

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Bizjak, B., 2015. Ocena potresne odpornosti stare upravne stavbe RŽS Idrija. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Snoj, J.): 80 str.

Datum arhiviranja: 01-04-2015

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Bizjak, B., 2015. Ocena potresne odpornosti stare upravne stavbe RŽS Idrija. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, T., co-supervisor Snoj, J.): 80 pp.

Archiving Date: 01-04-2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

BLAŽ BIZJAK

**OCENA POTRESNE ODPORNOSTI STARE UPRAVNE
STAVBE RŽS IDRIJA**

Diplomska naloga št.: 3432/SKS

**SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF THE
FORMER ADMINISTRATION BUILDING OF RŽS
IDRIJA**

Graduation thesis No.: 3432/SKS

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

asist. dr. Jure Snoj

Član komisije:

doc. dr. Franc Sinur

doc. dr. Primož Može

prof. dr. Boštjan Brank

Ljubljana, 31. 03. 2015

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

Ta stran je namenoma prazna.

IZJAVE

Podpisani **Blaž Bizjak** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »**Ocena potresne odpornosti stare upravne stavbe RŽS Idrija**«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 6. 3. 2015

(podpis)

Ta stran je namenoma prazna.

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7(043.2)
Avtor:	Blaž Bizjak
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	asist. dr. Jure Snoj
Naslov:	Ocena potresne odpornosti stare upravne stavbe RŽS Idrija
Tip dokumenta:	Diplomska naloga - univerzitetni študij
Obseg in oprema:	80 str., 24 pregl., 66 sl., 38 en.
Ključne besede:	zidana stavba, nearmirano zidovje, mehanske lastnosti zidovja, potisna analiza, N2 metoda, program 3Muri, ocena potresne odpornosti

Izveček

V diplomski nalogi je izdelana ocena potresne odpornosti stare upravne stavbe Rudnika živega srebra Idrija. V prvem delu naloge je predstavljeno obnašanje zidanih stavb med delovanjem potresa in opis tipičnih porušnih mehanizmov zidov. Sledi kratek opis določil standarda Evrokod 8-3, ki obravnava področje ocenjevanja obnašanja obstoječih stavb med potresi. Po korakih je opisana poenostavljena metoda N2, ki temelji na nelinearni statični analizi. Na koncu sledi še predstavitev programa 3Muri, ki smo ga uporabili za račun potisnih krivulj. V drugem delu naloge je sprva opisana upravna stavba, ki je zgrajena iz nepovezanih kamnitih in opečnih zidov. Zaradi nepoznavanja dejanske kvalitete obstoječih materialov smo za obe vrsti zidovja iz literature privzeli po tri nabore mehanskih lastnosti. Pripravili smo pet modelov z različnimi kombinacijami vrednosti mehanskih lastnosti opečnega in kamnitega zidovja, na podlagi katerih smo ocenili potresno odpornost konstrukcije. Na osnovi deterministične analize smo ugotovili, da stavba ni sposobna prenesti pričakovanega projektnega pospeška temeljnih tal $a_g = 0,23$ g in tako ne izpolnjuje zahtev standarda Evrokod 8. Velika ranljivost konstrukcije je bila posledica zelo nizkih vrednosti strižnih trdnosti privzetih materialov, ki smo jih skladno s standardom Evrokodom 8-3 delili še s faktorjem zaupanja $CF = 1,35$. Različne kombinacije mehanskih lastnosti zidovja so povzročale različne oblike porušnih mehanizmov konstrukcije. Zaradi majhnih razlik med strižnimi trdnostmi privzetih materialov se potresne odpornosti posameznih modelov niso bistveno razlikovale. Vrednosti koeficientov potresne odpornosti SRC_u so variirali med 0,09 in 0,12, kar se je dobro ujemalo z vrednostjo, ki je bila ocenjena v projektu POTROG (2013). Ocenjujemo, da so mejni pospeški tal za obravnavan objekt verjetno podcenjeni, kar je posledica varnostnih faktorjev, ki jih je potrebno upoštevati v primeru nepopolnega poznavanja konstrukcije.

Ta stran je namenoma prazna.

BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.042.7(043.2)
Author:	Blaž Bizjak
Supervisor:	Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Cosupervisor:	Asist. Jure Snoj, Ph.D.
Title:	Seismic Performance Assessment of the Former Administration Building of RŽS Idrija
Document type:	Graduation Thesis - University studies
Scope and tools:	80 p., 24 tab., 66 fig., 38 eq.
Keywords:	masonry building, unreinforced masonry, mechanical properties of masonry, pushover analysis, N2 method, 3Muri software, seismic performance assessment

Abstract

In this thesis, the seismic performance assessment of the former administration building of RŽS Idrija is investigated. The first part of the thesis presents the behaviour of masonry buildings under seismic actions, and typical failure mechanisms of masonry walls, followed by the provisions of the Eurocode 8-3 standard, which deal with seismic assessment of existing buildings. Further on, the simplified N2 method based on non-linear static (pushover) analysis is introduced, followed by the presentation of 3Muri software. The second part of the thesis begins with a description of the administration building, which was built out of stone and brick masonry walls without adequate floor-to-wall connections. Not knowing the exact quality of the existing materials, three sets of mechanical properties for both types of masonry were obtained from the literature. The seismic performance assessment was based on five models of the structure each with different combination of mechanical properties of stone and brick masonry. The results of the deterministic analysis have shown that the building is incapable of withstanding the expected design ground acceleration $a_g = 0,23$ g and does not meet the requirements of the Eurocode 8 standard. The great vulnerability of the structure is a consequence of very low shear strength values of the masonry, which were assessed from previous studies and, in accordance with Eurocode 8-3, divided by the confidence factor $CF = 1,35$. Different combinations of mechanical properties of masonry have lead to different types of failure mechanisms of the structure. Due to small differences between shear strength values of the materials the seismic resistance of our models did not differ significantly. The seismic shear coefficient SRC_u was between 0,09 and 0,12 which complied with the coefficient estimated in the POTROG (2013) project. It is estimated that the limit-state peak ground acceleration is most likely underestimated, which is the consequence of safety factors that need to be considered in the case of incomplete knowledge of the structure.

Ta stran je namenoma prazna.

ZAHVALA

Za izkazano priložnost in zaupanje ter strokovne nasvete pri nastajanju naloge se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku.

Iskreno se zahvaljujem tudi somentorju asist. dr. Juretu Snoju za nesebično pomoč in koristne nasvete, brez katerih te naloge ne bi mogel dokončati.

Zahvalil bi se tudi Primožu Pavšiču, ki je priskrbel načrte stare upravne stavbe Rudnika živega srebra Idrija.

Hvala tudi družini za vso podporo ter ne nazadnje tudi sošolcem in prijateljem Anji, Eleni, Mihi in Pavletu za prijetna študijska leta v Ljubljani.

Ta stran je namenoma prazna.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE	I
IZJAVE	III
BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	V
BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	VII
ZAHVALA.....	IX
KAZALO VSEBINE.....	XI
KAZALO PREGLEDNIC	XIII
KAZALO SLIK.....	XIV
1 UVOD.....	1
2 ZIDANE STAVBE	3
2.1 Splošno o zidanih stavbah.....	3
2.2 Obnašanje zidanih stavb med delovanjem potresov	5
2.3 Porušni mehanizmi zidanih elementov.....	7
2.3.1 Upogibni mehanizem (angl. »flexural failure«).....	7
2.3.2 Prestrižni mehanizem (angl. »sliding shear failure«)	8
2.3.3 Strižni mehanizem (angl. »shear failure«).....	8
3 PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČIH ZIDANIH STAVB	9
3.1 Mehanske lastnosti zidovja.....	9
3.2 Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005)	10
3.2.1 Mejna stanja	10
3.2.2 Ravni poznavanja konstrukcije in faktorji zaupanja	11
3.2.3 Mejne deformacije nearmiranega zidu	12
3.2.4 Strižna nosilnost nearmiranega zidu zaradi upogiba	13
3.2.5 Strižna nosilnost nearmiranega zidu.....	14
3.2.5.1 Strižna nosilnost - prestrig.....	14
3.2.5.2 Strižna nosilnost - diagonalne razpoke.....	15
4 OCENA OBNAŠANJA KONSTRUKCIJ Z N2 METODO	16
4.1 Podatki	16
4.1.1 Model konstrukcije.....	16
4.1.2 Potresna obremenitev	17
4.2 Nelinearna statična (potisna) analiza	19
4.2.1 Razporeditev vodoravnih sil po višini konstrukcije	20
4.2.2 Potisna krivulja za MDOF sistem	21
4.3 Ekvivalenten SDOF sistem	22
4.3.1 Pretvorba količin MDOF sistema v količine ekvivalentnega SDOF sistema.....	22
4.3.2 Idealizirani SDOF sistem	23
4.3.3 Nihajni čas idealiziranega SDOF sistema	23

4.3.4	Diagram kapacitete (pospešek proti pomiku)	24
4.3.5	Potresna obremenitev idealiziranega SDOF sistema (ciljni pomika SDOF sistema)	24
4.4	Potresna obremenitev MDOF sistema (ciljni pomik MDOF sistema)	25
5	PROGRAM 3MURI	26
5.1	Teoretično ozadje	26
5.1.1	Modeliranje konstrukcije za globalno analizo	26
5.1.2	Modeliranje sten	27
5.1.3	Teoretično ozadje makroelementov	27
5.2	Uporaba programa	28
5.2.1	Vnos podatkov	29
5.2.1.1	Definiranje geometrije modela (»Walls«)	29
5.2.1.2	Vnašanje konstrukcijskih elementov (»Structure«)	30
5.2.1.3	Mehanske lastnosti zidovja	33
5.2.3	Analiza	33
5.2.4	Rezultati	34
5.2.5	Kontrola rezultatov	36
6	OCENA POTRESNE ODPORNOSTI STARE UPRAVNE STAVBE RŽS IDRIJA	38
6.1	Opis stavbe	38
6.2	Mehanske lastnosti zidovja in varnostni faktorji	41
6.2.1	Kamnito zidovje	41
6.2.2	Opečno zidovje	42
6.2.3	Varnostni faktorji	43
6.3	Obtežbe	43
6.3.1	Stalna obtežba	43
6.3.2	Spremenljiva obtežba	45
6.3.3	Obtežne kombinacije	45
6.3.4	Potresna obtežba	47
6.4	Računski model za analizo	48
6.5	Potresna analiza	50
6.5.1	Primer 1: Model O1-K1	52
6.5.2	Primer 2: Model O2-K2	54
6.5.3	Primer 3: Model O3-K3	58
6.5.4	Primer 4: Model O3-K1	61
6.5.5	Primer 5: Model O1-K3	63
6.5.6	Primer 6: Model O1-K3 (analiza z upoštevanjem prestrižnega mehanizma)	65
6.5.7	Kontrola smiselnosti rezultatov	67
6.5.8	Primerjava rezultatov	70
7	ZAKLJUČEK	75
VIRI	78

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 6.1: Ocenjene vrednosti mehanskih lastnosti kamnitega zidovja.	42
Preglednica 6.2: Ocenjene vrednosti mehanskih lastnosti opečnega zidovja.	43
Preglednica 6.3: Stalna obtežba lesenih stropov nad pritličjem in prvo etažo.	44
Preglednica 6.4: Stalna obtežba armiranobetonskega stropa nad drugo etažo.	44
Preglednica 6.5: Stalna obtežba zatrepnih zidov in strešne konstrukcije.	44
Preglednica 6.6: Spremenljiva obtežba.	45
Preglednica 6.7: Vrednosti faktorja φ za izračun $\psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1, 2005).	46
Preglednica 6.8: Vrednosti faktorja $\psi_{2,i}$ (SIST EN 1998-1, 2005).	46
Preglednica 6.9: Kombinacije mehanskih lastnosti zidovja za posamezne modele.	50
Preglednica 6.10: Mehanske lastnosti uporabljene v modelu O1-K1.	52
Preglednica 6.11: Rezultati kritičnih analiz v smeri $-X$ in $+Y$ za model O1-K1.	52
Preglednica 6.12: Mehanske lastnosti uporabljene v modelu O2-K2.	54
Preglednica 6.13: Rezultati kritičnih analiz v smeri $-X$ in $+Y$ za model O2-K2.	55
Preglednica 6.14: Mehanske lastnosti uporabljene v modelu O3-K3.	58
Preglednica 6.15: Rezultati kritičnih analiz v smeri $-X$ in $+Y$ za model O3-K3.	58
Preglednica 6.16: Mehanske lastnosti uporabljene v modelu O3-K1.	61
Preglednica 6.17: Rezultati kritičnih analiz v smeri $-X$ in $+Y$ za model O3-K1.	61
Preglednica 6.18: Mehanske lastnosti uporabljene v modelu O1-K3.	63
Preglednica 6.19: Rezultati kritičnih analiz v smeri $-X$ in $+Y$ za model O1-K3.	63
Preglednica 6.20: Rezultati kritičnih analiz v smeri $-X$ in $+Y$ za model O1-K3 pri upoštevanju prestrižnega mehanizma.	65
Preglednica 6.21: Izračun strižne nosilnosti opečnih zidov zaradi striga in upogiba.	66
Preglednica 6.22: Kontrola izračuna ciljnega pomika D_{max} z N2 metodo.	69
Preglednica 6.23: Kontrola izračuna pospeška tal PGA_{NC} z N2 metodo.	69
Preglednica 6.24: Globalni rezultati vseh opravljenih analiz.	70

KAZALO SLIK

Slika 2.1: Stavba zgrajena iz adobe zidakov (Adobe, 2014).	3
Slika 2.2: Stara kamnita stavba na Krasu (Batista, 2010).....	3
Slika 2.3: Različne oblike zidakov, ki jih danes najdemo na trgu (Zidni sistemi, 2014).	3
Slika 2.4: Primera zidarskih zvez pri nearmiranemu zidovju (Tomažević, 1987).....	4
Slika 2.5: Povezano zidovje z vodoravnimi in navpičnimi vezmi (Tomažević, 2009).	4
Slika 2.6: Oblike armiranega zidovja (Tomažević, 1987).	5
Slika 2.7: Značilne poškodbe zidov zaradi potresne obremenitve (Tomažević, 2009).	6
Slika 2.8: a) Shematičen prikaz upogibnega mehanizma (Tomažević, 2009) in b) poškodbe zidnega slopa zaradi upogiba (S.T.A Data, 2009a).....	7
Slika 2.9: a) Shematični prikaz prestrižnega mehanizma (Tomažević, 2009) in b) strižna porušitev z zdrsom (Zdrs, 2014).	8
Slika 2.10: a) Shematičen prikaz strižnega mehanizma (Tomažević, 2009) in b) tipična strižna porušitev zidnih slopov med potresom (Tomažević, 2008).....	8
Slika 3.1: Mejno stanje blizu porušitve NC.....	10
Slika 4.1: Spekter pospeškov $S_{ae}(T)$ in spekter pomikov $S_{de}(T)$ za vrsto tal B in 5 % dušenja. a) Klasičen format in b) AD format (Fajfar, 2002).	17
Slika 4.2: Neelastični spektri za konstantne vrednosti duktilnosti v AD formatu. Elastični spekter ($\mu = 1$) odgovarja spektru na sliki 4.1b (Fajfar 2002).	18
Slika 4.3: Predpostavljene deformacijske oblike: a) modalna, b) obrnjen trikotnik in c) enakomerna. 20	
Slika 4.4: Mejna stanja na potisni krivulji (Tomažević, 2009).....	21
Slika 4.5: Ekvivalenten SDOF sistem (Fajfar, 2002).	22
Slika 4.6: Postopek idealizacije ekvivalentnega SDOF sistema, ki jo uporablja program 3Muri.	23
Slika 4.7: Določitev ciljnega pomika ekvivalentnega SDOF sistema za območje kratkih nihajnih časov (Fajfar, 2002).	24
Slika 5.1: Definiranje linijskih makroelementov, ki sestavljajo ekvivalentni ravninski okvir (Lagomarsino et al., 2013).....	27
Slika 5.2: Bilinearni makroelement (S.T.A Data, 2009b).	28
Slika 5.3: Osnovna shema delovanja programa (S.T.A Data, 2009a).	28
Slika 5.4: Mreža modela in tipi vozlišč, ki jih ustvari program.....	29
Slika 5.5: a) Primer pravilnega modeliranja (stene potekajo kontinuirno) in b) primer nepravilnega modeliranja (stene so razdeljene) (S.T.A Data, 2009b).	29
Slika 5.6: Določanje etaž.	30
Slika 5.7: Navpični konstrukcijski elementi (S.T.A. Data, 2009a).	30
Slika 5.8: Definicija konstrukcijskih elementov.....	31
Slika 5.9: Modeli za stropne konstrukcije.	32

Slika 5.10: Ekvivalentna debelina in togost lesenega stropu z deskami v eni smeri.....	32
Slika 5.11: Podajanje obtežbe.	32
Slika 5.12: Primer definiranja odprtín.	33
Slika 5.13: Mreža makroelementov.	33
Slika 5.14: Tabelarični prikaz rezultatov vseh izbranih potisnih analiz.....	34
Slika 5.15: Podrobnejši prikaz rezultatov izbrane potisne analize.....	35
Slika 5.16: Rezultati seizmične analize.	35
Slika 6.1: Obstoječe stanje stare upravne stavbe.....	38
Slika 6.2: Tloris pritličja.....	39
Slika 6.3: Tloris prve etaže.....	39
Slika 6.4: Tloris druge etaže.....	40
Slika 6.5: Prečni prerez A-A.	40
Slika 6.6: Kamniti zid podeželske hiše v vasi Čezsoča (Uranjek, 2011).	42
Slika 6.7: Zid iz neobdelanega kamna z omejeno debelino in polnim jedrom (Ortonali, 2012).....	42
Slika 6.8: Zid iz polne opeke v apneni malti (Ortonali, 2012).	43
Slika 6.9: Mreža računskega modela konstrukcije v programu 3Muri.	48
Slika 6.10: 3D prikaz posameznih etaž.	48
Slika 6.11: Jugovzhodna fasada.	49
Slika 6.12: Jugozahodna fasada.	49
Slika 6.13: Severozahodna fasada.	49
Slika 6.14: Severovzhodna fasada.....	49
Slika 6.15: a) Potisna krivulja v $-X$ smeri za O1-K1 in b) prikaz poškodb stene SX2 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$	52
Slika 6.16: a) Potisna krivulja v $+Y$ smeri za O1-K1 in b) prikaz poškodb sten SY2, SY4 in SY6 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$	53
Slika 6.17: a) Potisna krivulja v $-X$ smeri za O2-K2 in b) prikaz poškodb stene SX2 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$	55
Slika 6.18: a) Potisna krivulja v $+Y$ smeri za O2-K2 in b) prikaz poškodb sten SY6 in SY7 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$	55
Slika 6.19: Torzijski zasuk konstrukcije pri delovanju potresa v $+Y$ smeri (pomiki so $5\times$ povečani)..	56
Slika 6.20: a) Potisna krivulja v $-X$ smeri za O3-K3 in b) prikaz poškodb stene SX2 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$	58
Slika 6.21: a) Potisna krivulja v $+Y$ smeri za O3-K3 in b) prikaz poškodb sten SY6 in SY7 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$	59
Slika 6.22: a) Potisna krivulja v $-X$ smeri za O3-K1 in b) prikaz poškodb stene SX2 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$	61

Slika 6.23: a) Potisna krivulja v +Y smeri za O3-K1 in b) prikaz poškodb sten SY6 in SY7 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$	62
Slika 6.24: a) Potisna krivulja v -X smeri za O3-K1 in b) prikaz poškodb stene SX2 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$	64
Slika 6.25: a) Potisna krivulja v +Y smeri za O1-K3 in b) prikaz poškodb sten SY2, SY4 in SY6 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$	64
Slika 6.26: Vpliv nivoja tlačne osne sile N na strižno nosilnost zidov (S.T.A. Data, 2009b).	66
Slika 6.27: Rezultati potisne analize za model O2-K2 za smer potresa v +Y smeri.	67
Slika 6.28: Potisne krivulje v -X smeri za vse analizirane primere.	72
Slika 6.29: Potisne krivulje v +Y smeri za vse analizirane primere.	72
Slika 6.30: Nihajni čas konstrukcije v X smeri.	73
Slika 6.31: Kapaciteta konstrukcije v smislu pomika $D_{w,NC}$ pri mejnem stanju blizu porušitve in zahteva potresa v smislu pomika D_{max} v -X in +Y smeri za vse analizirane primere.	73
Slika 6.32: Pospešek tal PGA_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve, v -X in +Y smeri za vse analizirane primere.	74

1 UVOD

Zidane stavbe predstavljajo velik delež tako novo zgrajenih kot tudi starih obstoječih objektov. Slednje so v preteklosti gradili na podlagi tradicije in izkušenj, običajno brez ustreznih ukrepov za zagotavljanje ustrezne potresne varnosti (zidne vezi, toge plošče) in brez računskih dokazov potresne odpornosti. Velik problem predstavlja tudi nekvalitetno kamnito ali opečno zidovje, ki je zaradi dolgoletnih vplivov okolja lahko že povsem dotrajano. Zato ni presenetljivo, da stare zidane stavbe spadajo v potresno najbolj ranljiv del gradbenega fonda v Sloveniji, kar so potrdili tudi pretekli potresi (Kozjansko l. 1974, Furlanija l. 1976, Zgornje Posočje l. 1998 in 2004).

Ena izmed takšnih zgradb je tudi stara upravna stavba Rudnika živega srebra Idrija, ki jo obravnavamo v diplomski nalogi. Stavba skupaj z območjem Jožefovega jaška tvori pomemben del zgodovinske, tehnične in kulturne zapuščine mesta Idrija. Za oceno potresne odpornosti smo uporabili deterministično analizo, ki jo predpisujejo tudi standardi. Prednost takšnega načina obravnave problema je enostavnost, težava pa se pojavi pri interpretaciji rezultatov, saj deterministična analiza ne omogoča sistematičnega vrednotenja negotovosti. Največjo težavo predstavljajo negotovosti v poznavanju konstrukcije (npr. negotovost pri določitvi mehanskih lastnosti materialov, konstrukcijskih detajlov, robnih pogojev). Da bi bile ocene kolikor toliko zanesljive, moramo te negotovosti kar najbolj omejiti. Potrebne podatke za analizo lahko pridobimo z ogledom konstrukcije in načrtov (če obstajajo) ali pa z natančnejšimi terenskimi meritvami in preiskavami. Standard, ki v Sloveniji obravnava področje ocenjevanja potresnega odziva obstoječih stavb, je Evrokod 8-3. Ta glede na obseg opravljenih preiskav loči tri ravni poznavanja konstrukcije, ki so podlaga za določitev faktorjev zaupanja. Bolj kot so podatki, s katerimi razpolagamo, zanesljivi, bolj bodo zanesljivi rezultati analize, kar omogoča projektiranje z nižjimi varnostnimi faktorji.

Zanesljive ocene obnašanja konstrukcije med potresom tudi ni mogoče dobiti brez uporabe nelinearne analize. Zaradi prezahtevnosti nelinearne dinamične analize, so se v praksi začele uveljavljati poenostavljene nelinearne metode, med katere sodi tudi metoda N2 (Fajfar, 2002), ki je vključena v standard Evrokod 8. Poenostavljene metode temeljijo na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami pri monotono naraščajoči horizontalni obtežbi (potisna ali »pushover« analiza), medtem ko se potresna obremenitev določi s pomočjo neelastičnega spektra pospeškov. Potisna krivulja, ki je rezultat analize, predstavlja odnos med celotno prečno silo in pomikom kontrolnega vozlišča na vrhu konstrukcije ter je osnova za oceno nosilnosti in duktilnosti konstrukcije.

Nosilnost zidane stavbe je odvisna od nosilnosti osnovnih elementov, ki v konstrukciji prenašajo potresne sile, to so zidni slopi in preklade. V odvisnosti od kombinacije geometrijskih in materialnih karakteristik, vpetostnih pogojev ter razmerja med vodoravno in navpično obtežbo, se zidni elementi lahko poškodujejo ali porušijo na različne načine. Analize poškodb po potresih so pokazale, da pri zidanih stavbah prevladujejo strižni mehanizmi obnašanja zidov, medtem ko se upogibni mehanizmi predvsem pri nearmiranih zidovih le redkokdaj pojavijo. Poznana sta dva mehanizma zaradi striga, strižni mehanizem oz. mehanizem z nastankom diagonalnih razpok in prestrižni mehanizem oz. mehanizem zaradi zdrsa zidu. Standard Evrokod 8-3 podaja le enačbi za izračun strižne nosilnosti zaradi upogiba in prestriga. Vseeno pa velja priporočilo, da se nosilnost zidov preveri tudi ob upoštevanju mehanizma z nastankom diagonalnih razpok, ki predvsem pri kamnitem zidovju predstavlja najpogostejši način porušitve (Tomažević, 2009).

Ocena potresne odpornosti obravnavane stavbe je narejena s pomočjo programa 3Muri. Obnašanje zidanih konstrukcij med potresom program opiše s t.i. makroelementi (metoda FME - »*Frame by macroelements*«), ki vključujejo vse zgoraj omenjene vrste poškodb in mehanizme porušitev. Namenjen je le globalni analizi, pri čemer zanemari vpliv lokalnih mehanizmov, kot sta ločevanje in izpadanje zidov izven ravnine, kar lahko predvsem pri starih zidanih stavbah z nepovezanimi zidovi predstavlja določeno omejitev. Ena izmed prednosti programa 3Muri je, da omogoča modeliranje podajnih lesenih in opečnih stropov, ki imajo zelo velik vpliv na obnašanje konstrukcije med potresom. Potresne zahteve se določijo po metodi N2, ki je predvidena za uporabo tudi v standardu Evrokod 8.

2 ZIDANE STAVBE

2.1 Splošno o zidanih stavbah

Zidovje je značilen predstavnik kompozitnih materialov, ki je poleg lesa najstarejši in najpomembnejši gradbeni material. V osnovni obliki ga sestavljajo zidaki in malta, lahko pa je tudi ojačeno z armaturo. V nekaterih manj razvitih deželah in pokrajinah Azije in Latinske Amerike se za gradnjo manjših zidanih stavb še vedno uporabljata adobe (mešanica blata in slame) in naravni kamen (Slika 2.1). Tudi pri nas je večina starih zidanih stavb kamnitih, predvsem na Krasu in Primorskem pa se kamen še danes pogosto uporablja za zidanje (Slika 2.2). Večinoma je to apnenec, pridobljen iz kamnolomov kot lomljen in klesan kamen, ali pa iz rečnih strug v naravni, okrogli obliki.



Slika 2.1: Stavba zgrajena iz adobe zidakov
(Adobe, 2014).



Slika 2.2: Stara kamnita stavba na Krasu
(Batista, 2010).

Danes so v razvitejšem svetu tradicionalno izdelane zidake iz naravnih materialov nadomestili industrijsko izdelani keramični in betonski zidaki, katerih oblike, dimenzije in minimalne mehanske lastnosti so določene s predpisi in standardi. Zidaki so lahko polni ali perforirani, votli ali celičasti, lahko tudi z vodoravnimi luknjami in prilagojeni različnim sistemom zidanja (Slika 2.3). Obstajajo pa tudi takšni z izboljšanimi gradbeno-fizikalnimi lastnostmi, kot sta termo in zvočna izolacija.



Slika 2.3: Različne oblike zidakov, ki jih danes najdemo na trgu (Zidni sistemi, 2014).

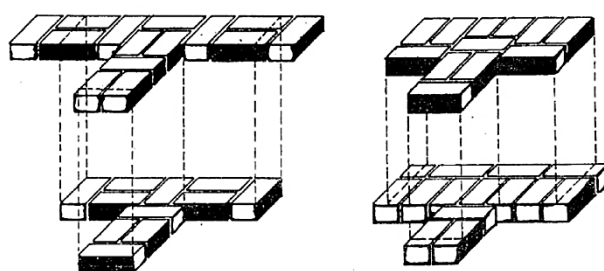
Malta se uporablja kot vezivo, ki povezuje zidake v monolitno celoto - zid. Navado je sestavljena iz anorganskih veziv (apna in/ali cementa) in agregata (peska), ki so v predpisanih medsebojnih razmerjih zmešani z vodo. Mešanici so včasih dodani tudi posebni dodatki, predvsem za lažjo vgradnjo ter doseganje visokih trdnosti in trajnosti.

Z armiranjem lahko bistveno izboljšamo odpornost in duktilnost zidovja, kar je pomembno predvsem za konstrukcije na potresnih območjih. Največkrat se uporabljata gladko ali rebrasto armaturno jeklo različnih oblik in kakovosti.

Glede na uporabljene materiale in tehnologijo gradnje ločimo tri sisteme zidanja:

- **Nearmirano ali navadno zidovje:**

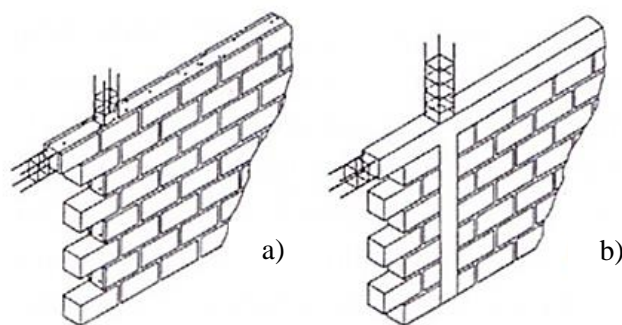
Zidovi so grajeni le iz zidakov in malte, brez dodatnih ojačitev. Pri zidanju se uporabljajo različne zidarske zveze, vsem pa je skupno, da se zidaki v vrstah izmenično preklaplajo, s čimer se zagotovi ustrezna povezanost. Ustrezen preklap je potrebno izvesti tudi na vogalih in sečiščih zidov (Slika 2.4).



Slika 2.4: Primeri zidarskih zvez pri nearmiranem zidovju (Tomažević, 1987).

- **Povezano zidovje:**

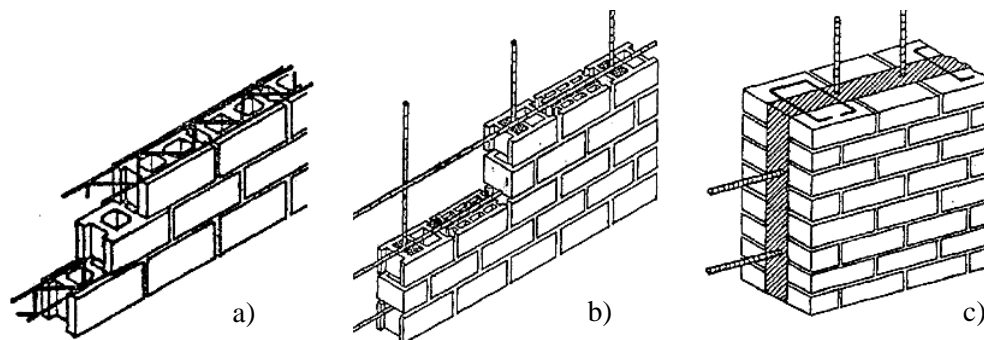
Predstavlja sistem gradnje, pri katerem so konstrukcijski zidovi na vseh štirih stranicah obdani z armirano-opečnatimi (Slika 2.5a) ali armiranobetonskimi (Slika 2.5b) navpičnimi in vodoravnimi vezmi. Vodoravne vezi se izvedejo v višini vsakega stropa, navpične pa na vseh vogalih in sečiščih konstrukcijskih zidov. Vezi se izvedejo tudi okrog večjih odprtin in pri daljših zidovih. Navpične vezi izboljšajo povezanost zidov in njihovo odpornost ter duktilnost, stabilnost vitkih zidov in zmanjšujejo nevarnost, da bi poškodovani zidovi med potresom razpadli.



Slika 2.5: Povezano zidovje z vodoravnimi in navpičnimi vezmi (Tomažević, 2009).

▪ **Armirano zidovje:**

Predstavlja sistem gradnje, kjer se jeklena armatura v obliki armaturnih palic ali mrež položi v malto (Slika 2.6a) ali pa vloži v luknje v zidakih (Slika 2.6b) oz. v votline med posameznimi sloji zidu (Slika 2.6c) in zalije z betonom ali posebno zalivno malto (Tomažević, 2009).



