

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:

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. (mentor Dolšek, M., somentor Snoj, J.): 120 str.

Datum arhiviranja: 01-07-2014

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:

Triller, P., 2014. Model za oceno potresne odpornosti zidanih hiš na širši lokaciji Škofje Loke. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Snoj, J.): 120 pp.

Archiving Date: 01-07-2014

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

Kandidatka:

PETRA TRILLER

**MODEL ZA OCENO POTRESNE ODPORNOSTI
ZIDANIH HIŠ NA ŠIRŠI LOKACIJI ŠKOFJE LOKE**

Diplomska naloga št.: 3396/KS

**MODEL FOR THE SEISMIC PERFORMANCE
ASSESSMENT OF MASONRY HOUSES IN ŠKOFJA
LOKA REGION**

Graduation thesis No.: 3396/KS

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.

Član komisije:

prof. dr. Goran Turk

doc. dr. Mitja Košir

Ljubljana, 18. 06. 2014

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

Ta stran je namenoma prazna.

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana Petra Triller izjavljam, da sem avtorica diplomskega dela z naslovom »Model za oceno potresne odpornosti zidanih hiš na širši lokaciji Škofje Loke«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 5. 6. 2014

Petra Triller

Ta stran je namenoma prazna.

BIBLIOGRAFSKO–DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM

UDK:	624.042.7(497.4)(043.2)
Avtor:	Petra Triller
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.
Naslov:	Model za oceno potresne odpornosti zidanih hiš na širši lokaciji Škofje Loke
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	120 str., 42 pregl., 103 sl.
Ključne besede:	zidana konstrukcija, nearmirano zidovje, nelinearna statična (potisna) analiza, N2 metoda, program 3Muri, porušni mehanizmi, ocena potresne odpornosti

Izvleček

V diplomski nalogi sta izdelana dva modela za oceno potresne odpornosti povprečne zidane hiše na širšem območju Škofje Loke. V začetnem poglavju obravnavamo obnašanje zidanih konstrukcij in možne porušne mehanizme njihovih elementov. V nadaljevanju je predstavljeno teoretično ozadje metode N2, ki je vključena v Evrokod 8 in s katero smo določili potresno odpornost obravnavanih zidanih objektov. Analizirali in interpretirali smo rezultate analiz za 11 hiš, ki se nahajajo v širšem območju Škofje Loke in so bile zgrajene v letih od 1970 do 1990. Na osnovi načrtov Projektov za pridobitev gradbenega dovoljenja smo vrednotili srednje vrednosti in koeficient variacije za izbrane geometrijske lastnosti stavb, ki imajo pomemben vpliv na njihovo obnašanje. Pričakovani delež tlorisnih površin sten glede na neto površino etaže znaša 11–12 %, delež učinkovitih tlorisnih površin sten pa se giblje v območju 60–90 % bruto površine sten, pri čemer je odvisen od smeri objekta. Povprečen zid je širok 2,4 m, njegova učinkovita višina pa znaša 80 % etažne višine objekta. V primerjavi izbranih lastnosti hiš s sorodnimi podatki, ki so dostopni na spletnem portalu e-Prostor, smo ugotovili večja odstopanja v vrednostih le teh. Nelinearno statično (potisno) analizo smo izvedli s programom 3Muri. Rezultati so pokazali, da so najbolj ranljivi medokenski slopi zidu, delno pa tudi prekladni deli. Običajno pri mejnem stanju blizu porušitve nastopa kombinacija upogibnih in strižnih poškodb. Glede na mejni pospešek smo izbrali merodajne potisne krivulje in jih normirali glede na težo objekta in njegovo višino oziroma glede na povprečno učinkovito tlorisno etažno površino sten v obravnavani smeri in višino objekta. S tem smo dobili dva modela normiranih potisnih krivulj. Pričakovana maksimalna dosežena nosilnost v šibki smeri objekta znaša 15 % celotne teže stavbe oziroma dobrih 60 kN na kvadratni meter učinkovite tlorisne površine sten. Prikazana je uporaba modelov na primeru dveh objektov in dodana ocena potresne odpornosti za mejno stanje močnih poškodb, ki kaže na to, da večina obravnavanih objektov ne izpolnjuje zahtev Evrokoda 8-3.

Ta stran je namenoma prazna.

BIBLIOGRAPHIC– DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7(497.4)(043.2)
Author: Petra Triller
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph. D.
Cosupervisor: Jure Snoj, B. Sc.
Title: Model for seismic performance assessment of masonry houses in Škofja Loka region
Document type: Graduation Thesis – University studies
Notes: 120 p., 42 tab., 103 fig.
Keywords: masonry building, unreinforced masonry, nonlinear static (»pushover«) analysis, N2 method, program 3Muri, failure mechanisms, evaluation of earthquake resistance

Abstract

Two models for seismic performance assessment of masonry houses in Škofja Loka region are developed. In first chapters the behaviour of masonry buildings under seismic actions with an emphasis on failure mechanisms of structural components are discussed. Follows an overview of the theoretical background of N2 method, which is included in the Eurocode 8 and which was used for determination of the seismic resistance of examined masonry structures. The results of numerical investigation of 11 masonry houses, built in the years from 1970 to 1990, are then presented and discussed. The project design for building permit was used to obtain input data of the buildings. The mean values and the coefficient of variation were assessed for those geometrical features of the buildings, which have great impact on the seismic performance assessment of the buildings. Expected percentage of the floor surface area of the walls in relation to the net surface of the floor varied from 11 to 12 % with respect to the direction of building. The proportion of the effective floor area of the walls is in the range from 60 to 90% of the gross surface area of the walls depending on the direction of the building. Average wall is 2,4 m wide and its effective height amounts to 80 % of the building's floor height. It was found that the selected characteristics of houses with the corresponding data which are available on the web portal e-Prostor, are significantly different. Nonlinear static (pushover) analysis was performed by using computer software 3Muri. The results show that the combination of bending and shear damage occurred in piers and also spandrels in the region of deformation close to the ultimate limit state. Two models of the normalized expected pushover curves were obtained by taking into account the pushover curves which had a decisive impact on the seismic limit-state peak ground acceleration. The base shear was normalized by the weight of the building or with respect to the average effective floor area of the walls in the given direction and whereas the top displacement was normalized only by the building's height. Maximum expected capacity in weak direction amounted 15 % of the total weight of the building and more than 60 kN per square meter of effective floor area of the walls. In the last chapter the normalized pushover curves were used for seismic performance assessment of two houses for which it was found that do not fulfil requirements of standard Eurocode 8-3.

Ta stran je namenoma prazna.

