

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni študij gradbeništva,
Konstrukcijska smer

Kandidatka:

Patricia Cotič

**EKSPERIMENTALNO PODPRTA
PARAMETRIČNA NELINEARNA
SEIZMIČNA ANALIZA KAMNITE ZIDANE
STAVBE**

Diplomska naloga št.: 3124

Mentor:

doc. dr. Vlatko Bosiljkov

Somentor:

izr. prof. dr. Zvonko Jagličić, Meta Kržan

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

Skladno s 27. členom Pravilnika o diplomskem delu UL Fakultete za gradbeništvo in geodezijo,

Podpisana **PATRICIA COTIČ** izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:
**»EKSPERIMENTALNO PODPRTA PARAMETRIČNA NELINEARNA SEIZMIČNA
ANALIZA KAMNITE ZIDANE STAVBE«.**

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Noben del tega zaključnega dela ni bil uporabljen za pridobitev naziva ali druge strokovne kvalifikacije na tej ali na drugi univerzi ali izobraževalni inštituciji.

Ljubljana, 31. avgust 2010

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7:699.841(043.2)
Avtor:	Patricia Cotič
Mentor:	doc. dr. Vlatko Bosiljkov
Naslov:	Eksperimentalno podprta parametrična nelinearna seizmična analiza kamnite zidane stavbe
Obseg in oprema:	118 str., 14 pregl., 5 graf., 76 sl., 64 en.
Ključne besede:	obstoječe zidane stavbe, nearmirano zidovje, metode preskušanja konstrukcij, potresna odpornost, nelinearna statična analiza, porušni mehanizmi

Izvleček

V diplomski nalogi je bila narejena parametrična nelinearna seizmična analiza kamnite zidane stavbe v Čezsoči. V prvem delu naloge je opravljen pregled metod preskušanja, ki so osnova za projektiranje obstoječih stavb, saj je od njih odvisna raven poznavanja konstrukcije. Poudarek je na neporušnih metodah, ki so izmed vseh metod najbolj zaželeni in obenem zaradi nenehnega razvoja tehnike predstavljajo hitro razvijajoče se in obetavno področje. V nadaljevanju je opisan postopek preverjanja potresne odpornosti obstoječih zidanih stavb v skladu s sodobnimi standardi. Razloženi so različni mehanizmi porušitve strižno obremenjenih nearmiranih zidanih elementov. Po korakih je opisana poenostavljena N2 metoda. V praktičnem delu je predstavljena obravnavana stavba in rezultati opravljenih in-situ preiskav. Parametrično analizo smo naredili z dvema programskima paketoma (Sremb in 3Muri) za nelinearno seizmično analizo zidanih konstrukcij. Pri tem smo določali potresno odpornost v odvisnosti od parametra poznavanja konstrukcije, izbire ustreznega porušnega mehanizma, upoštevanja varnostnih faktorjev ter utrditve stavbe s postopkom injektiranja. Pokaže se, da s sistematičnim injektiranjem lahko dosežemo zahteve sodobnih standardov. Zaradi različnih predpostavk v obnašanju stavbe med potresom se rezultata potresne odpornosti, dobljena z različnima programskima paketoma, lahko močno razlikujeta. Razlike nastopijo tudi zaradi predpostavljenega porušnega mehanizma. Pokaže se, da je investiranje v predhodne preiskave smiselno, saj se lahko ob upoštevanju dejanskih materialnih karakteristik bistveno bolj približamo razpoložljivi potresni odpornosti konstrukcije.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.042.7:699.841(043.2)
Author: Patricia Cotič
Supervisor: Assist. Prof. Vlatko Bosiljkov
Title: Experimentally supported parametric non-linear seismic analysis of stone masonry building
Notes: 118 p., 14 tab., 5 gr., 76 fig., 64 eq.
Key words: existing masonry buildings, unreinforced masonry, investigative methods for buildings, seismic resistance, non-linear static analysis, failure mechanisms

Abstract

In the diploma, a parametric analysis of seismic resistance of a stone masonry building in Čezsoča was performed. The first part presents an overview of the testing methods being the basis for redesign of existing buildings since they define the depth of knowledge of the construction. The emphasis is on non-destructive testing, which is preferred due to its characteristics and continuous development in technology, presenting a quickly developing and promising area. Next, we described the process of assessment of seismic resistance of existing masonry buildings in accordance with contemporary standards. Different mechanisms of shear failure for unreinforced masonry walls are explained. The simplified N2 method is presented step by step. In the practical part of the thesis, the analyzed building and the results of in-situ testing are presented. The parametrical analysis was carried out using two programs (Sremb and 3Muri) for non-linear seismic analysis of masonry structures. We defined the seismic resistance in dependence of the parameter of knowledge of the construction, the choice of an appropriate failure mechanism, consideration of safety factors and strengthening the building with grout technique. The results of the analysis show that the requirements of contemporary standards can be fulfilled by systematic grouting. Due to different suppositions for the behaviour of the building under seismic loading, the results of seismic resistance achieved using the two programs differ significantly. The differences appear also due to the presumed failure mechanism. Investment in preliminary in-situ testing is valuable since it is possible to come much closer to the available seismic resistance while considering the actual material characteristics.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se zahvaljujem mentorju doc. dr. Vlatku Bosiljkovu ter somentorjema doc. dr. Zvonku Jagličiču in mladi raziskovalki Meti Kržan, ki so mi ves čas nastajanja naloge nudili strokovno pomoč.

Zahvalila bi se tudi Mojmirju Uranjeku, ki mi je pomagal pri pridobivanju potrebnega gradiva za obravnavano stavbo ter izr. prof. dr. Violeti Bokan-Bosiljkov za vse nasvete in podporo že ob začetku diplome.

Rada bi se zahvalila mojemu Jožetu, ki me je vseskozi tekom študija in pri pisanju diplome spodbujal in mi pomagal povsod, kjer je lahko.

Zahvaljujem se tudi sestri, staršema in prijateljem za takšno in drugačno podporo tako pri diplomi kot tudi pri celotnem študiju.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	PREGLED METOD PRESKUŠANJA ZIDANIH KONSTRUKCIJ	3
2.1	Porušne metode preskušanja (DT)	3
2.2	Delno porušne metode preskušanja (MDT)	5
2.2.1	Preskušanje z jeklenimi blazinami (angl. flat jack test)	5
2.2.2	Optična in digitalna endoskopija (angl. optical and digital endoscopy)	7
2.2.3	Metoda z vrtanjem lukenj (angl. hole drilling method).....	7
2.3	Neporušne metode preskušanja (NDT)	8
2.3.1	Elektromagnetne metode	9
2.3.1.1	Impulzni radar (angl. impulse radar)	9
2.3.1.2	Termografija (angl. thermography)	11
2.3.1.3	Detekcija kovin (angl. metal detection)	13
2.3.1.4	Prosto elektromagnetno sevanje (angl. free electro–magnetic radiation).....	15
2.3.1.5	Geoelektrična tomografija (angl. geoelectrical tomographies)	16
2.3.2	Jedrske metode.....	17
2.3.2.1	Radiografija (angl. radiography)	17
2.3.3	Akustične metode.....	19
2.3.3.1	Metoda z ultrazvokom (angl. ultrasonics).....	19
2.3.3.2	Metoda s kladivom (angl. pulse sonic test).....	20
2.3.3.3	Metoda z odmevom na udarec (angl. impact-echo method).....	22
2.3.4	Mikro-seizmične metode.....	23
2.3.4.1	Mikro-seizmično profiliranje s p in s-valovi (angl. micro-seismic profiles with p and s-wavs).....	24
2.3.4.2	Mikro-seizmična tomografija s p in s valovi (angl. micro-seismic tomographies with p and s wavs).....	25
2.3.4.3	TSS profiliranje (angl. TSS profiles).....	26

3	PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČIH ZIDANIH STAVB.....	27
3.1	Obnašanje zidanih stavb med potresi.....	27
3.2	Kriteriji za preverjanje potresne odpornosti obstoječih stavb.....	29
3.3	Ravni poznavanja konstrukcije	31
3.4	Mejne deformacije narmiranih zidov	32
3.5	Strižna odpornost narmiranega zidu zaradi striga za mejno stanje SD.....	32
3.6	Strižna odpornost narmiranega zidu zaradi upogiba za mejno stanje SD.....	34
3.7	Primerjava Evrokoda 8-3 z italijanskim pravilnikom OPCM 3274	35
4	POENOSTAVLJENA NELINEARNA ANALIZA KONSTRUKCIJ PRI POTRESNI OBTEŽBI (N2 METODA).....	38
4.1	Spektri v AD formatu	39
4.2	Nelinearna statična (pushover) analiza	41
4.3	Ekvivalenten model z eno prostosno stopnjo (SDOF sistem)	42
4.4	Potresne obremenitve SDOF sistema – določitev ciljnega pomika SDOF sistema	44
4.5	Globalne potresne obremenitve MDOF modela – določitev ciljnega pomika MDOF sistema.....	46
5	NELINEARNA SEIZMIČNA ANALIZA ZIDANIH STAVB S PROGRAMOMA SREMB IN 3MURI	47
5.1	Računalniški program Sremb.....	47
5.1.1	Predpostavke računa.....	47
5.1.2	Konstruiranje etažne histerezne ovojnice	48
5.1.2.1	Idealizirana histerezna ovojnica zidu	48
5.1.2.2	Etažna histerezna ovojnica	50
5.1.2.3	Idealizirana etažna histerezna ovojnica	51
5.1.3	Preverjanje potresne odpornosti	52
5.2	Računalniški program 3Muri.....	53

5.2.1	FME metoda.....	53
5.2.2	Nelinearna statična analiza.....	55
5.2.2.1	Podajanje vhodnih podatkov	55
5.2.2.2	Računska analiza	56
5.2.2.3	Kontrola rezultatov.....	58
5.2.3	Aplikacija N2 metode v nelinearni statični analizi pri programu 3Muri	58
6	PARAMETRIČNA ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI KAMNITE STAVBE.....	61
6.1	Zasnova konstrukcije.....	64
6.2	Material.....	68
6.3	Obtežba	69
6.3.1	Stalna obtežba:.....	69
6.3.2	Spremenljiva obtežba:	70
6.3.3	Potresna obtežba	70
6.4	Račun mas	71
6.5	Kombinacije vplivov za potresno projektno stanje	72
6.6	Analiza.....	72
6.6.1	Analiza s programom Sremb.....	72
6.6.1.1	Modeliranje konstrukcije	72
6.6.1.2	Nelinearna statična analiza.....	74
6.6.1.3	Primeri.....	75
6.6.2	Analiza s programom 3Muri	81
6.6.2.1	Modeliranje konstrukcije	81
6.6.2.2	Nelinearna statična analiza.....	83
6.6.2.3	Primeri.....	85
7	ZAKLJUČKI	110
8	VIRI IN LITERATURA	115

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Specifične teže uporabljenih material.....	68
Preglednica 2: Materialne karakteristike dobljene z in-situ preiskavami	68
Preglednica 3: Materialne karakteristike dobljene iz literature (Projektna dokumentacija tehnične pisarne v Bovcu).....	69
Preglednica 4: Lastna površinska obtežba stropnih plošč.....	69
Preglednica 5: Lastna obtežba strešne konstrukcije	70
Preglednica 6: Rezultati nelinearne statične analize za smer X in Y.....	77
Preglednica 7: Elementi, ki se porušijo zaradi strižnega mehanizma zaradi potresa v X in Y smeri.....	78
Preglednica 8: Rezultati nelinearne statične analize za smer X in Y	85
Preglednica 9: Primerjava togosti idealiziranih histereznihi ovojnic pri potresu v smeri Y ...	94
Preglednica 10: Rezultati nelinearne statične analize za smer X in Y.....	97
Preglednica 11: Rezultati nelinearne statične analize za obe smeri vzbujanja.....	102
Preglednica 12: Rezultati nelinearne statične analize za obe smeri vzbujanja za masno in modalno razporeditev obtežbe.....	105
Preglednica 13: Rezultati nelinearne statične analize za obe smeri vzbujanja brez in z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti	106
Preglednica 14: Rezultati nelinearne statične analize za obe smeri vzbujanja z upoštevanjem nerazpokanega in razpokanega prereza	108

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 1: Primerjava vrednosti SRC za smer X iz Sremba in 3Murija.....	89
Grafikon 2: Primerjava vrednosti SRC za smer Y iz Sremb-a in 3Murija	90
Grafikon 3: Primerjava duktilnosti μ za smer X iz Sremba in 3Murija.....	94
Grafikon 4: Primerjava duktilnosti za smer Y iz Sremba in 3Murija.....	95
Grafikon 5: Primerjava SRC vrednosti za vse obravnavane podprimere	98

KAZALO SLIK

Slika 1: In-situ strižna preiskava zidu z označenimi lokacijami merilnih mest (Uranjek, 2008).....	4
Slika 2: Jeklne blazine so pravokotne in krožne oblike (Hose in Gosain).....	5
Slika 3: Priprava utora in preiskava z enojno jeklno blazino (Deliverable D11.3, 2004).....	6
Slika 4: Preiskava z dvojno jeklno balzino (Deliverable D11.3, 2004).....	6
Slika 5: a) Endoskopska cev iz optičnih vlaken, b) zajeta slika med presikavo (Deliverable D11.3, 2004).....	7
Slika 6: a) Shema razporeditve merilnih lističev okoli izvrtane luknje, b) prikaz meritve (Deliverable D11.3, 2004).....	8
Slika 7: Spekter elektromagnetnega valovanja (Janez Strnad, 2004).....	9
Slika 8: Merilna oprema za preiskavo z radarjem (Lubetsky, 2003).....	11
Slika 9: a) Termokamera, b) primer termografske slike (ESM, 2010).....	13
Slika 10: Detektor kovin (Himfr, 2010).....	15
Slika 11: a) Način postavitve elektrod na preiskovano površino zidu, b) primer psevdoprezeza (Deliverable D11.3, 2004).....	17
Slika 12: a) Merilna oprema za radiografijo, b) primer radiografske slike (Diversified NDT, 2010).....	19
Slika 13: Opravljanje meritve ultrazvoka (Deliverable D11.3, 2004).....	20
Slika 14: Merilna oprema za opravljanje meritev s kladivom (Deliverable D11.3, 2004).....	22
Slika 15: Merilna oprema za opravljanje metode z odmevom na udarec (Impact-Echo Instruments, 2010).....	23
Slika 16: a) Shematičen prikaz postavitve oddajnikov (S1 in S2) in sprejemnikov (Ri) na preiskovani zid pri mikro-seizmičnem profiliranju (Marchisio in sod., 2003), b) prikaz preiskave (Deliverable D11.3, 2004).....	24
Slika 17: a) Shematičen prikaz postavitve oddajnikov (Si) in sprejemnikov (Ri) na preiskovani zid pri mikro-seizmični tomografiji (Marchisio in sod., 2003), b) prikaz preiskave (Deliverable D11.3, 2004).....	25

Slika 18: a) Postavitev oddajnikov (S_i) in sprejemnikov (R_i) na preiskovani zid pri TSS profiliranju (Marchisio in sod., 2003), b) prikaz preiskave (Deliverable D11.3, 2004).....	26
Slika 19: a) Tipični mehanizmi porušitve zidu pri potresni obtežbi in b) ovojnica strižnega obnašanja zidovja v odvisnosti od nivoja tlačnih obremenitev	29
Slika 20: Mejna stanja označena na idealiziranem elasto-plastičnem diagramu sila-pomik SDOF sistema (Fajfar, 2009).....	30
Slika 21: Elastični spekter odziva v AD formatu za tla tipa B (Fajfar, 2002).....	39
Slika 22: Elastični in neelastični spektri za konstantne duktilnosti v AD formatu (Fajfar, 2002).....	40
Slika 23: Pomik na vrhu d_n pod vplivom vodoravne obtežbe (Fajfar, 2002).....	42
Slika 24: Dejanski in idealizirani diagram sila-pomik SDOF sistema (SIST EN 1998-1: 2005)	43
Slika 25: Elastični in neelastični spekter ter diagram kapacitete za območje kratkih nihajnih časov (Fajfar, 2002).....	45
Slika 26: Elastični in neelastični spekter ter diagram kapacitete za območje srednjih in dolgih nihajnih časov (Fajfar, 2002)	46
Slika 27: Konstrukcija ovojnice odpornosti etaže (po Tomaževiču, 2009)	50
Slika 28: Preverjanje potresne odpornosti na podlagi izračunane krivulje odpornosti zidane stavbe (po Tomaževiču, 2009).....	53
Slika 29: Stena, modelirana z mrežo makroelementov in ekvivalentni okvir (S.T.A DATA) 54	
Slika 30: Generiranje pushover krivulje z vodenjem kontrolnega pomika, ki se na konstrukcijo nanaša po enakih prirastkih; prikazan je primer modalne razporeditve vodoravnih sil (S.T.A. DATA, 2009).....	57
Slika 31: Barvna legenda poškodovanosti za zidovje (S.T.A. DATA, 2009).....	57
Slika 32: Razporeditve vodoravne obtežbe na konstrukcijo ter pushover krivulja (S.T.A. DATA, 2009)	58
Slika 33: Transformacija pushover krivulje MDOF sistema v SDOF sistem (S.T.A. DATA, 2009).....	59
Slika 34: a) Obravnavana zidana stavba (severna stran), b) postopek injektiranja zidu.....	61

Slika 35: Situacija obravnavane hiše z označenimi pozicijami analiziranih zidov (Uranjek, 2008)	62
Slika 36: Meritev s kladivom; a) ustvarjanje impulzov z instrumentalnim kladivcem in b) registriranje signala s sprejemnikom	62
Slika 37: Georadarski profil zidu na višini 160 cm pred injektiranjem. Modre in vijolične lise kažejo na veliko prisotnost votlin (Uranjek, 2008)	63
Slika 38: a) Digitalni in b) termografski posnetek zidu po injektiranju z označenimi višinami georadarskih profilov. Iz površinskih temperatur je razvidno območje večje količine vtisnjene injekcijske mešanice, kar potrjuje rezultate georadarja (Uranjek, 2008).....	63
Slika 39: a) Priprava utorov za namestitev jeklenih blazin, b) opravljanje meritev.....	64
Slika 40: In-situ strižna preiskava zidu 1, b) vnašanje sile s hidravličnim batom na zid 4	64
Slika 41: Tloris pritličja	66
Slika 42: Tloris nadstropja	66
Slika 43: Prerez A-A.....	67
Slika 44: Pogled na južno fasado.....	67
Slika 45: Definiranje višin zidov (Marques in Lourenço, 1998).....	73
Slika 46: Začetno stanje, iz katerega je razvidna geometrija nosilnih zidov kritične etaže ter njihova zaporedna številka	73
Slika 47: Etažna histerezna ovojnica za smer X (primer neinjektirano in-situ).....	75
Slika 48: Etažna histerezna ovojnica za smer Y (primer neinjektirano in-situ).....	76
Slika 49: Etažna histerezna ovojnica za smer X (primer injektiranja s cementno inj. mešanico in-situ).....	76
Slika 50: Etažna histerezna ovojnica za smer Y (primer injektiranja s cementno inj. mešanico in-situ).....	77
Slika 51: Mehanizem porušitve elementov v X smeri; strižno porušeni elementi so obarvani rumeno, upogibno porušeni pa rdeče (primer neinjektirano in-situ)	78
Slika 52: Mehanizem porušitve elementov v Y smeri (primer neinjektirano in-situ)	79
Slika 53: Karakteristike podajnega monta stropa in nadomestne elastične membrane	82
Slika 54: 3D model obravnavane stavbe.....	83
Slika 55: 3D model z mrežo makroelementov	83
Slika 56: Zaporedna števila vozlišč in sten na tlorisu nadstropja.....	84

Slika 57: Prikaz poškodb stene 2 pred injektiranjem; smer X.....	86
Slika 58: Prikaz poškodb stene 2 po injektiranju s cementno mešanico; smer X	86
Slika 59: Prikaz poškodb stene 3 pred injektiranjem; smer Y.....	86
Slika 60: Prikaz poškodb stene 3 po injektiranju s cementno mešanico; smer Y	86
Slika 61: Kataster poškodb južne fasade, ki je v 3Muriju označena s številko 2.....	87
Slika 62: Kataster poškodb vzhodne fasade, ki je v 3Muriju označena s številko 3	87
Slika 63: Zidovi v X in Y smeri - izkoriščenost duktilnosti na meji elastičnosti (potres v Y smeri).....	91
Slika 64: Zidovi v X in Y smeri - izkoriščenost duktilnosti ob koncu računa (potres v Y smeri).....	92
Slika 65: Zidovi v Y smeri - izkoriščenost duktilnosti na meji elastičnosti (potres v Y smeri).....	92
Slika 66: Zidovi v Y smeri - izkoriščenost duktilnosti ob koncu računa (potres v Y smeri) ...	92
Slika 67: Etažna histerezna ovojnica ob upoštevanju vseh zidov za potres v Y smeri.....	93
Slika 68: Etažna histerezna ovojnica ob upoštevanju le zidov v smeri Y za potres v Y smeri	93
Slika 69: Prikaz poškodb v steni 3, pri čemer se slika na levi nanaša na primer 3.3, desna slika pa na primer 3.4. Rdeča barva prikazuje upogibno porušitev, oranžna pa strižno porušitev.....	100
Slika 70: Opečnati monta strop obravnavane stavbe	101
Slika 71: Deformirana lega nadstropja s kontrolno točko v vozlišču 36; leva slika kaže odziv na potres v X smeri, desna pa na potres v Y smeri	102
Slika 72: Deformirana lega nadstropja s kontrolno točko v vozlišču 9; leva slika kaže odziv na potres v X smeri, desna pa na potres v Y smeri.....	103
Slika 73: Prikaz poškodb v steni 1 za potres v Y smeri, pri čemer se leva slika nanaša na masno razporeditev potresnih sil, desna pa na modalno razporeditev.....	105
Slika 74: Deformirana lega nadstropja s kontrolno točko v vozlišču 36 pri potresu v Y smeri; leva slika kaže odziv na potres v X smeri, desna pa na potres v Y smeri ..	107
Slika 75: Histerezna ovojnica ob upoštevanju nerazpokanega prereza za smer X.....	108
Slika 76: Histerezna ovojnica ob upoštevanju razpokanega prereza za smer Y	108

1 UVOD

Dobršen del obstoječe stanovanjske gradnje v Sloveniji tvorijo zidane stavbe. V primeru starih zidanih stavb so te pogosto kamnite z debelimi zidovi, grajenimi iz neobdelanega kamna, brez ali z malo malte ter votlikavim srednjim slojem. Stropne konstrukcije so lesene, monta ali pa betonske plošče z vprašljivo količino armature. Take stavbe današnjim predpisom o potresni odpornosti največkrat ne ustrezajo in jih je zato potrebno preprojektirati in utrditi.

Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3: 2005) kot edini izmed Evrokodov ocenjuje obnašanje obstoječih objektov in daje kriterije, ali je utrjevanje potrebno. Po njem je pristop k projektiranju obstoječih konstrukcij zahtevnejši kot v primeru novogradnje, saj smo omejeni z vedenjem o stanju in mehanskih lastnostih vgrajenih materialov. Le te lahko pridobimo s kombiniranjem porušnih, delno porušnih in neporušnih metod preskušanja ter z laboratorijskimi preiskavami. Izmed vseh so neporušne preiskave najbolj zaželeno, saj ne posegajo v strukturo zidovja, vendar pa predstavljajo zaradi še ne dovolj zanesljivih podatkov o rezultatih preiskav pomembno področje razvoja. Glavna omejitev je pri tem visoka cena preiskav v primerjavi s ceno projektiranja, zaradi česar se investitorji pogosto odločajo za minimalni nivo poznavanja objekta. To posledično pomeni zahtevnejše posege za doseganje kriterijev potresne odpornosti. V nasprotju s tem, lahko obsežne preiskave z dobrim poznavanjem konstrukcije vodijo k bolj ekonomičnemu načinu projektiranja in utrjevanja. Bolj kot so zanesljivi podatki o mehanskih karakteristikah obstoječih materialov in o konstrukcijskem sistemu, bolj zanesljivi so rezultati analize, kar omogoča projektiranje z nižjimi varnostnimi faktorji. Evrokod 8-3 loči glede na obseg opravljenih preiskav tri ravni poznavanja konstrukcije: omejeno, normalno in popolno vedenje o stanju objekta. Glede na to so predpisane metode analize in faktorji zanesljivosti.

Obstoječi objekti, ki jih obravnava Evrokod 8-3, temeljijo na drugačnem pristopu k projektiranju kot novi objekti, ki jih obravnava Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1: 2005). Medtem ko pri projektiranju novih objektov lahko uporabimo najnovejše znanje na področju potresnega inženirstva, ki z metodo kontroliranega obnašanja zagotavlja ugoden razvoj globalnih plastičnih mehanizmov, moramo pri preprojektiranju obstoječih konstrukcij

predvideti razvoj neugodnih etažnih mehanizmov porušitve. Ker bi zaradi tega s projektiranjem na faktorje obnašanja le težko dosegli potresno odpornost celo po utrjevanju, je za obstoječe objekte v uporabi nelinearna analiza. Po njej ocenimo za vsak element konstrukcije njegovo kapaciteto in zahtevo potresa, oboje izraženo s pomiki. Zaradi zahtevnosti nelinearnih dinamičnih metod so se v praksi začele uveljavljati poenostavljene nelinearne metode, med katere sodi tudi N2 metoda, razvita v IKPIR-u in je del Evrokoda 8-1. Temelji na nelinearni statični (»pushover«) analizi modela z več prostosnimi stopnjami, ki določa »pushover« krivuljo, ciljni pomik pa je določen z ekvivalentnim sistemom z eno prostosno stopnjo ob uporabi elastičnega in neelastičnega spektra pospeškov. N2 metodo uporablja za račun potresne odpornosti v diplomski nalogi uporabljen program 3Muri.

Podatki o odpornosti zidanih elementov so dani v dodatku C Evrokoda 8-3. Nosilnost zidanih elementov je odvisna od mehanizma porušitve, ta pa od kvalitete materialov, položaja elementa v zgradbi, razmerja med navpično in vodoravno obtežbo ter od povezanosti zidovja. Omenjeni standard določa v skladu z mejnimi stanji za obstoječe konstrukcije enačbi za izračun strižne nosilnosti zaradi upogiba in zaradi striga. Poznana sta dva mehanizma zaradi striga, strižni mehanizem oz. mehanizem z nastankom razpok po diagonalah in prestrižni mehanizem oz. mehanizem zaradi zdrsa zidu. V splošnem različni avtorji in tuji predpisi predlagajo različne enačbe za račun strižne nosilnosti, zato je bil v diplomski nalogi raziskan vpliv upoštevanja različnih porušnih mehanizmov. Potresna odpornost z uporabo nelinearne statične analize je bila določena na primeru zidane stavbe v Čezsoči.

V Sloveniji se pri računu potresne odpornosti zidanih stavb že nekaj let uporablja program Sremb, razvit na ZRMK, ki za bistveno predpostavko upošteva toge stropove, etažni porušni mehanizem in pri računu strižne nosilnosti kot parameter upošteva natezno trdnost. Zaradi pojava novega programa 3Muri (razvit na univerzi v Genovi), veliko bolj specializiranega za račun zidanih stavb, smo želeli primerjati predpostavke računa s programom Sremb. Pri tem je bilo raziskano, kakšen vpliv na potresno odpornost ima popolno poznavanje konstrukcije kot rezultat večih metod preskušanja, izbira že omenjenega ustreznega porušnega mehanizma, smiselnost upoštevanja varnostnih faktorjev ter utrditev stavbe s postopkom injektiranja. Program 3Muri omogoča modeliranje dejanskega stanja z upoštevanjem podajnih monta stropov, zato je bil na potresno odpornost obravnavane stavbe analiziran še njihov vpliv.

2 PREGLED METOD PRESKUŠANJA ZIDANIH KONSTRUKCIJ

Večina starih zidanih stavb, pogosto sezidanih iz kamna, današnjim kriterijem standardov za potresno odporno konstrukcijo ne ustrezajo. Take konstrukcije so ranljive na potresne vplive, zato jih preventivno ali po že nastalih poškodbah saniramo in utrjujemo. Običajno pri takih stavbah podatkov o konstrukciji, ki jih potrebujemo za analizo, nimamo ali pa so ti na voljo v zelo majhnem obsegu. Zaradi tega je potrebno predhodno opraviti in-situ preiskave za ugotavljanje stanja zidovja in njegovih mehanskih karakteristik. Glede na obseg pregleda in preiskav Evrokod 8-3, ki ureja protipotresno ocenjevanje in utrjevanje obstoječih stavb, določa raven poznavanja konstrukcije ter ustrezen faktor zaupanja, s katerim je potrebno deliti s preiskavami dobljene povprečne vrednosti trdnosti materialov. Zaradi tega je potrebno na konstrukciji opraviti čim bolj optimalen obseg preiskav, ki ga dosežemo z ustrezno kombinacijo metod preskušanja konstrukcij in jih predlaga tudi Evrokod 8-3.

Metode preskušanja konstrukcij se razvrščajo na:

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

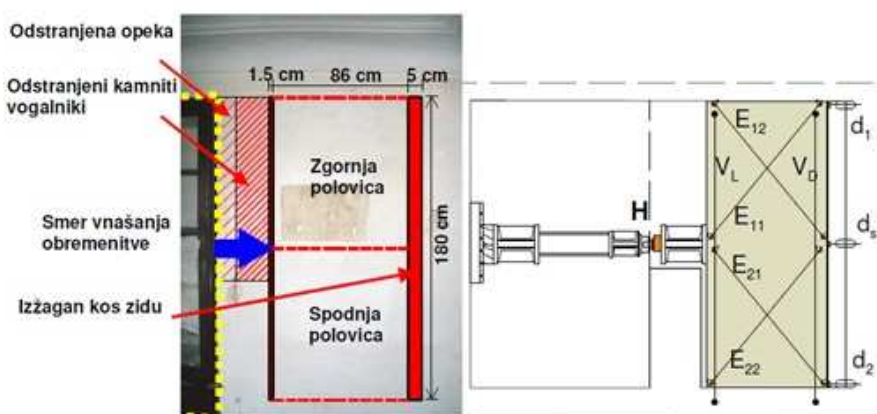
V diplomski nalogi je bila opravljena parametrična analiza potresne odpornosti zidane stavbe, na kateri je bila izvedena kombinacija vseh metod preskušanja. V skladu z Evrokodom 8-3 NDT metode namreč niso dovolj za pridobitev mehanskih karakteristik zidovja, zato je vedno potrebna hkratna izvedba tudi MDT in DT metod. V nadaljevanju je podan pregled nekaterih najbolj uporabnih metod preskušanja, vendar je večji poudarek na NDT metodah, ki predstavljajo še precej neraziskano in razvijajoče se področje v gradbeništvu.

2.1 Porušne metode preskušanja (DT)

Porušne metode preskušanja zidov običajno izvajamo na sami stavbi (in-situ), saj je postopek odvzema in prenosa ustrezno velikega kosa zidu v laboratorij največkrat zahtevnejši. Izmed

in-situ preizkusov opravljamo tlačni in strižni preizkus konzolno ali polno vpetih preizkušancev zidu.

Z **in-situ strižnim preizkusom** določamo natezno trdnost zidu, njegovo togost, strižni modul in duktilnost. Preizkušavec je dobljen z žaganjem dveh navpičnih rezov zidu. Njegova lokacija je pogojena z dovolj velikim delom stavbe, ki lahko prenese reakcijsko silo hidravličnega bata, s katerim obremenjujemo zid. Nato se namesti sistem jeklenih palic in prečk za prenos sile z bata na preizkušavec. Horizontalno obtežbo običajno nanašamo na sredini višine zidu bodisi z monotono naraščajočo obtežbo ali s cikličnim obremenjevanjem. Ker nas zanima mehanizem porušitve, krmilimo pomike. V primeru konzolnega zidu, le-tega po potrebi dodatno vertikalno obremenimo, stropno konstrukcijo v vplivnem območju preizkušanca pa zaradi morebitne porušitve zidu podpremo. Zid se za zajem podatkov opremi s horizontalno nameščenimi merilniki pomikov in dilatometri v obeh diagonalnih smereh. Velikost sile, ki jo povzroča bat, merimo z dinamometrom.



Slika 1: In-situ strižna preiskava zidu z označenimi lokacijami merilnih mest (Uranjek, 2008)

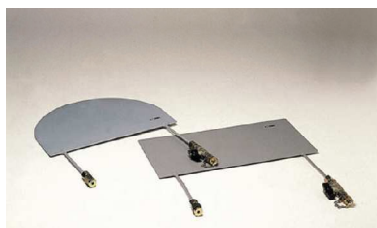
Z **in-situ tlačnim preizkusom** določamo tlačno trdnost in modul elastičnosti zidu. Postopki priprave preizkušanca, obremenjevanje in zajem podatkov so podobni kot pri strižnem preizkusu, le da tu preizkušavec obremenjujemo z navpično obtežbo.

2.2 Delno porušne metode preskušanja (MDT)

2.2.1 Preskušanje z jeklenimi blazinami (angl. *flat jack test*)

Preskušanje z jeklenimi blazinami spada v sklop delno porušnih preiskav, saj ne zahteva večjega posega v zidovje, ampak največkrat le odstranitev tankega sloja malte. Metoda omogoča določitev lokalnega tlačnega napetostnega stanja v zidu ter oceno tlačne trdnosti, poleg tega pa tudi določitev razmerja med napetostmi in specifičnimi deformacijami.

Pri preiskavi so uporabljene jeklene blazine. Gre za dve med seboj zvarjeni tanki pločevini poljubne oblike, ki je prilagojena obliki izreza v naležne rege med zidake. Če je izrez napravljen z izpraskanjem malte, uporabimo blazine pravokotne oblike, če pa malto izrežemo s krožno žago, je del blazine, ki je vstavljen v zid, krožne oblike. Širina blazine običajno ustreza širini sloja zidu, ki ga preiskujemo, dolžina pa ni predpisana. Jeklena blazina ima dva priključka za dovod in odvod hidravličnega olja.



Slika 2: Jeklene blazine so pravokotne in krožne oblike (Hose in Gosain)

Pri preiskavi z enojno jekleno blazino (angl. *single flat jack*) na površino zidu sprva pritrdimo tri do štiri dilatometre in izmerimo razdaljo med bazami dilatometrov, nakar je v zid nad njimi zarezan tanek utor. Zaradi zareza je v smeri pravokotno na rez omogočeno deformiranje, kar posledično zmanjša razdaljo med bazami dilatometrov. V utor vstavimo jekleno blazino in vanjo s hidravlično črpalko vtiskujemo olje. Med večanjem tlaka spremljamo razdalje med bazami dilatometrov dokler ne dosežemo razdalje pred rezom. Pri tem predpostavljamo, da je v tem trenutku tlak olja v jekleni blazini enak tlačnim napetostim v zidu. Dejansko je zaradi togosti blazine doseženi tlak večji kot je tlačna napetost v zidu, kar moramo upoštevati pri analizi rezultatov.



Slika 3: Priprava utora in preiskava z enojno jekleno blazino (Deliverable D11.3, 2004)

Pri preiskavi z dvojno jekleno blazino (angl. *double flat jack*) sta v zid zarezana dva vzporedna utora približno 40–50 cm narazen, med njima pa predhodno namestimo dilatometre in izmerimo razdalje med bazami dilatometrov pred in po rezanju. Na tak način preiskovani del zidu izoliramo od preostalega. Predpostavljeno je, da v delu zidu med obema blazinama ni napetostnega stanja. V utora vstavimo jekleni blazini in vanju postopoma vtiskujemo olje, kar ustvari nekakšno enoosno tlačno napetostno stanje v preiskovanem delu zidu. S postopnim povečevanjem pritiska ali celo cikličnim obremenjevanjem določimo razmerje med napetostmi in specifičnimi deformacijami. Iz slednjega lahko določimo elastični modul. Če s preiskavo nadaljujemo do nastanka navpičnih razpok, lahko približno ocenimo tudi tlačno trdnost zidovja.



