.2.1 Mejne deformacije zidov

Kapaciteta zidu obstoječe zidane stavbe v smislu deformacij je po Evrokodu 8-3, dodatek C (SIST EN 1998-3:2005) pri mejnem stanju SD za primarne in sekundarne potresne elemente (zidove) definirana ločeno za zidove, ki so obremenjeni upogibno ter ločeno za zidove,

obremenjene v strigu. Primarni elementi so po Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1:2005) tisti, ki jih upoštevamo kot del konstrukcijskega sistema, ki prenaša potresne vplive, medtem ko sekundarne (nekonstrukcijske) elemente ne upoštevamo kot del konstrukcijskega sistema ter njihovo nosilnost in togost pri potresnih vplivih zanemarimo. Deformacijsko kapaciteto δ_u definiramo za strig in upogib v primeru primarnih zidov kot:

$$\delta_u = \begin{cases} 0,004 & \text{strig} \\ 0,008 (H_0 / D) & \text{upogib} \end{cases}, \quad (6.1)$$

kjer je H_0 razdalja od točke v prerezu zidu kjer računamo upogibno nosilnost do ničelne točke momenta, D pa je dolžina zidu. Za sekundarne zidove je deformacijska kapaciteta za strig in upogib definirana takole:

$$\delta_u = \begin{cases} 0,006 & \text{strig} \\ 0,012 (H_0 / D) & \text{upogib} \end{cases}. \quad (6.2)$$

Pri kontroli deformacij za mejno stanje NC upoštevamo vrednosti deformacijskih kapacitet za mejno stanje SD, pomnožene s 4/3.

6.2.2 Strižna odpornost zidov

Strižna kapaciteta (odpornost) upogibno obremenjenega zidu pri mejnem stanju SD je po Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3:2005) določena kot:

$$V_{f,f} = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} (1 - 1,15 \cdot v_d). \quad (6.3)$$

V enačbi (6.3) je D dolžina zidu, N je navpična obtežba zidu in H_0 razdalja od točke v prerezu zidu, kjer računamo upogibno nosilnost do ničelne točke momenta. v_d označujemo normirano tlačno silo, ki znaša $v_d = N / (D \cdot t \cdot f_d)$. Pri tem je t debelina zidu, f_d pa karakteristična tlačna trdnost zidu, ki jo dobimo iz povprečne tlačne trdnosti zidu f_m in ob upoštevanju faktorja zaupanja CF ($f_d = f_m / CF$). Strižna kapaciteta (odpornost) strižno obremenjenega zidu pri kateri se strig prenaša samo na tlačnem delu prereza, je pri mejnem stanju SD po Evrokodu 8-3 določena kot:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t, \quad (6.4)$$

kjer je D' dolžina tlačnega dela zidu, t debelina zidu, f_{vd} pa strižna trdnost zidu ob upoštevanju navpični obtežbi in znaša $f_{vd} = f_{vmo} + 0,4 \cdot N / (D' \cdot t) \leq 0,065 f_m$. Pri tem je f_{vmo} povprečna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti, N navpična obtežba zidu in f_m povprečna tlačna trdnost

zidu. Trdnosti f_{vmo} in f_m je potrebno pri tem deliti s faktorjem zaupanja CF, za primarne elemente pa dodatno še z materialnim varnostnim faktorjem γ_m . Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3:2005) določa, da izkazujejo zidovi upogibno obnašanje takrat, ko je njihova strižna kapaciteta (odpornost), izračunana po enačbi (6.3), manjša kot kapaciteta, izračunana po enačbi (6.4). Do strižnega (prestrižnega) mehanizma pa pride takrat, ko je strižna kapaciteta zidov izračunana po enačbi (6.4) manjša ali enaka kapaciteti izračunani po enačbi (6.3). Običajno pri zidanih konstrukcijah, obremenjenih s potresno obtežbo, prevladuje strižni mehanizem porušitve zaradi preseženih glavnih nateznih trdnosti zidu v smeri glavnih (diagonalnih) napetosti. Teorijo, da diagonalne razpoke v zidu povzročijo glavne natezne napetosti, do katerih pride pri kombinaciji navpične in vodoravne obtežbe, sta že leta 1971 predstavila Turnšek in Čačovič. Enačba za izračun strižne odpornosti zidu z upoštevanjem natezne trdnosti (Turnšek in Čačovič, 1971), ki je bila vgrajena v naše stare predpise za potresno varno projektiranje, je sledeča:

$$V_{f,s} = C_R A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1}, \quad (6.5)$$

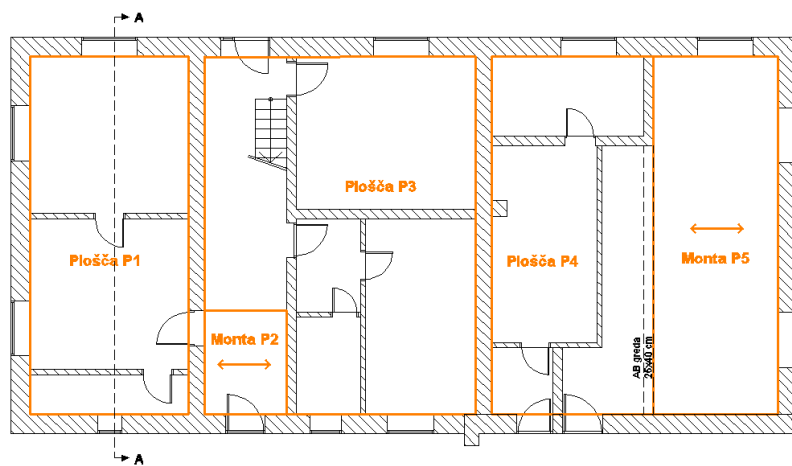
kjer je C_R faktor redukcije nosilnosti zaradi idealizacije, A_w površina vodoravnega prereza zidu, b faktor razporeditve strižnih napetosti v prerezu, odvisen od geometrije in razmerja med navpično in vodoravno silo, σ_0 povprečna tlačna napetost v zidu zaradi navpične obtežbe in f_t referenčna natezna trdnost zidu ob predpostavki, da bi se zid vse do največje dosežene odpornosti obnašal kot elastičen, homogen in izotropen material (Turnšek in Čačovič, 1971):

$$f_t = -\frac{\sigma_0}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_0^2}{4} + (b \cdot \tau_{\max})^2}, \quad (6.6)$$

kjer je $\tau_{\max} = H_{\max} / A_w$ povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu pri največji doseženi vodoravni sili H_{\max} . Izračun strižne odpornosti zidu z upoštevanjem natezne trdnosti so upoštevali tudi bivši jugoslovanski predpisi za potresno varno projektiranje (Pravilnik o tehničnih..., 1981) in je v primeru, ko preverjamo potresno odpornost obstoječih stavb, upoštevan tudi v italijanskem pravilniku O.P.C.M. (2003). Pri preverjanju potresne odpornosti novih stavb, predvideva pravilnik O.P.C.M. določanje strižne odpornosti zaradi striga v skladu z Evrokodom 6-1-1 (SIST EN 1996-1-1:2006), kar ustreza enačbi (6.4) iz Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998-3:2005).

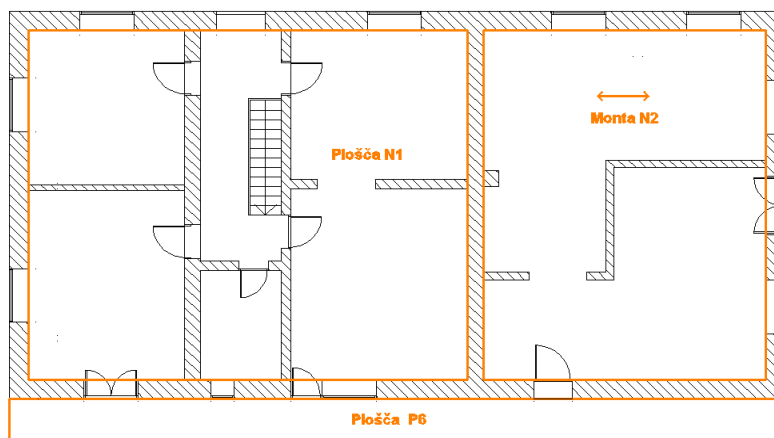
6.3 Konstrukcijska zasnova obravnavane stavbe

Obravnavana stavba obsega pritličje, nadstropje in neizkoriščeno podstrešje. Tlorisna zasnova ima obliko pravokotnika in se med etažama bistveno ne razlikuje. Tloris pritličja je dimenzij 20,14 m x 10,15 m, etažna višina 2,63 m. Celotna višina stavbe znaša 11,26 m. Nosilne navpične elemente konstrukcije tvori kamnito zidovje, katerega zunanje stene so debeline 50 cm. Notranje stene so debeline 40 cm in 25 cm. Stene, katerih debelina je manjša od 20 cm, smo v skladu z Evrokodom 6-1-1 (SIST EN 1996-1-1:2006) upoštevali kot nenosilne. Pri obremenitvi elementov smo upoštevali še vpliv opečnatih 15 cm sten zatrepa. Stropne konstrukcije so križem armirane betonske plošče debeline 20 cm ter montažni enosmerno nosilni monta stropovi z opečnatimi polnili in betonskimi tlačnimi ploščami, ki ne zadostuje pogojem toge stropne konstrukcije. Tlorisna pritličja in nadstropja z oznakami posameznih stropov podajamo na sliki 6.5 in 6.6, prečni prerez pa na sliki 6.7. Strešno konstrukcijo tvori šest lesenih trapeznih vešal na medsebojni razdalji 3,70 m ter kapne in vmesne lege s špirovci. Obtežba trapeznih vešal se na vzdolžna zidova prenaša točkovno. Obtežba strešne konstrukcije, ki jo tvorijo špirovci ter letve in kritina, se, preko dveh kapnih in dveh vmesnih leg, preko zaključnega AB venca, linijsko razporedi na vzdolžna zidova.

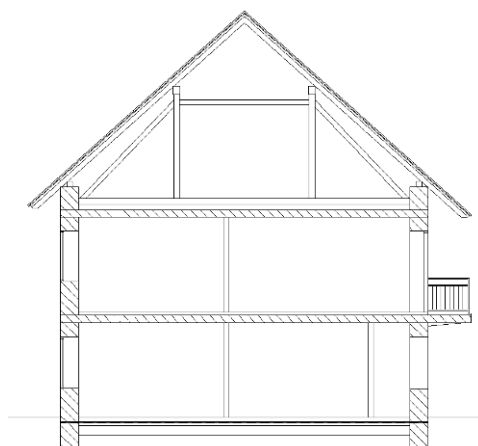


Slika 6.5: Tloris pritličja obravnavane stavbe

Fig. 6.5: Layout of ground floor of the analysed building



Slika 6.6: Tloris nadstropja obravnavane stavbe
Fig. 6.6: First floor layout of the analysed building



Slika 6.7: Tipičen prečni prerez obravnavane stavbe
Fig. 6.7: A typical cross-section of the analysed building

6.4 Materialne lastnosti zidov

Pri preverjanju potresne odpornosti stavbe smo upoštevali materialne lastnosti, pridobljene z in situ preiskavami (preglednica 6.1). Pri izračunu smo upoštevali obstoječe stanje ter stanje po utrditvi s sistematičnim injektiranjem, pri čemer smo upoštevali materialne lastnosti zidov po injektiranju s cementnima (C1 in C2) in cementno-apnenima injekcijskima mešanicama (AC1 in AC2).

Preglednica 6.1: Materialne lastnosti zidov dobljene z in situ preiskavami
Table 6.1: Material properties of the walls obtained by in situ tests

Oznaka	Tlačna trdnost f_c (MPa)	Natezna trdnost f_t (MPa)	Strižni modul G (MPa)	Modul elastičnosti E (MPa)
obstoječe	1,65	0,07	113	785
injektirano z AC1	2,00	0,21	476	1.347
injektirano z AC2	2,00	0,21	411	1.164
injektirano s C1	2,50	0,29	537	1.520
injektirano s C2	2,50	0,30	532	1.507

6.5 Stalna in spremenljiva obtežba

Stalno in spremenljivo obtežbo smo določili skladno s standardom Evrokod 1. Pri izračunu stalne obtežbe smo glede na materiale, ki so bili uporabljeni pri gradnji analizirane stavbe, upoštevali specifične teže podane v preglednici 6.2.

Preglednica 6.2: Specifične teže materialov
Table 6.2: Unit weight of the materials

Material	Specifična teža (kN/m³)
kamniti zidovi	22
opečne stene	16
armirani beton	25
omet	17
les	6

Na obravnavani stavbi smo evidentirali dve vrsti stropnih konstrukcij: na večjem delu v obeh smereh nosilne armiranobetonske plošče, na posameznih delih pa tudi opečni enosmerno nosilni monta stropovi. Ker se je sestava stropnih konstrukcij po območjih razlikovala (konstrukcija, tlaki, debeline), je bilo potrebno stalno obtežbo določati za vsako posamezno območje. V preglednici 6.3 pomenijo oznake P1-P6 stropne konstrukcije nad pritlično, N1-N2 pa stropni konstrukciji nad nadstropno etažo.

Preglednica 6.3: Stalna obtežba stropnih konstrukcij
Table 6.3: Self-weight of floor structures

Stropna konstrukcija	Stalna obtežba g_0 (kN/m²)
P1 (armiranobetonska plošča)	5,49
P2 (opečna monta plošča)	3,30
P3 (armiranobetonska plošča)	5,53
P4 (armiranobetonska plošča)	3,54
P5 (opečna monta plošča)	2,96
P6 (armiranobetonska plošča)	4,70
N1 (armiranobetonska plošča)	4,11
N2 (opečna monta plošča)	2,06

Nosilno leseno strešno konstrukcijo so tvorile vmesne in kapne lege, špirovci in trapezna vešala, pri čemer so se akcije trapeznih vešal na obodne nosilne zidove prenašale koncentrirano v obliki točkovne obtežbe. Pri izračunu obremenitev strešne konstrukcije na nosilno zidovje smo upoštevali vrednosti, podane v preglednici 6.4.

Preglednica 6.4: Stalna obtežba strešne konstrukcije
Table 6.4: Self-weight of roof structure

Konstrukcijski element	Stalna obtežba g_0
kritina z letvami	0,25 kN/m ²
špirovci	0,10 kN/m ²
vmesne in kapne lege	0,44 kN/m ¹
trapezna vešala	3,44 kN/element

Spremenljivo obtežbo, podano v preglednici 6.5, smo upoštevali za stanovanjske površine (kategorija A). Obtežbe snega pri izračunu potresne odpornosti nismo upoštevali.

Preglednica 6.5: Spremenljiva obtežba
Table 6.5: Imposed load

Površina	Spremenljiva obtežba p (kN/m²)
tla	2,00
stopnice	2,00
balkoni	2,50

Skladno z zgornjo enačbo izračunamo mejni strižni koeficient BSC_u (angl. *base shear coefficient*), ki bi ga morala kritična etaža analizirane stavbe prenesti in v osnovi predstavlja razmerje med potresno obtežbo F_b in težo stavbe W :

$$BSC_u = \frac{F_b}{W} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,225 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 0,45. \quad (6.9)$$

6.7 Obtežne kombinacije

Pri izračunu obtežb na nosilne zidove, je bila, skladno z Evrokodom 8-1, upoštevana naslednja kombinacija vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (6.10)$$

kjer je:

- $G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva j
- $Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva i
- $\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljivi vpliv i določen z enačbo:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}. \quad (6.11)$$

Za koeficient φ je bila za obe etaži upoštevana vrednost 0,5 ob predpostavki, da sta zasedeni neodvisno. Za kombinacijski faktor $\psi_{2,i}$ pa je bila upoštevana vrednost 0,3 za kategorijo A (stanovanja).

6.8 Programski orodji, uporabljeni za potresno analizo

Potresno odpornost kamnite zidane stavbe smo v nadaljevanju analizirali s programom SREMB in programom 3MURI ter dobljene rezultate medsebojno primerjali. Podrobnejši opis delovanja obeh programskih orodij podajamo v nadaljevanju. Na tem mestu bomo omenili le bistvene razlike med obema programoma.

Program SREMB za oceno potresne odpornosti uporablja nelinearno statično (pushover) analizo, pri čemer predpostavlja formiranje etažnega strižnega porušnega mehanizma v najbolj obremenjeni – kritični etaži. V izračunu upoštevamo zgolj navpične nosilne elemente – zidove kritične etaže, za katere predpostavljamo, da so toga vpeti v parapetni del zidu na spodnjem delu in prekladni del zidu oziroma toga ploščo na zgornjem delu. Takšna poenostavitev ne predvideva formiranja porušnih mehanizmov v prekladnih in parapetnih

delih zidov ter ne omogoča izračuna potresne odpornosti celotne konstrukcije (Cotič, 2010, Kržan in sod., 2010). Pri izračunu mejne nosilnosti zidov upoštevamo upogibni (enačba 6.3) in strižni mehanizem porušitve z upoštevanjem natezne trdnosti zidu f_t (enačba 6.5). Prispevek zidov pravokotno na smer obremenjevanja je v SREMB-u upoštevan po enakih predpostavkah kot za zidove v smeri obremenjevanja.

Program 3MURI omogoča nelinearno statično analizo potresnega odziva celotne konstrukcije in ne samo posamezne etaže, kot SREMB. Dopušča tudi formiranje porušnih mehanizmov v prekladnih in parapetnih delih zidov in omogoča modeliranje podajnih stropnih konstrukcij. Poleg nelinearne statične analize program omogoča še modalno analizo ter linearno statično analizo za kontrolo navpične obtežbe, ekscentričnosti masnega težišča in kontrolo vitkosti. Program pri analizi novih stavb predvideva podajanje materialnih podatkov in analizo potresne odpornosti po določilih Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998-3:2005). Pri obstoječih stavbah pa program pri materialnih lastnostih omogoča podajanje natezne trdnosti zidu f_t ter podobno kot pri SREMB-u, preverjanje strižnega mehanizma porušitve z upoštevanjem natezne trdnosti zidu f_t . 3MURI v računu, za razliko od SREMB-a, ne upošteva zidov, ki so pravokotni na smer obremenjevanja, kar je v soglasju z Evrokodi.

6.9 Opis delovanja programa SREMB

Računalniški program SREMB (angl. *Seismic REsistance of Masonry Buildings*), oziroma POR (PORušna metoda), kot so ga imenovali v sosednji Italiji, so za namene izračuna potresne odpornosti zidanih stavb razvili po potresih v Furlaniji leta 1976 na tedanjem ZRMK v Ljubljani (Tomaževič, 1978, cit. po Tomaževič, 2009). Metoda izračuna temelji na nelinearni statični (angl. *pushover*) analizi, pri kateri konstrukciji korakoma vsiljujemo pomike in vrednotimo sile, ki se vsiljenim pomikom upirajo ter opazujemo stanje poškodb posameznih zidov. Tak način nam omogoča opazovanje obnašanja elementa v nelinearnem področju tudi potem, ko mu odpornost že pada. Potresno odpornost analizirane stavbe ocenimo z etažno histerežno ovojnico oziroma krivuljo, ki prikazuje razmerje med vsiljenimi vodoravnimi pomiki etaže in njeno odpornostjo. V okviru te doktorske disertacije smo uporabili verzijo programa, ki jo je v programskem okolju Matlab na GI ZRMK izdelal Samo Gostič.

6.9.1 Osnovne predpostavke

Metoda temelji na predpostavki, da pri potresni obtežbi v najbolj obremenjeni etaži (običajno je to pritličje), zaradi močnih in togih vodoravnih elementov, prevladuje etažni strižni mehanizem. V računskem modelu zidne slope kritične etaže obravnavamo kot polno vpete v parapetni oziroma prekladni del zidu. Potresno odpornost stavbe določimo glede na nosilnost kritične etaže in njeno duktilnost.

V računu upoštevamo sledeče predpostavke:

- zidovi so medsebojno povezani s togimi stropnimi konstrukcijami in vezmi, kar zagotavlja sodelovanje vseh zidov pri prevzemu vodoravne obremenitve oziroma porazdelitev obremenitev po zidovih v razmerju njihovih togosti;
- zidovi so na zgornjem in spodnjem robu polno vpeti v stropno konstrukcijo, prekladni ali parapetni del zidu;
- zidove sestavljenih prerezov, kot so L, T, H in + prerezi, upoštevamo kot ločene na navpičnih stikih med posameznimi elementi;
- prispevek posameznih zidov k etažni odpornosti je odvisen od njihove togosti in nosilnosti ter tudi od njihove deformacije, ki zavisi od položaja zidu v tlorisu etaže. Predpostavljeno je, da lahko zid še vedno prenaša navpične obremenitve, čeprav se zaradi vodoravne obtežbe poruši in ne nudi vodoravne odpornosti;
- pri izračunu krivulje potresne odpornosti posameznega zidu upoštevamo merodajno nosilnost (strižno ali upogibno), deformacijska sposobnost zidu je omejena z mejno duktilnostjo;
- pri izračunu potresne odpornosti in togosti konstrukcije upoštevamo tudi prispevek zidov pravokotno na smer potresa, izračun njihovih togosti in nosilnosti pa je enak kot pri zidovih, obremenjenih v svoji ravnini.