ZAHVALA

Pri izdelavi diplomske naloge se za strokovno usmerjanje, nasvete, potrpežljivost in ves porabljen čas zahvaljujem izr. prof. dr. Matjažu Dolšku. Zahvala gre tudi somentorju univ. dipl. ing. gradb. Juretu Snoju, ki mi je nudil strokovno pomoč pri uporabi programa, na katerem so temeljili izračuni v nalogi.

Zahvalila bi se tudi vsem ostalim profesorjem za znanje, ki so mi ga posredovali skozi celoten študij.

Prav tako se zahvaljujem vsem kolegom, sorodnikom in znancem – lastnikom v nalogi obravnavanih objektov, ki so mi priskrbeli potrebno gradivo, ki je predstavljalo osnovo za nastanek naloge.

Največja zahvala gre mojim staršem, ki so mi omogočili študij. Njim in sestri Ani se iskreno zahvaljujem za vso izkazano podporo, razumevanje in zaupanje.

Nenazadnje hvala tudi vsem prijateljem in sošolcem, ki so mi tekom študija stali ob strani, me motivirali in poskrbeli, da so bila študijska leta še toliko lepša.

Ta stran je namenoma prazna.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	ZIDANE KONSTRUKCIJE	3
2.1	Zgodovina zidanih konstrukcij	3
2.2	Splošno o zidanih konstrukcijah	4
2.3	Obnašanje zidanih konstrukcij med potresi	6
2.3.1	Porušni mehanizmi	10
2.3.2	Obnašanje zidnega elementa med potresom.....	12
3	OCENA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANIH OBJEKTOV NA OSNOVI POENOSTAVLJENE NELINEARNE ANALIZE	14
3.1	Povzetek N2 metode	14
3.1.1	Potisna analiza MDOF modela	15
3.1.1.1	Razporeditev vodoravnih sil po etažah	16
3.1.2	Določitev ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo	17
3.1.2.1	Pretvorba MDOF količin v SDOF količine	17
3.1.2.2	Idealizacija odnosa med silo in pomikom	18
3.1.2.3	Diagram kapacitete.....	18
3.1.3	Določitev pomika konstrukcije (ciljnega pomika) iz spektra	18
3.1.4	Potresna obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema	20
3.1.5	Globalne in lokalne potresne obremenitve MDOF sistema.....	21
3.1.6	Ocena obnašanja	22
3.2	Program 3MURI	22
3.2.1	Splošno o programu	22
3.2.2	Opis nelinearnega modela zidanega objekta	22
3.2.3	Uporaba programa na primeru zidanega objekta	25
3.2.3.1	Geometrija modela	27
3.2.3.2	Lastnosti konstrukcije	27
3.2.3.3	Ekvivalenten okvirni model	29
3.2.3.4	Nelinearna statična analiza	30
3.2.3.5	Določitev mejnega pomika.....	32
3.2.3.6	Pregled rezultatov.....	32

4	OBRAVNAVANI OBJEKTI.....	36
4.1	Opis lokacij obravnavanih objektov	37
4.2	Tipi obravnavanih objektov.....	38
4.3	Mehanske lastnosti zidov	39
4.4	Geometrijske lastnosti obravnavanih objektov	40
4.4.1	Etažnost objektov	40
4.4.2	Tlorisi objektov.....	41
4.4.3	Nosilne stene.....	45
4.4.4	Odprtine v objektih.....	51
4.5	Masa konstrukcij pri potresni kombinaciji.....	52
4.5.1	Splošno o računu mas	52
4.5.2	Primer določitve stalne in koristne obtežbe objekta.....	53
4.5.2.1	Stene.....	53
4.5.2.2	Plošča nad pritličjem.....	54
4.5.2.3	Plošča nad nadstropjem in streha.....	55
4.5.2.4	Balkon	57
4.5.3	Določitev značilne teže objektov	57
4.6	Primerjava povprečnih karakteristik O1–O10 z O11.....	58
4.7	Prostori v objektih	62
4.8	Povzetek povprečnih karakteristik modela enodružinske hiše	65
4.9	Podatki s spletnega portala e-Prostor.....	67
5	ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI OBRAVNAVANIH OBJEKTOV.....	70
5.1	Omejitve programa	70
5.2	Predpostavke	71
5.3	Podatki za določitev ocene potresne odpornosti.....	72
5.4	Analiza lastnega nihanja	73
5.5	Potisna analiza in ocena potresne odpornosti	76
5.5.1	Rezultati analiz	76
5.5.2	Primerjave analiz	81
5.5.2.1	Nosilnost konstrukcij.....	81
5.5.2.2	Poškodovanost konstrukcij	82
5.5.2.2.1	Stanje blizu porušitve (ang. NC limit state).....	84
5.5.3	Določitev potisne krivulje poljubnega enodružinskega zidanega objekta.....	86

5.5.3.1	Model 1: Normirana potisna krivulja: nosilnost/teža – pomik/višina objekta.....	87
5.5.3.1.1	Šibka os objekta	88
5.5.3.1.2	Močna os objekta	89
5.5.3.1.3	Uporaba modela 1 na primerih objektov O6 in O9	89
5.5.3.2	Model 2: Normirana potisna krivulja: nosilnost/efektivna tlorisna površina sten obravnavane smeri – pomik/višina objekta.....	94
5.5.3.2.1	Šibka os objekta	95
5.5.3.2.2	Močna os objekta	96
5.5.3.2.3	Uporaba modela 2 na primerih objektov O6 in O9	96
5.5.4	Ocena potresne odpornosti.....	101
5.5.4.1	Izračun ciljnih pomikov in mejnih pospeškov glede na šibko os objekta O6	103
5.5.4.2	Vrednosti ciljnih pomikov in mejnih pospeškov za šibko in močno os objektov O6 in O9 na osnovi modelov 1 in 2 ter komentar rezultatov.....	108
5.5.5	Diskusija	110
6	ZAKLJUČKI	112
VIRI.....		116