Slika 4: Preiskava z dvojno jekleno blazino (Deliverable D11.3, 2004)

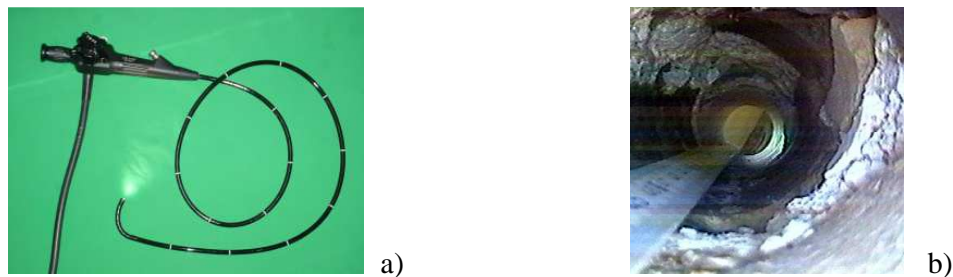
Preiskava z enojno blazino se od preiskave bistveno razlikuje v tem, da lahko z enojno blazino določimo le lokalno tlačno napetostno stanja v zidu, medtem ko lahko z dvojno blazino

ocenimo tlačno trdnost zidu in določimo razmerje med napetostmi in specifičnimi deformacijami.

2.2.2 Optična in digitalna endoskopija (angl. *optical and digital endoscopy*)

Endoskopija pomeni vpogled v notranjost in v primeru preskušanja gradbenih konstrukcij omogoča ravno to, saj lahko z ustreznim inštrumentom preiskujemo notranjost izvrtine v zidu. Omogoča določitev morfologije zidu, mest votlin, razpok in ostalih poškodb.

Z endoskopijo lahko s togo ali gibko cevjo preiskujemo na objektu napravljene ozke izvrtine premera 4–5 mm. Prvotno različico endoskopije je predstavljal snop optičnih vlaken, ki je deloval na principu periskopa. Ti so se pri preiskovanju izvrtin zaradi upogibanja izkazali kot slabi, saj se je v snopu veliko vlaken zaradi svoje togosti lomilo. Zaradi tega so slike sčasoma postale slabših kakovosti. Izboljšavo na tem področju predstavlja razvoj majhnih digitalnih kamer z avtomatskim izostrenjem.



Slika 5: a) Endoskopska cev iz optičnih vlaken, b) zajeta slika med presikavo (Deliverable D11.3, 2004)

2.2.3 Metoda z vrtanjem lukenj (angl. *hole drilling method*)

Metoda z vrtanjem lukenj omogoča določitev napetostnega stanja na površini kamnitega zidovja. Glavne napetosti so izračunane na podlagi izmerjenih efektivnih deformacij, ki nastanejo zaradi vrtanja lukenj v kamnito zidovje. Deformacije so izmerjene s tremi elektro-uporovnimi merilnimi lističi, ki so postavljeni krožno okoli izvrtane luknje. Deformacije so izmerjene pred in takoj po vrtanju. Pri tem predstavljajo efektivne deformacije razliko med

deformacijami izmerjenimi po in pred vrtnjem. Glavne napetosti so z efektivnimi napetostmi povezane prek dveh konstant A in B, ki sta odvisni od mehanskih materialnih karakteristik in geometrijskih pogojev testa. Konstanti sta dobljeni s kalibrirnim preizkusom, kjer prizmatičen vzorec izpostavimo enosnemu napetostnemu stanju. Preizkus izvedemo dvakrat, tj. pred in po vrtnju luknje.

Metoda je uporabna pri preskušanju homogenih elementov kot so npr. betonske stene. Pri zidovju dobimo zaradi slabše povezanosti materialne strukture neko lokalno napetostno stanje, s katerim ne moremo opisati lastnosti celega zidu.



Slika 6: a) Shema razporeditve merilnih lističev okoli izvrtane luknje, b) prikaz meritve
(Deliverable D11.3, 2004)

2.3 Neporušne metode preskušanja (NDT)

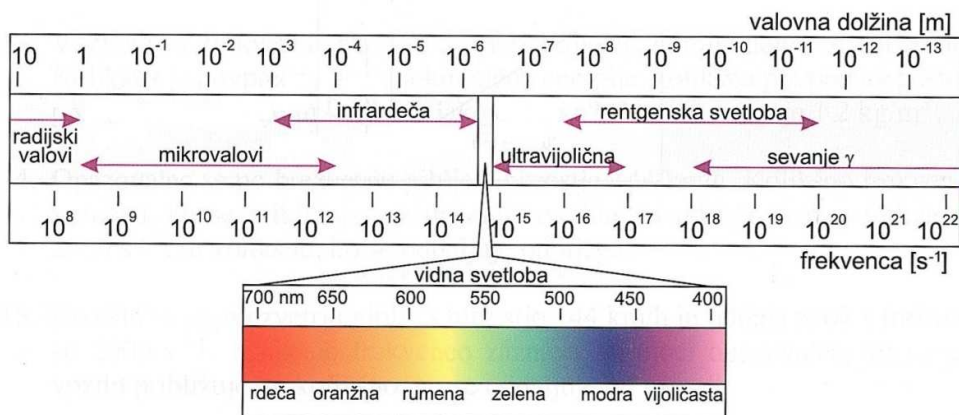
Neporušne metode preskušanja so združeno področje tako fizikalnih kot inženirskih znanj, s katerimi pridobimo informacije o stanju konstrukcij in njihovih materialih, ne da bi jih pri tem porušili. To je glavna prednost pred porušnimi metodami, zaradi česar so uporabne za preskušanje objektov, kjer je zahtevana nepoškodovana zunanost preiskovanega elementa in kjer je potrebna hitra ter ekonomična ocena stanja konstrukcije. Področje neporušnih metod obsega raznovrstne načine preskušanja, pri čemer lahko z ustreznim kombiniranjem le-teh dosežemo zadosten vpogled v preiskovan element. Glede na vpliv, kateremu so podvržene, neporušne metode razvrščamo v naslednje kategorije:

- elektromagnetne metode,
- jedrske metode,

- akustične metode ter
- mikro - seizmične metode.

2.3.1 Elektromagnetne metode

Poglavje obravnava različne vrste NDT preiskav, ki kot vir uporabljajo elektromagnetno valovanje.



Slika 7: Spekter elektromagnetnega valovanja (Janez Strnad, 2004)

2.3.1.1 Impulzni radar (angl. *impulse radar*)

Impulzni radar omogoča preskušanje velike večine konstrukcijskih materialov, vključujoč kamen, opeko, asfalt, cement in beton. Do sedaj je bil kot učinkovito orodje uporabljen za določanje debeline elementov, identifikacijo kovinskih vključkov, razpok in votlin ter za oceno povezanosti materialne strukture.

Prednosti impulznega radarja pred drugimi neporušnimi tehnikami so:

- relativno hitra preiskava,
- popolnoma neporušna preiskava, ki ne posega niti v notranjo strukturo niti v zaključne sloje,
- omogoča zvezne meritve,
- omogoča enostavno presojo celotne konstrukcije in ne le posameznih elementov,
- predhodna priprava površine ni potrebna.

Metoda temelji na oddajanju in sprejemanju nizkofrekvenčnih radijskih valov (frekvenčno območje je od 200 MHz do 2,5 GHz). Izkorišča lastnost, da se radijski valovi odzovejo na dielektrične lastnosti materialov in tako zaznava odbito valovanje od trdnih snovi z različnimi dielektričnimi konstantami. Na podlagi časovnega intervala med odbitim in sprejetim valovanjem sta določeni lokacija in globina mest z različnimi dielektričnimi konstantami. Radar določi časovni interval na podlagi hitrosti potujočega vala. Pri tem sta tako oddajnik kot sprejemnik običajno, a ne nujno, v kontaktu s površino preiskovanega elementa. V primeru odbojne preiskave se nahajata na isti strani elementa, v primeru presevne preiskave pa na nasprotnih straneh.

Iz sprememb dielektričnih konstant med različnimi mediji, lahko določimo mejo med njimi oz. ocenimo povezanost materialne strukture. Ko oddani radijski signal namreč doseže medij ali mesto z veliko dielektrično konstanto, se večina signala odbije, preostala transmisija pa je majhna. Votlina, razpoka ali slaba medsebojna povezanost strukture predstavlja idealen medij brez dušenja elektromagnetnega signala, kar omogoča natančno pozicioniranje votlin in razpok v zidu. Z injekcijsko maso zapolnjena votlina predstavlja ostro elektromagnetno anomalijo z močnim dušenjem signala, zato je metoda primerna tudi za ugotavljanje uspešnosti injektiranja.

V nasprotju z zvočnimi valovi elektromagnetni valovi ne morejo potovati skozi kovino, zaradi česar jih ne moremo uporabljati za preiskovanje kovinskih delov, lahko pa so določena mesta in količina armature v zidovju. Radar lahko v suhih in drobnozrnatih materialih dosega penetracije globlje od 1,5 m, močno se pa njegova sposobnost penetriranja zmanjša v mokrih zaglinjenih materialih, materialih z visoko vsebnostjo feromagnetnih snovi in kovinskih vključkov.

Merilna oprema za preiskavo z impulznim radarjem sestoji iz oddajnika in sprejemnika, ki sta priključena na kontrolno enoto. Sprejemniki radijskih valov imajo različna frekvenčna območja glede na namen uporabe. Visoko frekvenčni sprejemniki (frekvence okoli 1 GHz) dajo rezultate z dobro ločljivostjo, zato jih uporabljamo za detekcijo manjših predmetov in predmetov na majhnih medsebojnih razdaljah. Nizko frekvenčne sprejemnike (frekvence okoli 100 MHz) uporabljamo, kjer je zahtevana globlja penetracija, ločljivost pa nima bistvenega

pomena. Preiskava se običajno vrši na podlagi predhodno določene mreže na preiskovani površini. Optimalni raster mreže določata ocenjena velikost ter globina vključkov in frekvenčno območje uporabljenega sprejemnika.



Slika 8: Merilna oprema za preiskavo z radarjem (Lubetsky, 2003)

2.3.1.2 Termografija (angl. *thermography*)

Termografija je metoda, ki izkorišča motnje toplotnega toka, katerega izvor je lahko zunanji ali notranji. Motnje so lahko posledica heterogene sestave preiskovanega predmeta ali napak, ki se pojavijo v njem. Odražajo se s spremembo temperaturnega profila na površini, kar zaznamo z infrardečo kamero. Glavna prednost tehnike je, da so termografske slike lahko pridobljene na določeni oddaljenosti od opazovanega predmeta ter shranjene v digitalni obliki.

Največkrat za preiskavo konstrukcij uporabimo dolgovalovno termografijo. Področja njene uporabe so:

- identifikacija rekonstruiranih mest iz razlik med originalnimi in novimi materiali,
- identifikacija nepravilnosti v konstrukciji, kot so pomanjkanje armature, razpoke, votline in delaminacije,
- identifikacija področij zadržane vode,
- odkrivanje poteka vročevodov ter električnih napeljav,
- spremljanje krušenja zidov.

Pri preskušanju gradbenih konstrukcij s termokamero izkoriščamo lastnost, da ima večina gradbenih materialov visoko emisivnost in nizko reflektivnost, kar omogoča opravljanje

termografskih meritev, saj sta za merjenje bistveni emisivnost in transmisija. Transmisija oz. širjenje toplote v zidovje je odvisna od toplotne prevodnosti in toplotne kapacitete ter gostote preiskovanega medija in se ob pojavu nepravilnosti v materialni strukturi bistveno spremeni, kar povzroči lokalno spremenjen temperaturni profil.

Najprimernejši čas za opravljanje termografskih meritev je hladna, suha in mirna noč pri ogrevani notranjosti zgradbe. S tem je dosežen največji toplotni tok skozi stene, ki po izklopu vira ogrevanja omogoča zaznavanje sprememb v temperaturnem profilu zaradi nehomogene strukture. Kot alternativa temu se za toplotni vir lahko uporabijo tudi umetni viri ogrevanja, izboljšavo na tem področju pa predstavlja uporaba sončnega vira. Na potek toplotnega toka skozi zidovje imajo največji vpliv votline v zidovju, nekoliko manjšega pa tudi odkrušeno zidovje in velika vsebnost vodne pare.

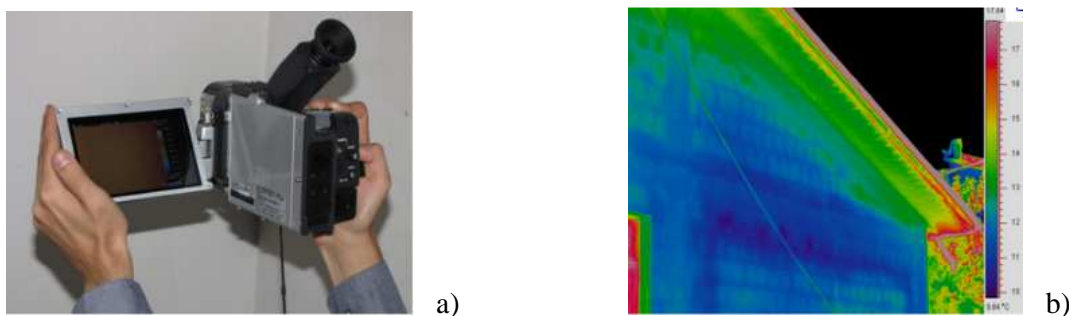
Meritve termografije opravljamo s toplotnimi ali termo-kamerami. Po delovanju in zgradbi so podobne običajnim video kameram, le da za nastanek slike ne potrebujejo osvetlitve predmeta, saj zaznavajo lastno sevanje predmetov. Uporabnost termokamere je omejena na območje valovnih dolžin infrardečega sevanja 2–5 μm ter 8–14 μm . Efektivno delujejo do globine 10 cm. Naprave izkoriščajo dejstvo, da telesa z običajnimi zemeljskimi temperaturami, to je približno 300 K, sevajo največ energije prav v območju valovnih dolžin med 8 in 14 μm .

Glavni sestavni moduli tipične termokamere so: optika, detektor, elektronika in prikazovalnik slike. Optika termokamere je konstruirana in izdelana podobno kakor optika za vidno svetlobo, le da je iz materialov, ki čim bolj prepuščajo infrardeče sevanje. V območju 8–14 μm je najbolj uporabljen germanij, v območju 2–5 μm pa silicij. Tako kot pri fotografiranju tudi pri termografiji glede na namen preiskave uporabljamo leče z različnimi goriščnimi razdaljami.

Detektor je glavni del termokamere, saj infrardeče sevanje, ki ga nanj usmerja optika, pretvarja v električne signale. Glede na hitrost delovanja in občutljivost jih delimo na fotonske in termične detektorje. Fotonski detektorji izkoriščajo fotoefekt. So približno tisočkrat hitrejši in občutljivejši kot termični, delujejo v območju 8–13 μm in jih moramo hladiti na

temperaturo 80 K. To detektorje precej podraži, hkrati pa zmanjša njihovo zanesljivost in skrajša življenjsko dobo. Zaradi tega za NDT preiskave bolj uporabljajo termične detektorje. Ti izkoriščajo spremembe lastnosti materialov, ki so funkcija temperature.

Elektronika obdela električne signale detektorja, kar omogoča prikaz termografske slike na zaslonu. V termokamerah je običajno vgrajen tudi program za kvantitativno analizo toplotne slike (termogram), ki omogoča določitev temperature v poljubni točki na površini merjenja.



Slika 9: a) Termokamera, b) primer termografske slike (ESM, 2010)

2.3.1.3 Detekcija kovin (angl. *metal detection*)

Izmed neporušnih metod je detekcija kovin najbolj poznana. Razlog za to je relativno poceni in dostopna merilna oprema. Uporabna je za odkrivanje kovinskih delov, zidnih vezi in količine armature v konstrukcijskih elementih, saj lahko dobimo informacije o njihovih orientacijah, velikostih in materialnih lastnostih. Območje detektorjev je odvisno od lastnosti iskanih predmetov in iskalne glave. Pri običajnih napravah je obseg območja okoli 50–1000 mm, ki pri globljih preiskovanjih naraste do 3000 mm.

Pri detekciji kovin se iskalna glava pomika po površini objekta. Pri tem je potreben neposreden stik s preiskovano površino. V vsakem položaju mora biti njena postavitev neovirana, tj. omogočati mora, da magnetno polje lahko nastane v vseh smereh okoli iskalne glave. Običajno je sistem detektorja tak, da nanj motnje signalov iz okolja ne vplivajo. Zaznane signale poda metrično ali zvočno na podlagi višine in intenzitete tona.

Delovanje detektorjev kovin temelji na metodi magnetne reluktance oz. upornosti in na metodi električne prevodnosti, ki sta povezana z elektromagnetnim pojavom, da električni tok, ki potuje skozi prevodnik, inducira šibko magnetno polje okoli prevodnika. Zaradi tega v bližini kovin izmerimo večjo magnetno upornost (reluktanco, to je razmerje med magnetno napetostjo $\oint \vec{H} d\vec{r}$ in magnetnim pretokom). Metoda magnetne reluktance temelji na merjenju magnetne upornosti vzdolž magnetnega polja. Meri se jo z iskalno glavo, ki sestoji iz dveh navitij na konceh feritnega jedra U oblike. Magnetno upornost iskanega območja lahko spremenimo s približanjem namagnetnega predmeta v iskano območje. Podatek o velikosti toka skozi sekundarno navitje se zato lahko uporabi za določitev lege in velikosti namagnetnih kovinskih predmetov.

Detektorji kovin, ki temeljijo na principu magnetne upornosti, lahko dajo tudi nezanesljive rezultate. Glavni vzrok za to je uporaba feritnega jedra v iskalni glavi. Nanj vpliva temperatura in orientacija glede na zemeljsko magnetno polje. Do nezanesljivih rezultatov lahko pride tudi, če so v preiskovani konstrukciji materiali z magnetnimi lastnostmi, kot sta magnetit in hematit. Zaradi nestabilnosti detektorjev, ki temeljijo na principu magnetne upornosti, so bili ti v večini izpodrinjeni s kovinskimi detektorji, ki temeljijo na metodi električne prevodnosti.

Za merjenje na osnovi električne prevodnosti se uporablja iskalna glava, ki sestoji iz enega ali več navitij brez fizičnega jedra, kar izključuje probleme povezane z njim. V nasprotju z metodo magnetne upornosti, magnetno polje ni ves čas vključeno, ampak je izmenično vključeno in izključeno glede na električni tok v navitju.

Glavne omejitve detekcije kovin so:

- zaznamo lahko le magnetne prevodnike. Neprevodniki ustvarijo vrtinčaste tokove s kratko obstojnostjo, katerih čas razpada je primerljiv s faznim zamikom prejelnika;
- na jakost signala vplivajo efektivne velikosti predmetov, ki jih poda naprava, oz. velikost površine predmeta pravokotno na smer magnetnega polja in dolžina predmeta vzporedno smeri magnetnega polja. Za natančno določitev jakosti je potrebna predvsem natančna določitev dolžine;

- pogosto napačna identifikacija magnetnih mineralov kot kovinskih predmetov. Primer takega je magnetit, ki se običajno nahaja v opeki. Napačen signal je lahko tudi posledica majhnih medsebojnih razdalj predmetov.



Slika 10: Detektor kovin (Himfr, 2010)

2.3.1.4 Prosto elektromagnetno sevanje (angl. *free electro-magnetic radiation*)

Metoda prostega elektromagnetnega sevanja (FEMR) se uporablja predvsem za izsleditev linijskih predmetov, kot so cevi, nosilci in napeljave, ki niso nujno prevodniki in je po delovanju podobna kovinski detekciji.

Področja uporabe FEMR so naslednja:

- detekcija električnih napeljav, plinskih cevi ter vodovodnih vodov,
- detekcija armaturnih palic ter jeklenih profilov,
- detekcija odprtin kot so dimniški kanali, odtočni kanali ter rezervoarji.

V nekaterih primerih je mogoče poleg detekcije predmetov oceniti še njihovo globino in naravo. Efektivna maksimalna globina penetracije se v povprečju giblje med 1 m in 15 m.

Metoda temelji na zaznavanju signalov elektromagnetnega sevanja. Ločimo aktivne in pasivne signale. Aktivne signale predmeti oddajajo, ko so umetno vzbujeni, pasivne signale pa oddajajo brez dodatnega vzbujanja. FEMR se od kovinske detekcije razlikuje v tem, da zazna tako pasivne kot aktivne signale. Frekvenčni območji pasivnih signalov, ki sta pri linijskih predmetih najpogostejši, sta:

- območje med 50 Hz in 60 Hz (pri električnih napeljavah in prevodnikih v elektromagnetnem polju) ter

- območje med 15 Hz in 20 Hz (pri predmetih, ki sprejemajo in oddajajo dolgovalovne radijske signale).

Vir aktivnih signalov je dveh vrst. Lahko so inducirani, pri čemer je princip indukcije podoben kot pri kovinski detekciji, ali posledica direktnega napajanja predmeta. Izbira ustrezne frekvence aktivnih signalov je ključnega pomena. Višje frekvence lažje povzročajo signale na kratkih razdaljah, vendar je verjetnost pojava motenj večja. Zaradi tega so pogostejše nižje frekvence, ki pa so v primeru frekvence blizu frekvenci vira napajanja bolj izpostavljene interferenci. Poleg izbire frekvence ima na signal bistven pomen tudi medij, ki obdaja predmete. Predmeti, ki so obdani s prevodnim medijem, npr. z vlažno glino, povzročajo močnejše signale kot v primeru suhih peskov ali zraka. Pri tem so glavne omejitve prostega elektromagnetnega sevanja majhne medsebojne razdalje linijskih prevodnikov, sprememba smeri napeljav in poškodbe le-teh. Takrat je elektromagnetno polje prekinjeno in pojavijo se motnje.

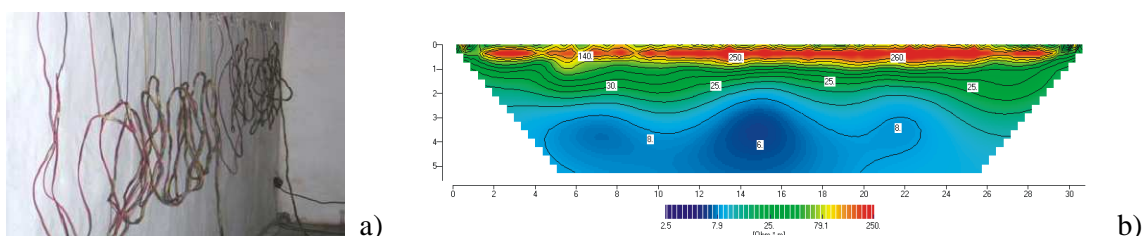
2.3.1.5 Geoelektrična tomografija (angl. *geoelectrical tomographies*)

Izraz tomografija izhaja iz matematičnega rekonstruiranja prereznih ravnin 3D predmeta s pomočjo matematičnih operacij. Geoelektrična tomografija omogoča meritev prostorske odvisnosti električne upornosti materiala na podlagi skupine injiciranih elektrod, s čimer lahko določimo anomalije v strukturi zidovja zaradi prisotnosti vlage ali votlin.

Metoda temelji na generiranju električnega toka v elektrodah na površini zidu. Meri se odzivni električni potencial, na podlagi tega pa določi upornost preiskovanega področja zidu. Merilno opremo tvori detektor, vir napajanja ter večje število mini elektrod (24–48), ki so položene v profile na površini zidu. Zaradi visoke električne upornosti elektrod so potrebne zmogljive naprave z visoko vstopno impendanco (okoli 10 M Ω), kar predstavlja glavni tehnični problem. Predhodno je potrebno v zid izvrtati luknje za postavitev elektrod, zaradi česar metoda ni primerna za zidove, kjer poškodba le-teh ni zaželena.

Ločimo presevno tomografijo in inverzno psevdo prerezno ali impendančno tomografijo. Pri presevni tomografiji sta dve skupini elektrod nameščeni na dveh profilih na nasprotnih straneh

preiskovanega zidu, impendančna tomografija pa uporablja le en nameščen profil z množico elektrod na eni strani preiskovanega zidu. Pri meritvi so 4 elektrode naenkrat povezane. S ponavljanjem meritev lahko z velikim številom kombinacij povezanih elektrod napravimo kvalitetno podobo električne upornosti pod profilom, čemur pravimo psevdo prerez. Ta je dobljen z matematično rekonstrukcijo na podlagi odzivnega električnega potenciala, pri čemer je uporabljena metoda končnih elementov s ploskovnimi končnimi elementi trapezne oblike. Končni iteracijski postopek temelji na metodi najmanjših kvadratov.



Slika 11: a) Način postavitve elektrod na preiskovano površino zidu, b) primer psevdo prereza
(Deliverable D11.3, 2004)

2.3.2 Jedrske metode

Uporaba jedrskih metod je precej redka zaradi visoke cene in zahtevnosti izvedbe. Poznanih je več vrst jedrskih metod, med katere spadajo radiometrija, radiografija ter radioskopija. Kot najbolj uveljavljena metoda pri raziskovanju gradbenih objektov je izmed jedrskih metod radiografija, ki za vir uporablja rentgenske ali gama žarke. V nadaljevanju je zato opisana le ta metoda.

2.3.2.1 Radiografija (angl. *radiography*)

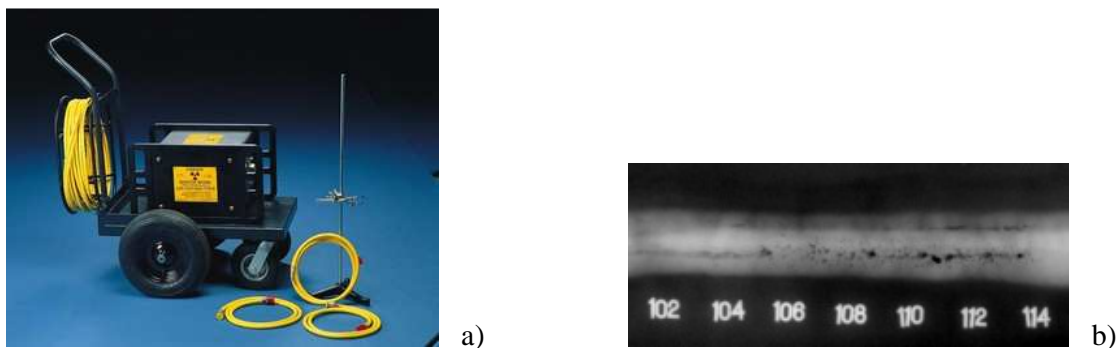
Metoda temelji na različnih absorpcijskih koeficientih materiala, ki ga pregledujemo z elektromagnetnim sevanjem zelo majhnih valovnih dolžin. Poleg ultrazvoka je to metoda, s katero lahko zadovoljivo zaznamo napake, ki se pojavijo relativno globoko pod površino merjenca. Omogoča zaznavanje gostote ter vsebnosti vlage v določenem materialu. Gostoto merimo prek zmanjšanja jakosti sevanja, medtem ko je vsebnost vlage določena na osnovi zaznanih vodikovih ionov, ki nastanejo, ko delce vode presevam s sevanjem. V nasprotju s

prednostmi natančnega pridobivanja podatkov, je interpretacija rezultatov lahko precej zapletena in dolgotrajna. Zato je metoda uporabna le za preiskovanje manjših delov konstrukcij, ko je pomembna natančnost in nas ne moti daljše trajanje meritve.

Pri radiografiji material presevamo z visoko energijskimi fotoni, tj. z rentgenskimi ali gama žarki, pri čemer je za preskušanje konstrukcij bolj uporaben vir gama žarkov zaradi višje energije in doseganja globlje penetracije. Vir gama žarkov so radioaktivni izotopi Ir-192, Co-60 in Cs-137. Med potjo se valovanja absorbira v skladu z različnimi absorpcijskimi koeficienti materiala, ki so odvisni od gostote, sestave in debeline merjenca. To izmerimo tako, da za merjenec postavimo detektor, s katerim dobimo informacijo, koliko vpadnega sevanja se je na določenih mestih absorbiralo. Prepuščeno sevanje se pretvori v električni signal, ki ga lahko gledamo sproti na fluorescenčnem ekranu.

Glede na način zaznavanja vpadnega sevanja, ločimo dve metodi radiografije, in sicer presevno metodo (angl. *through transmission*) in odbojno metodo (angl. *back scatter*). Pri presevni metodi se preiskovani predmet nahaja med žarkom fotonov in detektorjem, ki zazna število prepuščenih delcev skozi predmet. Zaradi tega so predmeti vidni kot obris. Pomembno je, da je žarek ves čas pravokoten na sprejemnik, sicer nastanejo popačene slike. Pri odbojni metodi je detektor na isti strani predmeta kot žarek.

Dve izmed glavnih omejitev metode sta cena preiskave in težka merilna oprema, ki zahteva neposreden stik z merjencem. Poleg tega potrebujejo rentgenske cevi, generatorji rentgenskih žarkov, za termično emisijo visokonapetostni vir. Prednost oddajnikov radioaktivnega sevanja je, da električnega napajanja ne potrebujejo, slabost pa, da oddajanja sevanja ne moremo prekiniti.



Slika 12: a) Merilna oprema za radiografijo, b) primer radiografske slike (Diversified NDT, 2010)

2.3.3 Akustične metode

Akustične metode so izmed vseh neporušnih preiskav najstarejše in najbolj uporabljene. Temeljijo na širjenju in odboju zvočnega mehanskega valovanja v trdnih snoveh. Na podlagi zvočnega odziva preiskovanega materiala omogočajo določitev votlin, globine razpok in mest delaminacij, poleg tega pa tudi materialne parametre kot sta tlačna trdnost in gostota. Izmed akustičnih metod so uveljavljene tri tehnike, ki se med seboj razlikujejo po načinu generiranja in sprejemanja zvočnega valovanja. To so metoda z ultrazvokom, resonančne metode in odmevne metode. Slednje so dveh vrst; metoda s kladivom (angl. *pulse sonic test*) ter metoda z odmevom na udarec (angl. *impact-echo method*).

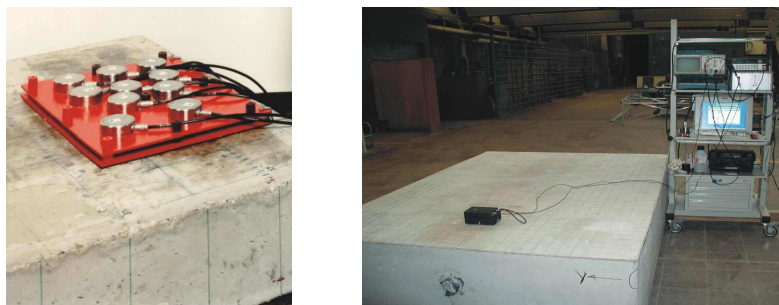
2.3.3.1 Metoda z ultrazvokom (angl. *ultrasonics*)

Metoda je zasnovana na prehodu in odboju ultrazvočnega valovanja. Uporablja se za določitev debeline zidov in tankih plošč ter za določitev votlin, katerih dimenzije so podobne valovnim dolžinam oddanega ultrazvočnega valovanja (20–100 mm). Njena uporabnost je nekoliko bolj omejena pri določitvi razpok in za določitev tlačne trdnosti zidovja na podlagi hitrosti ultrazvočnega valovanja.

Princip ultrazvočne odmevne tehnike z ločenim oddajnikom in sprejemnikom je zasnovan na oddajanju in odboju impulzov, ki jih generira oddajnik ali vrsta oddajnikov ultrazvočnih

valov. Generirani so lahko tako longitudinalni kot tudi transverzalni valovi. Hitrost širjenja valov je odvisna od mehanskih lastnosti strukture, odboj pa od zvočnih impendanc.

Votline v preiskovanem zidu delujejo kot meja med dvema materialoma. Povzročijo popolni odboj zvočnega vpadnega valovanja. Ob predpostavljene konstantni hitrosti lahko iz časa potovanja odbitega valovanja določimo globino votlin. V primeru velikega števila motenj je potrebno uporabiti vrsto oddajnikov ali narediti 3D rekonstrukcijo. V takih primerih ultrazvok pogosto nadomestimo s tomografijo. Pri tem mora biti čas potovanja odbitih valov merjen iz različnih smeri. Na tak način je natančno določena notranja struktura zidu. Pomembno je, da pri tem zabeležimo čas prvega prispelega vala.



Slika 13: Opravljanje meritve ultrazvoka (Deliverable D11.3, 2004)

2.3.3.2 Metoda s kladivom (angl. *pulse sonic test*)

Metoda s kladivom 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. Gre za enostavno metodo, ki se v gradbeništvo že vrsto let uporablja za oceno povezanosti materialne strukture, določitev globine razpok in izračun mehanskih karakteristik (elastičnega modula in enosne tlačne trdnosti) na podlagi hitrosti. Naprave, ki temeljijo na merjenju amplitude in faze valovanja, omogočajo poleg omenjenega tudi določitev debeline materialov in mest delaminacij.

Pri metodi gre za točkovno meritev časa, ki je potreben, da zvočni impulz prepotuje določeno razdaljo. Impulz ustvarimo z instrumentalnim kladivcem, z elektrodinamično ali pnevmatičnim napravo. Na podlagi tega je izračunana hitrost, ki je primerjana z znano

referenčno vrednostjo. Hitrosti, ki znatno odstopajo od referenčne hitrosti, kažejo na prisotnost območij razpok ter delaminacij. Le-to se odraža v daljšem času potovanja ali v celoti preprečenemu prehodu potujočega valovanja. Manjša odstopanja izračunane hitrosti od referenčne vrednosti se lahko pripišejo spremembam elastičnega modula in služijo za interpretacijo trdnostnih karakteristik. Podatek o trdnosti dobimo na podlagi merjenja hitrosti v mediju s konstanto gostoto, kar velja le za redke konstrukcijske materiale, zaradi česar je verodostojnost izračuna vprašljiva.

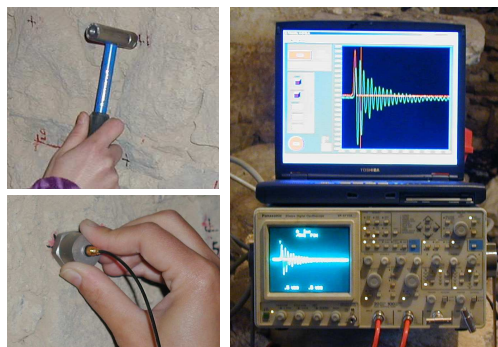
Pri preiskavi morata biti oddajnik in sprejemnik mehansko povezana s površino preiskovanega materiala. Dobro povezavo lahko zagotovimo z uporabo vodotopnega gela ali masti na stiku, ki poveča viskoznost stika in s tem sposobnost prenosa energije. Glede na lego oddajnika in sprejemnika ločimo tri tipe preiskav:

- direktne meritve, kjer sta oddajnik in sprejemnik v liniji na nasprotnih straneh preiskovanega predmeta,
- delno direktne meritve, kjer sta oddajnik in sprejemnik drug na drugega postavljena pod drugačnim kotom in je pot signala diagonalna,
- indirektno meritve, kjer sta tako oddajnik in sprejemnik na isti strani preiskovanega predmeta.

Jakost signala indirektnih meritev znaša le 1–2 % signala direktnih meritev, zato so priporočene direktne meritve, kjer je le to mogoče. Preiskava se običajno vrši na vnaprej pripravljeni mreži točk.

Glavna omejitev metode je pojav večjega števila razpok, območij zadržane vlage ali večjih votlin, saj postane zaradi njih zvočno valovanje moteno in točkovne meritve ne zadoščajo. V teh primerih je potrebno meritve s kladivom nadomestiti z geoelektrično tomografijo. Omejitev predstavlja tudi pojav interference zaradi majhne valovne dolžine signala, ki je po velikostnem redu podobna velikosti delcev preiskovanega materiala. Na drugi strani lahko zaradi preseženega merilnega območje pride do zaznavanja sekundarnih valov.

Merilna oprema za preiskavo s kladivom sestoji iz oddajnika in sprejemnika ter osciloskopa ali LCD ekrana za prikaz prejetega valovanja.



Slika 14: Merilna oprema za opravljanje meritev s klavivom (Deliverable D11.3, 2004)

2.3.3.3 Metoda z odmevom na udarec (angl. *impact-echo method*)

Metoda z odmevom na udarec je podobna metodi s klavivom, le da uporablja nižje frekvenčno območje in podaja celosten odziv, zaradi česar je bolj primerna za podrobno analizo narave napak. Temelji na odboju zvočnega valovanja in spektralni analizi odbitega valovanja. Omogoča določitev debeline zidov in plošč ter lokalizacijo razpok in votlin z napako manjšo od $\pm 3\%$.