Slika 2.6: Oblike armiranega zidovja (Tomažević, 1987).

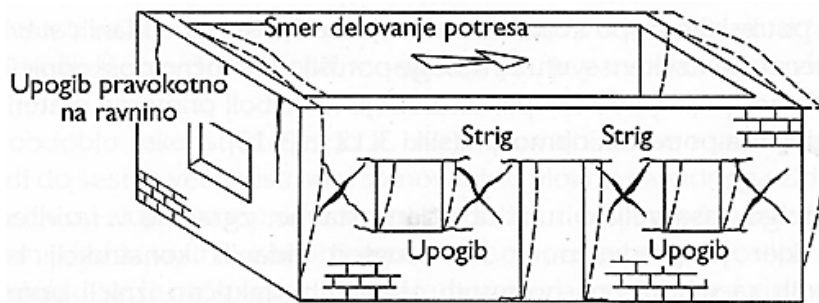
2.2 Obnašanje zidanih stavb med delovanjem potresov

Zidane stavbe so stenaste konstrukcije škatlastega tipa, sestavljene iz medsebojno povezanih navpičnih in vodoravnih konstrukcijskih elementov - zidov in stropov. Navpična težnostna obtežba (lastna in koristna obtežba) se s stropov in streh, ki delujejo kot vodoravni upogibni elementi, prenaša na nosilne zidove, ki podpirajo stropne konstrukcije in delujejo kot navpični tlačni elementi. Z zidov pa se navpična obtežba prenaša naprej v temelje in v temeljna tla.

Med potresom pa v gradbeni konstrukciji nastanejo vztrajnostne ali potresne sile, ki so sorazmerne masam konstrukcije in nastalim pospeškom. Ker je gibanje tal med potresom prostorskega značaja, na konstrukcijo delujejo vodoravne in navpične obremenitve, njihove spremembe pa povzročajo prostorska nihanja stavbe. Pri zidanih stavbah, zaradi zadostne varnosti glede na navpično obtežbo, navpične komponente potresnih sil v analizah običajno niso kritične. Pri zidanih stavbah so glavni vir vztrajnostnih sil zidovi in stropne konstrukcije s pripadajočimi koristnimi obtežbami. Med potresom se vztrajnostne sile s stropov, ki v svoji ravnini delujejo kot vodoravne diafragme, prenašajo na zidove od tam pa naprej v temelje in v temeljna tla. Velik del vztrajnostnih sil se v temeljna tla prenaša tudi neposredno iz zidov. V posameznih zidovih se poleg sil, ki delujejo v ravnini, pojavijo tudi po zidni površini porazdeljene vztrajnostne sile, ki povzročajo nihanja in upogibe pravokotno na ravnino zidov.

Osnovni elementi, ki v zidani konstrukciji prenašajo potresne sile, so zidni slopi in preklade. Vodoravne sile v njih povzročajo dodatne upogibne in strižne obremenitve, zaradi katerih se krhko zidovje pogosto poškoduje ali celo poruši. Po drugi strani pa teža konstrukcije nad zidom deluje ugodno, saj pritiska nanj in tako zmanjšuje natege v prerezu.

Stavbe s pravilno in enostavno zasnovo, z ustrežno povezanimi zidovi in zgrajene iz kakovostnih materialov so se izkazale za potresno najbolj varne. Čeprav niso bile posebej projektirane na potres, se takšne stavbe tudi med močnimi potresi običajno niso močno poškodovale. Po drugi strani pa lahko neupoštevanje osnovnih načel potresno odporne gradnje povzroči nepričakovano obnašanje stavbe in posledično hujše poškodbe ali celo porušitev stavbe. V preteklosti so bile zidane stavbe grajene na podlagi tradicije in izkušenj, nosilni zidovi pa so služili le za prevzem navpičnih obremenitev (lastne teže in obtežbe stropov). Konstrukcijska zasnova starih zidanih stavb je običajno ugodna, saj so zidovi debeli in enakomerno porazdeljeni v tlorisu in po višini. Posebnih ukrepov za izboljšanje obnašanja zidanih stavb med potresom pa graditelji največkrat niso upoštevali. Največji problem predstavljata predvsem izredno slaba kvaliteta zidovja in neustrezna povezanost nosilnih zidov. V tem pogledu je najbolj kritično kamnito zidovje, ki lahko zaradi slabe kakovosti malte pod vplivom nateznih in strižnih obremenitev med potresom hitro razpade. Zidovi so bili običajno brez vodoravnih vezi, stropne konstrukcije pa lesene in slabo sidrane.



Slika 2.7: Značilne poškodbe zidov zaradi potresne obremenitve (Tomažević, 2009).

V primeru, ko zidovje med seboj ni ustrezno povezano, je največkrat kritično obnašanje zidu izven njegove ravnine. Vztrajnostne sile v tej smeri povzročijo vodoravne razpoke na stikih stropov in zidov ter navpične razpoke na vogalih in na stikih zidov, zaradi upogiba pravokotno na ravnino pa se pojavijo tudi razpoke na sredini zidu (Slika 2.7). Pri močnejših potresih so poškodbe lahko tako velike, da pride do ločevanja zidov ob navpičnih stikih ali lokalnih porušitev. Zidovi začnejo nihati vsak zase in padejo iz svoje ravnine, s tem pa pride do občutnega zmanjšanja potresne odpornosti stavbe kot celote.

Če zidove povežemo z vodoravnimi vezmi v višini stropov, so med potresom prisiljeni nihati usklajeno. Obnašanje stavbe je nekoliko boljše, vendar je pri lesenih stropih vpliv upogiba pravokotno na ravnino zidov še vedno močan. Podobno kot pri nepovezanih zidovih se pojavijo razpoke na stikih in lahko pride do izpadanja zidov. Šele z uporabo togih stropov v kombinaciji z navpičnimi in vodoravnimi vezmi lahko zagotovimo polno povezavo zidov in tako v celoti izkoristimo razpoložljivo potresno odpornost zidane konstrukcije. Potresna obremenitev se v tem primeru razdeli na posamezne zidove v razmerju njihove togosti, kar pomeni da večino obremenitve prevzamejo zidovi, ki stojijo v

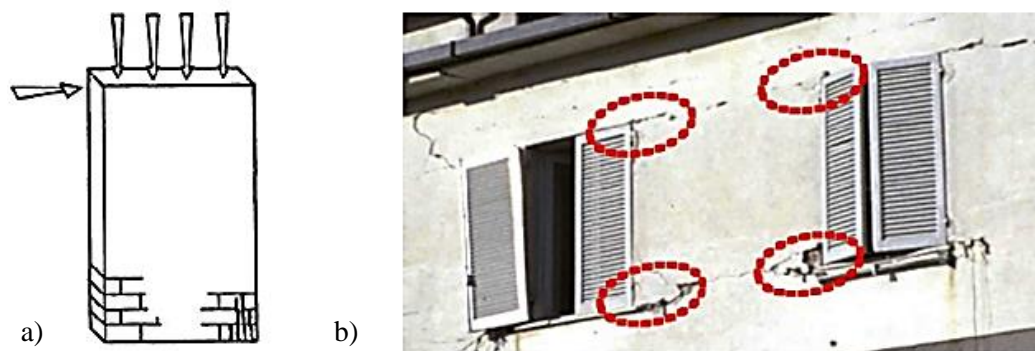
smeri delovanja potresa. Nihanje zidov je usklajeno, vpliv upogiba pravokotno na ravnino pa postane minimalen, saj so zidovi vpeti na vseh štirih robovih. Stavba se v tem primeru obnaša kot škatla, zato lahko pri analizi njene potresne odpornosti upoštevamo tudi prispevek zidov, ki stojijo pravokotno na delovanje potresa.

2.3 Porušni mehanizmi zidanih elementov

Mehanizem obnašanja zidu pri vodoravni obtežbi je odvisen od geometrije zidu (razmerja višina/širina), od mehanskih lastnosti materialov in od pogojev vpetosti na podprtih robovih. Odvisen je tudi od razmerja med vodoravno in navpično obtežbo ter od smeri delovanja vodoravnih sil, ki lahko prevladujoče delujejo v ravnini zidu ali pa pravokotno nanjo. Analize poškodb po potresih in eksperimenti kažejo, da porušne mehanizme v ravnini zidov definirajo trije tipi mehanizmov: upogibni mehanizem, prestrižni mehanizem in strižni mehanizem z nastankom diagonalnih razpok.

2.3.1 Upogibni mehanizem (angl. »flexural failure«)

Na nateznem robu zidu se zaradi delovanja vodoravne obtežbe pojavi razpoka, ki se širi, dokler napetosti na tlačnem robu zidu ne dosežejo tlačne trdnosti zidovja. Tedaj v zidu nastane upogibni mehanizem, saj zaradi drobljena zidakov na tlačnem robu ta ne more več prenašati vodoravne obtežbe (Sliki 2.8a in 2.8b).

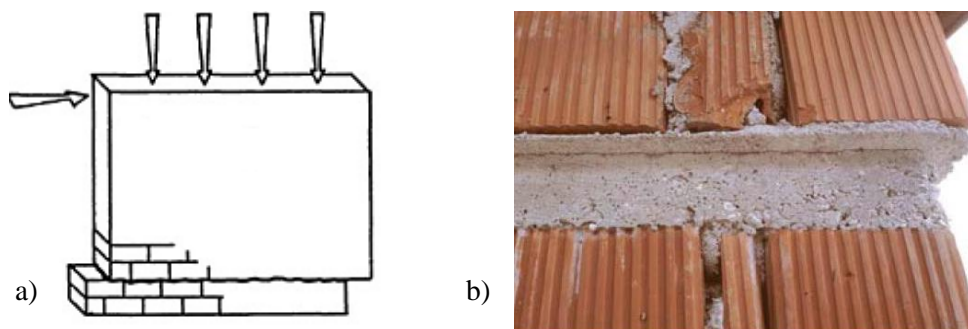


Slika 2.8: a) Shematičen prikaz upogibnega mehanizma (Tomažević, 2009) in
b) poškodbe zidnega slopa zaradi upogiba (S.T.A Data, 2009a).

Pri nearmiranih zidovih je takšen način porušitve redek. Značilen je za zidove z dovolj veliko natezno/strižno trdnostjo in vitko geometrijo, kjer upogib prevladuje nad strigom. Ker so zidovi na spodnjih in zgornjih robovih podprti z vodoravnimi elementi (stropi in prekladami), se pri delovanju vodoravnih sil ne morejo vrteti kot toga telesa. To pa v zidovih povzroča nastanek tlačnih napetosti, ki na mestih podprtja dodatno preprečujejo nastanek vodoravnih nateznih razpok (Tomažević, 2008).

2.3.2 Prestrižni mehanizem (angl. »sliding shear failure«)

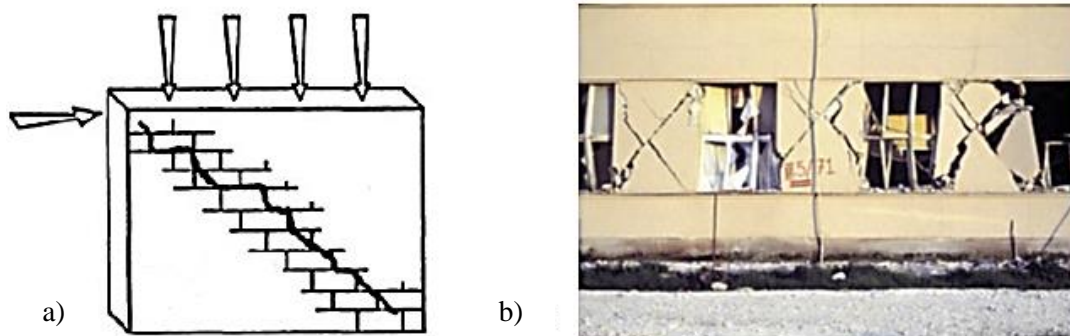
Prestrižni mehanizem se kaže z nastankom vodoravnih razpok, potem ko zidaki zdrsnejo po eni izmed naležnih reg (Slika 2.9). Značilen je predvsem za dolge zidove z nizkimi tlačnimi napetostmi in slabo kakovostjo malte. Do prestriga pogosto pride v zgornjih delih stavbe pod togo strešno konstrukcijo, kjer so tlačne napetosti nizke in pospeški med potresom veliki. V računskih analizah je prestrig sicer pogosto kritičen mehanizem, na dejanskih stavbah po potresu pa se ga le redkokdaj opazi.



Slika 2.9: a) Shematični prikaz prestrižnega mehanizma (Tomažević, 2009) in
b) strižna porušitev z zdrsom (Zdrs, 2014).

2.3.3 Strižni mehanizem (angl. »shear failure«)

Pri običajnih dimenzijah zidov, kjer višina ni bistveno večja od širine, prevladuje strižni mehanizem, ki se kaže z nastankom diagonalno usmerjenih razpok (Slika 2.10a). Kombinacija vodoravnih in navpičnih sil v zidu povzroča natezne napetosti pravokotno na smer diagonale. Te so največje v osrednjem delu zidu in ko presežejo natezno trdnost zidovja, se na tem mestu pojavi razpoka, ki se širi v smeri diagonale proti robovoma. Zaradi poteka razpok takšnemu mehanizmu pravimo tudi porušitev zaradi natega v diagonalni smeri (angl. »diagonal tension failure«). Zaradi majhnega razmerja med natezno/strižno in tlačno trdnostjo zidovja ter običajne geometrije zidov, je strižna porušitev zaradi natega v diagonalni smeri najbolj pogosta oblika porušitve zidov pri potresni obtežbi, ne glede na vrsto zidanih konstrukcij (Slika 2.10b).



Slika 2.10: a) Shematičen prikaz strižnega mehanizma (Tomažević, 2009) in
b) tipična strižna porušitev zidnih slopov med potresom (Tomažević, 2008).

3 PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČIH ZIDANIH STAVB

V Sloveniji so leta 2008, s Pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti stavb (2005), v veljavo stopili evropski standardi Evrokod. Splošna pravila za nearmirano in armirano zidovje določa prvi del standarda Evrokod 6, Evrokod 6-1 (SIST EN 1996-1-1, 2006). Dodatne zahteve, ki jih je potrebno upoštevati na potresnih območjih, pa določa standard Evrokod 8, ki obravnava projektiranje potresno-odpornih konstrukcij. Prvi del tega standarda, Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005), določa splošna pravila, tretji del, Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), pa se nanaša na oceno potresnega odziva obstoječih stavb in ukrepe za njihovo prenovo. V nadaljevanju se bomo omejili le na tiste dele standardov, ki obravnavajo zidane konstrukcije.

3.1 Mehanske lastnosti zidovja

Vsaka izmed komponent zidu (opeka, malta, armatura) ima svoje specifične mehanske lastnosti, zaradi česar je zidovje nehomogen in anizotropen material. Kljub temu pa v praksi zaradi poenostavitve predpostavimo, da bo zidovje, ko bo izpostavljeno obremenitvam, delovalo kot homogen konstrukcijski material. Mehanske lastnosti zidovja so odvisne tako od trdnosti in togosti posameznih komponent, kot tudi od njihove geometrije (dimenzije zidakov, debelina spojev, načina zlaganja zidakov) in sistema zidanja (nearmirano, povezano, armirano zidovje).

V skladu s standardom Evrokod 6-1, moramo pri projektiranju novih in analizi obstoječih zidanih konstrukcij upoštevati naslednje trdnostne in deformabilnostne parametre zidovja:

- tlačna trdnost zidovja - f ,
- strižna trdnost zidovja - f_v ,
- upogibna trdnost zidovja - f_x ,
- elastični modul - E ,
- strižni modul - G in
- odvisnost med napetostmi in deformacijami $\sigma - \epsilon$.

Pri preverjanju potresne odpornosti zidanih konstrukcij moramo v praksi poleg zgoraj naštetih parametrov dodatno upoštevati še:

- natezno trdnost zidovja - f_t in
- faktor duktilnosti - μ .

3.2 Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005)

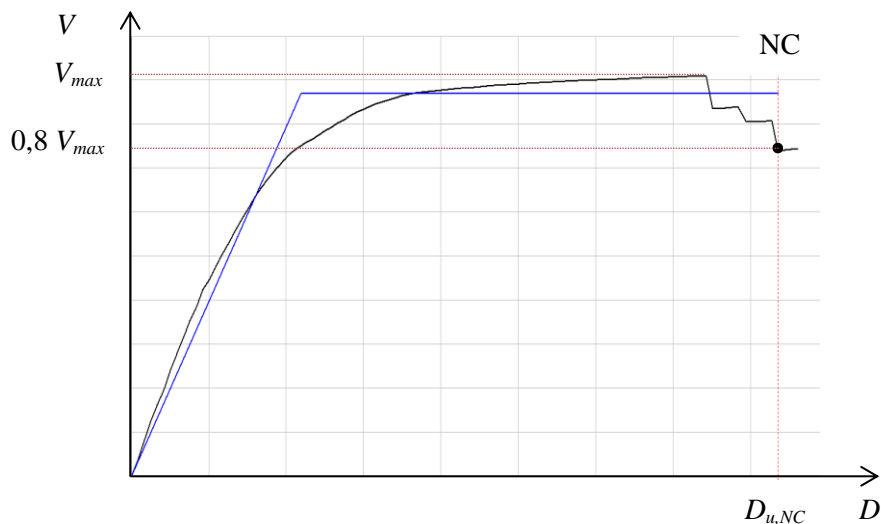
V nadaljevanju so povzeta nekatera določila standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), ki jih bomo upoštevali v potresni analizi obstoječe zidane konstrukcije.

3.2.1 Mejna stanja

V praktičnem delu diplomske naloge smo se pri ocenjevanju potresne odpornosti obstoječe zidane konstrukcije omejili le na preverjanje mejnega stanja blizu porušitve (angl. »*Limit State of Near Collapse - NC*«). V Evrokodu 8-3 je mejno stanje NC definirano s pomikom na vrhu konstrukcije $D_{u,NC}$, pri katerem celotna prečna sila ob vpetju V pade na 80 % največje vrednosti (Slika 3.1).

Za boljšo predstavbo, kaj pomeni mejno stanje blizu porušitve, je v standardu podan tudi kratek opis:

»V mejnem stanju blizu porušitve je nosilna konstrukcija močno poškodovana, z majhno preostalo nosilnostjo in togostjo v vodoravni smeri. Prisotne so velike trajne deformacije, vertikalni nosilni elementi pa so še vedno sposobni prenašati navpično obtežbo. Večina nenosilnih elementov (predelne stene, polnila) je porušenih. Konstrukcija v takšnem stanju verjetno ne bi več prenesla niti potresa zmerne jakosti, njena obnova pa ni več smiselna«.



Slika 3.1: Mejno stanje blizu porušitve NC.

3.2.2 Ravni poznavanja konstrukcije in faktorji zaupanja

Da bi lahko zanesljivo ocenili potresno odpornost, moramo o obstoječi konstrukciji najprej pridobiti čim več podatkov o:

- geometriji konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov,
- konstrukcijskih detajlih (stiki med stropi in nosilnimi zidovi ter način povezovanja nosilnih zidov) in
- mehanskih lastnostih posameznih sestavnih materialov in zidovja.

Podatke lahko pridobimo bodisi z enostavnim vizualnim pregledom konstrukcije ter s pregledom razpoložljive tehnične dokumentacije in standardov, ki so veljali v času gradnje, bodisi z natančnejšimi opazovanji in meritvami na terenu ter različnimi terenskimi in laboratorijskimi preiskavami. Glede na obseg in način s katerim smo pridobili podatke, Evrokod 8-3 definira tri ravni poznavanja konstrukcije (angl. »*Knowledge Level - KL*«):

- **Raven KL1 (omejeno poznavanje):**

Podatke o geometriji pridobimo iz razpoložljive projektne dokumentacije v kombinaciji z vizualnim pregledom. Konstrukcijski detajli niso znani in jih povzamemo iz prakse ter omejenega terenskega pregleda (20 % elementov). Mehanske lastnosti privzamemo iz baze podatkov brez opravljenih identifikacijskih preiskav na terenu.

- **Raven KL2 (normalno poznavanje):**

Podatke o geometriji pridobimo iz razpoložljive projektne dokumentacije v kombinaciji z vizualnim pregledom. Konstrukcijske detajle povzamemo iz nepopolne tehnične dokumentacije in jih potrdimo z omejenim terenskim pregledom (50 % elementov). Mehanske lastnosti privzamemo iz baze podatkov in jih potrdimo z identifikacijskimi preiskavami na terenu (npr. z odstranitvijo ometa in odpiranjem zidovja). Potrebno je pregledati vsaj 2 vzorca na etažo.

- **Raven KL3 (popolno poznavanje):**

Podatke o geometriji pridobimo iz razpoložljive projektne dokumentacije v kombinaciji z vizualnim pregledom. Konstrukcijski detajli so znani iz podrobne tehnične dokumentacije in jih potrdimo z obsežnim terenskim pregledom (80 % elementov). Mehanske lastnosti določimo s terenskimi in laboratorijskimi preiskavami, pri čemer je potrebno preiskati vsaj 3 vzorce na etažo.

Ravni poznavanja konstrukcije so podlaga za določitev t.i. faktorjev zaupanja (angl. »*Confidence Faktor - CF*«), ki jih upoštevamo pri podajanju trdnosti materialov. Priporočene vrednosti faktorjev zaupanja za različne ravni poznavanja so:

- $CF_{KL1} = 1,35$,
- $CF_{KL2} = 1,20$ in
- $CF_{KL3} = 1,00$.

Evrokod 8-3 zahteva, da se pri preverjanju potresne odpornosti obstoječih zidanih konstrukcij namesto karakterističnih vrednosti f_k , uporabljajo povprečne vrednosti trdnosti materialov f_m , zmanjšane s faktorji zaupanja CF in po Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) še z varnostnim faktorjem za materiale γ_m . Priporočena vrednost za γ_m je 2/3 vrednosti določene v Evrokodu 6-1 (SIST EN 1996-1-1, 2006), vendar ne manj kot 1,5.

Pri tem velja poudariti nekonsistentnost Evrokoda 8-3 pri uporabi varnostnega faktorja za materiale. Ta nastopi le v enačbi za račun strižne nosilnosti zidov zaradi striga (enačba 3.7), ne pa tudi v enačbi za račun strižne nosilnosti zaradi upogiba (enačba 3.2). V tem kontekstu je bolj dosleden trenutno veljavni Italijanski nacionalni standard OPCM 3274 (2003), katerih določila upošteva tudi program 3Muri. Po OPCM 3274 (2003) se pri nelinearni statični analizi projektne vrednosti trdnosti materialov določijo tako, da se povprečne vrednosti delijo le s faktorji zaupanja CF . Pri elastični analizi s q faktorjem pa se dodatno delijo še z γ_m (Cotič, 2010).

3.2.3 Mejne deformacije nearmiranega zidu

Deformacijsko kapaciteto nearmiranega zidu izrazimo z mejnima pomikoma δ_u pri katerem pride do upogibne oz. strižne porušitve. Za primarne elemente sta vrednosti določene z:

$$\delta_u = \begin{cases} 0,008 \frac{H_0}{D} & \text{za upogib,} \\ 0,004 & \text{za strig} \end{cases}, \quad (3.1)$$

kjer je:

D dolžina zidu,

H_0 razdalja od prereza, kjer se računa upogibna nosilnost, do prereza z ničelnim momentom ($H_0 = \alpha h$),

h višina zidu,

α koeficient, ki določa položaj momentne infleksijske točke vzdolž višine zidu ($\alpha = 0,5$ za polno vpet zid na spodnjem in zgornjem robu in $\alpha = 1,0$ za konzolni zid).

3.2.4 Strižna nosilnost nearmiranega zidu zaradi upogiba

Po Evrokodu 8-3 (Dodatek C) je strižna nosilnost nearmiranega zidu zaradi upogiba definirana z enačbo:

$$V_f = \frac{DN}{2H_0} (1 - 1,15 v_d), \quad (3.2)$$

kjer je:

- D dolžina zidu,
 t debelina zidu,
 N tlačna osna sila, ki deluje na zid,
 H_0 definiran v 3.2.3,
 v_d normirana tlačna osna sila,
 $v_d = \frac{N}{Dt f_d}$,
 $f_d = \frac{f_m}{CF}$,
 f_m povprečna tlačna trdnost zidovja.

Program 3Muri upogibno nosilnost zidov določa po enačbi (3.3), ki pa je enakovredna enačbi (3.2), samo zapisana je v drugačni obliki. V Tomaževič (2009) je upogibna nosilnost nearmiranega zidu definirana z enačbo:

$$M_{f,f} = \frac{\sigma_0 t D^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_m} \right), \quad (3.3)$$

kjer je:

- σ_0 povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi tlačne osne sile N ($\sigma_0 = N / D t$).

V odvisnosti od vpetostnih pogojev na spodnjem in zgornjem robu lahko določimo še pripadajočo vodoravno strižno silo, ki jo nearmiran zid lahko prevzame:

$$V_{f,f} = \frac{M_{f,f}}{H_0} = \frac{\sigma_0 t D^2}{2H_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_m} \right). \quad (3.4)$$

3.2.5 Strižna nosilnost narmiranega zidu

Strižno nosilnost narmiranega zidu v ravnini določata dva različna porušna mehanizma: prestrižni mehanizem in strižni mehanizem z nastankom diagonalnih razpok. Strižne trdnosti zidovja kot kritičnega parametra, zato ne moremo določiti enolično, saj je njena definicija odvisna od fizikalnih modelov, s katerima opišemo omenjena mehanizma.

Pri prestrižnem mehanizmu, kjer strižna porušitev nastane zaradi zdrsa zidakov po naležnih regah, strižno nosilnost narmiranega zidu določa t.i. »strižna trdnost« zidovja f_v . V primeru strižnega mehanizma z nastankom diagonalnih razpok pa strižne razpoke nastanejo, ko glavne natezne napetosti v zidu presežejo t.i. »referenčno natezno trdnost« zidovja f_t . Evrokod 6-1 (SIST EN 1996-1-1, 2006) in Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) kot kritičnega predpostavljata le prestrižni mehanizem, medtem ko strižnega mehanizma z nastankom diagonalnih razpok ne upoštevata. Vseeno pa velja priporočilo, da se nosilnost zidov preveri za oba primera, pri čemer bo merodajen tisti mehanizem, ki nudi manjšo nosilnost. Izkaže se, da je največkrat merodajen prav strižni mehanizem z nastankom diagonalnih razpok (Tomažević, 2009).

3.2.5.1 Strižna nosilnost - prestrig

Strižna trdnost zidovja f_{vd} je v Evrokodu 8-3 definirana kot seštevek začetne strižne trdnosti (t.j. strižne trdnosti pri ničelni tlačni napetosti) in prirastka trdnosti zaradi tlačnih napetosti pravokotno na strig. Ob pogoju, da so vse rege (naležne in navpične) v celoti zapolnjene z malto, strižno trdnost izračunamo po enačbi:

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 \frac{N}{D't} \leq 0,065 f_m, \quad (3.5)$$

kjer je:

- f_{vd} strižna trdnost zidovja ob prisotnosti navpične obtežbe,
- f_{vm0} povprečna začetna strižna trdnost zidovja,
- f_m povprečna tlačna trdnost zidovja,
- D' dolžina tlačnega dela zidu.

Po Evrokodu 8-3 sta trdnosti f_{vm0} in f_m deljeni s faktorjem zaupanja CF in z varnostnim faktorjem za materiale γ_m .

Dolžino tlačnega dela zidu D' izračunamo ob predpostavki linearne razporeditve napetosti po prerezu in ob upoštevanju vseh odprtin, utorov in oslabitev. V računu ne smemo upoštevati delov prereza, ki so v navpični smeri natezno obremenjeni. Če je ekscentričnost osne sile večja od $1/6$ dolžine prereza (rezultanta pade izven jedra prereza), potem dolžino tlačnega dela prereza izračunamo z enačbo:

$$D' = 3 \left(\frac{D}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{D}{2} - \frac{Fh}{N} \right), \quad (3.6)$$

kjer je:

- e ekscentričnost konstantne tlačne osne sile N ,
- h višina zidu,
- F vodoravna (potresna) sila, ki deluje na zid.

Strižna nosilnost nearmiranega zidu zaradi striga je definirana z enačbo:

$$V_f = f_{vd} t D'. \quad (3.7)$$

3.2.5.2 Strižna nosilnost - diagonalne razpoke

Referenčna natezna trdnost zidovja f_t je definirana kot glavna natezna napetost, ki nastane v zidu pri doseženi največji strižni sili (t.j. strižni nosilnosti zidu). Pri tem predpostavimo, da se zidovje vse do porušitve obnaša kot elastičen, homogen in izotropen material. Strižna nosilnost nearmiranega zidu zaradi nateznih napetosti je v Tomažević (2009) definirana z enačbo:

$$V_{f,s} = A \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1}, \quad (3.8)$$

kjer je:

- A površina vodoravnega prereza zidu,
- f_t referenčna natezna trdnost zidovja,
- b faktor porazdelitve strižnih napetosti, ki je odvisen od geometrije zidu in dejanskega razmerja med navpično in vodoravno silo pri poružitvi:

$$b = \begin{cases} 1,5, & \text{če } \frac{h}{l} > 1,5 \\ 1,1, & \text{če } \frac{h}{l} < 0,7 \\ \text{vmes lin. interpolacija} & \end{cases} .$$

4 OCENA OBNAŠANJA KONSTRUKCIJ Z N2 METODO

Za račun odziva konstrukcij med potresom je v principu najbolj primerna nelinearna analiza. V nasprotju z linearno elastično analizo nam nelinearna analiza omogoča pridobitev številnih podatkov, ki so pomembni za oceno obnašanja konstrukcije med potresom (nastanek, lokacija in širjenje poškodb, dejanska nosilnost konstrukcije, plastični mehanizmi, mejni pomiki in zasuki). Ker je za vsakdanjo prakso nelinearna dinamična analiza običajno prezahtevna, so se v novejših predpisih in standardih začele uveljavljati poenostavljene nelinearne metode. Te metode temeljijo na nelinearni statični analizi sistema z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem – angl. »*Multi Degree of Freedom*«) pri monotono naraščajoči vodoravni obtežbi (angl. »*pushover*«), medtem ko se potresna obremenitev določi iz projektnega spektra pospeškov. V ta namen je potrebno določiti tudi ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem – angl. »*Single Degree of Freedom*«) (Fajfar, 2002).

Ena od takih metod je tudi N2 metoda, razvita na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR) in je vključena v standard Evrokod 8. Uporabna je za kontrolo obnašanja novih in obstoječih konstrukcij. Metoda daje zadovoljive rezultate predvsem pri enostavnih in pravilnih konstrukcijah, ki nihajo pretežno v eni nihajni obliki. Tega največkrat ne izpolnjujejo visoke stavbe, pri katerih imajo lahko tudi višje nihajne oblike pomemben vpliv in torzijsko podajne konstrukcije, pri katerih je osnovna nihajna oblika torzijska.

V nadaljevanju sledi opis posameznih korakov N2 metode, ki so podani v Evrokodu 8-1 (Dodatek B) in v članku Fajfar (2002).

4.1 Podatki

4.1.1 Model konstrukcije

Enostavne konstrukcije pri običajni linearni elastični analizi največkrat modeliramo s t.i. psevdo - tridimenzionalnim modelom, ki predstavlja poenostavljen prostorski model s tremi prostostnimi stopnjami v vsaki etaži (dva vodoravna pomika in en torzijski zasuk) ter masami koncentriranimi na nivoju etaž. Pravilne in enostavne konstrukcije, pri katerih je vpliv torzije zanemarljiv, modeliramo z dvema ravninskima modeloma in jo analiziramo v vsaki od pravokotnih smeri posebej. Za potrebe nelinearne analize takšen model naprej dopolnimo s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezne elemente konstrukcije. Model je sestavljen iz linijskih elementov (tudi če obravnavamo stene oz. zidove), saj jih lahko razmeroma enostavno razširimo v plastično območje z uvedbo plastičnih členkov na obeh konceh elementa. Za vsak členek nato definiramo nelinearen odnos med upogibnim momentom (prečno silo) in zasukom (pomikom).