KAZALO SLIK

Slika 2-2: Kolosej v Rimu, zgrajen iz travertina, tufa in opeke	3
Slika 2-3: Narmirano zidovje (Tomažević, 2009)	5
Slika 2-4: Zidovje, povezano z armiranoopečnatimi (a) in armiranobetonskimi (b) vodoravnimi in navpičnimi vezmi.....	5
Slika 2-5: Armirano zidovje po SIST ENV 1996-1-1:2004 (Tomažević, 2009)	5
Slika 2-6: Pospešek tal in potresne sile (Fajfar, 2005).....	6
Slika 2-7: Porazdelitev sil in napetosti v zidnih slojih med potresom, pri čemer je Q prečna sila, M upogibni moment in N osna sila (Tomažević, 2009).....	7
Slika 2-8: Nastanek vodoravnih razpok v horizontalnih spojnicah zidu - L`Aquila (It.), 2009.	10
Slika 2-9: Prikaz strižnih poškodb po potresu - L`Aquila (It.), 2009.....	10
Slika 2-10: Delna porušitev in razslojevanje zidu ter diagonalne razpoke - L`Aquila (It.), 2009	10
Slika 2-11: Primerjava dveh objektov, zgrajenih v različnih obdobjih. Novejši objekt (levo) je po potresu ostal nepoškodovan, medtem ko so na nekoliko starejšem objektu (desno) vidne posledice (razpoke) - L`Aquila (It.), 2009	10
Slika 2-12: Prestrig.....	11
Slika 2-13: Poševne razpoke	11
Slika 2-14: Upogibna porušitev	11
Slika 2-15: Deformacije stavbe in obremenitve elementov ter poškodbe (Tomažević, 2009)	11
Slika 2-16: Nelinearna analiza zidanega objekta in prikaz možnih načinov porušitve (S.T.A. Data, Non-linear seismic analysis of masonry buildings).....	11
Slika 2-17: Ravnotežno stanje sil, ki delujejo na zid	12
Slika 2-18: Sile, ki delujejo na sloj (Tomažević, 1987).....	12
Slika 2-19: Mehanizem strižne porušitve v delu med okenskimi odprtini (S.T.A. Data, General description, v.4)	13
Slika 2-20: Upogibna porušitev zidu zaradi prekoračene tlačne trdnosti zidovja (S.T.A. Data, General description, v.4)	13
Slika 3-1: Potisna analiza (Fajfar, 2002).....	15
Slika 3-2: Porazdelitev prečne sile po višini stavbe v sorazmerju s prvo nihajno obliko (a) oziroma v obliki narobe obrnjenega trikotnika (b) (Tomažević, 2009).....	16
Slika 3-3: Ekvivalenten SDOF model (Fajfar, 2002)	17
Slika 3-4: Enakost površin pod dejansko in idealizirano krivuljo (Fajfar, 2002)	18
Slika 3-5: Elastični spekter odziva za pospeške S_{ae} in pomike S_{de} za vrsto tal B in 5 % dušenja po EC8, normiran na 1,0 g v klasičnem (levo) in AD formatu (desno) (Fajfar, 2002)	19

Slika 3-6: N2 metoda (Fajfar, 2002)	20
Slika 3-7: Grafična določitev ciljnega pomika SDOF sistema v formatu pospešek-pomik (Fajfar, 2002)	21
Slika 3-8: Model nelinearne statične analize MDOF modela do pomika D_t (Fajfar, 2002)	22
Slika 3-9: Obnašanje posameznih zidov in zidov, ki so medsebojno povezani	23
Slika 3-10: Prikaz pretvorbe stenaste konstrukcije v ekvivalentni okvirni model	23
Slika 3-11: Mreža makroelementov, ko jo ustvari program 3Muri	24
Slika 3-12: Model makroelementa (levo) in njegovi sestavni deli (desno) (S.T.A. Data, General description, v.4)	24
Slika 3-13: Postopek analize konstrukcije v programu 3Muri	25
Slika 3-14: Tloris pritličja objekta O8	26
Slika 3-15: Tloris 1. nadstropja objekta O8	26
Slika 3-16: Prikaz pravilnega in napačnega podajanja navpičnih ploskovnih elementov	27
Slika 3-17: Različni tipi vozlišč (3Muri)	27
Slika 3-18: Podajanje materialnih karakteristik	28
Slika 3-19: Ustvarjanje okenskih in vratnih odprtin	28
Slika 3-20: Okno, v katerem določimo lastnosti plošče	28
Slika 3-21: Podatki o balkonu	28
Slika 3-22: 2D modela, ki prikazujeta tloris objekta: pritličje (levo) in nadstropje (desno)	29
Slika 3-23: 3D model celotne konstrukcije	29
Slika 3-24: Model z odstranjenimi ploščami, kjer je omogočen vpogled v notranjost objekta	29
Slika 3-25: Mreža makroelementov za steno	30
Slika 3-26: 3D prikaz ekvivalentnega okvirnega modela celotne konstrukcije	30
Slika 3-27: Podatki iz standarda Evrokod 8, ki jih uporablja 3Muri	32
Slika 3-28: Potresni parametri v programu 3Muri	32
Slika 3-29: Prikaz rezultatov vseh 24 analiz	33
Slika 3-30: Izpis rezultatov za analizo v Y-smeri v stanju, ko je dosežena kapaciteta v smislu pomika	34
Slika 3-31: Rezultati seizmične analize	34
Slika 3-32: Legenda za vrste poškodovanosti konstrukcije	35
Slika 3-33: Prikaz poškodb stene za zadnji korak analize	35
Slika 3-34: 3D prikaz poškodb za 1. (začetni), 25. in 50. (končni) korak analize	35
Slika 4-1: Karta z lokacijami objektov O1–O10	37
Slika 4-2: Področje, kjer se nahaja objekt O11	38
Slika 4-3: Masivna AB plošča (http://www.pasivnogradnja.com , 2014)	39
Slika 4-4: Sistem monta, na katerega dodamo še tanjšo tlačno betonsko ploščo (Wienerberger, 2014)	39

Slika 4-5: Tlorisi pritličja in nadstropja objektov O1-O3; se nadaljuje.....	41
Slika 4-6: Primerjava tlorisnih etažnih površin in razmerij tlorisnih dimenzij.....	44
Slika 4-7: Primerjava deleža efektivne tlorisne površine sten v smeri X in deleža odprtin v smeri X	47
Slika 4-8: Primerjava deleža efektivne tlorisne površine sten v smeri Y in deleža odprtin v smeri Y	47
Slika 4-9: Primer določitve efektivne višine zidov objekta (Podgorelec, 2011).....	49
Slika 4-10: Primerjava povprečnih efektivnih višin zidov v smeri X s celotnimi etažnimi višinami.....	49
Slika 4-11: Primerjava povprečnih efektivnih višin zidov v smeri Y s celotnimi etažnimi višinami.....	49
Slika 4-12: Razmerje med vertikalnimi površinami odprtin in vertikalnimi površinami sten ...	52
Slika 4-13: Objekt O11 – pritličje (levo) in 1. nadstropje (desno)	59
Slika 4-14: Primerjava posameznih višin in skupne višine etaž objektov	59
Slika 4-15: Primerjava tlorisnih etažnih površin in razmerij tlorisnih dimenzij.....	59
Slika 4-16: Primerjava deleža efektivne tlorisne površine in deleža odprtin v smeri X	60
Slika 4-17: Primerjava deleža efektivne tlorisne površine in deleža odprtin v smeri Y	60
Slika 4-18: Primerjava povprečnih efektivnih višin zidov s celotnimi etažnimi višinami za posamezno smer	61
Slika 4-19: Razmerje med površino odprtin in vertikalno površino sten za objekt O11 in objekte O1-O10	61
Slika 4-20: Tlorisne površine prostorov	64
Slika 4-21: Površine odprtin v odvisnosti od funkcije prostora	65
Slika 4-22: Spletni portal e-Prostor.....	68
Slika 4-23: Primerjava podatkov o neto tlorisni etažni površini stavb.....	69
Slika 5-1: Karta potresne nevarnosti Slovenije	73
Slika 5-2: Pospešek mase pri neskončno togi (a) in neskončno podajni (b) konstrukciji (Fischinger, Isaković, 2002)	73
Slika 5-3: Oblika spektrov pospeškov v odvisnosti od kvalitete tal (Fischinger, Isaković, 2002)	73
Slika 5-4: Primerjava nihajnih časov iz 3Murija in iz poenostavljenih enačb	75
Slika 5-5: Potisne krivulje objektov O1-O4; se nadaljuje.....	79
Slika 5-6: Nosilnost objekta v odvisnosti od prevladujočega porušnega mehanizma za X smer.....	82
Slika 5-7: Nosilnost objekta v odvisnosti od prevladujočega porušnega mehanizma za Y smer.....	82