6.9.2 Postopek računa

Na podlagi idealiziranih histereznih ovojníc zidov v obravnavani etaži, ki jih določimo na osnovi togosti, nosilnosti in duktilnosti posameznega zidu, konstruiramo etažno histerežno ovojnico ali krivulja odpornosti. Togost zidu ob predpostavki obojestransko vpetih zidov izračunamo po enačbi:

$$K = \frac{G \cdot A_w}{1,2H \left(1 + 0,83 \frac{G}{E} \left(\frac{H}{D} \right)^2 \right)}, \quad (6.12)$$

kjer je G strižni modul zidu, E elastični modul zidu, A_w prerez zidu, H višina zidu in D dolžina zidu. Nosilnost zidu se določi v odvisnosti od vzpostavljenega mehanizma porušitve. Pri izračunu krivulje odpornosti je merodajna minimalna nosilnost (strižna ali upogibna). Strižna nosilnost strižno obremenjenega zidu z upoštevanjem natezne trdnosti $V_{f,s}$ se določi po enačbi (6.5), strižna nosilnost upogibno obremenjenega zidu pa po enačbi (6.3). Ob znani togosti in nosilnosti ter predpostavljeni duktilnosti se določi pomik na meji elastičnosti d_e z enačbo:

$$d_e = \min(V_{f,s}, V_{f,f}) / K, \quad (6.13)$$

in pomik na meji porušitve d_u ob predpostavljenem faktorju duktilnosti μ z enačbo:

$$d_u = d_e \cdot \mu. \quad (6.14)$$

V neelastičnem območju se togost zidu K zmanjšuje v odvisnosti od deformacij po enačbi:

$$K = \min(V_{f,s}, V_{f,f}) / d, \quad (6.15)$$

kjer je d trenutni pomik. Histerezno ovojnico obravnavane etaže program izračuna tako, da korakoma premika masno težišče etaže, v katerem med potresom deluje rezultanta vztrajnostnih sil. Odpornost etaže V_{tot} je določena z vsoto odpornosti posameznih zidov V_i po enačbi:

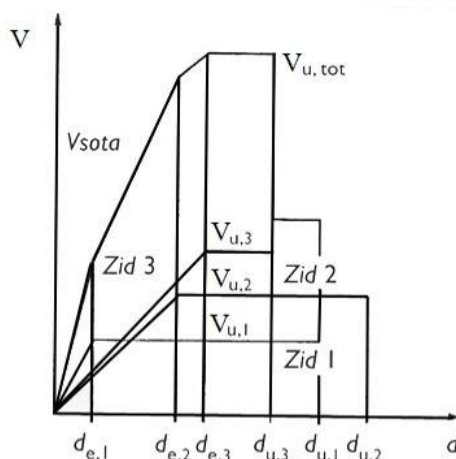
$$V_{tot} = \sum_i^n V_i. \quad (6.16)$$

Odpornost posameznega zidu v tlorisu etaže je na podlagi idealizirane bilinearne odvisnosti določena z enačbami:

$$V_i = d_i K_i, \text{ če velja } d_i \leq d_{e,i}, \quad (6.17)$$

$$V_i = V_{f,i}, \text{ če velja } d_e \leq d_i \leq d_{u,i}, \quad (6.18)$$

$$V_i = 0, \quad K_i = 0, \text{ če velja } d_i \geq d_{u,i}. \quad (6.19)$$



Slika 6.9: Konstruiranje ovojnice odpornosti etaže (Tomažević, 2009)
Fig. 6.9: Construction of storey resistance envelope (Tomažević, 2009)

V trenutku, ko katerikoli izmed zidov preseže mejo elastičnosti, se spremeni konstrukcijski sistem in s tem togostna matrika celotne etaže. Togost in odpornost posameznega zidu zato v vsakem koraku določimo z upoštevanjem vsiljenega pomika in idealizirane histerezne ovojnice zidu. Ko določen zid preseže mejno vrednost pomika d_u , nima več potresne odpornosti in togosti. Takšen zid se posledično izloči iz konstrukcijskega sistema, obremenitev pa se porazdeli na preostale zidove, ki še nudijo odpor. Ker nosilnost celotne stavbe določamo v odvisnosti od nosilnosti in duktilnosti kritične etaže in ker je potresna odpornost celotne stavbe praviloma manjša od odpornosti kritične etaže, moramo etažno krivuljo odpornosti idealizirati, četudi je bila določena s superpozicijo idealiziranih krivulj posameznih zidov. Pri idealizaciji etažne krivulje najprej izračunamo začetno – efektivno togost K_e , ki jo določimo z razmerjem med etažno silo V_e in pomikom na meji elastičnosti d_e oziroma s točko, kjer se zaradi razpok bistveno spremeni naklon izračunane ovojnice:

$$K_e = V_e / d_e. \quad (6.20)$$

Idealizirano vodoravno nosilnost (odpornost) konstrukcije oziroma obravnavane etaže določimo iz energetskega pogoja, ki pravi, da mora biti površina pod idealizirano ovojnico enaka površini pod izračunano ovojnico:

$$V_u = K_e \left(d_u - \sqrt{d_u^2 - \frac{2A_{env}}{K_e}} \right), \quad (6.21)$$

kjer je A_{env} površina pod izračunano krivuljo odpornosti in d_u idealizirani mejni pomik etaže. Med idealizirano vodoravno nosilnostjo V_u in maksimalno vodoravno nosilnostjo V_{max} velja zveza:

$$V_u = 0,9V_{max} . \quad (6.22)$$

Skladno z Evrokodom 8-1 je idealizirani mejni pomik d_u oziroma meja rušitve določen v točki, ki ustreza 80 % največje vrednosti nosilnosti ($0,80 V_{max}$). Faktor duktilnosti μ_{du} je določen z enačbo:

$$\mu_{du} = d_u / d_e . \quad (6.23)$$

Stanje ob koncu računa določimo s 50 % porušitvijo vseh zidov.

6.9.3 Kontrola rezultatov

Pri kontroli potresne odpornosti konstrukcije primerjamo odpornost, izraženo s koeficientom potresne odpornosti SRC_u (angl. *seismic resistance coefficient*) z mejnim strižnim koeficientom BSC_u (angl. *base shear coefficient*). BSC_u predstavlja razmerje med potresno obtežbo F_b in težo stavbe W :

$$BSC_u = \frac{F_b}{W} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} . \quad (6.24)$$

SRC_u predstavlja razmerje med idealizirano vodoravno nosilnostjo V_u in težo stavbe W :

$$SRC_u = \frac{V_u}{W} . \quad (6.25)$$

Pri preverjanju potresne odpornosti kritične etaže mora torej veljati:

$$SRC_u \geq BSC_u . \quad (6.26)$$

Pri preverjanju globalne duktilnosti konstrukcije mora biti zagotovljen pogoj, da je duktilnost idealizirane etažne ovojnice večja od duktilnosti, ki smo jo upoštevali pri izračunu potresne obtežbe z upoštevanjem faktorja q :

$$\frac{d_u}{d_e} = \mu_{du} \geq \frac{q^2 + 1}{2} . \quad (6.27)$$

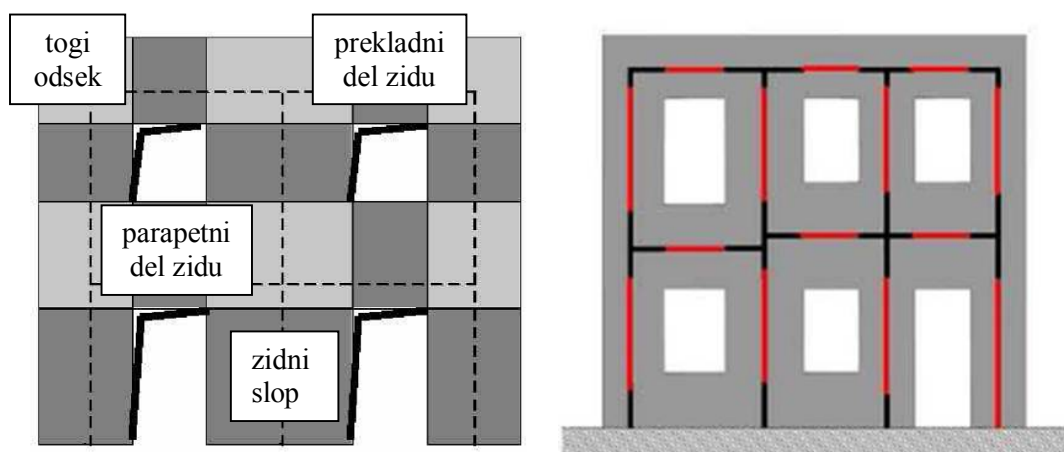
Če sta izpolnjena pogoj nosilnosti in tudi pogoj duktilnosti, konstrukcija ustreza zahtevam glede potresne odpornosti.

6.10 Opis delovanja programa 3MURI

Računalniški program 3MURI, razvit na univerzi v Genovi (Galasco in sod., 2004, 2006), omogoča poleg linearne statične in modalne analize zidanih stavb tudi oceno poškodovanosti konstrukcije in ciljnega pomika pri potresni obtežbi z nelinearno statično (angl. *pushover*) analizo oziroma N2 metodo. Le-ta je vgrajena tudi v predpis Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1:2005). Modeliranje konstrukcije analizirane stavbe poteka po metodi FME (angl. *Frame by Macro Elements*). Pomembna prednost programa 3MURI v primerjavi s SREMB-om je, da omogoča določanje potresne odpornosti celotne stavbe in ne zgolj kritične etaže.

6.10.1 Osnovne predpostavke

Stena zidane stavbe v programu 3MURI je modelirana z FME metodo oziroma ekvivalentnim okvirjem, ki ga tvorijo zidni slopi, parapetni in prekladni deli zidu ter togi odseki, ki povezujejo posamezne linijske elemente. Togi odseki omogočajo prenos statičnih in kinematičnih količin med vozlišči linijskih elementov in skupaj z njimi tvorijo ekvivalentni okvir. Na sliki 6.10 prikazujemo razdelitev stene na makroelemente ter formiranje ekvivalentnega okvirja, kjer rdeče črte ponazarjajo zidne slope ter parapetne in prekladne dele zidu, črne črte pa toge odseke.



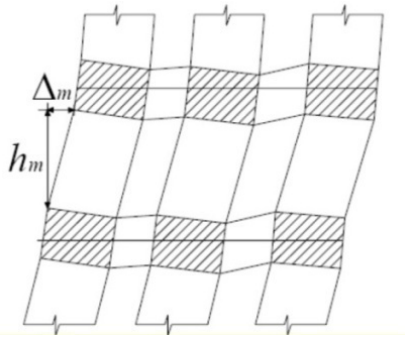
Slika 6.10: Razdelitev stene na makroelemente (levo) in ekvivalentni okvir (desno)

Fig. 6.10: Division of walls in macro-elements (left) and equivalent frame structure (right)

Materialna nelinearnost linijskih elementov ekvivalentnega okvirja je modelirana s »strižnimi« plastičnimi členki na sredini in »upogibnimi« plastičnimi členki na koncih. Srednji del linijskih elementov z neskončno osno in upogibno togostjo dopušča nastanek strižnega mehanizma, skrajni robovi linijskih elementov, ki so neskončno togi na strig, pa

nastanek upogibnega mehanizma. Program pri vsiljevanju pomika konstrukciji kontrolira tudi mejne pomike oziroma deformacijsko kapaciteto (slika 6.11) posameznih makroelementov, pri čemer znašajo mejne vrednosti za strig oziroma upogib:

$$\delta_m = \frac{\Delta m}{h_m} = \delta_u = \begin{cases} 0,004 \text{ strig} \\ 0,006 \text{ upogib} \end{cases} \quad (6.28)$$



Slika 6.11: Mejne deformacije etaže
Fig. 6.11: Limit storey drifts

Ko je vrednost mejnega pomika pri določenem elementu presežena, se ta nadomesti z elementom, ki ne nudi ne strižne in ne upogibne odpornosti na potresno obtežbo. Še vedno pa je sposoben prenašati težnostne sile.

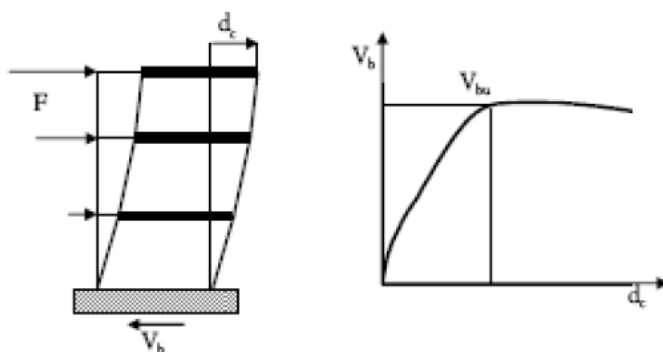
6.10.2 Postopek računa

Na osnovi podane geometrije konstrukcije program generira ekvivalentni okvir z makroelementi. Masa in potresne sile so v programu 3MURI v nasprotju s SREMB-om, ki predpostavlja toge stropne konstrukcije, razporejene po vseh vozliščih etaž, ne samo v masnem središču. 3MURI računa odziv konstrukcije pri potresni obtežbi po principu N2 metode. Program najprej opravi nelinearno statično analizo modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF – angl. *Multi Degree of Freedom*) z monotono naraščajočim kontrolnim pomikom (angl. *pushover*) v obeh vodoravnih smereh (X in Y). Kontrolni pomik, ki ga vsiljujemo izbranemu vozlišču na konstrukciji, simulira vztrajnostne sile, ki se pojavijo med potresom. Pri določeni velikosti kontrolnega pomika pride do formiranja mehanizma porušitve v prvem elementu konstrukcije in s tem do zmanjšanja togosti tega elementa ter celotne konstrukcije. Pri nadaljnjem vsiljevanju kontrolnega pomika se postopoma formirajo mehanizmi porušitve tudi v drugih elementih, s čimer se togost celotne konstrukcije postopno zmanjšuje, dokler ne pride do porušitve konstrukcije. Vodoravne sile se po višini konstrukcije porazdelijo glede na izbrano nihajno obliko. Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1:2005) predpisuje

dve razporeditvi vodoravnih sil po višini konstrukcije: konstantno (enakomerno) nihajno obliko in osnovno nihajno obliko elastične konstrukcije, ki jo lahko aproksimiramo z obrnjenim trikotnikom. Pri analizi vodoravno obtežbo povečujemo, njena razporeditev po višini pa ostaja nespremenjena. Zaradi primerjave s SREMB-om je bila predpostavljena enakomerna porazdelitev vodoravnih sil po višini konstrukcije, pri kateri so vodoravne sile sorazmerne masam, ne glede na višino (enakomerna porazdelitev pospeškov). Pri tem je zveza med normiranimi vodoravnimi silami \bar{F}_i in normiranimi pomiki ϕ_i sledeča:

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \phi_i, \quad (6.29)$$

kjer je m_i masa v i -ti etaži. Končni rezultat nelinearne statične analize MDOF sistema je »pushover« krivulja (slika 6.12), ki predstavlja razmerje med celotno prečno silo konstrukcije V_b ob vpetju (ta je enaka vsoti vseh vodoravnih sil v posameznih etažah) ter pomikom d_c na vrhu konstrukcije.



Slika 6.12: Razporeditev vodoravne obtežbe na konstrukcijo (levo) in pushover krivulja MDOF sistema(desno)

Fig. 6.12: Distribution of base shear along construction's height (left) and pushover curve for MDOF system (right)

Ker v analizi uporabimo spektre odziva, ki jih po definiciji uporabljamo za sisteme z eno prostostno stopnjo, moramo sistem z več prostostnimi stopnjami prevesti na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF – angl. *Single Degree of Freedom*), in sicer za obe vodoravni smeri X in Y. Masa evivalentnega sistema SDOF je definirana kot:

$$m^* = \sum m_i \cdot \phi_i. \quad (6.30)$$

Pretvorba sil in pomikov iz sistema MDOF (V_b in d_c) v sistem SDOF (F^* in d^*) je s transformacijskim faktorjem Γ , definirana z izrazi:

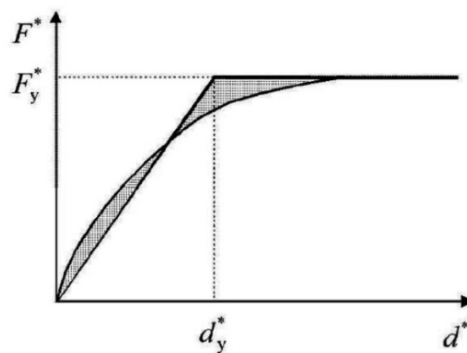
$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma}, \quad (6.31)$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}. \quad (6.32)$$

Transformacijski faktor Γ , ki je odvisen od predpostavljenega približka za nihajno obliko in razporeditve mas, izračunamo kot:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}. \quad (6.33)$$

Pri pretvorbi ostane odnos med obtežbo in deformacijo enak, ohranijo se togosti in nihajni časi. Ker smo zaradi primerjave s SREMB-om predpostavili konstantno nihajno obliko po višini ($\phi=1$), nam zgornje enačbe dajo $\Gamma=1$ in $m^* = \sum m_i$. Za nadaljnji izračun odnosa med silo F^* in pomikom d^* SDOF idealiziramo z bilinearnim diagramom tako, da sta površini pod dejanskim in idealiziranim diagramom enaki (slika 6.13).



Slika 6.13: Dejanski in idealiziran diagram sila-pomik sistema SDOF
 Fig. 6.13: Actual and idealized diagram force-displacement of a SDOF system

Na sliki 6.13 sta F_y^* in d_y^* sila (nosilnost) in pomik na meji tečenja. Nihajni čas SDOF sistema je določen kot:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}. \quad (6.34)$$

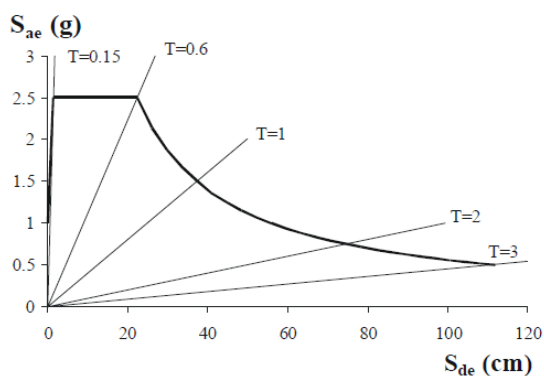
Idealiziran odnos med silo F^* in pomikom d^* bomo v nadaljevanju primerjali z zahtevo potresa v formatu pospešek-pomik (AD – angl. *Acceleration-Displacement*), zato moramo silo F_y^* deliti z maso m^* , da dobimo krivuljo kapacitete S_{ay} (angl. *capacity curve*) ekvivalentnega SDOF sistema:

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*}. \quad (6.35)$$

Potresno obremenitev SDOF sistema določimo grafično tako, da na isti sliki prikažemo elastični spekter odziva za pomike S_{de} in krivuljo kapacitete S_{ay} . Elastični spekter odziva za pomike $S_{de}(T)$ dobimo s transformacijo elastičnega spektra odziva za pospeške $S_e(T)$:

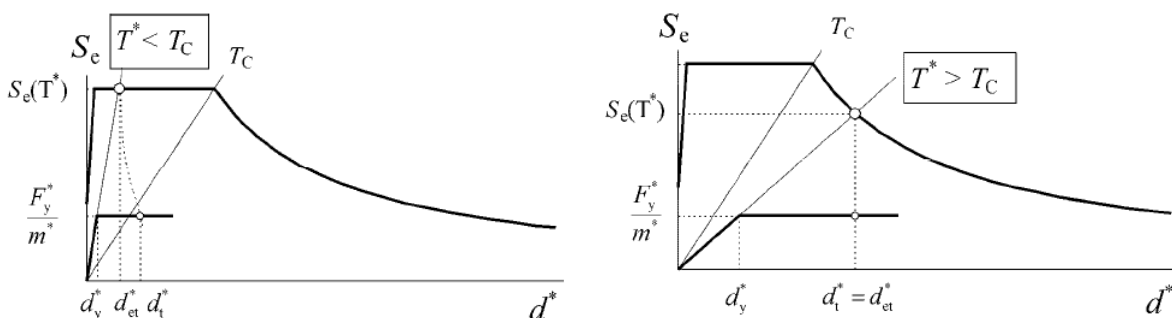
$$S_{de}(T) = S_e(T) \frac{T^2}{4\pi^2}. \quad (6.36)$$

Spekter odziva pospeškov in spekter odziva pomikov prikažemo skupaj v AD formatu, kjer predstavljajo radialne linije iz izhodišča koordinatnega sistema vrednosti nihanjnih časov (slika 6.14).



Slika 6.14: Elastični spekter odziva v AD formatu za tla vrste B (Fajfar, 2002)
Fig. 6.14: Elastic response spectra in AD format fo the B type of soil (Fajfar, 2002)

Potresno obremenitev oziroma mejni pomik d_t^* SDOF sistema lahko določimo grafično, pri čemer velja v območju kratkih nihanjnih časov slika 6.15 levo, v območju srednjih in dolgih nihanjnih časov pa slika 6.15 desno.



Slika 6.15: Določitev mejnega pomika za SDOF sistem v območju kratkih (levo) ter srednjih in dolgih nihanjnih časov (desno)

Fig. 6.15: Determination of limit displacement for SDOF system in the range of short (left) and medium and long periods (right)

Presečišče radialne linije, ki ga predstavlja elastični nihajni čas T^* idealiziranega bilinearnega SDOF sistema z elastičnim spektrom $S_e(T^*)$, določa zahteve potresa, ki bi jim konstrukcija morala zadostiti, če naj bi med potresom ostala v elastičnem območju. Zahteve potresa v elastičnem spektru odziva za pomike S_{de} izrazimo s pospeškom (in nosilnostjo) ter s pomikom. Iz primerjave pospeška konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem $S_e(T^*)$ in pospeška konstrukcije z omejeno nosilnostjo F_y^*/m^* je mogoče izraziti redukcijski faktor q_u :

$$\frac{S_e(T^*)}{q_u} = \frac{F_y^*}{m^*}. \quad (6.37)$$

Mejni pomik d_t^* SDOF sistema lahko določimo tudi analitično. Mejni pomik d_{et}^* SDOF sistema z nihajnim časom T^* in neomejenim elastičnim obnašanjem je določen z enačbo:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \frac{T^{*2}}{4\pi^2}. \quad (6.38)$$

V območju kratkih nihajnih časov $T^* < T_c$ velja:

za elastično obnašanje $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$:

$$d_t^* = d_{et}^*, \quad (6.39)$$

za neelastično obnašanje $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right). \quad (6.40)$$

V območju srednjih in dolgih nihajnih časov $T^* \geq T_c$ velja pravilo enakosti pomikov po katerem je pomik neelastične konstrukcije d_t^* enak pomiku elastične konstrukcije:

$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (6.41)$$

Mejni pomik MDOF sistema d_t določimo s transformacijo pomika SDOF sistema d_t^* po enačbi:

$$d_t = \Gamma d_t^*. \quad (6.42)$$

6.10.3 Kontrola rezultatov

Program pri preverbi rezultatov najprej prikaže kontrolo ali sta ciljna pomika MDOF sistema D_{max} , v smislu zahteve potresne obtežbe za mejni stanji MSN in MSU manjša od kapacitete oziroma mejnih pomikov konstrukcije D_u za mejno stanje MSN in D_d za mejno stanje MSU. Pripadajoče vrednosti za mejno stanje MSN prikazujemo tudi na pushover krivulji konstrukcije. Kot rezultat program poda tudi pospešek tal ULSPGA (angl. *ultimate limit state peak ground acceleration*), ki povzroči porušitev konstrukcije v smislu mejnega stanja MSN

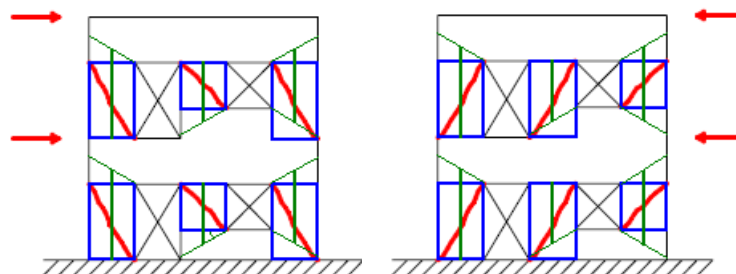
ter pospešek tal SLSPGA (angl. *serviceability limit state peak ground acceleration*), ki povzroči poškodbe konstrukcije v smislu mejnega stanja MSU.

Program poleg tabelaričnega prikaza rezultatov poda tudi grafičen prikaz, kjer lahko ob večanju pomika na pushover krivulji spremljamo oblikovanje poškodb in mehanizme porušitve v posameznih elementih konstrukcije.