Največkrat predpostavimo bilinearen (elastičen - idealno plastičen) odnos med obtežbo in deformacijo z ekvivalentno začetno togostjo, katere vrednost je med togostjo nerazpokanega prereza in togostjo, ki ustreza meji tečenja. Evrokod 8 dovoljuje, da se za ekvivalentno začetno togost vzame kar polovična vrednost togosti nerazpokanega prereza.

4.1.2 Potresna obremenitev

▪ Elastični spekter pospeškov:

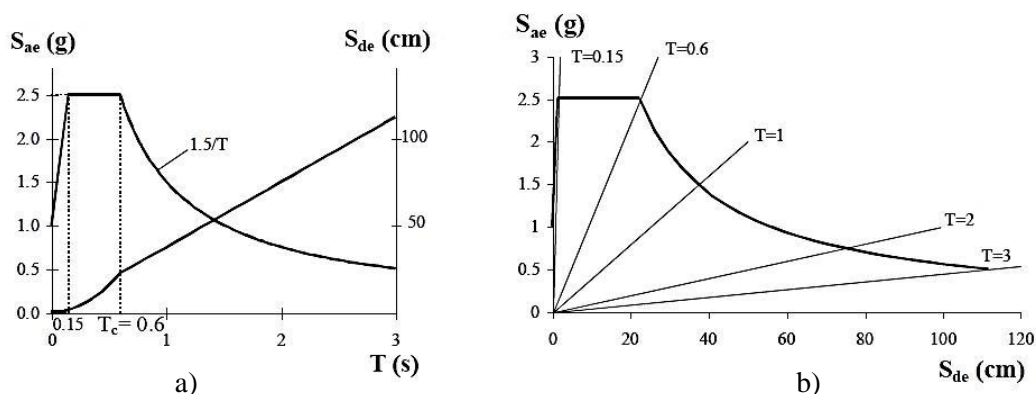
Potresna obremenitev je običajno podana v obliki elastičnega spektra pospeškov $S_{ae}(T)$, kjer so pospeški SDOF sistema podani v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije T (Slika 4.1a). Pri N2 metodi bomo namesto klasičnih spektrov odziva uporabili primernejši spekter v AD formatu, ki je opisan v nadaljevanju.

▪ Elastični spekter v AD formatu:

Če spekter pospeškov in spekter pomikov prikažemo skupaj na istem diagramu, dobimo t.i. AD format, kjer se na navpični osi rišejo pospeški na vodoravni osi pa pomiki SDOF sistema (Slika 4.1b). Kot bomo videli v nadaljevanju, AD format omogoča, da na isti sliki v grafični obliki primerjamo potresne zahteve (t.j. potresno obremenitev) in zahteve konstrukcije (t.j. kapaciteto konstrukcije). Elastični spekter pomikov $S_{de}(T)$ je z elastičnim spektrom pospeškov $S_{ae}(T)$ povezan z enačbo:

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

V AD formatu predstavljajo radialne linije iz izhodišča koordinatnega sistema konstantne vrednosti nihajnih časov T (Slika 4.1b).



Slika 4.1: Spekter pospeškov $S_{ae}(T)$ in spekter pomikov $S_{de}(T)$ za vrsto tal B in 5 % dušenja.
a) Klasičen format in b) AD format (Fajfar, 2002).

▪ **Neelastični (projektjni) spekter v AD formatu za konstantne duktilnosti μ :**

Pri duktilnih konstrukcijah ugoden vpliv sipanja energije v računu približno zajamemo s faktorjem obnašanja q , s katerim zmanjšamo zahtevano potresno obremenitev (t.j. pospeške v spektru) (enačba 4.2). Njegova velikost je v splošnem odvisna od razpoložljive duktilnosti konstrukcije in dodatne nosilnosti. Pri nelinearni statični analizi smemo upoštevati le redukcijo zaradi duktilnosti - faktor q_μ .

Projektjni spekter pospeškov S_a in projektjni spekter pomikov S_d sta določena z enačbama:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{q_\mu} \quad (4.2)$$

$$S_d = \frac{\mu}{q_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{q_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (4.3)$$

Za izračun faktorja obnašanja q_μ v N2 metodi uporabimo bilinearen spekter z naslednjimi povezavami med faktorjem obnašanja in nihajnim časom ter duktilnostjo:

▪ če je $T < T_c$ (kratki nihajni časi) $\rightarrow q_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1$ (4.4)

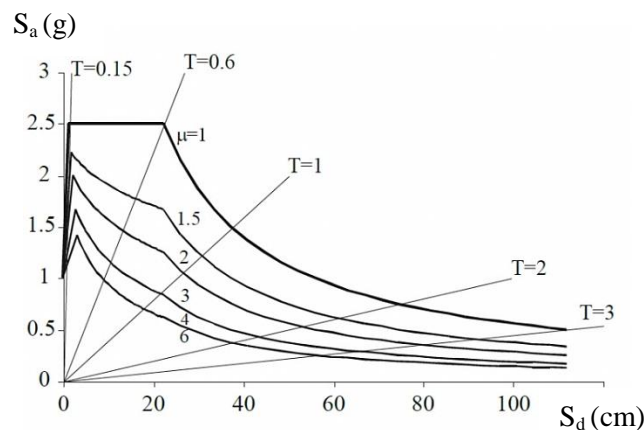
▪ če je $T \geq T_c$ (srednji in dolgi nihajni časi) $\rightarrow q_\mu = \mu$ (4.5)

kjer je:

T nihajni čas konstrukcije,

T_c zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost.

S pomočjo enačb (4.2) - (4.5) lahko iz elastičnega spektra dobimo neelastične spektre v AD formatu za različne konstantne vrednosti duktilnosti μ (Slika 4.2).



Slika 4.2: Neelastični spektri za konstantne vrednosti duktilnosti v AD formatu. Elastični spekter ($\mu = 1$) odgovarja spektru na sliki 4.1b (Fajfar 2002).

4.2 Nelinearna statična (potisna) analiza

Potisno analizo naredimo posebej za obe vodoravni smeri X in Y tako, da MDOF sistem obremenimo s postopno naraščajočo vodoravno statično obtežbo in opazujemo njeno obnašanje vse do porušitve. Vodoravna statična obtežba simulira med potresom nastale vztrajnostne sile. Pri določeni velikosti vodoravne obtežbe pride do tečenja prvega elementa in posledično do zmanjšanje togosti tega elementa in celotne konstrukcije. Z večanjem obtežbe se tečenje pojavi tudi v ostalih elementih, togost konstrukcije pa se s tem postopno zmanjšuje dokler ne pride do plastičnega mehanizma, ko konstrukcija v vodoravni smeri postane labilna. Po nastanku mehanizma je povečevanje vodoravne obtežbe možno samo na račun morebitnega utrjevanja materiala.

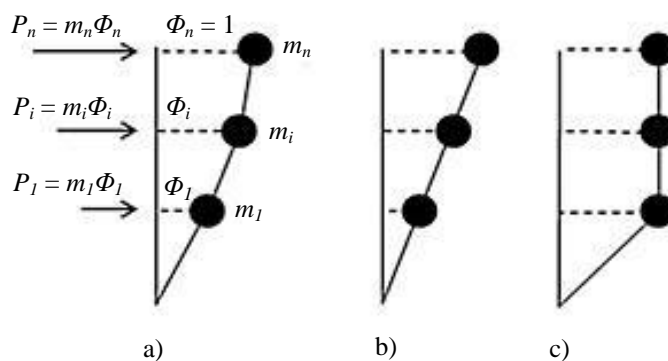
V splošnem lahko vodoravno obtežbo nanašamo v obliki kontroliranih sil ali pomikov. Pri metodi s postopnim povečevanjem vodoravnih sil lahko opazujemo obnašanje konstrukcije le do dosežene največje nosilnosti, saj nadalje, ko nosilnost upada, sil ne moremo več kontrolirati. Za potisno analizo, ki jo običajno izvajamo vse do porušitve konstrukcije, je zato primernejša metoda, pri kateri se vodoravna obtežba nanaša v obliki vsiljenih pomikov. Konstrukcijo premaknemo tako, da pomike vsiljujemo v kontrolnem vozlišču, ki ga običajno izberemo v masnem središču najvišje etaže. Na ta način lahko opazujemo obnašanje konstrukcije tudi potem, ko njena nosilnost že upada in določimo pomik, pri katerem pride do »računske porušitve« konstrukcije. V praksi se za porušitev običajno upošteva stanje, ko celotna prečna sila ob vpetju pade na 80 % njene največje vrednosti (mejno stanje NC).

Rezultat potisne analize je t.i. potisna krivulja (angl. »*pushover curve*«), t.j. krivulja odpornosti, ki prikazuje globalno obnašanje konstrukcije vse do porušitve pri delovanju vodoravne statične obtežbe (Slika 4.4).

4.2.1 Razporeditev vodoravnih sil po višini konstrukcije

Pri enostavnih in pravilnih konstrukcijah, kakršne so tudi tipične zidane konstrukcije, v potresnem odzivu prevladuje prva nihajna oblika. Uporaba dejanske deformacijske oblike bi analizo precej otežila, saj se oblika nihanja spreminja s stopnjo poškodovanosti konstrukcije, ta pa se spreminja s časom. Zato se kot poenostavitev izbere ena sama deformacijska oblika, s katero se po višini konstrukcije porazdeli celotna prečna sila, razporeditev vodoravnih sil pa se med analizo ne spreminja. Uporabili bomo takšno razporeditev sil, ki je enaka produktu deformacijske oblike in mas v posameznih etažah (Slika 4.3). Pri tem so deformacijske oblike normirane tako, da je vrednost pomika v zgornji etaži enak 1. Evrokod 8-1 (Dodatek B) določa, da je pri potisni analizi potrebno uporabiti najmanj dve različni deformacijski obliki in s tem razporeditvi obtežb po višini:

- »modalna razporeditev«, ki ustreza osnovni nihajni obliki elastične konstrukcije (Slika 4.3a), ki jo lahko aproksimiramo z obrnjenim trikotnikom (Slika 4.3b) in
- »enakomerna razporeditev«, ki ustreza konstantni nihanji obliki ($\Phi = 1$), kjer so vodoravne sile P_i sorazmerne masam ne glede na višino (Slika 4.3c).



Slika 4.3: Predpostavljene deformacijske oblike: a) modalna, b) obrnjen trikotnik in c) enakomerna.

V skladu z Evrokod 8-1 (Dodatek B) razporeditev vodoravnih etažnih sil po višini določimo z naslednjo enačbo:

$$P_i = m_i \Phi_i, \quad (4.6)$$

kjer je:

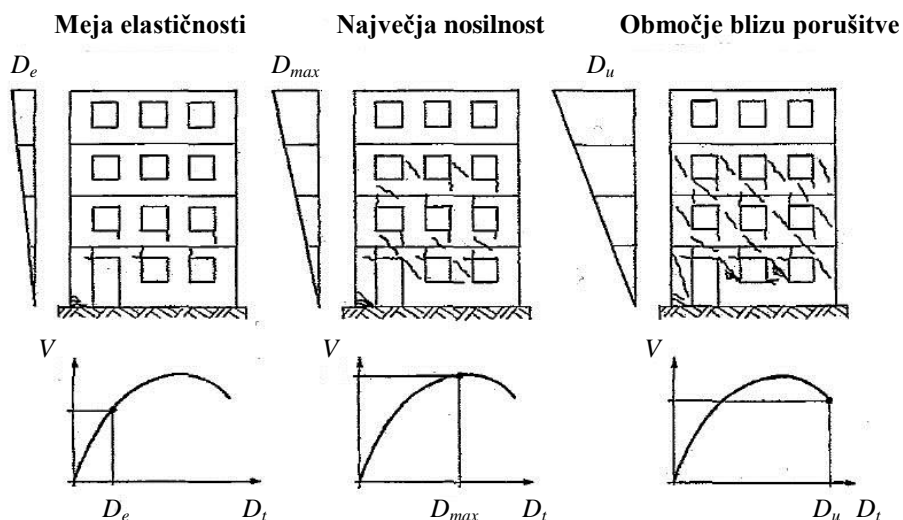
m_i koncentrirana masa v i -ti etaži,

Φ_i komponenta normiranega vektorja deformacijske oblike za i -to etažo,

P_i vodoravna sila v i -ti etaži.

4.2.2 Potisna krivulja za MDOF sistem

Potisna krivulja za MDOF sistem predstavlja odnos med celotno prečno silo ob vpetju V , ki je enaka vsoti vseh vodoravnih etažnih sil, in pomikom na vrhu konstrukcije D_t (Slika 4.4).



Slika 4.4: Mejna stanja na potisni krivulji (Tomažević, 2009).

Krivuljo lahko razdelimo na naslednja značilna območja:

- **Območje elastičnega obnašanja:**

Na začetku, ko je vodoravna obtežba relativno majhna, se konstrukcija obnaša elastično, potisna krivulja pa linearno narašča (sila je proporcionalna pomiku).

- **Meja elastičnosti:**

Meja elastičnosti predstavlja prehod med elastičnim in plastičnim obnašanjem konstrukcije, ko se v najbolj obremenjenih elementih začno pojavljati prve poškodbe.

- **Območje postopnega zmanjševanja togosti konstrukcije:**

Z naraščanjem vodoravne obtežbe se poškodbe širijo po konstrukciji in pride do porušitve prvih elementov. To povzroči zmanjševanje togosti konstrukcije v vodoravni smeri, ki se kaže kot padec naklona potisne krivulje.

- **Največja nosilnost:**

Število porušenih elementov narašča, potisna krivulja pa se približuje vrhu, ko konstrukcija doseže svojo največjo nosilnost.

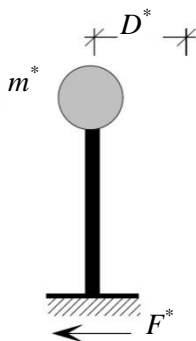
- **Območje blizu porušitve:**

Po tem začne nosilnost konstrukcije le še padati, dokler ne pride do porušitve, ko prečna sila ob vpetju pade na 80 % največje vrednosti.

4.3 Ekvivalenten SDOF sistem

4.3.1 Pretvorba količin MDOF sistema v količine ekvivalentnega SDOF sistema

Potresne obremenitve so v N2 metodi določene na osnovi neelastičnega spektra pospeškov, ki je po definiciji uporaben le za sisteme z eno prostostno stopnjo. Zato moramo prvotni MDOF sistem najprej pretvoriti na ekvivalenten SDOF sistem (Slika 4.5).



Slika 4.5: Ekvivalenten SDOF sistem (Fajfar, 2002).

To pomeni, da moramo količini MDOF sistema (V in D_t) pretvoriti v količini ekvivalentnega SDOF sistema (F^* in D^*). V skladu z Evrokod 8-1 (Dodatek B) to naredimo z naslednjima enačbama za pretvorbo sil in pomikov:

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

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma}, \quad (4.8)$$

kjer je Γ faktor za pretvorbo, ki je odvisen od predpostavljene nihajne oblike in od razporeditve mas:

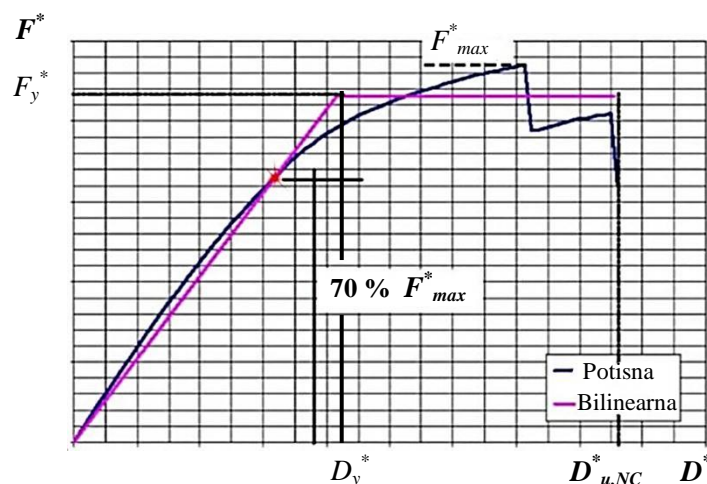
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2}, \quad (4.9)$$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i. \quad (4.10)$$

V zgornjih enačbah je z m^* označena masa ekvivalentnega SDOF sistema. Iz enačb (4.7) in (4.8) vidimo, da je pretvorba enaka tako za sile kot za pomike. To pomeni, da se pri pretvorbi ohrani oblika odnosa sila - pomik, s tem pa tudi togost sistema in nihajni čas. Potisna krivulja za ekvivalentni SDOF sistem ima torej enako obliko kot tista za MDOF sistem, le merilo je spremenjeno za faktor Γ .

4.3.2 Idealizirani SDOF sistem

Za potrebe nadaljnega računa potisno krivuljo za ekvivalentni SDOF sistem (t.j. odnos med F^* in D^*) idealiziramo, tako da jo pretvorimo v bilinearni diagram. Na sliki 4.6 je prikazan postopek idealizacije, ki jo uporablja program 3Muri in se nekoliko razlikuje od tistega, ki je opisan v Evrokodu 8-1 (Dodatek B). Program definira presečišče potisne krivulje ekvivalentnega SDOF sistema in bilinearnega diagrama pri 70 % F_{max}^* ter s tem določi začetno togost idealiziranega SDOF sistema. Nosilnost idealiziranega SDOF sistema F_{y^*} pa je določena tako, da sta površini pod potisno krivuljo in bilinearnim diagramom enaki.



Slika 4.6: Postopek idealizacije ekvivalentnega SDOF sistema, ki jo uporablja program 3Muri.

4.3.3 Nihajni čas idealiziranega SDOF sistema

Nihajni čas idealiziranega SDOF sistema v elastičnem področju T^* določimo z enačbo:

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

kjer je:

D_y^* pomik na meji tečenja idealiziranega SDOF sistema,

F_{y^*} nosilnost idealiziranega SDOF sistema.

4.3.4 Diagram kapacitete (pospešek proti pomiku)

Idealizirano potisno krivuljo bomo primerjali z neelastičnim spektrom, ki je definiran v AD formatu (pospešek - pomik). Zato moramo silo F^* deliti z maso ekvivalentnega SDOF sistema m^* in kot rezultat dobimo krivuljo kapacitete (angl. »capacity curve«), ki predstavlja idealiziran odnos med pospeški in pomiki sistema:

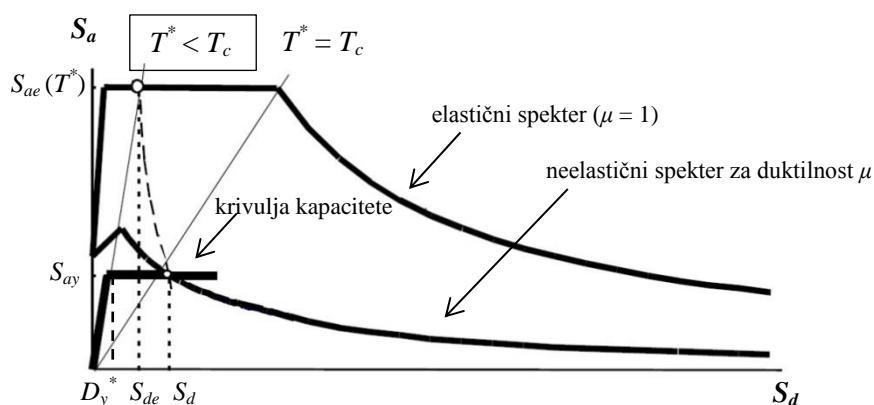
$$S_a = \frac{F^*}{m^*}. \quad (4.12)$$

Pospešek na meji tečenja je določen z:

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*}. \quad (4.13)$$

4.3.5 Potresna obremenitev idealiziranega SDOF sistema (ciljni pomika SDOF sistema)

Ciljni pomik S_d za idealiziran SDOF sistem lahko določimo grafično, kot je prikazano na sliki 4.7. Običajne zidane konstrukcije imajo nihajne čase manjše od vrednosti T_c , zato v nadaljevanju prikazujemo le postopek določanja ciljnega pomika za območje kratkih nihajnih časov ($T^* < T_c$).



Slika 4.7: Določitev ciljnega pomika ekvivalentnega SDOF sistema za območje kratkih nihajnih časov (Fajfar, 2002).

Količine, ki nastopajo na zgornji sliki so:

- T^* elastični nihajni čas idealiziranega SDOF sistema,
- $S_{ae}(T^*)$ pospešek elastičnega sistema za nihajni čas T^* ,
- S_{ay} pospešek na meji tečenja (kapaciteta) idealiziranega SDOF sistema,
- D_y^* pomik na meji tečenja idealiziranega SDOF sistema,
- S_{de} zahtevani pomik elastičnega sistema - pomik, ki ga mora prenesti elastičen sistem,
- S_d zahtevani pomik neelastičnega sistema (ciljni pomik) - pomik, ki ga mora prenesti neelastičen sistem.

Kot vidimo so na isti sliki narisani elastični in neelastični spekter, ki predstavljata potresne zahteve, ter krivulja kapacitete, ki predstavlja kapaciteto neelastičnega sistema. V primeru elastičnega obnašanja sistema so potresne zahteve določene z elastičnim pospeškom $S_{ae}(T^*)$ in pripadajočim zahtevanim elastičnim pomikom S_{de} , ki ju mora takšen sistem prenesti. Pospešek in pomik sta določena s presečiščem med elastičnim spektrom in radialno linijo, ki predstavlja elastični nihajni čas idealiziranega SDOF sistema. Za neelastični sistem pa so potresne zahteve določene s presečiščem med krivuljo kapacitete in neelastičnim spektrom za duktilnost μ t.j. z zahtevanim ciljnim pomikom S_d .

Faktor obnašanja q_μ izračunamo kot razmerje med elastičnim pospeškom in pospeškom na meji tečenja SDOF sistema:

$$q_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}}. \quad (4.14)$$

Zahtevano duktilnost izračunamo s preureditvijo enačbe (4.4):

$$\mu = (q_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1. \quad (4.15)$$

Zahtevani ciljni pomik neelastičnega sistema za območje kratkih nihajnih časov izračunamo z naslednjima enačbama:

- če je obnašanje sistema neomejeno elastično ($S_{ay} > S_{ae}(T^*)$), potem velja:

$$S_d = S_{de}, \quad (4.16)$$

- če je obnašanje sistema neelastično ($S_{ay} < S_{ae}(T^*)$), potem velja:

$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{q_\mu} \left(1 + (q_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq S_{de}. \quad (4.17)$$

4.4 Potresna obremenitev MDOF sistema (ciljni pomik MDOF sistema)

Ciljni pomik na vrhu MDOF sistema D_t izračunamo tako, da ciljni pomik ekvivalentnega SDOF sistema S_d pomnožimo s pretvorbenim faktorjem Γ :

$$D_t = \Gamma S_d. \quad (4.18)$$

5 PROGRAM 3MURI

3Muri je računalniški program, ki na podlagi nelinearne statične analize in N2 metode, ki sta bili podrobneje opisani v četrtem poglavju, omogoča oceno ustreznosti konstrukcije. Temelji na metodi FME (»*Frame by Macroelements*«), kjer so posamezne stene modelirane z ekvivalentnimi ravninskimi okvirji, ki so sestavljeni iz linijskih makroelementov. Metoda je bila razvita na podlagi opazovanj poškodovanih stavb po potresih in omogoča, da preko makroelementov natančno opišemo obnašanje zidanih konstrukcij, saj ti vključujejo vse pomembne vrste poškodb in mehanizme porušitev. Uporaben je tako za dimenzioniranje novih kot tudi za kontrolo obnašanja obstoječih zidanih konstrukcij. 3Muri različno obravnava obstoječe in nove stavbe. Pri analizi obstoječih zidanih stavb, kot kritičen mehanizem zaradi strižnih obremenitev privzame strižni mehanizem z nastankom diagonalnih razpok, medtem ko pri novih zidanih stavbah upošteva prestrižni mehanizem.

V nadaljevanju sta predstavljena teoretično ozadje programa 3Muri in njegova uporaba v praksi. Besedilo je povzeto po različnih delih priročnika za program (S.T.A Data, 2009a in S.T.A Data, 2009b).

5.1 Teoretično ozadje

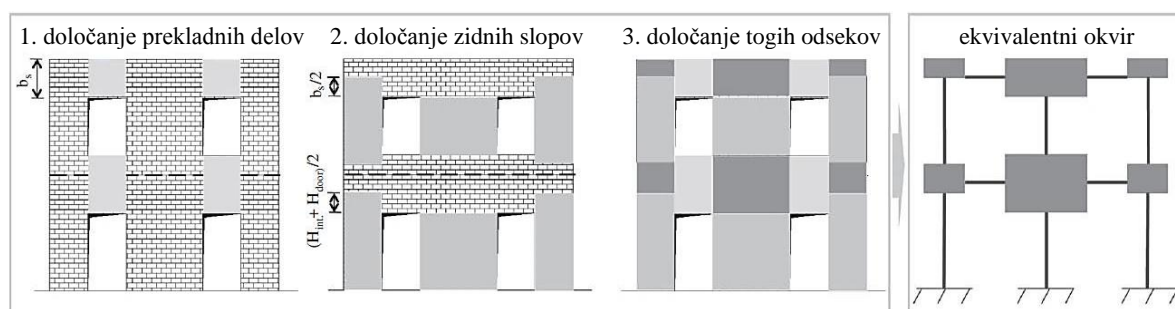
5.1.1 Modeliranje konstrukcije za globalno analizo

Računski model nosilne konstrukcije je v osnovi sestavljen iz navpičnih elementov (sten) in vodoravnih elementov (stropov). Stene so definirane kot nosilni elementi za navpično (težnostno) in vodoravno (potresno) obtežbo, medtem ko stropna konstrukcija služi le kot povezovalni element, preko katere se obtežba razporedi na spodnje stene.

Program je namenjen analizi globalnega potresnega odziva, ki ga je mogoče določiti le za konstrukcije, pri katerih so stene in stropne konstrukcije medsebojno dobro povezane (konstrukcija se obnaša kot škatla). Odziv sten pravokotno na ravnino in lokalno upogibno obnašanje stropov pri tem nista upoštevani. Porušnih mehanizmov, ki so povezani z upogibom sten izven ravnine, kot so ločevanje in izpadanje sten ter delni ali popolni razpad sten, program torej ne pozna, in upošteva le mehanizme, ki nastanejo v ravnini sten. Pri analizi starih zidanih stavb lahko takšna poenostavitev modela predstavlja omejitev predvsem na lokalni ravni, saj so poškodbe zidov, ki so povezane z upogibom izven ravnine, pri njih zelo pogoste. Po drugi strani pa je pri novejših zidanih stavbah zaradi togih stropnih konstrukcij in AB vezi, vpliv upogiba izven ravnine zmanjšan, zato je v tem primeru takšna poenostavitev bolj upravičena.

5.1.2 Modeliranje sten

Način, kako program posamezno steno spremeni v ekvivalentni ravninski okvirni model, je prikazan na sliki 5.1. Glede na dano geometrijo in položaj ter velikost odprtin, program s pomočjo vgrajenega algoritma sam ustvari ekvivalentni okvir, pri čemer steno razdeli na tri različne tipe elementov: zidni slop oz. zid (angl. »*pier*«), prekladni del (angl. »*spandrel beam*«) in togi odsek (angl. »*rigid node*«).



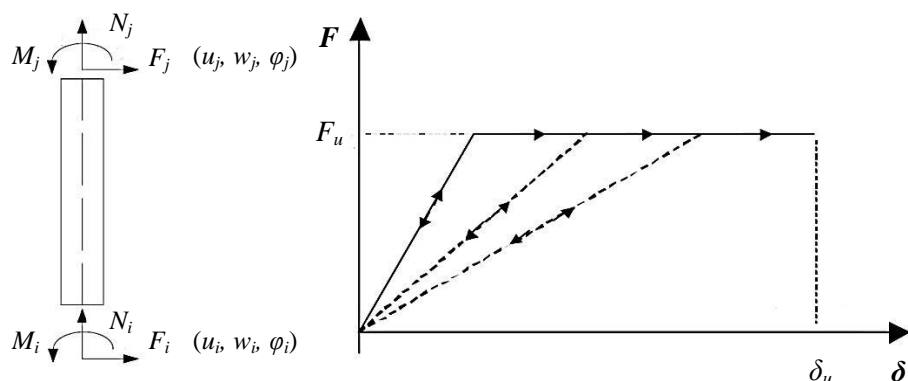
Slika 5.1: Definiranje linijskih makroelementov, ki sestavljajo ekvivalentni ravninski okvir (Lagomarsino et al., 2013).

Opazovanja po potresih so pokazala, da je večina poškodb skoncentriranih v območjih okrog vratnih in okenskih odprtin, t.j. v zidnih slopih in preklanih delih, zato so ti elementi v programu modelirani z nelinearni makroelementi. V delih sten, ki ne mejijo na odprtine, so poškodbe običajno prisotne le v manjšem merilu, zato jih modeliramo kot toge odseke, ki povezujejo makroelemente v okvir in omogočajo prenos statičnih ter kinematičnih količin med njimi. Togi odseki se ne morejo poškodovati ali porušiti, zato je nelinearno obnašanje in s tem sipanje energije med potresom omejeno le na območja okrog odprtin, ki predstavljajo šibke točke sten. Nosilnost konstrukcije je torej odvisna od nosilnosti zidnih slopov in prekladnih delov.

5.1.3 Teoretično ozadje makroelementov

3Muri uporablja t.i. bilinearni makroelement (Slika 5.2), ki je za nelinearno analizo definiran z:

- elastično začetno togostjo za razpokan prerez,
- bilinearnim odnosom med upogibnim momentom (prečno silo) in zasukom (pomikom),
- prerazporeditvijo notranjih sil v elementih, tako da je v vsakem koraku analize zagotovljeno ravnotežje elementov,
- zmanjšanjem togosti v plastičnem področju,
- duktilnostjo, ki se kontrolira preko mejnega pomika δ_u , ki je odvisen od vrste porušnega mehanizma in
- porušitvijo elementa, do katere pride pri doseženem mejnem pomiku δ_u brez prekinitve globalne analize.

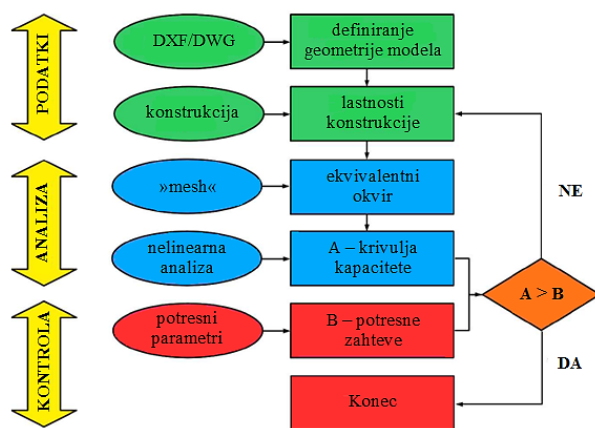


Slika 5.2: Bilinearni makroelement (S.T.A Data, 2009b).

V skladu z Evrokodom 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) je v programu definiran največji sprejemljivi pomik δ_u , ki ga lahko posamezen makroelement prenese pri strižni oz. upogibni obremenitvi. Če je mejna vrednost pomika presežena, se smatra, da makroelement ni več sposoben prenašati vodoravne obtežbe, program pa ga spremeni v palico, ki lahko prevzema le še navpične obremenitve. Za nearmirane zidane konstrukcije sta mejna pomika določena skladno z enačbo (3.1). Za obstoječe stavbe strižno nosilnost nearmiranih zidov program določi po enačbi (3.8), za nove stavbe pa po enačbi (3.7). V obeh primerih upogibno nosilnost nearmiranih zidov določi z enačbo (3.3).

5.2 Uporaba programa

Osnovna shema delovanja programa 3Muri je prikazana na sliki 5.3. Razdeljena je na tri različne faze, ki si sledijo v naslednjem vrstnem redu: vnos podatkov, analiza in kontrola rezultatov. Posamezne faze so opisane v nadaljevanju.