Slika 5-8: Primerjava nosilnosti ter razmerja efektivne tlorisne površine sten v določeni smeri in neto etažne površine.....	82
Slika 5-9: Poškodbe objekta O6 pri različnih porušnih mehanizmih.....	84
Slika 5-10: Primerjava relativnih etažnih pomikov objektov	85
Slika 5-11: Postopek za določitev teže poljubnega objekta	87
Slika 5-12: Postopek za določitev višine poljubnega objekta.....	88
Slika 5-13: Normirana potisna krivulja za šibko os objekta	88
Slika 5-14: Normirana potisna krivulja za močno os objekta.....	89
Slika 5-15: Ocenjene potisne krivulje za šibko os objekta O6 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.	90
Slika 5-16: Ocenjene potisne krivulje za močno os objekta O6 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.	91
Slika 5-17: Ocenjene potisne krivulje za šibko os objekta O9 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.	92
Slika 5-18: Ocenjene potisne krivulje za močno os objekta O9 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.	93
Slika 5-19: Postopek za določitev efektivne etažne tlorisne površine sten objekta v določeni smeri.....	94
Slika 5-20: Normirana potisna krivulja za šibko os objekta	95
Slika 5-21: Normirana potisna krivulja za močno os objekta.....	96
Slika 5-22: Ocenjene potisne krivulje za šibko os objekta O6 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.	97
Slika 5-23: Ocenjene potisne krivulje za močno os objekta O6 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.	98
Slika 5-24: Ocenjene potisne krivulje za šibko os objekta O9 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.	99
Slika 5-25: Ocenjene potisne krivulje za močno os objekta O9 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.	100
Slika 5-26: Idealizirane krivulje MDOF in SDOF sistemov	104

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3-1: Zahtevana duktilnost in pomik za različni območji nihajnih časov	21
Preglednica 3-2: Koraki potresne analize (S.T.A. Data, General description, v.4)	31
Preglednica 4-1: Izbrane materialne karakteristike zidovja obravnavanih objektov.....	40
Preglednica 4-2: Bruto tlorisne površine etaž in deleži tlorisnih površin sten	46
Preglednica 4-3: Neto tlorisne površine etaž in deleži tlorisnih površin sten	46
Preglednica 4-4: Razmerja efektivnih višin sten z njihovo višino	50
Preglednica 4-5: Povprečna efektivna širina zidov in njena primerjava s pripadajočimi tlorisnimi dimenzijami objekta.....	50
Preglednica 4-6: Priporočene vrednosti faktorjev ψ_2 za stavbe (SIST EN 1990 : 2004).....	53
Preglednica 4-7: Vrednosti φ za račun ψ_{Ei} (SIST EN 1998-1 : 2006).....	53
Preglednica 4-8: Izračun nadomestne specifične prostorninske teže konstrukcijskega sklopa	54
Preglednica 4-9: Karakteristike plasti medetažne konstrukcije nad pritličjem	54
Preglednica 4-10: Karakteristike plasti medetažne konstrukcije nad 1. nadstropjem	55
Preglednica 4-11: Karakteristike plasti balkonske horizontalne konstrukcije.....	57
Preglednica 4-12: Teža objektov in pripadajoče povprečne tlorisne obtežbe.....	58
Preglednica 4-13: Deleži tlorisnih oziroma strižnih površin glede na tlorisno etažno površino	60
Preglednica 4-14: Število prostorov v objektih.....	63
Preglednica 4-15: Verjetnost prisotnosti prostorov v etaži	63
Preglednica 4-16: Dolžinske in površinske karakteristike prostorov ter sten, ki jih obdajajo .	64
Preglednica 4-17: Glavne značilnosti splošnega modela enodružinske hiše	65
Preglednica 4-18: Značilnosti sten splošnega modela enodružinske hiše	66
Preglednica 4-19: Značilnosti odprtin splošnega modela enodružinske hiše	66
Preglednica 4-20: Število prostorov glede na etažo splošnega modela enodružinske hiše ..	67
Preglednica 5-1: Tipi tal (SIST EN 1998-1:2006).....	72
Preglednica 5-2: Rezultati modalne analize s programom 3Muri	74
Preglednica 5-3: Rezultati potresne analize obravnavanih objektov	78
Preglednica 5-4: Podatki za izračun	104
Preglednica 5-5: Nihajni čas SDOF sistema.....	105
Preglednica 5-6: Vrednost v elastičnem spektru pospeškov.....	105
Preglednica 5-7: Pospešek na meji tečenja.....	105
Preglednica 5-8: Redukcijski faktor zaradi duktilnosti.....	106
Preglednica 5-9: Duktilnost	106
Preglednica 5-10: Ciljni pomik SDOF sistema.....	106

Preglednica 5-11: Ciljni pomik MDOF sistema	106
Preglednica 5-12: Duktilnost	107
Preglednica 5-13: Redukcijski faktor zaradi duktilnosti.....	107
Preglednica 5-14: Vrednosti v elastičnem spektru pospeškov.....	107
Preglednica 5-15: Mejni pospešek	108
Preglednica 5-16: Primerjava mejnih in ciljnih pomikov za objekt O6	109
Preglednica 5-17: Primerjava mejnih in ciljnih pomikov za objekt O9	109
Preglednica 5-18: Primerjava mejnih in pričakovanih projektnih pospeškov tal za objekt O6	109
Preglednica 5-19: Primerjava mejnih in pričakovanih projektnih pospeškov tal za objekt O9	109
Preglednica 5-20: Vpliv vira podatkov na vrednosti izračunanih količin	111

Ta stran je namenoma prazna.