6.11 Analiza stavbe s programom SREMB

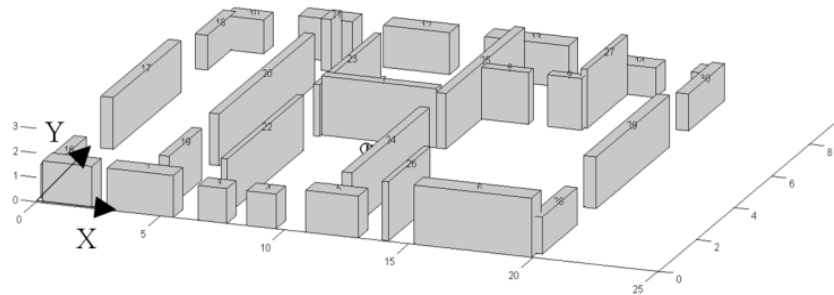
6.11.1 Modeliranje konstrukcije

Pri analizi obravnavane stavbe smo kot kritično etažo obravnavali pritličje, kjer pričakujemo največjo potresno obremenitev. Izdelali smo vhodno datoteko s podatki o koordinatah težišča, geometriji, navpičnih obremenitvah ter materialnih karakteristikah zidov. Pri navpičnih obremenitvah smo upoštevali, da se obtežba križem armiranih stropnih konstrukcij na zidove porazdeli po teoriji porušnic, obtežba enosmerno nosilnih opečnih monta stropov pa na dva podporna zidova. Pri pripravi vhodne datoteke moramo definirati višine posameznih zidnih elementov, za kar obstaja več priporočil. Na sliki 6.16 so z modro barvo označene višine zidnih elementov kot jih je predlagal Augenti, z zeleno barvo pa višine po predlogu Dolce (Lourenço in Marques, 1998) kjer je upoštevana širitev razpok kot posledica potresne obtežbe pod kotom približno 30° . Ta predlog smo pri definiranju višin zidnih elementov upoštevali tudi sami, le, da smo v primeru zidnega elementa med dvema oknoma, upoštevali kar višino okna, pri ostalih zidnih elementih pa smo povečanje višin pod predlaganim kotom na zgornjem delu elementov omejili z višino etaže.



Slika 6.16: Definiranje višin zidnih elementov
Fig. 6.16: Definition of the height of macro-elements

Geometrijo in razporeditev nosilnih zidnih elementov pritlične etaže obravnavane stavbe prikazujemo na sliki 6.17.

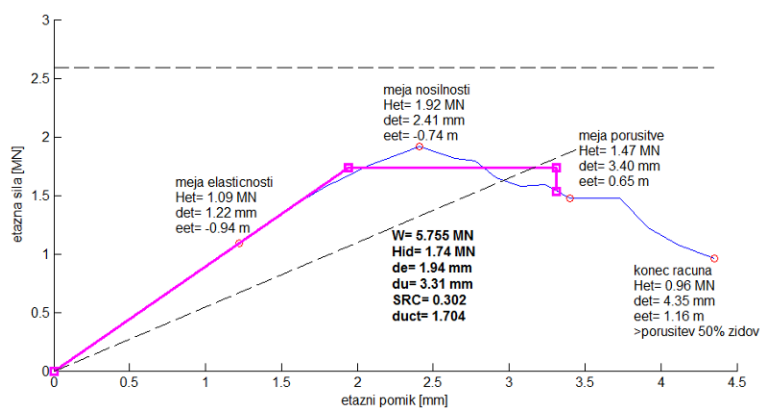


Slika 6.17: Geometrija nosilnih zidov pritlične etaže uporabljena pri potresni analizi
Fig. 6.17: Geometry of the ground storey walls used for the seismic analysis

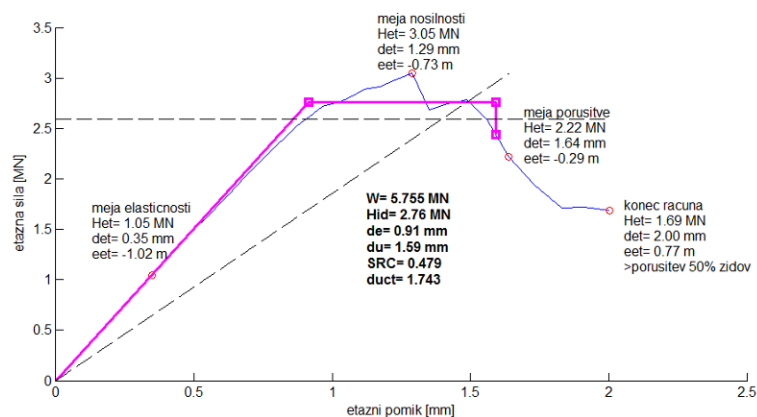
6.11.2 Analiza rezultatov

Podrobno analizo rezultatov (histerezne ovojnice, način porušitve, izkoriščenost duktilnosti) zaradi velikega števila možnih kombinacij prikazujemo zgolj v posameznih smereh za neinjektirano stanje ter za stanje po injektiranju z apnenno-cementno mešanico AC1 in cementno mešanico C1. Skupne rezultate za vse izračunane variante podajamo na koncu poglavja.

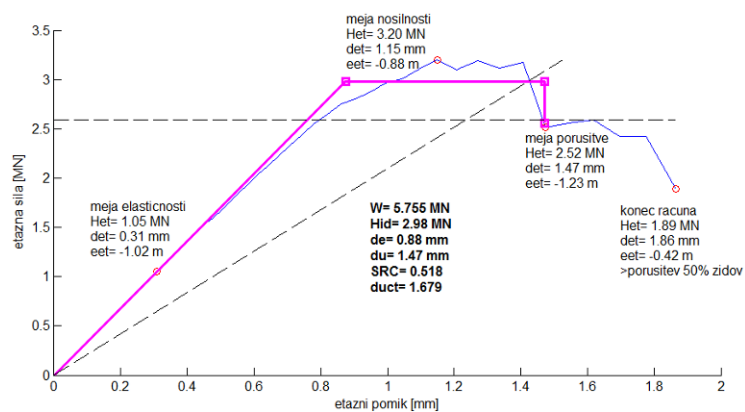
Primerjava začetnega naklona etažnih histereznih ovojníc v obstoječem stanju in po injektiranju z mešanicama AC1 in C1 (slike 6.18–6.20) že na prvi pogled pokaže, da konstrukcija po injektiranju s katerokoli izmed uporabljenih injekcijskih mešanic občutno pridobi na togosti. Meja elastičnosti etažne ovojnice v neinjektiranem stanju je podobno kot pri neinjektiranem zidnem preskušancu med strižno preiskavo, kjer so se pomembnejše razpoke oblikovale pri večji vrednosti pomika kot pri injektiranih zidovih, dosežena pri večjem etažnem pomiku kot po injektiranju. Za prikazano X smer obremenjevanja nastopi meja elastičnosti v neinjektiranem stanju šele pri etažnem pomiku $d_{et} = 1,22$ mm ($d_{et} = 1,94$ mm po idealizaciji), po injektiranju z AC1 pri etažnem pomiku $d_{et} = 0,35$ mm ($d_{et} = 0,91$ mm po idealizaciji) in po injektiranju s C1 pri etažnem pomiku $d_{et} = 0,31$ mm ($d_{et} = 0,88$ mm po idealizaciji). V vseh primerih in ne glede na vrsto uporabljene injekcijske mešanice se po injektiranju močno poveča potresna odpornost. Po injektiranju s cementnima injekcijskima mešanicama koeficient potresne odpornosti SRC naraste 73 % v X in 68 % v Y smeri, medtem ko se SRC po injektiranju s cementno-apnenima mešanicama AC1 in AC2 poveča za 60 % v X in 51 % v Y smeri.



Slika 6.18: Etažna histerezna ovojnica za obstoječe – neinjektirano stanje v X smeri
Fig. 6.18: Storey resistance envelope for the existent – ungrouted state in the X direction

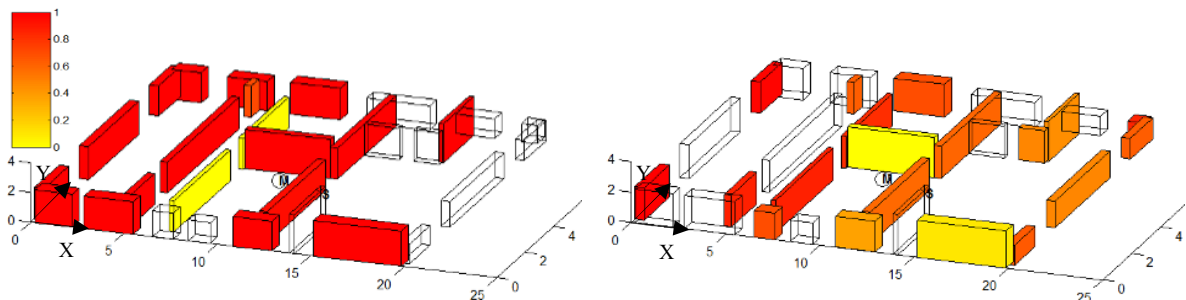


Slika 6.19: Etažna histerezna ovojnica za stanje po injektiranju z AC1 v X smeri
Fig. 6.19: Storey resistance envelope for grouted state (grout AC1) in the X direction



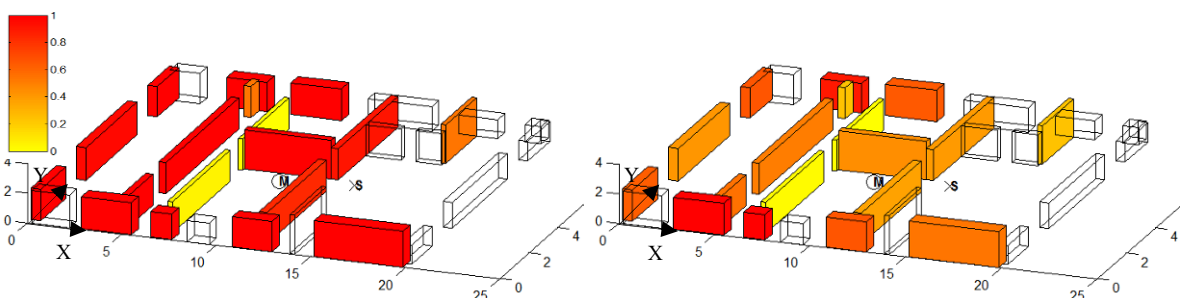
Slika 6.20: Etažna histerezna ovojnica za stanje po injektiranju z C1 v X smeri
Fig. 6.20: Storey resistance envelope for grouted state (grout C1) in the X direction

Na slikah 6.21–6.23 prikazujemo izkoriščenosti nosilnosti in duktilnosti za MSN pri obremenjevanju konstrukcije v daljši (X) smeri za neinjektirano stanje ter za stanje po injektiranju z mešanico AC1 in C1. Razvidno je, da so nosilnosti in duktilnosti pri MSN po posameznih elementih bolj izkoriščene v primeru injektiranja s cementno-apneno mešanico AC1 kot pri injektiranju s cementno mešanico C1. Tudi na račun ugodnega izkoristka nosilnosti in duktilnosti pri uporabi mešanice AC1, se, ne glede na relativno velike razlike v mehanskih lastnostih posameznih zidov, injektiranih z mešanico AC1 in C1 (približno 50 % v korist C1 pri nateznih trdnostih f_t), končna potresna odpornost celotne stavbe injektirane z mešanico AC1 ali C1, ni več tako očitno razlikovala (slika 6.28).



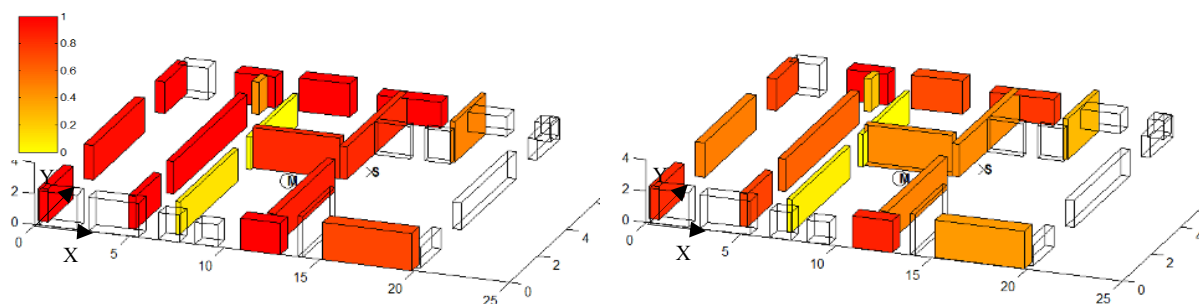
Slika 6.21: Izkoriščenost nosilnosti H_i/H_u (levo) in duktilnosti d/d_u (desno) za obstoječe – neinjektirano stanje pri MSN v smeri X

Fig. 6.21: Utilization of resistance H_i/H_u (left) and ductility d/d_u (right) at ULS for ungrouted state in X direction



Slika 6.22: Izkoriščenost nosilnosti H_i/H_u (levo) in duktilnosti d/d_u (desno) za stanje po injektiranju z AC1 pri MSN v smeri X

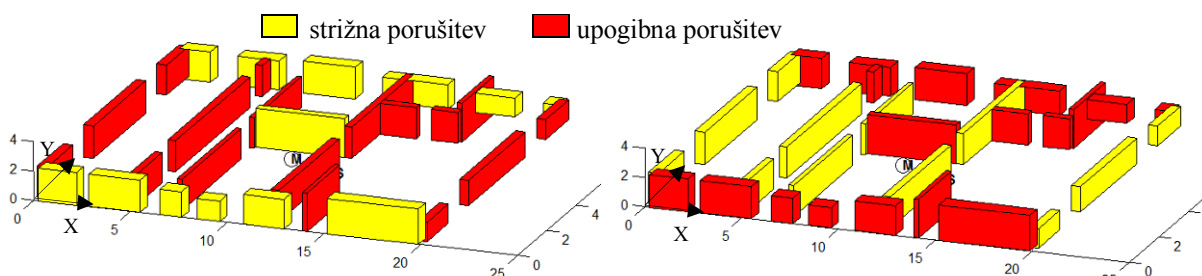
Fig. 6.22: Utilization of resistance H_i/H_u (left) and ductility d/d_u (right) at ULS for grouted state (grout AC1) in X direction



Slika 6.23: Izkoriščenost nosilnosti H_t/H_u (levo) in duktilnosti d/d_u (desno) za stanje po injektiranju z C1 pri MSN v smeri X

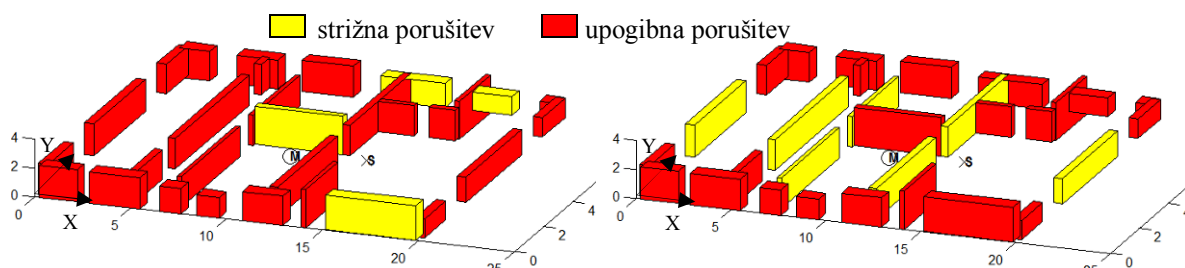
Fig. 6.23: Utilization of resistance H_t/H_u (left) and ductility d/d_u (right) at ULS for grouted state (grout C1) in X direction

Na slikah 6.24–6.26 prikazujemo mehanizme porušitve pri obremenjevanju konstrukcije enkrat v daljši (X) in drugič v krajši smeri (Y) za neinjektirano stanje ter po injektiranju z mešanicama AC1 in C1. Mehanizmi porušitve zidov se pri obremenjevanju v Y smeri bistveno ne spremenijo, saj so stene v tej smeri večinoma daljše (manjše razmerje višina/dolžina). Tudi po injektiranju prevladuje strižni mehanizem porušitve. Večje spremembe so razvidne pri obremenjevanju v X smeri, kjer so stene krajše (višje razmerje višina/dolžina) in bi se po injektiranju v večini sten formiral upogibni in ne več strižni mehanizem porušitve. Slednje gre predvsem na račun povečanja strižnih nosilnosti po injektiranju. Referenčne natezne trdnosti f_t , ki nastopajo v enačbi za izračun strižne nosilnosti, se po injektiranju povečajo za trikrat v primeru cementno-apnenih mešanic AC1 in AC2 in štirikrat pri cementnih mešanicah C1 in C2. Delež upogibno porušenih sten v X smeri je zaradi večjega povečanja natezne trdnosti f_t nekoliko večji po injektiranju s cementno mešanico C1 kot cementno-apneno mešanico AC1. Upogibni mehanizem porušitve, ki vsaj pri obremenjevanju stavbe v daljši X smeri po injektiranju prevladuje, je od strižnega mehanizma ugodnejši predvsem s stališča duktilnosti in sipanja energije pri potresni obremenitvi.

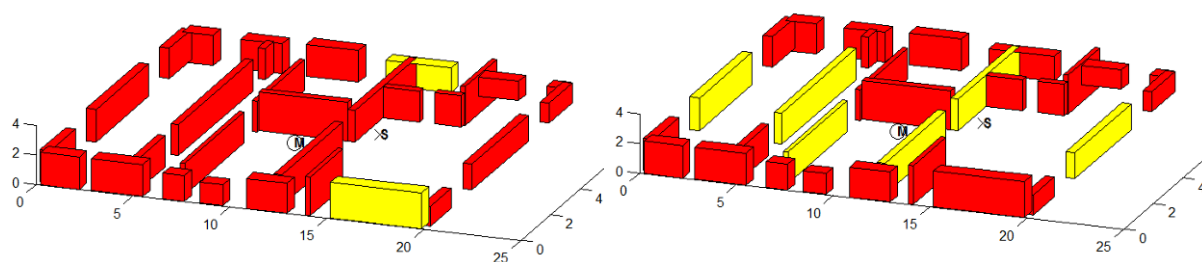


Slika 6.24: Mehanizem porušitve v X (levo) in Y smeri (desno) za neinjektirano stanje

Fig. 6.24: Failure mode in X (left) and Y direction (right) for the ungrouted state

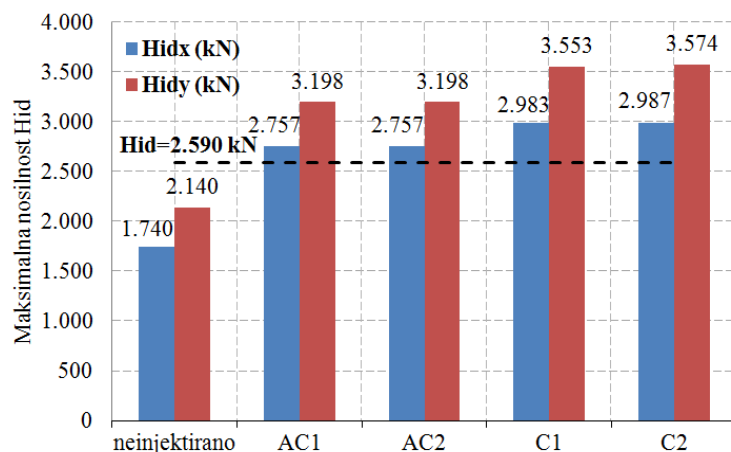


Slika 6.25: Mehanizem porušitve v X (levo) in Y smeri (desno) za stanje po injektiranju z AC1
Fig. 6.25: Failure mode in X (left) and Y direction (right) for the construction grouted by AC1

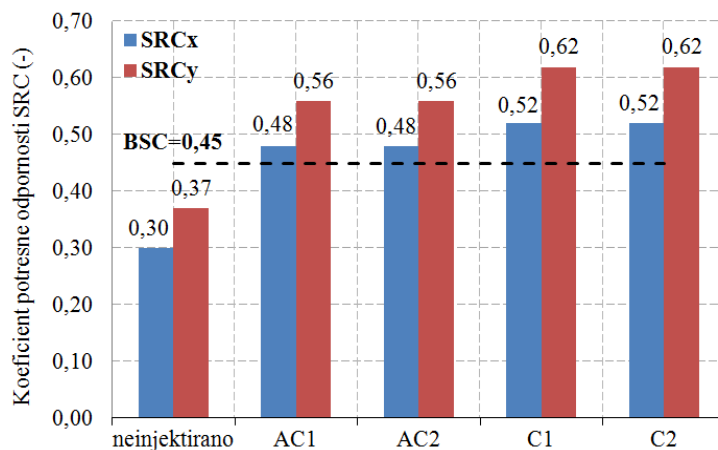


Slika 6.26: Mehanizem porušitve v X (levo) in Y smeri (desno) za stanje po injektiranju z C1
Fig. 6.26: Failure mode in X (left) and Y direction (right) for the construction grouted by C1

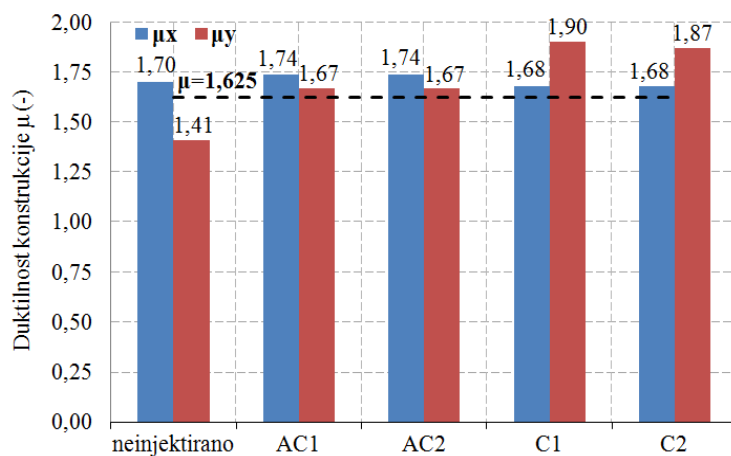
V nadaljevanju (slika 6.27–6.29) podajamo izračunane maksimalne nosilnosti H_{id} , koeficiente strižne odpornosti SRC in duktilnosti μ za X in Y smer obremenjevanja za vsa analizirana stanja. Kot lahko vidimo, konstrukcija v obstoječem – neinjektiranem stanju – ne zadosti zahtevam nosilnosti in posledično zahtevani potresni odpornosti izraženi s koeficientom SRC. Kljub temu je v X smeri dosežena zahtevana duktilnost tudi v neinjektiranem stanju. Po injektiranju se znatno povečajo nosilnosti, tako da s katerokoli izmed analiziranih mešanic zadostimo zahtevam. Rezultati izračunanih duktilnosti, prikazani na sliki 6.29 kažejo, da se v daljši, X smeri duktilnosti po injektiranju spremenijo le malo, v primeru uporabe mešanic AC1 in AC2 se povečajo, pri uporabi mešanic C1 in C2 pa zmanjšajo. V krajši, Y smeri je povečanje duktilnosti večje, v primeru injektiranja z mešanicama AC1 ali AC2 se duktilnosti povečajo za 18 %, po injektiranju z mešanicama C1 ali C2 pa za 33–35 %.