Temelji na seriji elastičnih zvočnih valov, ki so sproženi z mehničnimi impulzi na površini zidu. Valovanje se pri prehodu medija odbije od notranjih vključkov, votlin ali razpok. Pri tem pretvornik na površini zidu zazna nastale površinske pomike. Na podlagi izmerjene odvisnosti pomik - čas je pridobljen spekter amplitud v odvisnosti od frekvence valovanja. Iz na grafu opaženih resonanc je mogoče določiti mesta napak v materialni strukturi. Značilnost vsake geometrije prereza je namreč točno določena valovna dolžina in spekter s številom in razporedom vrhov. Pri tem prvi vrh označuje osnovno frekvenco valovanja, ostali vrhovi pa višje harmonske frekvence. Kakršnakoli napaka v materialni strukturi povzroči odstopanje od predpisanega spektra.

Merilna oprema sestoji iz cilindričnega pretvornika, instrumentalnega klavivca ali jeklenih krogel, ki delujejo kot oddajnik zvočnega valovanja, analogno-digitalne naprave za zajem podatkov ter programske opreme, ki kontrolira in prikazuje rezultate na numeričen in grafičen način. Tako kot pri UPV meritvah je cilindrični pretvornik v stiku s površino preiskovanega

materiala prek viskozne tekočine, vendar pa se od omenjene metode razlikuje v tem, da je lociran na isti strani kot oddajnik.



Slika 15: Merilna oprema za opraviljenje metode z odmevom na udarec (Impact-Echo Instruments, 2010)

2.3.4 Mikro-seizmične metode

Mikro-seizmične metode podobno kot akustične metode temeljijo na širjenju elastičnega longitudinalnega p-valovanja, vendar se od njih razlikujejo v tem, da potrebujejo za določitev hitrosti valovanja rezultate večih smeri valovanja.

Pri mikro-seizmičnih metodah gre za oddajanje prožnih valov z uporabo impulzov, njihovo potovanje skozi snov in detekcijo s skupino sprejemnikov. Med seboj se razlikujejo glede na postavitev sprejemnikov in glede na opremo za obdelavo podatkov. Vsem pa je skupno, da določajo čas, ki je potreben, da valovanje pride od posameznega oddajnika do sprejemnika oz. geofona. Na podlagi izmerjenih časov, posamezne metode s specifičnimi programskimi opremami ocenijo hitrost mikro-seizmičnih valov.

Ocena hitrosti valovanja omogoča detekcijo anomalij v zidovini ter oceno dinamičnega elastičnega modula materialov. Hitrost seizmičnih valov v homogenem mediju je namreč odvisna od njegovih elastičnih lastnosti in gostote ter zato kvalitativno določa lastnosti zidne strukture.

Mikro-seizmične metode so naslednjih vrst:

- mikro-seizmično profiliranje (s p in s -valovi),
- mikro-seizmična tomografija (s p in s -valovi),
- TSS profiliranje.

2.3.4.1 Mikro-seizmično profiliranje s p in s -valovi (angl. *micro-seismic profiles with p and s -waves*)

Pri tej metodi postavimo večje število sprejemnikov (običajno 6–24) vzdolž običajno vertikalnega profila na površino preiskovanega zidu, generatorje impulznih valov pa na koncih profilov. Oddajniki in sprejemniki valovanja so pri tem postavljeni na isti strani zidu. Zaradi tega določanje hitrosti temelji na lomnem zakonu seizmičnega valovanja.



Slika 16: a) Shematičen prikaz postavitve oddajnikov (S1 in S2) in sprejemnikov (Ri) na preiskovani zid pri mikro-seizmičnem profiliranju (Marchisio in sod., 2003),
b) prikaz preiskave (Deliverable D11.3, 2004)

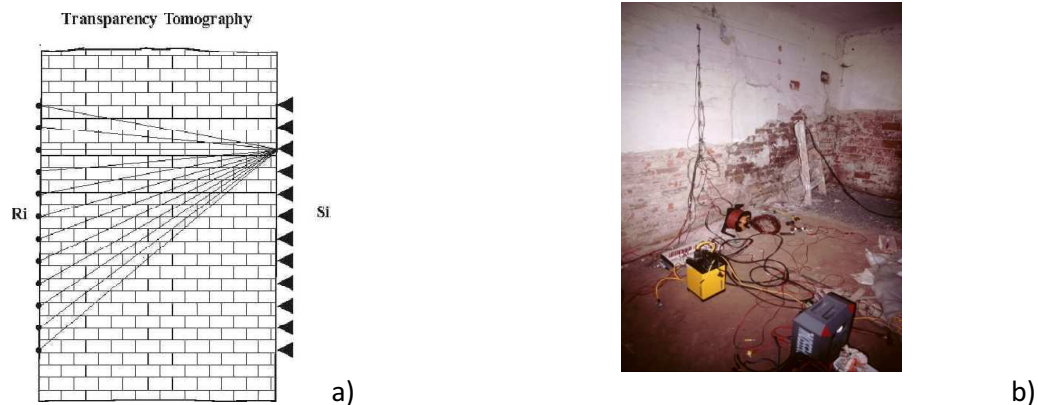
Iz časovnih podatkov posameznih geofonov je določena grafična odvisnost med potovalnimi časi seizmičnih valov in razdaljami med oddajniki in sprejemniki. Grafi se imenujejo dromokroni (angl. *dromochrones*). Hitrost seizmičnih valov je določena na osnovi naklonov ravnih odsekov dromokronov. Ker je hitrost določena na podlagi večih rezultatov, je ta metoda bolj zanesljiva kot dvotočkovna ultrazvočna meritev.

Proces, pri katerem se širijo s -valovi, je precej podoben širjenju p -valov, le da so uporabljeni horizontalni geofoni oz. sprejemniki. Prednost pri širjenju s -valov je v višji ločljivosti zaradi

krajše valovne dolžine, hkrati pa sočasna uporaba s - in p -valovanja omogoča popoln opis dinamičnih elastičnih lastnosti trdnin. Pri tem je kvocient med hitrostjo primarnih valov in hitrostjo sekundarnih valov enak Poissonovemu številu.

2.3.4.2 Mikro-seizmična tomografija s p in s valovi (angl. *micro-seismic tomographies with p and s waves*)

Pri tej metodi morata biti inštrumentu dostopni obe strani preiskovanega zidu. Vrsta sprejemnikov oz. geofonov, ki je povezana z večkanalnim seizmografom, se nahaja na eni strani zidu, na drugi strani pa je vzdolž profila postavljena vrsta generatorjev impulzov, ki poteka paralelno z vrsto sprejemnikov.



Slika 17: a) Shematičen prikaz postavitve oddajnikov (Si) in sprejemnikov (Ri) na preiskovani zid pri mikro-seizmični tomografiji (Marchisio in sod., 2003), b) prikaz preiskave (Deliverable D11.3, 2004)

Po določitvi potovalnih časov, so podatki procesirani v obliko, ki omogoča tomografsko rekonstrukcijo. Računski proces ima dve fazi. V prvem procesu so določeni žarki, ki potekajo od vira do sprejemnika, in prekrivajo celotno področje zidu, kjer se test izvaja. Vsak prerez, po katerem potekajo žarki, je nato razdeljen na veliko število celic (pikslov). V drugem procesu so z iteracijskim postopkom izračunane hitrosti za posamezno celico tako, da so na podlagi začetnega približka hitrosti izračunani potovalni časi posameznega žarka. Te se primerja z eksperimentalnimi podatki in na podlagi tega določi nov približek hitrosti. Iteracije ponavljamo dokler se hitrosti znatno spreminjajo. Numerične rezultate hitrosti celic je za

praktično uporabo potrebno pretvoriti v grafično sliko porazdelitve hitrosti vzdolž prereza, v t.i. tomografsko sliko. Te so lahko prikazane s črno belo ali barvno lestvico.

Podatki, ki jih s to tehniko pridobimo, nam ne posredujejo le geometrijskega opisa zidne strukture, ampak omogočajo tudi prenos dinamičnih vrednosti prožnih modulov k statičnemu modeliranju. Prednost pri širjenju s -valov je tako kot pri mikro-seizmičnem profiliranju s p in s -valovi v višji ločljivosti zaradi krajše valovne dolžine.

2.3.4.3 TSS profiliranje (angl. *TSS profiles*)

Pri tej metodi so sprejemniki postavljeni v naprej pripravljenih izvrtanih luknjah, oddajniki impulzov pa vzdolž profila na površju in so posledično različno oddaljeni od lukenj, kar ustvari trikotno območje žarkov (Slika 18). Luknje v zidovju so razlog, da se metoda uvršča v delno destruktivne metode preskušanja (MDT).

Proces obdelave podatkov temelji na podobnih algoritmihi kot mikro-seizmična tomografija, pri čemer so celice območja podolgovate. Rezultat procesa je profil hitrosti vzdolž osi izvrtanih lukenj. Zaradi lege sprejemnikov je resolucija visoka, kar je posebej opazno v slojih z majhno hitrostjo. V ta namen je TSS profiliranje uporabno orodje za določanje različnih slojev v zidovju.



Slika 18: a) Postavitev oddajnikov (Si) in sprejemnikov (Ri) na preiskovani zid pri TSS profiliranju (Marchisio in sod., 2003), b) prikaz preiskave (Deliverable D11.3, 2004)

3 PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČIH ZIDANIH STAVB

Pri diplomski nalogi je bila opravljena ocena potresne odpornosti obstoječe zidane stavbe v skladu z določili Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998-3: 2005), ki obravnava ocenjevanje in utrjevanje obstoječih stavb. Poleg tega so bila upoštevana še določila Evrokoda 8-1 (SIST EN 1998-1: 2005) in Evrokoda 6-1-1 (SIST EN 1996-1-1: 2006) ter italijanskega pravilnika OPCM (OPCM, no.3274, 2003).

V tem poglavju sem sprva podala kratek opis obnašanja zidanih stavb med potresi, v nadaljevanju pa so opisana določila iz Evrokoda 8-3, na katerih temeljita pri diplomski nalogi uporabljena računalniška progama Sremb, razvit na ZRMK, in 3Muri, razvit na univerzi v Genovi.

3.1 Obnašanje zidanih stavb med potresi

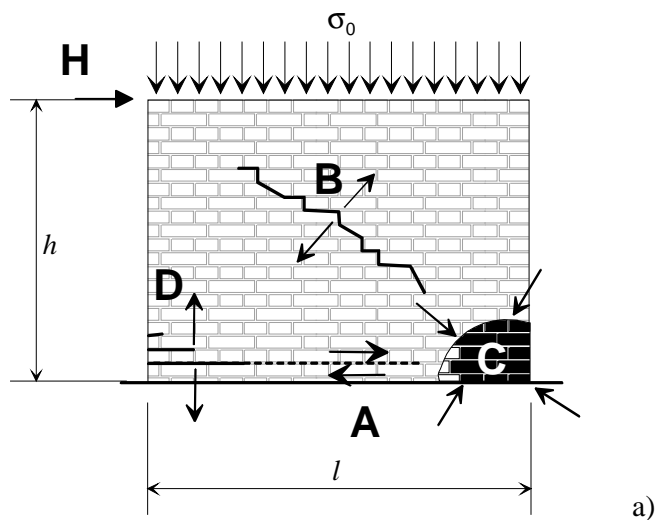
Obnašanje zidanih stavb med potresi je odvisno od tlorisne zasnove, razporeditve nosilnih vertikalnih elementov in od povezanosti zidovja v višini stropnih konstrukcij, saj je od tega odvisno medsebojno sodelovanje in nihanje zidanih stavb.

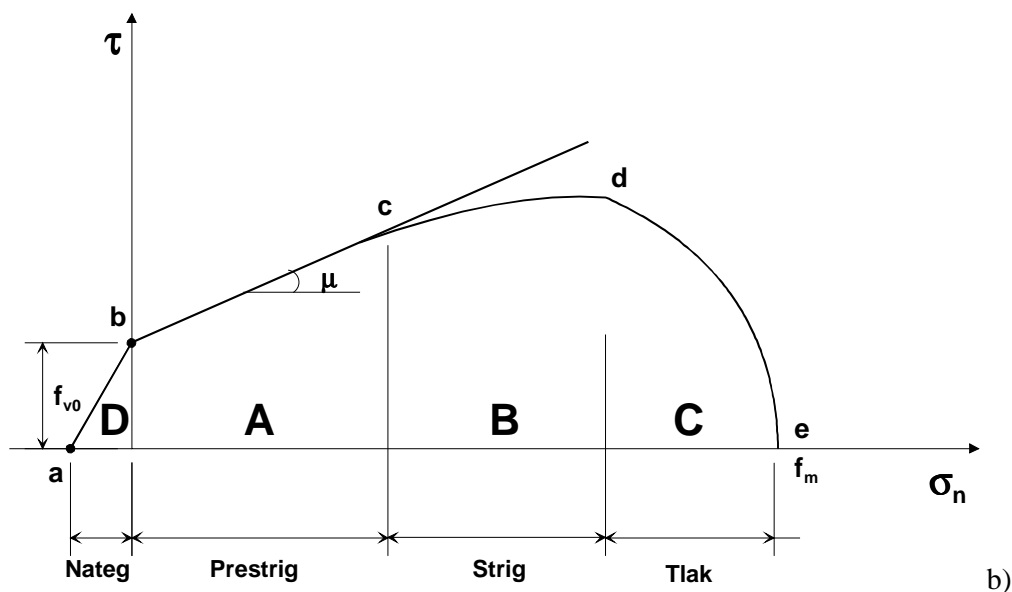
Pri odzivu konstrukcije na potresno obtežbo nastopijo razpoke bodisi zaradi striga oz. upogiba v ravnini delovanja potresne obtežbe bodisi zaradi upogiba izven ravnine zidov. Če so zidovi povezani z zidnimi vezmi, je nihanje že bolj usklajeno, vendar pa se potresno odpornost zidane stavbe bistveno izboljša šele, ko so zidovi med seboj povezani z zidnimi vezmi in togimi stropnimi ploščami. Takrat lahko pri računu potresne odpornosti stavbe upoštevamo tudi vpliv zidov, ki stoje pravokotno na smer delovanja potresa. V splošnem predpostavka togih stropov pri novih zidanih stavbah največkrat velja, pri starih pa je pogoj zaradi podajnih stropov težko izpolnjen.

Mehanizem obnašanja posameznega zidu v stavbi pa je odvisen od njegovega položaja v stavbi, geometrijskih in materialnih karakteristik zidu, pogojev vpetosti ter razmerja med navpičnimi obremenitvami in vodoravno potresno obtežbo.

Vztrajnostne sile, ki na zid delujejo v njegovi ravnini, povzročijo, da se zid obnaša kot prava strižna stena. Pri tem so možni trije mehanizmi porušitve zidu:

- prestrižni mehanizem porušitve (na sliki (Slika 19) oznaka A); ta nastopi, ko so navpične obremenitve zidu majhne in je kakovost malte slaba. Pri tem se zid prestriže na dva dela;
- strižni mehanizem porušitve (na sliki (Slika 19) oznaka B); ta nastopi, ko je presežena natezna trdnost zidovja v smeri glavnih napetosti, kar je povezano z nastankom poševnih razpok. Omenjeni mehanizem je pri zidanih stavbah najpogostejši;
- upogibni mehanizem porušitve (na sliki (Slika 19) oznaka C); ta nastopi, ko je natezna trdnost zidovja dovolj velika in je porušitev povezana z drobljenjem zidakov na tlačnem robu in ne z nastankom poševnih razpok. Mehanizem predvsem pri nearmiranem zidovju ni pogost.





Slika 19: a) Tipični mehanizmi porušitve zidu pri potresni obtežbi in b) ovojnica strižnega obnašanja zidovja v odvisnosti od nivoja tlačnih obremenitev

3.2 Kriteriji za preverjanje potresne odpornosti obstoječih stavb

Kriterije za preverjanje potresne odpornosti obstoječih stavb določajo omejitve poškodb na sprejemljivo raven. Evrokod 8-3 ravni poškodb definira s tremi mejnimi stanji:

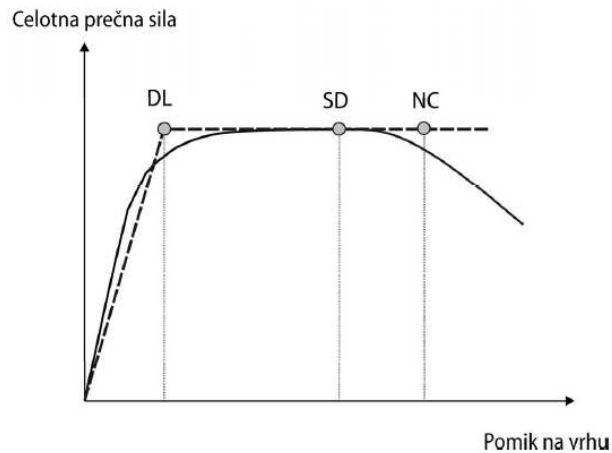
- mejno stanje na meji pred porušitvijo (angl. *limit state of near collapse (NC)*),
- mejno stanje velikih poškodb (angl. *limite state of significant damage (SD)*),
- mejno stanje omejitve poškodb (angl. *limite state of damage limitation (DL)*).

Nacionalni dodatek k Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3: 2005/A101) upošteva le dve mejni stanji, in sicer mejno stanje SD in mejno stanje DL. V skladu z njim je za preverjanje posameznih mejnih stanj potrebno upoštevati potrese z naslednjimi povratnimi dobami oz. verjetnostjo prekoračitve:

- za mejno stanje SD se privzame priporočena vrednost povratne dobe 475 let, kar ustreza 10-odstotni verjetnosti prekoračitve v 50 letih – ustreza mejnemu stanju nosilnosti (SIST EN 1998-1, točka 2.2),

- za mejno stanje DL se privzame povratna doba 95 let, kar ustreza 10-odstotni verjetnosti prekoračitve v 10 letih – ustreza mejnemu stanju uporabnosti (SIST EN 1998-1, točka 2.2).

Evrokod 8-3 (Dodatek C) podaja kriterije za oceno globalne kapacitete obstoječih konstrukcij. Pri mejnem stanju DL je za nelinearno analizo globalna kapaciteta definirana z mejo elastičnosti (elastična sila in elastični pomik) na idealiziranem elasto-plastičnem diagramu sila-pomik ekvivalentnega sistema z eno prostosno stopnjo (SDOF). Postopek za določitev elastične sile in elastičnega pomika je podan v Evrokodu 8-1 (Dodatek B) in je podrobneje opisan v poglavju 4 pri opisu N2 metode. Globalna kapaciteta za mejno stanje SD je definirana s pomikom, ki ustreza $\frac{3}{4}$ vrednosti mejnega pomika za mejno stanje NC. Mejni pomik za mejno stanje NC je določen s točko, kjer nosilnost ustreza 80 % maksimalne nosilnosti.



Slika 20: Mejna stanja označena na idealiziranem elasto-plastičnem diagramu sila-pomik SDOF sistema (Fajfar, 2009)

Kriteriji za kapaciteto zidu so podani v nadaljevanju v točkah 3.4–3.7.

Program 3Muri potresno odpornost obstoječih stavb preverja v skladu z zgornjimi kriteriji, in sicer za mejno stanje nosilnosti, ki ustreza mejnemu stanju SD (v 3Muriju *life saving limit state (SLV)*) in za mejno stanje uporabnosti, ki ustreza mejnemu stanju DL (v 3Muriju *damage*

limit state« (*DLS*)). Od določil v Evrokodu 8-3 odstopa le, da kot dodaten kriterij za globalno kapaciteto za mejno stanje SD upošteva omejitve vrednosti q faktorja. V 3Muriu smo to omejitev upoštevali z vrednostjo 1,5, ki velja za nearmirano zidovje. Tudi Sreemb upošteva nosilnost kot prvi kriterij za mejno stanje DL, duktilnost pa za mejno stanje SD.

3.3 Ravni poznavanja konstrukcije

V skladu z Evrokodom 8-3 se pri preverjanju potresne odpornosti uporabljajo mehanske karakteristike, ki so določene v skladu z ravnmi poznavanja konstrukcije. Obseg podatkov o konstrukciji je odvisen od dostopne dokumentacije o konstrukciji, poznavanja terena, geometrijskih in mehanskih karakteristik sestavnih materialov konstrukcije ter poznavanja povezanosti elementov, torej od obsega opravljenih preiskav konstrukcije.

Evrokod 8-3 loči tri ravni poznavanja konstrukcije (angl. *knowledge level (KL)*), od katerih je odvisen faktor zaupanja (angl. *confidence factor (CF)*):

- KL1: omejeno poznavanje ($CF = 1,35$)
- KL2: običajno poznavanje ($CF = 1,20$)
- KL3: popolno poznavanje ($CF = 1,0$)

Ravni poznavanja konstrukcije se razvrščajo na naslednji način:

- KL1: mehanske lastnosti zidovja so povzete iz baze podatkov brez opravljenih preiskav,
- KL2: mehanske lastnosti zidovja so povzete iz baze podatkov, pri čemer izbiro vrste zidovja iz literature potrdimo s pregledom konstrukcije (odstranitvijo ometa in odpiranjem zidovja),
- KL3: mehanske lastnosti zidovja so določene s terenskimi ali laboratorijskimi preiskavami na preizkušancih iz zidovja.

Pri preverjanju potresne odpornosti obstoječih zidanih stavb raven poznavanja konstrukcije oz. faktor zaupanja upoštevamo pri podajanju trdnosti materialov. Namesto karakterističnih vrednosti uporabljamo povprečne vrednosti, zmanjšane s faktorjem zaupanja CF .

Po Evrokodu 8-3 je pri izračunu strižne odpornosti zaradi striga zidu po enačbi (3.2) potrebno dodatno upoštevati materialni varnostni faktor γ_m , ki je določen v Evrokodu 6-1-1.

Priporočena vrednost za γ_m je $2/3$ vrednosti, določene v Evrokodu 6-1-1, vendar ne manj kot 1,5 (SIST EN 1998-1: 2004, točka 9.6). Pri preverjanju potresne odpornosti s programom 3Muri je bila v primeru 3 uporabljena vrednost $\gamma_m = 1,5$. Pri tem velja poudariti nekonsistentnost Evrokoda 8-3 pri uporabi tega varnostnega faktorja, saj ga pri računu strižne odpornosti zaradi upogiba zidu po enačbi (3.7) ne navaja.

3.4 Mejne deformacije nearmiranih zidov

Evrokod 8-3 (Dodatek C) določa kapaciteto zidu obstoječih stavb za mejno stanje SD pri upogibu v smislu zasuka, pri strigu pa s pomikom. Za primarne elemente sta vrednosti določeni z:

$$\delta_u = \begin{cases} 0,008 H_o/D & \text{za upogib} \\ 0,004 & \text{za strig} \end{cases}, \quad (3.1)$$

kjer sta:

H_o razdalja od točke, kjer se računa upogibna nosilnost, do ničelne točke momentov,

D dolžina zidu.

Za mejno stanje DL je strižna odpornost definirana z mejno deformacijo/zasukom po enačbi (3.1).

3.5 Strižna odpornost nearmiranega zidu zaradi striga za mejno stanje SD

Evrokod 8-3 (Dodatek C) določa za obstoječe stavbe strižno odpornost nearmiranega zidu zaradi striga V_f za mejno stanje SD po enačbi:

$$V_f = f_{vd} D' t, \quad (3.2)$$

kjer so:

D' dolžina tlačnega dela zidu,

t debelina zidu,

f_{vd} strižna trdnost zidu ob prisotnosti vertikalne obtežbe,

$$f_{vd} = f_{vmo} + 0,4 \cdot \frac{N}{D t} \leq 0,065 f_m, \quad (3.3)$$

f_{vmo} povprečna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti,

f_m povprečna tlačna trdnost zidu,

N navpična obtežba zidu.

Trdnosti f_{vmo} in f_m sta deljeni s faktorjem zaupanja (CF) kot je opisano v točki 3.3, v primarnih elementih pa še dodatno z materialnim varnostnim faktorjem γ_m , skladno z Evrokodom 6-1-1.

Evrokod 8-3 strižno odpornost zaradi striga definira le z enačbo (3.2), stari standard iz leta 1981 (Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, 1981) in trenutni italijanski pravilnik (OPCM, no.3274, 2003) pa strižno nosilnost zidovja določata z ločenima enačbama glede na prestrižni mehanizem, kjer je nosilnost določena s strižno trdnostjo zidovja, in glede na strižni mehanizem, kjer je nastanek diagonalnih razpok določen z natezno trdnostjo zidovja. Slednje upošteva tudi 3Muri, ki loči račun strižne odpornosti za obstoječe in zidane stavbe. Tako lahko računa po prestrižnem mehanizmu ob upoštevanju Evrokoda 8-3 ter po strižnem mehanizmu ob upoštevanju načina, ki je bil sestavni del naše stare zakonodaje. Ker 3Muri strižno odpornost za obstoječe stavbe računa po enačbi za strižni mehanizem, ki jo kot edino uporablja tudi Sremb. V nadaljevanju podajamo tudi enačbo tega mehanizma.

Enačbo za račun strižne odpornosti zidu $V_{f,s}$ z referenčno natezno trdnostjo (Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, 1981) sta razvila Turnšek in Čačovič (1971):

$$V_{f,s} = C_R A \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t} + 1}, \quad (3.4)$$

kjer so:

C_R faktor redukcije nosilnosti, ki predstavlja razmerje med maksimalno, eksperimentalno doseženo, in računsko nosilnostjo idealizirane histerezne ovojnice zidu,

A površina vodoravnega prereza zidu,

f_t referenčna natezna trdnost zidu,

b faktor razporeditve strižnih napetosti po vodoravnem prerezu zidu; odvisen je od geometrije zidu in dejanskega razmerja med navpično in vodoravno silo pri poružitvi, vrednosti faktorja pa se gibljejo med 1 za čokate zidove in 1,5 za vitke zidove,

σ_o povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi navpične obtežbe N ,

$$\sigma_o = \frac{N}{tD} \quad (3.5)$$

Referenčna natezna trdnost f_t je definirana kot glavna natezna napetost v zidu, ki bi nastala pri doseženi največji odpornosti zidu, če bi bilo zidovje elastičen, homogen in izotropen material (Turnšek in Čačovič, 1971), z enačbo:

$$f_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b\tau_{\max})^2} - \frac{\sigma_o}{2}, \quad (3.6)$$

kjer je:

τ_{\max} povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu pri največji vodoravni sili V_f .

3.6 Strižna odpornost nearmiranega zidu zaradi upogiba za mejno stanje SD

Evrokod 8-3 (Dodatek C) strižno odpornost nearmiranega zidu pri obstoječih stavbah zaradi upogiba definira z enačbo:

$$V_f = \frac{DN}{2H_o}(1 - 1,15v_d), \quad (3.7)$$

kjer so:

v_d normirana tlačna sila,

$$v_d = \frac{N}{Dt f_d}, \quad (3.8)$$

$$f_d = \frac{f_m}{CF}. \quad (3.9)$$

Tako 3Muri kot Sremb strižno odpornost zaradi upogiba določata po enačbi (3.10), ki je enačbi (3.7) enakovredna, le zapisana v drugačni obliki. Določena je po analogiji z betonom, kjer se dejanski razpored tlačnih napetosti nadomesti z ekvivalentno pravokotno razporeditvijo.

Tomažević (2009) upogibni moment nearmiranega zidovja $M_{f,f}$ definira z enačbo:

$$M_{f,f} = \left(\frac{\sigma_o t D^2}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_o}{0,85 f_m} \right). \quad (3.10)$$

Upogibnemu momentu odgovarja vodoravna sila $V_{f,f}$, ki predstavlja strižno odpornost zaradi upogiba polnovpetega zidu:

$$V_{f,f} = \frac{M_{f,f}}{H_0} = \left(\frac{\sigma_o t D^2}{2 H_0} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_o}{0,85 f_m} \right), \quad (3.11)$$

3.7 Primerjava Evrokoda 8-3 z italijanskim pravilnikom OPCM 3274

Pri preučevanju Evrokoda 8-3 sem ugotovila, da nastopajo nedoslednosti pri uporabi materialnega varnostnega faktorja. Kot že omenjeno nastopa v enačbi za račun strižne odpornosti zaradi striga, ne pa v enačbi za račun strižne odpornosti zaradi upogiba.

Na področju preverjanja potresne odpornosti zidanih stavb je bolj dosleden trenutno veljavni italijanski pravilnik OPCM 3274, ki obravnava obstoječe stavbe in katerih določila uporablja tudi 3Muri. V nasprotju z Evrokodom 8-3 in Evrokodom 6-1-1, ki strižno odpornost zaradi striga določata na podoben način, pa OPCM kot že omenjeno loči račun strižne odpornosti zaradi striga za nove in obstoječe stavbe.

Po OPCM 3274 je za nelinearno statično analizo potrebno tako kot v skladu z Evrokodom 8-3 uporabiti povprečne trdnostne parametre iz raziskav in ne karakterističnih vrednosti. OPCM 3274 pravi, da je za obstoječe zidane stavbe potrebno projektne vrednosti upoštevati tako, da

se povprečne vrednosti deli s CF in γ_m pri elastični analizi s q faktorjem (faktorjem obnašanja). Pri nelinearni analizi pa se deli le s CF faktorji.

Pri projektiranju novih nearmiranih zidanih stavb je strižna odpornost zaradi striga določena v skladu z Evrokodom 6-1-1 s prestrižnim mehanizmom, ki ustreza enačbi (3.2) za obstoječe stavbe. Pri tem je f_{vd} pri nelinearni analizi enaka povprečni strižni trdnosti f_{vm} po enačbi (3.3). Povprečna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti f_{vmo} je s karakteristično vrednostjo določena z enačbo:

$$f_{vmo} = \frac{f_{vk0}}{\alpha_{mv}}, \quad (3.12)$$

kjer je:

f_{vk0} karakteristična strižna vrednost pri ničelni tlačni napetosti,

$$\alpha_{mv} = 0,7,$$

f_{vd} pa je omejena z vrednostjo f_{vlim} , ki je enaka

$$f_{vlim} = \min(1,4 \cdot f_m'; 2,2MPa), \quad (3.13)$$

kjer je:

f_m' povprečna tlačna trdnost zidu v horizontalni smeri.

Pri preverjanju obstoječih zidanih stavb pa je potrebno uporabiti za izračun projektne strižne odpornosti strižni mehanizem, po enačbi (3.4), kjer je referenčna natezna trdnost za nelinearno statično analizo deljena le s CF faktorjem. Med povprečno in karakteristično natezno trdnostjo velja podobna zveza kot pri enačbi (3.12), in sicer:

$$f_m = \frac{f_{tk}}{\alpha_{mv}}. \quad (3.14)$$

Upogibni moment nearmiranega zidovja je določen v skladu z enačbo (3.10), pri čemer je pri preverjanju potresne odpornosti obstoječih stavb povprečna tlačna trdnost dodatno reducirana s CF faktorjem.

Tako Sremb kot 3Muri za račun potresne odpornosti ne delujeta točno v skladu z določili Evrokoda 8-3, ampak uporabljata za določitev strižne nosilnosti tudi druge primerljive enačbe. Zaradi tega in zaradi že omenjene nekonsistentne uporabe varnostnih faktorjev, je bil s 3Murijem v primeru 3 analiziran vpliv upoštevanja varnostnih faktorjev ter predpostavljenega porušnega mehanizma, saj smo se z njim tem bistveno bolj približali Evrokodu 8, kot če bi upoštevali redukcijo po Srembu.

4 POENOSTAVLJENA NELINEARNA ANALIZA KONSTRUKCIJ PRI POTRESNI OBTEŽBI (N2 METODA)

Račun odziva obstoječih zidanih stavb na potresno obtežbo z linearno analizo ob upoštevanju redukcijskih faktorjev oz. faktorjev obnašanj bi v večini primerov pokazala, da konstrukcija s postopkom utrjevanja le težko dosega zahtevano potresno odpornost. To bi lahko tako povečalo stroške utrjevanja, da bi se investitor sploh ne lotil utrjevanja in bi raje obstoječi objekt nadomestil z novim. Rešitev tega problema je mogoča, če precej konzervativni račun z linearno analizo nadomestimo z uporabo nelinearne analize. Pri tem so najbolj primerne nelinearne dinamične analize, ki jih zaradi zahtevnosti računa v praksi nadomeščajo poenostavljene nelinearne metode. Te temeljijo na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostosnimi stopnjami (MDOF sistem – angl. *Multi Degree of Freedom*) pri monotono naraščajoči vodoravni obtežbi (angl. *pushover*), medtem ko se potresna obremenitev določi iz projektne spektra. V ta namen je potrebno določiti ekvivalenten sistem z eno prostosno stopnjo (SDOF sistem – angl. *Single Degree of Freedom*). Ena izmed teh metod je N2 metoda.

N2 metoda je uporabna tako za projektiranje novih konstrukcij kot za oceno obnašanja obstoječih konstrukcij. Zaradi uporabe SDOF sistema, daje zadovoljive rezultate le za stavbe, ki nihajo pretežno v eni sami nihajni obliki. To običajno ne velja za torzijsko podajne stavbe, kjer je osnovna nihajna oblika torzijska, ter višje objekte, kjer vpliv višjih nihajnih oblik ni zanemarljiv.

V nadaljevanju so najprej opisani spektri v AD formatu, ki so v uporabi pri N2 metodi, nato je dan postopek nelinearne statične analize, na kateri temelji N2 metoda. Po korakih je opisana N2 metoda, tako kot je predvideno v Evrokodu 8-1 (Dodatek B).

4.1 Spektri v AD formatu

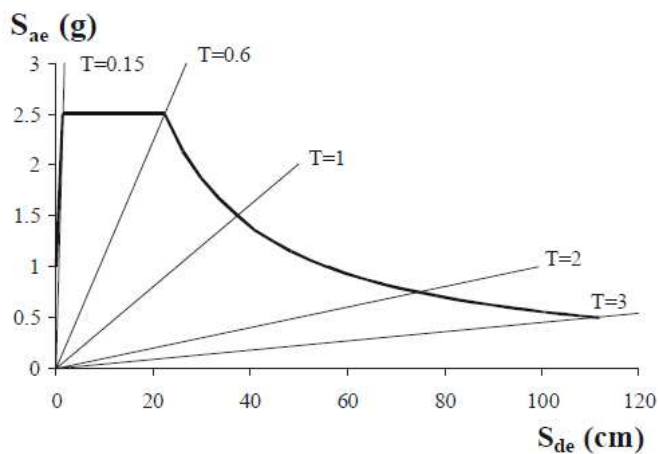
Pri N2 metodi uporabimo elastični spekter v AD formatu in neelastične spektre pri konstantni duktilnosti.

(a) Določitev elastičnega spektra v AD formatu

Pri spektru v AD formatu (pospešek – pomik) spekter pospeškov in pomikov prikažemo skupaj na istem diagramu. Pri tem predstavljajo radialne linije iz izhodišča koordinatnega sistema vrednosti nihajnih časov ($T = konst.$).

Elastični spekter pomikov S_{de} je s spektrom pospeškov S_{ae} povezan prek enačbe

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}. \quad (4.1)$$



Slika 21: Elastični spekter odziva v AD formatu za tla tipa B (Fajfar, 2002)

(b) Določitev neelastičnih spektrov za konstantne duktilnosti μ

Ugoden vpliv duktilnosti konstrukcij zagememo z zmanjšanjem zahtevane nosilnosti konstrukcije z redukcijskim faktorjem oz. faktorjem obnašanja q . Z njim zmanjšamo vrednosti pospeškov v spektru. V splošnem vpliva na njegovo velikost duktilnost

konstrukcije, tj. sposobnost deformiranja v neelastičnem območju, in dodatna nosilnost, tj. rezerva pri karakterističnih trdnostih. Pri nelinearni statični analizi smemo upoštevati le prispevek zaradi duktilnosti, tj. R_μ oz. q_u .