1 UVOD

V preteklosti je v Sloveniji obstajalo več tipov tradicionalnih bivalnih hiš, ki so bile posledica petih zgodovinskih pokrajin. Danes to delitev opazimo v stilnih značilnostih nekaterih hiš, ki so še ohranjene. Razlike med bivalnimi objekti in vpliv regije, v kateri so locirani, so se v smislu načina gradnje bistveno zmanjšali. Opazimo lahko večje podobnosti v njihovi geometriji, nosilni konstrukciji in tehnologiji gradnje.

Slovenija je locirana na območju s srednjo stopnjo potresne nevarnosti. Znanih je kar nekaj potresov v zgodovini, ki so povzročili precej smrtnih žrtev in veliko gmotno škodo (npr. potres leta 1511), vendar do konca 19. stoletja nismo poznali pravil v zvezi s protipotresno gradnjo. Večji potresi, na primer tudi Ljubljanski potres leta 1895, so sprožili razvoj novih pravil za protipotresno gradnjo, ki so določala dopustno etažnost objektov, kvaliteto materiala in sistem gradnje.

V nalogi smo se osredotočili na analizo zidanih družinskih hiš, ki se nahajajo v širši okolici Škofje Loke in so bile zgrajene med letoma 1970 in 1990. Obravnavano območje spada med dele, kjer so pričakovani najmočnejši potresi znotraj naše države.

Material, geometrija, sistem gradnje in seveda različni vplivi iz okolja so dejavniki, ki določajo potresno varnost konstrukcije. Od naštetega je odvisno tudi, kakšen porušni mehanizem se bo pojavil. Poškodovanost objekta za dano potresno obtežbo lahko dovolj zanesljivo ocenimo le na osnovi nelinearnih metod analize. V našem primeru smo uporabili poenostavljeno nelinearno analizo, N2 metodo, ki je vključena v standard za potresnoodporno gradnjo Evrokod 8.

V teoretičnem delu naloge sta opisana postopek omenjene metode in program 3Muri, ki deluje na njeni osnovi. Predstavljeno je teoretično ozadje analiz, ki jih izvede program in njegova uporaba na enem izmed obravnavanih objektov.

Osnovne podatke o stavbah, ki tvorijo naš vzorec stavbnega fonda na območju Škofje Loke, smo pridobili iz Projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja (PGD). Najprej smo predstavili obravnavane objekte in nato na osnovi statistične obdelave podatkov vrednotili nekatere lastnosti objektov, kot so bruto in neto tlorisna etažna površina, razmerje tlorisnih dimenzij stavbe, bruto in efektivna površina sten glede na glavni osi, efektivna višina in širina zidov, debelina sten, delež odprtín v stenah, dimenzije prostorov znotraj stavb, celotna teža in tlorisna obtežba na etažo v odvisnosti od vrste medetažne konstrukcije.

V nadaljevanju podamo rezultate potisne analize za vse obravnavane objekte ter predlagamo model za določitev percentilne potisne krivulje na osnovi minimalnega števila podatkov, ki je na voljo tudi na spletnem portalu e-Prostor. Model za percentilne potisne krivulje zidanih stavb na območju Škofje Loke temelji na normiranih potisnih krivuljah. Predlagali smo dva načina normiranja nosilnosti in sicer normiranje glede na težo objekta, ki jo lahko ocenimo s pomočjo neto površine objekta, ki jo dobimo glede na podatke s portala e-Prostor in glede na vrednost privzetega količnika neto ter bruto tlorisne površine povprečnega objekta. Drugi način normiranja nosilnosti temelji na efektivni tlorisni površini sten, ki ležijo v analizirani smeri. V poglavju 5.5.1 predstavimo določitev potisnih krivulj na osnovi predlaganih modelov za dva izbrana objekta in primerjamo dobljene rezultate z rezultati analiz s programom 3Muri.

V poglavju 5.5.4 ocenimo potresno odpornost dveh objektov na osnovi pričakovanih potisnih krivulj. Pri tem vrednosti potresne odpornosti za posamezno hišo primerjamo s potresnimi zahtevami, ki so odvisne od konstrukcije in lokacije objekta. Primerjavo izvedemo za mejno stanje močnih poškodb, pri katerem pričakujemo vidno poškodovanost konstrukcije in le nekaj preostale togosti ter nosilnosti.

2 ZIDANE KONSTRUKCIJE

2.1 Zgodovina zidanih konstrukcij

Najstarejše civilizacije so se hitro razvile, če so živele na območju dolin velikih rek, kar je omogočalo enostavno uporabo naravnih virov, tudi za potrebe gradbenega materiala, kot je opeka. Opeka je ena najstarejših gradbenih materialov in izhaja iz približno 7. tisočletja pr.n.št. Našli so jo v Turčiji in v bližini Jeriha v Izraelu. Obstajajo arheološki dokazi, da so nesreče z ognjem privedle do izuma žgane opeke. Po velikosti je bila ta precej podobna današnji, verjetno pa je to povezano z delovnim ugodjem. Najprej je bila v uporabi opeka iz blata, posušena na soncu. Kasneje so se za vremensko bolj obstojne izkazali žgani opečni zidaki. Njihova prednost je absorpcija toplote. Tekom dneva se shranjuje v zidakih, v času nižjih nočnih temperatur pa izhaja navzven. Stari Egipčani so na soncu sušeno opeko iz blata in slame, ki jo imenujemo tudi adobe opeka (slika 2-1), uporabljali kot gradbeni material, kar potrjujejo nekatere ruševine in umetniški izdelki. Takšno opeko so poznali Rimljani, poleg tega pa so uporabljali opeko, žgano v peči. Uporabo slednje so razširili na celoten Rimski imperij (slika 2-2). Iz raznolikih oblik zidakov so ustvarjali javne in zasebne objekte. Grki so opečnim stenam dali prednost pred kamnitimi. Vzrok je bil v obstojnosti opeke, predvsem v smislu erozije. V 12. stoletju se je uporaba opeke iz severne Italije razširila v srednjo in severno Evropo, kar je razvidno iz gotskih umetnin. Kasneje v času renesanse in baroka je opečna gradnja začasno poniknila, ponovno je bila njena uporaba opazna od sredine 18. stoletja dalje. Za srednjo Evropo je značilno, da so se stavbe v starih mestnih jedrih zidale iz kamna, opeke ali pa njune kombinacije.