Slika 6.27: Maksimalne nosilnosti H_{id} v X in Y smeri za vse analizirane primere
 Fig. 6.27: Maximum resistance H_{id} on X and Y direction for all analysed cases



Slika 6.28: Koefficienti potresne odpornosti SRC v X in Y smeri za vse analizirane primere
 Fig. 6.28: Seismic resistance coefficients SRC in X and Y direction for all analysed cases

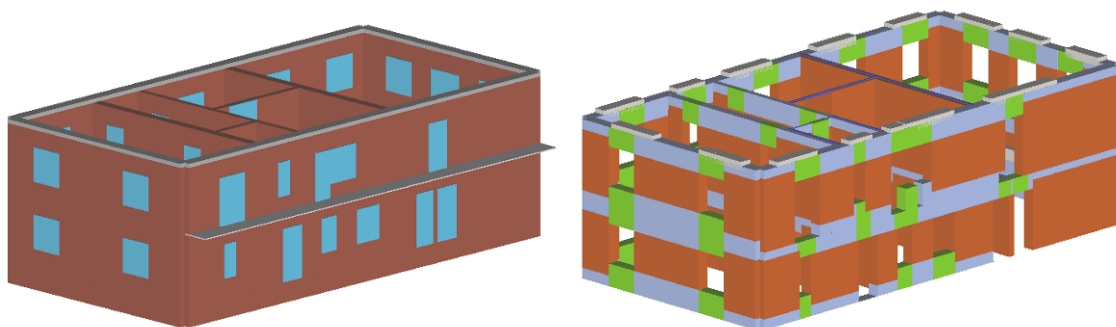


Slika 6.29: Duktilnost konstrukcije μ v X in Y smeri za vse analizirane primere
 Fig. 6.29: Ductility of a structure μ in X and Y direction for all analysed cases

6.12 Analiza stavbe s programom 3MURI

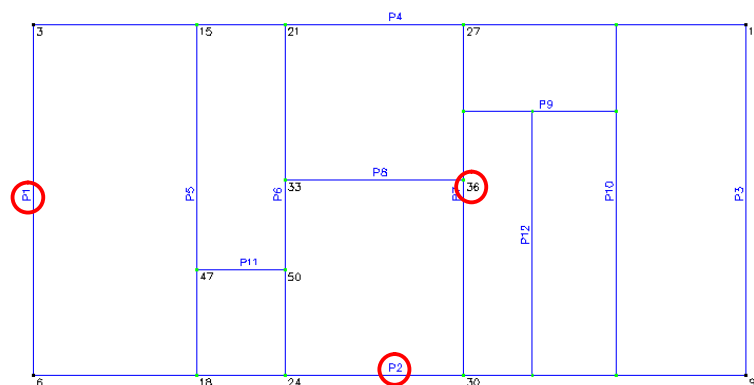
6.12.1 Modeliranje konstrukcije

Pri modeliranju konstrukcije smo v prvem koraku definirali število etaž in etažne višine. V nadaljevanju smo na osnovi arhitekturnih načrtov ter preverbe na terenu definirali nosilne zidove z ustreznimi debelinami in odprtinami, temelje in zaključni armiranobetonski venec. Da bi lahko izvedli korektno primerjavo s SREMB-om, ki v izračunu predpostavlja zgolj toge stropove, smo vse stropne konstrukcije, tudi opečne monta stropove, podali kot toge, v obeh vodoravnih smereh nosilne armiranobetonske plošče. Takšno definiranje vrste stropov program uporabi le za izračun nadomestne togosti elastične membrane, ne vpliva pa na velikost obtežbe stropa, ki smo jo na območjih stavbe, kjer so dejansko izvedeni monta stropovi, podali tako, kot se dejansko prenaša na zidove. 3D model obravnavane stavbe ter generirano mrežo makroelementov prikazujemo na sliki 6.30. Zaradi primerjave s SREMB-om smo upoštevali enakomerno razporeditev vodoravnih sil sorazmerno z masami etaž in ne modalne razporeditve. Slučajne ekscentričnosti in razpokanosti prereзов nismo upoštevali.



Slika 6.30: 3D model stavbe in mreža generiranih makroelementov
Fig. 6.30: 3D model of the building and display of generated macroelements

Pri interpretaciji rezultatov je zelo pomembna izbira kontrolne točke, za katero 3MURI izriše krivuljo kapacitete. V vseh primerih smo kot kontrolno točko izbrali vozlišče 36 (slika 6.31), na vrhu konstrukcije. S programom SREMB smo ugotovili, da je center mase približno na sredini stene, ki smo jo na sliki 6.31 označili s P8. Pri analizi rezultatov v kontrolni točki 33 (na skrajnem levem robu stene P8) smo ugotovili, da glede na točko 36 ni odstopanja v rezultatih.

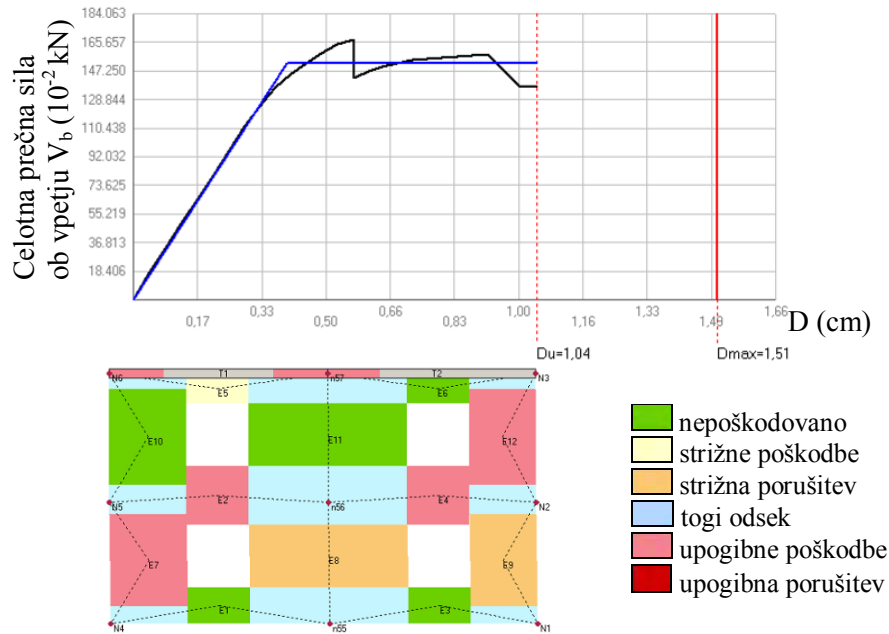


Slika 6.31: Označbe vozlišč in sten v tlorisu nadstropja
Fig. 6.31: Designation of nodes and walls of the first floor

Potresno odpornost smo v vseh primerih analizirali brez upoštevanja varnostnih faktorjev. Kontrolirali smo stanje DL (MSU), podrobno analizo pa smo opravili za stanje SD, ki ustreza mejnemu stanju MSN.

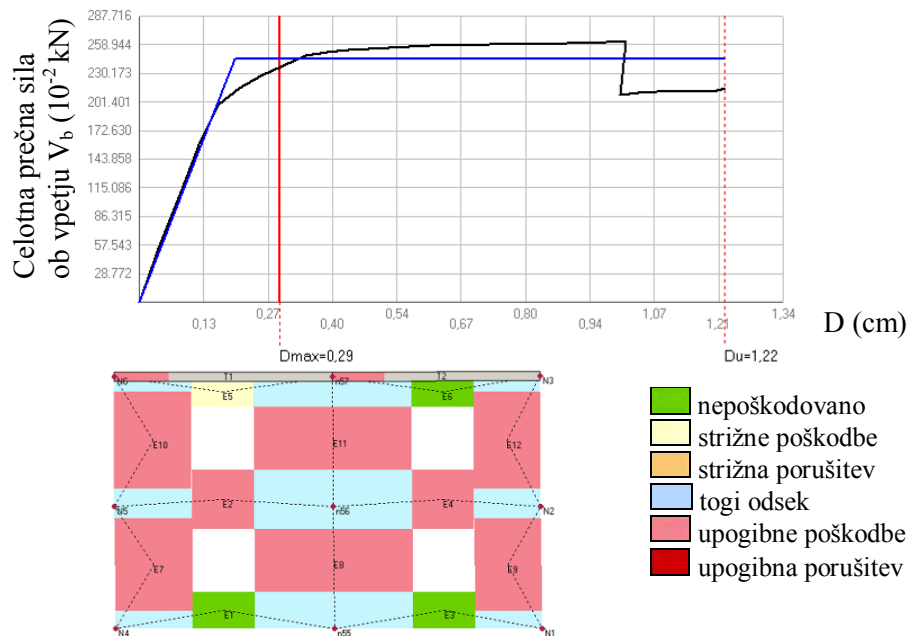
6.12.2 Analiza rezultatov

Podrobno analizo rezultatov (pushover krivulja, formacija poškodb po elementih) podobno kot pri SREMB-u zaradi velikega števila možnih kombinacij, prikazujemo v izbranih smereh za neinjektirano stanje ter za stanje po injektiranju z apno-cementno mešanico AC1 in cementno mešanico C1. Glede na dobljene manjše vrednosti pospeška ULSPGA, upoštevamo pozitivne (+) ali negativne (-) smeri vzbujanja X in Y. Primerjava pushover krivulj v Y smeri za obstoječe stanje (slika 6.32) s stanjem po injektiranju z AC1 in C1 (slika 6.33 in 6.34) pokaže, da konstrukcija po injektiranju doseže pomik na meji elastičnosti d_e (začetek modro obarvane vodoravne črte idealizirane ovojnice) prej kot konstrukcija v obstoječem stanju, vendar pri višji prečni sili. Pomik na doseženi meji elastičnosti D_e in pripadajoča vodoravna nosilnost (odpornost) V_u konstrukcije za Y smer znašata za obstoječe stanje 0,39 cm in 1.506 kN, po injektiranju z mešanico AC1 0,20 cm in 2.464 kN, po injektiranju z mešanico C1 pa 0,18 cm in 2.455 kN. Primerjava pokaže tudi, da se po injektiranju poveča kapaciteta konstrukcije v smislu pomika D_u pri MSN, in sicer na 1,22 cm v primeru, ko uporabimo injekcijsko mešanico AC1, in na 1,50 cm pri injektiranju z mešanico C1. Iz primerjave poškodb na slikah 6.32–6.34 vidimo, da v neinjektiranem stanju v spodnji etaži prevladuje strižni mehanizem, elementi zgornje etaže pa razen upogibnih poškodb v parapetnih delih in skrajnem desnem zidnem slopu ostanejo nepoškodovani, medtem ko po injektiranju, ne glede na uporabljeno mešanico, v večini elementov pride do formacije upogibnih poškodb.



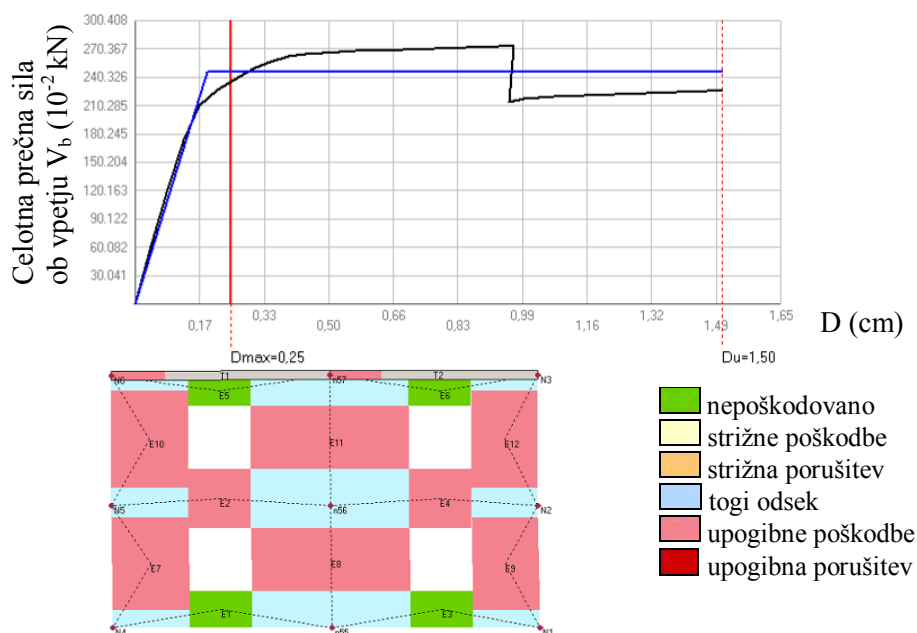
Slika 6.32: Pushover krivulja konstrukcije za neinjektirano stanje v $-Y$ smeri s prikazom poškodb stene P1 pri mejnem pomiku D_u

Fig. 6.32: Pushover curve of the construction in ungrouted state in $-Y$ direction and damage of a wall P1 at limit displacement D_u



Slika 6.33: Pushover krivulja v $-Y$ smeri po injektiranju z injekcijsko mešanico AC1 s prikazom poškodb stene P1 pri mejnem pomiku D_u

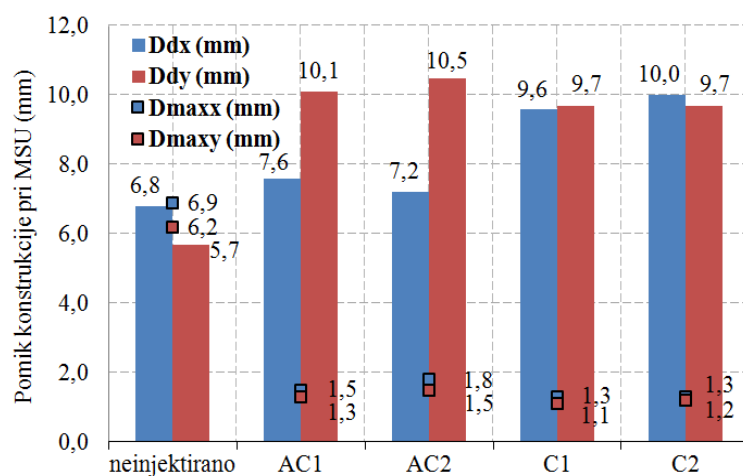
Fig. 6.33: Pushover curve of the construction in grouted by AC1 in $-Y$ direction and damage of a wall P1 at limit displacement D_u



Slika 6.34: Pushover krivulja v $-Y$ smeri po injektiranju z injekcijsko mešanico C1 s prikazom poškodb stene P1 pri mejnem pomiku D_u

Fig. 6.34: Pushover curve of the construction in grouted by C1 in $-Y$ direction and damage of a wall P1 at limit displacement D_u

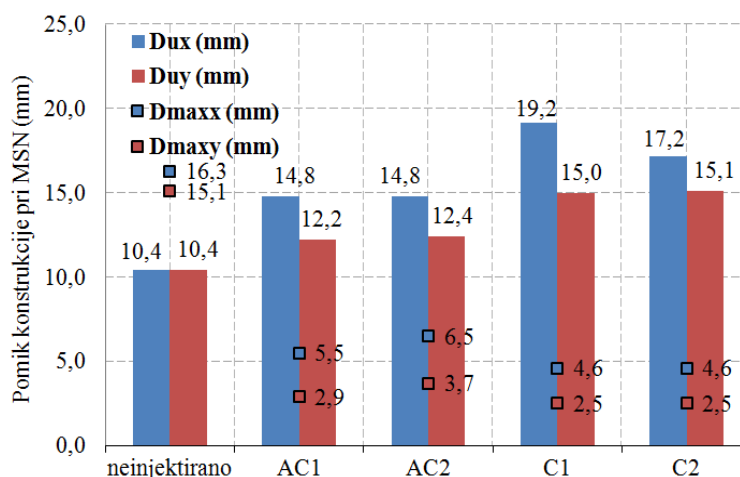
Na sliki 6.35 za vsa analizirana stanja ter X in Y smer podajamo D_d , ki predstavlja kapaciteto konstrukcije v smislu pomika pri MSU. Hkrati na sliki 6.35 za vsa analizirana stanja prikazujemo tudi D_{max} , ki predstavlja zahtevo potresa v smislu pomika pri MSU oziroma pomik, ki bi ga konstrukcija ob predvideni potresni obremenitvi morala prenesti. Vidimo, da v neinjektiranem stanju konstrukcija ne zadosti zahtevam, medtem ko je po injektiranju zahtevi v vseh primerih zadoščeno.



Slika 6.35: Kapaciteta konstrukcije v smislu pomika D_d pri MSU in zahteva potresa v smislu pomika D_{max} pri MSU v X in Y smeri za vse analizirane primere

Fig. 6.35: Capacity of structure in terms of displacement D_d at SLS and earthquake demand D_{max} at SLS in X and Y direction for all analysed cases

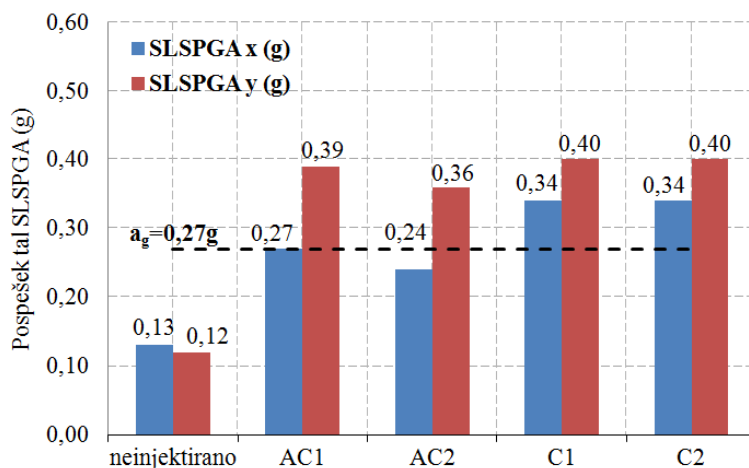
Slika 6.36 prikazuje vrednost pomika D_u za vsa analizirana stanja. D_u predstavlja kapaciteto konstrukcije v smislu pomika pri MSN, ki bi morala biti večja od zahteve potresa pri MSN, ki jo predstavlja D_{max} . V obstoječem – neinjektiranem stanju – zahtevi ni zadoščeno, pri injektiranju s katerokoli injekcijsko mešanico pa so zahteve izpolnjene.



Slika 6.36: Kapaciteta konstrukcije v smislu pomika D_u pri MSN in zahteva potresa v smislu pomika D_{max} pri MSN v X in Y smeri za vse analizirane primere

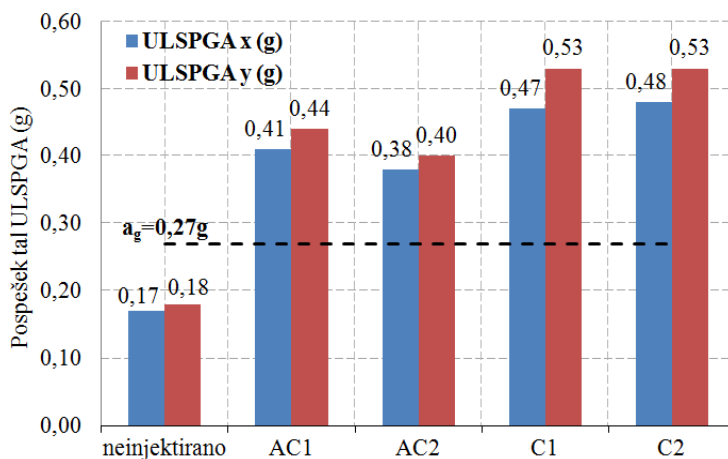
Fig. 6.36: Capacity of structure in terms of displacement D_u at ULS and earthquake demand D_{max} at ULS in X and Y direction for all analysed cases

Na sliki 6.37 za vse analizirane primere prikazujemo pospešek tal SLSPGA, ki bi povzročil MSU oziroma poškodbe konstrukcije. Črtna črta označuje projektni pospešek tal, ki ga na obravnavani lokaciji po karti potresne nevarnosti (slika 6.8) lahko pričakujemo. Zaradi sestave temeljnih tal pod stavbo, ki jih tvori apnenčast peščen soški prod, moramo projektni pospešek tal za trdno podlago $a_g = 0,225$ g, pomnožiti še s faktorjem $S = 1,2$. Tako znaša pričakovani projektni pospešek tal na obravnavani mikrolokaciji $a_g = 0,27$ g. V neinjektiranem stanju bi poškodbe konstrukcije v X smeri povzročil že pospešek tal 0,13 g, v Y smeri pa bi bil za nastanek poškodb potreben pospešek 0,12 g. Za nastanek poškodb po injektiranju bi moral pospešek v vseh primerih, razen po injektiranju z mešanico AC2 v X smeri, preseči projektno vrednost. Poškodbe bi se najprej pojavile v X smeri pri konstrukciji, injektirani z mešanico AC2 pri pospešku tal 0,24 g in najkasneje v smeri Y pri zidovih, injektiranih s cementnima injekcijskima mešanicama C1 ali C2, in sicer pri pospešku tal 0,40 g.



Slika 6.37: Pospešek tal SLSPGA za vse analizirane primere v X in Y smeri
Fig. 6.37: Ground acceleration SLSPGA for all analysed cases in X and Y direction

Slika 6.38 prikazuje pospešek tal ULSPGA, ki bi na konstrukciji povzročil mejno stanje nosilnosti (MSN). Do mejnega stanja nosilnosti bi pri neinjektirani stavbi prišlo v X smeri pri pospešku tal 0,17 g, v Y smeri pa pri pospešku 0,18 g. Po injektiranju bi se te vrednosti močno povečale: pri uporabi mešanice AC2 bi za dosego MSN v X smeri potrebovali pospešek tal 0,38 g, pri uporabi cementnih mešanic C1 in C2 v Y smeri pa kar pospešek tal 0,53 g.