Za neelastičen sistem z bilinearnim odnosom med obtežbo in pomikom lahko določimo neelastični spekter pospeškov S_a in spekter pomikov S_d na podlagi elastičnih spektrov z naslednjima enačbama

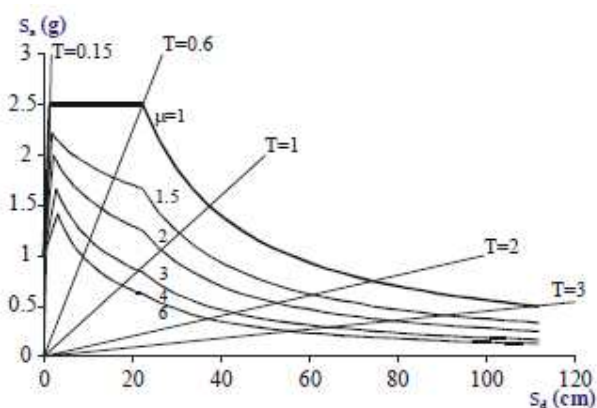
$$S_a = \frac{S_{ae}}{q_u} \quad , \quad S_d = \frac{\mu}{q_u} S_{de} \quad (4.2)$$

V N2 metodi je za redukcijski faktor q_u uporabljen bilinearen spekter:

$$q_u = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \dots T < T_C \quad (4.3)$$

$$q_u = \mu \dots T \geq T_C \quad (4.4)$$

Pri tem je T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost. Iz zgornjih enačb sledi, da je pri $T \geq T_C$ pomik neelastičnega sistema enak pomiku elastičnega sistema z enakim nihajnim časom (pravilo enakosti pomikov).



Slika 22: Elastični in neelastični spektri za konstantne duktilnosti v AD formatu (Fajfar, 2002)

4.2 Nelinearna statična (pushover) analiza

(a) Predpostavljena deformacijska oblika, ki ima komponente samo v eni smer

Nelinearno statično analizo naredimo posebej za obe vodoravni smeri x in y, tako da MDOF model obremenimo z vodoravno obtežbo, ki jo postopoma povečujemo in zasledujemo deformacije konstrukcije. Pri tem predpostavimo deformacijsko obliko, ki ima komponente le v eni smeri. Pri določeni velikosti obtežbe pride do tečenja prvega elementa konstrukcije in s tem do zmanjšanja togosti tega elementa in celotne konstrukcije. Tečenje se postopoma pojavi tudi v drugih elementih, kar vpliva na postopno zmanjševanje togosti konstrukcije do pojava plastičnega mehanizma. Nadaljnjo povečanje obtežbe je mogoče le, če ima material sposobnost utrjevanja. Če vsebuje model konstrukcije take elemente, kjer se nosilnost s povečevanjem deformacij manjša, moramo pri analizi postopoma večati pomike in ne vodoravno obtežbo. Le tako lahko določimo mejno deformacijo, ki pomeni porušitev. V praksi se za to upošteva vrednost, ki predstavlja 80% maksimalne nosilnosti.

(b) Določitev porazdelitve vodoravne obtežbe po višini

Porazdelitev vodoravnih sil po višini določimo v skladu z enačbo v Evrokodu 8-1 (Dodatek B). Predpostavljena je naslednja zveza med normiranimi vodoravnimi silami \bar{F}_i in normiranimi pomiki ϕ_i :

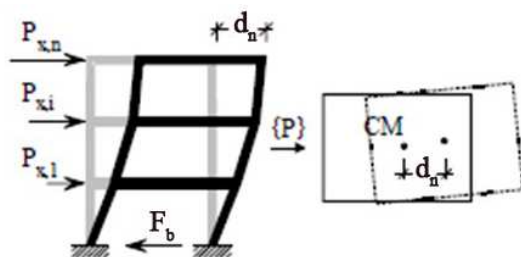
$$\bar{F}_i = m_i \phi_i, \quad (4.5)$$

kjer je m_i masa v i-ti etaži.

Razporeditev sil je torej enaka nihajni obliki, uteženi z masami v posamezni etaži. Pomiki so normirani tako, da velja $\phi_n = 1$, kjer je n kontrolna točka (običajno označuje n vrhno etažo). Glede na to velja $\bar{F}_n = m_n$. Evrokod 8-1 predpisuje dve razporeditvi vodoravne obtežbe po višini, in sicer konstantno nihajno obliko $\phi_i = 1$ in osnovno nihajno obliko elastične konstrukcije, ki jo lahko aproksimiramo z obrnjenim trikotnikom. Vodoravno obtežbo v postopku analize povečujemo, vendar ostaja njena razporeditev po višini nespremenjena.

(c) Določitev odnosa med celotno prečno silo F_b in pomikom na vrhu d_n pri delovanju obtežbe v centru mase

Rezultat nelinearne statične analize je odnos med celotno prečno silo v spodnji etaži F_b , ki je enaka vsoti vseh vodoravnih sil v posameznih etažah, in pomikom na vrhu d_n v primer obtežbe v centru mase. Tako je določena deformacijska oz. t.i. »pushover« krivulja.



Slika 23: Pomik na vrhu d_n pod vplivom vodoravne obtežbe (Fajfar, 2002)

4.3 Ekvivalenten model z eno prostosno stopnjo (SDOF sistem)

(a) Določitev mase SDOF sistema m^*

Masa ekvivalentnega SDOF sistema m^* je v skladu z Evrokodom 8-1 definirana kot

$$m^* = \sum m_i \phi_i^2. \quad (4.6)$$

(b) Pretvorba MDOF količin v SDOF količine

Transformacija sil in pomikov iz MDOF sistema v SDOF sistem je v skladu z Evrokodom 8-1 definirana s transformacijskim faktorjem z izrazoma

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}, \quad (4.7)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}. \quad (4.8)$$

kjer sta F_b celotna prečna sila in d_n pomik v kontrolni točki MDOF sistema. Transformacijski faktor je pri tem definiran kot

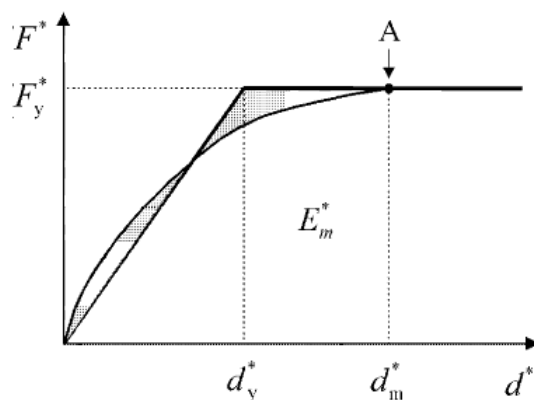
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (4.9)$$

in je odvisen od predpostavljenega približka za nihajno obliko in od razporeditve mas.

Ker ostane pri transformaciji odnos med obtežbo in deformacijo enak, se ohranijo togosti in nihajni časi. To pomeni, da ima ekvivalenten SDOF sistem enak diagram obtežba – deformacija kot MDOF sistem, le s spremenjenim merilom.

(c) Določitev idealiziranega bilinearnega odnosa med silo in pomikom SDOF sistema

Za potrebe nadaljnjega računa je odnos med silo F^* in pomikom d^* idealiziran z bilinearno elasto-plastično obliko brez utrditve. Pri tem je ključnega pomena izbira začetne ekvivalentne elastične togosti. V skladu z Evrokodom 8-1 je ta določena tako, da sta površini pod dejanskim in idealiziranim diagramom sila – pomik enaki.



Slika 24: Dejanski in idealizirani diagram sila-pomik SDOF sistema (SIST EN 1998-1: 2005)

Po zgornji predpostavki se za pomik d_y^* , ki predstavlja zgornjo mejo diagrama, vzame pomik, pri katerem se tvori plastični mehanizem. Določen je z izrazom

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right), \quad (4.10)$$

kjer sta:

E_m^* dejanska deformacijska energija pri tvorbi plastičnega mehanizma,

F_y^* sila tečenja, ki predstavlja nosilnost idealiziranega diagrama in je enaka celotni prečni sili pri tvorbi plastičnega mehanizma.

Tak način idealizacije je primeren tedaj, ko so neelastične deformacije precej velike, v nasprotnem primeru je primernejši iteracijski postopek, ki ga dopušča tudi Evrokod 8-1.

Nihajni čas SDOF sistema je določen z

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}}, \quad (4.11)$$

kjer je togost ekvivalentnega sistema definirana s kvocientom $k^* = F_y^* / D_y^*$.

(d) Določitev diagrama kapacitete (pospešek proti pomiku)

Ker je pri N2 metodi v uporabi spekter v AD formatu, s katerim bo odnos sila – pomik primerjan, je potrebno idealiziran odnos med silo F^* in pomikom D^* korigirati tako, da silo F^* delimo z maso ekvivalentnega sistema m^*

$$S_a = \frac{F^*}{m^*}. \quad (4.12)$$

Dobljeni diagram je t.i. krivulja kapacitete (angl. *capacity curve*).

4.4 Potresne obremenitve SDOF sistema – določitev ciljnega pomika SDOF sistema

Potresno obremenitev SDOF sistema se določi grafično tako, da na isti sliki prikažemo elastični in neelastični spekter ter krivuljo kapacitete. To se posebej določi za področje srednjih in dolgih nihajnih časov ter področje kratkih nihajnih časov. Presečišče radialne linije, tj. elastičnega nihajnega časa idealiziranega bilinearnega sistema, z elastičnim spektrom S_{ae} določa pospešek potresa, ki bi ga morala konstrukcija prenesti, če bi ostala v elastičnem območju. Pospešek na meji tečenja S_{ay} predstavlja zahteve neelastične konstrukcije.

Evrokod 8-1 določa za izračun ciljnega pomika neelastične konstrukcije različna izraza za območje kratkih nihajnih časov in območje srednjih in dolgih nihajnih časov.

- $T^* < T_C$ (območje kratkih nihajnih časov)

Če velja $F_y^* / m^* \geq S_{ae}(T^*)$, je obnašanje elastično in velja

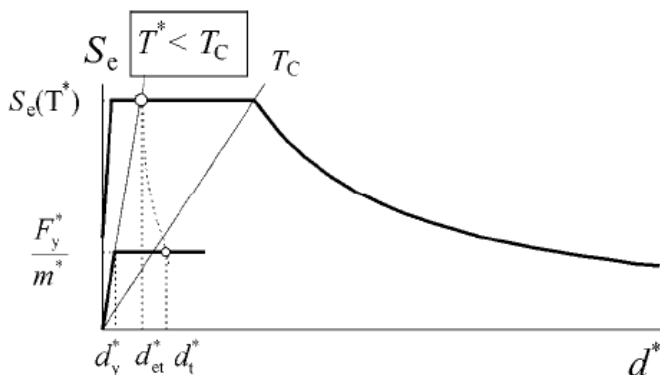
$$d_i^* = d_{et}^* \tag{4.13}$$

Če velja $F_y^* / m^* < S_{ae}(T^*)$, je odziv neelastičen in velja

$$d_i^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left((q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \right), \tag{4.14}$$

kjer je q_u določen kot razmerje med pospeškom konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem $S_{ae}(T^*)$ in konstrukcijo z omejeno nosilnostjo F_y^* / m^*

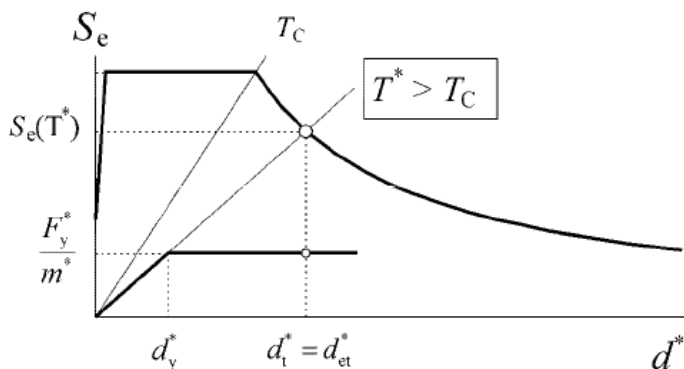
$$q_u = \frac{m^* S_{ae}(T^*)}{F_y^*} \tag{4.15}$$



Slika 25: Elastični in neelastični spekter ter diagram kapacitete za območje kratkih nihajnih časov (Fajfar, 2002)

- $T^* \geq T_C$ (območje srednjih in dolgih nihajnih časov)

$$d_t^* = d_{et}^* \tag{4.16}$$



Slika 26: Elastični in neelastični spekter ter diagram kapacitete za območje srednjih in dolgih nihajnih časov (Fajfar, 2002)

4.5 Globalne potresne obremenitve MDOF modela – določitev ciljnega pomika MDOF sistema

Ciljni pomik na vrhu MDOF sistema določimo s transformacijo pomika SDOF modela v pomik na vrhu MDOF modela. Določen je v skladu z enačbo (transformacija pomika) po Evrokodu 8-1 kot

$$d_t = \Gamma d_t^* \tag{4.17}$$

5 NELINEARNA SEIZMIČNA ANALIZA ZIDANIH STAVB S PROGRAMOMA SREMB IN 3MURI

Računalniško modeliranje zidanih stavb za oceno potresne odpornosti temelji na postopkih in enačbah, ki izhajajo iz zakonov teorije elastičnosti, ter na eksperimentalno dobljenih ugotovitvah cikličnih preiskav zidov in zidanih konstrukcij na potresnih mizah. Pri tem je rezultat odziva na potresno obtežbo oz. ovojnica histereznih zank odvisna od natančnosti vhodnih podatkov, dobljenimi na osnovi predhodnih in-situ preiskav.

Zaradi zapletenosti nelinearne dinamične analize obstaja na tržišču več računalniških programov, ki temeljijo na poenostavljenih metodah nelinearne statične analize. V diplomski nalogi sta bila za oceno potresne odpornosti zidane stavbe uporabljena programa Sremb in 3Muri, katerih delovanje in predpostavke so v nadaljevanju opisane.

5.1 Računalniški program Sremb

Sremb (angl. *Seismic REsistance of Masonry Buildings*) je računalniški program za račun potresne odpornosti enostavnih zidanih zgradb. Temelji na nelinearni statični analizi, kjer namesto sil konstrukciji korakoma vsiljujemo pomike. Potresno odpornost zgradbe ocenimo z etažno ovojnico histereznih zank, tj. s krivuljo, ki prikazuje razmerje med vsiljenimi vodoravnimi pomiki etaže in odpornostjo. Pri diplomski nalogi smo uporabljali verzijo programa za Matlab, razvito na GI-ZRMK (Gostič, S.).

5.1.1 Predpostavke računa

Osnovni elementi zidanih konstrukcij so strižne stene, ki so lahko polne ali prebite z vratnimi ali okenskimi odprtinami. V praksi se strižne stene zato pogosto modelirajo kot okvirji, ki ga tvorijo slopi ter vodoravni elementi, parapeti ter prekladne in zidne vezi. Glede na velikost odprtin in razmerja med slopi in vodoravnimi deli strižne stene, so lahko bodisi zidani slopi šibkejši od prekladnega dela bodisi so prekladni deli šibkejši od slopov. Program Sremb temelji na predpostavki, da se v primeru nearmiranih zidanih zgradb analogija okvira lahko poenostavi, saj zaradi močnih in togih vodoravnih elementov in šibkih slopov prevladuje

strižno obnašanje slopov, kjer je porušitev povezana z nastankom poševnih razpok. V tem primeru se slopi obravnavajo kot polno vpeti na spodnjem in zgornjem robu v parapetni pas zidovja oz. stropove, kar označujemo tudi s pojmom etažnega strižnega mehanizma. Pri tem je potresna odpornost zgradbe določena v odvisnosti od nosilnosti kritične etaže in njene duktilnosti. Za večino zidanih stavb, kjer se debelina zidov ne spreminja po višini, so modelni preizkusi na potresni mizi namreč pokazali, da poškodbe praviloma nastanejo v eni etaži, in sicer v pritličju.

Osnovne predpostavke računa s Srebnom so:

- stropne konstrukcije opišemo z obnašanjem togih vodoravnih diafragem, tako da se obtežba, tj. vsiljeni pomiki, porazdelijo po zidovih v razmerju togosti;
- zidovi so vpeti na zgornjem in spodnjem robu v stropno konstrukcijo ali pa v prekladni in parapetni del zidu;
- prispevek posameznega zidu k potresni odpornosti etaže je odvisen od njegove togosti in nosilnosti ter od deformacij zidu, ki je odvisna od položaja zidu v etaži. Pri tem velja predpostavka, da četudi se zid zaradi vodoravne obtežbe poruši in ne nudi odpornosti, je še vedno sposoben prevzeti obremenitev zaradi težnostnih sil;
- k potresni odpornosti in togosti konstrukcije je upoštevan tudi prispevek zidov pravokotno na smer potresa. Izračun njihovih nosilnosti in togosti je enak kot pri zidovih obremenjenih v svoji ravnini;

5.1.2 Konstruiranje etažne histerezne ovojnice

Etažna histerezna ovojnica ali krivulja odpornosti je določena na podlagi idealiziranih histereznih ovojnic zidov v obravnavani etaži. Le te so določene na podlagi togosti zidu, nosilnosti in predpostavljenega faktorja duktilnosti.

5.1.2.1 Idealizirana histerezna ovojnica zidu

Togost zidu vpliva na razporeditev potresne obtežbe na posamezne elemente in je ob predpostavki obojestransko vpetih zidov določena z enačbo:

$$K = \frac{GA}{1,2 H \left(1 + 0,83 \frac{G}{E} \left(\frac{H}{D} \right)^2 \right)}, \quad (5.1)$$

kjer so:

- G strižni modul zidu,
- E elastični modul zidu
- A prerez zidu,
- H višina zidu,
- D dolžina zidu.

Nosilnost zidu program določi v odvisnosti od vzpostavljenega mehanizma porušitve, in sicer kot minimalno izmed dobljenih vrednosti. Strižno nosilnost na podlagi strižnega mehanizma z nastankom poševnih razpok $V_{f,s}$ določi po enačbi (3.4), strižno nosilnost zaradi upogiba $V_{f,f}$ pa z enačbo (3.11).

Ob poznani togosti, nosilnosti in predpostavljeni duktilnosti sta določena naslednja pomika:

- pomik na meji elastičnosti d_e z enačbo:

$$d_e = \min(V_{f,s}, V_{f,f}) / K, \quad (5.2)$$

- pomik na meji porušitve d_u ob znanem faktorju duktilnosti μ z enačbo:

$$d_u = d_e \mu. \quad (5.3)$$

V neelastičnem območju se togost zidu K zmanjšuje v odvisnosti od deformacij po enačbi:

$$K = \min(V_{f,s}, V_{f,f}) / d, \quad (5.4)$$

kjer je:

- d trenutni pomik.

5.1.2.2 Etažna histerezna ovojnica

Etažno histerezno ovojnico program izračuna tako, da korakoma premika masno težišče etaže, kjer med potresom deluje rezultanta vztrajnostnih sil. Odpornost etaže V_{tot} je pri tem določena z vsoto odpornosti posameznih zidov V_i po enačbi:

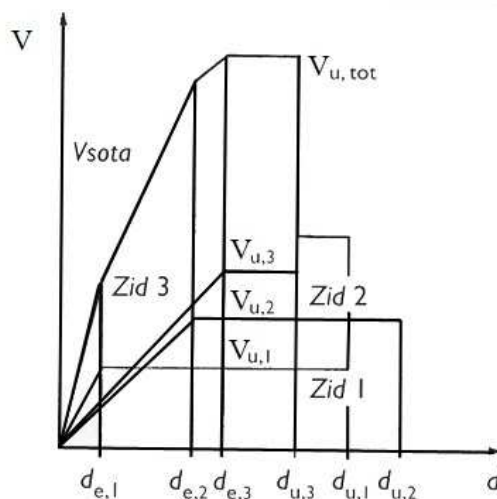
$$V_{tot} = \sum_i^n V_i. \quad (5.5)$$

Odpornost posameznega zidu je na podlagi idealizirane bilinearne odvisnosti določena z:

$$V_i = d_i K_i, \text{ če } d_i \leq d_{e,i}, \quad (5.6)$$

$$V_i = V_{f,i}, \text{ če } d_{e,i} \leq d_i \leq d_{u,i}, \quad (5.7)$$

$$V_i = 0; K_i = 0, \text{ če } d_i \geq d_{u,i}. \quad (5.8)$$



Slika 27: Konstrukcija ovojnice odpornosti etaže (po Tomaževiču, 2009)

Če katerikoli izmed zidov v etaži preseže mejo elastičnosti, se spremeni konstrukcijski sistem etaže in s tem togostna matrika. Zato se togost in odpornost posameznih zidov v vsakem koraku računa določita z upoštevanjem vsiljenega pomika in idealizirane histerezne ovojnice zidu. Ko določen zid preseže mejno vrednost pomika d_u , le-ta ne nudi več potresne odpornosti in nima togosti. Zid se izloči iz konstrukcijskega sistema, obremenitev zidu pa se porazdeli na ostale zidove, ki še nudijo odpor.

Pri računu so upoštevani torzijski vplivi zaradi ekscentričnosti masnega težišča in težišča togosti. Torzijski zasuki so upoštevani v korekciji pomikov.

5.1.2.3 Idealizirana etažna histerezna ovojnica

Ker nosilnost celotne zgradbe določamo v odvisnosti od nosilnosti in duktilnosti kritične etaže in ker je potresna odpornost zgradbe praviloma manjša od odpornosti kritične etaže, je potrebno etažno krivuljo odpornosti idealizirati, četudi je bila določena s superpozicijo idealiziranih krivulj odpornosti zidov. Idealizirana etažna histerezna ovojnica je v Srembu določena na naslednji način:

- začetna, efektivna togost etaže oz. idealizirane ovojnice K_e je določena z razmerjem med etažno silo in pomikom na meji elastičnosti izračunane histerezne ovojnice oz. s točko, ko se bistveno spremeni naklon izračunane ovojnice zidu zaradi pojava razpok:

$$K_e = V_e / d_e . \quad (5.9)$$

- računaska nosilnost je določena iz energetskega pogoja, ki pravi da mora biti površina pod idealizirano ovojnico enaka površini pod izračunano ovojnico, z enačbo:

$$V_u = K_e \left(d_u - \sqrt{d_u^2 - \frac{2A_{env}}{K_e}} \right), \quad (5.10)$$

kjer je:

A_{env} površina pod izračunano krivuljo odpornosti,

d_u idealizirani mejni pomik etaže.

Pri tem velja zveza med idealizirano in izračunano največjo vrednostjo (V_u in V_{max}):

$$V_u = 0,9V_{max} . \quad (5.11)$$

- v skladu z Evrokodom 8-1 je idealizirani mejni pomik d_u določen s točko, ki ustreza 80 % največje vrednosti nosilnosti ($0,8R_{max}$);
- faktor duktilnosti je določen kot:

$$\mu_{du} = d_u / d_e . \quad (5.12)$$

5.1.3 Preverjanje potresne odpornosti

Z opisano računsko metodo lahko preverimo zahteve glede nosilnosti in duktilnosti konstrukcije, kjer je slednja povezana s sposobnostjo disipiranja potresne energije in deformiranja v nelinearnem območju.

Za kontrolo potresne odpornosti konstrukcije se odpornost, izražena s koeficientom potresne odpornosti SRC_u (angl. *ultimate seismic resistance coefficient*), primerja z mejnim strižnim koeficientom BSC_u (angl. *design base shear coefficient*).

BSC_u je izračunan kot razmerje med potresno silo in težo stavbe z enačbo:

$$BSC_u = \frac{F_b}{W} = \frac{a_g S \eta \beta_o}{q}, \quad (5.13)$$

SRC_u pa je določen kot razmerje med potresno odpornostjo in težo stavbe z enačbo:

$$SRC_u = \frac{V_u}{W}. \quad (5.14)$$

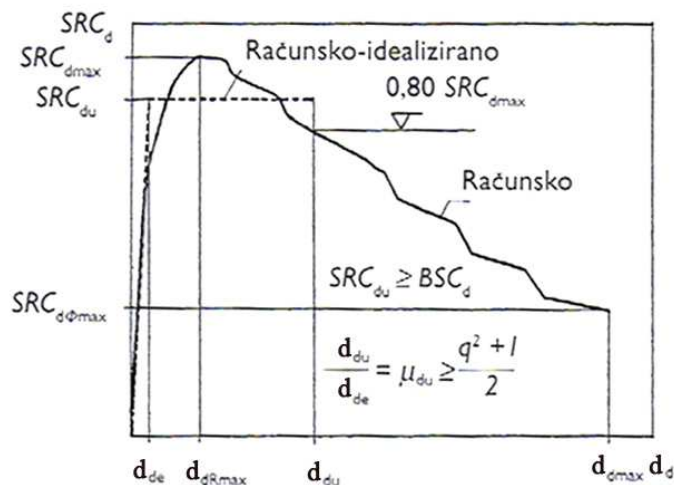
Pri preverjanju potresne odpornosti konstrukcije se preverja odpornost kritične etaže, odpornosti posameznih zidov pa ni potrebno preverjati, saj so le-ti že upoštevani v izračunu odpornosti etaže. Veljati mora:

$$SRC_u \geq BSC_u. \quad (5.15)$$

Kontrola globalne duktilnosti konstrukcije zahteva, da je duktilnost idealizirane ovojnice večja od tiste, ki je bila upoštevana pri računu potresne obtežbe prek faktorja obnašanja q

$$\frac{d_u}{d_e} = \mu_{du} \geq \frac{q^2 + 1}{2}. \quad (5.16)$$

Konstrukcija ustreza zahtevam glede potresne odpornosti, če sta izpolnjena tako pogoj nosilnosti kot duktilnosti.



Slika 28: Preverjanje potresne odpornosti na podlagi izračunane krivulje odpornosti zidane stavbe (po Tomaževiču, 2009)

5.2 Računalniški program 3Muri

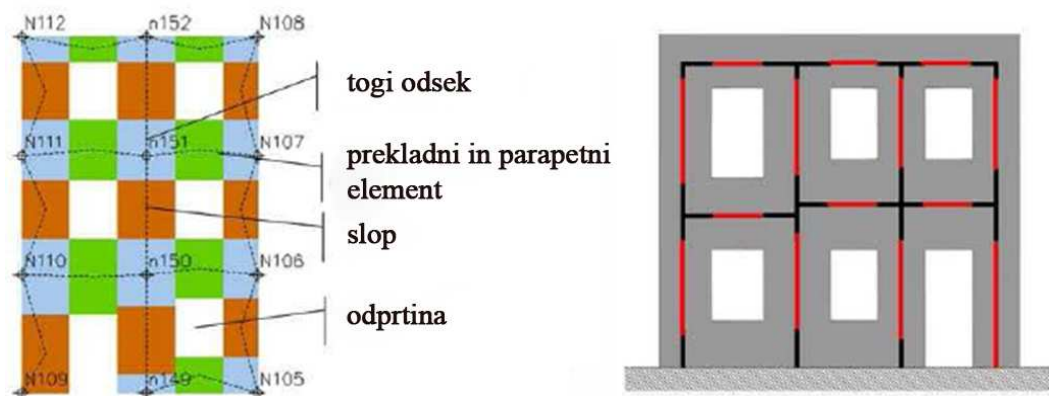
3Muri je računalniški program za analizo zidanih stavb, ki poleg linearne statične in modalne analize omogoča določitev poškodovanosti konstrukcije pri potresni obtežbi v skladu z N2 metodo, ki je bila opisana v poglavju 4. Prednost programa v primerjavi s Srebbom je, da odpornost konstrukcije ne določa na nivoju etažnega mehanizma, ampak na podlagi ocene celotne stavbe. Določanje poškodovanosti konstrukcije pri potresni obtežbi temelji na nelinearni statični analizi, pri čemer kot rezultat dobimo histerezno ovojnico oz. krivuljo kapacitete. Sam računski postopek pa temelji na FME metodi (angl. *Frame by Macro Elements*).

5.2.1 FME metoda

Bistvo FME metode je, da stene zidane stavbe modeliramo z ekvivalentnim okvirjem, ki ga določajo nelinearni makroelementi; slopi (angl. *piers*), prekladni in parapetni vodoravni elementi (angl. *spandrel beams*) ter togi odseki (angl. *rigid elements*), ki ostale elemente med seboj povezujejo. Teoretične in eksperimentalne raziskave so pokazale, da lahko obnašanje slopov in prekladnih ter parapetnih elementov modeliramo z linijskimi elementi z dvema

vozlščema. Povezave le-teh s togimi odseki, ki omogočajo prenos statičnih in kinematičnih količin med vozlišči elementov, formirajo ekvivalentni okvir.

Spodnja slika prikazuje razdelitev stene na mrežo makroelementov ter njej ekvivalenten okvir, kjer rdeče linije označujejo slope ter parapetne in prekladne elemente, črne linije pa toge odseke.



Slika 29: Stena, modelirana z mrežo makroelementov in ekvivalentni okvir (S.T.A DATA)

Modeliranje zidane stene z okvirjem dovolj natančno opiše njeno obnašanje, hkrati pa omogoča redukcijo prostosnih stopenj in s tem krajši čas računanja v primerjavi z metodo končnih elementov.

Makroelementi morajo čim bolj predstavljati obnašanje stene, s tem da zadovoljujejo ravnotežnim enačbam. Omogočati morajo tak kinematični model, ki dobro zajame mehanizme porušitve, poškodovanosti in disipacije energije. Upogibni mehanizem, kjer nastopa osna in upogibna deformabilnost, se vzpostavi na skrajnih robovih, ki so neskončno togi na strig, v srednjem delu pa strižni mehanizem, ki ima neskončno osno in upogibno togost. Celoten makroelement je tako določen z osmimi prostosnimi stopnjami, s po tremi prostosnimi stopnjami v skrajnih vozliščih in dvema prostosnima stopnjama v srednjem delu. Element je končno definiran šele z uvedbo mehanizma porušitve, kjer je mejni pomik stene zaradi strižnih in upogibnih mehanizmov določen v skladu z Evrokodom 8-3 (Dodatek C). Program tako poda za zidane stavbe vrednost mejne deformacije, ki jo določa enačba (3.1). Pri tem velja poudariti, da so v Sremb-u prekladni in parapetni deli upoštevani kot neskončno togi elementi, kapaciteta zidov oz. mehanizem njihove porušitve pa je določen le z nosilnostjo in

predpostavljeno duktilnostjo in ne z mejnimi defomacijami kot v Evrokodu 8-3. Bistvena prednost 3Murija pred Srebnom je tako tudi ugotovitev možnih poškodb v prekladnem in parapetnem delu.

Če je vrednost mejnega pomika presežena, se makroelement nadomesti s palico, ki ne nudi niti strižne niti upogibne odpornosti na potresno obtežbo, prenaša pa težnostne sile.

3Muri nosilnosti določa v skladu z veljavnim italijanskim pravilnikom OPCM 3274. Preverjanje odpornosti je različno za nove in obstoječe stavbe in poteka po postopku, ki je bil razložen v poglavju 3.7.

5.2.2 Nelinearna statična analiza

Globalno obnašanje konstrukcije na potresno obtežbo je določeno z nelinearno statično analizo prek spremljanja pomika v kontrolni točki v vseh fazah od nanosa potresne obtežbe do porušitve konstrukcije.

Delovanje programa obsega podajanje vhodnih podatkov, računsko analizo ter kontrolo.

5.2.2.1 Podajanje vhodnih podatkov

Kot osnova za podajanje konstrukcijskih elementov je arhitekturna podloga, ki podaja geometrijo posameznih etaž. V obsegu definiranja konstrukcijskih elementov je možno podajanje različnih izvedb sten, stropov, ki služijo za razporejanje horizontalne obtežbe in določanje togosti, ter linijskih elementov (stebrov in nosilcev). Vsakemu elementu je potrebno definirati ustrezne materialne in geometrijske karakteristike ter odprtine, če jih element vsebuje. Program omogoča dvoje načinov podajanja materialnih karakteristik. Če gre za analizo nove zgradbe, lahko materialne lastnosti zidovja (elastični modul E , strižni modul G , specifično težo w , tlačno trdnost f_m , začetno strižno trdnost pri ničelni tlačni napetosti f_{vmo} in mejno strižno trdnost f_{vlm}), podamo sami ali pa jih program izračuna prek podanih karakteristik malte in zidakov. Pri analizi obstoječih zgradb lahko materialne lastnosti (elastični modul E , strižni modul G , specifično težo w , tlačno trdnost f_m in natezno trdnost

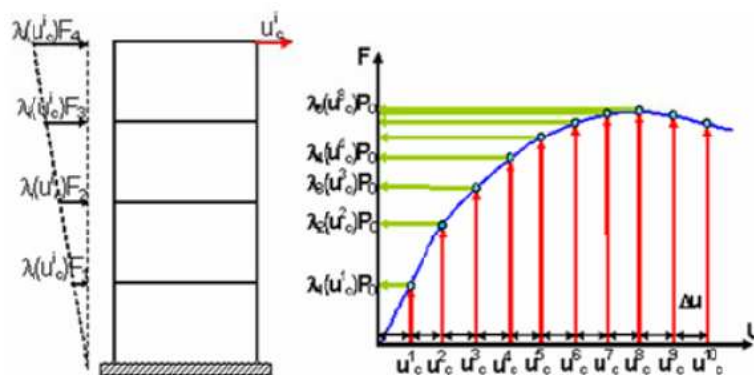
$f_t = 1,5 \tau$) podamo ob upoštevanju ravni poznavanja konstrukcije. Za raven poznavanja KL1 in KL2 glede na izbrano vrsto zidovja program sam poda srednje vrednosti materialnih lastnosti iz baze podatkov, za raven KL3 pa jih podamo sami iz večjega števila preiskav.

5.2.2.2 Računska analiza

Predpogoj za začetek nelinearne statične analize je generiranje ekvivalentnega okvira, ki ga program sam ustvari na osnovi geometrije vstavljenih elementov. Po tem koraku se ustvari mreža makroelementov, kjer je mogoča tudi naknadna modifikacija le-teh. Naslednja faza računske analize je nelinearna statična analiza, pri kateri so vodeni pomiki, monotono naraščajoča obtežba pa se na konstrukcijo razporedi ob upoštevanju masne ali modalne razporeditve (SIST EN 1998-1, točka 4.3.3.4.2.2). Obtežba je podana v skladu s SIST EN 1998-1 in zahteva podatek o vrednosti pospeška temeljnih tal, tipu tal ter vrednosti faktorja pomembnosti. V nasprotju s predpostavko togih diafragem, ki je ena izmed osnovnih predpostavk Sremlja, 3Muri maso in potresne sile razporedi po vseh vozliščih etaž in ne le v masno središče. Programu je potrebno podati še lego kontrolne točke, v kateri bo spremljan pomik konstrukcije na krivulji kapacitete. Nelinearna statična analiza obdela 24 obtežnih primerov. To so vse možne kombinacije glede na dve smeri potresa v X in Y smeri, pri čemer je upoštevana ali neupoštevana slučajna ekscentričnost 5 %, ki jo je možno spreminjati, in enakomerna oz. modalna porazdelitev sil.

Poleg nelinearne statične analize program opravi še modalno analizo ter linearno statično analizo za kontrolo vertikalne obtežbe, ekscentričnosti masnega težišča in kontrolo vitkosti.

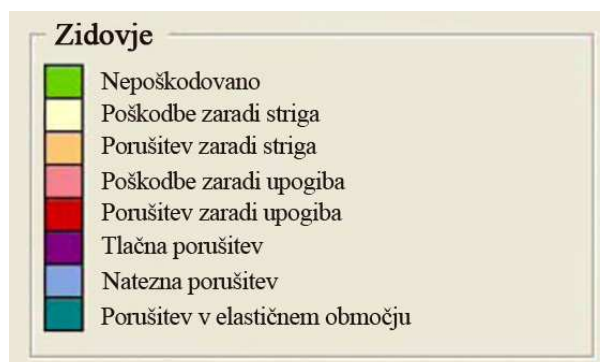
Rezultat nelinearne statične analize je pushover krivulja, kjer je prikazana odvisnost prečne sile ob vpetju od pomika kontrolne točke.



Slika 30: Generiranje pushover krivulje z vodenjem kontrolnega pomika, ki se na konstrukcijo nanaša po enakih prirastkih; prikazan je primer modalne razporeditve vodoravnih sil (S.T.A. DATA, 2009)

Na podlagi pushover krivulje je z določili N2 metode dobljena krivulja kapacitete, s katero je izražena potresna odpornost konstrukcije. Krivulja kapacitete je neodvisna od parametrov obtežbe, saj jo določa le funkcija geometrije in odpornost materiala. Na podlagi krivulje kapacitete program poda še bilinearni diagram ob upoštevanju N2 metode. Aplikacija N2 metode pri programu 3Muri je podrobneje opisana v nadaljevanju.