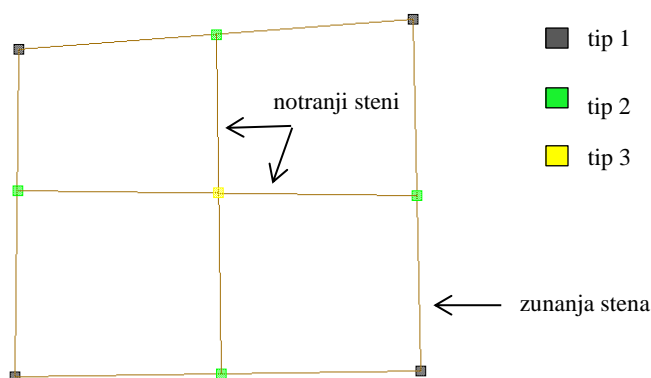
Slika 5.3: Osnovna shema delovanja programa (S.T.A Data, 2009a).

5.2.1 Vnos podatkov

5.2.1.1 Definiranje geometrije modela («Walls»)

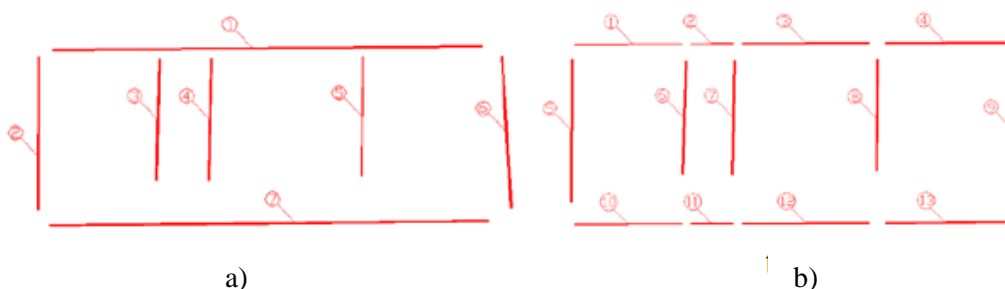
Najprej je potrebno določiti geometrijo modela, t.j. tlorisno razporeditev sten in višine etaž, ki služi kot podlaga za vnos konstrukcijskih elementov. Pri vnašanju sten si lahko pomagamo z DXF/DWG podlogami, ki jih uvozimo v program, kar nam olajša delo predvsem pri zahtevnejših geometrijah.

Vsaka stena ima začetno in končno vozlišče. Po vnosu se stene samodejno povežejo med seboj in tvorijo mrežo modela. Pri tem se ustvarijo trije tipi vozlišč (Slika 5.4).



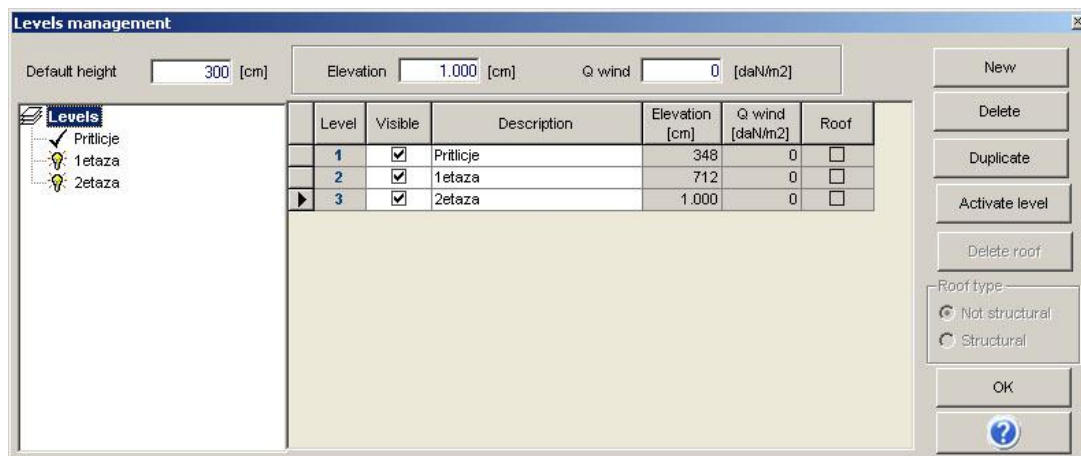
Slika 5.4: Mreža modela in tipi vozlišč, ki jih ustvari program.

Vozlišča tipa 1 predstavljajo meje zunanjih sten in se ustvarijo na sečiščih le teh. Na mestih, kjer se notranje stene priključujejo na zunanje, program ustvari vozlišča tipa 2, ki predstavljajo meje notranjih sten, zunanjih sten pa grafično ne razdelijo. Vozlišča tipa 3, ki jih program avtomatsko ustvari na presečiščih notranjih sten, pa so bolj vizualnega pomena in so nam v pomoč pri vnašanju konstrukcijskih elementov, notranjih sten pa grafično ne razdelijo. Pri modeliranju je zelo pomembno, da posamezne stene potekajo kontinuirno in jih na mestih vozlišč tipa 2 in 3 ne razdelimo na manjše dele, saj drugače model ne bo ustrezen. Primera pravilnega in nepravilnega modeliranja sten sta prikazana na sliki 5.5.



Slika 5.5: a) Primer pravilnega modeliranja (stene potekajo kontinuirno) in b) primer nepravilnega modeliranja (stene so razdeljene) (S.T.A Data, 2009b).

Etaže in njihove višine definiramo v posebnem pogovornem oknu (Slika 5.6). Funkcija *Duplicate* omogoča kopiranje etaž, kar nam v primeru, ko se te po višini ne spreminjajo, bistveno olajša delo, saj ni potrebno modelirati vsake etaže posebej. Tekom modeliranja lahko posamezno etažo vključimo kot vidno ali nevidno in jo aktiviramo, ko ji želimo definirati konstrukcijske elemente (aktivirana je lahko samo ena etaža naenkrat).



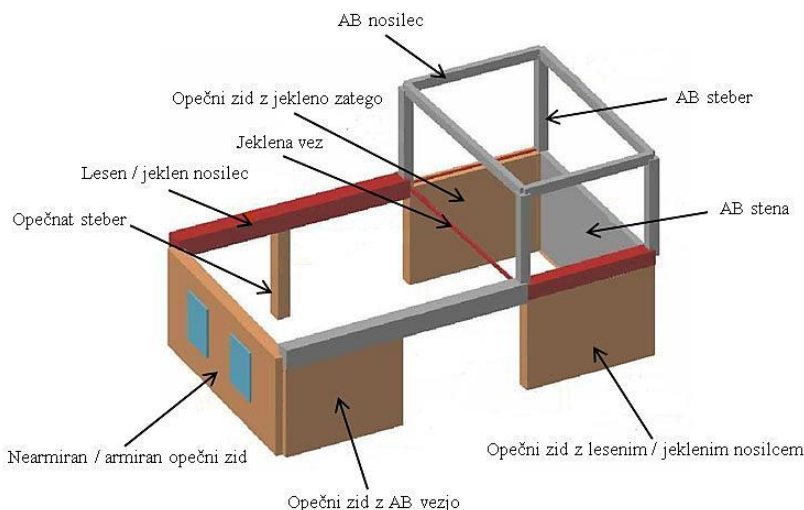
Slika 5.6: Določanje etaž.

5.2.1.2 Vnašanje konstrukcijskih elementov (»Structure«)

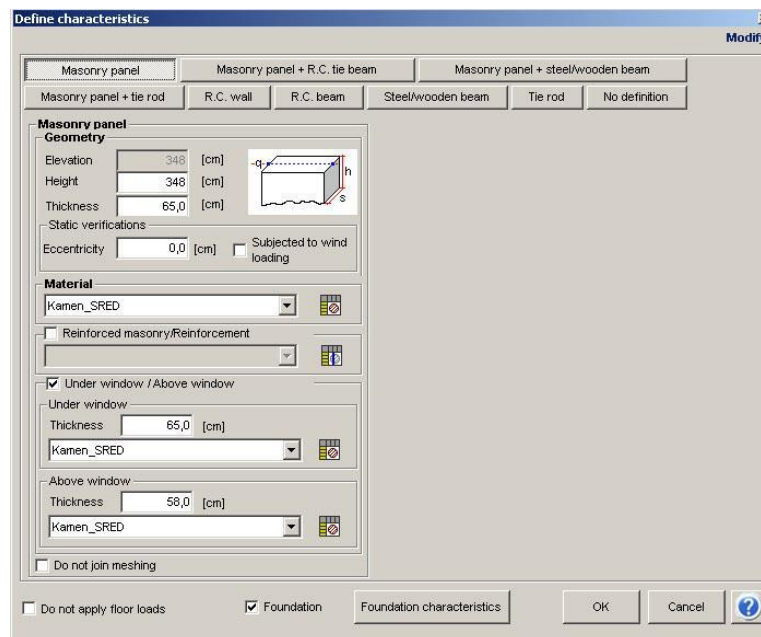
Konstrukcijske elemente »prilepimo« na že prej definirano mrežo modela. Program omogoča vnos različnih navpičnih konstrukcijskih elementov, stropnih konstrukcij, balkonov in odprtín.

▪ Navpični konstrukcijski elementi:

Pri navpičnih elementih imamo na voljo: nearmirano in armirano zidovje ter zidovje z AB, lesenimi in jeklenimi vezmi, AB stene, stebre iz različnih materialov (AB, opeka, les, jeklo) in nosilce (AB, les, jeklo) (Slika 5.7). Vsak konstrukcijski element je definiran z mehanskimi lastnostmi in geometrijskimi parametri.



Slika 5.7: Navpični konstrukcijski elementi (S.T.A. Data, 2009a).



Slika 5.8: Definicija konstrukcijskih elementov.

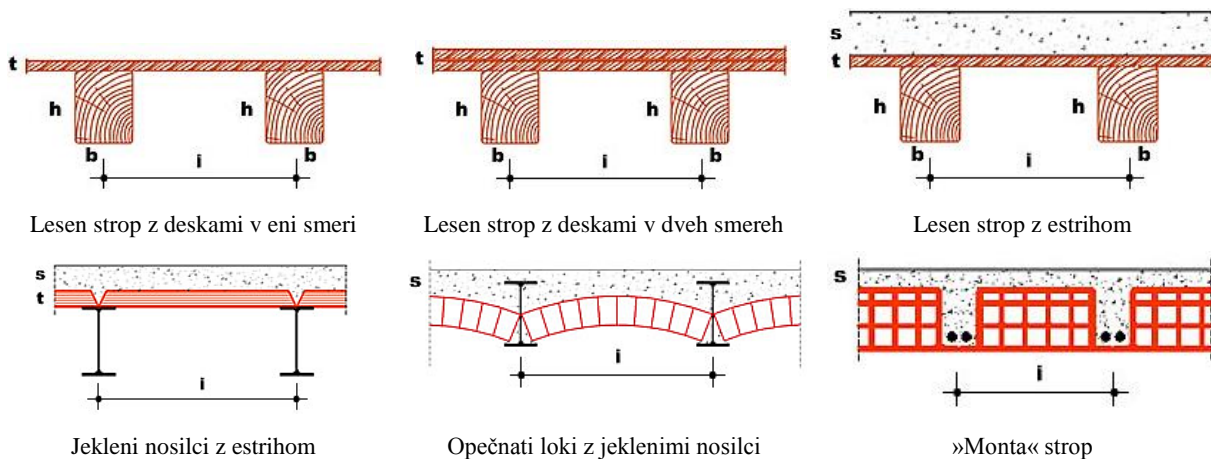
Pogovorno okno, v katerem definiramo konstrukcijske elemente, je prikazano na sliki 5.8. V okviru diplomske naloge obravnavamo nearmirano zidano konstrukcijo, zato je prikazan le zavihek za zidove (angl. »*masonry panel*«). V tem primeru moramo podati debelino zidu in izbrati ustrezen material, ki je definiran z mehanskimi lastnostmi. Višino zidu program določi samodejno iz višine etaže. Program omogoča tudi upoštevanje različnih debelin in materialov zidovja nad oz. pod odprtini.

▪ Stropne konstrukcije:

Ena izmed prednosti programa 3Muri je, da lahko v njem poleg togih diafragm upoštevamo tudi podajne stropne konstrukcije. Večina starih zidanih stavb ima namreč lesene ali opečnate strope, ki ne ustrezajo kriterijem za toge diafragme. Njihova podajnost ima zelo velik vpliv na globalno obnašanje konstrukcije med potresom, zato je pravilno modeliranje stropnih konstrukcij bistvenega pomena. Program nam ponuja nekaj že v naprej pripravljenih modelov podajnih stropov, ki se razlikujejo glede na uporabljen material in način izvedbe (Slika 5.9). Omogoča tudi podajanje togih diafragm (npr. monolitne AB plošče), različne vrste opečnatih obokov in povsem splošnih stropov.

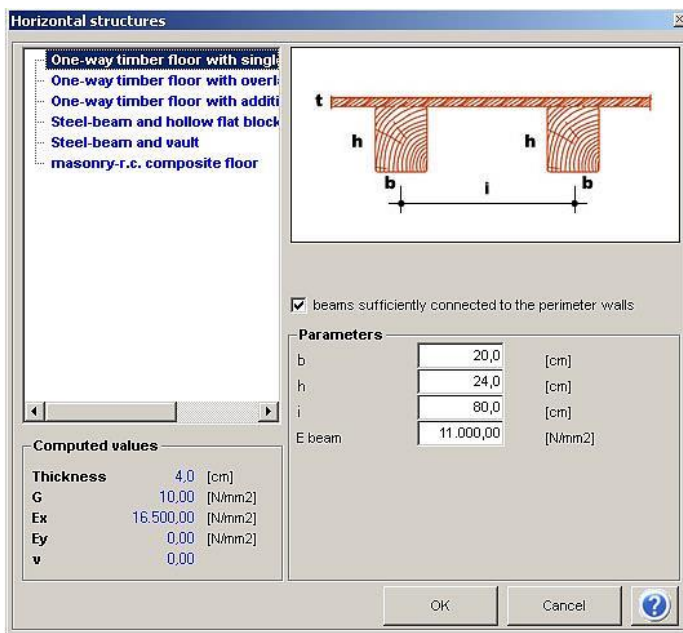
Potrebno je določiti tudi smeri raznosa obtežbe. V primeru lesnega stropu z deskami v eni smeri je raznos enosmeren (v smeri stropnikov), v primeru AB plošče pa dvosmeren. V primeru dvosmernega raznosa se z upoštevanjem strešnega pravila določi kolikšen del obtežbe se prenaša v določeno smer.

Vsi tipi stropnih konstrukcij so parametrični, kar pomeni, da program, na podlagi geometrijskih in trdnostnih parametrov, izračuna ekvivalentno debelino in togost v obeh glavnih smereh. Na sliki 5.10 je prikazan primer lesenega stropu z deskami v eni smeri.

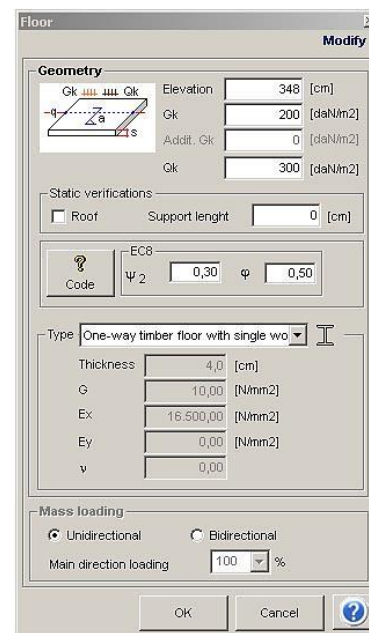


Slika 5.9: Modeli za stropne konstrukcije.

V naslednjem koraku podamo obtežbe stropov (stalno in koristno obtežbo), iz katerih program v skladu z Evrokodom 8 izračuna mase v vozliščih in navpične obremenitve elementov (Slika 5.11).



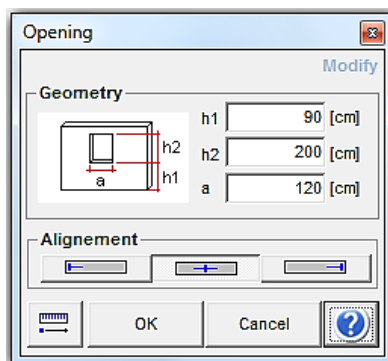
Slika 5.10: Ekvivalentna debelina in togost lesenega stropu z deskami v eni smeri.



Slika 5.11: Podajanje obtežbe.

▪ Odprtine:

Vratne in okenske odprtine dokončno definirajo geometrijo sten in določijo položaj ter velikost nosilnih elementov (zidnih slopov in prekladnih delov). Potrebno je podati višine in širine odprtin ter višine parapetov (Slika 5.12).



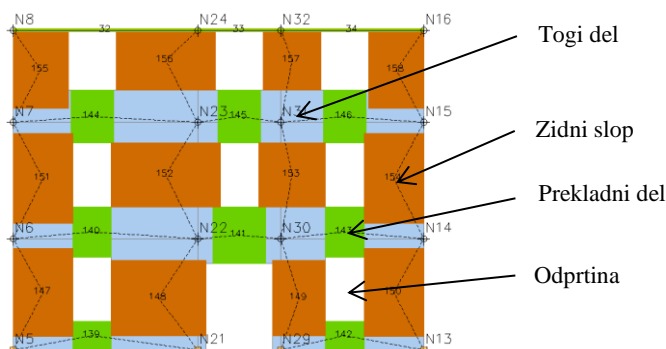
Slika 5.12: Primer definiranja odprtin.

5.2.1.3 Mehanske lastnosti zidovja

Pri obstoječih stavbah imamo možnost izbire, da sami podamo ustrezne mehanske lastnosti, ali pa jih uvozimo iz baze podatkov, ki nam je na razpolago v programu. Vrednosti v bazi so povzete iz Italijanskega nacionalnega standarda OPCM 3274 (2003). Podati je potrebno: elastični modul E , strižni modul G , specifično težo zidakov w , tlačno trdnost zidovja f in strižno trdnost zidovja τ (velja: $\tau = f_t / 1,5$). Pri novih stavbah je potrebno dodatno podati še začetno strižno trdnost zidovja f_{vk0} in mejno vrednost strižne trdnosti f_{vim} .

5.2.3 Analiza

Analiza konstrukcije je razdeljena na dva dela. V prvem delu program, na podlagi geometrije modela in vstavljenih konstrukcijskih elementov, izpelje podatke za ekvivalenten okvir in samodejno ustvari mrežo (angl. »mesh«) makroelementov (Slika 5.13). Če je potrebno, lahko mrežo tudi dopolnimo ali popravimo.



Slika 5.13: Mreža makroelementov.

Temu sledi nelinearna statična (potisna) analiza, katere rezultat je potisna krivulja, ki predstavlja odnos med celotno prečno silo ob vpetju in pomikom kontrolnega vozlišča. Izbira pravilnega kontrolnega vozlišča je zelo pomembna predvsem pri konstrukcijah s podajnimi stropi, saj močno vpliva na rezultate analize. Kontrolno vozlišče običajno izberemo v najvišji etaži čim bližje centru mas in togosti. Na obliko krivulje, ki je neodvisna od potresa, vplivajo tudi geometrijske in materialne karakteristike konstrukcije ter oblika obtežbe za potisno analizo. Poleg potisne analize program izvede tudi statično kontrolo navpičnih elementov in analizo modalnih vrednosti.

Preden program lahko izvede potisno analizo, moramo najprej definirati parametre, ki določajo spekter potresne obremenitve. Glede na lokacijo objekta moramo podati pričakovani pospešek tal ter tip tal. V odvisnosti od kategorije pomembnosti objekta, podamo tudi ustrezen faktor pomembnosti.

Izbiramo lahko med 24 različnimi primeri analiz, ki zajemajo vse možne kombinacije glede na smer potresa (+X, -X, +Y, -Y), razporeditev vodoravne obtežbe (modalna in enakomerna) in slučajne 5 % ekscentričnosti mas ($e = 0, +e, -e$). Za vsak izbran primer program izračuna potisno krivuljo in oceni obnašanje modela na potresno obremenitev.

5.2.4 Rezultati

Program po končanem računu prikaže rezultate vseh izbranih analiz v tabelarni obliki (Slika 5.14). Pri vsaki analizi je za mejno stanje blizu porušitve (NC) izpisan mejni pomik $D_{u,ULS}$ (v nadaljevanju $D_{u,NC}$) in ciljni pomik $D_{max,ULS}$ (v nadaljevanju D_{max}), ki predstavlja zahtevo standarda in ga program izračuna po določenih N2 metode. Posebej izpiše tudi pomik pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL) $D_{d,DLS}$ in pripadajočo zahtevo $D_{max,DLS}$ ter faktor obnašanja q^* .

No.	Insert in report	Earthquake	Uniform pattern of lateral load	Ecc. [cm]	Dmax ULS [cm]	Du ULS [cm]	q* ULS	Dmax DLS [cm]	Dd DLS [cm]	Alpha u	Alpha e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masses	0,0	2,84	1,24	2,753	1,09	1,24	0,542	1,084
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	First mode	0,0	3,54	2,83	3,825	1,53	1,26	0,774	0,865
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masses	0,0	3,19	1,54	2,699	1,26	1,54	0,572	1,145
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	First mode	0,0	3,80	1,54	3,465	1,70	1,26	0,464	0,798
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masses	0,0	2,87	1,90	2,625	1,09	1,64	0,728	1,308
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	First mode	0,0	3,54	2,46	3,447	1,51	1,79	0,734	1,137
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masses	0,0	2,86	2,46	1,961	0,98	1,74	0,894	1,411
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	First mode	0,0	3,68	2,39	2,530	1,50	1,57	0,704	1,034
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masses	64,3	2,82	2,20	3,091	1,17	1,26	0,795	1,056
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masses	-64,3	2,85	1,24	2,771	1,10	1,24	0,541	1,083
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	First mode	64,3	3,52	2,66	3,837	1,53	1,26	0,782	0,866
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	First mode	-64,3	3,51	2,02	3,778	1,52	1,24	0,625	0,862
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masses	64,3	3,20	1,51	2,716	1,27	1,39	0,563	1,064
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masses	-64,3	3,18	1,48	2,764	1,26	1,48	0,558	1,117
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	First mode	64,3	3,85	2,73	3,547	1,73	1,29	0,724	0,798
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	First mode	-64,3	3,89	1,98	3,889	1,71	1,23	0,562	0,782

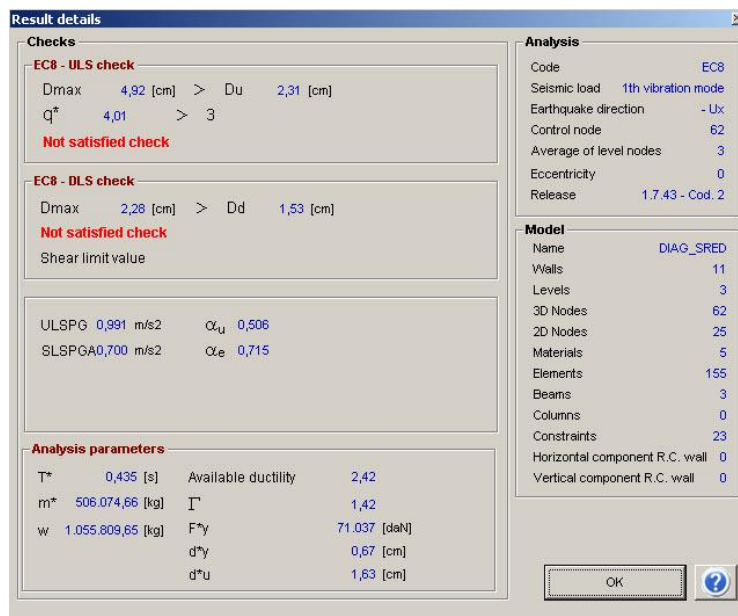
Slika 5.14: Tabelarni prikaz rezultatov vseh izbranih potisnih analiz.

Nadalje si lahko posamezno analizo tudi podrobneje ogledamo. Program nam v štirih različnih oknih prikaže rezultate v numerični in grafični obliki, kjer lahko vidimo: vozliščne pomike, vozliščne sile in reakcije ter sile v posameznih elementih (1), deformirano obliko stene z makroelementi (2), deformirano obliko konstrukcije v tlorisu (3) in dejansko ter idealizirano potisno krivuljo (4) (Slika 5.15).



Slika 5.15: Podrobnejši prikaz rezultatov izbrane potisne analize.

Kot vidimo na zgornji sliki, program omogoča tudi zelo pregledno prikazovanje poškodb in porušitev makroelementov v grafični obliki. Za posamezno steno si lahko ogledamo animacijo njenega obnašanja in v vsakem koraku potisne analize spremljamo poškodovanost makroelementov. Stopnja in vrsta poškodb sta prikazani z barvno legendo. Na spodnji sliki (Slika 5.16) so prikazani še podrobnejši rezultati seizmične analize.



Slika 5.16: Rezultati seizmične analize.

Količine na zgornji sliki so:

D_{max}	ciljni pomik MDOF sistema oz. zahteva potresa določena z metodo N2,
D_u	pomik pri mejnem stanju blizu porušitve (NC) - $D_{u,NC}$,
q^*	faktor obnašanja,
$ULSPGA$	maksimalni pospešek tal, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve (NC) - PGA_{NC} ,
T^*	elastični nihajni čas ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo,
m^*	masa ekvivalentnega SDOF sistema,
w	masa MDOF sistema (masa celotne stavbe),
$\mu_{available}$	dejanska duktilnost konstrukcije, dobljena kot razmerje med mejnim pomikom $D_{u,NC}$ in pomikom na meji elastičnosti D_y .

5.2.5 Kontrola rezultatov

Program primerja izračunani mejni pomik konstrukcije $D_{u,NC}$ s potresno zahtevo v smislu pomika D_{max} , ki ga predpisuje standard. Če je pogoj (5.1) izpolnjen, potem ima konstrukcija zadostno potresno odpornost.

$$D_{max} \leq D_{u,NC} . \quad (5.1)$$

Mejna vrednost pomika $D_{u,NC}$ za kontrolo mejnega stanja blizu porušitve je določena s točko, v kateri nosilnost konstrukcije pade na 80 % največje vrednosti (Slika 3.1).

V primeru, da je pogoj (5.1) izpolnjen je konstrukcija sposobna prenesti podani projektni pospešek temeljnih tal a_g , zato lahko zgornji pogoj zapišemo tudi drugače:

$$a_g \leq PGA_{NC} . \quad (5.2)$$

Maksimalni pospešek tal PGA , ki ga konstrukcija še lahko prenese, program izračuna skladno z N2 metodo. Pospešek določi na podlagi enačb (6.3) – (6.6), pri čemer elastični pospešek $S_{ae}(T^*)$ določi iz enačbe (4.14), vrednost faktorja obnašanja q_μ pa iz dejanske duktilnosti konstrukcije z enačbama (4.4) oz. (4.5). Pri tem je dejanska duktilnost določena z izrazom $\mu_{available} = D_{u,NC} / D_y$.

Potresno odpornost konstrukcije pa lahko izrazimo tudi s koeficientom potresne odpornosti SRC_u (angl. »ultimate seismic shear coefficient«), ki ga 3Muri sicer ne uporablja. Koeficient SRC_u , ki predstavlja razmerje med potresno nosilnostjo konstrukcije in težo stavbe, se primerja z mejnim strižnim koeficientom BSC_u (angl. »design base shear coefficient«), ki izraža razmerje med projektno potresno silo in težo stavbe.

Koeficient BSC_d izračunamo z enačbo:

$$BSC_d = \frac{F_b}{W} = \frac{2,5 a_g S \eta}{q}, \quad (5.3)$$

kjer je:

F_b projektna potresna sila,

W teža stavbe,

a_g projektni pospešek temeljnih tal za tip tal A,

S faktor tal,

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

q faktor obnašanja.

Koeficient SRC_u izračunamo z enačbo:

$$SRC_u = \frac{V_u}{W}, \quad (5.4)$$

kjer je:

V_u potresna nosilnost konstrukcije, ki jo razberemo iz potisne krivulje.

Konstrukcija ustreza zahtevam glede globalne potresne odpornosti, če je izpolnjen pogoj:

$$SRC_u \geq BSC_d \quad (5.5)$$

6 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI STARE UPRAVNE STAVBE RŽS IDRİJA

6.1 Opis stavbe

Stara upravna stavba Rudnika živega srebra Idrija (Slika 6.1) je bila zgrajena okrog leta 1952. Prvotno je bila enoetažna in je služila stanovanjskim namenom. Leta 1969 je bila adaptirana in nadzidana, njena namembnost pa spremenjena v pisarne. Večino podatkov za modeliranje in potresno analizo (konstrukcijska zasnova, vrsta zidovja in stropnih konstrukcij, tip tal) smo povzeli po projektu POTROG - Potresna ogroženost v Sloveniji za potrebe Civilne zaščite (2013). V okviru tega projekta so bile izdelane ocene potresne odpornosti 155 različnih objektov po Sloveniji, vključno z upravno stavbo. Metodo, ki je bila pri tem uporabljena, je opisana v uvodnem delu poglavja 6.5.

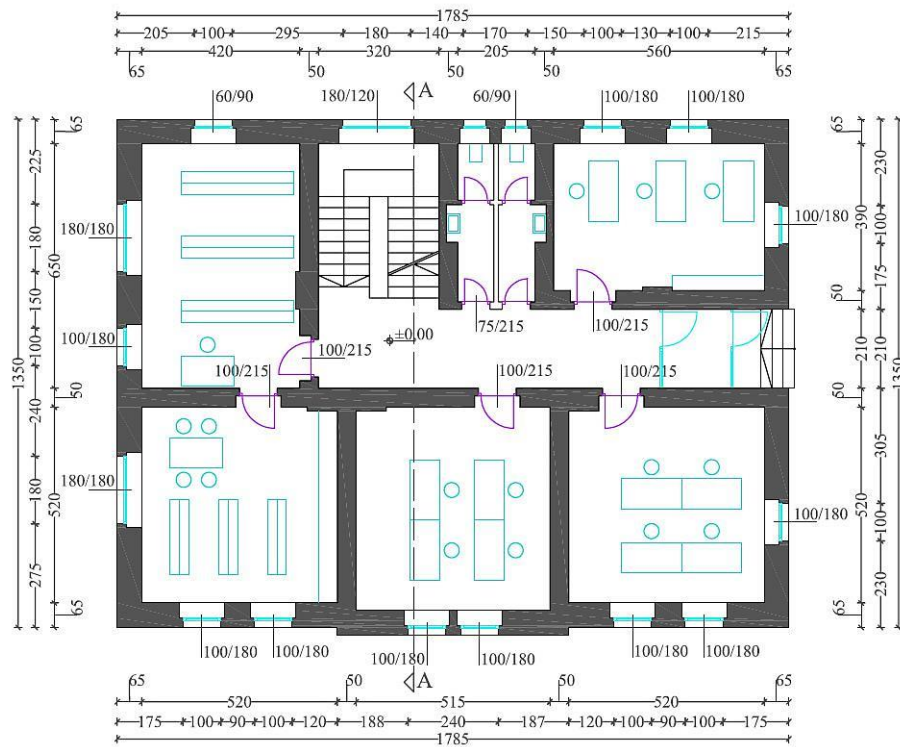


Slika 6.1: Obstoječe stanje stare upravne stavbe.