Slika 6.38: Pospešek tal ULSPGA za vse analizirane primere v X in Y smeri
Fig. 6.38: Ground acceleration ULSPGA for all analysed cases in X and Y direction

6.13 Primerjava rezultatov obeh programov

Razlike v rezultatih, ki izhajajo iz različnih predpostavk uporabljenih programov so velike. Programa se razlikujeta tudi v načinu podajanja rezultatov. Kot smo zapisali, SREMB predpostavlja formiranje etažnega strižnega mehanizma ter v izračunu upošteva le zidove kritične etaže kot vpete v parapetni del zidu spodaj in togo ploščo zgoraj. 3MURI na drugi strani pri izračunu potresnega odziva upošteva celotno konstrukcijo, pri čemer dopušča formiranje porušnih mehanizmov tudi v prekladnih in parapetnih delih zidov. Da bi lahko korektno vrednotili rezultate, smo za oba programa preračunali bistvene količine, ki opisujejo odziv stavbe pri potresni obtežbi in jih nato medsebojno primerjali. V nadaljevanju najprej podajamo enačbe, s katerimi smo izbrane količine izračunali, nato pa v preglednici 6.6 skupne rezultate za primerjavo. Vodoravna odpornost V_u je v SREMB-u že podana (kot odpornost etaže H_{id}), pri 3MURI-ju pa jo moramo izračunati. Uporabimo enačbo za izračun nihajnega časa T^* idealiziranega SDOF sistema v elastičnem področju, ki je podana v Evrokodu 1:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}, \quad (6.43)$$

kjer sta F_y^* in d_y^* sila (nosilnost) in pomik na meji tečenja in m^* masa evivalentnega SDOF sistema, ki jih kot vmesni rezultat poda 3MURI. 3MURI sicer v pushover krivulji ponazori obnašanje MDOF sistema, zaradi česa bi morali silo in pomik transformirati v SDOF sistem, vendar, ker je bila zaradi primerjave s SREMB-om predpostavljena konstantna nihajna oblika, znaša transformacijski faktor kar $\Gamma = 1$. Ko upoštevamo $F_y^* = V_u$ ter $d_y^* = D_e = D_u/\mu$, lahko iz rezultatov, ki jih poda 3MURI izračunamo iskano vodoravno odpornost:

$$V_u = \frac{4\pi^2 m^* D_u}{T^{*2} \mu}. \quad (6.44)$$

Koeficient potresne odpornosti SRC je v SREMB-u podan, pri 3MURI-ju pa ga lahko z upoštevanjem izračunane vodoravne odpornosti V_u in celotne teže stavbe W , ki jo program poda, enostavno izračunamo:

$$SRC = \frac{V_u}{W}. \quad (6.45)$$

Pomika D_e in D_u sta v SREMB-u podana, 3MURI pa poda le vrednost D_u . Pomik D_e z upoštevanjem duktilnosti μ izračunamo preko enačbe:

$$D_e = \frac{D_u}{\mu}. \quad (6.46)$$

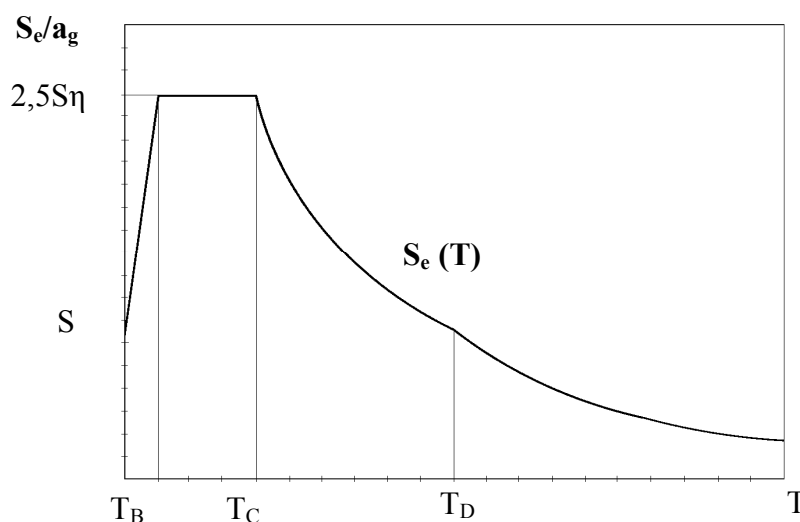
Duktilnosti μ so kot del rezultatov podane v SREMB-u in tudi 3MURI-ju. Nihajni čas ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo T^* je v 3MURI-ju podan, pri SREMB-u pa ga izračunamo iz enačbe 6.43. Mejna pospeška tal SLSPGA in ULSPGA sta v 3MURI-ju del osnovnih rezultatov, pri SREMB-u pa ju je potrebno preračunati. Pri tem izhajamo iz enačb, ki so v Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1:2005) podane za izračun vodoravnega elastičnega spektra odziva:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5 \cdot \eta - 1) \right], \quad (6.47)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta, \quad (6.48)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right), \quad (6.49)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right). \quad (6.50)$$



Slika 6.39: Oblika elastičnega spektra odziva
Fig. 6.39: Shape of the elastic response spectra

V enačbah 6.47–6.50 in na sliki 6.39 je $S_e(T)$ elastični spekter odziva, T nihajni čas SDOF sistema, a_g projektni pospešek za tla vrste A, T_B spodnja meja nihajnega časa v območju konstantne vrednosti spektralnega pospeška, T_C zgornja meja nihajnega časa v območju konstantne vrednosti spektralnega pospeška, T_D vrednost nihajnega časa, kjer se začne območje konstantnega pomika, S faktor tal in η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5 % viskoznega dušenja. V našem primeru za vrsto tal B velja $S = 1,2$, $T_B = 0,15$ s, $T_C = 0,5$ s in $T_D = 2,0$ s. Iz rezultatov, podanih v preglednici 6.6, vidimo, da se vrednosti nihajnih časov T^* pri računu s SREMB-om v primeru konstrukcije injektirane z mešanico C2 gibljejo med 0,08 s do 0,16 s za konstrukcijo v obstoječem – neinjektiranem

stanju. V poštev prideta torej prvi dve enačbi (6.47 in 6.48), ki definirata elastični spekter odziva, prva za območje nihajnih časov $0 \leq T \leq T_B$, druga za območje $T_B \leq T \leq T_C$. Če upoštevamo v N2 metodi definirano relacijo:

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*}, \quad (6.51)$$

kjer S_{ay} predstavlja pospešek na meji tečenja (elastičnosti) ter da velja $S_{ay} = S_e$, lahko za nihajne čase konstrukcije v območju $0 \leq T \leq T_B$ izrazimo pospešek SLSPGA iz enačbe 6.52:

$$SLSPGA = \frac{S_{ay}}{S\left(1 + \frac{T^*}{T_B}(2,5 \cdot \eta - 1)\right)}. \quad (6.52)$$

Ko so nihajni časi konstrukcije v območju $T_B \leq T \leq T_C$, uporabimo za izračun SLSPGA enačbo 6.53:

$$SLSPGA = \frac{S_{ay}}{2,5 \cdot S \cdot \eta}. \quad (6.53)$$

Pri izračunu mejnega pospeška ULSPGA upoštevamo v N2 metodi definirano relacijo:

$$S_e(T^*) = q_u \cdot \frac{F_y^*}{m^*}, \quad (6.54)$$

kjer je $S_e(T^*)$ pospešek konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem, q_u pa redukcijski faktor, ki ga za nihajne čase $T < T_C$ izrazimo kot:

$$q_u = (\mu - 1) \frac{T^*}{T_C} + 1. \quad (6.55)$$

Za nihajne čase konstrukcije v območju $0 \leq T \leq T_B$ lahko torej pospešek ULSPGA ob znani vrednosti $S_e(T^*)$ izračunamo kot:

$$ULSPGA = \frac{S_e(T^*)}{S\left(1 + \frac{T^*}{T_B}(2,5 \cdot \eta - 1)\right)}. \quad (6.56)$$

Za nihajne čase konstrukcije v območju $T_B \leq T \leq T_C$ pa mejni pospešek ULSPGA izračunamo kot:

$$ULSPGA = \frac{S_e(T^*)}{2,5 \cdot S \cdot \eta}. \quad (6.57)$$

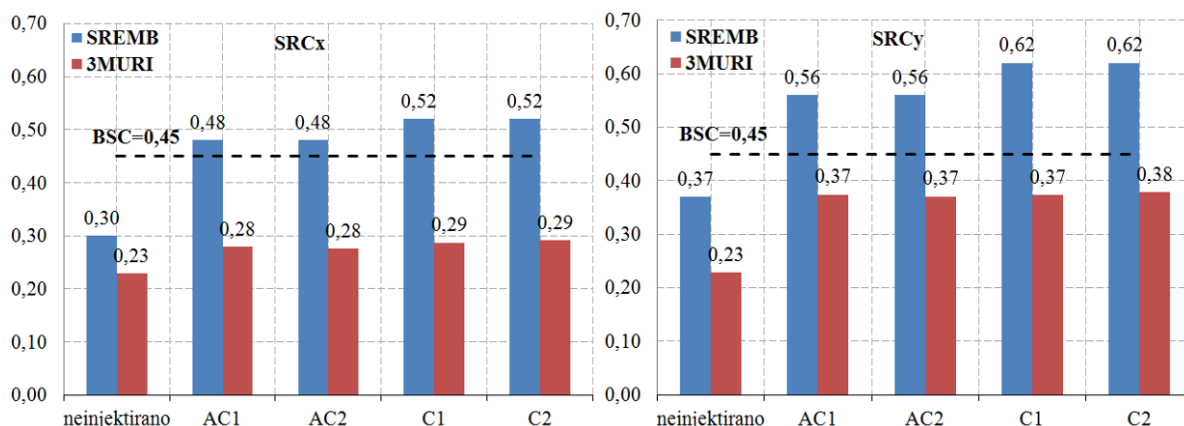
Rezultati programa 3MURI v preglednici 6.6 so podajamo za tisto smer vzbujanja (+X, +Y ali -X, -Y), v kateri smo dobili manjše vrednosti pospeška ULSPGA.

Preglednica 6.6: Primerjava rezultatov izračuna s SREMB in 3MURI
Table 6.6: Comparison of the results obtained by SREMB and 3MURI

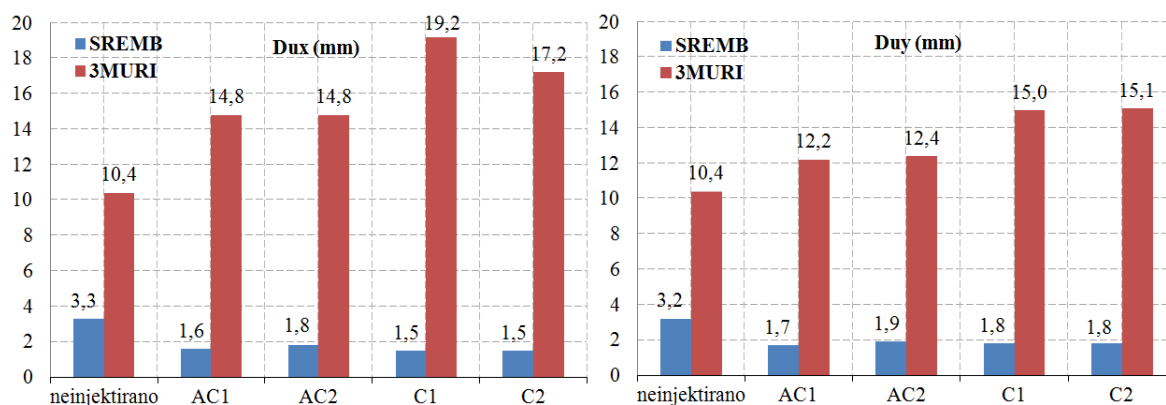
Smer	$V_u(H_{id})$ (kN)	SRC (-)	D_e (mm)	D_u (mm)	μ (-)	T^* (s)	SLSPGA (g)	ULSPGA (g)
Neinjektirano (SREMB)								
X	1.740	0,30	1,9	3,3	1,70	0,16	0,10	0,12
Y	2.140	0,37	2,3	3,2	1,41	0,16	0,12	0,14
Neinjektirano (3MURI)								
X	1.509	0,23	4,3	10,4	2,41	0,21	0,13	0,17
Y	1.506	0,23	3,9	10,4	2,64	0,20	0,12	0,18
Injektirano z AC1 (SREMB)								
X	2.757	0,48	0,9	1,6	1,74	0,09	0,21	0,24
Y	3.198	0,56	1,0	1,7	1,67	0,08	0,25	0,28
Injektirano z AC1 (3MURI)								
X	1.838	0,28	1,7	14,8	8,52	0,12	0,27	0,41
Y	2.464	0,37	2,0	12,2	6,14	0,11	0,39	0,44
Injektirano z AC2 (SREMB)								
X	2.757	0,48	1,1	1,8	1,74	0,09	0,21	0,23
Y	3.198	0,56	1,1	1,9	1,67	0,09	0,24	0,27
Injektirano z AC2 (3MURI)								
X	1.821	0,28	2,0	14,8	7,56	0,13	0,24	0,38
Y	2.439	0,37	2,3	12,4	5,39	0,12	0,36	0,40
Injektirano s C1 (SREMB)								
X	2.983	0,52	0,9	1,5	1,68	0,08	0,24	0,26
Y	3.553	0,62	1,0	1,8	1,90	0,08	0,29	0,33
Injektirano s C1 (3MURI)								
X	1.892	0,29	1,6	19,2	12,11	0,11	0,34	0,47
Y	2.455	0,37	1,8	15,0	8,16	0,11	0,40	0,53
Injektirano s C2 (SREMB)								
X	2.987	0,52	0,9	1,5	1,68	0,08	0,24	0,26
Y	3.574	0,62	1,0	1,8	1,87	0,08	0,29	0,33
Injektirano s C2 (3MURI)								
X	1.921	0,29	1,6	17,2	10,50	0,11	0,34	0,48
Y	2.489	0,38	1,9	15,1	8,10	0,11	0,40	0,53

Iz rezultatov, podanih v preglednici 6.6, vidimo, da so potresne odpornosti $V_u (H_{id})$ in koeficienti potresnih odpornosti SRC za vse analizirane primere višji pri izračunu s SREMB-om kot s 3MURI-jem. Nasprotno so duktilnosti μ , pomiki D_e in D_u ter mejna pospeška SLSPGA in ULSPGA znatno višji pri izračunu s 3MURI-jem. Omenjene razlike so posledica že opisanih različnih predpostavk in računskih modelov obeh programov, zaradi česar je konstrukcija izračunana s SREMB-om bolj toga, kot konstrukcija izračunana s 3MURI-jem. Če upoštevamo vrednosti $V_u (H_{id})$ in D_e , podane v preglednici 6.6, dobimo za neinjektirano konstrukcijo, izračunano s SREMB-om, togost 916 kN/mm v X in 930 kN/mm v Y smeri. Togosti konstrukcije, izračunane s 3MURI-jem pa znašajo 351 kN/mm v X in 386 kN/mm v Y smeri. Togosti konstrukcije se po injektiranju glede na rezultate obeh programov pomembno povečajo, in sicer bolj po injektiranju s cementnimi kot s cementno-apnenimi injekcijskimi mešanici. Pri SREMB-u dobimo v X smeri po injektiranju s cementno injekcijsko mešanico C1 togost 3.314 kN/mm, po injektiranju s cementno-apnenima mešanica pa 3.063 kN/mm pri AC1 in 2.506 kN/mm pri AC2. Pri izračunu s 3MURI-jem znaša togost v X smeri po injektiranju z mešanico C1 1.182 kN/mm, po injektiranju s cementno-apnenima mešanica pa 1.081 kN/mm v primeru AC1 in 910 kN/mm v primeru AC2. Tudi primerjava nihajnih časov, ki so pri izračunu s 3MURI-jem za vse analizirane primere višji kot pri izračunu s SREMB-om, kaže na manjšo togost oziroma večjo podajnost konstrukcije, izračunane s 3MURI-jem. Pri tolmačenju rezultatov je potrebno upoštevati, da je pri izračunu s 3MURI-jem kot kontrolna točka izbrano vozlišče na vrhu konstrukcije. Nihajni časi so v obeh primerih najvišji za neinjektirano stanje in se zmanjšajo po injektiranju. Pri tem je zmanjšanje nihajnih časov večje pri uporabi cementnih kot pri uporabi cementno-apnenih injekcijskih mešanic. Na račun formacije porušnih mehanizmov tudi v prekladnih in parapetnih delih zidov ter upoštevanja odziva celotne konstrukcije, je pri 3MURI-ju sposobnost deformiranja konstrukcije tudi v neelastičnem območju znatno višja kot pri SREMB-u. Iz rezultatov obeh programov vidimo, da je potresna odpornost konstrukcije po injektiranju pomembno večja, pri čemer je stopnja povišanja nekoliko višja pri uporabi cementnih kot pri cementno-apnenih injekcijskih mešanicah. Za nazornejšo predstavo podajamo na slikah 6.40–6.42 še grafično primerjavo koeficientov SRC, kapacitete konstrukcije v smislu pomika D_u in mejnih pospeškov ULSPGA, izračunanih z obema programoma za vse obravnavane primere. Rezultati kažejo, da ob upoštevanju kriterijev uporabljenih programov (pomikov in pospeškov pri 3MURI-ju ter duktilnosti in mejnih

strižnih koeficientov pri SREMB-u), zadostno stopnjo potresne odpornosti dosežemo tudi pri injektiranju zidov s cementno-apnenima mešanicama AC1 in AC2.

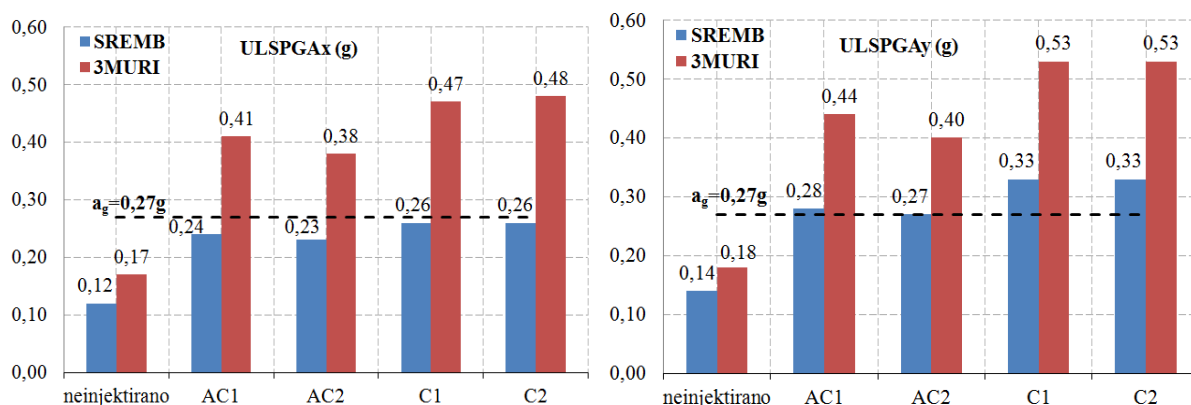


Slika 6.40: Primerjava koeficientov SRC, izračunanih s SREMB in 3MURI za smer X in Y
 Fig. 6.40: SRC coefficients calculated by SREMB and 3MURI in X and Y direction



Slika 6.41: Kapaciteta konstrukcije v smislu pomika D_u pri MSN pri izračunu s SREMB in 3MURI za smer X in Y

Fig. 6.41: Capacity of a structure in terms of displacement D_u at ULS calculated by SREMB and 3MURI in X and Y direction



Slika 6.42: Mejni pospeški tal ULSPGA, izračunani s SREMB in 3MURI za smer X in Y

Fig. 6.42: Limit ground acceleration ULSPGA calculated by SREMB and 3MURI in X and Y direction

6.14 Primerjava rezultatov z dejanskim stanjem poškodb

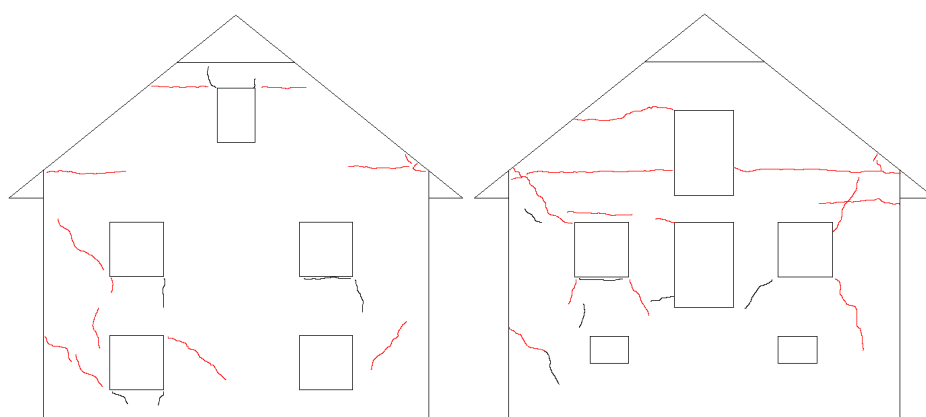
Pri preverjanju potresne odpornosti obstoječih stavb je, sploh če so bile le-te že izpostavljene potresnim obremenitvam, priporočljivo računsko dobljene vrednosti primerjati s katastrom poškodb stavbe, saj tako dobimo celovitejšo sliko o obnašanju konstrukcije med potresom. Na podlagi detajlnega vizualnega pregleda obravnavane stavbe, smo zato izdelali kataster poškodb, ki so nastale kot posledica potresnih sunkov. Razpoke tanjše od 1,0 mm prikazujemo s črno barvo, širše razpoke, ki nakazujejo na konstrukcijske poškodbe, pa z rdečo barvo. Vzorci razpok kažejo, da je pri večini zidov prišlo do strižnih poškodb oziroma prekoračitve natezne trdnosti zidov, za kar so značilne diagonalne razpoke. Slednje niso bile omejene zgolj na osrednje območje zidnih slopov med odprtinami, temveč so se pojavile tudi na območju preklad in parapetov v pritlični in nadstropni etaži. Diagonalne razpoke so na severni in delno vzhodni fasadi (slika 6.43 in 6.45 desno) potekale čez obe etaži brez prekinitve. To pomeni, da predpostavka toge povezanosti zidov na nivoju medetažnih konstrukcij, ni bila v celoti izpolnjena. V manjši meri (slika 6.44 spodaj) je prišlo tudi do prestriga zidov.



Slika 6.43: Severna fasada
Fig. 6.43: North facade

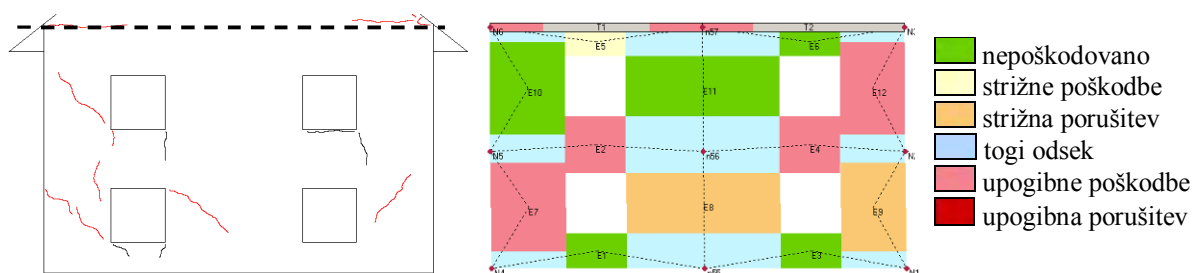


Slika 6.44: Južna fasada (stena P2)
Fig. 6.44: South facade (wall P2)



Slika 6.45: Zahodna fasada – stena P1 (levo) in vzhodna fasada (desno)
Fig. 6.45: West facade – wall P1 (left) and east facade (right)

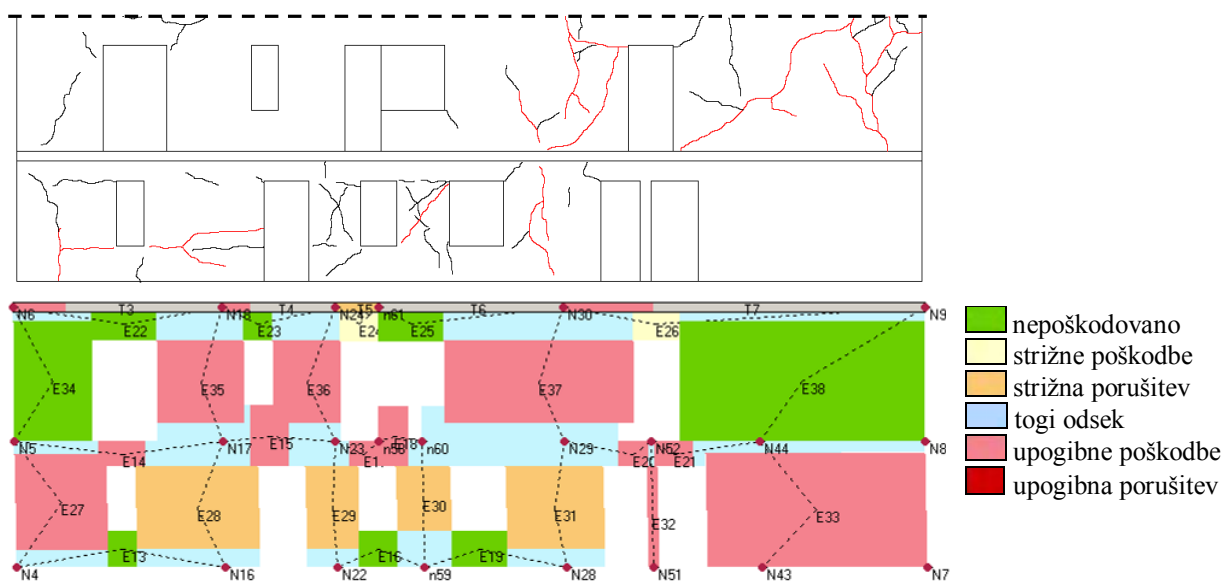
Razpoke na območju zatreptov (slika 6.45) so nastale kot posledica nihanja zidov pravokotno na njihovo ravnino, česar nismo mogli zajeti z nobenim izmed uporabljenih programov. Nasploh veljajo zatreptni deli zidov pri starejših stavbah za kritični zidni element, saj so običajno tanjši kot nosilni zidovi spodnjih etaž. Obtežba strešne konstrukcije se na njih zgolj prenaša in ne omogoča vpetja zatreptnega zidu, ki se ob potresu obnaša kot konzola. Nenazadnje so zgornji deli konstrukcije ob delovanju potresnih obremenitev izpostavljeni tudi največjemu pospešku. Primerjava mehanizma porušitve sten P1 in P2, dobljenega s 3MURI-jem z dejanskim stanjem poškodb, kaže v pritlični etaži relativno dobro ujemanje z dejanskim stanjem. Na osrednjem in desnem zidnem slopu pritličnega dela stene P1 (slika 6.46) program predvideva formiranje strižnega mehanizma, do česar je glede na identifikacijo poškodb dejansko prišlo (glej diagonalne strižne razpoke).