Slika 2-1: Zidana hiša iz adobe opeke



Slika 2-2: Kolosej v Rimu, zgrajen iz travertina, tufa in opeke

V preteklosti so se v veliki večini zidane konstrukcije gradile na podlagi izkušenj iz prakse. Na osnovi potresno porušenih antičnih in srednjeveških mest ter naselij so bile izvedene obnove objektov oziroma izgradnja mest na oddaljenih lokacijah, kjer naj bi bila manjša

potresna nevarnost. Sčasoma so graditelji uvedli nekaj protipotresnih ukrepov, kot so medsebojno povezovanje nosilnih slojev kamnitega zidu z veznimi kamni, utrditve vogalov in stičišč zidov z obdelanim kamnom, povezovanje zidov z zidnimi vezmi itd. (Tomažević, 2009).

V našem prostoru do ljubljanskega potresa leta 1895 nismo poznali posebnih pravil v zvezi s protipotresno gradnjo. Po rušilnem dogodku pa je izšla prva odredba z določili, ki naj bi izboljšala potresno odpornost zidanih stavb. Vsebina odredbe se je nanašala predvsem na debelino zidovja, število nadstropij, trdnost opeke in malte ter prisotnost vodoravnih jeklenih zidnih vezi. Po 1. svetovni vojni so se pojavile armiranobetonske zidne vezi. Etažnost se je povečala na šest do sedem nadstropij, prav tako se je povečala etažna višina na 3,5–4 m.

V obdobju po 2. svetovni vojni so iz navadnega zidovja gradili tudi šest in večnadstropne stanovanjske bloke z nosilnimi prečnimi in nenosilnimi vzdolžnimi zidovi. Taki objekti danes veljajo za potresno najbolj ranljive pri nas. Prvi potresni predpisi za Slovenijo segajo v leto 1963, ko je bila izdana Odredba, leto kasneje pa jugoslovanski potresni predpisi, ki so leta 1982 dobili še izboljšano verzijo. Njihova vsebina je temeljila na omejitvi gradnje navadnih zidanih stavb in uvedbi povezanega ter armiranega zidovja. V odvisnosti od seizmičnosti območja so bile podane maksimalne višine stavb za posamezen sistem zidanja (Tomažević, 2009).

Kot že omenjeno, smo se v diplomski nalogi osredotočili na tipične slovenske družinske hiše, zgrajene v obdobju od leta 1970 do 1990. Prevladujoč material njihove vertikalne nosilne konstrukcije je opeka, ponekod v kombinaciji z armiranim betonom. Nad terenom sta običajno dve etaži, v kolikor podtalnica na lokaciji ni previsoka, imajo stavbe tudi klet. Horizontalno nosilno konstrukcijo ponekod še predstavljajo leseni stropovi, večinoma pa so jih takrat že nadomestile armiranobetonske ali monta plošče, ki dobro povežejo stene na nivoju etaže.

V letu 2008 so začeli v Sloveniji veljati evropski standardi Evrokod. Za projektiranje potresno odpornih zidanih konstrukcij sta pomembna predvsem Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij in Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij.

2.2 Splošno o zidanih konstrukcijah

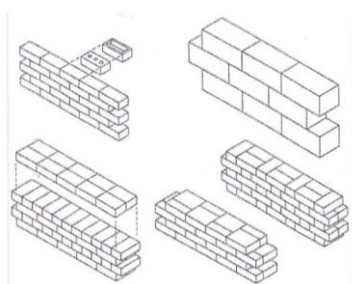
Zidana zgradba predstavlja konstrukcijo škatlastega tipa, ki jo sestavljajo navpični konstrukcijski elementi – zidovi in vodoravni konstrukcijski elementi – stropi. Navpična

obtežba se prenaša preko stropov, ki delujejo kot vodoravni upogibni elementi, na nosilne zidove, ki delujejo kot navpični tlačni elementi, z njih pa na temeljno konstrukcijo in dalje v temeljna tla (Tomažević, 1987).

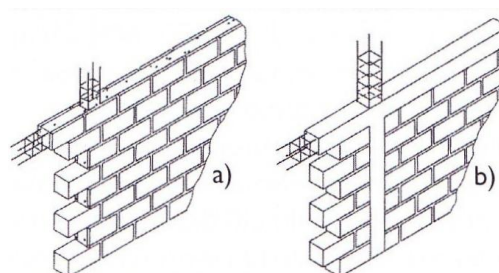
Zid je tipičen kompozitni konstrukcijski material, ki ga tvorijo zidaki in malta. Za izboljšanje nosilnosti in duktilnosti se dodajata jeklena armatura in polnilni beton. Čeprav ima vsaka od materialnih komponent svoje specifične mehanske lastnosti, se od njih pričakuje, da bodo, ko bodo izpostavljene trajni ali trenutni obtežbi, delovale skupaj kot homogen konstrukcijski material.

Glede na materiale in tehnologijo gradnje ločimo tri sisteme zidovja (Tomažević 2009):

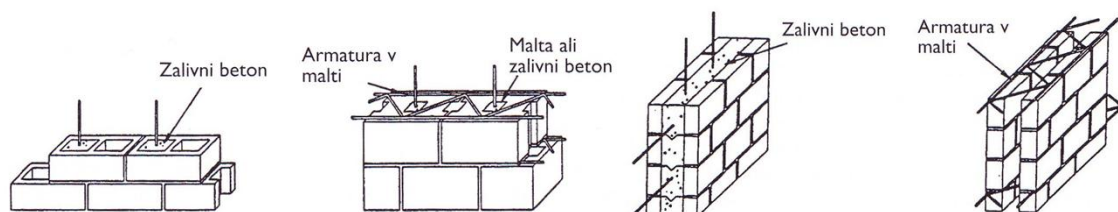
- nearmirano (navadno) zidovje, ki ga sestavljajo zidaki in malta (slika 2-3);
- povezano zidovje (zidovje, utrjeno z armiranobetonskimi vodoravnimi in navpičnimi vezmi), ki sestoji iz zidakov, malte, armaturnega jekla in betona (slika 2-4);
- armirano zidovje, ki je sestavljeno iz zidakov, malte, armaturnega jekla in polnilnega betona (slika 2-5).



Slika 2-3: Nearmirano zidovje (Tomažević, 2009)



Slika 2-4: Zidovje, povezano z armiranoopečnatimi (a) in armiranobetonskimi (b) vodoravnimi in navpičnimi vezmi



Slika 2-5: Armirano zidovje po SIST ENV 1996-1-1:2004 (Tomažević, 2009)

Pri projektiranju oziroma preverjanju nosilnosti zidanih konstrukcij na navpično in vodoravno obtežbo moramo poznati mehanske lastnosti zidovja kot homogenega konstrukcijskega materiala. Te so odvisne od trdnosti in togosti posameznih elementov zidu in njegove geometrije, v kar vključujemo velikost zidakov, debelino spojev in način zlaganja zidakov v zidovje.