Poleg nelinearne statične analize lahko opazujemo tudi mehanizem porušitve in stopnjo poškodovanosti za vsak element v vsakem koraku analize. Posamezno stanje je za posamezen tip zidu določeno z barvno legendo za zidovje na spodnji sliki.



Slika 31: Barvna legenda poškodovanosti za zidovje (S.T.A. DATA, 2009)

5.2.2.3 Kontrola rezultatov

Program oceni potresno odpornost na podlagi mejnih stanj in faktorjev zaupanja, kot je opisano v poglavju 3.

Izračunani pomik konstrukcije primerja s pomikom, ki ga predpisuje standard za mejno stanje nosilnosti, ki ustreza mejnemu stanju SD, in mejno stanje uporabnosti, ki ustreza mejnemu stanju DL. Mejne vrednosti za kontrolo MSN so določene z minimalnim pomikom, ki je dobljen:

- s točko, ki ustreza 80 % vrednosti maksimalne nosilnosti (v skladu z Evrokodom 8-3 (Dodatek C) ter
- z mejno vrednostjo redukcijskega faktorja q^* , ki za nearmirane zidane stavbe znaša 1,5.

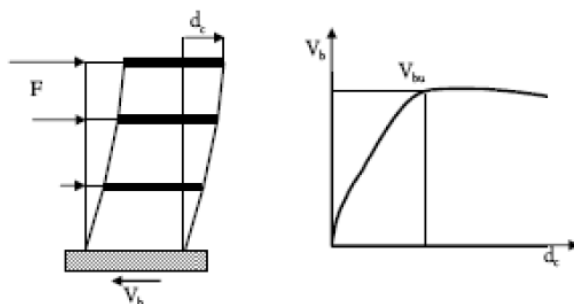
Mejne vrednosti za kontrolo MSU so določene z mejno vrednostjo pomika etaže.

5.2.3 Aplikacija N2 metode v nelinearni statični analizi pri programu 3Muri

Aplikacija N2 metode pri programu 3Muri bo prikazana po korakih analize.

1. korak

Z nelinearno statično analizo program poda pushover krivuljo MDOF sistema, ki odraža odvisnost med celotno prečno silo konstrukcije in pomikom kontrolne točke.

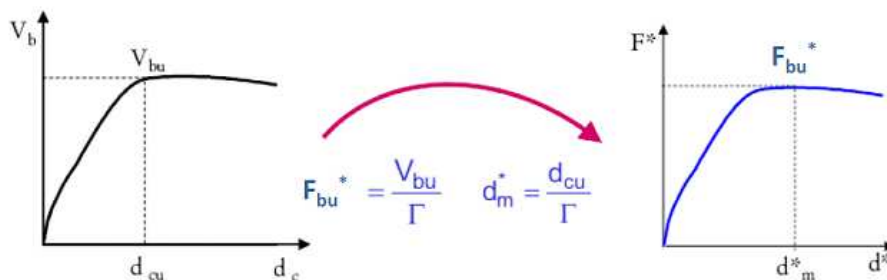


Slika 32: Razporeditve vodoravne obtežbe na konstrukcijo ter pushover krivulja (S.T.A.

DATA, 2009)

2. korak

Definirane so karakteristike ekvivalentnega modela z eno prostosno stopnjo (SDOF sistema); njegova masa m^* , celotna prečna sila F^* , pomik v kontrolni točki d^* ter transformacijski faktor Γ v skladu z enačbami (4.6), (4.7), (4.8), (4.9) in (4.10). Transformacijski faktor Γ program določi z modalno analizo. S transformacijo je dobljena pushover krivulja SDOF sistema.



Slika 33: Transformacija pushover krivulje MDOF sistema v SDOF sistem (S.T.A. DATA, 2009)

Generiranje idealiziranega bilinearnega diagrama poteka po postopku N2 metode, kot je opisano v točki 4.3(c). Program presečišče idealiziranega diagrama in pushover krivulje definira pri 70 % vrednosti maksimalne prečne sile, porušitev pa je določena z mejo, kjer nosilnost pade za 20 %.

3. korak

V tem koraku je določen nihajni čas SDOF sistema T^* po enačbi (4.11) ter krivulja kapacitete S_a , do katere pridemo, če silo F^* delimo z m^* po enačbi (4.12). Le-to program primerja z elastičnim in neelastičnim spektrom v AD formatu ter z enačbo (4.15) določi redukcijski faktor $q^* = q_u$ in z enačbami (4.13), (4.14) in (4.16) ciljna pomika SDOF sistema za obe mejni stanji.

4. korak

V zadnjem koraku določi z enačbo (4.17) ciljna pomika MDOF sistema $D_{\max,MSN}$ in $D_{\max,MSU}$. Slednja sta tudi posebej označena na pushover krivulji konstrukcije pri kontroli MSN in MSU skupaj z mejnim pomikom konstrukcije D_u za MSN in D_d za MSU.

Program dodatno omogoča, da z N2 metodo tudi ocenimo maksimalni pospešek tal, ki ga konstrukcija prenese. Pri tem poda *ULSPG* (pospešek tal, ki povzroči porušitev v smislu MSN), *SLSPGA* (pospešek tal, ki povzroči poškodbe v smislu MSU), α_u (stopnja poškodovanosti za MSN) ter α_e (stopnja poškodovanosti za MSU).

Pospešek tal $ULSPG = a_g$ določi na podlagi enačb (6.1)–(6.4), pri čemer elastični pospešek $S_{ae}(T^*)$ določi iz enačbe (4.15), vrednost redukcijskega faktorja pa iz dejanske duktilnosti konstrukcije z enačbami (4.3) in (4.4). Pri tem je dejanska duktilnost konstrukcije dana z izrazom $\mu_{available} = D_u / D_y$. Faktor α_u je določen z enačbo

$$\alpha_u = ULSPG / a_{gR,MSN} , \quad (5.17)$$

α_e pa z enačbo

$$\alpha_e = SLSPGA / a_{gR,MSU} . \quad (5.18)$$

6 PARAMETRIČNA ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI KAMNITE STAVBE

V tem poglavju je opravljena parametrična analiza potresne odpornosti zidane stanovanjske stavbe. Opisana je zasnova obravnavane stavbe, material, obtežba, račun mas in obtežne kombinacije ter analiza potresne odpornosti.

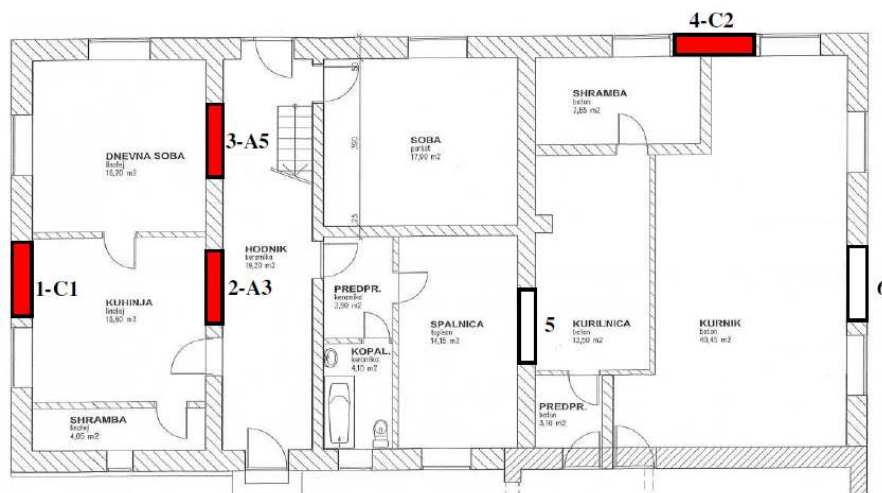
Parametrična analiza potresne odpornosti je bila opravljena na stanovanjski stavbi, ki se nahaja v Čezsoči pri Bovcu in jo je v letu 2004 prizadel bovški potres. ZRMK v sodelovanju z UL FGG, KPMK in zunanjimi sodelavci je na njej opravil neporušne, delno porušne in porušne in-situ preiskave za pridobitev podatkov o materialnih karakteristikah ter o stanju konstrukcije za raziskavo vpliva injekcijskih mešanic na potresno odpornost objekta.



Slika 34: a) Obravnavana zidana stavba (severna stran), b) postopek injektiranja zidu

Uporabljeni sta bili dve zvrsti injekcijskih mešanic, pri tem dve cementni (C1 in C2) in dve apneno-cementni (A3 in A5). Preiskanih je bilo šest zidov, ki so prikazani na spodnji situaciji (Slika 35). Zidovi s številkami od 1 do 4 so bili sistematično injektirani s pripadajočo injekcijsko mešanico in po preteku 180 dni strižno preizkušeni, zid 5 je bil uporabljen za

neporušne in delno porušne metod preiskovanja, zid 6 pa za preiskavo strižne nosilnosti v obstoječem neinjektiranem stanju.

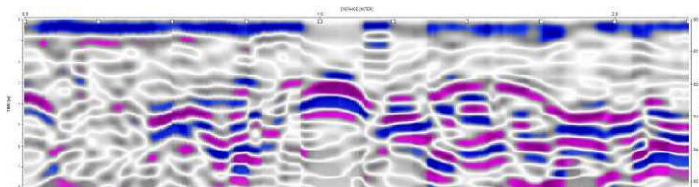


Slika 35: Situacija obravnavane hiše z označenimi pozicijami analiziranih zidov (Uranjek, 2008)

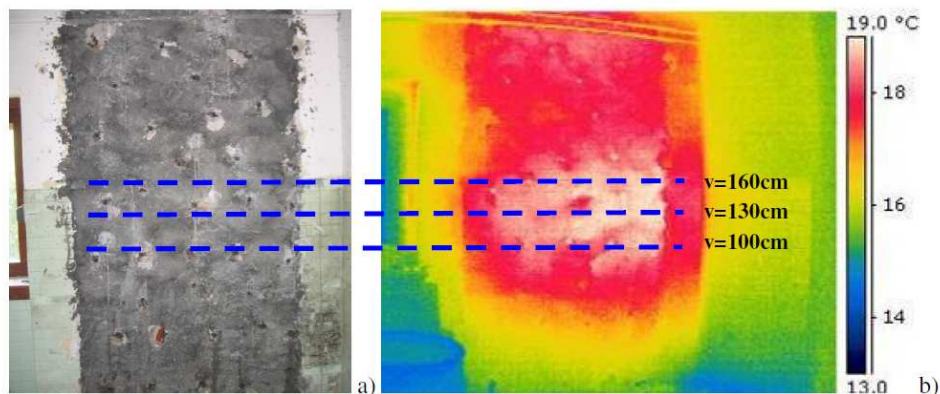
V sklopu neporušnih preiskav, s katerimi je bila ugotovljena uspešnost zaplnitve votlin s postopkom sistematičnega injektiranja, so bile opravljene termografija, preiskava z radarjem ter meritev s kladivom. Vse omenjene metode so bile podrobneje opisane v poglavju 2.



Slika 36: Meritev s kladivom; a) ustvarjanje impulzov z instrumentalnim kladivcem in b) registriranje signala s sprejemnikom

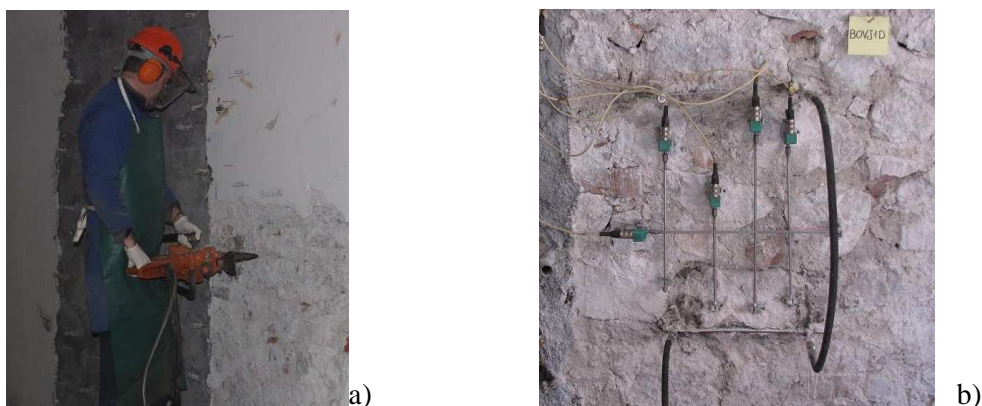


Slika 37: Georadarski profil zidu na višini 160 cm pred injektiranjem. Modre in vijolične lise kažejo na veliko prisotnost votlin (Uranjek, 2008)



Slika 38: a) Digitalni in b) termografski posnetek zidu po injektiranju z označenimi višinami georadarskih profilov. Iz površinskih temperatur je razvidno območje večje količine vtisnjene injekcijske mešanice, kar potrjuje rezultate georadarja (Uranjek, 2008)

Podatki o materialnih karakteristikah so bili dobljeni z delno porušnimi in porušnimi preiskavami. Preiskava z jeklenimi blazinami (angl. *flat jack*) je bila opravljena pred injektiranjem in po njem. Pridobljen je bil podatek o elastičnem modulu in tlačni trdnosti zidovja. Ker je bila preiskava opravljena le z eno injekcijsko mešanico, smo v diplomski nalogi za obe privzeli enaki vrednosti elastičnega modula in tlačne trdnosti.



Slika 39: a) Priprava utorov za namestitev jeklenih blazin, b) opravljanje meritev

Natezna trdnost in strižni modul sta bila pridobljena s strižnim preizkusom že omenjenih zidov. V diplomski nalogi so bile uporabljene manjše izmed ugotovljenih vrednosti za posamezne injekcijske mešanice.



Slika 40: In-situ strižna preiskava zidu 1, b) vnašanje sile s hidravličnim batom na zid 4

6.1 Zasnova konstrukcije

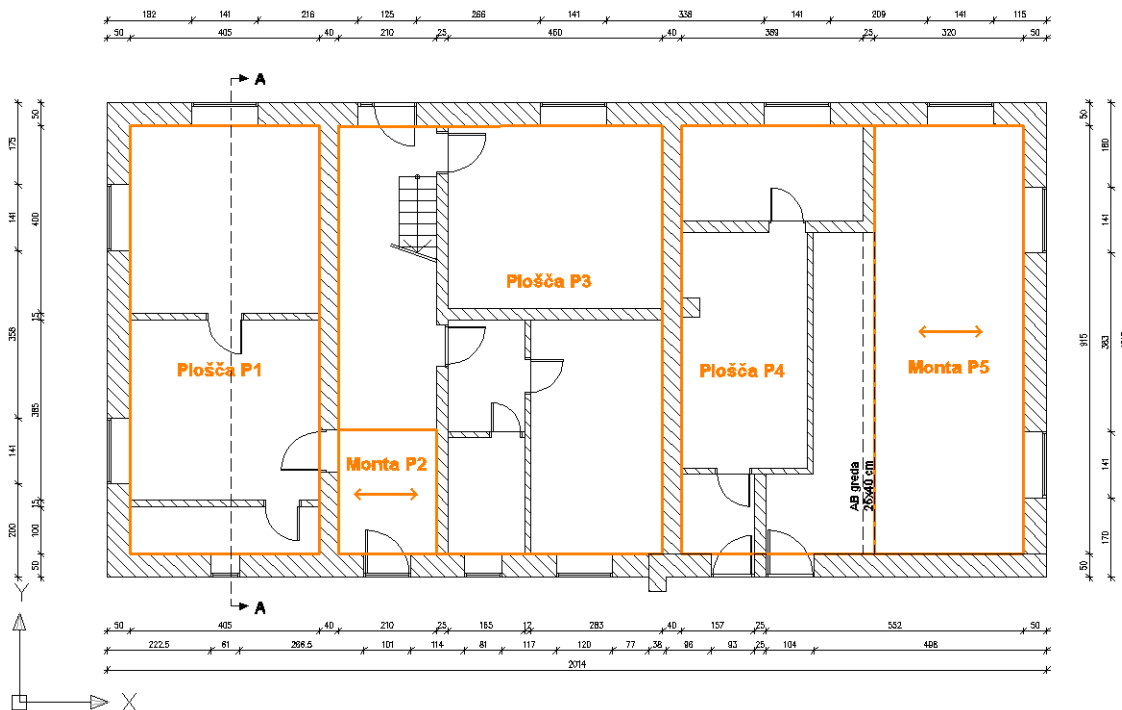
Obravnavana stavba obsega pritličje ter nadstropje z ostrešjem. Gre za razmeroma enostavno tlorisno zasnovo, ki se med etažama bistveno ne razlikuje. Tloris pritličja je dimenzij 20,14 m x 10,15 m, etažna višina 2,63 m, celotna višina stavbe, vključujoč streho, pa je 11,26 m. Celotna geometrija stavbe z načrti tlorisov in prečnega prereza je podana v nadaljevanju.

Nosilne vertikalne elemente konstrukcije tvori nearmirano kamnito zidovje, katerega zunanje stene so debeline 50 cm, notranje stene pa so debeline 40 cm in 25 cm. Stene, katerih debelina je manjša od 20 cm, smo upoštevali kot nenosilne. Pri obremenitvi elementov smo upoštevali še vpliv opečnatih 15 cm sten zatrepa.

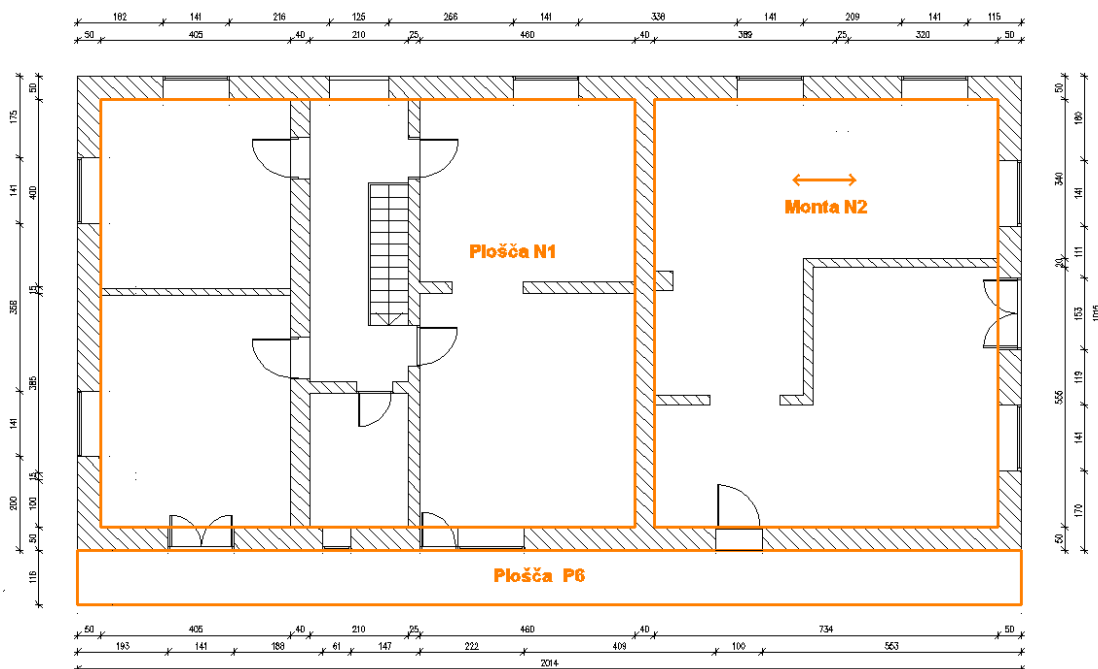
Stropovi so dveh vrst. Križem armirani z betonsko ploščo debeline 20 cm ter montažni enosmerno nosilni monta stropovi z opečnatimi polnili in minimalno debelino betonske plošče, ki ne zadostuje pogojem togih stropov. Na slikah (Slika 41) in (Slika 42) so dane oznake stropov, v poglavju 6.3 pa obtežba.

Ostrešje tvori 6 lesenih trapeznih vešal na medsebojni razdalji 3,70 m. Obtežba vešala se razporedi na vzdolžne zidove prek kapne lege s koncentrirano silo in linijsko. Obtežba strešne konstrukcije, ki jo tvorijo špirovci ter letve in kritina, se prek dveh kapnih leg in dveh vmesnih leg razporedi na vzdolžna zidova linijsko. Upoštevan je 30 cm zaključni AB venec.

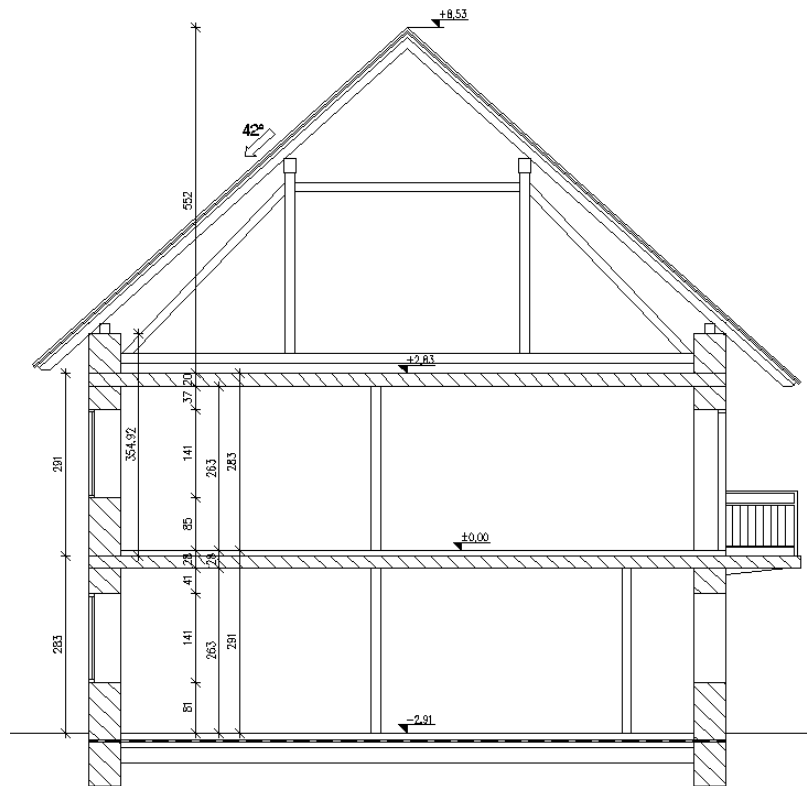
Geometrija stavbe, vključno z označenimi stropnimi ploščami, je podana na slikah od (Slika 41) do (Slika 44).



Slika 41: Tloris pritličja



Slika 42: Tloris nadstropja



Slika 43: Prerez A-A



Slika 44: Pogled na južno fasado

6.2 Material

Nosilna konstrukcija obravnavane stavbe je zgrajena iz kamnitega zidovja, opečnatih mansardnih sten, monta stropov in armiranobetonskih stropov. V izračunih so bile uporabljene enotne specifične teže, ki so zbrane v preglednici (Preglednica 1).

Preglednica 1: Specifične teže uporabljenih materialov

Material	Specifična teža
Kamnito zidovje	22 kN/m ³
Opečnate stene	16 kN/m ³
Armirani beton	25 kN/m ³

Pri preverjanju potresne odpornosti stavbe smo uporabili podatke o materialnih karakteristikah na osnovi in-situ preiskav, in sicer za obstoječe neinjektirano stanje, za injektirano stanje s cementno malto in z apneno-cementno malto. Dodatno smo uporabili še podatke iz literature (Projektna dokumentacija tehnične pisarne v Bovcu) za kamnito zidovje, saj smo želeli ugotoviti, kakšno je odstopanje od rezultatov na osnovi in-situ preiskav.

V spodnjih preglednicah so podane materialne karakteristike, dobljene z in-situ preiskavami in iz literature.

Preglednica 2: Materialne karakteristike dobljene z in-situ preiskavami

Material	f_m (MPa)	f_{tm} (MPa)	E (MPa)	G (MPa)
Neinjektirano	1,5	0,07	516	125
Injek.-cementna	2,5	0,30	1413	549
Injek.-apneno cementna	2,5	0,21	1413	380

Preglednica 3: Materialne karakteristike dobljene iz literature (Projektna dokumentacija tehnične pisarne v Bovcu)

Material	f_m (MPa)	f_{tm} (MPa)	E (MPa)	G (MPa)
Neinjektirano	0,80	0,05	2600	80
Injek.-cementna	0,80	0,09	2600	170
Injek.-apneno cementna	0,80	0,09	2600	170

6.3 Obtežba

Upoštevani so bili naslednji vplivi obtežbe:

6.3.1 Stalna obtežba:

a) Zidovje

Kamnito zidovje $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

Opečne stene $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$

b) Stropovi

Na objektu je večje število stropov, pri čemer je večina križem armiranih betonskih plošč, nekateri pa so enosmerno nosilni monta stropovi. Pozicija stropov na objektu je razvidna iz tlorisov v zasnovi konstrukcije. V spodnji preglednici je prikazana le končna izračunana lastna površinska obtežba stropov, v kateri so upoštevane tudi predelne stene, natančnejša sestava stropov pa je podana v prilogi.

Preglednica 4: Lastna površinska obtežba stropnih plošč

Stropna plošča	g (kN/m ²)
P1 AB	5,49
P2 monta	3,30
P3 AB	5,53
P4 AB	3,54

Stropna plošča	g (kN/m ²)
P5 monta	2,96
P6 AB	4,70
N1 AB	4,11
N2 monta	2,06

c) Strešna konstrukcija

Sistem strešne konstrukcije tvori lesen sestav kapnih in vmesnih leg, špirovcev z letvami in trikotna vešala. Obtežba se prenaša na vzdolžna zidova zaradi trikotnih vešal koncentrirano, zaradi obtežbe špirovcev z letvami in kritino pa linijsko. V spodnji preglednici so podane upoštevane vrednosti koncentrirane in linijske obtežbe.

Preglednica 5: Lastna obtežba strešne konstrukcije

Obtežba	
Koncentrirana obtežba – krajna	7,020 kN
Koncentrirana obtežba – vmesna	7,725 kN
Linijska obtežba	1,281 kN/m

6.3.2 Spremenljiva obtežba:

a) Stropovi

$$q = 2 \text{ kN/m}^2$$

b) Balkon

$$q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

c) Streha

Obtežba snega pri računu potresne odpornosti ni upoštevana.

6.3.3 Potresna obtežba

Za območje Čezsoče in tip obravnavane stavbe so bili upoštevani naslednji parametri:

- stavba spada v II. kategorijo pomembnosti (običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije) - $\gamma_I = 1,0$ (SIST EN 1998-1:2004 (Preglednica 4.3))
- $a_{gR} = 0,225g$
- tip tal A – skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala.

Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva tipa 1 po nacionalnem dodatku (SIST EN 1998-1: 2005/A101), so:

$$S = 1,0 \quad T_B = 0,10 \text{ s} \quad T_C = 0,4 \text{ s} \quad T_D = 2,0 \text{ s}$$

Elastični spekter odziva $S_e(T)$ je po členu 3.2.2.2 v Evrokodu 8-1 opredeljen z enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5 \cdot \eta - 1) \right], \quad (6.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta, \quad (6.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right), \quad (6.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4\text{s} : S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right), \quad (6.4)$$

kjer so:

T nihajni čas linearnega sistema z eno prostosno stopnjo,

a_g projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$),

η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5 % viskoznega dušenja.

6.4 Račun mas

Mase so bile določene po členu 3.2.4 v Evrokodu 8-1 z naslednjo enačbo:

$$\sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,j}, \quad (6.5)$$

kjer je:

$\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljivi vpliv i in je določen z enačbo

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}. \quad (6.6)$$

Za koeficient φ je bila za obe etaži upoštevana vrednost 0,5 ob predpostavki, da sta zasedeni neodvisno (SIST EN 1998-1:2004 (Preglednica 4.3)), za kombinacijski faktor $\psi_{2,i}$ pa je bila upoštevana vrednost 0,3 za kategorijo A: bivalni prostori (SIST EN 1990:2004 (Preglednica A.1.1)).

6.5 Kombinacije vplivov za potresno projektno stanje

Po členu 6.4.3.4 v Evrokodu (SIST EN 1990: 2004) je bila za potresno projektno stanje uporabljena naslednja kombinacija vplivov:

$$\sum G_{k,j} + E + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.7)$$

6.6 Analiza

Analiza potresne odpornosti je razdeljena na dva dela. Na analizo s programom Sremb in na analizo s programom 3Muri. Pri analizi s programom Sremb je bil narejen le en primer, s programom 3Muri pa štirje primeri. Primeri so opisani v nadaljevanju.

6.6.1 Analiza s programom Sremb

S programom Sremb je bil analiziran naslednji primer:

1. primer: primerjava potresne odpornosti neinjektiranega in injektiranega stanja na podlagi materialnih karakteristik, dobljenimi z in-situ preiskavami in iz literature.

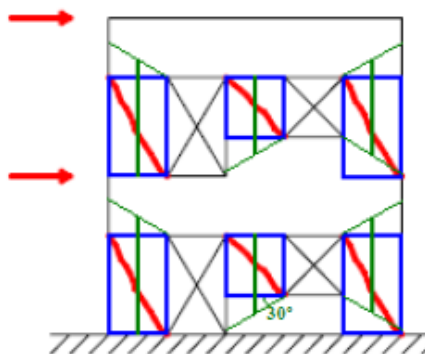
6.6.1.1 Modeliranje konstrukcije

Za kritično etažo je bilo izbrano pritličje, saj je tam pričakovana največja potresna obremenitev. Izdelana je bila vhodna datoteka, ki vsebuje podatke o koordinatah težišča, dimenzijah, višini ter vertikalni obremenitvi elementov ter o materialnih karakteristikah zidov.

Pri vertikalnih obremenitvah elementov so bili upoštevani vsi obravnavani težnostni vplivi po zahtevani kombinaciji vplivov za potresno projektno stanje. Pri tem je bilo upoštevano, da se obtežba križem armiranih stropnih plošč na zidove razdeli po strešnem pravilu, obtežba monta stropov pa enosmerno.

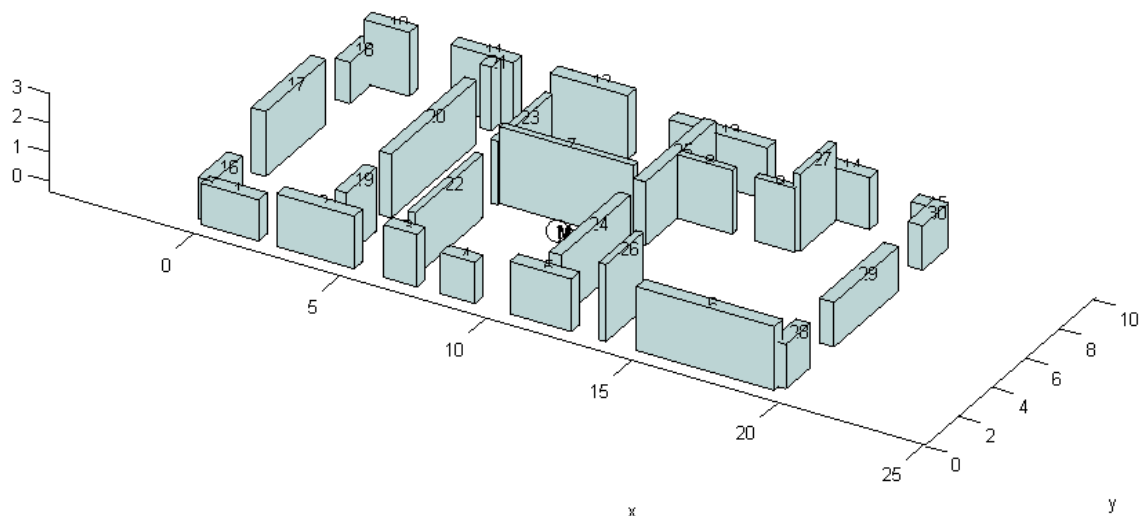
Pri računu s programom Sremb je potrebno obnašanje elementov med potresom vnaprej predpostaviti z definiranjem višin elementov, za kar obstaja več priporočil. V diplomski nalogi sem višine določila po predlogu članka avtorjev Marques in Lourenço (1998). Na spodnji sliki (Slika 45) je omenjena višina označena z zeleno barvo. Upoštevano je, da se

razpoke širijo približno pod kotom 30° . Za zid med dvema okenskima odprtinama je bila za višino zidu upoštevana kar višina okna, za višino zidu med oknom in vrati povečanje na spodnjem delu, za višino krajnih elementov pa je bilo upoštevano povečanje višine še v zgornji prekladni del zidu. Pri tem so bila povečanja višin omejena z etažno višino. Z opisanim postopkom lahko zadovoljivo opišemo dejansko obnašanje elementov med potresno obtežbo.



Slika 45: Definiranje višin zidov (Marques in Lourenço, 1998)

Na spodnji sliki (Slika 46) je razvidna geometrija in razporeditev ter oznake nosilnih zidov kritične etaže za primer 1.



Slika 46: Začetno stanje, iz katerega je razvidna geometrija nosilnih zidov kritične etaže ter njihova zaporedna številka

6.6.1.2 Nelinearna statična analiza

Program Sremb idealizirano etažno histerezo ovojnico določi po postopku, ki je bil opisan v poglavju 5.1. Pri tem v računu upošteva vpliv torzije z dejansko ekscentričnostjo, ne upošteva pa dodatne slučajne ekscentričnosti. Prav tako pri določanju togosti nosilnih elementov ne upošteva vpliva razpokanega prereza. Kakšen vpliv na določitev potresne odpornosti ima upoštevanje slučajne ekscentričnosti in razpokanosti prereza bo analizirano v primeru 5 s programom 3Muri. Razlog, da smo v diplomski nalogi potresno odpornost določili še s programom 3Muri, je namreč ravno v bolj doslednem preverjanju odpornosti v skladu z Evrokodi.

Rezultati nelinearne statične analize omogočajo ne le spremljanje stanja konstrukcije, temveč tudi spremljanje obnašanja posameznih zidov v grafični obliki za pet mejnih stanj analize: začetno stanje, stanje na meji elastičnosti, stanje mejne nosilnosti, stanje porušitve in stanje ob koncu računa. Začetno stanje služi za kontrolo podajanja materialnih in geometrijskih karakteristik ter vertikalnih obremenitev elementov. Stanje na meji elastičnosti je stanje, ko prvi element doseže mejo elastičnosti, v stanju mejne nosilnosti pa je dosežena najvišja točka na histerezo ovojnici. Stanje porušitve je dano s točko, ki ustreza 80 % maksimalne nosilnosti, stanje ob koncu računa pa določa 50 % odpoved zidov oz. prekoračenje maksimalnega dovoljenega etažnega pomika.

V vseh primerih, opravljenih s programom Sremb, smo ugotavljali potresno odpornost brez upoštevanja varnostnih faktorjev.