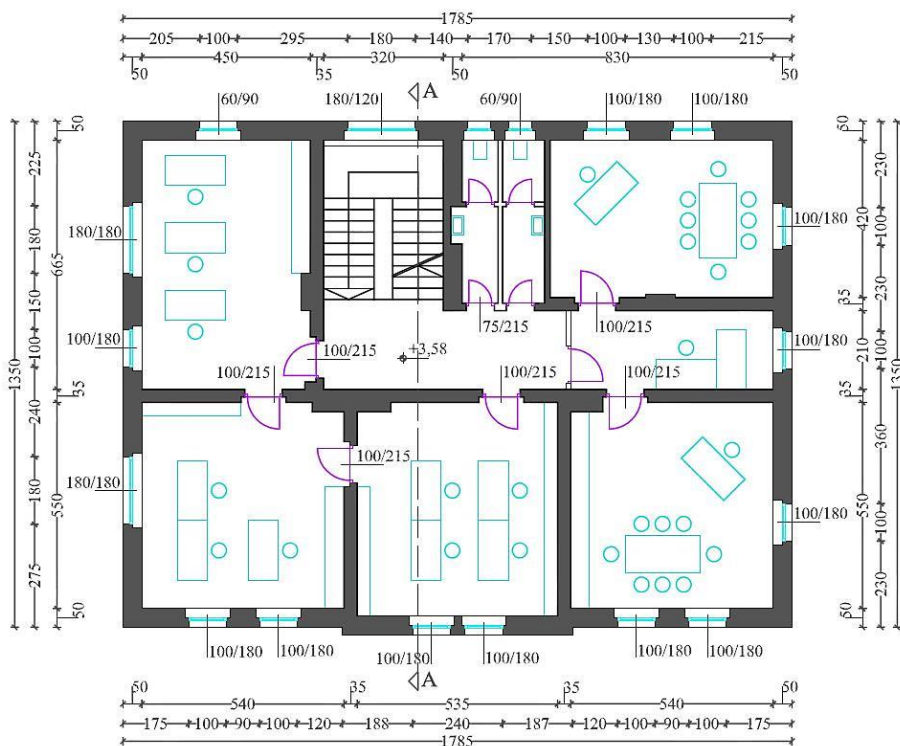
Načrte upravne stavbe je v okviru svoje diplomske naloge izdelal Primož Pavšič, univ. dipl. ing. arh. Priloženi načrti obsegajo:

- tloris pritličja ter prve in druge etaže (Slike 6.2 - 6.4),
- prečni prerez A-A (Slika 6.5) in
- štiri poglede fasad: JV, JZ, SZ in SV (Slike 6.11 - 6.14).

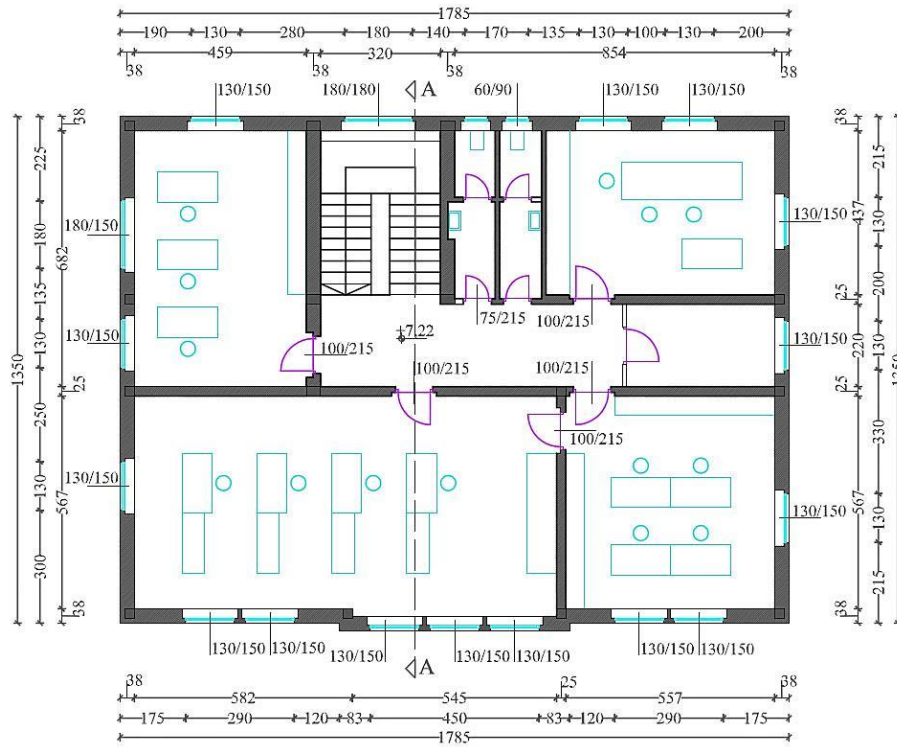
Stavba je pravokotne tlorisne oblike, dimenzij 17,9 · 13,5 m. Ima dve etaži, podkletena pa je le na vzhodnem tlorisnem vogalu. Pritličje (kota ±0,0 m) je 0,7 m nad nivojem terena, klet je na koti -3,3 m, etaži na kotah +3,6 m in +7,2 m, nižje neizkoriščeno podstrešje pa na koti +10,0 m. Vertikalno nosilno konstrukcijo sestavljajo narmirani zidovi različnih debelin. Zidovi v kleti, pritličju in prvi etaži so kamniti, zidovi v drugi etaži pa opečni. Debelina zidov v kleti in pritličju znaša 50 in 65 cm, v prvi etaži 35 in 50 cm, v drugi etaži pa 25 in 38 cm. Strop nad kletjo je opečnat obok. Nad pritličjem in prvo etažo je lesen strop, nad drugo etažo pa armiranobetonska plošča debeline 10 cm. Ostrešje je leseno, sestavljeno iz dveh kapnih in vmesnih leg, na katere so v razmiku 1,0 m pritrjeni špirovci, sledijo jim letve. Streha je pokrita z valovitim salonitom in je neizolirana.



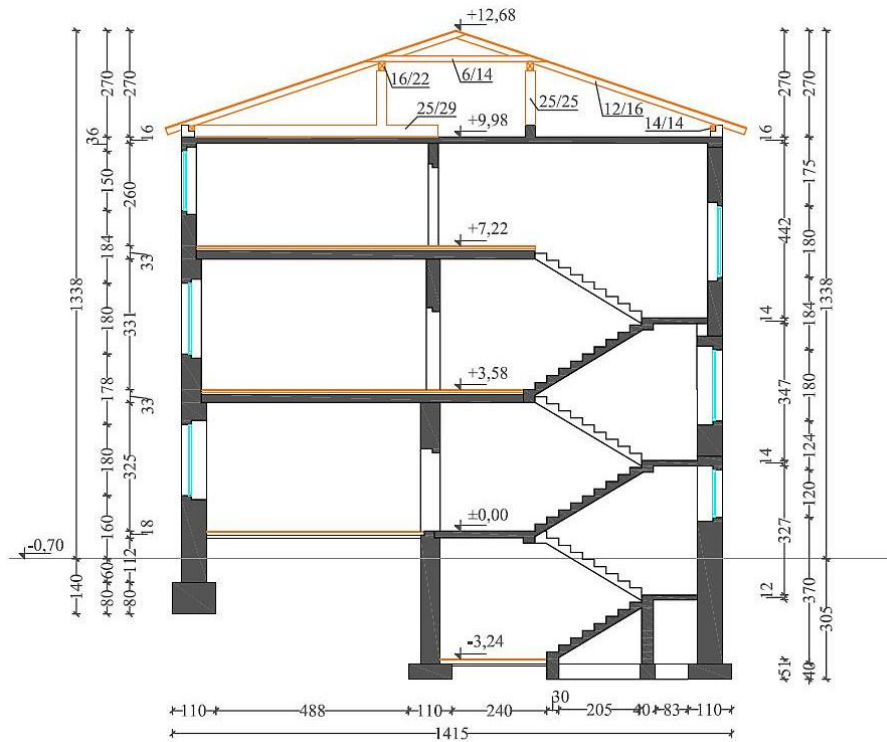
Slika 6.2: Tloris pritličja.



Slika 6.3: Tloris prve etaže.



Slika 6.4: Tloris druge etaže.



Slika 6.5: Prečni prerez A-A.

6.2 Mehanske lastnosti zidovja in varnostni faktorji

Mehanskih lastnosti obstoječega zidovja običajno ne moremo oceniti le na podlagi vizualnega pregleda, ampak so za to potrebne terenske oz. »in situ« preiskave. Te so največkrat zamudne in zelo drage, zato jih v okviru diplomske naloge nismo izvajali. Namesto tega smo vrednosti mehanskih lastnosti kamnitega in opečnega zidovja privzeli iz različnih virov (OPCM 3273, 2003; Tomaževič, 2009 in Uranjek, 2011). V njih so avtorji podali rezultate preiskav, ki so jih opravili na podobnih zidovih. Zaradi negotovosti privzetih podatkov, smo pri obeh tipih zidovja izbrali po tri nabore mehanskih lastnosti (Preglednici 6.1 in 6.2). Pri tem smo privzeli, da najmanjše in največje vrednosti predstavljajo spodnje in zgornje meje mehanskih lastnosti, ki jih lahko pričakujemo pri obravnavanih tipih zidovja.

Jasno je, da bi bile za natančnejšo analizo potrebne identifikacijske preiskave na terenu (npr. odstranjevanje ometa in odpiranje zidov), s katerimi bi ugotovili stanje in strukturo zidovja, dodatno pa še »in situ« preiskave, s pomočjo katerih bi določili dejanske vrednosti mehanskih lastnosti.

6.2.1 Kamnito zidovje

Glede na debelino kamnitih zidov v pritličju in prvem nadstropju (35 do 65 cm) predvidevamo, da je zidovje dvoslojno, sezidano iz grobo obdelanega ali neobdelanega kamna in apnene malte slabše kakovosti. Možni so tudi vmesni opečni vložki. Pri oceni mehanskih lastnosti kamnitega zidovja smo uporabili dva vira: Uranjek (2011) in Italijanski nacionalni standard (OPCM 3274, 2003) (Preglednica 6.1).

K1 predstavlja kamnito zidovje z najmanjšimi pričakovanimi karakteristikami. Vrednosti so dobljene na podlagi »in situ« preiskav, ki jih je Uranjek (2011) opravil na podeželski hiši v vasi Čezsoča iz leta 1948. Hiša je bila sezidana iz lomljenega apnenca in peščenjaka s posameznimi opečnimi vložki (Slika 6.6). Vrednosti za K2 in K3, ki predstavljajo kamnito zidovje s srednjimi oz. največjimi pričakovanimi karakteristikami, pa so povzete po Italijanskem nacionalnem standardu (OPCM 3274, 2003). Veljajo za zid iz neobdelanega kamna z omejeno debelino in polnim jedrom ter predstavljajo razpon vrednosti za tak tip zidovja (Slika 6.7).

Vrednosti strižnega modula G so v OPCM 3274 (2003) določene z razmerjem $G/E = 0,33$. V Tomaževič (2009) zasledimo, da so dejanske vrednosti razmerja za različne vrste zidovja bistveno manjše in se gibljejo med 0,06 in 0,25. Zato smo vrednosti strižnega modula G dodatno prepolovili in upoštevali razmerje $G/E = 0,17$ (Preglednica 6.1). Takšno razmerje v svoji podatkovni bazi upošteva tudi program 3Muri (S.T.A. Data, 2009b).

Preglednica 6.1: Ocenjene vrednosti mehanskih lastnosti kamnitega zidovja.

Vir	Oznaka	f_m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	G/E
(Uranjek, 2011)	K1	165	4,7	785	113	0,14
(OPCM 3274, 2003)	K2	200	3,5	1020	170	0,17
	K3	300	5,1	1440	240	0,17



Slika 6.6: Kamniti zid podeželske hiše v vasi Čezsoča (Uranjek, 2011).

Slika 6.7: Zid iz neobdelanega kamna z omejeno debelino in polnim jedrom (Ortonali, 2012).

6.2.2 Opečno zidovje

Glede na debelino opečnih zidov (38 cm) predvidevamo, da so ti sezidani iz polnih opečnih zidakov normalnega formata. Kot vezivo je najverjetneje uporabljena podaljšana apneno-cementna malta. Tudi za opečno zidovje smo del podatkov povzeli iz Italijanskega nacionalnega standarda (OPCM 3274, 2003), del pa iz Tomaževič (2009) (Preglednica 6.2).

O1 predstavlja opečno zidovje z najmanjšimi pričakovanimi karakteristikami. Vrednosti so dobljene na podlagi laboratorijskih preiskav preizkušancev sezidanih iz polnih opečnih zidakov (M10) in podaljšane apneno-cementne malte (M0,5) (Tomaževič, 2009). Vrednosti za O2 in O3, ki predstavljajo opečno zidovje s srednjimi oz. največjimi pričakovanimi karakteristikami, pa so povzete po Italijanskem nacionalnem standardu (OPCM 3274, 2003). Veljajo za zid iz polne opeke v apneni malti ter predstavljajo razpon vrednosti za tak tip zidovja (Slika 6.8).

Tudi pri opečnem zidovju smo vrednosti strižnih modulov G iz OPCM 3272 (2003) prepolovili in upoštevali razmerje $G/E = 0,17$.

Preglednica 6.2: Ocenjene vrednosti mehanskih lastnosti opečnega zidovja.

Vir	Oznaka	f_m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	G/E
(Tomaževič, 2009)	O1	180	2,7	250	40	0,16
(OPCM 3274, 2003)	O2	240	6,0	1200	200	0,17
	O3	400	9,2	1800	300	0,17



Slika 6.8: Zid iz polne opeke v apneni malti (Ortonali, 2012).

6.2.3 Varnostni faktorji

Ker smo mehanske lastnosti zidovja pridobili iz literature in nismo izvedli identifikacijskih preiskav na terenu, je naše poznavanje konstrukcije »omejeno«. V skladu z Evrokodom 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) zato upoštevamo faktor zaupanja, ki pripada ravni poznavanja KLI : $CF_{KLI} = 1,35$. Materialnega varnostnega faktorja γ_m kljub določilom standarda v našem primeru ne bomo upoštevali, saj so že srednje vrednosti same po sebi zelo majhne.

6.3 Obtežbe

Stalno in spremenljivo obtežbo smo določili v skladu s standardom Evrokod 1-1 (SIST EN 1991-1-1, 2004).

6.3.1 Stalna obtežba

- **Lesen strop nad pritličjem in prvo etažo:**

V preglednici 6.3 je podana stalna obtežba lesenih stropov nad pritličjem in prvo etažo. Privzeli smo, da sta stropni konstrukciji sestavljeni iz stropnikov dimenzij $b/h = 20/24$ cm ($e = 80$ cm) in prečnih desk debeline 2,4 cm. Na zgornji strani je sklop zaključen s parketom, na spodnji pa z apnenim ometom. Zaradi negotovosti pri dejanski sestavi lesenih stropov (morebitno peščeno nasutje, dodatne deske) in obtežbe opreme ter predelnih zidov, smo izračunano vrednost stalne obtežbe $1,0$ kN/m² povečali na $2,0$ kN/m².

Preglednica 6.3: Stalna obtežba lesenih stropov nad pritličjem in prvo etažo.

Konstrukcijski sklop	Dimenzije	Specifična teža γ (kN/m ³)	Stalna obtežba g [kN/m ²]
parket	$d = 1,0$ cm	7	0,07
deske	$d = 2,4$ cm	7	0,17
stropniki	$b/h = 20/24$ cm, $e = 80$ cm	7	0,42
deske	$d = 2,4$ cm	7	0,17
omet	$d = 1,0$ cm	18	0,18
			$\Sigma g = 1,0$

▪ **Armiranobetonski strop nad drugo etažo:**

V preglednici 6.4 je podana stalna obtežba armiranobetonskega stropa nad drugo etažo. Na zgornji strani plošče je izveden tanek sloj iz cementnega estriha, na spodnji strani pa apneni omet.

Preglednica 6.4: Stalna obtežba armiranobetonskega stropa nad drugo etažo.

Konstrukcijski sklop	Dimenzije	Specifična teža γ (kN/m ³)	Stalna obtežba g [kN/m ²]
cementni estrih	$d = 2,0$ cm	20	0,40
AB plošča	$d = 10$ cm	25	2,50
omet	$d = 1,0$ cm	18	0,18
			$\Sigma g = 3,1$

▪ **Zatrejni zidovi in strešna konstrukcija:**

V preglednici 6.5 je podana stalna obtežba zatrepnih zidov in strešne konstrukcije. Težo posameznih elementov smo enakomerno porazdelili na tlorisno površino strehe, ki znaša $17,20 \text{ m} \cdot 12,85 \text{ m} = 221 \text{ m}^2$.

Preglednica 6.5: Stalna obtežba zatrepnih zidov in strešne konstrukcije.

Konstrukcijski sklop	Dimenzije	Specifična teža γ (kN/m ³)	Stalna obtežba g [kN/m ²]
zatrejni zid	$d = 12$ cm, $A = 32 \text{ m}^2$	18	0,32
kapni legi	$b/h/l = 14/14/1910$ cm, $n = 2$	7	0,02
vmesni legi	$b/h/l = 16/22/1910$ cm, $n = 2$	7	0,04
špirovci	$b/h/l = 12/16/775$ cm, $n = 40$	7	0,20
letve	$b/h/l = 5/3/1910$ cm, $n = 30$	7	0,07
salonitne plošče	/	/	0,16
			$\Sigma g = 0,8$

Stalno obtežbo armiranobetonskega stropa ter zatrepnih zidov in strešne konstrukcije smo združili in vrednost zaokrožili na $g = 4,0 \text{ kN/m}^2$.

6.3.2 Spremenljiva obtežba

V preglednici 6.6 je podana spremenljiva obtežba, ki velja za pisarniške prostore (kategorija B). Na neizkoriščenem podstrešju spremenljive obtežbe nismo upoštevali. Ker se obravnavana stavba nahaja na lokaciji, ki je pod 1000 m nadmorske višine, obtežbe snega v kombinaciji s potresno obtežbo nismo upoštevali (SIST EN 1998-1, 2005).

Preglednica 6.6: Spremenljiva obtežba.

Površina	Spremenljiva obtežba q (kN/m ²)
tla v 1. in 2. etaži (kategorija B)	3,0
tla na neizkoriščenem podstrešju	0,0

6.3.3 Obtežne kombinacije

Pri določanju projektne potresne obtežbe moramo upoštevati vse stalne težnostne vplive (stalna obtežba in lastna teža nosilnih zidov, stropnih konstrukcij, strešne konstrukcije ter kritine) in spremenljive težnostne vplive (koristna obtežba v posameznih etažah). Celotna navpična (težnostna) obtežba se po posameznih zidovih razporedi v skladu z enačbo (6.1):

$$G = \sum_i N_i = \sum_i \sigma_{0i} A_i, \quad (6.1)$$

kjer je:

G teža stavbe nad obravnavanim prerezom,

N_i tlačna osna sila, ki deluje na i -ti zid,

σ_{0i} povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu i -tega zidu zaradi delovanja osne sile N_i ,

A_i površina vodoravnega prereza i -tega zidu.

V skladu z Evrokodom 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) za izračun povprečne tlačne napetosti v zidu zaradi težnostnih vplivov upoštevamo naslednjo obtežno kombinacijo:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i}, \quad (6.2)$$

kjer je:

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva j (stalne obtežbe in lastne teže),

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremenljivega vpliva i (koristne obtežbe),

$\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva i .

Koeficient za kombinacijo $\psi_{E,i}$ se izračuna z enačbo:

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i},$$

kjer je:

φ faktor, odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti etaže (Preglednica 6.7),

$\psi_{2,i}$ faktor za kvazistalno vrednost spremenljivega vpliva (Preglednica 6.8).

Preglednica 6.7: Vrednosti faktorja φ za izračun $\psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1, 2005).

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
kategorije A-C*	vrhnja etaža (streha)	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
kategorija D-F* in arhivi		1,0
* Kategorije so opredeljene v SIST EN 1991-1-1 (2004).		

Preglednica 6.8: Vrednosti faktorja $\psi_{2,i}$ (SIST EN 1998-1, 2005).

Vpliv	$\psi_{2,i}$
Koristna obtežba v stavbah po SIST EN 1991-1-1 (2004)	
Kategorija A: stanovanja	0,3
Kategorija B: pisarne	0,3
Kategorija H: strehe	0

Vpliv lastne teže in stalne obtežbe upoštevamo v celoti, delež koristne obtežbe pa določimo glede na namen uporabe prostorov v stavbi, pri čemer upoštevamo verjetnost, da bo konstrukcija v času potresa res obtežena z določeno koristno obtežbo.

6.3.4 Potresna obtežba

Za območje Idrije in tip obravnavane stavbe smo upoštevali naslednje parametre potresne obremenitve (SIST EN 1998-1, 2005):

- $\gamma_I = 1,0$ - stavba spada v II. kategorijo pomembnosti (običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije),
- $a_{gR} = 0,20$ g - referenčni projektni pospešek tal za tip tal A, ki ga razberemo iz Karte potresne nevarnosti Slovenije in
- tip tal C - globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov.

Pri določitvi tipa tal smo si pomagali s podatki, ki so za obravnavano stavbo navedeni v raziskovalnem projektu POTROG.

Elastični spekter pospeškov je po Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) definiran z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta^{2,5} - 1) \right], \quad (6.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g S \eta^{2,5}, \quad (6.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g S \eta^{2,5} \left[\frac{T_C}{T} \right], \quad (6.5)$$

$$T_C \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g S \eta^{2,5} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], \quad (6.6)$$

kjer je:

T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,

a_g projektni pospešek tal za tip tal A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,0 \cdot 0,20$ g = 0,20 g),

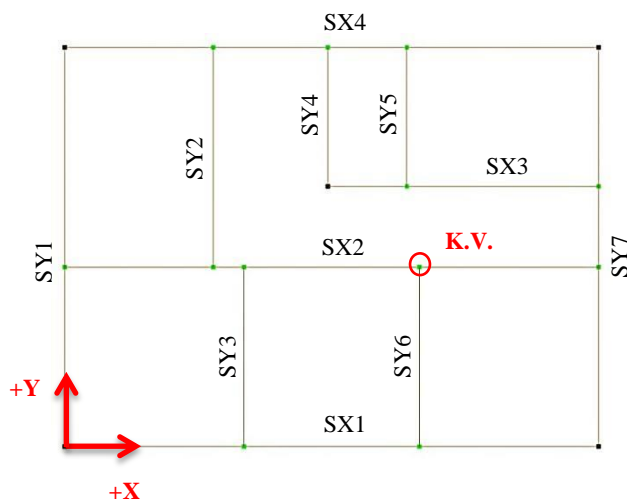
η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5 % viskoznega dušenja.

Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za tip tal C, so navedeni v nacionalnem dodatku k Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1:2005/A101, 2007):

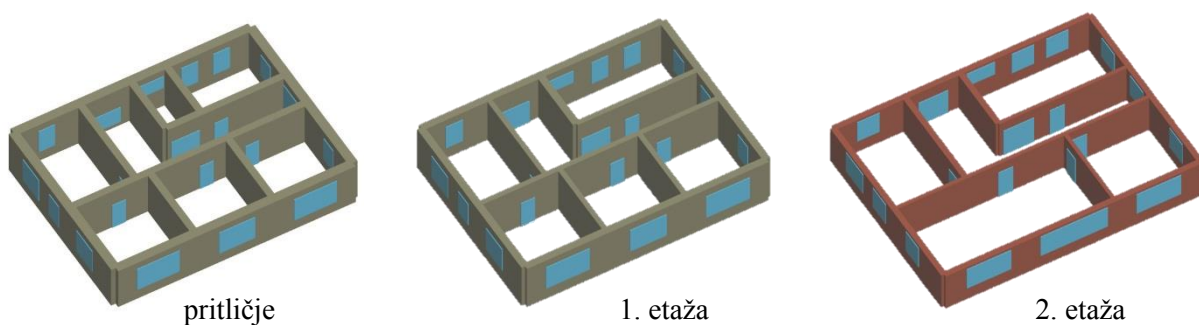
$S = 1,15$, $T_B = 0,2$ s, $T_C = 0,6$ s in $T_D = 2,0$ s.

6.4 Računski model za analizo

Računski model obravnavane konstrukcije je sestavljen iz 11-ih sten, od tega 4 potekajo v smeri globalne osi X (SX1 - SX4) in 7 v smeri globalne osi Y (SY1 - SY7) (Slika 6.9). Zunanje stene (SX1, SX4, SY1 in SY7) in vse notranje stene, razen sten SY3 in SY5, potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha konstrukcije. Stena SY3 je v pritličju in prvem nadstropju, stena SY5 pa le v pritličju (Slika 6.10).

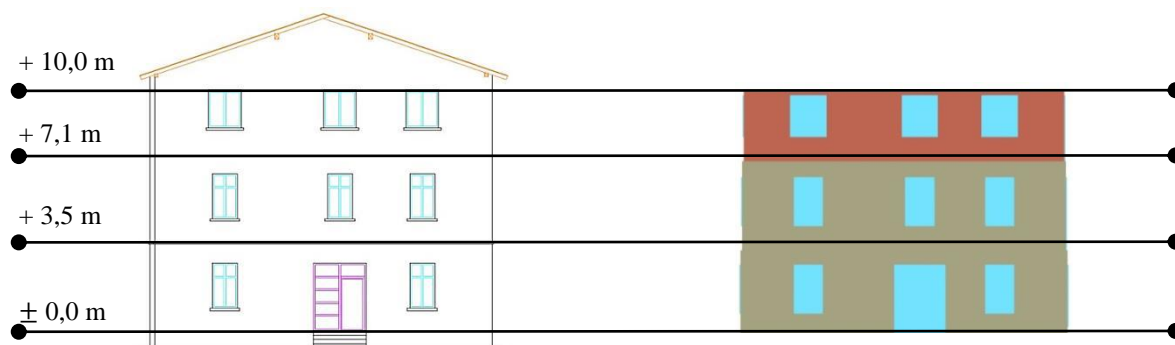


Slika 6.9: Mreža računskega modela konstrukcije v programu 3Muri.

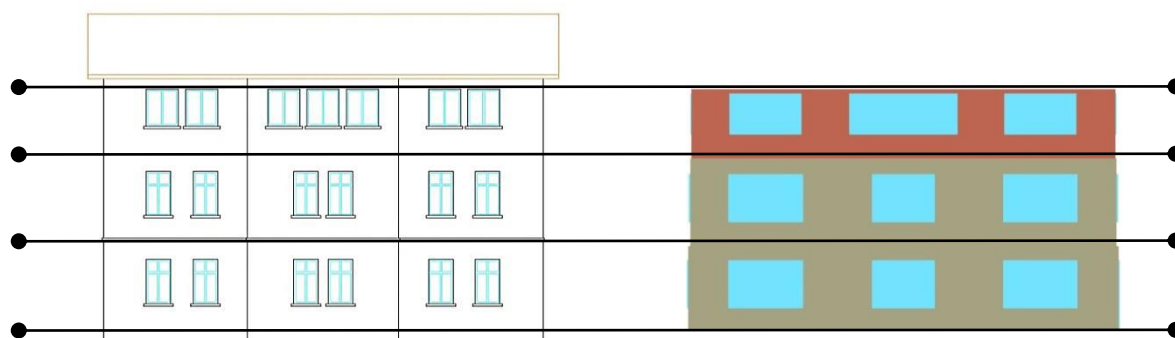


Slika 6.10: 3D prikaz posameznih etaž.

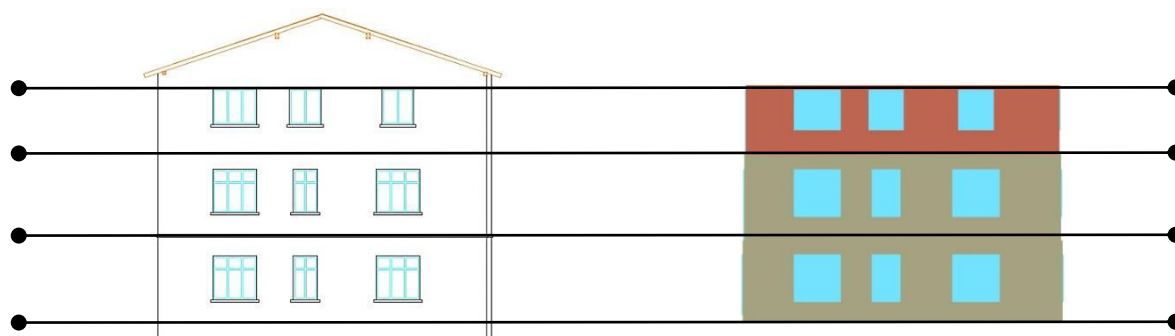
Višinske kote etaž znašajo: +3,5 m (prva etaža), +7,1 (druga etaža) in +10,0 m (podstrešje). Kote smo določili tako, da se ujemajo s težiščno ploskvijo stropnih konstrukcij. Pri modeliranju zidov smo upoštevali mehanske lastnosti iz preglednic 6.1 in 6.2, pri čemer smo vrednosti za tlačno trdnost f_m in strižno trdnost τ zmanjšali z varnostnim faktorjem v velikosti 1,35 (točka 6.2.3). Upoštevali smo tudi vpliv razpokanosti prevezov s faktorjem redukcije togosti v vrednosti 2 (SIST EN 1998-1, 2005). Debeline zidov smo določili skladno z načrti (Slike 6.2 - 6.4). Lesena stropa v prvi in drugi etaži smo modelirali kot podajna. Pri tem smo uporabili model lesenega stropu z deskami v eni smeri in z dobro sidranimi stropniki v zidove (Slika 5.10). Armiranobetonsko ploščo nad drugo etažo smo modelirali kot togo diafragma. Stalno in spremenljivo obtežbo stropov ter potresno obtežbo smo določili skladno s točkami 6.3.1, 6.3.2 in 6.3.4 ter enačbo (6.2).



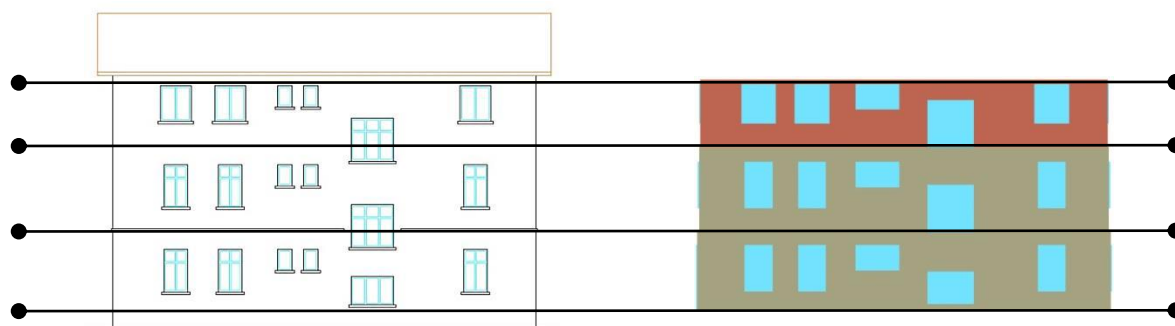
Slika 6.11: Jugovzhodna fasada.



Slika 6.12: Jugozahodna fasada.



Slika 6.13: Severozahodna fasada.



Slika 6.14: Severovzhodna fasada.

Pri modeliranju smo morali zaradi omejitev programa upoštevati tudi nekatere poenostavitve. Ker program ne omogoča modeliranja kletnih etaž, smo predpostavili, da so zidovi v pritličju togo vpeti v temeljna tla. Prav tako ne omogoča modeliranja medetažnih konstrukcij, zato smo okenske odprtine v stopnišču na severovzhodni fasadi nekoliko priredili (Slika 6.14). Izzidka na jugovzhodni fasadi nismo upoštevali, saj ta lahko povzroča težave pri obnašanju modela. Nekatera okna smo med seboj združili v eno odprtino (Sliki 6.12 in 6.14), saj zelo tanki medokenski slopi praktično nimajo vpliva na odpornost celotne konstrukcije v vodoravni smeri, zato smo jih zanemarili.

6.5 Potresna analiza

V tem poglavju smo na petih modelih obravnavali vpliv mehanskih lastnosti zidovja na globalno potresno odpornost konstrukcije. Posamezni modeli se med seboj razlikujejo le po vrednostih mehanskih lastnosti, ki smo jih pripisali opečnem in kamnitem zidovju. Kombinacije, ki smo jih pri tem tvorili, so navedene v spodnji preglednici.

Preglednica 6.9: Kombinacije mehanskih lastnosti zidovja za posamezne modele.