V skladu s pravili, ki jih postavlja Evrokod 6, upoštevamo pri projektiranju zidanih konstrukcij naslednje trdnostne in deformabilnostne veličine, ki določajo lastnosti zidovja kot konstrukcijskega materiala:

- tlačno trdnost zidovja, f ,
- strižno trdnost zidovja, f_v ,
- upogibno trdnost zidovja, f_x ,
- odvisnosti med napetostmi in deformacijami, σ - ε .

Zgoraj omenjene veličine se lahko uporabijo tudi za določitev:

- elastičnega modula E in
- strižnega modula G .

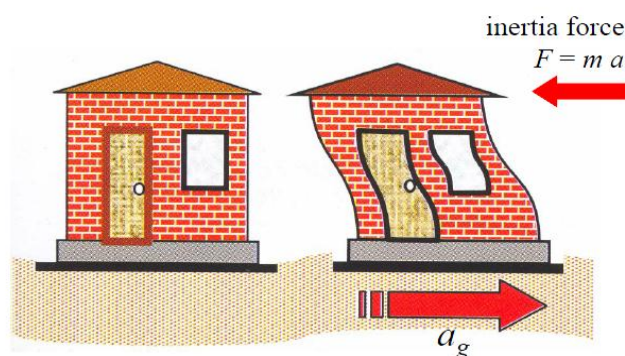
Izkaže se, da moramo dodatno k mehanskim lastnostim, ki jih definira Evrokod 6, pri računskem preverjanju potresne odpornosti zidanih konstrukcij poznati vsaj še:

- natezno trdnost zidovja f_t in
- faktor duktilnosti μ .

Najbolj zanesljive mehanske lastnosti zidovja lahko določimo na osnovi eksperimentov v skladu s standardom SIST EN 1052 (Metode za preizkušanje zidovja). Alternativa je, da mehanske lastnosti zidovja določimo z empiričnimi enačbami, ki vrnejo pravo vrednost le za tip zidovja, za katerega so bile izpeljane. Zaradi svoje kompleksnosti morajo tako zidovje kot njegove posamezne sestavine ustrezati posebnim zahtevam standardov in predpisov.

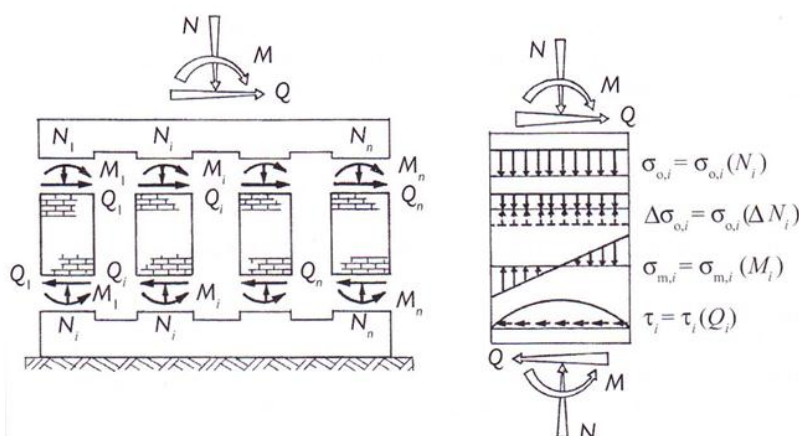
2.3 Obnašanje zidanih konstrukcij med potresi

V zgradbah, ki so izpostavljene potresnemu gibanju tal, nastanejo vztrajnostne sile, ki so sorazmerne masam konstrukcije in v njej nastalim pospeškom (slika 2-6).



Slika 2-6: Pospešek tal in potresne sile (Fajfar, 2005)

Smer vztrajnostnih sil se spreminja s časom in je v splošnem poljubna, saj je gibanje tal prostorsko. Posledično je nihanje zgradbe prostorsko. Konstrukcijski elementi, ki so pred potresom prenašali pretežno navpično obtežbo, morajo med potresom prevzeti dodatne vodoravne sile, ki v njih povzročajo upogibne in strižne, lahko pa tudi osne obremenitve (slika 2-7).



Slika 2-7: Porazdelitev sil in napetosti v zidnih slopih med potresom, pri čemer je Q prečna sila, M upogibni moment in N osna sila (Tomažević, 2009)

Dodatne obremenitve povzročijo, da se konstrukcije med potresom poškodujejo. Najboljše se pri pojavu potresa obnaša stavba, ki prevzame potresno obtežbo kot celota. Potresno odpornost, ki jo ima na razpolago, lahko izkoristi le, če so zidovi povezani z zidnimi vezmi in stropovi, ki delujejo kot monolitna plošča. Potresna obremenitev se tako razdeli na posamezne zidove v razmerju njihove togosti. Pravokotno na svojo smer deluje zid kot plošča, ki je vpeta na vseh štirih robovih.

Analize poškodb po potresih so pokazale, da so poškodbe in porušitve zidanih stavb predvsem posledica nepravilne zasnove konstrukcije, neustrezne kvalitete materialov in gradnje ter temeljenja. Protipotresna zasnova konstrukcije naj bi izpolnjevala oziroma se približala naslednjim zahtevam:

- pravilna zasnova:
 - zgradba kot celota in tudi njeni sestavni deli morajo biti čimbolj simetrični v obeh glavnih smereh. Pomanjkanje simetrije povzroča torzijske vplive, ki so pri zidanih konstrukcijah še posebej neugodni in povzročajo preobremenitve elementov v delu konstrukcije;
 - statična nedoločnost, ki pomeni sposobnost konstrukcije za prerazporejanje obremenitev;

- celoten tloris stavbe mora biti čimbolj kvadraten ali pravokoten, pri čemer je priporočljivo, da je zaradi možnega pojava torzijskih vplivov razmerje med daljšo in krajšo stranico čim manjše ali pa je potrebno dele stavbe ustrezno dilatirati;
 - konzolni deli zgradbe niso priporočljivi in v kolikor so prisotni, jih je potrebno ustrezno armirati in sidrati;
 - enakomerna razporeditev togosti v tlorisu in po višini zgradbe – nenadne spremembe togosti imajo lahko za posledico koncentracijo težkih poškodb na mestu sprememb;
 - izogibanje mešanim sistemom po višini stavbe, sestavljenim iz zidov in armiranobetonskih stebrov;
- tlorisne dimenzije in višina zgradbe:
 - omejitev tlorisnih dimenzij in določitev dovoljenih višin zgradb v odvisnosti od potresne stopnje območja gradnje in tipa konstrukcijskega sistema;
 - razporeditev zidov:
 - enakomerna razporeditev in zadostna količina zidov (sten) v obeh pravokotnih smereh;
 - povezanost zidov z zidnimi vezmi in s stropno konstrukcijo;
 - sposobnost stropne konstrukcije, da razporedi vztrajnostne sile na posamezne zidove etaže sorazmerno z njihovimi togostmi;
 - okenske in vratne odprtine:
 - enakomerna razporejenost odprtin po višini in tlorisu zgradbe;
 - prisotnost odprtin predvsem v zidovih, ki so obremenjeni le z manjšimi potresnimi obremenitvami.