Za oceno potresne varnosti objekta smo spremljali oba kriterija, ki jima mora potresno varen objekt zadostiti, tj. kriterij nosilnosti in duktilnosti. Definirana sta z neenačbama (5.15) in (5.16). Za obravnavan objekt znaša mejni strižni koeficient BSC_u po enačbi (5.13)

$$BSC_u = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o}{q} = \frac{0,225 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5}{1,5} = 0,375. \quad (6.8)$$

Zahtevana duktilnost pa po enačbi (5.16) znaša

$$\mu_u = \frac{q^2 + 1}{2} = \frac{1,5^2 + 1}{2} = 1,625. \quad (6.9)$$

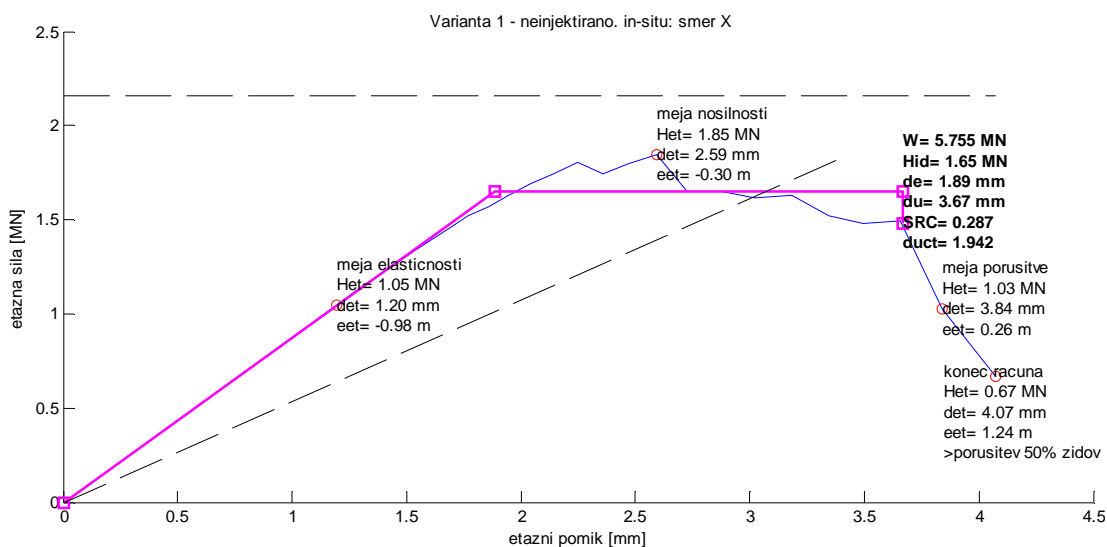
6.6.1.3 Primeri

Primer 1: Primerjava potresne odpornosti neinjektiranega in injektiranega stanja na podlagi materialnih karakteristik dobljenimi z in-situ preiskavami in iz literature.

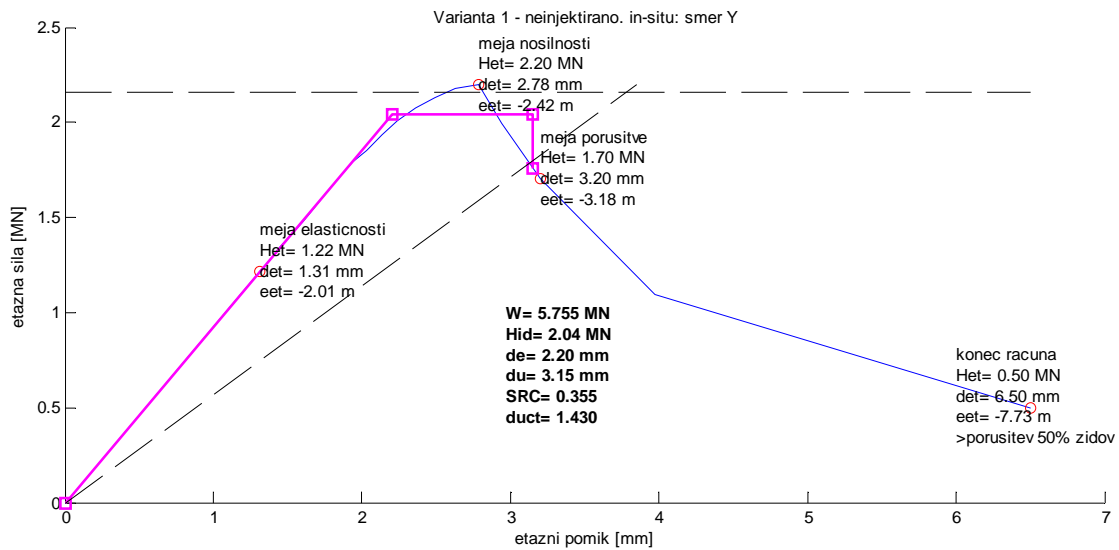
Uporabili smo podatke o materialnih karakteristikah dobljenimi z in-situ preiskavami in iz literature po preglednicah (Preglednica 2) in (Preglednica 3). Višine elementov so bile upoštevane kot je opisano v poglavju 6.6.1.1.

Rezultati

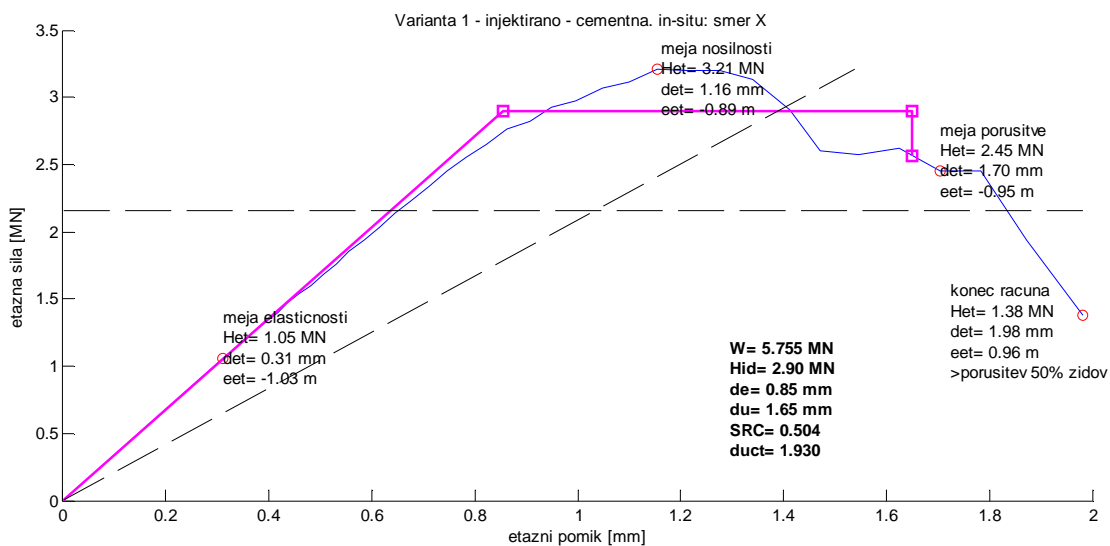
Za primer karakteristik z in-situ neinjektiranim in injektiranim stanjem s cementno injekcijsko mešanico sta prikazani etažni histerezni ovojnice za obe smeri vzbujanja. Za ostale primere so rezultati nelinearne statične analize zbrani v preglednici (Preglednica 6).



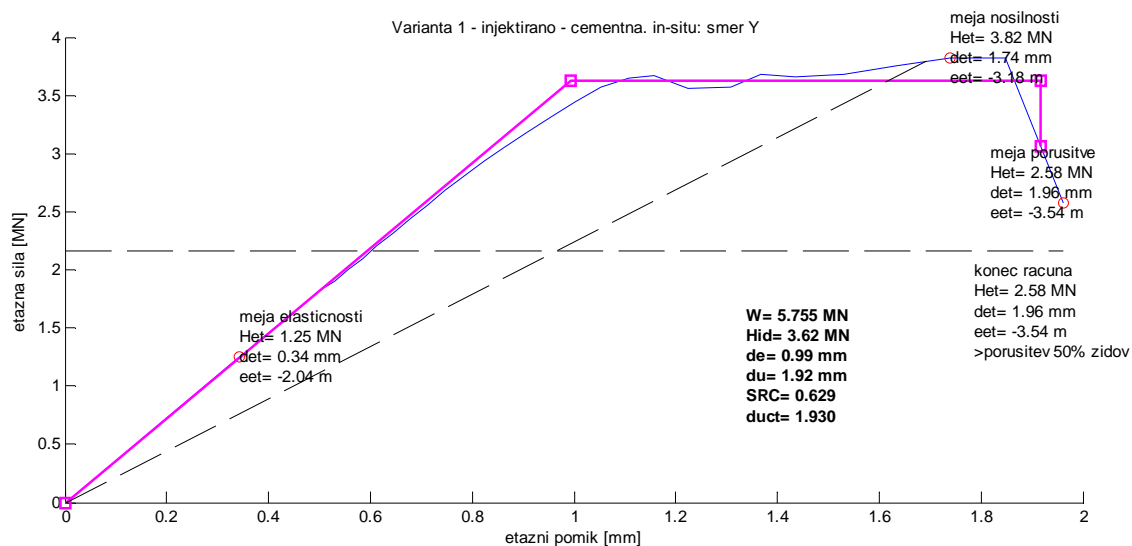
Slika 47: Etažna histerezna ovojnica za smer X (primer neinjektirano in-situ)



Slika 48: Etažna histerezna ovojnica za smer Y (primer neinjektirano in-situ)



Slika 49: Etažna histerezna ovojnica za smer X (primer injektiranja s cementno inj. mešanico in-situ)



Slika 50: Etažna histerezna ovojnica za smer Y (primer injektiranja s cementno inj. mešanico in-situ)

V spodnji preglednici so zbrani rezultati nelinearne statične analize za obe smeri vzbujanja za vsa analizirana stanja, pri čemer se rezultati nanašajo na idealizirano etažno histerezno ovojnico. H_{id} označuje maksimalno nosilnost, SRC koeficient potresne odpornosti, μ pa duktilnost konstrukcije.

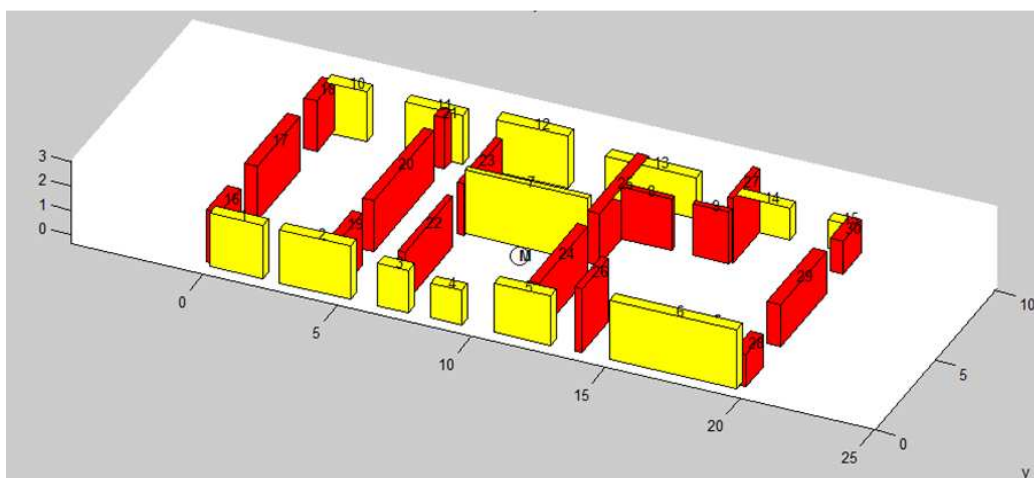
Preglednica 6: Rezultati nelinearne statične analize za smer X in Y

		X smer			Y smer		
		H_{id}	SRC	μ	H_{id}	SRC	μ
		MN	-	-	MN	-	-
Neinjektirano							
	in-situ	1,65	0,287	1,942	2,04	0,355	1,430
	literatura	1,32	0,230	1,738	1,38	0,240	1,919
Injekt. - cementna							
	in-situ	2,90	0,504	1,930	3,62	0,629	1,930
	literatura	1,65	0,287	1,792	1,76	0,307	1,947
Injekt. - apneno cementna							
	in-situ	2,75	0,478	1,864	3,14	0,545	1,670
	literatura	1,65	0,287	1,792	1,76	0,307	1,947

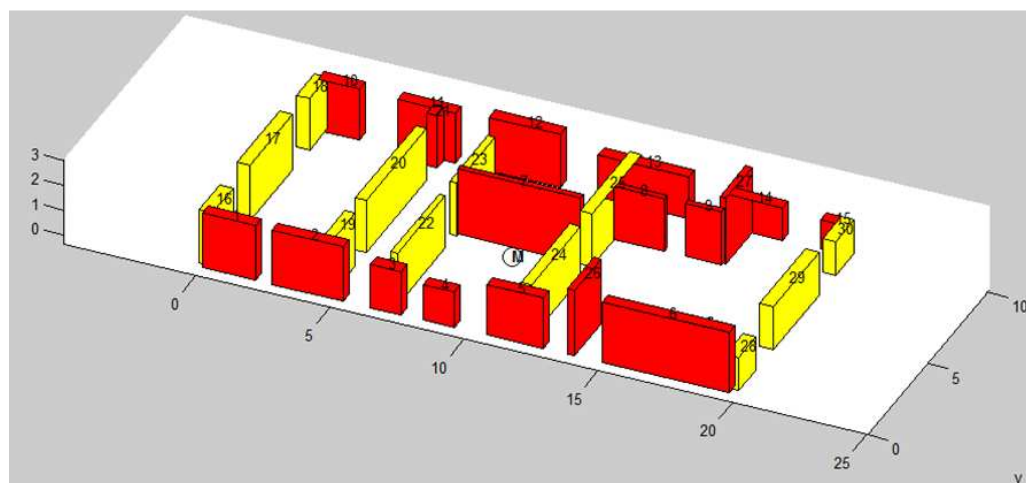
V spodnji preglednici (Preglednica 7) so označeni elementi, ki se porušijo zaradi strižnega mehanizma, posebej za obe smeri vzbujanja. Števila označujejo oznako elementa, ki so prikazana na sliki (Slika 46).

Preglednica 7: Elementi, ki se porušijo zaradi strižnega mehanizma zaradi potresa v X in Y smeri

		X	Y
Neinjektirano			
	in-situ	1-7, 10-15	16-20, 22-25, 28-30
	literatura	1-7, 9-15	16-20, 22-25, 28-30
Injek. - cementna			
	in-situ	6, 13	20, 22, 24, 25, 29
	literatura	2, 3, 5-7, 11-14	17, 20, 22-25, 28-30
Injek. - apneno cementna			
	in-situ	6, 7, 13, 14	17, 20, 22-25, 29
	literatura	2, 3, 5-7, 11-14	17, 20, 22-25, 28-30



Slika 51: Mehanizem porušitve elementov v X smeri; strižno porušeni elemnti so obaravani rumeno, upogibno porušeni pa rdeče (primer neinjektirano in-situ)



Slika 52: Mehanizem porušitve elementov v Y smeri (primer neinjektirano in-situ)

Komentar

Iz diagramov etažnih histereznih ovojnic (Slika 46) in (Slika 48) je razvidno, da obstoječa stavba, tj. pred injektiranjem, ne ustreza kriterijem potresne odpornosti. SCR za nobeno smer potresa ne dosega zahtevane vrednosti 0,375, saj znaša v X smeri 0,287, v Y smeri pa 0,355. V nasprotju s tem pa presega zahtevano duktilnost 1,625, saj znaša ta 3,67 za X smer in 3,15 za Y smer. Po utrjevanju s sistematičnim injektiranjem je potresna odpornost stavbe dosežena. Najvišjo nosilnost dosežemo s cementno injekcijsko mešanico, nekoliko manjšo pa z apnenocementno. Kriterij duktilnosti je izpolnjen za vse analizirane primere.

Iz preglednice (Preglednica 6) je razvidno, da je potresna odpornost stavbe v Y smeri večja kot v X smeri. Razlog za to razviden že iz slike (Slika 46). Velik delež k nosilnosti v Y smeri v primerjavi z nosilnostjo v X smeri prispevajo visoke notranje stene v Y smeri, poleg tega je veliko zunanjih sten v X smeri prebitih v okenski in vratni odprtini. Dodaten razlog je tudi, da pri prevzemanju obtežbe monta stropnih plošč, ki so nosilne v X smeri, sodelujejo le stene v Y smeri. Nivo vertikalnih napetosti sten v Y smeri je tako večji, s tem pa tudi strižna nosilnost zaradi striga, ki raste v odvisnosti od nivoja napetosti, in zaradi upogiba. Slednja raste le do nivoja napetosti, ki ustreza polovični vrednosti od $0,85 f_m$, nato pa pada in pri doseženi vrednosti $0,85 f_m$ ne nudi nosilnosti. Iz vhodne datoteke v prilogi je razvidno, da je pri vseh elementih nivo vertikalnih napetosti tak, da je strižna nosilnost zaradi upogiba na

strani naraščajočega diagrama. Omenjene odvisnosti mehanizmov opisuje slika (Slika 19). Povečanje vertikalnih napetosti lahko torej znatno poveča nosilnost sten, ne pa nujno potresne odpornosti stavbe, saj je ta odvisna od celotne teže stavbe.

Vpliv injektiranja na potresno odpornost stavbe

Iz primerjave potresne odpornosti obstoječe stavbe in po utrditvi s postopkom injektiranja je razvidno, da konstrukcija po injektiranju postane bolj toga. To je vidno iz strmejšega naklona histerezne ovojnice oz. da stene dosežejo mejo elastičnosti že pri manjših pomikih kot v neinjektiranem stanju in tako kmalu odpovedo. Ni pa to vedno povezano s padcem duktilnosti stavbe. Za in-situ X smer vzbujanja se togost za cementno injekcijsko mešanico poveča za približno 4-krat, za apneno cementno mešanico pa za približno 3-krat glede na neinjektirano stanje. Za Y smer vzbujanja so deleži povečanja podobni.

V vseh primerih je tako kot togost po injektiranju močno narasla tudi potresna odpornost. Za in-situ X smer vzbujanja se je koeficient potresne odpornosti SRC za cementno injekcijsko mešanico povečal za 75% glede na neinjektirano stanje, nekoliko manj za apneno cementno mešanico. Vzrok za to je, da pri injektiranju z injekcijsko maso zapolnimo številne votline, kar zidovje poveže v monolitno strukturo. S tem je omogočeno celovito obnašanje zidu med potresom.

Zaradi boljših mehanskih karakteristik se spremeni tudi mehanizem delovanja zidov. V preglednici (Preglednica 7) je prikazano, kateri elementi se strižno porušijo. Po injektiranju se manj elementov strižno poruši. Prevladuje upogibna porušitev, konstrukcija pa se obnaša bolj duktilno in se ne poruši krhko.

Zanesljivost podatkov iz literature na oceno potresne odpornosti stavbe

Iz preglednice (Preglednica 7) izhaja tudi razlika v mehanizmu porušitve zaradi razlik mehanskih karakteristik, dobljenih iz in-situ preiskav in iz literature. V vseh primerih je tlačna trdnost iz in-situ preiskav večja kot iz literature, zaradi česar je po enačbi (3.11) upogibna nosilnost večja. Po enačbi (3.4) je zaradi večje natezne trdnosti višja tudi strižna nosilnost, kar

rezultira k višji potresni odpornosti pri in-situ preiskavah. Iz primerjave enačb za izračun obeh nosilnosti je razvidno, da s spremembo trdnosti strižna nosilnost hitreje narašča. V preglednici (Preglednica 7) je to razvidno iz manjšega števila elementov, ki se strižno porušijo.

Razmerja med potresno odpornostjo pri uporabi mehanskih karakteristik iz in-situ preiskav in literature se glede na injektirano oz. neinjektirano stanje precej razlikujejo. Iz preglednic (Preglednica 6) je tako razvidno, da je SRC za neinjektirano in-situ stanje večji kot iz literature v X smeri za približno 25 %, v Y smeri 50 %, po injektiranju s cementno malto pa v X smeri za 75 %, v Y smeri pa za 100 %. Pri tem velja poudariti, da bi z izračunom ob upoštevanju faktorjev zaupanja dobili še precej nižje vrednosti potresne odpornosti z uporabo mehanskih karakteristik iz literature. Izračun tako potrjuje, da so osnova za čim bolj natančno določitev potresne odpornosti preiskave konstrukcije in ne le povzemanje vrednosti iz literature.

6.6.2 Analiza s programom 3Muri

S programom 3Muri so bili analizirani naslednji primeri:

2. primer: primerjava potresne odpornosti neinjektiranega in injektiranega stanja na podlagi materialnih karakteristik dobljenih iz in-situ preiskav in iz literature,
3. primer: vpliv upoštevanja varnostnih faktorjev ter vpliv upoštevanih porušnih mehanizmov na oceno potresne odpornosti,
4. primer: vpliv upoštevanja dejanskega stanja s podajnimi monta stropovi,
5. primer: vpliv upoštevanja razpokanosti, ekscentričnosti in modalne razporeditve potresne obremenitve.

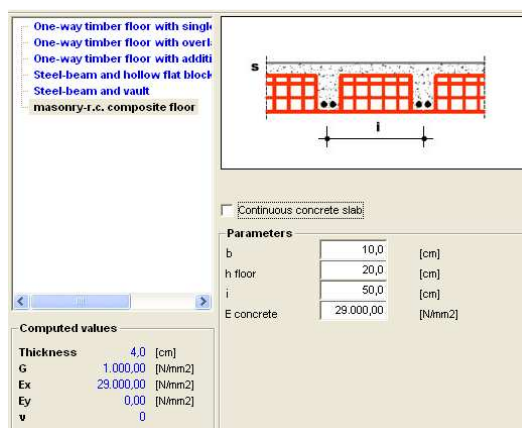
6.6.2.1 Modeliranje konstrukcije

V programu je bilo sprva potrebno definirati število etaž in etažno višino. Nato so bili za vsako etažo na podlagi arhitekturne podloge v dxf formatu podani zidovi z ustreznimi debelinami, odprtinami in materialnimi karakteristikami. Temelji ter zaključni AB venec so bili modelirani v skladu z arhitekturnimi načrti. V vseh opravljenih primerih s programom 3Muri, razen v posebej omenjenih (primera 3.3, 3.4 in 3.5), so bile materialne karakteristike

podane z opcijo obstoječega materiala, saj je bila s tem lažja primerjava s programom Sremb, ki deluje po enakih enačbah.

Pri podajanju stropnih plošč smo le te podali kot toge križem armirane AB plošče. S tem smo želeli doseči pogoje vpetosti, ki bi se približali predpostavki togih stropov, na kateri temelji program Sremb. Definiranje dimenzij in vrste stropa program uporabi le za preračun nadomestne togosti elastične membrane, ne vpliva pa na velikost obtežbe stropa. Tako sta bili lastna in koristna površinska obtežba podani na enak način kot v primeru podajnih stropov po preglednici (Preglednica 4). Ker se pri definiranju togega stropu spremeni mehanizem prenosa obtežbe s plošče na zidove, je bilo potrebno obtežbo enosmerno nosilnih monta plošč razporediti s podajanjem linijskih obtežb na zidove v Y smeri, na način kot v Srembu.

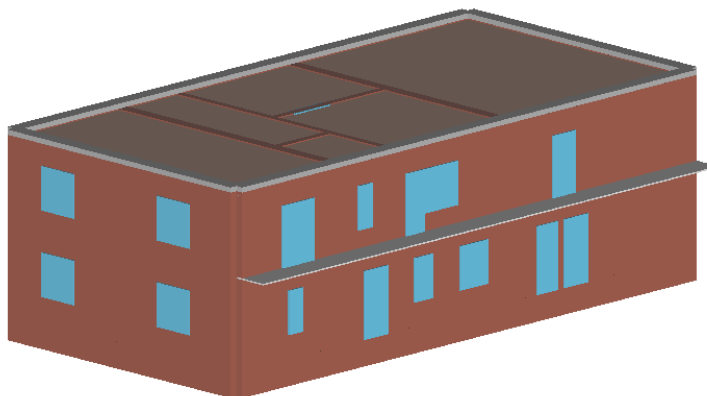
V primeru 4, kjer je bil analiziran vpliv realnega stanja s podajnimi stropovi, so bili izmed podajnih stropov, ki jih program ponudi, izbrani monta stropovi debeline 20 cm z minimalno debelino betonske plošče, ki ne zadostuje pogoju togih stropov. Omenjeni strop je razviden iz slike (Slika 70). Program izračuna nadomestno togost elastične membrane, kar je razvidno s spodnje slike.



Slika 53: Karakteristike podajnega monta stropa in nadomestne elastične membrane

Vpliv obtežbe strešne konstrukcije je bil upoštevan z linijsko in koncentrirano obtežbo po preglednici (Preglednica 5).

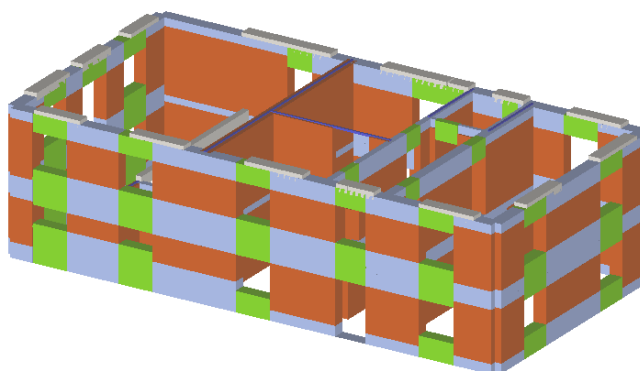
Kot standard, po katerem 3Muri določi potresno obtežbo in obtežne kombinacije ter računa potresno odpornost stavbe, je bil izbran EC8.



Slika 54: 3D model obravnavane stavbe

6.6.2.2 Nelinearna statična analiza

Pred samo nelinearno statično analizo 3Muri generira ekvivalentni okvir. Ustvari se mreža dvo-vozljiščnih makroelementov, ki je prikazana na spodnji sliki.

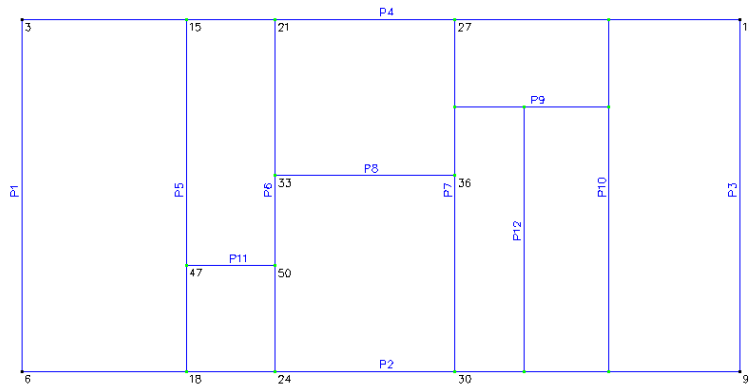


Slika 55: 3D model z mrežo makroelementov

Obdelanih je bilo več primerov, ki bodo opisani v nadaljevanju. Pri vseh smo spremljali le nelinearne statične analize brez upoštevanja slučajne ekscentričnosti, saj je bila le tako možna primerjava s programom Sremb. Zaradi istega razloga smo upoštevali masno razporeditev

horizontalnih sil, kjer se te razporedijo sorazmerno z masami etaž. To običajno privede do etažnega porušnega mehanizma, kar kot osnovno predpostavka uporablja Sremb. Izjema je le primer 5, kjer so bili posebej analizirani vplivi upoštevanja slučajne ekscentričnosti, modalne razporeditve horizontalnih sil in razpokanega prereza.

Velik pomen na verodostojnost rezultatov ima izbira kontrole točke, v kateri 3Muri riše krivuljo kapacitete. V vseh primerih, razen v primeru 4, kjer je bil analiziran vpliv podajnih stropov, je bilo za kontrolno točko izbrano vozlišče 36, ki predstavlja skoraj center mase. S programom Sremb je bilo ugotovljeno, da je center mase približno na sredi stene, ki je v 3Muriju označena s številko 8. Da lahko z vozliščem 36 dovolj natančno opišemo center mase, je bila tako v primeru togih kot tudi podajnih stropov opravljena še analiza s kontrolno točko v vozlišču 33. Odstopanj v rezultatih ni bilo. Lega centra mase v Srembu je označena na sliki (Slika 46), vozlišča tlorisa nadstropja in stene pa na sliki (Slika 56).



Slika 56: Zaporedna števila vozlišč in sten na tlorisu nadstropja

V vseh primerih, izjema je le primer 3, kjer je bil analiziran vpliv upoštevanja varnostnih faktorjev in porušnih mehanizmov, smo potresno odpornost ugotavljali brez upoštevanja varnostnih faktorjev. 3Muri sicer omogoča tudi kontrolo stanja DL, vendar smo zaradi velikega obsega rezultatov spremljali le stanje SD, ki ustreza mejnemu stanju nosilnosti. Prav tako smo izmed pozitivnih in negativnih smeri vzbujanja pri vsaki analizi v zapisu rezultatov upoštevali le manjšo izmed obeh vrednosti.

6.6.2.3 Primeri

Primer 2: Primerjava potresne odpornosti neinjektiranega in injektiranega stanja na podlagi materialnih karakteristik dobljenimi z in-situ preiskavami in iz literature.

V tem primeru smo opravili šest nelinearnih statičnih analiz z enakimi mehanskimi karakteristikami zidovja kot v primeru 1 pri računu s programom Sremb.

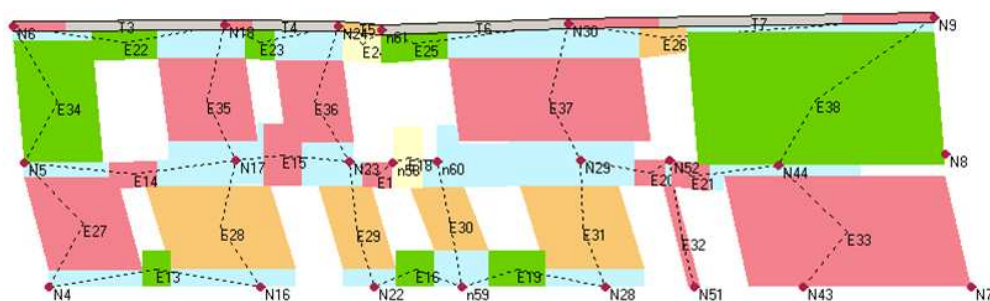
Rezultati

V preglednici (Preglednica 8) so zbrani rezultati vseh šestih nelinearnih statičnih analiz za obe smeri vzbujanja. Pomen količin v preglednici je opisan v točki 5.2.3.

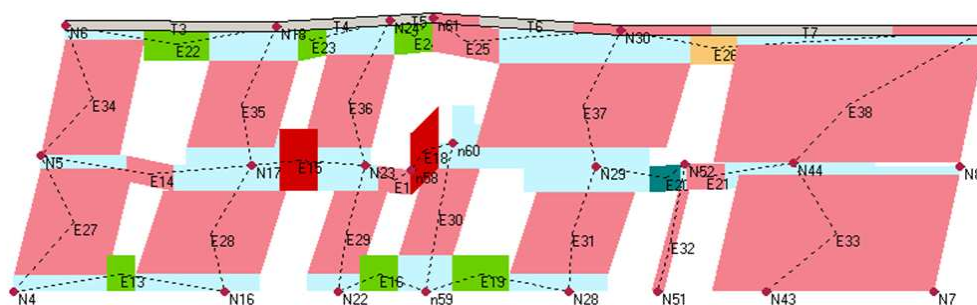
Preglednica 8: Rezultati nelinearne statične analize za smer X in Y

	X smer			Y smer		
	H _{id}	SRC	μ _{avail.}	H _{id}	SRC	μ _{avail.}
	kN	-	-	kN	-	-
Neinjektirano						
in-situ	1560	0,271	2,56	1585	0,275	2,41
literatura	1125	0,195	2,67	1150	0,200	3,15
Injekt. - cementna						
in-situ	1920	0,334	10,7	2490	0,433	8,04
literatura	1375	0,239	4,94	1615	0,281	3,79
Injekt. - apn. cem.						
in-situ	1795	0,312	9,96	2480	0,431	5,33
literatura	1375	0,239	4,94	1615	0,281	3,79

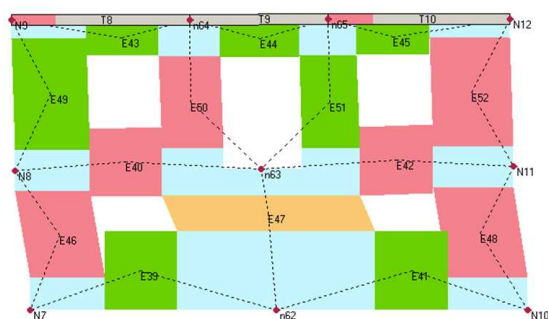
Na spodnjih slikah je prikazana raven poškodb stene 2 pri delovanju potresa v X smeri in stene 3 v Y smeri pri računu z mehanskimi karakteristikami, dobljenimi z in-situ preiskavami. Prikazana je le primerjava poškodb pred in po injektiranju s cementno injekcijsko mešanico, saj so poškodbe po injektiranju z apneno cementno mešanico zelo podobne kot pri injektiranju s cementno. Pomen barv je prikazan na sliki (Slika 31).



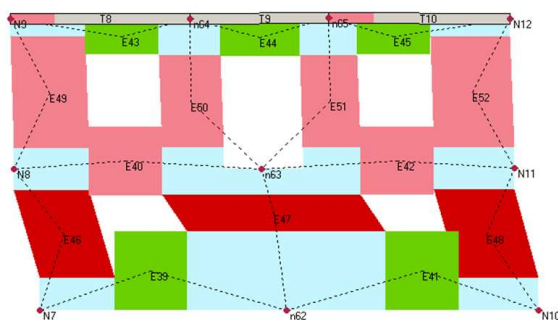
Slika 57: Prikaz poškodb stene 2 pred injektiranjem; smer X



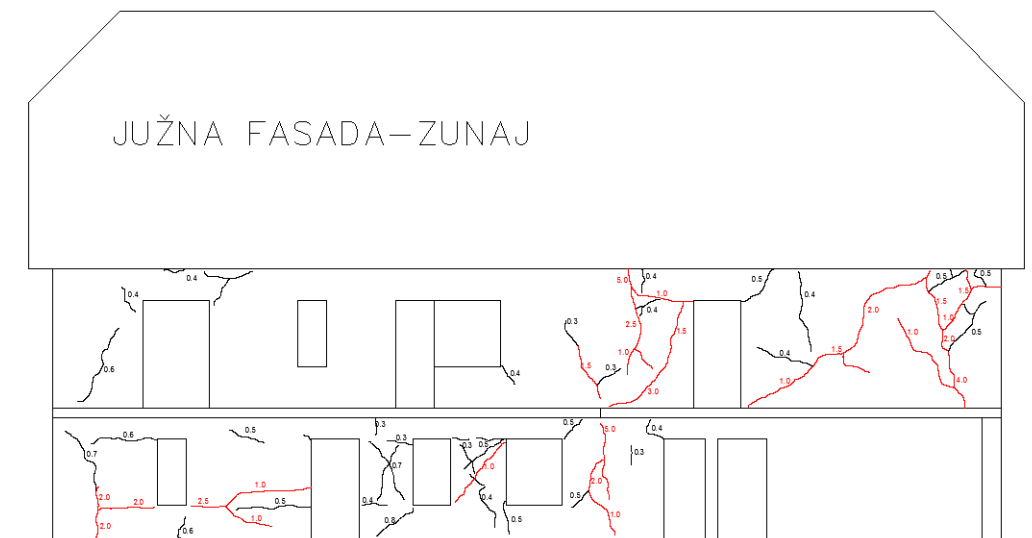
Slika 58: Prikaz poškodb stene 2 po injektiranju s cementno mešanico; smer X



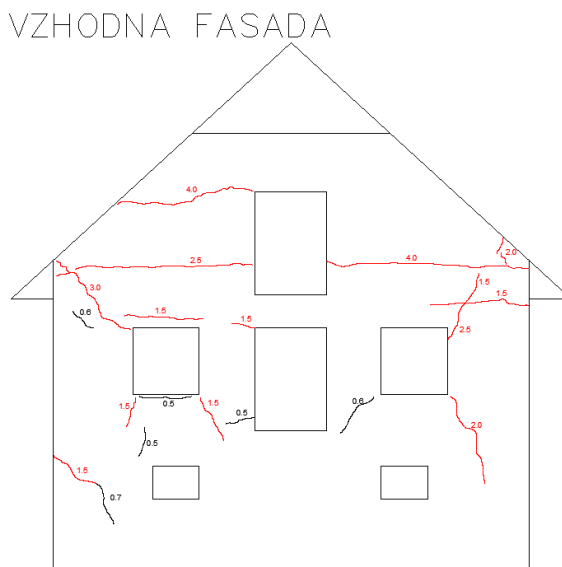
Slika 59: Prikaz poškodb stene 3 pred injektiranjem; smer Y



Slika 60: Prikaz poškodb stene 3 po injektiranju s cementno mešanico; smer Y



Slika 61: Kataster poškodb južne fasade, ki je v 3Muriju označena s številko 2



Slika 62: Kataster poškodb vzhodne fasade, ki je v 3Muriju označena s številko 3

Komentar

3Muri potresno odpornost določi z N2 metodo na podlagi pomikov. Te pri rezultatih prikaže in direktno oceni izpolnjenost kriterijev mejnih stanj. Zaradi nazornejšega prikaza v preglednicah rezultatov navajamo le iste količine kot pri Srembu, tj. nosilnost in duktilnost

konstrukcije ter izračunan koeficienta potresne odpornosti SRC v skladu z enačbo (5.14). Kontrolo mejnih stanj smo v vseh primerih opravljenih s 3Murijem preverili tako kot jo 3Muri. SRC-je podajamo le za lažjo primerjavo med obema programoma.