Primer	Model	Tip zidovja	Mehanske lastnosti	Mehanizmi
1	O1-K1	Opeka Kamen	O1 K1	strižni in upogibni
2	O2-K2	Opeka Kamen	O2 K2	strižni in upogibni
3	O3-K3	Opeka Kamen	O3 K3	strižni in upogibni
4	O3-K1	Opeka Kamen	O3 K1	strižni in upogibni
5	O1-K3	Opeka Kamen	O1 K3	strižni in upogibni
6	O1-K3	Opeka Kamen	O1 K3	prestrižni in upogibni

V primerih 1-3 (modeli O1-K1, O2-K2 in O3-K3) smo pri obeh tipih zidovja upoštevali najmanjše, srednje oz. največje vrednosti privzetih mehanskih lastnosti. Povsem verjetna sta tudi primera, ko je kamnito zidovje zelo šibko v primerjavi z opečnim in obratno, ko je opečno zidovje zelo šibko v primerjavi s kamnitim. To smo upoštevali v primerih 4 in 5 (modela O3-K1 in O1-K3). V primerih 1-5 smo za kritičen strižni mehanizem predpostavili mehanizem z nastankom diagonalnih razpok. V primeru 6 pa smo model O1-K3 dodatno analizirali še z upoštevanjem prestrižnega mehanizma.

Za kontrolno vozlišče, v katerem program izriše potisno krivuljo, smo izbrali vozlišče 62, ki se nahaja na vrhu konstrukcije in je najbližje centru mas (Slika 6.9). Izbira drugih kontrolnih vozlišča le malo vpliva na rezultate analize, saj je na vrhu konstrukcije toga diafragma, ki poveže etažne pomike.

Omenili smo že, da program 3Muri ponuja 24 različnih primerov analiz, ki predstavljajo vse možne kombinacije glede na smer potresa, razporeditev vodoravne obtežbe in slučajne 5 % ekscentričnosti mas. Obravnavanje vseh 24 analiz na petih modelih bi bilo, zaradi obsežnosti rezultatov, zelo zamudno. Zato smo pri vsakem modelu za X in Y smer izbrali le najbolj kritični analizi v smislu pospeška tal PGA_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve (NC), ki je definirano v točki 3.2.1. Pri tem smo pospešek tal $a_{g,NC}$ ali PGA_{NC} primerjali s pričakovanim projektnim pospeškom temeljnih tal, ki za obravnavano lokacijo znaša $a_g \cdot S = 0,20 \text{ g} \cdot 1,15 = 0,23 \text{ g}$. Izkaže se, da so pri vseh modelih kritične analize tipa $-X$ FM in $+Y$ FM, t.j. za razporeditev vodoravne obtežbe, ki ustreza prvi nihajni obliki (angl. »first mode« - FM). Pri analizah v $+Y$ smer smo dodatno upoštevali še slučajno 5 % ekscentričnost v pozitivni smeri ($+e_x$).

Potresno odpornost konstrukcije smo izrazili tudi s koeficientom potresne odpornosti SRC_u , ki ga primerjamo z mejnim strižnim koeficientom BSC_d . Obe količini sta definirani v točki 5.2.5. Pri računu koeficienta BSC_u smo upoštevali parametre potresne obremenitve iz točke 6.3.4 in faktor obnašanja, ki po Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) za nearmirane zidane konstrukcije znaša $q = 1,5$.

$$BSC_d = \frac{2,5 a_g S \eta}{q} = \frac{2,5 \cdot 0,2 \cdot 1,15 \cdot 1,0}{1,5} = 0,38 \quad (6.7)$$

Pri računu koeficienta SRC_u smo upoštevali težo stavbe, ki jo izračuna program ($W = 10560 \text{ kN}$). Ta se ujema z dejansko težo stavbe, kar smo preverili v točki 6.5.7.

Tudi v okviru projekta POTROG (2013) so potresne odpornosti obravnavanih objektov izrazili s koeficientom SRC_u , pri čemer so uporabili model etažnega strižnega mehanizma ob predpostavki togih stropov. Za razliko od 3Murija, ki obravnava konstrukcijo kot celoto, je pri omenjenem modelu potresna odpornost konstrukcije enaka potresni odpornosti kritične etaže. Ta pa je enaka vsoti strižnih nosilnosti posameznih zidov kritične etaže v X oz. Y smeri, ki so izračunani skladno z enačbo (3.8). Dobljene koeficiente SRC_u so nato reducirali s faktorjem, ki upošteva vpliv podajnih stropov na potresno odpornost objekta. Ta je bil odvisen od števila etaž in vrste stropnih konstrukcij. Potrebne podatke za oceno so pridobili s pregledom obstoječe tehnične dokumentacije v kombinaciji z vizualnimi ogledi objektov. Iz projekta žal ni razvidno kakšne so bile upoštewane vrednosti mehanskih lastnosti materialov (npr. strižne trdnosti zidovja). Za upravno stavbo je bil koeficient SRC_u ocenjen na vrednost 0,12. Kot bomo videli v nadaljevanju, smo tudi v programu 3Muri prišli do podobnih vrednosti.

6.5.1 Primer 1: Model O1-K1

V primeru 1 smo pri opečnem in kamnitem zidovju upoštevali najmanjše vrednosti mehanskih lastnosti (Preglednica 6.10). Zaradi manjše debeline opečnih zidov (25 - 38 cm) v primerjavi s kamnitimi (35 - 50 cm) in zaradi bistveno večjih vrednosti elastičnega in strižnega modula kamnitega zidovja K1, pride na prehodu iz prve v drugo etažo do velikega padca v togosti konstrukcije. Zato pričakujemo, da bodo pri potresni obremenitvi kritični opečni zidovi v drugi etaži.

Preglednica 6.10: Mehanske lastnosti uporabljene v modelu O1-K1.

Material	Oznaka	f_m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
Opeka	O1	133	2,0	250	40
Kamen	K1	122	3,5	785	113
Razmerje K1 / O1		0,91	1,75	3,14	2,83

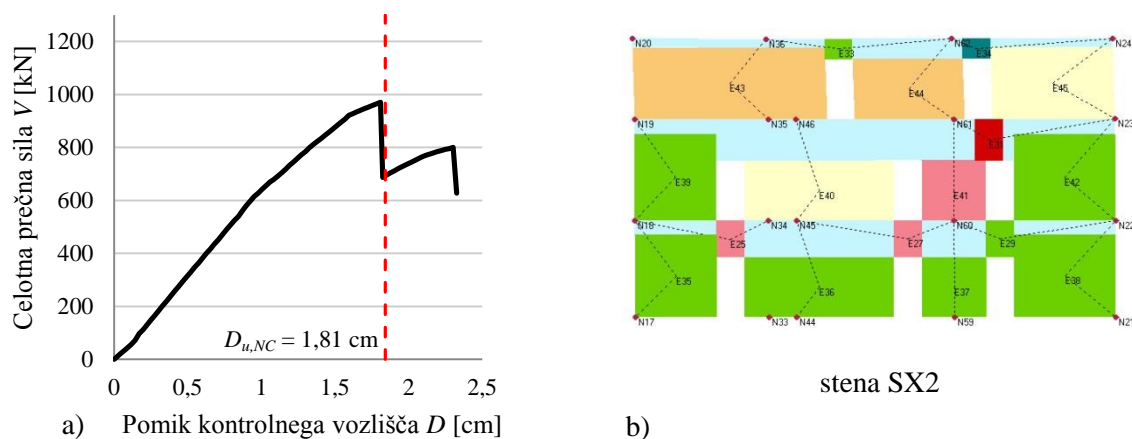
Rezultati:

Potisni krivulji in poškodovanost elementov so za potres v $-X$ in $+Y$ smeri prikazani na slikah 6.15 in 6.16. Ostali globalni rezultati potisnih analiz za model O1-K1 so zbrani v preglednici 6.11.

Preglednica 6.11: Rezultati kritičnih analiz v smeri $-X$ in $+Y$ za model O1-K1.

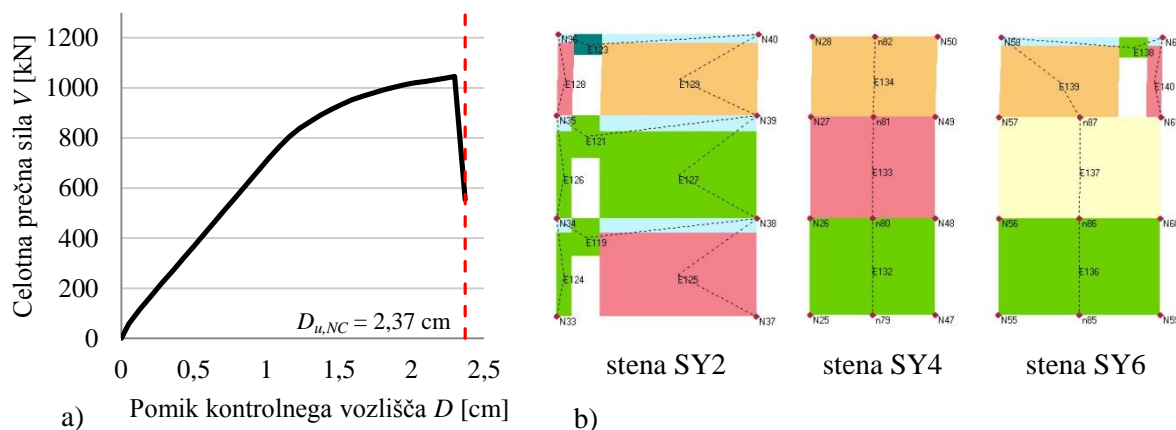
Kritična analiza	V [kN]	SRC_u	D_{max} [cm]	$D_{u,NC}$ [cm]	PGA_{NC}	D_y [cm]	μ	T^* [s]
$-X$ FM	971	0,09	6,4	1,81	0,062 g	1,40	1,29	0,50
$+Y$ FM	1071	0,10	6,1	2,37	0,084 g	1,44	1,65	0,48

V $-X$ smeri se konstrukcija poruši takoj, ko doseže svojo nosilnost $V = 971$ kN ($SRC_u = 0,09$) pri mejnem pomiku $D_{u,NC} = 1,8$ cm. Pri tem se v zgornji etaži hkrati strižno porušita opečna zidova v notranji steni SX2. V trenutku porušitve potisna krivulja pade na 71 % nosilnosti stavbe, drugi padec krivulje pa predstavlja strižno porušitev še tretjega zidu v drugi etaži.



Slika 6.15: a) Potisna krivulja v $-X$ smeri za O1-K1 in b) prikaz poškodb stene SX2 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$.

Konstrukcija se podobno obnaša tudi v +Y smeri. Do krhke porušitve pride takoj, ko doseže svojo nosilnost $V = 1071$ kN ($SRC_u = 0,10$) pri mejnem pomiku $D_{u,NC} = 2,4$ cm. Pri tem se v zgornji etaži hkrati strižno porušijo opečni zidovi v vseh notranjih stenah SY2, SY4 in SY6, zato prečna sila v potisni krivulji pade na 53 % največje vrednosti.



Slika 6.16: a) Potisna krivulja v +Y smeri za O1-K1 in b) prikaz poškodb sten SY2, SY4 in SY6 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$.

Komentar rezultatov:

Strižna porušitev zidov je bila pričakovana, saj so tlačne obremenitve v zgornji etaži relativno majhne, zelo majhna pa je tudi privzeta strižna trdnost opečnega zidovja O1 v primerjavi s tlačno trdnostjo. Potisni krivulji sta brez platoja, kar nakazuje na zelo majhno duktilnost konstrukcije v obeh smereh ($\mu_x = 1,29$ in $\mu_y = 1,65$). To pomeni, da konstrukcija med potresom ni sposobna sipati energije in je zato njena porušitev krhka. To je predvsem posledica podajnih stropov, ki ne omogočajo učinkovitega razporejanja potresne obtežbe s porušeni zidov na nepoškodovane dele konstrukcije. Zato je kapaciteta celotne konstrukcije omejena le s kapaciteto najbolj kritičnih zidov v drugi etaži. Ker leseni stropi povezujejo zidove le v Y smeri, se potresna obtežba v tej smeri bolje razporedi po celotni konstrukciji kot v X smeri (poškodujejo se tudi zidovi v spodnjih etažah). Na to nakazuje tudi naklon potisne krivulje za +Y smer, ki zaradi širjenja poškodb pred doseženo največjo prečno silo postopno pada.

Konstrukcija v +Y smeri doseže nekoliko večjo nosilnost kot v -X smeri. Na sliki 6.10 vidimo, da imajo zunanji zidovi v X smeri veliko število odprtín, notranji zidovi v Y smeri pa so praktično brez prebojev. Zato zidovi v Y smeri predstavljajo večji delež nosilne konstrukcije, ki sodeluje pri prenašanju potresne obtežbe. Zaradi istega razloga sta tudi kapaciteta v smislu mejnega pomika $D_{u,NC}$ in pospeška tal PGA_{NC} večja v +Y smeri. V skladu s standardom program primerja mejni pomik $D_{u,NC}$ s ciljnim pomikom D_{max} , ki predstavlja zahtevo potresa. Na podlagi N2 metode (točka 4.3.5) program izračuna ciljna pomika v velikosti $D_{max,x} = 6,4$ cm in $D_{max,y} = 6,1$ cm. Vidimo, da sta za obe smeri

potresni zahtevi bistveno večji od deformacijske kapacitete ($D_{max} > D_{u,NC}$), zato konstrukcija ni skladna z zahtevami standarda. Zahtevana pomika D_{max} sta velika, kar je posledica manjše togosti konstrukcije (večjega nihajnega časa T^*) in majhne razpoložljive duktilnosti μ . Pri preverjanju globalne potresne odpornosti, program primerja tudi maksimalni pospešek tal PGA_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve. Pospešek PGA_{NC} program oceni na podlagi N2 metode na način, ki smo ga opisali v točki 5.2.5. Za obe smeri sta pospeška tal $PGA_{NC,x} = 0,06$ g in $PGA_{NC,y} = 0,08$ g bistveno manjša od pričakovanega projektnega pospeška tal $a_g = 0,23$ g in posledično konstrukcija tudi v tem pogledu ni skladna standardom.

Opomba:

Poudariti moramo, da sta zelo majhni vrednosti ocenjenega pospeška tal PGA_{NC} posledica izredno slabe kvalitete opečnega zidovja O1 oz. zelo nizke strižne trdnosti ($\tau = 2,0$ N/cm²), ki smo jo privzeli v računu. Trdnost zidovja ima namreč precejšen vpliv na potresno odpornost konstrukcije. Glede na to, da Idrija leži na območju srednje potresne nevarnosti, predvidevamo, da se je v obdobju, ko stavba stoji, potres s tako majhnimi pospeški že zgodil. Ker na stavbi poškodb v omenjenem obsegu na srečo ni videti, predvidevamo, da je material v resnici boljši, kot smo predpostavili.

6.5.2 Primer 2: Model O2-K2

V primeru 2 smo pri opečnem in kamnitem zidovju upoštevali srednje vrednosti privzetih karakteristik zidovja (Preglednica 6.12). Če primerjamo preglednici 6.10 in 6.12 opazimo, da so v primeru 2 razlike med mehanskimi lastnostmi kamnitega in opečnega zidovja bistveno manjše kot v primeru 1. Elastični in strižni modul opečnega zidovja sta večja kot pri kamnitem, zato na prehodu iz prve v drugo etažo ne pride do velike spremembe v togosti konstrukcije. Ker je tudi strižna trdnost opečnega zidovja večja kot pri kamnitem, pričakujemo, da se bo tokrat porušni mehanizem prestavil v nižjo etažo.

Preglednica 6.12: Mehanske lastnosti uporabljene v modelu O2-K2.

Material	Oznaka	f_m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
Opeka	O2	178	4,4	1200	200
Kamen	K2	148	2,6	1020	170
Razmerje K2 / O2		0,83	0,60	0,85	0,85

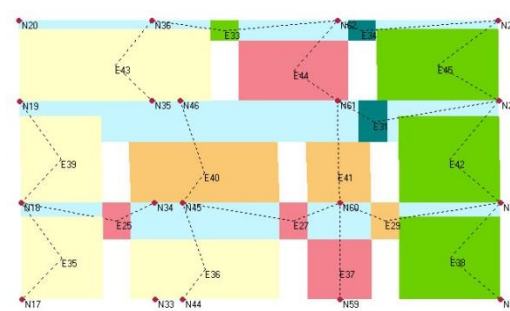
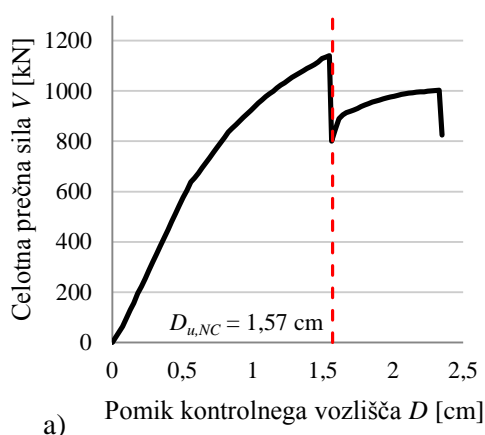
Potisni krivulji in poškodovanost elementov so za potres v $-X$ in $+Y$ smeri prikazane na slikah 6.17 in 6.18. Ostali globalni rezultati potisnih analiz za model O2-K2 so zbrani v preglednici 6.13.

Rezultati:

Preglednica 6.13: Rezultati kritičnih analiz v smeri -X in +Y za model O2-K2.

Kritična analiza	V [kN]	SRC_u	D_{max} [cm]	$D_{u,NC}$ [cm]	PGA_{NC}	D_y [cm]	μ	T^* [s]
-X FM	1141	0,11	4,90	1,57	0,074 g	1,00	1,56	0,44
+Y FM	1030	0,10	4,48	2,12	0,103 g	0,80	2,67	0,40

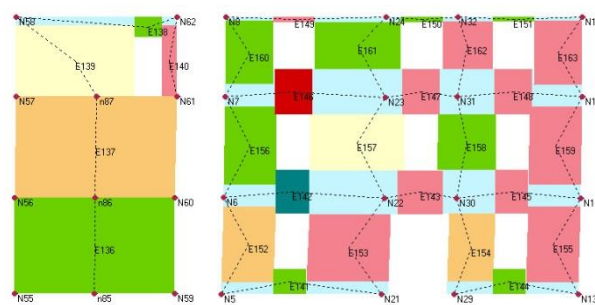
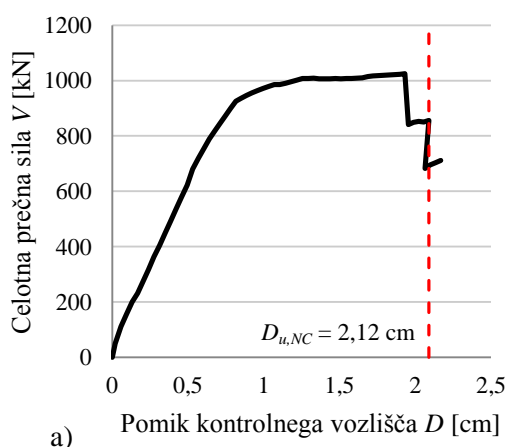
V -X smeri se konstrukcija poruši takoj, ko doseže svojo nosilnost $V = 1141$ kN ($SRC_u = 0,11$), pri mejnem pomiku $D_{u,NC} = 1,6$ cm. Tokrat se v prvi etaži strižno porušita kamnita zidova v steni SX2, kar povzroči padec potisne krivulje na 70 % nosilnosti stavbe.



stena SX2

Slika 6.17: a) Potisna krivulja v -X smeri za O2-K2 in b) prikaz poškodb stene SX2 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$.

V +Y smeri konstrukcija doseže nosilnost $V = 1030$ kN ($SRC_u = 0,10$), mejni pomik blizu porušitve pa znaša $D_{u,NC} = 2,1$ cm. V strigu najprej odpove zid v steni SY6, kar povzroči prvi padec potisne krivulje na 82 % nosilnosti stavbe. Z večanjem pomika se v pritličju strižno porušita še zidova v steni SY7, kar povzroči drugi padec krivulje na 67 % nosilnosti stavbe.



stena SY6

stena SY7

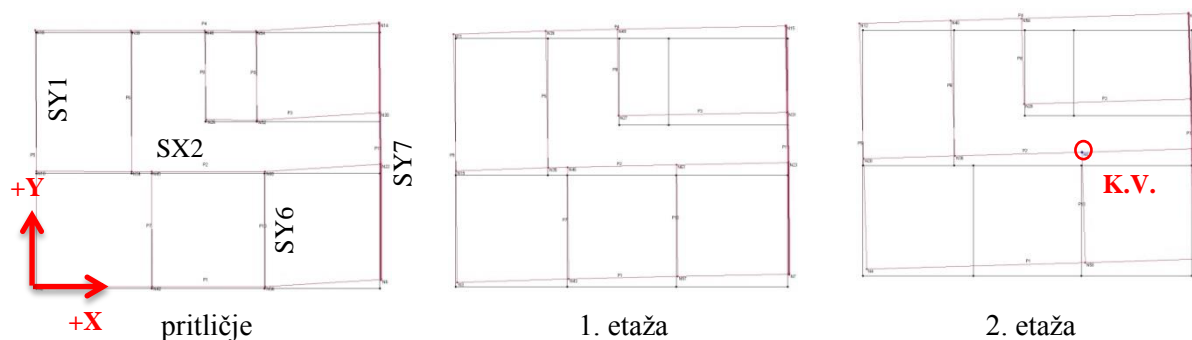
Slika 6.18: a) Potisna krivulja v +Y smeri za O2-K2 in b) prikaz poškodb sten SY6 in SY7 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$.

Komentar rezultatov:

V $-X$ smeri se nosilnost konstrukcije glede na primer 1 poveča za 18 %. Na to vplivajo nekoliko boljše privzete mehanske lastnosti opečnega (O2) in kamnitega zidovja (K2) ter nivo vertikalnih napetosti, ki je v kamnitih zidovih prve etaže večji kot v opečnih zidovih druge etaže. Večji nivo vertikalnih napetosti v kombinaciji z boljšimi materialnimi karakteristikami pa pomeni večjo strižno nosilnost kamnitih zidov zaradi striga (ta raste v odvisnosti od nivoja napetosti) in zaradi upogiba. Ker lesena stropa celotno obtežbo prenašata le na zidove, ki potekajo v X smeri, je to še dodaten razlog za veliko povečanje nosilnosti konstrukcije v tej smeri.

V $+Y$ smeri pa se nosilnost konstrukcije celo zmanjša za 4 %, kar je posledica drugačnega porušnega mehanizma v primerjavi s prejšnjim primerom. V primeru 1 je nosilnost konstrukcije naraščala vse dokler se hkrati niso porušili trije močni zidovi (Slika 6.16b), v primeru 2 pa je prišlo do postopne odpovedi zidov, kar je povzročilo prvi padec krivulje pri manjši doseženi nosilnosti.

Takšen porušni mehanizem je posledica torzijskega zasuka konstrukcije (Slika 6.19). Torzijo povzročata slučajna 5 % ekscentričnost mas v $+X$ smeri in ekscentričnost kontrolnega vozlišča (K.V.) glede na center mas, ki se nahaja približno na polovici stene SX2. Zaradi torzijskega zasuka so pomiki na desni strani konstrukcije večji, s tem pa tudi obremenitve v elementih. Poškodbe zidov v steni SY7 nakazujejo na mehanizem mehke etaže v pritličju (Slika 6.18b). Stena SY1 na skrajno levi strani pa zaradi majhnih pomikov ostane praktično nepoškodovana.



Slika 6.19: Torzijski zasuk konstrukcije pri delovanju potresa v $+Y$ smeri (pomiki so $5\times$ povečani).

Na zgornji sliki lahko opazujemo tudi vpliv podajnih stropov v primerjavi s togo diafragmo, s katero smo modelirali armiranobetonsko ploščo v drugi etaži. Vidimo, da se v drugi etaži zaradi toge povezave vsa vozlišča enakomerno premaknejo, tlorisna postavitev sten pa ostane nespremenjena. V pritličju pa je situacija precej drugačna, saj podajni strop dopušča, da se opazno premaknejo le vozlišča v steni SY7, medtem ko preostali del konstrukcije ostane na mestu. Zunanja stena SY7 je namreč zaradi številnih odprtih šibkejša in bolj podajna od notranjih sten in se zato tudi bolj premakne.

Opazimo, da so v steni SX2 (Slika 6.17b) poškodbe dokaj enakomerno porazdeljene po celotni višini, kar je posledica manjših razlik v togostih posameznih etaž. Tudi v tem primeru je potisna krivulja za $-X$ smer brez platoja, saj je prišlo do hipne porušitve konstrukcije (Slika 6.17a). Posledično je razpoložljiva duktilnost konstrukcije zelo majhna ($\mu_x = 1,56$), kar je pri zidanih konstrukcijah tudi nekako pričakovano. Duktilnost se je opazneje povečala le v $+Y$ smeri ($\mu_y = 2,67$), kar je najverjetneje posledica drugačnega porušnega mehanizma, ki omogoča sipanje energije v večjem številu zidov kot v primeru 1. Večja duktilnost je vidna tudi na potisni krivulji (Slika 6.18a), ki ima izrazitejši plato.

Mejna pomika $D_{u,NC}$ sta se zaradi povečanja togosti konstrukcije v obeh smereh zmanjšala. Zmanjšala sta tudi pomika na meji elastičnosti D_y , ki ju program določi v postopku idealizacije potisne krivulje (točka 4.3.2). To je logično, saj se pri bolj togih konstrukcijah prve poškodbe pojavijo pri manjših pomikih. Za obe smeri delovanja potresa sta mejna pomika $D_{u,NC}$ manjša od zahtevanih ciljnih pomikov, ki znašata $D_{max,x} = 4,9$ cm in $D_{max,y} = 4,5$ cm, kar pomeni, da konstrukcija tudi v primeru 2 ne dosega kriterijev, ki jih določa standard. Zaradi povečanja togosti konstrukcije se zmanjšata tudi nihajna časa za obe smeri, ki znašata $T_x^* = 0,44$ s in $T_y^* = 0,40$ s. Nihajna časa program izračuna po enačbi (4.11). Po pričakovanjih sta se dosežena pospeška tal PGA_{NC} v obeh smereh povečala. Pospeška znašata $PGA_{NC,x} = 0,07$ g in $PGA_{NC,y} = 0,10$ g, kar je glede na primer 1 za 19 % več v $-X$ smeri in za 23 % več v $+Y$ smeri. Kljub povečanju pa konstrukcija tudi v tem pogledu ne izpolnjuje zahtev standarda, saj sta pospeška tal pri katerih nastopi mejno stanje blizu porušitve manjša od pričakovanega pospeška temeljnih tal $a_g = 0,23$ g.

Opomba:

Tudi v tem primeru sta dobljeni vrednosti pospeška tal PGA_{NC} zelo majhni, predvsem v $-X$ smeri, kar je zopet posledica zelo majhne privzete strižne trdnosti zidovja. Tokrat je kritičen parameter zelo nizka strižna trdnost kamnitega zidovja K2 ($\tau = 2,6$ N/cm²), katere vrednost je zelo podobna strižni trdnosti opečnega zidovja O1 ($\tau = 2,0$ N/cm²), ki je v prejšnjem primeru narekovala potresno odpornost konstrukcije. Zaradi zelo majhne razlike v trdnostih se tudi pospeška tal PGA_{NC} v tem primeru nista bistveno povečala. Glede na zelo majhno kapaciteto konstrukcije, predvidevamo, da smo tudi v primeru 2 podcenili dejansko kvaliteto materiala.

6.5.3 Primer 3: Model O3-K3

V primeru 3 smo pri opečnem in kamnitem zidovju upoštevali največje vrednosti privzetih mehanskih lastnosti (Preglednica 6.14), ki jih lahko pričakujemo za obe vrsti zidovja. Če primerjamo preglednici 6.12 in 6.14 opazimo, da so razmerja med mehanskimi lastnostmi zelo podobna, zato lahko tudi v primeru 3 pričakujemo porušitev po kamnitih zidovih.

Preglednica 6.14: Mehanske lastnosti uporabljene v modelu O3-K3.

Material	Oznaka	f_m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
Opeka	O3	296	6,7	1800	300
Kamen	K3	222	3,8	1440	240
Razmerje K3 / O3		0,75	0,57	0,80	0,80

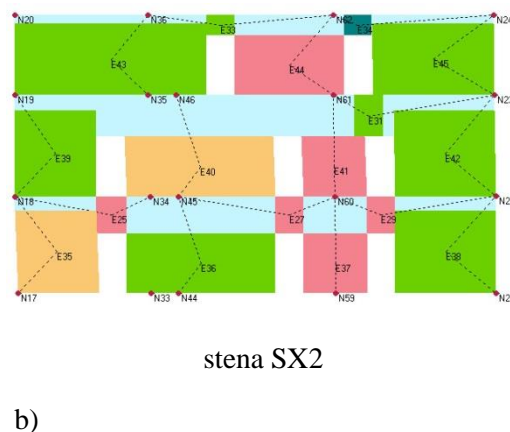
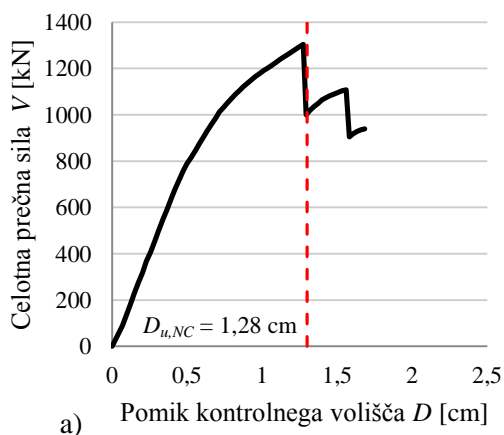
Rezultati:

Potisni krivulji in poškodovanost elementov so za potres v $-X$ in $+Y$ smeri prikazani na slikah 6.20 in 6.21. Ostali globalni rezultati potisnih analiz za model O3-K3 so zbrani v preglednici 6.15.

Preglednica 6.15: Rezultati kritičnih analiz v smeri $-X$ in $+Y$ za model O3-K3.

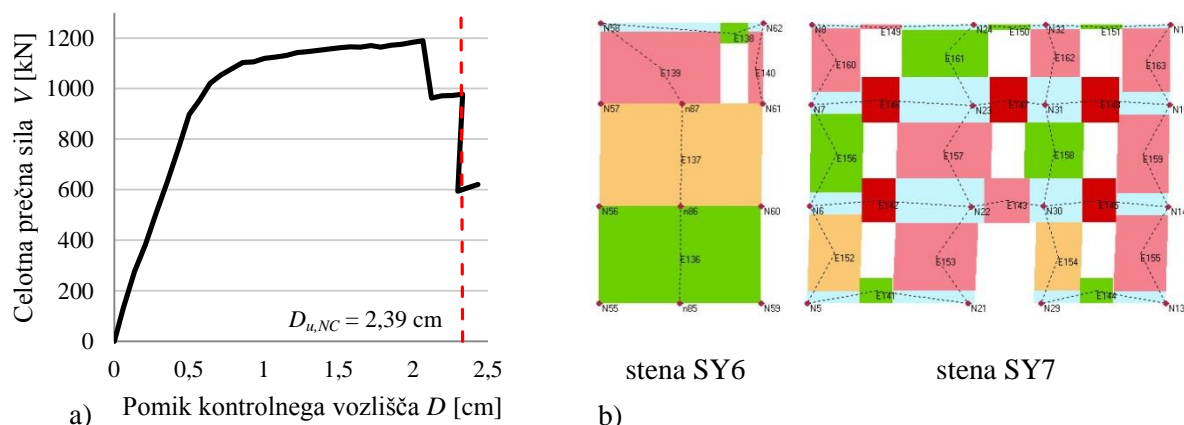
Kritična analiza	V [kN]	SRC_u	D_{max} [cm]	$D_{u,NC}$ [cm]	PGA_{NC}	D_y [cm]	μ	T^* [s]
$-X$ FM	1304	0,12	3,88	1,28	0,082 g	0,78	1,58	0,36
$+Y$ FM	1192	0,11	3,60	2,39	0,140 g	0,65	3,75	0,34

V $-X$ smeri konstrukcija doseže nosilnost $V = 1304$ kN ($SRC_u = 0,12$), mejni pomik blizu porušitve pa znaša $D_{u,NC} = 1,3$ cm. Ponovno so kritični kamniti zidovi v steni SX2, v kateri se najprej strižno poruši zid v prvi etaži, kar povzroči prvi padec potisne krivulje na 77 % nosilnosti stavbe. Z večanjem pomika se strižno poruši še zid v pritličju, kar predstavlja drugi padec krivulje na 69 % nosilnosti stavbe.