Slika 6.46: Primerjava dejanskega stanja poškodb z mehanizmom porušitve stene P1 iz vrednotenim s 3MURI-jem (smer $-Y$)

Fig. 6.46: Comparison of actual damage and the mode of failure of the wall P1 calculated by 3MURI ($-Y$ direction)

Iz prikaza poškodb stene P2 na sliki 6.47 vidimo, da se po predvidevanjih 3MURI-ja, kot tudi glede na evidentirano stanje poškodb, večina zidnih slopov v osrednjem pritličnem delu stene zaradi prekoračene natezne trdnosti poruši strižno, zidova skrajno levo in desno pa utrpita upogibne poškodbe.



Slika 6.47: Primerjava dejanskega stanja poškodb z mehanizmom porušitve stene P2 iz vrednotenim s 3MURI-jem (smer $-X$)

Fig. 6.47: Comparison of actual damage and the mode of failure of the wall P2 calculated by 3MURI ($-X$ direction)

Mehanizem porušitve je za izbrano smer obremenjevanja – sicer samo za obravnavano etažo – razviden tudi v SREMB-u. Slika 6.24 prikazuje, da se v obstoječem – neinjektiranem stanju, vsi zidovi v smeri obremenjevanja porušijo strižno, zidovi pravokotni na smer obremenjevanja pa upogibno. Na obravnavani stavbi se je dejansko sorazmerno veliko zidnih elementov v pritlični etaži porušilo strižno, vendar je velik del poškodb utrpela tudi nadstropna etaža, česar z analizo zgolj pritlične etaže v SREMB-u nismo mogli upoštevati.

Tudi 3MURI ni povsem realno prikazal stanja poškodb v nadstropni etaži, vendar predvsem zaradi načina modeliranja, s katerim smo se želeli čim bolj približati predpostavkam SREMB-a. Realnemu stanju bi se z upoštevanjem modalne razporeditve sil, razpokanosti prerezov in upoštevanju podajnega obnašanja monta stropov, vpliv česar je v svoji diplomski nalogi analizirala Patricija Cotič (2010), lahko bolje približali. Avtorica sicer ugotavlja, da z upoštevanjem monta stropov, ki so nosilni le v krajši smeri in so zato v daljši bolj podajni, ne pride do pomembnih razlik pri potresni odpornosti konstrukcije. Razlog za to je predvsem ta, da monta stropovi kljub vsemu niso tako podajni kot npr. leseni stropovi. Poleg tega je delež monta stropov v stavbi majhen. Z modalno razporeditvijo vodoravnih sil se, v primerjavi z enakomerno razporeditvijo, za obe smeri vzbujanja za približno 8 % povešajo nihajni časi. Potresna odpornost (upoštevajoč V_u in SRC) se pri modalni razporeditvi vodoravnih sil zmanjša za 15 % v X in 10 % v Y smeri. Z razpokanostjo prerezov (upoštevano z redukcijo togosti s faktorjem 2) se potresna odpornost v X smeri zmanjša za 6 % v Y smeri pa za 10 %.

6.15 Zaključki

Primerjava rezultatov z realnim stanjem poškodb kaže, da dejanskega odziva konstrukcije na potresno obremenitev z nobenim izmed uporabljenih programskih orodij ne moremo popolnoma ponazoriti. Ugotovitev je v soglasju z že opravljenimi analizami številnih stavb v Sloveniji (Cotič, 2010, Kržan in sod., 2010, Naglič, 2011). Ponazoritvi obnašanja konstrukcije med delovanjem potresa se bolje kot s programom SREMB približamo s programom 3MURI. Čeprav je v večini zidov prišlo do strižnih poškodb oziroma prekoračitve natezne trdnosti zidov, za kar so značilne diagonalne razpoke, te niso bile omejene zgolj na kritično-pritlično etažo, kot to predvideva model etažnega strižnega mehanizma, na katerem temelji program SREMB. Diagonalne razpoke smo namreč lahko evidentirali tudi v zidnih slopih nadstropne etaže ter v območju preklad in parapetov v pritlični in nadstropni etaži. Rezultati nelinearne potresne analize so pokazali, da je konstrukcija, izračunana s SREMB-om, precej toga, konstrukcija, izračunana s 3MURI-jem, pa na drugi strani neprimerno bolj podajna, saj predvideva formiranje porušnih mehanizmov tudi v prekladnih in parapetnih delih zidov. Poleg tega upošteva odziv celotne konstrukcije in ne samo kritične etaže. Pomembna je ugotovitev, da glede na upoštevane kriterije uporabljenih programov (pomikov in pospeškov pri 3MURI-ju ter duktilnosti in mejnih strižnih koeficientov pri SREMB-u), dosežemo

zadostno stopnjo potresne odpornosti tudi pri injektiranju zidov s cementno-apnenima mešanicama AC1 in AC2, ki sta za utrjevanje stavbne dediščine primernejši kot cementni mešanici C1 in C2. Pomembne prednosti in pomanjkljivosti uporabljenih programov ter predloge za izboljšavo lahko strnemo v naslednjih alinejah:

- uporabljena verzija programa SREMB pri obremenjevanju zidov pravokotno na njihovo ravnino za račun potresne odpornosti upošteva enake enačbe kot za zidove, ki jih obremenjujemo v njihovi ravnini; vendar pa tak pristop ne opiše korektno njihovega dejanskega obnašanja. 3MURI na drugi strani prispevka zidov, ki so obremenjeni pravokotno na njihovo ravnino, k potresni odpornosti celotne stavbe sploh ne upošteva, kar je v soglasju z Evrokodom 6-1. Prispevek zidov, ki so obremenjeni pravokotno na svojo ravnino (sploh če so zidovi na območju križanj in vogalov ustrezno povezani med seboj in s stropnimi konstrukcijami) k potresni odpornosti celotne stavbe bi bilo kljub vsemu smiselno upoštevati, vendar z bolj realnim modelom kot to predvideva uporabljena verzija programa SREMB;
- program 3MURI z upoštevanjem celotne konstrukcije in možnostjo modalne analize omogoča bolj realno oceno obnašanja stavbe pri potresni obremenitvi kot SREMB. Z obstoječo verzijo SREMB-a bi lahko izvedli izračun po posameznih etažah, vendar tudi s takšnim pristopom ne bi mogli upoštevati medsebojnega vpliva in različnega odziva posameznih etaž ter odziva celotne konstrukcije med potresno obremenitvijo;
- veliko stropnih konstrukcij starejših zidanih stavb je lesenih in kot take ne zadostijo predpostavki SREMB-a o medsebojni povezanosti zidov s togimi stropnimi konstrukcijami in polni vpetosti zidov v stropne konstrukcije;
- tako v SREMB-u kot tudi v 3MURI-ju bi bilo smiselno upoštevati oba strižna mehanizma: prestrig in strig zaradi prekoračitve nateznih trdnosti. V tem primeru bi morali banko podatkov mehanskih lastnosti za obstoječe zidove dopolniti s prestrižnimi trdnostmi. Primer terenske preiskave prestrižne trdnosti lahko najdemo v RILEM-ovih priporočilih (RILEM TC 127-MS, 1996), ki je sicer namenjena zidovom iz opečnih ali betonskih zidakov in bi jo morali za uporabo na kamnitih zidovih, pozidanih iz kamnov nepravilnih oblik, ustrezno prilagoditi.

7 PRIPOROČILA ZA IZVEDBO TRAJNOSTNIH PRILAGODITVENIH IN UBLAŽITVENIH UKREPOV ZA OHRANITEV STAVBNE DEDIŠČINE

Podnebne spremembe in spremljajoči ekstremni podnebni dogodki, kot so ciklične izmenjave zmrzovanja in tavanja, spremembe količine in intenzitete padavin ter neurja in poplave, so v zadnjem času vse pogostejše. Poleg večje intenzitete in pogostosti ekstremnih vremenskih dogodkov je v Sloveniji in večjem delu Evrope potrebno upoštevati tudi možnost potresnih obremenitev. Vsi omenjeni pojavi lahko negativno vplivajo tudi na stavbno dediščino, ki jo želimo ohraniti in predati v oskrbo bodočim rodovom v čim boljšem stanju. Da bi nam to uspelo, je potrebno definirati okvire trajnostne obnove stavbne dediščine, kamor sodi tudi izvedba trajnostnih prilagoditvenih in ublažitvenih ukrepov za ohranitev stavbne dediščine. Trajnostna obnova stavbne dediščine bi morala biti odgovorna do okolja in učinkovita v smislu porabe naravnih virov (Definition of Green Building, 2010), ter temeljiti na kontinuiranem preventivnem pregledovanju in vzdrževanju stavb, optimizaciji vzdrževalnih in potencialno potrebnih utrditvenih ukrepov in uporabi gradiv, ki so kompatibilna z originalnimi. Z rednimi periodičnimi pregledi konstrukcije lahko pravočasno identificiramo kritična mesta, poškodbe in pomanjkljivosti ter določimo prioritete pri vzdrževanju. V okviru rednih pregledov konstrukcije se izvajajo preiskave in analize gradiva ter konstrukcije, ki nam omogočijo natančno določitev vzrokov za propadanje in poškodbe, ter izbor ustreznih ukrepov z uporabo kompatibilnih materialov. Pri izvedbi preiskav se kot zelo dober pristop izkaže kombiniranje in primerjava rezultatov neporušnih (georadarske meritve, metoda s kladivom, termografske meritve) in delno porušnih preiskav (sondiranje, uporaba jeklenih blazin), ki smo ga uporabili v okviru in situ preiskav kamnite zidane stavbe, predstavljenem v 5. poglavju. Z rednimi periodičnimi pregledi konstrukcije se v veliki meri izognemo presenečenjem in posledičnim dodatnim stroškom pri izvedbi. S kontinuiranim vzdrževanjem stavb, ki ga izvajamo na podlagi ugotovitev periodičnih pregledov in preiskav, omejimo napredovanje poškodb in preprečimo nadaljnje propadanje stavbnega tkiva. Na ta način so večja obnovitvena dela ali radikalni konstrukcijski posegi nepotrebni, oziroma jih je mogoče izvajati v daljših časovnih intervalih. Takšen – trajnostni pristop k varovanju in obnovi stavbne dediščine pomeni občutno manjše izčrpavanje naravnih virov in onesnaževanja okolja v primerjavi z obsežnimi posegi v skoraj do konca propadlo stavbo ali celo rušitvijo in nadomestitvijo z novo stavbo.

Ker je večina fonda stavbne dediščine grajena iz malt na osnovi apna, je ta vidik potrebno upoštevati pri uporabi in razvoju ustreznih – kompatibilnih materialov za obnovo ovoja stavbne dediščine. Ne glede na daljši čas negovanja apnenega ometa po nanosu v primerjavi s cementnim, pomeni uporaba apnenih malt prihranek pri kasnejšem odstranjevanju posledic kot so vlažnost zidov ali celo strukturnih poškodb, ki jih lahko povzroči toga cementna malta (Kavčič, 2004). Sprijemnost apnenih ometov s podlago je dovolj nizka, da je mogoča odstranitev ometa brez poškodb podlage. Pri apnenih ometih transport vlage in s tem potencialno škodljivih snovi iz okolja v omet in zid ni oviran, vendar pa ni ovirano niti izločanje vode in soli iz zidu v okolje. Apneni omet lahko načrtno uporabimo kot »žrtvovano« plast, ki jo, na primer po zasičenju s solmi ali oblikovanju večjih poškodb, odstranimo in obnovimo, ne da bi poškodovali nosilni del zidu. Nižje mehanske lastnosti apnenih malt, kot so tlačna in upogibna trdnost ter modul elastičnosti v primerjavi s cementnimi, v tem primeru ne predstavljajo pomanjkljivosti ampak prednost. Ko želimo izboljšati mehanske lastnosti, trajnost in/ali doseči hidravlične lastnosti apnene malte, ji lahko dodamo tradicionalno uporabljane pucolanske dodatke, kot sta tuf ali zdrobljena opeka. V okviru lastnih laboratorijskih preiskav, se je pokazal ugoden vpliv mineralnih dodatkov kot so apnenčeva moka, žindra in tuf na mehanske lastnosti apnenih malt in injekcijskih mešanic. Uporaba apnenčeve moke in žindre, ki sta v osnovi odpadna materiala, je v skladu s trajnostnim pristopom k obnovi stavbne dediščine. Dobri rezultati so bili doseženi tako z malto iz apnenega testa M1 brez dodatkov, kot tudi z malto iz apnenega testa M3a z dodano granulirano plavžno žindro. S strižnimi (»triplet«) in tlačnimi preiskavami zidanih preskušancev smo ugotovili, da je mogoče v smislu nosilnosti z malto M3a doseči povsem primerljive vrednosti kot če bi uporabili podaljšano cementno-apneno malto. Preiskave, s katerimi smo simulirali ciklično izmenjevanje zmrzovanja in tajanja ob sočasnem navlaževanju pokažejo, da so tako zidki pozidani z malto M1 kot tudi zidki pozidani z malto M3a, ne glede na površinske poškodbe, odpadanje ometa in izjede maltnih spojníc, sposobni brez večjega poslabšanja mehanskih karakteristik prenesti vsaj 50. ciklov zmrzovanja/tajanja. Šele po 150 ciklih zmrzovanja/tajanja se poškodbe odrazijo tudi na zmanjšanju modulov elastičnosti, nimajo pa bistvenega vpliva na tlačne trdnosti zidkov. Obe preskušeni malti M1 in M3a sta torej primerni za obnovo stavb na območjih, kjer pričakujemo izmenjujoče se cikle zmrzovanja/tajanja ob sočasnem navlaževanju. Opravljene laboratorijske preiskave kažejo na

velik potencial uporabe materialov, ki so se skozi zgodovino graditeljstva že uporabljali, tudi v sedanjem času.

Ko moramo delno votel kamnit zid obnoviti in tudi utrditi, najpogosteje uporabimo tehniko sistematičnega injektiranja. Pri tem bi bila s stališča kompatibilnosti z obstoječimi materiali v večini primerov najprimernejša uporaba apnenih injekcijskih mešanic, vendar apno, kot zračno vezivo za strjevanje oziroma karbonatizacijo, zahteva CO₂ iz zraka, ki pa je v zaprti atmosferi zidu lahko upočasnjena ali se enostavno ustavi. Zaradi tega so za utrjevanje zidov s sistematičnim injektiranjem primernejše apnene injekcijske mešanice z dodanimi pucolani, injekcijske mešanice na osnovi hidravličnega apna ali kombinirane injekcijske mešanice iz apna, puculanov in cementa. Da bi lahko ovrednotili učinkovitost sistematičnega injektiranja, smo zidove tipične slovenske kamnite zidane stavbe z izbranim naborom neporušnih, delno porušnih in porušnih preiskav, preskusili pred in po sistematičnem injektiranju z dvema cementnima in dvema cementno-apnenima injekcijskima mešanicama. Na osnovi rezultatov in situ preiskav opravljena nelinearna potresna analiza kamnite stavbe pokaže, da je za analizirano vrsto zidov tudi s cementno-apnenimi injekcijskimi mešanicami, ki so s stališča kompatibilnosti z obstoječimi materiali primernejše, mogoče doseči zadostno stopnjo potresne odpornosti. Kot kažejo opravljene analize, je prava smer razvoj kombiniranih cemento-apnenih injekcijskih mešanic z zmanjševanjem deleža cementa ter injekcijskih mešanic na osnovi hidravličnega apna, ki so za utrjevanje stavbne dediščine primernejše kot cementne injekcijske mešanice.

8 SKUPNI ZAKLJUČKI IN DISKUSIJA

8.1 Rezultati in ugotovitve preiskav in analiz

V okviru razvoja apnenih malt za različne obnovitvene tehnike in apnenih injekcijskih mešanic za utrjevanje kamnitih zidov s sistematičnim injektiranjem, se je pokazal ugoden vpliv mineralnih dodatkov kot so apnenčeva moka, žindra in tuf. Pri maltah smo pri preiskavah razleza, sposobnosti zadrževanja vode ter tlačne in upogibne trdnosti najbolj obetavne rezultate dosegli z malto iz apnenega testa brez dodatkov in malto z 20 oziroma 40 masnih % dodane žindre. V primeru injekcijskih mešanic so bile pri sestavah iz hidratiziranega apna in 20 masnih % apnenčeve moke in 40 masnih % žindre oziroma tufa dosežene relativno nizke pretočnosti, med vsemi preskušanci pa tudi najnižje spremembe prostornine in najvišje tlačne trdnosti. Kot kaže, ima dodatek žindre ugoden vpliv na zmanjšanje deformacij zaradi krčenja. Najmanjšo spremembo deformacij zaradi krčenja pri maltah in najmanjšo spremembo prostornine pri injekcijskih mešanicah smo namreč izmerili pri sestavah z 40 masnih % dodane žindre. Ker gre v primeru apnenčeve moke in žindre v osnovi za odpadna materiala, je uporaba obeh mineralnih dodatkov toliko bolj upravičena.

Pri preiskavah strižne trdnosti trojčkov, kot tudi pri preiskavah tlačne trdnosti opečnih zidkov, negovanih v običajnih pogojih, smo dobili višje vrednosti pri preskušancih, grajenih z apneno malto z dodatkom žindre M3a, kot pri preskušancih grajenih z apneno malto brez dodatkov M1. Takšen rezultat kaže na pomemben vpliv stičnega območja med malto in zidakom na mehanske lastnosti zidu kot kompozita. Sicer »šibkejšo« malto M3a smo namreč dosegli bolj kakovosten in trdnejši stik kot pri malti M1, kar se je odrazilo na višjih strižnih trdnostih trojčkov in tlačnih trdnostih zidkov. Ugotovili smo, da 50 ciklov zmrzovanja/tajanja po »EN postopku« ne vpliva na mehanske lastnosti trojčkov in zidkov, čeprav se že pojavijo manjše poškodbe. Poškodbe zaradi zmrzovanja/tajanja so manjše pri preskušancih, grajenih (in ometanih) z malto z dodatkom žindre M3a. Po pričakovanju so poškodbe zidkov (izjede maltnih spojníc, razpoke in odkruški opečnih zidakov) večje po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja po »EN postopku«, a se odrazijo zgolj na zmanjšanju modulov elastičnosti, ne pa tudi na zmanjšanju tlačnih trdnosti. Pri maltnih prizmah, kjer je bila zmrzovanju/tajanju izpostavljena večja površina, so bile po 50-ih ciklih zmrzovanja/tajanja

večje tudi poškodbe. Tlačne trdnosti maltnih prizem se podobno kot pri zidkih niso zmanjšale. Zaradi razpok v strukturi so se zmanjšale upogibne trdnosti. Z meritvami hitrosti prehoda ultrazvoka na maltnih prizmah M1 smo ugotovili, da proces karbonatizacije med 181 in 347 dnevi starosti preskušancev še poteka, hitrosti prehoda zvoka skozi 347 dni stare maltne prizme so bile namreč 7–8 % višje. Pri maltnih prizmah M3a med 185 in 346 dni starimi preskušanci nismo evidentirali očitnejših razlik pri meritvah hitrosti prehoda ultrazvoka. Glede na rezultate opravljenih preiskav lahko zaključimo, da sta obe analizirani malti primerni za gradnjo in obnovo stavb na območjih, kjer pričakujemo izmenjujoče se cikle zmrzovanja/tajanja.

In situ strižne preiskave kamnitih zidov obstoječe stavbe so pokazale, da je stopnja izboljšanja mehanskih lastnosti zidov, pomembno višja po injektiranju s cementnima mešanicama C1 in C2 kot s cementno-apnenima injekcijskima mešanicama AC1 in AC2. Ugotovitev smo potrdili z laboratorijskimi preiskavami mehanskih lastnosti valjev, s katerimi smo ponazorili kamnito jedro injektiranega troslojnega kamnitega zidu. Tudi v tem primeru smo višje vrednosti dobili pri valjih, injektiranih s cementnima mešanicama C1 in C2. Pri zidovih z nizkimi mehanskimi lastnostmi in relativno visokim deležem votlin je torej stopnja utrditve zidu odvisna od vrste in lastnosti uporabljene injekcijske mešanice. Vodilno vlogo pri izboljšanju mehanskih lastnosti zidu po injektiranju ima dosežena kakovost stičnega območja med injekcijsko mešanico in obstoječimi materiali v zidu. Odziv zidu po injektiranju ni več odvisen samo od mehanskih lastnosti in adhezije med obstoječimi materiali (kamni in malto) ter načina gradnje, ampak tudi od zmožnosti injekcijske mešanice, da zagotovi dodatno povezavo med posameznimi kamni in sloji zidu.

Nelinearna potresna analiza kamnite zidane stavbe opravljena s programoma SREMB in 3MURI ter primerjava rezultatov z realnim stanjem poškodb analizirane stavbe je pokazala, da lahko obnašanje konstrukcije med delovanjem potresa bolje ponazorimo s programom 3MURI. Konstrukcija, izračunana s SREMB-om, je bolj toga, pri izračunu s 3MURI-jem pa dosti bolj podajna, saj 3MURI, za razliko od SREMB-a, predvideva formiranje porušnih mehanizmov tudi v prekladnih in parapetnih delih zidov ter upošteva odziv celotne konstrukcije in ne samo kritične etaže. Ugotovili smo, da stavba v obstoječem – neinjektiranem stanju ne izpolni zahtev veljavnih pravilnikov glede potresne odpornosti. Po injektiranju s katerokoli izmed analiziranih injekcijskih mešanic (AC1, AC2, C1, C2) pa dosežemo zadostno stopnjo potresne odpornosti.

8.2 Prispevek doktorske disertacije

Med prispevke k znanosti prištevamo oceno vpliva zmrzovanja/tajanja ob sočasnem navlaževanju/sušenju na trajnost in nosilnost ovoja zgodovinske stavbe, ki smo ga ponazorili z opečnimi zidki, sezidanimi iz polnih opečnih zidakov normalnega formata in apnene malte z in brez dodatka žindre. V dostopni znanstveni literaturi lahko zasledimo ovrednotenje poškodb zaradi zmrzovanja/tajanja na preskušance, kot so maltne prizme, opečni zidaki in zidne prizme s pomočjo različnih preiskav, ne pa tudi kakšen vpliv ima zmrzovanje/tajanje na mehanske lastnosti zidovine kot kompozita.