Razmerja med potresno odpornostjo ob uporabi mehanskih karakteristik z in-situ preiskavami in literature so nekoliko manjša kot pri Srembu, vendar še vedno velika. Nosilnost pri potresu v X smeri je za neinjektirano in-situ stanje večja kot iz literature za približno 25 %, v Y smeri 37 %, po injektiranju s cementno malto pa v X smeri za 40 %, v Y smeri pa za 54 %. Rezultatov iz literature ne komentiramo podrobneje, saj so bile ugotovitve podane že pri analizi s Srebmom. Nadaljnji komentarji se zato nanašajo le na in-situ mehanske karakteristike.

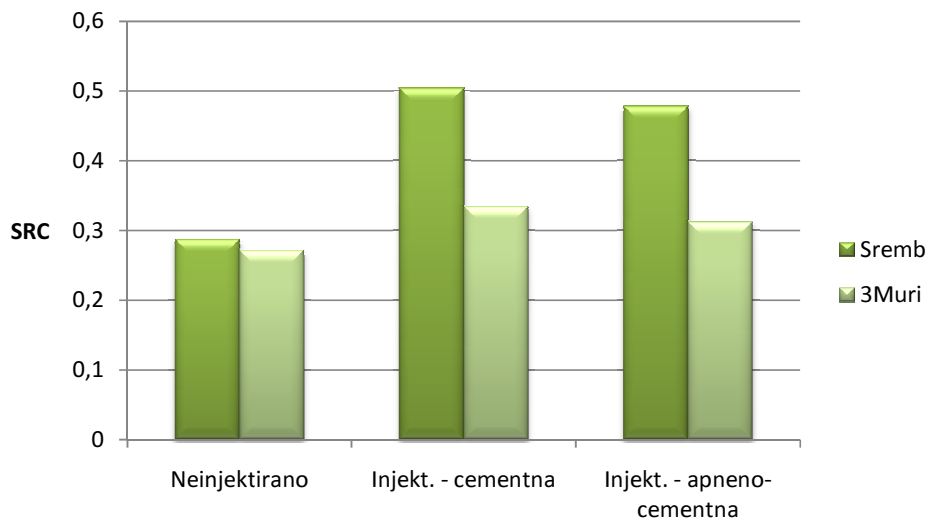
Kontrola potresne odpornosti je zadoščena v obeh primerih po injektiranju za obe smeri vzbujanja. V obstoječem neinjektiranem stanju kriteriju ni zadoščeno za nobeno smer potresa. Pri tem velja še enkrat poudariti, da je bila v tem primeru opravljena ocena potresne odpornosti stavbe brez upoštevanja varnostnih faktorjev, saj je namen tega primera primerjava rezultatov z rezultati Sremba. Vpliv varnostnih faktorjev bo podrobneje analiziran v primeru 3.

Iz slik poškodb za steno 2 in 3 je razviden prevladujoč mehanizem porušitve pred in po injektiranju s cementno mešanico. Zidovi na sliki (Slika 57) se v pritličju rušijo predvsem zaradi striga, po injektiranju pa zaradi upogiba. Podobno je mogoče opaziti na slikah (Slika 59) in (Slika 60), kjer nastopi po injektiranju porušitev zaradi čistega upogibnega etažnega mehanizma. Omenjeni porušni mehanizmi s 3Murijem potrjujejo ugotovitve s Srebmom, kar velja tudi za rezultate iz literature. Pri analizi poškodb je vselej smiselno z izračunom dobljene vrednosti primerjati z dejanskim stanjem poškodb. Na obravnavani stavbi je bil po pregledu konstrukcije izdelan kataster poškodb. Iz slik dejanskega stanja južne fasade (Slika 61) je opaziti, da v osrednjem delu pritličnih zidov prevladujejo diagonalne strižne razpoke, pri zidovih proti levi pa upogibne vzdolžne razpoke. Podobno sledi iz slike stanja poškodb stene 2 (Slika 57). S poškodbami vrhnje etaže te stene dosežemo slabše ujemanje z dejanskim stanjem. Kataster razpok vzhodne fasade kaže na manjšo poškodovanost kot pri steni 2, prisotne razpoke pa so pretežno posledica upogibnega mehanizma. (Slika 59) iz 3Murija

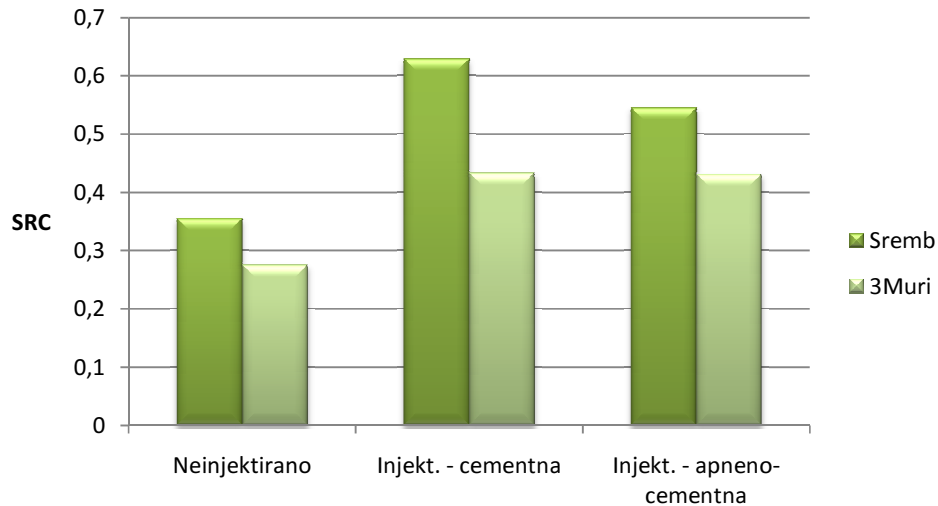
podaja primerljiv razpored poškodb. Iz zgornjega lahko opazimo, da z neupoštevanjem zgornje etaže, kot po Srembu, ne moremo dobiti natančnega vpogleda v stanje poškodb, niti ne moremo zajeti pravega mehanizma obnašanja stavbe med potresom.

Primerjava rezultatov dobljenimi s programoma Sremb in 3Muri

Analiza s 3Murijem potrди ugotovitev s Srembom, da je potresna odpornost stavbe v Y smeri večja kot v X smeri. Pri tem so deleži povečanja potresne odpornosti v Y smeri glede na X smer primerljivi deležem iz Sremba. Podobno velja za vpliv injektiranja na povečanje togosti konstrukcije. Za X smer vzbujanja se togost zidov s cementno injekcijsko mešanico glede na neinjektirano stanje poveča za približno 4-krat, za apneno cementno mešanico pa za približno 3-krat. Enake vrednosti so bile dobljene pri računu s Srembom. V nasprotju s tem pa je uspešnost sistematičnega injektiranja na povečanje potresne odpornosti pri analizi s 3Murijem precej manjša. V X smeri vzbujanja znaša povečanje nosilnosti za cementno injekcijsko mešanico 23 %.



Grafikon 1: Primerjava vrednosti SRC za smer X iz Sremba in 3Murija



Grafikon 2: Primerjava vrednosti SRC za smer Y iz Sremb-a in 3Murija

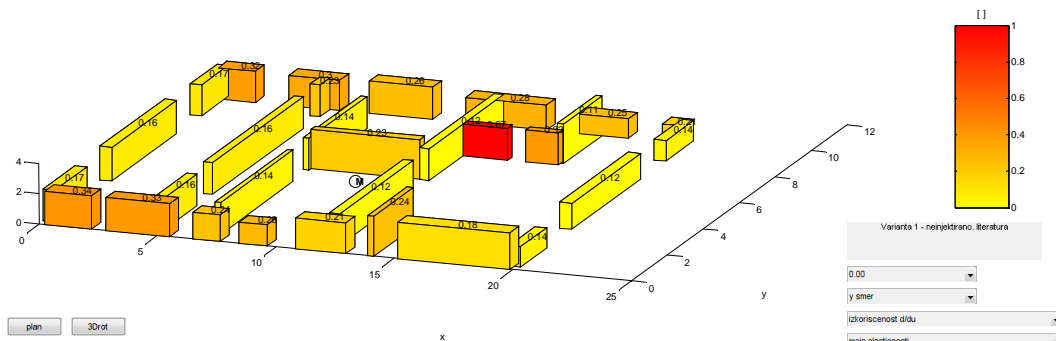
Med obema programoma nastopajo odstopanja v vrednostih potresne odpornosti. Razlike sicer niso konsistentne, so pa povsod s 3Murijem dobljene nižje vrednosti nosilnosti. Glavni razlogi za to so najverjetneje naslednji:

- Sremb pri računu nosilnosti posameznih zidov upošteva tudi prispevek upogibne nosilnosti izven ravnine zidu, 3Muri pa delovanje zidu izven njegove ravnine zanemara in s tem tudi prispevek k nosilnosti. Na enak način upošteva tudi prispevek teh zidov k togosti celotne konstrukcije;
- temeljna predpostavka Sremba je, da je porušitev posledica etažnega porušnega mehanizma, pri katerem je za porušitev potrebna večja horizontalna sila. Iz zgornjih slik, kjer je prikazana stopnja poškodb sten 2 in 3, je sicer vidno, da se te porušijo zaradi etažnega mehanizma, ne velja pa to za vse stene;
- Sremb predpostavlja da so zidovi vpeti poleg stropne plošče tudi v prekladni in parapetni del stene, 3Muri pa te predpostavlja kot deformabilne. Zaradi tega je v Srembu doseženo boljše sodelovanje zidov pri prevzemanju potresne obtežbe.

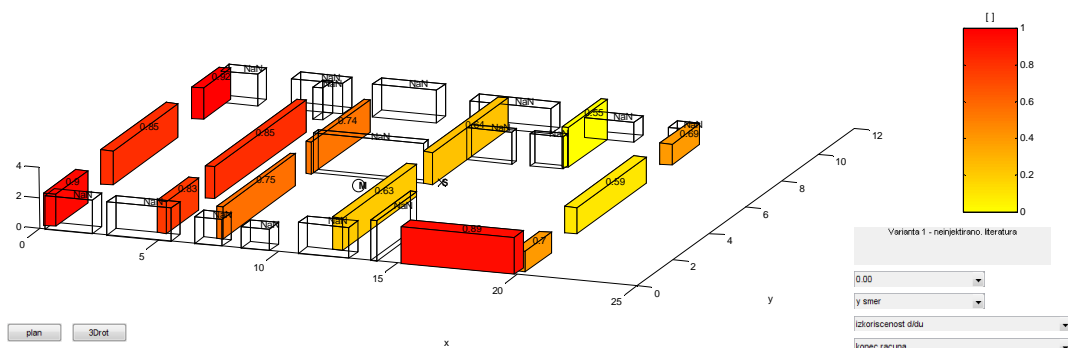
S Srembom dobimo v primerjavi s 3Murijem v vseh primerih očitno večje togosti, kar pomeni, da veliko prej dosežemo mejo elastičnosti na idealizirani histerezni ovojnici pri podobnih vrednostih dosežene nosilnosti. Razlog za razliko je, da Sremb pri računu togosti upošteva togost zidov pravokotno na smer vzbujanja na enak način kot togost zidov vzdolž

smeri vzbujanja. Zaradi tega ne da merodajnih vrednosti pomikov in s tem deformabilnosti konstrukcije. Račun togosti v Srembu razlagajo slike od (Slika 63) do (Slika 68), ki se nanašajo na neinjektirano stanje (literatura) za potres v smeri Y.

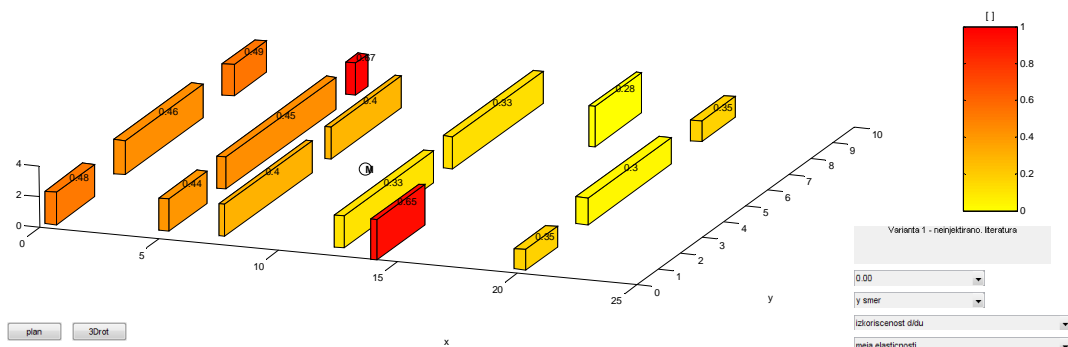
Sliki (Slika 63) in (Slika 64) prikazujeta izkoriščenost duktilnosti zidov z upoštevanjem vseh nosilnih zidov etaže, sliki (Slika 65) in (Slika 66) pa z upoštevanjem le nosilnih zidov v smeri Y. Iz slike (Slika 63) je razvidno, da so že na meji elastičnosti bolj izkoriščeni zidovi, pravokotno na smer obremenjevanja kot zidovi v smeri obremenjevanja, ki imajo na tej meji izkoriščenost duktilnosti še pod 20%. Stanje na sliki (Slika 65) je povsem drugačno, saj so nekateri zidovi že nad 60% izkoriščeni. Podobno izhaja iz slik (Slika 64) in (Slika 66), kjer so ob koncu računa, ki ustreza 50% porušitvi zidov, z izjemo enega zidu v smeri Y, skoraj v celoti porušeni zidovi pravokotno na smer Y. Slednje potrjuje tudi etažna histerezna ovojnica (Slika 67), kjer je njen račun zaključen še preden ta začne padati. Razlog za to je majhen prispevek teh zidov k nosilnosti, kar je tudi razvidno iz maksimalne nosilnosti idealizirane ovojnice, ki ob upoštevanju vseh zidov znaša 1,38 MN, ob upoštevanju le zidov v Y smeri pa 1,20 MN. Slednja vrednost je pri tem tudi pričakovano bližja vrednosti iz 3Murija, ki znaša 1,13 MN.



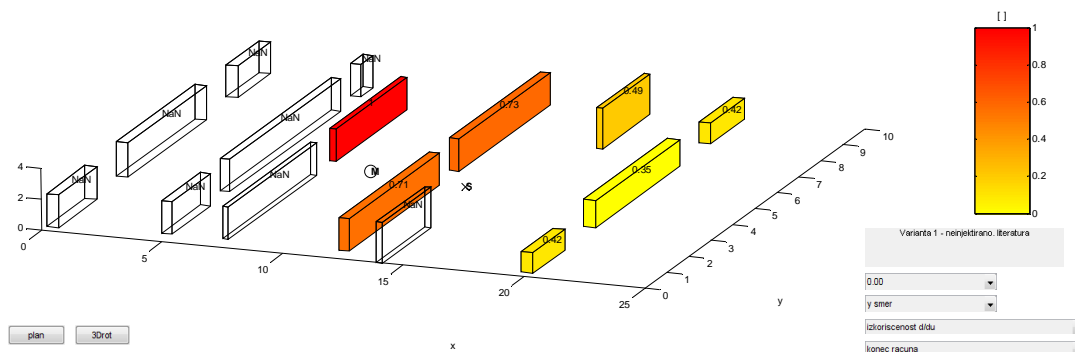
Slika 63: Zidovi v X in Y smeri - izkoriščenost duktilnosti na meji elastičnosti (potres v Y smeri)



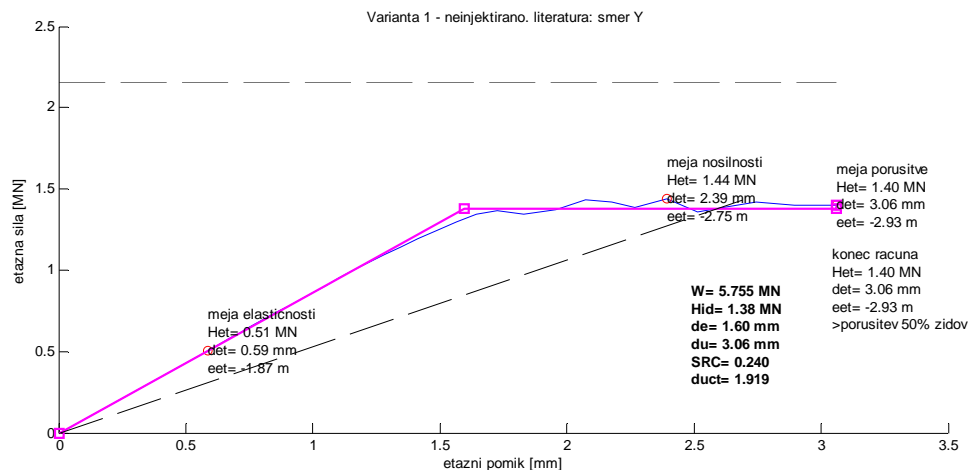
Slika 64: Zidovi v X in Y smeri - izkoriščenost duktilnosti ob koncu računa (potres v Y smeri)



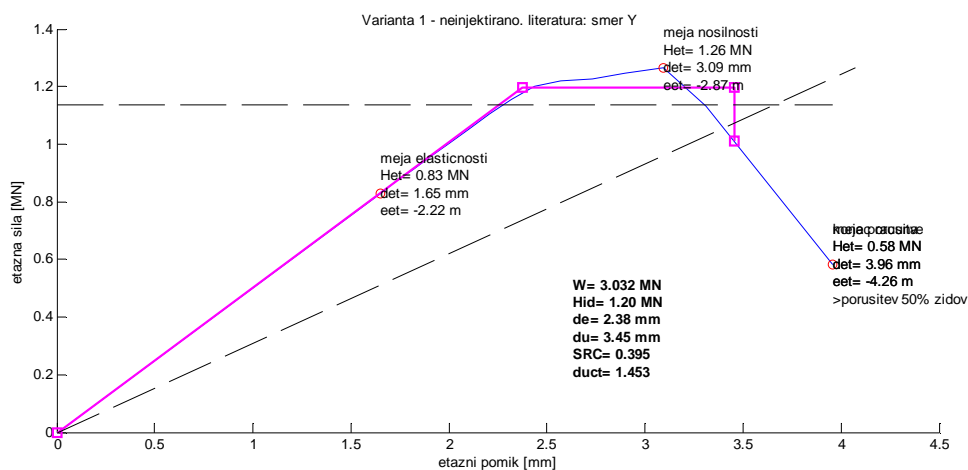
Slika 65: Zidovi v Y smeri - izkoriščenost duktilnosti na meji elastičnosti (potres v Y smeri)



Slika 66: Zidovi v Y smeri - izkoriščenost duktilnosti ob koncu računa (potres v Y smeri)



Slika 67: Etazna histerezna ovojnica ob upoštevanju vseh zidov za potres v Y smeri



Slika 68: Etazna histerezna ovojnica ob upoštevanju le zidov v smeri Y za potres v Y smeri

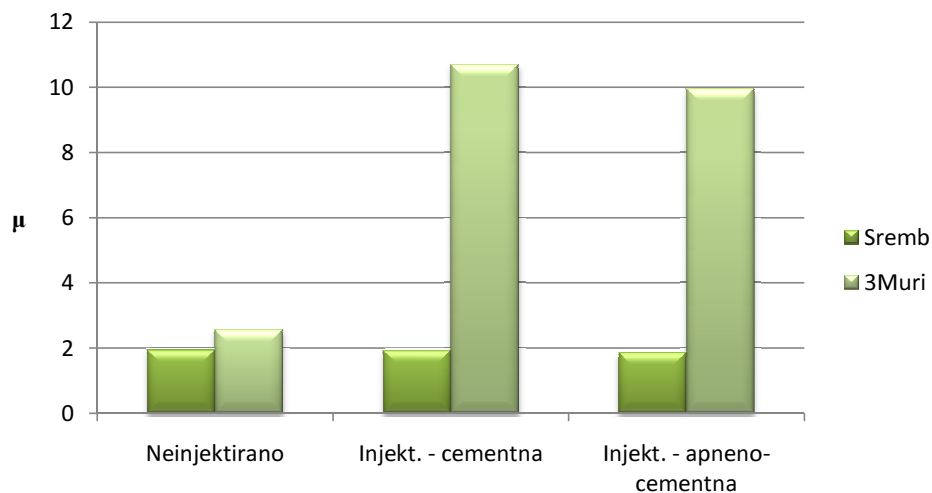
V preglednici (Preglednica 9) so navedene togosti idealiziranih histerezni ovojnic, ki so bile dobljene pri računu s 3Murijem ter s Srebmom ob upoštevanju vseh zidov etaže oz. z upoštevanjem le zidov v ravnini potresa. Izkazuje se, da je togost pri računu s Srebmom ob upoštevanju vseh zidov, za 71% večja kot togost ob upoštevanju le zidov v smeri Y. Prispevek je nekoliko manjši kot enkrat večji, ker je doprinos zidov v smeri X manjši kot v smeri Y. S togostjo 5.042 kN/cm se veliko bolje približamo vrednosti togosti iz 3Murija, ki znaša 3.380 kN/cm, vendar pa je razlika še vedno precejšnja. Ta delno nastopi, ker Srebm predpostavlja

vpetost zidov v stropni in prekladni ter parapetni del, medtem ko 3Muri v nasprotju z modeliranimi togimi stropovi, prekladne in parapetne dele stene upošteva kot deformabilne.

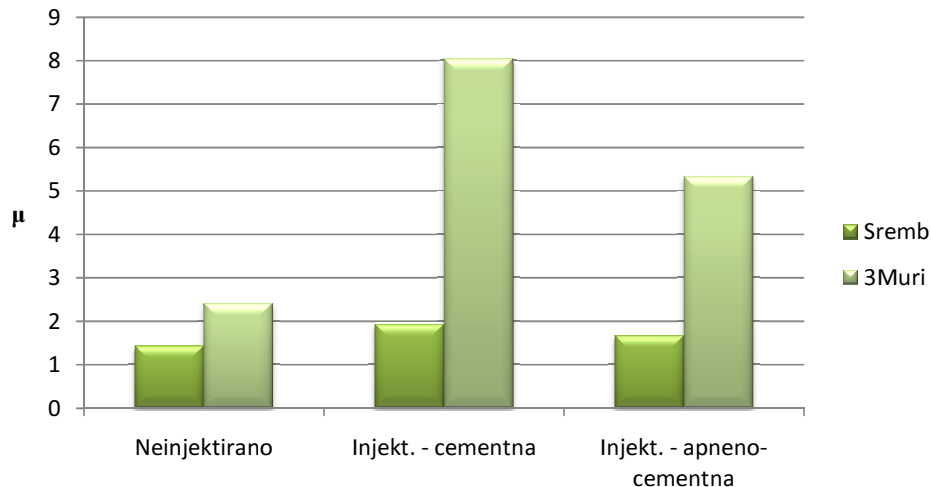
Preglednica 9: Primerjava togosti idealiziranih histerezni ovojnic pri potresu v smeri Y

	Ke [kN/cm]
3Muri	3.380
Sremb – vsi zidovi	8.620
Sremb – zidovi le v Y smeri	5.042

Pri pregledu izračunanih duktilnosti s Srembom in 3Murijem lahko opazimo, da so s 3Murijem v nasprotju s primerljivimi nosilnostmi obeh programov dosežene precej višje vrednosti duktilnosti. Razlog za to je v tem, da Sremb pri računu histerezne ovojnice upošteva le deformiranje zidov kritične etaže, medtem ko zidovi ostalih etaž ostanejo nedeformirani. Pri 3Muriju je duktilnost določena z upoštevanjem zidov vseh etaž in ni omejena le na etažni porušni mehanizem. Zaradi omenjenega je duktilnost, določena s Srembom, ocenjena precej konzervativno.



Grafikon 3: Primerjava duktilnosti μ za smer X iz Sremba in 3Murija



Grafikon 4: Primerjava duktilnosti za smer Y iz Sremba in 3Murija

Pri Srembu zatorej lahko z zadostno zadovoljivostjo opazujemo le doseženo nosilnost, četudi upošteva prispevek nosilnosti izven ravnine zidu.

Primer 3: Vpliv upoštevanja varnostnih faktorjev na oceno potresne odpornosti ter primerjava računa strižne odpornosti po EC8-3 z računom strižne odpornosti z nateznimi trdnostmi.

V tem primeru smo opravili pet nelinearnih statičnih analiz z mehanskimi karakteristikami zidovja, ki ustrezajo vrednostim iz preglednice (Preglednica 3) za neinjektirano stanje iz literature. Analizo smo opravili le za en primer mehanskih karakteristik zaradi boljše preglednosti rezultatov, na stanju iz literature pa iz razloga, ker smo v primerih 3.3, 3.4 in 3.5 strižno nosilnost določevali na osnovi strižne trdnosti, katere na osnovi in-situ preiskav nismo določevali.

Pri preprojektiranju konstrukcij je potrebno upoštevati faktor zaupanja CF v skladu z ravnmi poznavanja konstrukcije. Ker smo v tem primeru račun opravili z mehanskimi lastnostmi iz literature, je bil po poglavju 3.3 upoštevan faktor $CF = 1,35$. V primeru nelinearne analize z mehanskimi parametri na osnovi in-situ preiskav bi lahko vrednost faktorja upoštevali z 1.0, saj sta bila izvedena obsežen pregled in obseg preiskav.

V splošnem Evrokod 8-3 ne daje natančnih navodil za uvrščanje konstrukcije v ustrezno raven poznavanja. Določa pa, da naj bi v primeru omejenega poznavanja (KL1) račun opravili z linearno analizo, pri ostali dveh ravneh pa z nelinearno. Kljub temu namen tega primera ni bila dejanska ocena potresne odpornosti stavbe, ampak le vpogled v pomen varnostnih faktorjev v predlaganih enačbah omenjenih standardov in v pomen izbire ustreznega porušnega mehanizma za določitev strižne odpornosti.

V primerih 3.1 in 3.2 smo se sklicevali na trenutno veljavni italijanski predpis OPCM za obstoječe stavbe, ki je na področju zidanih stavb veliko doslednejši od Evrokoda 8-3 in Evrokoda 6-1-1. Po njem sta za nelinearno statično analizo obstoječih stavb projektna tlačna in natezna trdnost zidovja določeni z enačbama:

$$f_d = \frac{f_m}{CF}, \quad (6.10)$$

$$f_{td} = \frac{f_{tm}}{CF}, \quad (6.11)$$

kjer sta f_m in f_{tm} s karakteristično vrednostjo trdnosti povezani prek faktorja $\alpha_{mc} = 0,7$ z enačbama:

$$f_m = \frac{f_k}{\alpha_{mc}}, \quad (6.12)$$

$$f_{tm} = \frac{f_{tk}}{\alpha_{mc}}. \quad (6.13)$$

Ker pri podatkih iz literature ne moremo z zagotovostjo trditi, ali se vrednosti v preglednici (Preglednica 3) nanašajo na karakteristične ali srednje vrednosti, so bile v primeru 3.1 vrednosti upoštevane kot karakteristične, v primeru 3.2 pa kot povprečne vrednosti.

V primeru 3.3 smo se sklicevali na predpis OPCM, ki velja za novogradnje, saj uporablja pri računu strižne odpornosti enako enačbo kot Evrokod 8-3. Razlika med njima je le v tem, da OPCM v primeru, da nimamo podatka o tlačni trdnosti zidaka projektno strižno trdnost po enačbi (3.13) omejuje s $f_{vlim} = 2,2MPa$. Ker dejansko računamo strižno nosilnost obstoječe stavbe, smo v računu strižne trdnosti f_{vmo} in f_m delili s faktorjem CF . Iz literature (SIST EN

1996-1-1: 2006, tabela 3.4) smo za vrednost začetne strižne trdnosti za kamnito zidovje v običajni malte uporabili vrednost 0,1 MPa, kar je predpisana vrednost za zid iz naravnega obdelanega kamna in malte za splošno uporabo. V tem primeru smo za podatek o materialnih karakteristikah uporabili srednje vrednosti.

V primerih 3.4 in 3.5 smo še vedno v 3Muriju uporabili opcijo za nov material, vendar smo materialne karakteristike z varnostnimi faktorji podali v skladu z Evrokodom 8-3. Pri tem smo v primeru 3.4 za vrednost začetne strižne trdnosti uporabili enako vrednost kot v prejšnjem primeru, tj. 0,1 MPa, strižno trdnost pa omejili s $f_{vlim} = 0,065 \frac{f_m}{CF \cdot \gamma_m}$. V primeru 3.5 nas je

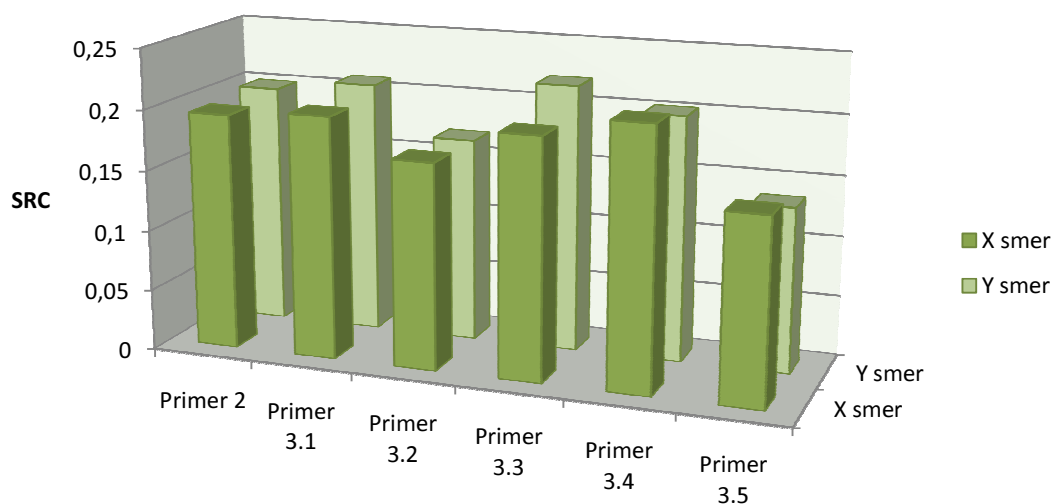
pa zanimalo, kakšen vpliv na rezultat nelinearne statične analize ima vrednost f_{vmo} . Glede na to, da velika večina avtorjev obravnava zidovje kot material, ki ne prenaša nateznih napetosti, smo uporabili vrednost $f_{vmo} = 0$ in rezultate primerjali z rezultati za vrednost 0,1 MPa.

Rezultati

V spodnji preglednici so zbrani rezultati vseh petih nelinearnih statičnih pushover analiz za obe smeri vzbujanja, zaradi lažje primerjave z osnovnim primerom 2 pa še rezultati ustrezne analize tega primera.

Preglednica 10: Rezultati nelinearne statične analize za smer X in Y

	X smer			Y smer		
	H _{id}	SRC	μ _{avail.}	H _{id}	SRC	μ _{avail.}
	kN	-	-	kN	-	-
2	1125	0,195	2,67	1150	0,200	3,15
3.1	1150	0,200	2,60	1200	0,209	3,06
3.2	980	0,170	2,85	970	0,169	3,55
3.3	1140	0,198	3,42	1265	0,220	2,64
3.4	1230	0,214	2,34	1165	0,202	2,88
3.5	875	0,152	3,28	785	0,136	3,69



Grafikon 5: Primerjava SRC vrednosti za vse obravnavane podprimere

Komentar

Ker smo v obravnavanem primeru uporabili podatke o mehanskih karakteristikah pred injektiranjem na podlagi literature, je pričakovano, da ne moremo oceniti dejanske potresne odpornosti stavbe. V vseh analiziranih podprimerih kriterij potresne odpornosti ni zadoščen, vendar pa nudijo rezultati dober vpogled v opisane standarde.

V primeru 3.1, kjer smo predpostavili, da predstavljajo podatki mehanskih karakteristik karakteristične vrednosti, dobimo v primerjavi s primerom 2 celo višje vrednosti potresne odpornosti. To je pričakovano, saj nam da koeficient vrednost $\frac{1}{\alpha_{mc} \cdot CF} = \frac{1}{0,7 \cdot 1,35} = 1,06$.

Poleg vrednosti nosilnosti so podobni tudi ostali rezultati v preglednici, prav tako oblika histerezne krivulje in mehanizem poškodb konstrukcije.

V primeru 3.2 dobimo z uporabo srednjih vrednosti mehanskih karakteristik precej nižje vrednosti potresne odpornosti (Grafikon 5). Izkaže se, da pri zmanjšanju tlačne in natezne trdnosti za 40% glede na primer 3.1, nosilnost v X smeri pade za 15%, v Y smeri pa za 20%.

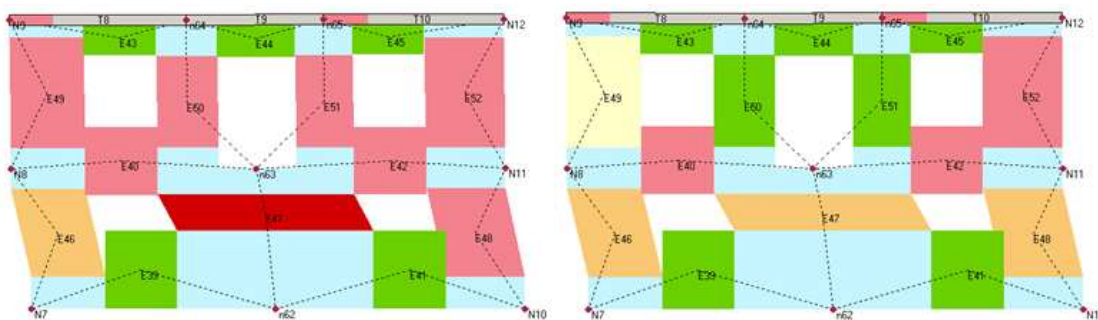
Poveča se tudi vrednost nihajnega časa SDOF sistema, saj se s poslabšanjem materialnih karakteristik togost sistema zmanjša.

Primerjava rezultatov primerov 3.2 in 3.3 kaže na veliko manjše vrednosti potresne odpornosti pri določanju strižne nosilnosti zidu z natezno trdnostjo pri predpostavljeni porušitvi zaradi diagonalnih razpok. V X smeri dobimo za približno 15% manjšo potresno odpornost, v Y smeri pa za približno 25% manjše vrednosti. Pri tem velja poudariti, da v obravnavanih primerih nismo upoštevali realnih podatkov iz in-situ preiskav, ampak iz literature. Z uporabo natezne trdnosti, dobljene z in-situ preiskavami, ki je od vrednosti iz literature večja za 40%, bi dobili precej manjše razlike. Za primerjanje obeh mehanizmov bi zato bila najboljša rešitev uporaba priporočenih vrednosti iz banke podatkov, ki jo ponuja sam program. Na tak način bi lahko uporabili podatke mehanskih lastnosti zidovja iz istega vira in posledično dobili bolj merodajno primerjavo.

V primeru 3.4, kjer smo pri določanju strižne nosilnosti sledili zahtevam iz Evrokoda 8-3, dobimo v primerjavi s primerom 3.3 v X smeri za 8% višjo nosilnost, v Y smeri pa se ta za enak delež zmanjša. Razlog za tako razliko je drugačen porušni mehanizem, saj smo v primeru 3.3 začetno strižno trdnost dodatno reducirali s $CF=1,35$ ter f_{vd} omejili s $f_{vlim}=2,2MPa$, v primeru 3.4 pa smo začetno strižno trdnost reducirali s faktorjem $CF \cdot \gamma_m = 1,35 \cdot 1,5 = 2,025$, mejno strižno trdnost pa omejili s $f_{vlim} = 0,065 \frac{f_m}{CF \cdot \gamma_m} = 0,065 \cdot \frac{0,80MPa}{1,35 \cdot 1,5} = 0,0257MPa$. Strižni porušni mehanizem je tako zaradi nizke strižne trdnosti po Evrokodu 8-3 merodajni mehanizem, kar je razvidno iz slike (Slika 69). Pri tem velja omeniti, da bi z uporabo večjega materialnega varnostnega faktorja po Evrokodu 6-1-1 potresna odpornost močno padla. Materialni varnostni faktor ima zato še sprejemljiv vpliv pri vrednosti 1,5. Če bi pa želeli upoštevati vrednost 2,667 kot najvišjo izmed podanih vrednosti po Evrokodu 6-1-1, bi dobili veliko preveč konzervativno določeno potresno odpornost.