Slika 6.20: a) Potisna krivulja v $-X$ smeri za O3-K3 in b) prikaz poškodb stene SX2 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$.

V +Y smeri konstrukcija doseže nosilnost $V = 1192 \text{ kN}$ ($SRC_u = 0,11$), mejni pomik blizu porušitve pa znaša $D_{u,NC} = 2,4 \text{ cm}$. Porušni mehanizem nastopi s strižno poružitvijo zidov v stenah SY6 in SY7 ter upogibno poružitvijo preklad v steni SY7. Prvi padec potisne krivulje (na 81 %) predstavlja porušitev zidu v steni SY6, drugi padec (na 61 %) pa porušitev zidov v steni SY7. Ostale notranje stene v prvi in drugi etaži se poškodujejo strižno ali upogibno, odvisno od kombinacije geometrijskih in materialnih karakteristik ter vertikalne obtežbe.



Slika 6.21: a) Potisna krivulja v +Y smeri za O3-K3 in b) prikaz poškodb sten SY6 in SY7 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$.

Komentar rezultatov:

Primer 2 in 3 imata v obeh smereh zelo podobne porušne mehanizme, zato je vpliv povečanja mehanskih lastnosti zidovja na nosilnost konstrukcije v obeh smereh približno enak. Glede na primer 2 se nosilnost konstrukcije v -X smeri poveča za 14 %, v +Y smeri pa za 15 %.

Opazimo, da so poškodbe v steni SX2 (Slika 6.20b) skoncentrirane bolj v pritličju in prvi etaži, saj so tokrat upoštevane mehanske lastnosti opečnega zidovja O3 še nekoliko boljše od tistih pri kamnitem zidovju K3. Potisna krivulja za -X smer je ponovno brez platoja, kar zopet nakazuje na zelo majhno duktilnost konstrukcije v tej smeri ($\mu_x = 1,58$), ki se kljub velikemu povečanju mehanskih lastnosti praktično ni spremenila. Porušni mehanizem v +Y smeri je zopet posledica torzijskega zasuka konstrukcije, ki povzroči preobremenitve v desnem delu konstrukcije (steni SY6 in SY7). Glede na primer 2, se je duktilnost v +Y smeri še povečala ($\mu_y = 3,75$), saj je prišlo tudi do upogibne poružitve večine preklad v steni SY7, kar je omogočalo večje sipanje energije.

Tudi tokrat se zaradi povečanja togosti konstrukcije prve poškodbe pojavijo pri manjših pomikih (pomika na meji elastičnosti D_y sta se zmanjšala). Občutno sta se zmanjšala tudi nihajna časa ($T_x^* = 0,36 \text{ s}$ in $T_y^* = 0,34 \text{ s}$). Za obe smeri delovanja potresa sta mejna pomika $D_{u,NC}$ še vedno manjša od zahtevanih ciljnih pomikov, ki tokrat znašata $D_{max,x} = 3,9 \text{ cm}$ in $D_{max,y} = 3,6 \text{ cm}$. Dosežena pospeška

tal PGA_{NC} sta se povečala v obeh smereh in znašata $PGA_{NC,x} = 0,08$ g in $PGA_{NC,y} = 0,14$ g, kar je glede na primer 2, za 11 % več v $-X$ smeri in za 36 % več v $+Y$ smeri. Če pogledamo enačbe s katerimi ocenimo pospešek tal PGA (glej točko 5.2.5), ugotovimo, da je razlog za tako veliko povečanje pospeška v $+Y$ smeri večja duktilnost konstrukcije in kapaciteta v smislu pospeška na meji tečenja S_{ay} . Še vedno pa sta maksimalna pospeška tal PGA_{NC} , ki ju konstrukcija še lahko prenese, manjša od pričakovanega pospeška temeljnih tal $a_g = 0,23$ g.

Opomba:

Vrednost ocenjenega pospeška tal PGA_{NC} v $-X$ smeri je še vedno zelo majhna, medtem ko je v $+Y$ smeri vrednost že bolj realna. Razlog za tako majhno kapaciteto konstrukcije v $-X$ smeri bi lahko iskali tudi pri lesenih stropih, ki ne povezujejo nosilnih zidov v X smeri (togost stropov pravokotno na stropnike je ničelna). Zato je celotna potresna odpornost konstrukcije bolj ali manj odvisna le od dveh kritičnih kamnitih zidov, ki pa imata zaradi nizke privzete strižne trdnosti zidovja K3 ($\tau = 3,8$ N/cm²) majhno nosilnost. V $+Y$ smeri pa je zaradi boljše povezave zidov obnašanje konstrukcije bolj duktilno, kar seveda omogoča večjo kapaciteto.

Vidimo torej, da v nobenem od zgoraj obravnavanih primerov konstrukcija ne izpolnjuje strogih zahtev standarda Evrokod 8-3, kar je bilo tudi pričakovano. Izjemno nizka potresna odpornost je bila posledica predvsem zelo nizkih strižnih trdnosti zidovja in tudi podajnih stropov, ki niso omogočali, da bi zidovi med seboj sodelovali pri prevzemanju potresne obremenitve. Zaradi zelo majhnega razpona vrednosti strižnih trdnost kamnitega zidovja ($\tau = 2,6 - 3,8$ N/cm²), ki ga glede na italijanski standard OPCM 3274 (2003) za obravnavano vrsto zidovja lahko pričakujemo, se potresne odpornosti posameznih modelov niso bistveno razlikovale.

6.5.4 Primer 4: Model O3-K1

V primeru 4 smo pri opečnem zidovju upoštevali največje, pri kamnitem zidovju pa najmanjše vrednosti mehanskih lastnosti (Preglednica 6.16). V tem primeru bomo opazovali kolikšen vpliv ima opečno zidovje na globalno obnašanje konstrukcije. Glede na rezultate v prejšnjih primerih ne pričakujemo, da bo konstrukcija dosegla zahtevano potresno odpornost.

Preglednica 6.16: Mehanske lastnosti uporabljene v modelu O3-K1.

Material	Oznaka	f_m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
Opeka	O3	296	6,7	1800	300
Kamen	K1	122	3,5	785	113
Razmerje K1 / O3		0,41	0,52	0,43	0,38

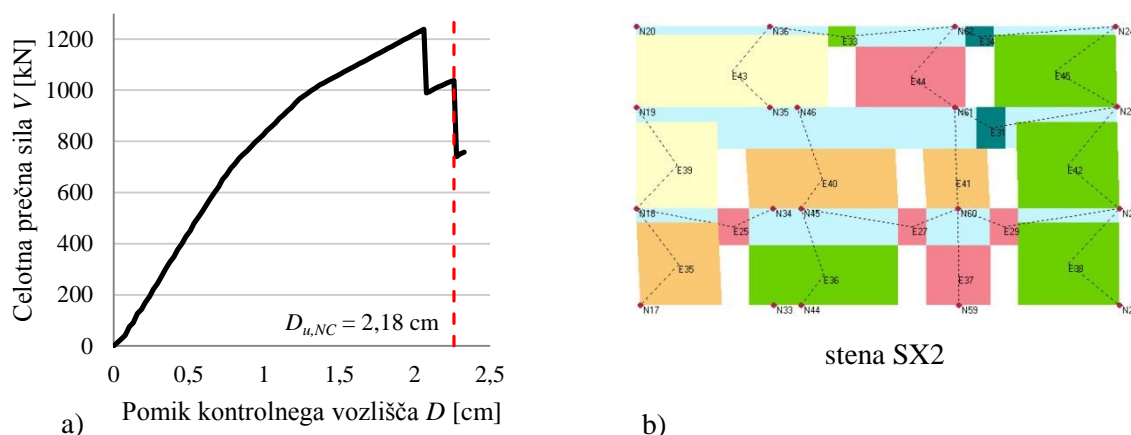
Rezultati:

Potisni krivulji in poškodovanost elementov so za potres v $-X$ in $+Y$ smeri prikazani na slikah 6.22 in 6.23. Ostali globalni rezultati potisnih analiz za model O3-K1 so zbrani v preglednici 6.17.

Preglednica 6.17: Rezultati kritičnih analiz v smeri $-X$ in $+Y$ za model O3-K1.

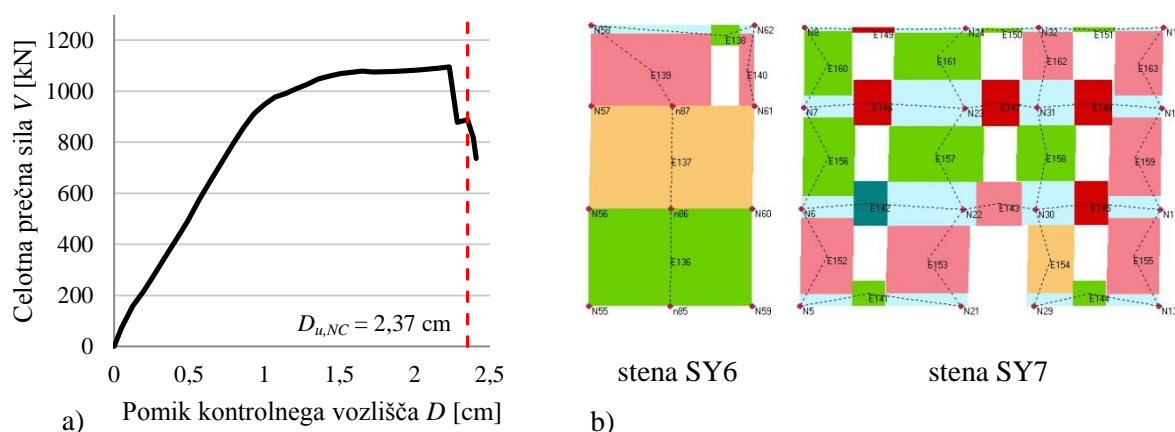
Kritična analiza	V [kN]	SRC_u	D_{max} [cm]	$D_{u,NC}$ [cm]	PGA_{NC}	D_y [cm]	μ	T^* [s]
$-X$ FM	1238	0,12	5,63	2,18	0,085 g	1,29	1,69	0,50
$+Y$ FM	1102	0,10	5,12	2,37	0,099 g	1,07	2,21	0,46

V $-X$ smeri konstrukcija doseže nosilnost $V = 1238$ kN ($SRC_u = 0,12$), mejni pomik blizu porušitve pa znaša $D_{u,NC} = 2,2$ cm. Ponovno je kritična stena SX2. Najprej se strižno porušita kamnita zidova v prvi etaži, kar povzroči padec potisne krivulje na 80 % nosilnosti stavbe. Z večanjem pomika se strižno poruši še kamniti zid v pritličju, kar povzroči še drugi padec krivulje na 60 % nosilnosti stavbe.



Slika 6.22: a) Potisna krivulja v $-X$ smeri za O3-K1 in b) prikaz poškodb stene SX2 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$.

V +Y smeri konstrukcija doseže nosilnost $V = 1102$ kN ($SRC_u = 0,10$), mejni pomik blizu porušitve pa znaša $D_{u,NC} = 2,2$ cm. Porušni mehanizem nastopi s strižno porušitvijo zidov v stenah SY6 in SY7 ter upogibno porušitvijo nekaterih preklad v steni SY7. Prvi padec potisne krivulje (na 80 %) predstavlja porušitev zidu v steni SY6, drugi padec (na 65 %) pa porušitev zidu v steni SY7.



Slika 6.23: a) Potisna krivulja v +Y smeri za O3-K1 in b) prikaz poškodb sten SY6 in SY7 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$.

Komentar rezultatov:

Opazimo, da je obnašanje konstrukcije podobno kot v primerih 2 in 3. V $-X$ smeri so poškodbe dokaj enakomerno razporejene po višini, hkrati pa se poruši tudi zid v pritličju. Tudi v tem primeru je porušni mehanizem v +Y smeri posledica torzijskega zasuka konstrukcije.

V $-X$ smeri se nosilnost konstrukcije glede na primer 1 (model O1-K1) poveča za 27 %, kar je posledica bistveno boljše kvalitete opečnega zidovja O3, ki je upoštevan v obravnavanem primeru. Glede na primer 3 (model O3-K3) se je nosilnost v $-X$ smeri zmanjšala le za 5 %. To je zaradi zelo majhne razlike strižnih trdnosti materialov K1 in K3, posledično pa se tudi nosilnosti kamnitih zidov bistveno ne razlikujejo. V +Y smeri se nosilnost konstrukcije glede na primer 1 poveča le za 3 %, kar je zopet posledica drugačnega porušnega mehanizma, ki ga povzroči torzijski zasuk. Glede na primer 3 pa se nosilnost v +Y zaradi majhnega razpona vrednosti strižne trdnosti kamnitega zidovja ponovno zmanjša le za 8 %.

Potisna krivulja za $-X$ smer je brez platoja, kar nakazuje na zelo majhno duktilnost konstrukcije ($\mu_x = 1,69$), ki pa je v obravnavanem primeru celo največja. Razlog za to je večji mejni pomik $D_{u,NC}$ v $-X$ smeri, ki smo ga odčitali pri drugem padcu potisne krivulje (v ostalih primerih smo mejni pomik odčitali pri prvem padcu krivulje). Tudi v +Y smeri se duktilnost glede na primer 1 poveča ($\mu_y = 2,21$), kar je posledica drugačnega porušnega mehanizma, ki omogoča boljše sipanje energije.

Konstrukcija se glede na primer 1 močno poškoduje pri večjih mejnih pomikih $D_{u,NC}$, ki sta vseeno občutno manjša od zahtevanih ciljnih pomikov ($D_{max,x} = 5,6$ cm in $D_{max,y} = 5,1$ cm). Tudi pospeška tal $PGA_{NC,x} = 0,09$ g in $PGA_{NC,y} = 0,10$ g sta se glede na primer 1 povečala in sicer za 37 % v $-X$ smeri in 12 % v $+Y$ smeri. Tokrat gre veliko povečanje pospeška tal PGA_{NC} v $-X$ smeri predvsem na račun večje duktilnosti. Konstrukcija torej tudi v tem primeru ne bi prenesla pričakovanega pospeška temeljnih tal $a_g = 0,23$ g.

6.5.5 Primer 5: Model O1-K3

V primeru 5 smo za opečno zidovje upoštevali najmanjše, za kamnito zidovje pa največje vrednosti mehanskih lastnosti (Preglednica 6.18). Ker je bilo že v primeru 1 kamnito zidovje močnejše od opečnega, bo sedaj, ko smo povečali mehanske lastnosti kamnitega zidovja, ta razlika le še večja in lahko ponovno pričakujemo porušni mehanizem v zgornji etaži. V tem primeru bomo torej lahko opazovali kolikšen vpliv ima kamnito zidovje na globalno obnašanje konstrukcije.

Preglednica 6.18: Mehanske lastnosti uporabljene v modelu O1-K3.

Material	Oznaka	f_m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
Opeka	O1	133	2,0	250	40
Kamen	K3	222	3,8	1440	240
Razmerje K3 / O1		1,67	1,90	5,67	6,00

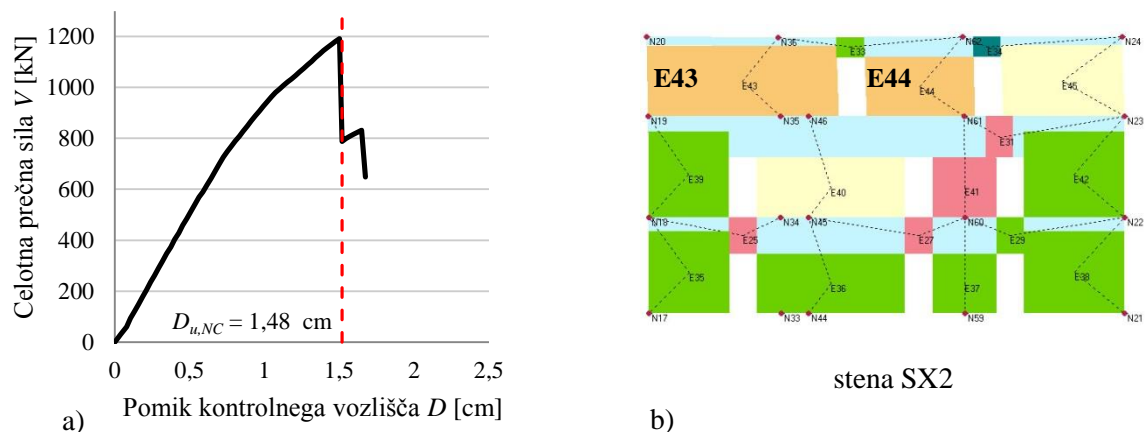
Rezultati:

Potisni krivulji in poškodovanost elementov so za potres v $-X$ in $+Y$ smeri prikazani na slikah 6.24 in 6.25. Ostali globalni rezultati potisnih analiz za model O1-K3 so zbrani v preglednici 6.19.

Preglednica 6.19: Rezultati kritičnih analiz v smeri $-X$ in $+Y$ za model O1-K3.

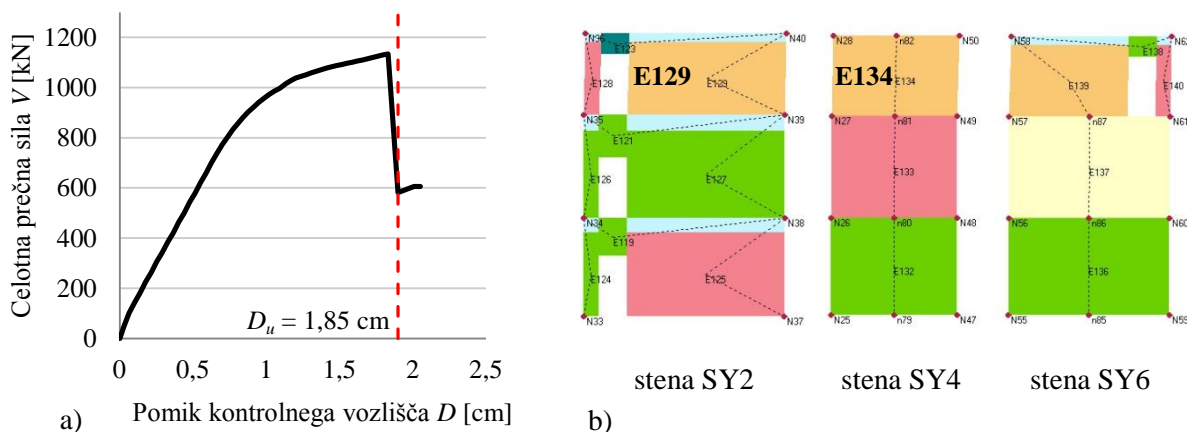
Kritična analiza	V [kN]	SRC_u	D_{max} [cm]	$D_{u,NC}$ [cm]	PGA_{NC}	D_y [cm]	μ	T^* [s]
$-X$ FM	1155	0,11	4,37	1,48	0,086 g	1,13	1,31	0,37
$+Y$ FM	1139	0,11	4,28	1,85	0,102 g	0,99	1,86	0,36

V $-X$ smeri se konstrukcija poruši takoj, ko doseže svojo nosilnost $V = 1155$ kN ($SRC_u = 0,11$) pri mejnem pomiku $D_{u,NC} = 1,5$ cm. Ponovno se v zgornji etaži hkrati strižno porušita opečna zidova v notranji steni SX2, kar povzroči padec potisne krivulje na 66 % nosilnosti stavbe.



Slika 6.24: a) Potisna krivulja v $-X$ smeri za O3-K1 in b) prikaz poškodb stene SX2 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$.

Konstrukcija se podobno obnaša tudi v $+Y$ smeri. Do krhke porušitve pride takoj, ko doseže svojo nosilnost $V = 1139$ kN ($SRC_u = 0,11$) pri mejnem pomiku $D_{u,NC} = 1,9$ cm. Pri tem se v zgornji etaži hkrati strižno porušijo opečni zidovi v vseh notranjih stenah SY2, SY4 in SY6, zato prečna sila v potisni krivulji pade na 51 % nosilnosti stavbe.



Slika 6.25: a) Potisna krivulja v $+Y$ smeri za O1-K3 in b) prikaz poškodb sten SY2, SY4 in SY6 pri mejnem pomiku $D_{u,NC}$.

Povečanje mehanskih lastnosti kamnitega zidovja glede na primer 1 (model O1-K1) ni imelo nobenega vpliva na obliko porušnega mehanizma. Tudi tokrat so bili zaradi velikega padca togosti kritični opečni zidovi v drugi etaži. Povečanje karakteristik kamnitega zidovja zato ni imelo velikega vpliva na razpoložljivo duktilnost konstrukcije ($\mu_x = 1,30$ in $\mu_y = 1,86$), saj je bila ta ponovno odvisna od opečnih zidov v drugi etaži. Izboljšanje karakteristik kamnitega zidovja pa je imelo velik vpliv na povečanje togosti konstrukcije, kar se odraža z občutno manjšima nihajnjima časoma ($T_x^* = 0,36$ s $T_y^* = 0,37$ s), ki sta praktično enaka vrednostma v primeru 3 (model O3-K3), ko smo upoštevali

najboljše karakteristike pri obeh tipih zidovja. Kamnito zidovje predstavlja večinski del vertikalne nosilne konstrukcije, zato je njegov vpliv tudi tako velik.

Glede na primer 1 se dosežena mejna pomika $D_{u,NC}$ v obeh smereh zmanjšata, konstrukcija pa ponovno ne izpolnjuje zahteve glede globalne potresne odpornosti ($D_{max} < D_{u,NC}$). Zahtevana ciljna pomika tokrat znašata $D_{max,x} = 4,4$ cm in $D_{max,y} = 4,3$ cm. Po pričakovanjih se pospeška tal PGA_{NC} glede na primer 1 povečata ($PGA_{NC,x} = 0,09$ g in $PGA_{NC,y} = 0,10$ g) in sicer za 39 % v $-X$ smeri ter za 21 % v $+Y$ smeri. Vidimo, da konstrukcija tudi v tem primeru ne bi prenesla pričakovanega projektnega pospeška tal $a_g = 0,23$ g.

6.5.6 Primer 6: Model O1-K3 (analiza z upoštevanjem prestrižnega mehanizma)

V praksi se strižni mehanizem z zdrsom pogosto pojavi pri šibkih opečnih zidovih pod togo strešno konstrukcijo, kjer so tlačne napetosti nizke in pospeški med potresom veliki. Za model O1-K3, pri katerem so kritični opečni zidovi v drugi etaži, je torej smiselno narediti tudi analizo z upoštevanjem prestrižnega mehanizma. Hkrati pa bomo s tem izpolnili tudi zahtevo standarda Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), ki kot kritičen mehanizem zaradi strižnih napetosti predpostavlja le strižni mehanizem z zdrsom. Rezultati kritičnih potisnih analiz za model O1-K3 pri upoštevanju prestrižnega mehanizma so podani v spodnji preglednici.

Preglednica 6.20: Rezultati kritičnih analiz v smeri $-X$ in $+Y$ za model O1-K3 pri upoštevanju prestrižnega mehanizma.

Kritična analiza	V [kN]	SRC_u	D_{max} [cm]	$D_{u,NC}$ [cm]	PGA_{NC}	D_y [cm]	μ	T^* [s]
$-X$ FM	1115	0,11	4,21	1,42	0,087 g	1,04	1,36	0,36
$+Y$ FM	1025	0,10	4,24	1,89	0,101 g	0,86	2,20	0,35

Če primerjamo preglednici 6.19 in 6.20 vidimo, da se v primeru upoštevanja prestrižnega mehanizma globalna odpornost konstrukcij ni dosti spremenila. Nekoliko se je zmanjšala le nosilnost konstrukcije in sicer za 4 % v $-X$ smeri ter za 11 % v $+Y$ smeri, ostali globalni rezultati ($D_{u,NC}$ in PGA_{NC}) pa so praktično enaki. To je nekako pričakovano, saj gre v obeh primerih za identično konstrukcijo.

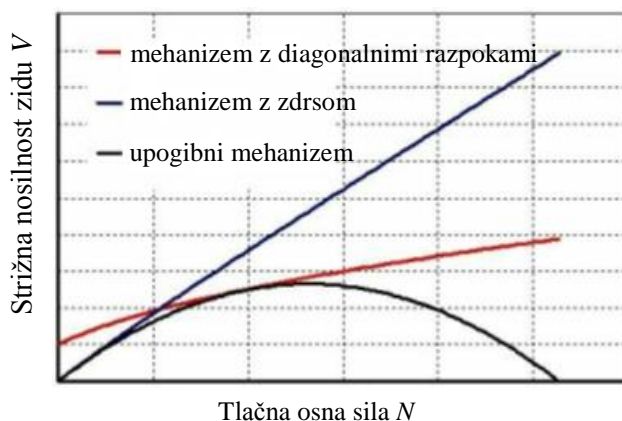
V preglednici 6.21 smo za nekatere kritične opečne zidove v X in Y smeri (Sliki 6.24b in 6.25b) naredili primerjavo nosilnosti pri različnih načinih porušitve. Pri tem smo strižni nosilnosti V_u za mehanizem z zdrsom in diagonalnimi razpokami izračunali na podlagi enačb (3.5) - (3.8). Upogibno nosilnost zidov pa smo po enačbi (3.4) izrazili z ekvivalentno prečno silo M_u / ah .

Preglednica 6.21: Izračun strižne nosilnosti opečnih zidov zaradi striga in upogiba.

Zid	Mehanizem	Dimenzije zidov			Notranje sile v zidovih				Nosilnost zidov	
		D [cm]	t [cm]	h [cm]	N_{3Muri} [kN]	F_{3Muri} [kN]	$M_{3muri,max}$ [kNm]	$M_{3muri,min}$ [kNm]	V_u [kN]	M_u / ah [kN]
E43 (X)	ZDRS	689	25	257	136	89	128	100	89	304
E43 (X)	DIAG.	689	25	257	133	98	136	115	98	310
E44 (X)	ZDRS	393	25	215	111	60	103	26	60	116
E44 (X)	DIAG.	393	25	215	111	64	169	31	64	108
E129 (Y)	ZDRS	553	38	257	82	68	99	76	68	152
E129 (Y)	DIAG.	553	38	257	72	92	141	96	92	126
E134 (Y)	ZDRS	448	38	288	74	55	84	74	55	105
E134 (Y)	DIAG.	448	38	288	66	77	128	94	77	86

Iz preglednice 6.21 je razvidno, da mehanizem z zdrsom opečnim zidovom nudi manjšo nosilnost kot mehanizem z nastankom diagonalnih razpok, kar je označeno z rumeno barvo. Zato se tudi nosilnost na globalnem nivoju zmanjša. Manjša nosilnost opečnih zidov pri prestižnem mehanizmu je posledica zelo majhnih tlačnih osnih sil, ki so prisotne v zgornji etaži.

Vpliv nivoja tlačne osne sile N na strižno nosilnost zidu pri različnih porušnih mehanizmih je prikazan sliki 6.26. Če primerjamo oba strižna mehanizma, opazimo, da je pri zelo majhni tlačni sili merodajen mehanizem z zdrsom. Pri večjem nivoju tlačne sile pa postane merodajen mehanizem z diagonalnimi razpokami, saj z naraščanjem tlačne sile strižna nosilnost pri prestrigu narašča hitreje kot nosilnost pri mehanizmu z diagonalnimi razpokami (modra črta narašča hitreje kot rdeča). V obravnavanem primeru so torej tlačne sile v opečnih zidovih očitno res tako majhne, da je v analizi dejansko kritičen prestrižni mehanizem.

Slika 6.26: Vpliv nivoja tlačne osne sile N na strižno nosilnost zidov (S.T.A. Data, 2009b).

Mehanizem obnašanja zidu pa je močno odvisen tudi od geometrijskih in materialnih karakteristik. Vidimo, da je upogibna nosilnost M_u / ah pri vseh zidovih večja od strižne nosilnosti V_u , kar je predvsem posledica visokega razmerja med tlačno in strižno trdnostjo opečnega zidovja O1 ter velike dolžine zidov v primerjavi z višino. Upogibna nosilnost namreč narašča s kvadratom dolžine zidu. To še posebej velja za zid E43, pri katerem je zaradi velike dolžine upogibna nosilnost več kot $3\times$ večja od strižne nosilnosti.

6.5.7 Kontrola smiselnosti rezultatov

Rezultate, ki nam jih poda 3Muri, bi bilo smiselno kontrolirati tudi z drugimi programi (npr. SAP 2000, SREMB), vendar smo namesto tega preverili le celotno maso konstrukcije w in celotno prečno silo ob vpetju V . Dodatno smo preverili tudi, če program po N2 metodi pravilno izračuna zahtevani ciljni pomik D_{max} in maksimalni pospešek tal PGA_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve. Kontrolo smo naredili za model O2-K2 za potisno analizo v smeri +Y (Slika 6.27).

Checks			
EC8 - ULS check			
Dmax	4,48 [cm]	>	Du 2,12 [cm]
q*	4,09	>	3
Not satisfied check			
EC8 - DLS check			
Dmax	2,04 [cm]	>	Dd 1,57 [cm]
Not satisfied check			
Drift limit value between nodes 60 e 61 at level 2			
ULSPG	1,011 m/s ²	α_u	0,516
SLSPGA	0,792 m/s ²	α_e	0,809
Analysis parameters			
T*	0,399 [s]	Available ductility	2,67
m*	497.453,30 [kg]	Γ	1,43
w	1.055.809,65 [kg]	F*y	68.492 [daN]
		d*y	0,56 [cm]
		d*u	1,48 [cm]

Slika 6.27: Rezultati potisne analize za model O2-K2 za smer potresa v +Y smeri.

▪ **Celotna masa konstrukcije w :**

Preverili bomo, če program izračuna celotno maso konstrukcije skladno z enačbo (6.2). Za obravnavani primer program izračuna maso v velikosti $w_{3Muri} = 1056 t$. Mase zidov v posameznih etažah znašajo: 403 t v pritličju, 313 t v prvi etaži in 147 t v drugi etaži. Skupne mase posameznih etaž pa so sledeče:

$$m_1 = \left(403 t + \frac{313 t}{2} + \frac{2,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 221,0 m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} \right) + 0,5 \cdot 0,3 \frac{3,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 221,0 m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 615 t$$

$$m_2 = \left(\frac{313 t + 147 t}{2} + \frac{2,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 221,0 m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} \right) + 0,5 \cdot 0,3 \frac{3,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 221,0 m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 285 t$$

$$m_3 = \left(\frac{147 t}{2} + \frac{4,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 221,0 m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} \right) + 1,0 \cdot 0,3 \frac{0,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 221,0 m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 164 t$$

Celotna masa konstrukcije torej znaša:

$$w = m_1 + m_2 + m_3 = 615 t + 285 t + 164 t = 1064 t \sim w_{3Muri} = 1056 t$$

Vidimo, da program pravilno izračuna celotno maso konstrukcije. Potrebno je omeniti, da program na takšen način izračuna le celotno maso konstrukcije. V nelinearni analizi pa pri izračunu m_l upošteva polovično maso pritličnih zidov, kar je skladno z Evrokodom 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005).