Prispevek k znanosti predstavlja ugotovitev, da je pri sistematičnem injektiranju kamnitih zidov, z nizkimi mehanskimi lastnostmi in relativno visokim deležem votlin, stopnja utrditve zidu odvisna od vrste in lastnosti uporabljene injekcijske mešanice. Iz ugotovljenega sledi, da bi lahko pri takšnih zidovih stopnjo utrditve prilagodili vsakokratnim zahtevam. Večina avtorjev, ki je raziskovala vpliv sistematičnega injektiranja na mehanske lastnosti kamnitih ali kamnito-opečnih zidov, ugotavlja, da tlačna trdnost injekcijske mešanice ni ključen parameter za izboljšanje mehanskih lastnosti in da je bolj pomembna dosežena kakovost stičnega območja med injekcijsko mešanico in obstoječimi materiali. To smo s preiskavami potrdili tudi sami. Vendar večina ostalih avtorjev pri rezultatih ni evidentirala pomembnih razlik med mehanskimi lastnostmi zidov, utrjenimi z različnimi vrstami injekcijskih mešanic, kar je mogoče pripisati načinu priprave preskušancev. Vse teste so namreč opravili na v laboratoriju grajenih zidovih iz apneno-cementne malte, apnenih malt s pucolanskimi dodatki ali iz hidravličnih malt, ki dosegajo višje končne trdnosti od običajne apnene malte brez dodatkov. Posledično so bile mehanske lastnosti tako pripravljenih preskušancev višje, kot če bi uporabili običajno apneno malto. Osnovna malta je zato po injektiranju najverjetneje imela prevladujoč vpliv na mehanske lastnosti zidu, zaradi česar tudi pri uporabi injekcijskih mešanic z različno sestavo in lastnostmi ni prišlo do pomembnih razlik v mehanskih lastnostih injektiranih zidov.

Med prispevke k znanosti lahko štejemo primerjalno analizo potresne odpornosti kamnite zidane stavbe v primeru utrjevanja stavbe s cementnimi (C1, C2) ali cementno-apnenimi mešanicami (AC1, AC2). Primerjava rezultatov pokaže, da je potresna odpornost po injektiranju s cementnimi mešanicami sicer višja, vendar lahko tudi z injektiranjem s cementno-apnenimi mešanicami, pri katerih je delež cementa v kompoziciji zmanjšan,

dosežemo zadostno stopnjo potresne odpornosti. Ugotovitev je pomembna predvsem z vidika injektiranja zidov stavbne dediščine, kjer so zahteve po kompatibilnosti uporabljenih materialov z obstoječimi višje kot pri običajnih stavbah.

8.3 Priporočila in napotki za nadaljnje delo

Pri preiskavah preskušancev grajenih iz polnih opečnih zidakov in apnene malte in tudi pri preiskavah valjastih preskušancev in kamnitih zidov dejanske stavbe se je pokazala pomembna vloga stičnega območja med vezivnim materialom (malto ali injekcijsko mešanico) in zidaki. Za dodatno razlago in potrditev rezultatov že izvedenih mehanskih preiskav, bi bilo priporočljivo stično območje malta/zidak oziroma injekcijska mešanica/kamen analizirati še na mikroskopski ravni, na primer z vrstičnim elektronskim mikroskopom (SEM).

Ugoden vpliv mineralnih dodatkov kot so apnenčeva moka, žindra in tuf na mehanske lastnosti apnenih malt in injekcijskih mešanic kaže na velik potencial uporabe materialov, ki so se skozi zgodovino graditeljstva že uporabljali, tudi danes. Pri snovanju sestav malt in injekcijskih mešanic na osnovi apna, namenjenih obnovi in/ali utrjevanju stavbne dediščine, je zato smiselno kombiniranje apnenega veziva tudi z ostalimi mineralnimi dodatki, kot sta na primer kremenova moka in zdrobljena žgana glina.

Glede na ugotovitev, da lahko tudi s kombiniranimi cementno-apnenimi injekcijskimi mešanicami dosežemo zadostno stopnjo utrditve kamnitega zidu in s tem ustrezno potresno odpornost celotne stavbe, je smiseln nadaljnji razvoj kombiniranih cemento-apnenih injekcijskih mešanic z zmanjševanjem deleža cementa in tudi injekcijskih mešanic na osnovi hidravličnega apna ter verifikacija rezultatov z in situ preiskavami.

9 POVZETEK

Stavbno dediščino pogosto obnavljamo in/ali utrjujemo v ponavljajočih se ciklih brez natančnih preiskav gradiva in konstrukcijskih elementov. Tako porabimo veliko finančnih sredstev, časa in surovin, izvedeni ukrepi in rešitve pa so največkrat zgolj reakcija na najbolj pereče probleme ter so pogosto neustrezni ali celo škodljivi. Neustrezni trenutni pristop k varovanju in obnovi stavbne dediščine, naraščajoča intenzivnost in pogostost ekstremnih vremenskih dogodkov ter stalno prisotna možnost potresa terjajo trajnostne prilagoditvene in ublažitvene ukrepe tudi na tem področju. Izhodišče dela je definirati okvire trajnostnega pristopa k obnovi in varovanju stavbne dediščine, pri čemer je poudarek na stavbnem ovoju kot najbolj izpostavljenem stavbnem sklopu. Eksperimentalni del naloge začnemo z laboratorijskimi preiskavami malt in injekcijskih mešanic na osnovi apnenega veziva, namenjenih za obnovo in/ali utrjevanje ovoja stavbne dediščine. S ciljem izboljšanja mehanskih lastnosti, apnenemu vezivu izmenoma dodajamo mineralne dodatke, kot so tuf, žindra in apnenčeva moka. Laboratorijske preiskave nadaljujemo z analiziranjem vpliva zmrzovanja/tajanja na trajnost in nosilnost zidkov in trojčkov, grajenih iz polnih opečnih zidakov z malto iz apnenega testa brez in z dodatkom žindre. Izkaže se, da so pripravljene preskušanci sposobni prenesti vsaj 50 ciklov zmrzovanja/tajanja, ne da bi se to odrazilo na zmanjšanju njihovih mehanskih lastnosti. Po 150-ih ciklih zmrzovanja/tajanja pride zaradi notranje razpokanosti zidkov do zmanjšanja modula elastičnosti v primerjavi z zidki negovanimi v običajnih pogojih. V okviru in situ preiskav ovrednotimo kakovost in učinkovitost izbranega utrditvenega trajnostnega posega – sistematičnega injektiranja ovoja kamnite stavbe s cementimi in cementno-apnenimi injekcijskimi mešanicami. Čeprav je stopnja izboljšanja mehanskih lastnosti kamnitih zidov ovrednotena na osnovi in situ strižnih preiskav, pomembno boljša po injektiranju s cementnimi kot s cementno-apnenimi injekcijskimi mešanicami, nelinearna potresna analiza kamnite stavbe, izvedena na osnovi rezultatov in situ preiskav, pokaže, da lahko za analizirano vrsto zidov tudi s cementno-apnenimi injekcijskimi mešanicami, ki so za utrjevanje stavbne dediščine primernejše, dosežemo zadostno stopnjo potresne odpornosti. Ob koncu dela podamo priporočila za izvedbo trajnostnih prilagoditvenih in ublažitvenih ukrepov za ohranitev stavbne dediščine.

10 SUMMARY

Heritage buildings are often renovated and/or strengthened in repeated cycles without detailed investigation of built material and structural elements. In this way, a lot of financial funds, time and raw materials are being spent, yet performed measures and solutions are usually just a reaction to the most urgent problems and are often unsuitable or even harmful. Current inadequate approach towards protection and renovation of heritage buildings, the increasing intensity and frequency of extreme weather events, and consistently present possibility of seismic activity, require sustainable adaptation and mitigation measures in this field. The starting point of this work was to define a framework to a sustainable approach towards protection and renovation of heritage buildings, with emphasis on the building envelope as the most exposed part of the building. As a part of the laboratory tests, several mortar and injection grout compositions based on calcium binders with or without mineral additives, suitable for renovation and/or strengthening of the building envelope were designed and tested. In order to enhance mechanical properties of the compositions, but also because of economical and environmental reasons, mineral additives such as limestone powder, slag and tuff were added to mortar and injection grout compositions. In continuation, the brick wallets were built with lime mortar with and without the addition of slag and the influence of freeze-thaw cycles on their mechanical properties and durability was evaluated. The wallets built with lime or lime-slag mortar were able to withstand at least 50 freeze/thaw cycles without any effect on their mechanical properties, while after 150 freeze/thaw cycles, the damage was reflected in the reduction of modulus of elasticity. In situ test performed on a stone masonry building enabled us to evaluate the quality and effectiveness of grout injection (using cement or cement-lime grouts) as the chosen sustainable strengthening procedure. Although the level of improvement of mechanical properties of the walls is significantly higher in case of using cement injection grouts, the results of the performed seismic analysis based on the experimentally obtained results showed, that in the case of the type of walls under consideration, an adequate level of seismic resistance can be achieved also by using combined cement-lime grouts, which are more suitable for the strengthening of historical buildings than ordinary cement grouts. At the end of the work, recommendations for adaptation and mitigation measures for preservation of heritage buildings are presented.

11 VIRI

About Climate Change, 2010. European Environment Agency.

<http://www.eea.europa.eu/themes/climate/about-climate-change> (Pridobljeno 2.10.2010.)

Adami, C. E., Vintzileou, E. 2008. Interventions to historic masonries: Investigation of the bond mechanism between stones or bricks and grouts. *Materials and Structures*, 41, 2: 255–267.

Amde A. M., Martin J. V., Colville J. 2004. The Effects of Moisture on Compressive Strength and Modulus of Brick Masonry. V: 13th International Brick and Block Masonry Conference Amsterdam, July 4-7, 2004: 8 str.

Apih, V., Kos, J. 1986. Sanacija vlažnih zidov. Raziskovalna naloga. Ljubljana, ZRMK Ljubljana: 40 str.

Armelao, L., Bassan, A., Bertoncetto, R., Bistoncin, G., Daolio, S., Glisenti, A. 2000. Silica glass interaction with calcium hydroxide: a surface chemistry approach. *Journal of Cultural Heritage*, 1, 4: 375–384.

Ashurst, J. 1990. Mortars for Stone Buildings. V: Conservation of Building and Decorative Stone, Vol. 2. Ashurst, J. (ur.), Dimes, F.G. (ur.). London, Butterworth-Heinemann: 78–93.

Beneška listina (angl. *The Venice Charter*), 1964. ICOMOS – International Council on Monuments and Sites: 4 str.

http://www.icomos.org/venice_charter.html (Pridobljeno 15.3.2009.)

Bergant, M., Baumgartner, M., Kos, J. 1998. Tehnične informacije o pomembnejših posegih za rekonstrukcijo v potresu poškodovanih zidanih objektov (Teh. informacije DTP). Ljubljana, MOP, Državna tehnična pisarna Bovec-Kobarid: 17 str.

Bergant, M., Dolinšek, B. 2006. Utrjevanje kamnitih in opečno-kamnitih zidov z injektiranjem. *Gradbenik*, 2/2006: 35–38.

Binda, L. (ur.), Anzani A. (ur.) 1996. Report of the Dahlem Workshop on Saving Our Architectural Heritage: The Conservation of Historic Stone Structures. Berlin, John Wiley&Sons: 38 str.

Binda, L., Modena, C., Baronio, G., Abbaneo, S. 1997. Repair and investigation techniques for stone masonry walls. *Materials and Structures*, 11, 3: 133–142.

Binda, L., Baronio, G., Tiraboschi, C., Tedeschi C. 2003. Experimental research for the choice for the reconstruction of the Cathedral of Noto. *Construction and Building Materials* 17, 8: 629–639.

Binda, L., Bosiljkov, V., Saisi, A., Zanzi, L. 2006a. Guidelines for the diagnostic investigation of historic buildings. V: *Proceedings on the Seventh International Masonry Conference*. London, British Masonry Society, 8 str.

Binda, L., Pina-Henriques, J., Anzani, A., Fontana, A., Lourenço, P.B. 2006b. A contribution for the understanding of load-transfer mechanisms in multi-leaf masonry walls: Testing and modelling. *Engineering Structures*, 28, 8: 1132–1148.

Bokan-Bosiljkov, V., Bosiljkov, V., Žarnić, R. 1997. Trdnost stika med malto in zidakom – študij vplivnih parametrov. V: Saje, F. (ur.), Lopatič, J. (ur.). *Zbornik 19. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije*, Bled, 16–17 oktober 1997. Ljubljana, Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev: 333–340.

Bokan-Bosiljkov, V., Valek, J. 2009. A comparative study of mechanical and physical properties of mortars prepared using lime putties, sand and metakaolin from different sources. V: *Pro067 of International RILEM Workshop on Repairs Mortars for Historic Masonry*. Delft, Netherlands: 47–62.

Borri, A., Corradi, M., Speranzini, E. 2008. Consolidation and reinforcement of stone walls using a reinforced repointing grid. V: *Structural Analysis of Historical Constructions*. London, UK: 981–989.

Bosiljkov, V. 1996. Modeliranje mehanskih lastnosti zidov. Magistrska naloga. Ljubljana, (V. Bosiljkov): 169 str.

Bosiljkov, V., Žarnić, R. 1997. Vpliv modificiranih malt na obnašanje tlačno obremenjenih zidkov. V: Saje, F. (ur.), Lopatič, J. (ur.). *Zbornik 19. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije*, Bled, 16–17 oktober 1997. Ljubljana, Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev: 341–348.

Bosiljkov, V. 2000. Eksperimentalne in računske raziskave vpliva modificiranih malt na mehanske lastnosti opečne zidovine. Doktorska disertacija št. 128. Ljubljana, (V. Bosiljkov): 314 str.

Bosiljkov, V., Uranjek, M., Žarnić, R., Bokan-Bosiljkov, V. 2010. An integrated diagnostic approach for the assessment of historic masonry structures. *Journal of cultural heritage*, 11, 3: 239–249.

Cau-dit-Coumes, C. 2008. Basics of Cement Chemistry. V: Course on Cement and Cementitious Materials in Geological Disposal of Radioactive Waste, Switzerland, 15–19 December, 2008. Flums, ITC-School of underground Waste, Storage and Disposal: 28 str.

Cazalla, O., Rodriguez-Navarro, C., Sebastian, E., Cultrone G., de la Torre, M .J. 2000. Ageing of Lime Putty: Effects on Traditional Lime Mortar Carbonation. *Journal of the American Ceramic Society*, 83, 5: 1070–1076.

Charola, A. E. 2000. Salts in the deterioration of porous materials: An Overview. *Journal of the American Institute for Conservation*, 39, 3: 327–343.

Cizer, O., Van Balen, K., Van Gemert, D. 2010a. Competition Between Hydration and Carbonation in Hydraulic Lime and Lime-Pozzolana Mortars. *Advanced Materials Research*, 133–134, 2: 241–246.

Cizer, O., Van Balen, K., Van Gemert, D. 2010b. A comparative study of hardening reactions, porosity and mechanical properties of cement-lime mortars. V: 8th International Masonry Conference. Dresden, International Masonry Society: 1133–1142.

Climate Change Impact on Built Heritage, 2009.

<http://noahsark.isac.cnr.it> (Pridobljeno 5.3.2009.)

Colleparidi, M. 1990. Degradation and restoration of masonry walls of historical buildings. *Materials and Structures*, 23, 2: 81–102.

Corradi, M., Borri, A., Vignoli, A. 2003. Experimental study on the determination of strength of masonry walls. *Construction and Building Materials*, 17, 5: 325–337.

Corradi, M., Tedeschi, C., Binda, L., Borri, A., 2008a. Experimental evaluation of shear and compression strength of masonry before and after reinforcement: Deep repointing. *Construction and Building Materials*, 22, 4: 463–472.

Corradi, M., Borri, A., Vignoli, A. 2008b. Experimental Evaluation of In-plane Shear Behaviour of Masonry Walls Retrofitted Using Conventional and Innovative Methods. *Masonry International*, 21, 1: 14 str.

Cotič, P. 2010. Eksperimentalno podprta parametrična nelinearna seizmična analiza kamnite zidane stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, (P. Cotič): 117 str.

Curk, J., 1974. Zgodovinski razvoj opekarstva na slovenskih tleh. V: Blumenau, I. (ur.), *Priročnik o uporabi opeke*. Ljubljana, Biro gradbeništva Slovenije, Gradbeni center Slovenije: 9-25.

Čepon, F., 2004. Eksperimentalno določanje parametrov odziva zidov na vodoravno ciklično obtežbo. Diplomski naloga. Ljubljana (F. Čepon): 56 str.

Čadež, V., 1989. Tehnološki razvoj – gradbeništvo. V: *Enciklopedija Slovenije* 3, Eg-Hab. Ljubljana, Mladinska knjiga: 354-358.

da Porto, F., Valluzi, M.R., Modena, C. 2003a. Performance assesment of diferent consolidation techniques for multi-leaf stone masonry walls. V: *ICPCM – A New Era of Building*, Cairo, Egypt, Feb. 18–20, 2003. Cairo, ICPCM: 1–10.

da Porto, F., Valluzi, M.R., Modena, C. 2003b. Investigations for the knowledge of multi-leaf stone masonry walls. V: *Proceedings of the First International Congress on Construction History*. Madrid, Instituto Juan de Herrera, Escuela Técnica Superior de Arquitectura: 10 str.

Definition of Green Building, 2010. U.S. Environmental Protection Agency.

<http://www.epa.gov/greenbuilding/pubs/about.htm> (Pridobljeno 22.12.2010.)

Deu, Ž. 2004. Obnova stanovanjskih stavb na slovenskem podeželju. Ljubljana, Založba Kmečki glas: 277 str.

Drysdale R. G., Hamid A. A., Baker L. R. 1994. *Masonry Structures – Behavior and Design*. New Jersey, Prentice Hall: 784 str.

Elert K., Rodriguez-Navarro C., Pardo E .S., Hansen E., Cazalla O. 2002. Lime Mortars for the Conservation of Historic Buildings. *Studies in Conservation*, 47, 1: 62–75.

EN 445. 1996. Grout for prestressing tendons – Test methods: 12 str.

EN 446. 1996. Grout for prestressing tendons – Grouting procedures: 8 str.

EN 447. 1996. Grout for prestressing tendons – Specification for common grout: 5 str.

Faella, C., Martinelli, E., Nigro, E., Paciello, S. 2010. Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign. *Construction and Building Materials*, 24, 1: str. 84–93.

Fagerlund, G. 1997. Internal frost attack – State of the art. V: Setzer M.J. (ur.), Auberg R. (ur.), *Proceedings of RILEM Workshop Resistance of concrete to freezing and thawing with or without de-icing chemicals*. London, RILEM: 321–338.

Ferjan, M., 1989. Gradbeni Material. V: *Enciklopedija Slovenije* 3, Eg-Hab. Ljubljana, Mladinska knjiga: 352-353.

Fister, P., 1986. Umetnost stavbarstva na slovenskem. Ljubljana, Cankarjeva založba: 439 str.

Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., Resemini, S. 2004. Non-linear seismic analysis of masonry structures. V: *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1–6, 2004, Paper No. 843: 15 str.

Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A. 2006. On the use of pushover analysis for existing masonry buildings. V: *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3–8 September 2006, Paper No. 1080: 10 str.

Goodwin, J. F., West, H. M. H. 1980. A Review of the Literature on Brick/Mortar Bond. The British Ceramic Research Association, Technical Note 308: 23–37.

Gostič, S. 2003. Študija učinkovitosti naprednih metod za sanacijo zidanih stavb. GI-ZRMK, Ljubljana, Raziskovalni projekt MŠZŠ Z2–3411: 129 str.

Graubohm, M., Brameshuber, W. 2009. Rehabilitation of Masonry constructions temporarily submerged by Water-influence of Water on the properties of Masonry and Facings, Drying Methods and their Effect. V: *11th Canadian Masonry Symposium*, Toronto, Ontario, May 31–June 3: 10 str.

Griffin, I. 2004. Pozzolanas as Additives for Grouts: An investigation of their working properties and performance characteristics. *Studies in Conservation*, 49, 1: 23–34.

Groot, C. J. 1993. Effects of Water on Mortar-Brick Bond. Doktorska disertacija. Delft, Delft University of Technology (C.J. Groot): 187 str.

Groot C., Gunneweg J. 2008. Materials considerations regarding rain penetration in historic fired clay brick masonry. V: Historical Mortars Conference HMC 08 – 1st Historical mortars conference. Lisbon, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil: 10 str.

Grunthal, G. 1998. European Macroseismic Scale 1998: EMS-98. Luxemburg, European Seismological Commission: 101 str.

Gumaste, K. S., Nanjunda Rao, K. S., Venkatarama Reddy, B. V., Jagadish. K.S. 2007. Strength and elasticity of brick masonry prisms and wallettes under compression. *Materials and Structures*, 40, 2: 241–253.

Hewlett, P.C.. 2004. *Lea's Chemistry of Cement and Concrete*, Fourth Edition. Oxford Butterworth-Heinemann: 1057 str.

Hilsdorf, H. K., Kropp, J., Günter, M. 1984. Carbonation, Pore structure and Durability. V: *Proceedings of the RILEM Seminar on the Durability of Concrete Structures under normal outdoor Exposure*. Hannover, Institut für Baustoffkunde und Material prüfung der Universität: 182–196.

Identification of Strengthening Strategies. 2006. University of Minho, Portugal, Technical University of Catalonia, Spain, Central building research institute, India, University of Padua: 105 str. <http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications> (Pridobljeno 5. 9. 2008.)

Janežič I., Baumgartner M., Kos J., Bergant M. 1998. Tehnične informacije o pomembnejših konstrukcijskih posegih za sanacijo pri potresu poškodovanih zidanih stavb. Ljubljana, Tehnološki center ZRMK: 18 str.

<http://www.gi-zrmk.si/images/TC/3%20članek.pdf> (Pridobljeno 14.07.2010.)

JUS B. C1. 018. 1959. Pucolani – Kvalitet i ispitivanje. Beograd, Savezna komisija za standardizaciju: 8 str.

JUS B. C8. 029. 1979. Skupljanje cementnog maltera usled sušenja. Beograd, Savezna komisija za standardizaciju: 7 str.

JUS B. D8. 011. 1987. Metode ispitivanja opeka, blokova i ploča od gline. Beograd, Savezna komisija za standardizaciju: 7 str.

Kajfež-Bogataj, L., Bergant K. 2005. Kakšno bo podnebje v Sloveniji v tem stoletju? *UJMA*, št. 19: 218–223.

Kalagri, A., Miltiadou, A., Vintzileou, E. 2007. Design and evaluation of hydraulic lime grouts for the strengthening of stone masonry historic structure. V: International Symposium: Studies on Historical Heritage, Antalya, Turkey, September 17–21, 2007. Istanbul, Yildiz Technical University, Research Center for Preservation of Historical Heritage: 371–378.

Kavčič, M. 2004. Oblikovanje arhitekturnih zunanjščin v tehnologiji apna. Seminarska naloga pri predmetu Elementi oblikovanja. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo: 27 str.