Z do sedaj ugotovljenimi odnosi med načinom porušitve in potresno odpornostjo, se je izkazalo, da se povsod, kjer prevladuje strižna porušitev, potresna odpornost zmanjša. To velja

tudi za primer 3.2 in v primeru 3.4 za smer X, v nasprotju s pričakovanji pa ne velja za Y smer.



Slika 69: Prikaz poškodb v steni 3, pri čemer se slika na levi nanaša na primer 3.3, desna slika pa na primer 3.4. Rdeča barva prikazuje upogibno porušitev, oranžna pa strižno porušitev

Tako kot v Evrokodu 8-3, določanja strižne odpornosti z glavno natezno napetostjo zidu v diagonalni smeri v predpisih drugih razvitih držav ni več zaslediti, v italijanskih pravilnikih pa nastopa le še pri preprojektiranju obstoječih stavb. S tem se izognejo določanju strižne nosilnosti z natezno trdnostjo, saj imata veličini drugačen fizikalni pomen in je pretvorba iz ene v drugo vprašljiva. Določanje strižne trdnosti na podlagi natezne trdnosti v smeri glavnih napetosti ni čisto korektno, ker je zidovje anizotropno. Natezna trdnost je zato odvisna od smeri obremenjevanja in ni konstantna.

S primerom 3.5 smo želeli ugotoviti, kakšen pomen na potresno odpornost ima vrednost začetne strižne trdnosti. Izkaže se, da ta glede na primer 3.4 v X smeri pade za 30% ter nekoliko več v Y smeri. Pri tem se močno poveča tudi maksimalni pomik.

Iz primera 3 se lahko sklepa, da ima podajanje pravih vrednosti mehanskih karakteristik velik pomen na potresno odpornost, prav tako tudi izbira izračuna nosilnosti zidov, ki naj čim bolj opiše predpostavljen porušni mehanizem.

Primer 4: Vpliv upoštevanja dejanskega stanja s podajnimi monta stropovi.

S primerom 4 smo želeli ugotoviti, kakšen pomen ima pri oceni potresne odpornosti upoštevanje dejanskega stanja, tj. podajnih monta stropov, v skladu s tlorisnimi načrti. Ti stropovi dajo precej višje vrednosti potresne odpornosti kot običajno mišljeni podajni leseni enosmerno nosilni stropovi. Nelinearno statično analizo smo opravili z mehanskimi karakteristikami, dobljenimi z in-situ preiskavami pred injektiranjem s podatki iz preglednice (Preglednica 2).



Slika 70: Opečnati monta strop obravnavane stavbe

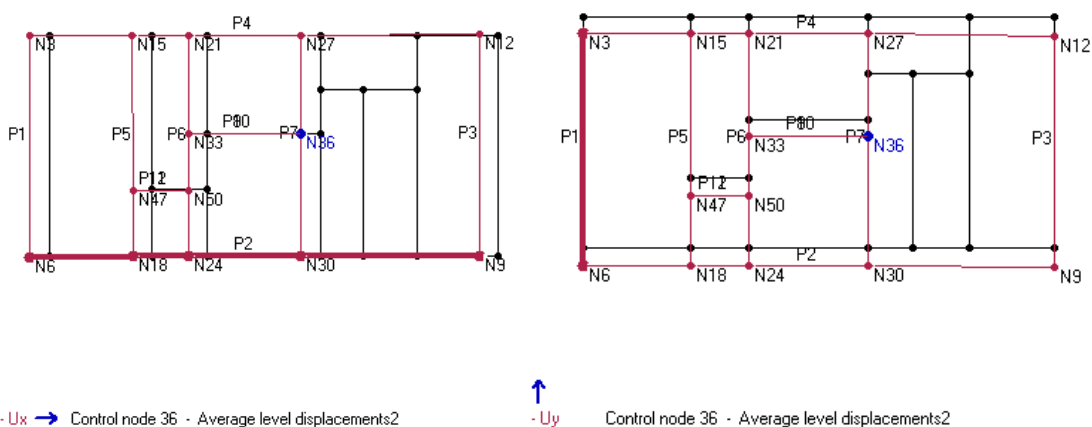
Rezultati

V spodnji preglednici (Preglednica 11) so zbrani rezultati nelinearne statične analize za obe smeri vzbujanja. Zaradi podajnih stropov je pričakovati drugačno pushover krivuljo v vogalnih točkah izven centra mase, zato smo spremljali še potresno odpornost v vozlišču 9, ki se nahaja v desnem spodnjem vogalu stavbe. Zaradi lažje primerjave z osnovnim primerom 2 so v preglednici zbrani še rezultati ustrezne analize tega primera.

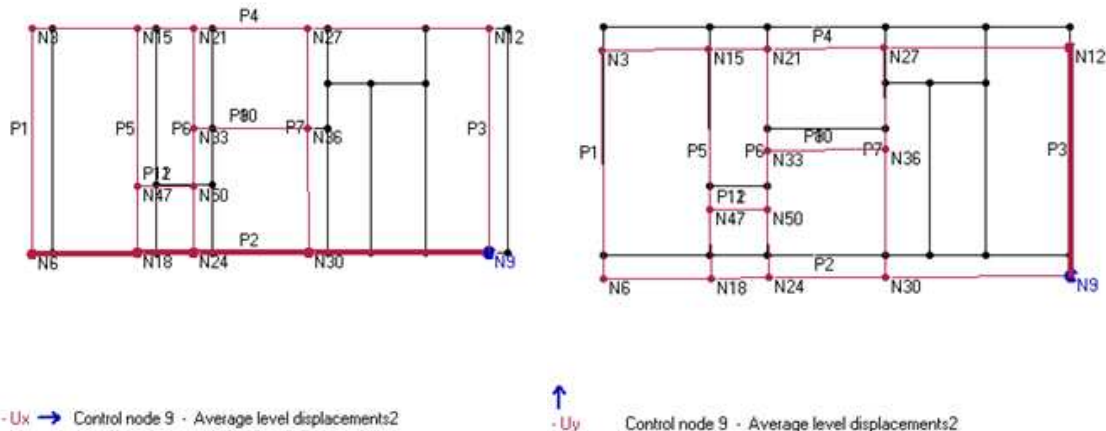
Preglednica 11: Rezultati nelinearne statične analize za obe smeri vzbujanja

	H_{id}	SRC	ULSPG	$\mu_{avail.}$
	kN	-	m/s^2	-
X smer				
primer 2	1560	0,271	2,342	2,56
vozišče 36	1535	0,267	2,322	2,57
vozišče 9	1530	0,266	2,316	2,57
Y smer				
primer 2	1585	0,275	2,218	2,41
vozišče 36	1660	0,288	2,215	2,23
vozišče 9	1640	0,285	2,194	2,26

Spodnje slike (Slika 71) in (Slika 72) prikazujejo deformirano lego nadstropja za obe smeri vzbujanja, in sicer za točki 36 in 9.



Slika 71: Deformirana lega nadstropja s kontrolno točko v vozišču 36; leva slika kaže odziv na potres v X smeri, desna pa na potres v Y smeri



Slika 72: Deformirana lega nadstropja s kontrolno točko v vozlišču 9; leva slika kaže odziv na potres v X smeri, desna pa na potres v Y smeri

Komentar

Modelirani enosmerno nosilni monta stropovi so nosilni v X smeri. Zaradi tega je v Y smeri strop veliko bolj podajen, kar se v primerjavi s togimi stropovi odraža v večjem padcu togosti pri potresni obremenitvi v Y smeri in posledično na vrednosti nihajnega časa. Pričakovano, je pri nelinearni analizi v smeri Y tudi večji padec duktilnosti. Ta v primeru, kjer je kontrolna točka vozlišče 36, pade za 8%, medtem ko ostane za potres v X smeri skoraj nespremenjena. Na podlagi vrednosti maksimalnega pospeška temeljnih tal *ULSPG*, ki ga stavba še prenese, se opazi, da vrednosti le-tega v vseh primerih s podajnimi stropovi padejo. Pri potresni obtežbi v X in Y smeri je padec pospeška temeljnih tal za točko 9 s podajnimi stropovi glede na primer s togimi približno 1 %. Pri potresu v Y smeri je padec pospeška pri kontrolni točki 9 v primerjavi s kontrolno točko 36 večji kot pri potresu v X smeri, kar potrjuje bolj nepovezano obnašanje stropa pri potresu v Y smeri. Slednje je tudi razvidno iz slike (Slika 72), kjer je iz desne slike vidno, da strop v odzivu na potres v Y smeri ne deluje več kot toga diafragma.

Izkaže se, da so vrednosti izračunanih nosilnosti pri podajnih stropovih pri potresu v Y smeri večje kot vrednosti nosilnosti pri togih stropovih. Razlaga, da zaradi podajnih stropov zidovi v Y smeri dosegajo veliko večji nivo napetosti in s tem višje nosilnosti kot pri togih stropovih, v tem primeru ne obrazloži dejstva, saj smo zaradi primerjave s Srebnom toge stropove modelirali le zaradi vpetostnih pogojev, obtežbo plošč pa nanašali kot linijsko na zidove v Y

smeri. Zanimivo je, da v nasprotju z izračunanimi nosilnostmi maksimalni pospešek temeljnih tal *ULSPG* pri podajnih stropovih pade. Razlog za to je, da 3Muri *ULSPG* izračuna iz elastičnega pospeška $S_{ae}(T^*)$, slednjega pa po enačbi (4.15), kot produkt pospeška na meji tečenja neelastične konstrukcije S_{ay} in redukcijskega koeficienta kot opisano v točki 5.2.3 (4. korak). S_{ay} je dobljen z enačbo

$$S_{ay} = \frac{F^*}{m^*} = \frac{F}{m^* \Gamma} \quad (6.14)$$

ULSPG je tako dobljen s kombinacijo povečane vrednosti S_{ay} in zmanjšane vrednosti redukcijskega faktorja.

Do bistvenih sprememb v potresni odpornosti z upoštevanjem dejanskega stanja s podajnimi monta stropovi ni prišlo, kar potrjuje tudi deformirana lega nadstropja s kontrolno točko 9 za potres v Y smeri. Razlog za to je, da je obstoječi opečnati monta strop veliko manj podajen kot lesen enosmerno nosilni strop, poleg tega je delež podajnih stropov v stavbi majhen.

Primer 5: Vpliv upoštevanja razpokanosti, ekscentričnosti in modalne razporeditve potresne obremenitve.

Vse do sedaj opravljene analize v računu potresne odpornosti niso vključevale upoštevanja razpokanega prereza, slučajne ekscentričnosti ali modalne razporeditve horizontalnih sil, saj je bil glavni namen diplomske naloge parametrična analiza s programoma Sremb in 3Muri, kar je za primerjavo med obema zahtevalo podobna izhodišča.

3Muri omogoča, da v nelinearno statično analizo vključimo vse omenjene parametre, ki jih predpisuje tudi Evrokod 8-1. Vsi parametri so bili analizirani posamično z mehanskimi karakteristikami kot v primeru 4 ter na realnem stanju z upoštevanjem podajnih stropov.

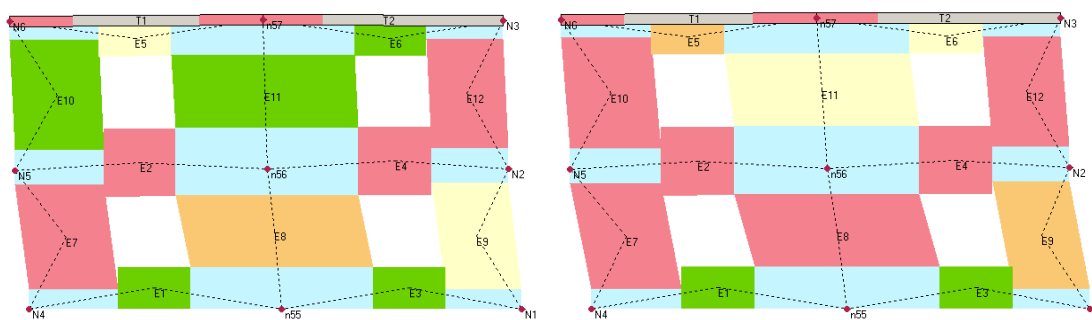
V spodnjih preglednicah so za obe smeri vzbujanja prikazani rezultati nelinearne statične analize, posebej za vse analizirane parametre.

Primer 5.1: Vpliv modalne razporeditve horizontalnih sil

Rezultati

Preglednica 12: Rezultati nelinearne statične analize za obe smeri vzbujanja za masno in modalno razporeditev obtežbe

	H_{id} kN	SRC	$\mu_{avail.}$
X smer			
Masna	1535	0,267	2,57
Modalna	1310	0,228	2,63
Y smer			
Masna	1660	0,288	2,23
Modalna	1500	0,261	3,07



Slika 73: Prikaz poškodb v steni 1 za potres v Y smeri, pri čemer se leva slika nanaša na masno razporeditev potresnih sil, desna pa na modalno razporeditev

Komentar

Z modalno razporeditvijo horizontalnih sil dobimo nižjo potresno odpornost stavbe. Za potres v X smeri, se ta v primerjavi z masno razporeditvijo zmanjša za 15%, za potres v Y smeri pa za 10%. Pri masni razporeditvi potresnih sil je v programu upoštevan etažni porušni mehanizem, katerega bistvena predpostavka je, da togost zidov upošteva po enačbi (5.1) za obojestransko vpete zidove. Zaradi večje togosti konstrukcije je za porušitev tako potrebna večja sila, kar da posledično večjo odpornost na horizontalne sile. Da potresna sila pri modalni razporeditvi obtežbe poruši konstrukcijo kot celoto, pri masni razporeditvi pa kritično etažo, je

razvidno iz slike (Slika 73), kjer na levi sliki večina zidov nadstropja ostane nepoškodovanih, na desni pa so poškodovani skoraj vsi zidovi.

Rezultati nelinearne analize podajo v primeru masne in modalne razporeditve potresnih sil enake vrednosti mase ekvivalentnega SDOF sistema. Ta znaša za potres v X smeri 387,4 t in v Y smeri 390,2 t. Predpostavljena oblika razporeditve tako ne vpliva na maso ekvivalentnega SDOF sistema. Ta je v 3Muriju določena z modalno analizo po enačbi (4.6), prav tako tudi transformacijski faktor. Vpliva pa na izračunan nihajnega časa SDOF sistema, ki je po enačbi (4.11) obratno sorazmeren s togostjo SDOF sistema. Vrednost nihajnega časa je pri modalni razporeditvi potresnih sil v obeh smereh vzbujanja za približno 8% večja kot pri masni razporeditvi.

Primer 5.2: Vpliv slučajne ekscentričnosti

V 3Muriju je bila slučajna ekscentričnost izračunana v skladu z Evrokodom 8-1 po enačbi:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i, \quad (6.15)$$

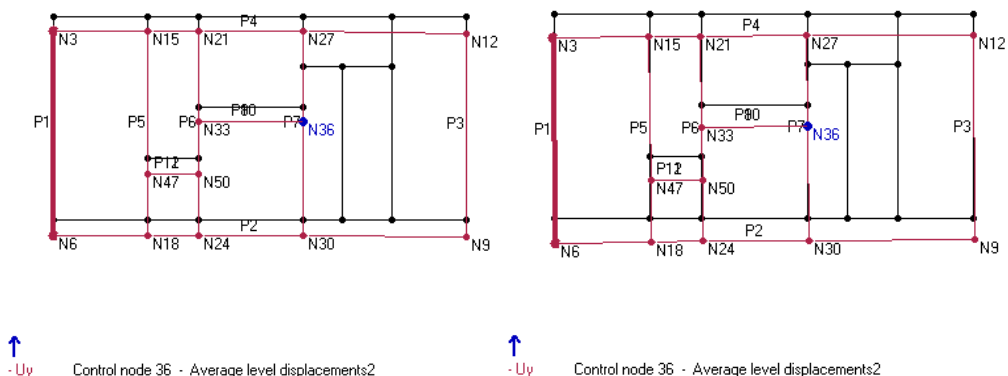
kjer je:

L_i tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.

Rezultati

Preglednica 13: Rezultati nelinearne statične analize za obe smeri vzbujanja brez in z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti

	H_{id}	SRC	$\mu_{avail.}$
	kN	-	-
X smer			
Brez eksc.	1535	0,267	2,57
Z eksc.	1530	0,266	2,50
Y smer			
Brez eksc.	1660	0,288	2,23
Z eksc.	1640	0,285	2,17



Slika 74: Deformirana lega nadstropja s kontrolno točko v vozlišču 36 pri potresu v Y smeri; leva slika kaže odziv na potres v X smeri, desna pa na potres v Y smeri

Komentar

Izkaže se, da z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti nekoliko zmanjšamo potresno odpornost konstrukcije v obeh smereh. Vendar pa je premaknitev masnega središča v vsaki etaži iz nazivne lege za slučajno ekscentričnost bolj kot na odpornosti razvidna iz slike (Slika 74), kjer je na desni sliki razvidna večja torzijska podajnost pri potresu v Y smeri. Jasno je, da bi s spremljanjem kontrolnega pomika npr. v vozlišču 3 ali 6 dobili povsem drugačen potek pushover krivulje.

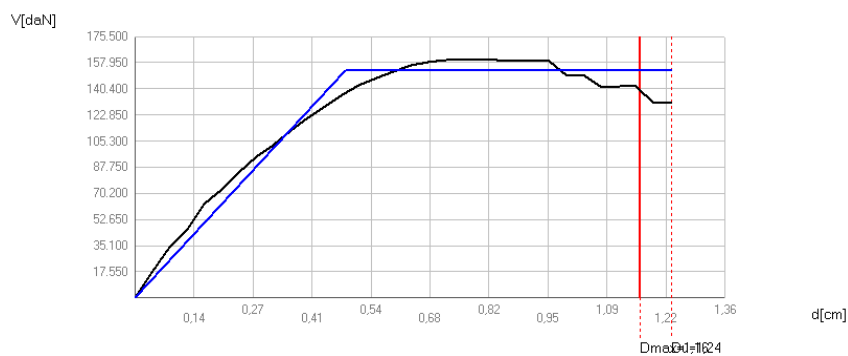
Primer 5.3: Vpliv upoštevanja razpokanega prereza

V skladu z Evrokodom 8-1 je pri določanju togosti nosilnih elementov zidanih stavb na splošno treba upoštevati vpliv razpokanosti prerezov. 3Muri omogoča pri računu nelinearne statične analize upoštevanje tega vpliva s faktorjem redukcije togosti. V obravnavanem primeru smo upoštevali redukcijo s faktorjem 2, ki se lahko v skladu z Evrokodom 8-1 upošteva za zidane stavbe.

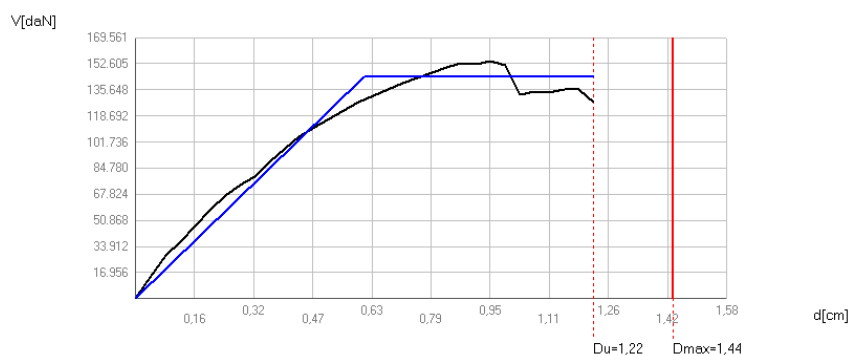
Rezultati

Preglednica 14: Rezultati nelinearne statične analize za obe smeri vzbujanja z upoštevanjem nerazpokanega in razpokanega prereza

	H _{id}	SRC	μ _{avail.}
	kN	-	-
X smer			
Nerazpokan	1535	0,267	2,57
Razpokan	1450	0,252	2,01
Y smer			
Nerazpokan	1660	0,288	2,23
Razpokan	1510	0,262	1,82



Slika 75: Histerezna ovojnica ob upoštevanju nerazpokanega prereza za smer X



Slika 76: Histerezna ovojnica ob upoštevanju razpokanega prereza za smer Y

Komentar

Iz zgornjih rezultatov izhaja, da z upoštevanjem razpokanosti prerezov potresno odpornost konstrukcije zmanjšamo. Nosilnost obravnavane stavbe pri potresu v X smeri pade za približno 6 %, nekoliko večja sprememba (10 %) nastopi pri potresu v Y smeri zaradi enosmerno nosilnih monta stropov. Konstrukciji se zaradi reducirane togosti elementov zmanjša tudi duktilnost za več kot 20 % pri obeh smereh potresa. Razlog za to je, da konstrukcija z upoštevanjem razpokanosti precej slabše sodeluje pri prevzemanju potresne obremenitve. To je razvidno tudi iz histereznih ovojnic pri potresni obtežbi v X smeri (Slika 75) in (Slika 76). Ob upoštevanju razpokanosti prereza konstrukcija po dosegu maksimalne nosilnosti kmalu začne le-to izgubljati in ne dosega večjega platoja duktilnosti kot to velja za nerazpokan prerez (Slika 75).

7 ZAKLJUČKI

Z eksperimentalno podprto parametrično nelinearno analizo kamnite zidane stavbe smo ugotovili, da je odziv zidanih stavb na potresno obremenitev težko enolično opisati. Zaradi nehomogene strukture zidovja, ki pride v ospredje predvsem pri obstoječih kamnitih stavbah, z enačbami teorije elastičnosti ne moremo določiti natančnega mehanizma porušitve. Dejanskemu stanju se lahko le približamo. Zato je osnova za seizmično analizo stavbe vselej tudi primerjava dobljenih rezultatov z dejanskim stanjem razpok in s tem izbira ustreznega mehanizma porušitve in modela, s katerim se temu čim bolj približamo.

Bistven pomen pri preprojektiranju zidanih stavb imajo predhodno opravljene preiskave konstrukcije. Le na tak način je mogoča natančna določitev mehanskih lastnosti zidovja in ocena stanja konstrukcije. Na obravnavani stavbi je bila opravljena kombinacija porušnih, delno porušnih in neporušnih metod preskušanja. Glede na to smo lahko poznavanje konstrukcije uvrstili v najvišjo raven poznavanja. Tako je projektna potresna odpornost določena direktno z in-situ preiskav dobljenimi mehanskimi lastnostmi zidovja.

Na opravljenih primerih smo ugotovili, da imajo na potresno odpornost stavbe materialne lastnosti nasploh zelo velik vpliv. Posledica napačne izbire materialnih lastnosti se ne izrazi le z nepravilno določeno potresno odpornostjo, ampak pogosto vpliva tudi na spremenjen porušni mehanizem.

Ugotovili smo, da lahko v primeru izbranih mehanskih lastnosti iz literature potresna odpornost stavbe odstopa od odpornosti na osnovi preiskav tudi za 100 %. Zatorej bi bila uporaba podatkov iz literature lahko smiselna le, če bi uporabili podatke iz preiskav konstrukcij s podobno tipologijo gradnje. Dodatna slabost uporabe materialnih podatkov iz literature se je pokazala ob upoštevanju faktorja zaupanja, saj se je pri tem potresna odpornost dodatno zmanjšala za približno 20 %. V takem primeru je namreč po Evrokodu 8-3 trdnosti zidovja potrebno deliti s faktorjem zaupanja 1,35.

Osnovni namen, zaradi katerega so na konstrukciji bile izvedene različne metode preskušanja, je bil ugotoviti, kakšen vpliv ima na potresno odpornost stavbe utrditev z injektiranjem. Ugotovili smo, da ima največji učinek na povečanje potresne odpornosti cementna injekcijska mešanica, nekoliko slabšega pa apneno-cementna mešanica. V splošnem se je izkazalo, da postane konstrukcija po injektiranju bolj toga, precej naraste tudi potresna odpornost. Po injektiranju z obema injekcijskima mešanicama konstrukcija doseže zahtevano potresno odpornost. Ker se z injektiranjem izboljša sodelovanje zidov pri prevzemanju potresne obtežbe, se spremeni tudi merodajni porušni mehanizem. Prevladuje upogibni mehanizem.

Na podlagi mehanskih lastnosti zidov, dobljenimi z in-situ preiskavami zidov stavbe in iz literature, je bila nadaljnjo izvedena širša parametrična analiza s programom 3Muri.

Strižno odpornost nearmiranih zidov v ravnini obremenjevanja določata upogibni in strižni mehanizem. Slednji je še posebej pri nearmiranem zidovju pogost, vendar pa njegova teoretična razlaga ni enotna, saj sta poznana dva zapisa strižne odpornosti zaradi striga. En uporablja kot parameter strižno trdnost, drugi pa natezno trdnost zidovja. V uvodnem delu smo opisali, da enačbe in omejitve, ki jih predpisujeta Evrokod 6-1-1 in Evrokod 8-3 v primeru strižne odpornosti zaradi striga ne upoštevajo parametra natezne trdnosti. Glavni razlog za to je, da je strižna nosilnost, določena z referenčno natezno trdnostjo oz. glavno natezno napetostjo, zaradi omenjene anizotropije zidovja odvisna od smeri obremenjevanja. Tako težko govorimo o neki natezni trdnosti, ki jo lahko uporabimo kot merodajen kriterij za oceno potresne odpornosti. Kljub temu je potresno odpornost smiselno preveriti z obema enačbama za strižno odpornost in upoštevati manjšo izmed dobljenih vrednosti potresne odpornosti.

Oba porušna mehanizma zaradi striga smo analizirali v skladu z veljavnim italijanskim pravilnikom OPCM, ki strižno nosilnost zidu pri novih stavbah določa s strižno trdnostjo kot Evrokod 6-1-1 oz. Evrokod 8-3, pri obstoječih pa jo določa z natezno trdnostjo zidu. Izkazuje se, da dobimo veliko manjše vrednosti potresne odpornosti pri določanju strižne nosilnosti zidu z natezno trdnostjo. V obravnavanem primeru sta se vrednosti potresne odpornosti po enem in drugem mehanizmu razlikovali za 15 % pri delovanju potresa v X smeri in za 25 % pri potresu v Y smeri. Velja pa poudariti, da v obravnavanih primerih nismo upoštevali realnih

podatkov iz in-situ preiskav, ampak iz literature. Z uporabo natezne trdnosti, dobljene z in-situ preiskavami, ki je od vrednosti iz literature večja za 40%, bi dobili precej manjše razlike. Za primerjanje obeh mehanizmov bi zato bila najboljša rešitev uporaba priporočenih vrednosti iz banke podatkov, ki jo ponuja sam program. Na tak način bi lahko uporabili podatke mehanskih lastnosti zidovja iz istega vira in posledično dobili bolj merodajno primerjavo.

Italijanski pravilnik smo vključili v študijo diplomske naloge z namenom, da se opravi primerjava z Evrokodom 8-3. Pri tem smo strižno odpornost zidu določili s strižno trdnostjo po enačbah, ki jih vsak standard navaja in so bile zapisane v poglavju 3. Pojavila so se odstopanja v potresni odpornosti do približno 8 %. Razlog za takšno razliko je drugačen porušni mehanizem. Izkaže se, da je zaradi nizke strižne trdnosti po Evrokodu 8-3 prevladujoč porušni mehanizem zaradi striga.

Italijanski pravilnik, ki obravnava obstoječe stavbe, se od Evrokoda 8-3 bistveno razlikuje v tem, da začetno strižno trdnost v enačbi strižne odpornosti reducira le s faktorjem zaupanja in ne dodatno z materialnim varnostnim faktorjem. V opravljenem primeru je bila upoštevana vrednost materialnega varnostnega faktorja z 1,5. Vrednost je bila izbrana za zidovje srednje kvalitete. Ker natančne ocene razreda zidovja nismo imeli, bi morali nelinearno analizo izvesti z višjim materialnim varnostnim faktorjem. S tem pa bi dobili prevelik padec potresne odpornosti. V tem pogledu je italijanski standard veliko bolj stvaren, saj pri nelinearni analizi materialne varnostne faktorje uporablja le pri seizmičnem projektiranju novih stavb, pri obstoječih pa je vpliv tega faktorja upoštevan s faktorjem zaupanja.

Izkazalo se je tudi, da je odziv stavbe na potresno obremenitev s podajnimi monta stropovi primerljiv odzivu s togimi stropovi. Opečnati monta stropovi so namreč manj podajni kot leseni enosmerno nosilni stropovi, poleg tega je delež podajnih stropov v stavbi majhen.

Zaradi modalne razporeditve potresnih sil na stavbo se je potresna odpornost v primerjavi z enakomerno razporeditvijo sil zmanjšala do 15 %, nekoliko manjši vpliv na padec potresne odpornosti ima upoštevanje razpokanosti prerezov, slučajna ekscentričnost pa na spremenjen odziv konstrukcije praktično ne vpliva. Sklepamo lahko, da bi ti vplivi potresno odpornost zmanjšali. Kriteriju zahtevane potresne odpornosti tako ne bi ustrezalo več injektirano stanje z

apneno-cementno malto za potres v X smeri, pri ostalih injektiranjih pa kriterija izpolnjenosti ne bi spremenilo.

Širšo parametrično analizo smo opravili s programom 3Muri, saj smo z njim potresno odpornost v skladu s standardi lažje in natančneje preverjali. Vendar pa je bila do sedaj v Sloveniji nelinearna analiza potresnega odziva obstoječih zidanih stavb največkrat omejena na račun s programom Sremb. Ta predpostavlja etažni porušni mehanizem, zato potresno odpornost stavbe določa z odpornostjo kritične etaže. Zaradi tega smo v osnovi vpliv popolnega poznavanja konstrukcije kot rezultat preskušanja ter utrditev stavbe s postopkom injektiranja preverili s Srembom in 3Murijem. Ugotovili smo, da programa dajeta precej različne rezultate, zato povzamemo bistvene.

S 3Murijem dobimo povsod nižje vrednosti koeficienta potresne odpornosti (SRC), vendar pa razlike med primeri niso konsistentne. Izkaže se, da imajo na to vpliv mehanske lastnosti zidovja. Glavni razlog za nižje vrednosti SRC-ja je, da Sremb pri računu nosilnosti posameznih zidov upošteva tudi prispevek upogibne nosilnosti izven ravnine zidu, 3Muri pa delovanje zidu izven njegove ravnine zanemarja. Poleg tega Sremb predpostavlja, da so zidovi vpeti poleg v stropno ploščo tudi v prekladni in parapetni del stene, 3Muri pa te predpostavlja kot deformabilne. Pri tem dobimo s Srembom tudi očitno večje togosti konstrukcije, tudi do 2,5-krat večje. Razlog za to je, da Sremb pri računu togosti upošteva togost zidov pravokotno na smer vzbujanja na enak način kot togost zidov v smeri obremenjevanja. Upoštevanje zidov izven ravnine delovanja potresa bi zato bilo potrebno razviti z boljšim modelom, saj je upoštevanje teh zidov navkljub smiselno.

Izkaže se, da so, v nasprotju s primerljivimi nosilnostmi, duktilnosti obeh programov precej različne. Za injektirano stanje s cementno in apneno-cementno injekcijsko mešanico je duktilnost iz 3Murija kar 5-krat večja kot iz Sremba za primer potresa v smeri X. Razlog za to je, da Sremb pri računu histerezne ovojnice upošteva le deformiranje zidov kritične etaže, medtem ko zidovi ostalih etaž ostanejo nedeformirani. Pri 3Muriju je duktilnost določena z upoštevanjem zidov vseh etaž in ni omejena le na etažni porušni mehanizem. Tako kot pri nosilnosti stavbe, so razlike v duktilnosti v največji meri odvisne od mehanskih lastnosti zidovja.

Vsako utrjevanje in preprojektiranje je v končni meri vselej odvisno od stroškov. Metode preskušanja konstrukcij v tem smislu predstavljajo zaradi visoke cene preiskav začetno oviro, vendar pa pogosto v končnem pogledu vodijo k bolj ekonomični poti. Le z njimi lahko dobimo zanesljivo in natančno oceno potresne odpornosti stavbe.

8 VIRI IN LITERATURA

Bosiljkov, V., Binda, L., Meirhofer, C., da Porto, F. et al. 2004. On-site investigation techniques for the structural evaluation of historic masonry buildings. Deliverable D11.3 final draft ver.04, Recommendations for the end users: revised report. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo Slovenije: 85f.

Bosiljkov, V., Bokan-Bosiljkov, V., Velkavrh, V., Strah, B. 2010. EU Projekt - PERPETUATE. Deliverable D6, Review of innovative techniques for the knowledge of cultural assets. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 50 str.

Casoli, D. 2007. Assessment of existing masonry building with R.C. shear walls. Pavia, Università degli Studi di Pavia, European school for advanced studies in reduction of seismic risk Rose school: 67f.

http://www.roseschool.it/index.php?option=com_docman&task=doc_download&gid=136
(29.7.2010).

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51: 302–315.

Fajfar, P., Fischinger, M., Isaković, T., Kramar, M., Kreslin, M., Peruš, I. 2009. Uvajanje standarda Evrokod 8 v Sloveniji – 4.del. Raziskovalno-razvojna naloga. Ljubljana, IKPIR FGG in Agencija RS za okolje.

Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., Cattari, S. 2009. TREMURI Program: Seismic Analyser od 3D Masonry Buildings. University of Genoa.

G B Geotechnics Ltd. 2001. Non-destructive investigation of standing structures. Edinburgh, Historic Scotland: 57 str.

Gregorczyk, P., Lourenç, P. 2000. A Review on Flat-Jack Testing. Universidade do Minho.
http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/Nat_Journ/2000_Gregorczyk_Lourenco.pdf
(19.8.2010).

Hose, G., Gosain, N. Existing Masonry Can Remain Intact During Testing. MoreKnowledge.
<http://www.walterpmoore.com/downloads/knowledge/mooreknowledge/FlatJacks.pdf>
(19.8.2010).

Lourenço, P.B., Marques, R. 1998. Benchmarking of commercial software for the seismic assessment of masonry buildings. Azores, University of Minho, Department of civil engineering, Guimarães, Portugal: 12f.
http://reabilitar2010.lnec.pt/pdf/curso/Marques_Lourenco_2008.pdf (29.7.2010).

Monte, E. 2009. Ingegneria Sismica – CIS. Firenze, Università degli Studi di Firenze, Dipartimento di ingegneria civile e ambientale: 24f.
<http://www.dicea.unifi.it/~emadelmo/Documenti/Lezione%202009-03-12.pdf> (21.7.2010).

Uranjek, M. 2008. Problematika injektiranja zidov objektov kulturne dediščine. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Podiplomski študij konstrukcijske smeri: 146f.

SIST EN 1990: 2004, Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 87 str.

SIST EN 1991-1-1: 2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 33 str.

SIST EN 1996-1-1: 2006, Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 123 str.

SIST EN 1998-1: 2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 229 str.

SIST EN 1998-1: 2005/A101, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 11 str.

SIST EN 1998-3: 2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 89 str.

SIST EN 1998-3: 2005/A101, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenove stavb – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 4 str.

S.T.A. Data. 2009. 3Muri v4.0x User manual.

http://www.3muri.com/3muri/documenti/3Muri4.0_User_Manual.pdf (1.7.2010).

S.T.A. Data. 2009. Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings.

<http://www.3muri.com/3muri/documenti/3MuriGeneralDescription.pdf>. (1.7.2010).

Strnad, J. 2004. Mala fizika 2. Ljubljana, DZS: 320 str.

Tomažević, M. 1987. Zidane zgradbe na potresnih območjih. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo.

Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.

Žarnić, R. 2003. Lastnosti gradiv. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za preskušanje materialov in konstrukcij: 350 str.