▪ **Prečna sila ob vpetju V :**

Celotno elastično prečno silo ob vpetju V lahko približno kontroliramo, če izračunamo njeno zgornjo in spodnjo mejo:

$$V_{min} = m_{3Muri}^* S_{ae}(T^*) = 498 t \cdot 5,64 \frac{m}{s^2} = 2808 kN$$

$$V_{max} = w_{3Muri} S_{ae}(T^*) = 1056 t \cdot 5,64 \frac{m}{s^2} = 5956 kN$$

$$V = (\Gamma F_y^*) q^* = 1,43 \cdot 685 kN \cdot 4,09 = 4006 kN$$

kjer je:

m_{3Muri}^* masa ekvivalentnega SDOF sistema, ki jo program izračuna po enačbi (4.10),

w_{3Muri} masa MDOF sistema (konstrukcije),

$S_{ae}(T^*)$ elastični pospešek SDOF sistema, ki ga izračunamo s pomočjo enačbe (6.4):

$$S_{ae}(T^*) = a_g S \eta 2,5 = 0,20 g \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 2,5 = 5,64 m/s^2.$$

- **Zahtevani ciljni pomik D_{max} :**

Zahtevani ciljni pomik neelastičnega sistema S_d (D_{max} iz 3Murija) v skladu z N2 metodo izračunamo po enačbah (4.17) in (4.18). V preglednici 6.22 so v vrsticah 1-8 zbrani vsi potrebni podatki za izračun ciljnega pomika. Podatke 1-4 nam poda program, vrednosti podatkov 5-8 pa smo izračunali s pomočjo enačb, ki so navedene v spodnji preglednici. V vrsticah 9 in 10 sta izračunana ciljna pomika SDOF in MDOF sistema. Vidimo, da je izračunana vrednost ciljnega pomika praktično enaka tisti, ki jo poda program, kar smo označili z zeleno barvo.

Preglednica 6.22: Kontrola izračuna ciljnega pomika D_{max} z N2 metodo.

Količina		Način izračuna		
		3 Muri	"peš"	
1	nihajni čas SDOF sistema T^*	0,40 s	/	
2	masa SDOF sistema m^*	497453 kg	/	
3	nosilnost SDOF sistema F_v^*	685 kN	/	
4	transformacijski faktor Γ	1,43	/	
5	pospešek el. sistema $S_{ae}(T^*)$	/	5,6 m/s ²	enačba (6.4)
6	pomik el. sistema $S_{de}(T^*)$	/	2,3 cm	enačba (4.1)
7	krivulja kapacitete S_{av}	/	1,4 m/s ²	enačba (4.13)
8	faktor obnašanja q_μ	4,1	4,1	enačba (4.14)
9	ciljni pomik SDOF sistema $S_d^*(D_{max}^*)$	/	3,1 cm	enačba (4.17)
10	ciljni pomik MDOF sistema $S_d(D_{max})$	4,5 cm	4,5 cm	enačba (4.18)

- **Pospešek tal PGA_{NC} :**

Pospešek tal PGA_{NC} izrazimo iz enačbe (6.4), ki jo uporabljamo za izračun pospeška elastičnega sistema $S_{ae}(T^*)$. Postopek določanja pospeška tal PGA po N2 metodi je bil opisan v točki 5.2.5, v preglednici 6.23 pa so podani še vmesni rezultati. 3Muri izračuna pospešek tal v vrednosti $PGA_{NC} = 1,0 \text{ m/s}^2$, kar se ujema z vrednostjo, ki je izračunana v spodnji preglednici (označeno z zeleno barvo). Tako smo pokazali, da program res deluje v skladu z metodo N2, kot to zahteva standard Evrokod 8-1 (Dodatek B).

Preglednica 6.23: Kontrola izračuna pospeška tal PGA_{NC} z N2 metodo.

Količina		Način izračuna	
1	dejanska duktilnost μ	2,7	3Muri
2	faktor obnašanja q_μ	2,1	enačba (4.4)
3	krivulja kapacitete S_{av}	1,4 m/s ²	enačba (4.13)
4	pospešek el. sistema $S_{ae}(T^*)$	2,9 m/s ²	enačba (4.14)
5	pospešek tal PGA_{NC}	1,0 m/s ²	enačba (6.4)

6.5.8 Primerjava rezultatov

V vseh primerih se konstrukcija pri delovanju potresne obremenitve v $-X$ smeri poruši zaradi odpovedi zidov v notranji steni SX2. V odvisnosti od upoštevane kvalitete opečnega in kamnitega zidovja se porušni mehanizmi pojavljajo v različnih etažah. V primerih 1 in 5 (modela O1-K1 in O1-K3) so opečni zidovi v drugi etaži šibkejši in bolj podajni od spodnjih kamnitih zidov, kar je posledica slabših materialnih karakteristik in debelin opečnih zidov O1. Zato na prehodu iz prve v drugo etažo pride do velikega padca v togosti konstrukcije, kar povzroči strižno porušitev opečnih zidov. V ostalih primerih (modeli O2-K2 in O3-K3 in O3-K1) pa so upoštevane karakteristike opečnega zidovja boljše kot pri kamnitem, zato se mehanizem porušitve prestavi v spodnje etaže. Zaradi debelih zidov v pritličju so v teh primerih kritični predvsem tanjši kamniti zidovi v prvi etaži, ki se prav tako porušijo v strigu.

Pri delovanju potresne obremenitve v $+Y$ smeri smo opazili dva različna porušna mehanizma. V primerih 1 in 5 so v strigu hkrati odpovedali vsi notranji opečni zidovi v drugi etaži, kar je podobno kot v $-X$ smeri povzročilo krhko porušitev konstrukcije. V ostalih primerih pa je bil porušni mehanizem posledica torzijskega zasuka, ki je povzročal preobremenitve v stenah SY6 in SY7. V teh primerih je konstrukcija izkazovala večjo duktilnost, saj so pri prevzemanju potresne obremenitve v nelinearnem področju sodelovale tudi preklade v steni SY7, ki so se porušile v upogibu.

V preglednici 6.24 so zbrani globalni rezultati kritičnih potisnih analiz iz vseh obravnavanih primerov, razen zadnjega, v katerem smo opazovali vpliv upoštevanja prestrižnega mehanizma.

Preglednica 6.24: Globalni rezultati vseh opravljenih analiz.

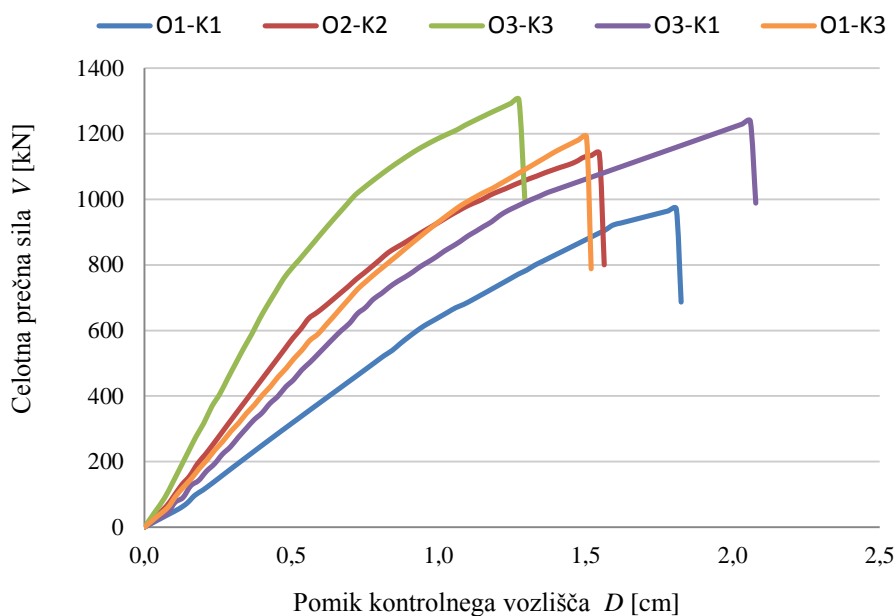
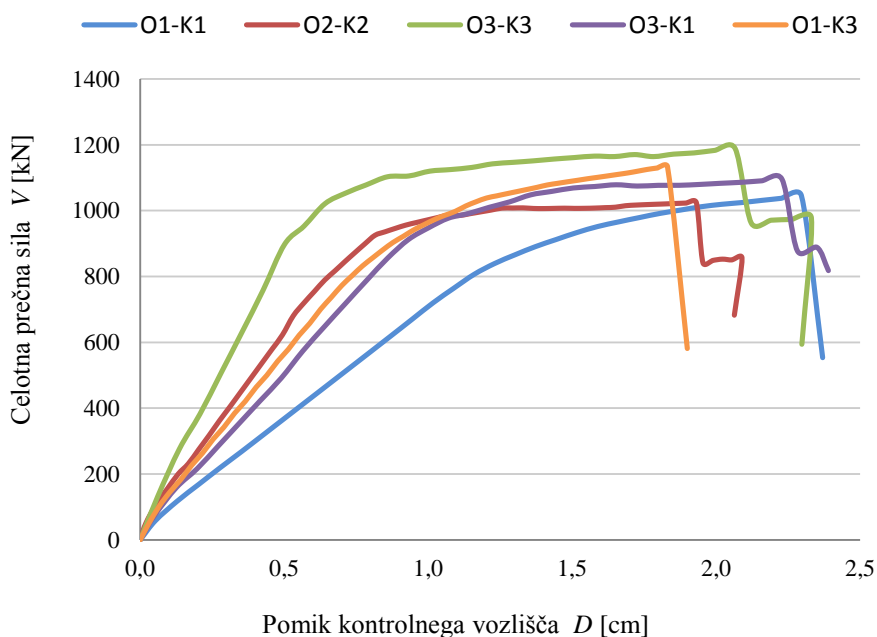
Smer	Primer	Model	V [kN]	SRC_u	D_{max} [cm]	$D_{u,NC}$ [cm]	PGA_{NC}	D_y [cm]	μ	T^* [s]
-X	1	O1-K1	971	0,09	6,44	1,81	0,062 g	1,40	1,29	0,50
	2	O2-K2	1141	0,11	4,90	1,57	0,074 g	1,00	1,56	0,44
	3	O3-K3	1304	0,12	3,88	1,28	0,082 g	0,78	1,58	0,36
	4	O3-K1	1238	0,12	5,63	2,18	0,085 g	1,29	1,69	0,50
	5	O1-K3	1155	0,11	4,37	1,48	0,086 g	1,13	1,31	0,37
+Y	1	O1-K1	1071	0,10	6,12	2,37	0,084 g	1,44	1,65	0,48
	2	O2-K2	1030	0,10	4,48	2,12	0,103 g	0,80	2,67	0,40
	3	O3-K3	1192	0,11	3,60	2,39	0,140 g	0,65	3,75	0,34
	4	O3-K1	1102	0,10	5,12	2,37	0,099 g	1,07	2,21	0,46
	5	O1-K3	1139	0,11	4,28	1,85	0,102 g	0,99	1,86	0,36

Najmanjšo nosilnost pričakovano doseže model O1-K1, kjer so uporabljene najslabše pričakovane mehanske lastnosti opečnega in kamnitega zidovja. Z izbiro boljših karakteristik se nosilnost konstrukcije v $-X$ smeri v najboljšem primeru poveča za 34 % v $+Y$ smeri pa za 16 %. Pri tem je koeficient potresne odpornosti SRC_u variiral med 0,09 in 0,12. Tako konstrukcija kljub relativno velikemu povečanju mehanskih karakteristik v nobenem primeru ne dosega mejnega strižnega koeficienta $BSC_d = 0,38$. Vidimo tudi, da se ocenjene vrednosti koeficienta SRC_u dobro ujemajo z vrednostjo, ki je bila izračunana v projektu POTROG ($SRC_u = 0,12$).

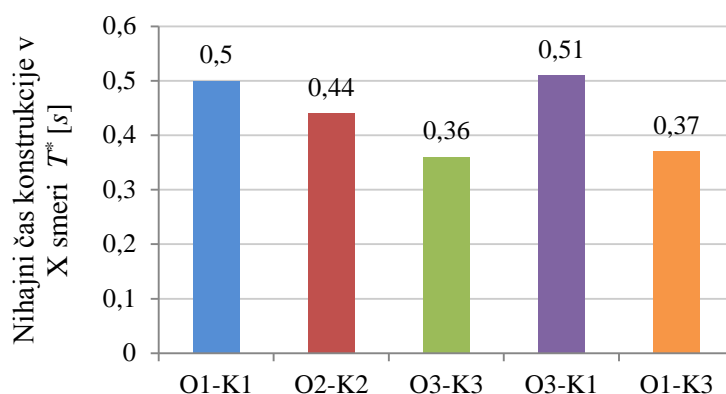
Ugotovili smo, da nosilnost v $+Y$ smeri ni odvisna samo od stopnje povečanja mehanskih lastnosti ampak tudi od oblike porušnega mehanizma (ocenjena nosilnost modela O2-K2 je npr. manjša kot pri modelu O1-K1) (Slika 6.29). V $-X$ smeri pa je zaradi podobnih načinov porušitve vpliv mehanskih lastnosti na nosilnost konstrukcije lepo viden (Slika 6.28), čeprav je ta zelo majhen zaradi majhnega razpona vrednosti strižne trdnosti zidovja.

Na slikah 6.28 in 6.29 so prikazane potisne krivulje vseh petih modelov za delovanje potresa v $-X$ in $+Y$ smeri. Zaradi boljše preglednosti rezultatov smo potisne krivulje za $-X$ smer odrezali tam, kjer prvič padejo pod 80 % največje prečne sile, ko konstrukcija doseže mejno stanje blizu porušitve. Iz oblik potisnih krivulj lahko vidimo, da je obnašanje konstrukcije v $+Y$ smeri bolj duktilno kot v $-X$ smeri. Prvi razlog za to so leseni stropi, ki povezujejo zidove le v smeri stropnikov (t.j. Y smeri), kar omogoča boljše razporejanje potresne obremenitve v tej smeri in sipanje energije po večjem delu konstrukcije. Drugi razlog pa je oblika porušnega mehanizma v $+Y$ smeri, ki med potresom aktivira večje število manjših zidov, ki prenašajo obremenitve. V $-X$ pa je kapaciteta konstrukcije omejena le s kapaciteto dveh ali treh močnih zidov, kar je v vseh primerih pomenilo krhko porušitev, zato so tudi potisne krivulje brez platoja. Iz potisnih krivulj lahko vidimo tudi vpliv spreminjanja elastičnega in strižnega modula zidovja na togost konstrukcije. Z večanjem deformabilnostnih parametrov se večja naklon potisne krivulje v elastičnem področju.

Vpliv nezadostne povezanosti zidov zaradi podajnih stropov je viden predvsem v pritličju, kjer zidovi ne sodelujejo med seboj (Slika 6.19). Prav tako ne pride do učinkovitega prenosa potresne obremenitve na pritlične zidove, ki ostanejo povečini nepoškodovani.

Slika 6.28: Potisne krivulje v $-X$ smeri za vse analizirane primere.Slika 6.29: Potisne krivulje v $+Y$ smeri za vse analizirane primere.

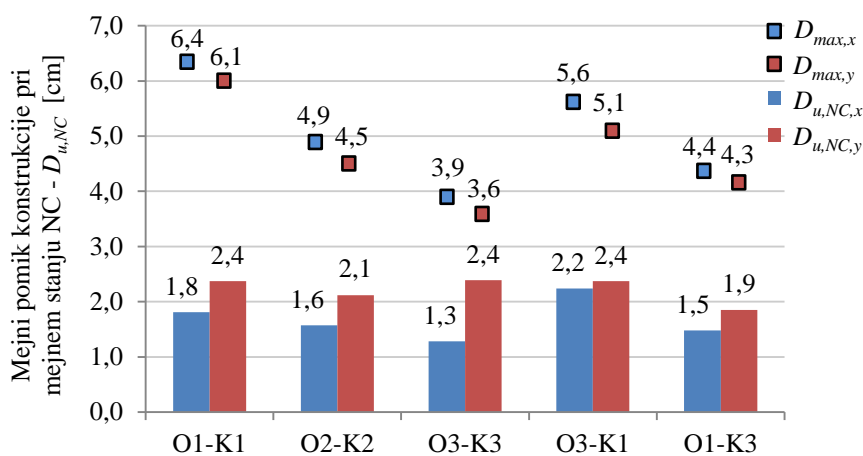
Nihajni časi T^* se pri posameznih primerih razlikujejo, kar je posledica spremembe togosti zidov, ki prevzemajo vodoravno obtežbo. Največji vpliv na izračunane nihanje čase ima kamnito zidovje, ki predstavlja večinski del vertikalne nosilne konstrukcije. Zato imata modela O1-K1 in O3-K1 ter modela O3-K3 in O1-K3 enake nihajne čase (Slika 6.30). Po drugi stani pa to pomeni, da opečno zidovje praktično nima vpliva na ocenjeno vrednost nihajnega časa. Pri posameznih modelih se nihajni časi v X in Y smeri zelo malo razlikujejo.



Slika 6.30: Nihajni čas konstrukcije v X smeri.

V X smeri ima togost velik vpliv tudi na doseženi mejni pomik $D_{u,NC}$, saj mejno stanje blizu porušitve nastopi kmalu ko konstrukcija zapusti elastično področje. Takrat se v steni SX2 strižno porušijo močni zidovi, ki predstavljajo večji del vertikalne nosilne konstrukcije, kar povzroči padec globalne nosilnosti konstrukcije pod 80 % največje vrednosti. Ker je sposobnost disipiranja energije v Y smeri večja, je zato mejni pomik v tej smeri bolj odvisen od razpoložljive duktilnosti ne pa toliko od togosti konstrukcije. Na sliki 6.29 vidimo, da so vrednosti mejnih pomikov, ki jih je konstrukcija v Y smeri spodobna prenesti, med seboj zelo podobne in so neodvisne od togosti konstrukcije. Izjema je le primer 5, pri katerem pride do hipne porušitve takoj po doseženi največji nosilnosti.

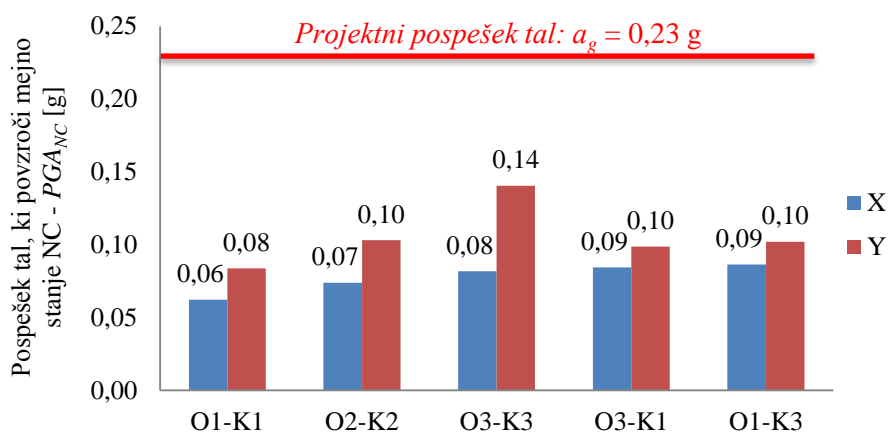
Na sliki 6.31 so za vse analizirane primere podani mejni pomiki $D_{u,NC}$, ki predstavljajo kapaciteto konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve in pomiki D_{max} , ki predstavljajo zahtevo potresa. Vidimo, da konstrukcija v nobenem primeru ne izpolnjuje kriterija $D_{u,NC} > D_{max}$, ki ga za oceno ustreznosti postavlja Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005).



Slika 6.31: Kapaciteta konstrukcije v smislu pomika $D_{u,NC}$ pri mejnem stanju blizu porušitve in zahteva potresa v smislu pomika D_{max} v -X in +Y smeri za vse analizirane primere.

Potresno kapaciteto konstrukcije pa lahko izrazimo tudi s pospeškom tal PGA_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve. Če je pospešek tal PGA_{NC} , ki ga je konstrukcija še sposobna prenesti, manjši od pričakovanega projektnega pospeška tal a_g na dani lokaciji, potem konstrukcija ne izpolnjuje zahtev standarda Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005). Izkazalo se je, da v vseh obravnavanih primerih konstrukcija ni skladna s standardom, saj je ocenjeni pospešek tal PGA_{NC} variiral med 0,06 g in 0,09 g za $-X$ smer oz. med 0,08 g in 0,14 g za $+Y$ smer, medtem ko znaša projektni pospešek tal na območju Idrije $a_g = 0,23$ g (Slika 6.32).

Vidimo tudi, da se vrednosti ocenjenih pospeškov tal med seboj ne razlikujejo veliko, kar je posledica majhnega razpona v vrednostih strižne trdnosti zidovja, ki predstavlja kritičen parameter pri potresni odpornosti konstrukcije. Še enkrat poudarimo, da so ocenjene vrednosti pospeška PGA_{NC} , ki povzroči mejno stane blizu porušitve, izredno majhne. Verjetnost, da se takšni potresi zgodijo že na letni ravni ni zanemarljiva. Glede na to, da na obravnavani stavbi ni vidnih poškodb, ki bi pričali o morebitnih preteklih potresih, predvidevamo, da je dejanska kvaliteta materialov boljša, kot smo jo upoštevali v nalogi.



Slika 6.32: Pospešek tal PGA_{NC} , ki povzroči mejno stanje blizu porušitve, v $-X$ in $+Y$ smeri za vse analizirane primere.

7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo izdelali oceno potresne odpornosti stare upravne stavbe Rudnika živega srebra Idrija. Večino podatkov za modeliranje konstrukcije in potresno analizo smo pridobili iz priloženih načrtov, projekta POTROG (2013) in vizualnega pregleda stavbe. Za obe vrsti zidovja smo iz literature povzeli po tri nabore mehanskih lastnosti, s katerimi smo skušali omejiti negotovosti pri poznavanju dejanskih karakteristik. Predpostavili smo, da najmanjše in največje vrednosti predstavljajo spodnje in zgornje meje, ki jih lahko pričakujemo pri obravnavanih tipih zidovja.

Nato smo pripravili pet modelov z različnimi kombinaciji vrednosti mehanskih lastnosti opečnega in kamnitega zidovja, na podlagi katerih smo v programu 3Muri z N2 metodo ocenili potresno odpornost obravnavane zidane stavbe. Na osnovi deterministične analize smo ugotovili, da stavba v nobenem primeru ni sposobna prenesti pričakovanega projektnega pospeška temeljnih tal $a_g = 0,23$ g in tako ne izpolnjuje zahtev standarda Evrokod 8. Velika ranljivost stavbe je bila posledica zelo slabe kvalitete privzetih materialov in podajnih lesenih stropov, ki niso omogočali, da bi zidovi med seboj sodelovali pri prevzemanju potresne obremenitve. Še posebej nizke so bile strižne trdnosti zidovja, ki pa smo jih še dodatno znižali s faktorjem zaupanja $CF = 1,35$, kot to predvideva standard Evrokod 8-3.

Stavba je najbolj ranljiva v $-X$ smeri, kjer ima le eno močno notranjo steno, medtem ko sta obe zunanji steni oslABLjeni s številnimi okenskimi odprtini. Nosilnost konstrukcije se zato zmanjša na približno 80% že v primeru odpovedi kateregakoli zidu v notranji steni, kar posledično pomeni nastanek mejnega stanja blizu porušitve. Tako je bila kapaciteta celotne konstrukcije omejena le s kapaciteto dveh ali treh močnih zidov, kar je v vseh primerih pomenilo neduktilno porušitev pri zelo majhnih pospeških tal $PGA_{NC} = 0,06 - 0,08$ g.

V $+Y$ smeri je bila dosežena potresna odpornost konstrukcije nekoliko večja predvsem zaradi oblike porušnega mehanizma, ki je omogočal bolj duktilno obnašanje konstrukcije. Največjo potresno odpornost so dosegli modeli, pri katerih se je zaradi vpliva torzijskega zasuka mehanizem razvil v zunanji steni na desni strani konstrukcije. Takrat so poleg zidov, ki so se porušili strižno, v upogibu odpovedale tudi številne preklade. To je omogočalo bolj duktilno obnašanje konstrukcije in posledično večje pospeške tal $PGA_{NC} = 0,10 - 0,14$ g, ki jih je konstrukcija bila sposobna prenesti.

Različne kombinacije mehanskih lastnosti materialov so povzročale različne oblike porušnih mehanizmov, od katerih je bila odvisna tudi dosežena potresna odpornost konstrukcije. V odvisnosti od kvalitete opečnega in kamnitega zidovja so se mehanizmi pojavljali v različnih etažah. Zaradi velikega razpona vrednosti elastičnega in strižne modula je imelo izboljšanje kvalitete zidovja velik vpliv na povečanje togosti konstrukcije, kar se lepo vidi na slikah 6.28 in 6.29. Seveda je to hkrati

vplivalo tudi na vrednosti nihajnih časov. Pri tem so imeli prevladujoč vpliv debelejši kamniti zidovi, saj predstavljajo večinski del vertikalne nosilne konstrukcije. Vpliv tanjših opečnih zidov na nihanje čase pa je bil zanemarljiv.

Med posameznimi modeli nismo opazili večjih razlik v ocenjeni potresni odpornosti konstrukcije. Koeficient potresne odpornosti SRC_u se je pri različnih modelih v $-X$ smeri gibal med 0,09 in 0,12, v $+Y$ smeri pa med 0,10 in 0,11. Po POTROG-u (2013) je bil koeficient SRC_u ocenjen na 0,12, kar se dobro ujema z našo oceno. Tudi mejni pomiki $D_{u,NC}$ in pospeški tal PGA_{NC} se niso bistveno spreminjali (Preglednica 6.24). Razlog za to je bil zelo majhen razpon vrednosti strižne trdnosti kamnitega zidovja ($\tau = 2,6 - 3,8 \text{ N/cm}^2$), ki ga glede na italijanski standard OPCM 3274 (2003) lahko pričakujemo za dvoslojen kamniti zid. Posledično se strižna nosilnost zidov v posameznih primerih ni veliko razlikovala, zato tudi ni bilo opaznejših sprememb na globalnem nivoju.

Potrebno je poudariti, da rezultati seizmičnih analiz predstavljajo zelo približno oceno potresnega obnašanja obravnavane stavbe, saj temelji zgolj na podatkih, ki smo jih pridobili iz načrtov in literature. Negotovosti v poznavanju konstrukcije je bilo preveč, da bi lahko govorili o neki zanesljivi oceni obnašanja. Največjo neznancko so predstavljale predvsem materialne karakteristike obstoječega opečnega in kamnitega zidovja, za katere je v praksi značilen zelo velik raztros. Zato obstaja velika verjetnost, da dejanske karakteristike zidovja odstopajo od vrednosti, ki smo jih pridobili iz literature.

Glede na zelo majhne ocenjene pospeške tal PGA_{NC} (Slika 6.32), ki v konstrukciji povzročijo mejno stanje blizu porušitve, predvidevamo, da je kvaliteta materialov v resnici boljša, kot smo predvideli v analizah. Idrija namreč leži na območju srednje potresne nevarnosti, zato je povsem verjetno, da se je v obdobju ko stavba stoji, kakšen potres z majhnim pospeškom tal (0,06 - 0,08 g) že zgodil. Glede na to, da je stavba brez vidnih poškodb, ki bi jih povzročili morebitni pretekli potresi, predvidevamo, da smo z izbranimi materiali podcenili dejansko potresno odpornost konstrukcije.

Dejansko potresno odpornost smo morda podcenili tudi z upoštevanjem faktorja zaupanja $CF = 1,35$, ki ga standard Evrokod 8-3 predpisuje v primeru omejenega poznavanja konstrukcije. S CF faktorjem smo v analizi delili srednje vrednosti strižne in upogibne trdnosti zidovja. Po eni strani smo s tem zadostili zahtevi standarda, po drugi strani pa le še dodatno zmanjšali že tako majhno potresno odpornost konstrukcije. Kolikšen vpliv ima faktor zaupanja na potresno odpornost konstrukcije, je v svoji diplomski nalogi obravnavala Cotič (2009), ki je ugotovila, da lahko pri upoštevanju faktorja zaupanja $CF = 1,35$ pričakujemo približno 20 % manjšo potresno odpornost. Faktor zmanjšanja smo v zaključku naloge preverili tudi za naš primer. Pri različnih modelih se je ta gibal med 10 in 30 %. Glede na stopnjo zmanjšanja hitro ugotovimo, da tudi brez upoštevanja faktorja zaupanja, konstrukcija ne bi dosegla zahtevane potresne odpornosti. Zato se pojavi vprašanje, ali je bila uporaba CF faktorja

za tako nizke materialne karakteristike sploh potrebna in ali bi dobili bolj realno sliko obnašanja stavbe, če tega faktorja ne bi upoštevali.

Na to vprašanje žal lahko odgovorimo le z natančnejšo analizo, ki bi bila podprta z obsežnejšimi terenskimi preiskavami na konstrukciji. Z njimi bi prišli do bolj verodostojnih podatkov o lastnostih zidovja in ostalih konstrukcijskih elementih (npr. togosti stropnih konstrukcij), na podlagi katerih bi lahko izdelali zanesljivejšo oceno obnašanja obravnavane stavbe.

VIRI

Uporabljeni viri:

Adobe. 2014.

<http://en.wikipedia.org/wiki/Adobe> (Pridobljeno 6. 9. 2014.)

Batista, E. 2010. Romanska hiša v Štanjelu. Digitalna enciklopedija naravne in kulturne dediščine na Slovenskem.

<http://www.dedi.si/dediscina/356-romanska-hisa-v-stanjelu> (Pridobljeno 9. 9. 2014.)

Cotič, P. 2010. Eksperimentalno podprta parametrična nelinearna seizmična analiza kamnite zidane stavbe. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba P. Cotič): 118 str.

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51, 11: 302-315.

Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. 2013. TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. Engineering Structures 56 (2013): 1787-1799.

http://www.researchgate.net/publication/256761665_TREMURI_program_An_equivalent_frame_model_for_the_nonlinear_seismic_analysis_of_masonry_buildings (Pridobljeno 20. 11. 2014.)

Ortolani, B. 2012. Caratteristiche meccaniche della muratura. Firenze, Università degli Studi di Firenze, Dipartimento di ingegneria civile e ambientale: 58 str.

<http://www.ordineingegneri.pistoia.it/wp-content/uploads/Lezione-28-09-12-Barbara-Ortolani.pdf> (Pridobljeno 26. 11. 2014.)

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

SIST EN 1996-1-1:2006. Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-3:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb.

SIST EN 1998-3:2005/A101. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb – Nacionalni dodatek.

S.T.A. Data. 2009a. 3Muri General description v4: 78 str.

<http://www.3muri.com/3muri/documenti/3MuriGeneralDescription.pdf> (Pridobljeno 21. 6. 2014.)

S.T.A. Data. 2009b. 3Muri User manual v4.0x: 104 str.

http://www.3muri.com/3muri/documenti/3Muri4.0_User_Manual.pdf (Pridobljeno 21. 6. 2014.)

Tomaževič, M. 1987. Zidane zgradbe na potresnih območjih. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 1 zv. (loč. pag.)

Tomaževič, M. 2008. Strižna odpornost zidov in Evrokod 6: natezna ali strižna trdnost zidovja. Gradbeni vestnik 57, 5: 113–128.

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

Uranjek, M. 2011. Propadanje in trajnostna obnova ovoja stavbne dediščine. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Uranjek): 261 str.

Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ministrstvo za kmetijstvo in okolje RS, Inštitut za vodarstvo. 2013. Potresna ogroženost v Sloveniji za potrebe Civilne zaščite. Ljubljana.

http://www.sos112.si/slo/tdocs/naloga_99.pdf (Pridobljeno 3. 6. 2014.)

Zdrs. 2014.

<http://www.inpro-projektiranje.com/strokovni-clanki/utrditev-zidanih-konstrukcij-stavb.html>

(Pridobljeno 27. 11. 2014.)

Zidni sistemi. 2014.

<http://www.wienerberger.si/zidni-sistemi> (Pridobljeno 12. 9. 2014.)

Ostali viri:

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana. Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str.

Fajfar, P. 1995. Osnove potresnega inženirstva. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 83 str.

Ganc, M. 2009. Analiza potresne odpornosti zidane konstrukcije. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Ganc): 82 str.

Snoj, J. 2009. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe s programom 3Muri. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Snaj): 110 str.

Triller, P. 2014. Model za oceno potresne odpornosti zidanih hiš na širši lokaciji Škofje Loke. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba P. Triller): 120 str.