Kavčič, M. 2006. Kako ohranjati avtentične fasade? Gradbenik, sept. 2006, priloga Barve & fasade:18–20.

Kavčič, M. 2007. Konserviranje – restavriranje ometov po načelu minimalnega poseganja. Varstvo spomenikov, št. 42–43: 246–264.

Kokko, P., Pentti, M. 2005. A new freeze – thaw test method for Mortars used in Nordic Climates. V: International RILEM Workshop on Repair Mortars for Historic Masonry, Delft, The Netherlands, 26th – 28th January 2005: 187–195.

Komelj, I. 1989. Gotika – arhitektura. V: Enciklopedija Slovenije 3, Eg-Hab. Ljubljana, Mladinska knjiga: 318-325.

Krakovska listina (angl. *The Charter of Krakow*), 2000. ICOMOS – International Council on Monuments and Sites: 1–5.

<http://lecce-workshop.unile.it/Downloads/The%20Charter%20of%20Krakow%202000.pdf>
(Pridobljeno 15.3.2009.)

Kramar, S., Mirtič, B. 2009. Karakterizacija historičnih ometov kot del konservatorsko – restavratorskih posegov in arheoloških poizkopavalnih analiz. Materials and Geoenvironment, 56, 4, 501-519.

Krečič, P. 1989. Funkcionalizem. V: Enciklopedija Slovenije 3, Eg-Hab. Ljubljana, Mladinska knjiga: 160-161.

Kržan, M., Bosiljkov, V., Žarnić, R. 2010. Primerjava potresne odpornosti z upoštevanjem etažnega in celovitega odziva nearmirane zidane stavbe V: Lopatič, J. (ur.), Markelj, V. (ur.), Saje, F. (ur.). 32. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 7–8 oktober 2010. Ljubljana, Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev: 257–266.

Kurent, T., 1987. Merski sistemi v arhitekturi na slovenskem. V: Mejač, A. (ur.), Zbornik za zgodovino naravoslovja in tehnike, Zvezek 9. Ljubljana, Slovenska Matica: 39-65.

Lawrence, S. J., Cao, H. T. 1987. An experimental study of the interface between brick and mortar. V: Proceedings of 4th North American Masonry Conference. Boulder, Colorado, Masonry Society: 1–14.

Lawrence, S. J., Samarasinghe, W. 1998. A New Method for Assessing the Service Life of Masonry Mortars. V: Second International RILEM/CSIRO/ACRA Conference, Melbourne: 481–488.

Lourenço, P.B., Marques, R. 1998. Benchmarking of commercial software for the seismic assessment of masonry buildings. V: International Seminar on Seismic Risk and Rehabilitation of Stone Masonry Housing. Azores, University of Minho, Department of civil engineering, Guimarães: 12 str.

http://reabilitar2010.inec.pt/pdf/curso/Marques_Lourenco_2008.pdf (Pridobljeno 29.7.2010.)

Lourenço, P. B., Barros, J. O., Oliveira, J. T. 2004. Shear testing of stack bonded masonry. Construction and Building Materials, 18, 2: 125–132.

Lubelli, B. A. 2006. Sodium chloride damage to porous building materials. Doktorska disertacija. Delft, Technische Universiteit Delft (B. A. Lubelli): 174 str.

Maultzsch, M., 2000. Preskušanje obstojnosti betonov. V: Zajc, A. (ur.), 7. Slovenski kolokvij o betonih – Optimizacija kakovosti betona. Ljubljana, IRMA-Inštitut za raziskavo materialov in aplikacije: 53–57.

Maurenbrecher, A. H. P., Trischuk, K., Rousseau, M. Z., Subercaseaux, M. I. 2007. Key Considerations for Repointing Mortars for the Conservation of Older Masonry. Ottawa, National Research Council Canada, Institute for Research in Construction: 21 str.

<http://irc.nrc-cnrc.gc.ca> (Pridobljeno 15. 12. 2010.)

Mc Nary, W. S., Abrams, D. P. 1985. Mechanics of Masonry in Compression. Journal of Structural Engineering, 111, 4: 857–870.

Močni potresi v preteklosti, 2010. Ljubljana, Agencija Republike Slovenije za Okolje: 20 str.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20aktivnost/Mo%c4%8dni_potresi_v_preteklosti.pdf (pridobljeno 5.2.2010.)

- Moehle, J. 2001. Lecture in PEER annual meeting, Oakland, USA, January 25–26: 12 str.
- Moorehead, D .R. 1986. Cementation by the carbonation of hydrated lime. *Cement and Concrete Research*, 16, 5: 700–708.
- Mortars in Historic Buildings, 2003. Edinburgh, Scotland, Historic Scotland, Technical Conservation, Research and Education Division: 79 str.
- Miltiadou-Fezans, A., Vintzileou, E., Papadopoulou, E., Kalagri A. 2006. Mechanical Properties of Three-Leaf Stone Masonry after Grouting. V: *Structural analysis of Historical Constructions*, New Delhi, India: 791-798.
- Naglič, A. 2011. Seizmična analiza sakralnih objektov. Diplomaska naloga. Ljubljana, (A. Naglič): 146 str.
- Oliveira, D. V., Lourenço, P. B., Garbin, E., Valluzzi, M. R., Modena, C. 2006. Experimental Investigation on the Structural Behaviour and Strengthening of Three-Leaf Stone Masonry Walls. V: *Structural Analysis of Historical Constructions*, New Delhi, India: 817–826.
- ONSITEFORMASONRY. 2004a. Deliverable D11.1, Technical guidelines for an appropriate use of the suggested equipment, Radar, EVK4-2001-00091: 19 str.
- ONSITEFORMASONRY. 2004b. Deliverable D11.1, Technical guidelines for an appropriate use of the suggested equipment, Sonic pulse velocity test, EVK4-2001-00091: 21 str.
- O.P.C.M. 3274. 2003. Italian seismic code, OPCM 3274, annex 2: 47 str.
- Our Common Future. 1987. WCED – World Commission on Environment and Development. The Brundtland Commission Report, Oxford University Press, Oxford: 300 str.
<http://upload.wikimedia.org/wikisource/en/d/d7/Our-common-future.pdf>
(Pridobljeno 21. 9. 2011.)
- Penazzi, D., Valluzzi, M.R., Saisi, A., Binda, L., Modena C. 2001. Repair and strengthening of historic masonry buildings in seismic areas. V: *International Congress More than Two Thousand Years in the History of Architecture Safeguarding the Structure of our Architectural Heritage*. Betlehem, Palestine: 1–6.
- Powers, T. C. 1945. A working hypothesis for further studies of frost resistance. *Journal of the American Concrete Institute*, 16, 4: 245–272.

Powers, T. C., Helmuth, R. A. 1953. Theory of volume changes in hardened Portland – cement paste during freezing. Highway Research Board Proceedings, 32, 46: 285–297.

Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih. UL SRFJ št. 31, 1981: 31 str.

Prelovšek, D. 1972. Ljubljanska cukrarna: zgodovina stavbe in njena umetnostnozgodovinska ocena. Kronika – časopis za slovensko krajevno zgodovino, 20, 1: 17–26.

Prelovšek, D. 1987. Barok – arhitektura. V: Enciklopedija Slovenije 1, A-Ca. Ljubljana, Mladinska knjiga: 188–192.

Prelovšek, D. 1990. Historizem – arhitektura. V: Enciklopedija Slovenije 4, Hac-Kare. Ljubljana, Mladinska knjiga: 25–28.

Prelovšek, D. 1991. Klasicizem – arhitektura. V: Enciklopedija Slovenije 5, Kari-Krei. Ljubljana, Mladinska knjiga: 85–86.

Prelovšek, D. 1997. Secesija, Arhitektura. V: Enciklopedija Slovenije 11, Savs-Slovenska m. Ljubljana, Mladinska knjiga: 21–23.

Preparation and use of Lime Mortars. 2003. Edinburgh, Scotland, Historic Scotland, Technical Conservation, Research and Education Division: 76 str.

Price, C. A. 1996. Stone conservation: An overview of current research. Santa Monica, California, Getty Conservation Institute: 7–9.

Proenca, J., Gago, A. S., Cardoso, J., Coias, V., Paula, R. 2010. Development of an innovative seismic strengthening technique for traditional load-bearing masonry walls. Bulletin of Earthquake Engineering. Online First, DOI 10.1007/s10518-010-9210-x: 21 str.

PSIST prEN 1015-8:2001. Metode preskušanja zidarske malte – 8. del: Določanje zadrževanja vode sveže malte: 8 str.

Renesansa – arhitektura. 1996. V: Enciklopedija Slovenije 10, Pt-Savn. Ljubljana, Mladinska knjiga: 168–169.

RILEM TC 177-MDT. 2004. RILEM Recommendation MDT. D.5-In-situ stress-strain behaviour test based on the flat jack. Materials and Structures, 37, 7: 497–501.

RILEM TC 127-MS. 1996. RILEM Recommendation MS-D.6-In situ measurement of masonry bed joint shear strength. *Materials and Structures*, 29, 8: 470–475.

Sarangapani, G., Venkatarama Reddy, B. V., Jagadish, K. S. 2005. Brick-Mortar Bond and Masonry Compressive Strength. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 17, 2: 229–237.

Sarkar, S. L., Chandra, S., Rodhe, M. 1992. Microstructural investigation of natural deterioration of building materials in Gothenburg, Sweden. *Materials and Structures*, 25, 7: 429–435.

Schickert, G. 1981. Formfaktoren der Betondruckfestigkeit. *Die Bautechnik*, 58, 2: 52–57.

Sedej, I. 1992. Ljudska arhitektura. V: *Enciklopedija Slovenije* 6, Krek-Marij. Ljubljana, Mladinska knjiga: 267-274.

Sheppard, P. 1985. In-situ test of the shear strength and deformability of an 18th century stone-and-brick masonry wall. V: *Proceedings of the 7th international brick masonry conference*, Melbourne, Australia, 17–20, February 1985: 7th IBMaC. Melbourne, Brick Development Research Institute, University of Melbourne: 149–160.

Sheppard, P., Tomažević, M. 1986. In-situ ispitivanja zidova i seizmička otpornost zidanih zgrada u starim gradskim jezgrima. V: *Simpozijum o istraživanjima i primeni savremenih dostignuća u našem gradjevinarstvu u oblasti materijala i konstrukcija*, XVIII kongres – Portorož 8–10, oktobar 1986. Beograd, Jugoslovensko društvo za ispitivanje i istraživanje materijala i konstrukcija: 205–215.

SIST EN 196-2:2005 – Metode preskušanja cementa – 2. del: Kemijska analiza cementa: 50 str.

SIST EN 197-1:2002 – Cement – 1.del: Sestava, zahteve in merila skladnosti za običajne cemente: 24 str.

SIST EN 772-1:2002 – Metode preskušanja zidakov – 1.del: Določanje tlačne trdnosti: 11 str.

SIST EN 772-11:2000 – Metode preskušanja zidakov – 11. del: Ugotavljanje kapilarnega vpijanja vode betonskih zidakov ter zidakov iz umetnega in naravnega kamna in začetna stopnja vpijanja vode opečnih zidakov: 8 str.

SIST EN 772-16:2002 – Metode preskušanja zidakov – 16. del: Določevanje mer: 8 str.

SIST-TS CEN/TS 722-22:2006 – Metode preskušanja zidakov – 22. del: Ugotavljanje odpornosti proti zmrzovanju/tajanju opečnih zidakov: 17 str.

SIST EN 933-1:1999 – Preskusi geometričnih lastnosti agregatov – 1. del: Določevanje zrnivosti – Metoda sejanja: 12 str.

SIST EN 1015-3:2001 – Metode preskušanja zidarskih malt – 3 del: Določevanje konsistence sveže malte (s stresalno mizo): 10 str.

SIST EN 1015-6:1999 – Metode preskušanja zidarskih malt – 6. del: Ugotavljanje prostorninske mase sveže malte: 9 str.

SIST EN 1015-7:1999 – Metode preskušanja zidarskih malt – 7. del: Določevanje zraka v sveži malti: 10 str.

SIST EN 1015-10:2001 – Metode preskušanja zidarskih malt – 10. del: Določevanje suhe prostorninske mase strjene malte: 7 str.

SIST EN 1015-11:2001 – Metode preskušanja zidarskih malt – 11. del: Določevanje upogibne in tlačne trdnosti strjene malte: 12 str.

SIST EN 1015-12:2001 – Metode preskušanja zidarske malte – 12. del: Določevanje sprijemne trdnosti strjenih ometov na podlage: 10 str.

SIST EN 1015-18:2004 – Metode preskušanja zidarskih malt – 18. del: Določevanje koeficienta kapilarnega vpijanja strjene malte: 8 str.

SIST EN 1052-1:1999 – Metode preskušanja za zidovje – 1. del: Ugotavljanje tlačne trdnosti: 13 str.

SIST EN 1052-3:2004 – Metode preskušanja zidovine – 3. del: Ugotavljanje začetne strižne trdnosti: 14 str.

SIST EN 1097-5:2000 – Preskusi mehanskih in fizikalnih lastnosti agregatov – 5. del: Določevanje vode s sušenjem v prezračevanem sušilniku: 11 str.

SIST EN 1097-6:2002 – Preskusi mehanskih in fizikalnih lastnosti agregatov – 6. del: Določevanje prostorninske mase zrn in vpijanja vode: 28 str.

SIST EN 1996-1-1: 2006, Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje: 123 str.

SIST EN 1998-1:2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del:
Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe: 229 str.

SIST EN 1998-3: 2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del:
Ocena in prenova stavb: 89 str.

SIST EN 12390-3:2002 – Preskušanje strjenega betona – 3. del: Tlačna trdnost preskušancev:
15 str.

SIST EN 12390-6:2001 – Preskušanje strjenega betona – 6. del: Cepilna natezna trdnost
strjenega betona: 10 str.

SIST EN 13187:2000 – Toplotne začilnosti stavb – Kvalitativno zaznavanje toplotnih
nepravilnosti v ovoju zgradbe – Infrardeča metoda: 18 str.

SIST EN 14146:2004 – Preskušanje naravnega kamna – Ugotavljanje dinamičnega modula
elastičnosti (z meritvijo osnovne resonančne frekvence): 15 str.

SIST EN 14579:2004 – Preskušanje naravnega kamna – Ugotavljanje hitrosti širjenja zvoka:
12 str.

Structural Analysis of Existing Structures. 2009. Advanced Masters in Structural Analysis of
Monuments and Historical Constructions. Guimares, University of Minho.

<http://www.msc-sahc.org> (Pridobljeno 12.5.2009.)

Stupart, A. W. 1989. A Survey of Literature Relating to Frost Damage in Bricks. *Masonry
International*, 3, 2: 42–50.

Skalny, J. 1989. *Materials science of concrete I*. Westerville, The American Ceramic Society:
332 str.

Telford, T. 1992. *Durable concrete structures*. London, CEB Information Bulletin No. 183,
Comite Euro-International du Beton: 112 str.

Testone, T., Sugo H. O., Page A. W., Lawrence S. J. 2004. A Study of Mortar Durability
using the Scratch Test. V: 13th International Brick and Block Masonry Conference
Amsterdam, July 4–7, 2004: 10 str.

Tomažević, M., Weiss, P., Velechovsky, T., Apih, V. 1989. Študija možnosti injektiranja kamnitih zidov: poročilo Raziskovalni skupnosti Slovenije, PORS 06. Ljubljana, Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij: 75 str.

Tomažević, M., Apih, V. 1993. Ojačevanje kamnitega zidovja z zidovju prijaznim injektiranjem. Informacije ZRMK Ljubljana, 306 in 307, XXXIV, 1–2 in 3–4–5: 12 str.

Tomažević, M. 1999. Earthquake-resistant design of masonry buildings, (Series on innovation in structures and construction, Vol. 1). London, Imperial College Press: 268 str.

Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.

Tomažević, M. 2011. Seismic resistance of masonry buildings in historic urban and rural nuclei: lessons learned in Slovenia. *International Journal of Architectural Heritage*, 5, 4–5: 436–465.

Toumbakari, E. E. 2002. Lime-pozzolan-cement grouts and their structural effects on composite masonry walls. Doktorska disertacija. Leuven, Katholieke Univ. Leuven (E. E. Toumbakari): 364 str.

Toumbakari, E. E., Van Gemert, D., Tassios, T. P., Vintzileu, E. 2005. Experimental investigation and analytical modeling of the effect of injection grouts on the structural behaviour of three-leaf masonry walls. V: *Structural analysis of Historical Constructions*. London, Taylor & Francis Group: 707–717.

Turk, S., 1981. Masivne in lesene konstrukcije na slovenskem. V: Dominko, F. (ur.), *Zbornik za zgodovino naravoslovja in tehnike*, Zvezek 5 in 6. Ljubljana, Slovenska Matica: 253–265.

Turnšek, V., Čačovič, F. 1971. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. V: *Proceedings of the 2nd International Brick-Masonry Conference*. Stoke-on-Trent, Velika Britanija: 149–156.

Uranjek, M. 2008. Problematika injektiranja zidov objektov kulturne dediščine. Magistrsko delo. Ljubljana, (M. Uranjek): 146 str.

Uranjek, M., Žarnić, R., Bokan-Bosiljkov, V., Bosiljkov, V. 2010. Problems related to grout injection of heritage buildings walls. V: *8th International Masonry Conference*. Dresden, International Masonry Society: 10 str.

Uranjek, M., Bosiljkov, V., Žarnić, R., Bokan-Bosiljkov, V. 2011. Lime Based Grouts for Strengthening of Historical Masonry Buildings in Slovenia. Pripravljeno za objavo V: RILEM, "Historic Mortars: Characterization, Assessment, Conservation and Repair", Prague: 15 str.

Valluzzi, M. R., Binda, L., Modena, C. 2002. Experimental and analytical studies for the choice of repair techniques applied to historic buildings. *Materials and Structures*, 35, 5: 285–292.

Valluzzi, M. R., da Porto F., Modena, C. 2004. Behavior and modeling of strengthened three-leaf masonry walls. *Materials and Structures*, 37, 3: 184–192.

Valluzzi, M. R. 2007. On the vulnerability of historical masonry structures: analysis and mitigation. *Materials and Structures*, 40, 7: 723–743.

Valluzzi, M. R. 2009. Requirements for the choice of mortar and grouts for consolidation of three-leaf stone masonry walls. V: Pro067 of International RILEM Workshop on Repairs Mortars for Historic Masonry. Delft, RILEM: 382–397.

Van Balen, K., Van Gemert, D. 1994. Modelling lime mortar carbonation. *Materials and Structures*, 27, 7: 393–398.

Van Gemert, D., Van Rickstal, F., Ignoul, S., Toumbakari, E., Van Balen, K., 2011. Structural consolidation and strengthening of masonry: historical overview and evolution: 15 str. (<http://www.docstoc.com/docs/3868300/structural-consolidation-and-strengthening-of-masonry-historical-overview-and-evolution> (Pridobljeno 30.9.2011.))

Vasconcelos, G., Lourenço P. B. 2005. Evaluation of the in-plane performance of stone masonry walls. V: 5th International Conference AMCM 2005. Gliwice-Ustron, Poland: 8 str.

Vasconcelos, G., Lourenço, P. B. 2009a. In-plane experimental behavior of stone masonry walls under cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, 135, 10: 1269–1277.

Vasconcelos, G., Lourenço, P. B. 2009b. Experimental characterization of stone masonry in shear and compression. *Construction and Building Materials*, 23, 11: 3337–3345.

Veiga, M. R., Magalhães, A. C., Bokan-Bosiljkov, V. 2004. Capillarity tests on historic mortar samples extracted from site: Methodology and compared results. V: Proc. of 13th International Brick and Block Masonry Conference. Amsterdam, Netherlands: 10 str.

Veiga, R., Carvalho, F. 2010. Some Performance Characteristics of Lime Mortars for Rendering and Repointing Ancient Buildings. British Masonry Society: 4 str. www.masonry.org.uk (Pridobljeno 12. 12. 2010.)

Verhoef, L. G. W. 2000. Introduction on Brickwork. V: Proceedings of the International Workshop on Urban Heritage and Building Maintenance: Maintenance and Strengthening of Materials and Structures: Brick and Brickwork. Freiburg, Germany, Aedificatio Publishers: 6 str.

Vindišar, G. 2004. Primerjalna analiza eksperimentalnih metod za zaznavanje vlage v zidanih zgradbah. Magistrska naloga. Ljubljana, (G. Vindišar): 173 str.

Vintzileou, N. E. 2006a. Grouting of Three-Leaf Stone Masonry: Types of Grouts, Mechanical Properties of Masonry before and after grouting. Structural analysis of Historical Constructions. New Delhi, India: 41–58.

Vintzileou, N. E., 2006b. Grouting of three-leaf masonry: experimental results and prediction of mechanical properties: 20 str.

<http://www.4emme.it> (Pridobljeno 15. 08. 2008.)

Vintzileou, N. E., Miltiadou-Fezans, A. 2008. Mechanical properties of three-leaf stone masonry grouted with ternary or hydraulic lime-based grouts. Engineering Structures, 30, 8: 2265–2276

Vintzileou E., Tassios T.P., 1995. Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grouts. Journal of Structural Engineering, 121, 5: 848-856.

Virgalitte, S. J., Luther, M. D., Rose, J. H., Mather, B. 1995. Ground Granulated Blast Furnace slag as a cementitious constituent in Concrete. American Concrete Institute ACI Report 233R-95: 18 str.

<http://www.bpesol.com> (Pridobljeno 6. 4. 2011.)

Vitruvius, P. M. 1960. The ten books on architecture. New York, Dover Publications: 331 str.

Von Konow, T. 2008. Design of non-hydraulic and hydraulic lime mortars appropriate for restoration in the Nordic Climate. V: Historical Mortars Conference HMC 08 – 1st Historical mortars conference. Lisbon, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil: 21 str.

Walker, R., Pavia, S. 2010. Behaviour and properties of lime-pozzolan pastes. V: 8th International Masonry Conference. Dresden, International Masonry Society: 353–362.

Wikipedia: The Free Encyclopedia, 2011.

<http://en.wikipedia.org> (Pridobljeno 5. 6. 2011.)

Zadnikar, M. 1969. Stiški samostan. V: Kulturni in naravni spomeniki Slovenije, 18. Ljubljana, Zavod za spomeniško varstvo SR Slovenije: 30 str.

Zalar, V. 2009. Mineraloška karakterizacija rimskodobnih ometov iz Mošenj in Ljubljane. Diplomaska naloga. Ljubljana, (V. Zalar): 152 str.

Zgodovina poplav, 2009. Uprava Republike Slovenije za zaščito in reševanje. <http://www.sos112.si> (Pridobljeno 5.9.2009.)

ZGO-1B, 2007. Zakon o spremembah in dopolnitvah zakona o graditvi objektov. UL RS, št. 126, 31.12.2007: str. 18714.

Zimmermann, T., Strauss, A., 2011. Variation of shear strength of masonry with different mortar properties. V: Schultz, A. (ur.), Proceedings of the 11th North American Masonry Conference, 5-8.6.2011. Minneapolis, Amerika: 14 str.

ZVKD-1, 2008. Zakon o varstvu kulturne dediščine. UL RS št. 16/2008: 1121–1145.

Žarnić, R. 2005. Lastnosti gradiv. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za preskušanje materialov in konstrukcij: 350 str.