Z razvojem potresnega inženirstva narašča število gradbenih objektov, za katere lahko upravičeno pričakujemo, da se bodo med potresom ustrezno obnašali. Večje potresno tveganje pa predstavljajo starejši obstoječi objekti, med njimi tudi tisti, ki so bili pred leti sicer projektirani na potres, vendar danes uveljavljenim kriterijem ne ustrezajo v celoti. Nova znanja in razpoložljive tehnologije omogočajo, da precej zanesljivo ugotovimo stanje obstoječih konstrukcij, realno ocenimo njihovo potresno odpornost in tudi izvedemo ukrepe, ki bodo zagotovili, da bo njihovo obnašanje med potresom sprejemljivo (Tomažević, 2002).

Zaradi specifičnih lastnosti posameznega sestavnega materiala in različnega načina zidanja se vsak od sistemov zidanja med potresom obnaša različno. Navadno zidovje načeloma predstavlja krhek gradbeni material, ki ima razmeroma majhno sposobnost disipacije energije med potresom, medtem ko povezano zidovje, še bolj pa armirano zidovje, predstavlja material z izboljšano nosilnostjo in duktilnostjo.

Velik pomen na prenos potresnih sil ima horizontalna nosilna konstrukcija objekta. Če so stropi leseni in brez vodoravnih zidnih vezi, se med potresom skušajo posamezni zidovi ločiti med seboj. Ob tem nastanejo razpoke v navpičnih stikih zidov, poleg tega se v prečnih zidovih pojavijo razpoke zaradi upogiba sten izven lastne ravnine. Vztrajnostne sile, ki nastanejo v slednjih, so včasih prevelike in vzdolžni zidovi jih niso sposobni prevzeti, zato ob koncih razpokajo.

Nihanje objekta med potresom je bolj usklajeno, če so zidovi povezani med seboj z zidnimi vezmi, še vedno pa je pri potresu prisoten upogib pravokotnih zidov izven ravnine. Če ima objekt tako stropno konstrukcijo, ki v svoji ravnini deluje kot toga diafragma, pa ima konstrukcija možnost, da lastno potresno odpornost izkoristi v celoti.

Izkaže se, da lahko poškodbe zidanih konstrukcij po potresih razvrstimo na enoten način ne glede na različne lokacijske, časovne in materialne lastnosti ter sisteme zidanja. Glede na velikost, obseg in pomembnost za stabilnost stavbe lahko poškodbe nosilne konstrukcije na splošno klasificiramo po naslednjem sistemu:

- manjše razpoke na stikih stropov in zidov, razpoke na stikih zidov (slika 2-8, slika 2-9),
- ločevanje zidov pri nepovezanem zidovju stavbe,
- rušenje nepovezanih zidov zaradi nihanja pravokotno na ravnino,
- poškodbe nosilnih zidov zaradi delovanja sil v ravnini zidu: razslojevanje in delni razpad ter poševne razpoke (slika 2-10),
- porušitev dela stavbe, posameznega nadstropja ali celotne stavbe.

Na stopnjo poškodovanosti v veliki meri vpliva starost objekta. Novejši objekti po potresu lahko ostanejo nepoškodovani (slika 2-11, levi objekt), medtem ko so na starejših stavbah vidne posledice (slika 2-11, desni objekt).



Slika 2-8: Nastanek vodoravnih razpok v horizontalnih spojnica zidu - L`Aquila (It.), 2009



Slika 2-9: Prikaz strižnih poškodb po potresu - L`Aquila (It.), 2009



Slika 2-10: Delna porušitev in razslojevanje zidu ter diagonalne razpoke - L`Aquila (It.), 2009



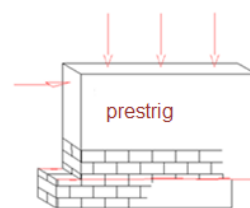
Slika 2-11: Primerjava dveh objektov, zgrajenih v različnih obdobjih. Novejši objekt (levo) je po potresu ostal nepoškodovan, medtem ko so na nekoliko starejšem objektu (desno) vidne posledice (razpoke) - L`Aquila (It.), 2009

2.3.1 Porušni mehanizmi

Med delovanjem potresa je mehanizem obnašanja zidu odvisen od njegovega položaja v zgradbi, njegove geometrije, materiala in razmerja med navpično ter vodoravno potresno obtežbo. V nadaljevanju so prikazani posamezni primeri porušnih mehanizmov nearmiranega zidu:

- zid, ki je potresno obremenjen v smeri pravokotno na lastno ravnino, potresu nudi le majhen upogiben odpor in kot posledica se na najbolj obremenjenem, spodnjem robu zidu pojavi vodoravna razpoka;
- zid, pri katerem vztrajnostne sile delujejo v njegovi ravnini, deluje kot strižna stena. Obnašanje ob potresu je odvisno predvsem od materialov, razmerja med višino in dolžino zidu ter od obtežbenih pogojev. Glavni možni načini porušitve so:

- a) prestrig – nastanek vodoravne razpoke v horizontalnih spojnica zidu. Pojav je dokaj redek v spodnjih etažah, ki so običajno najbolj poškodovane, lahko pa se pojavi na mestih, kjer je nivo osne sile majhen (npr. zid nad zgornjo ploščo);



Slika 2-12: Prestrig

- b) poševne oz. diagonalne razpoke – nastanejo zaradi strižnih obremenitev oz. nategov v diagonalni smeri. Prekoračena je natezna trdnost zidu;



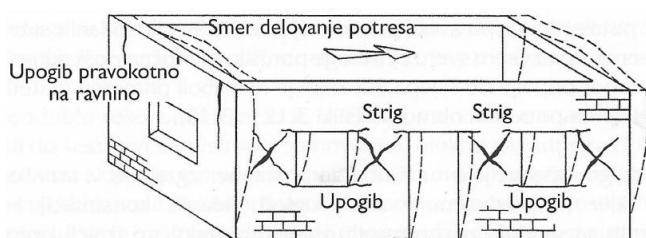
Slika 2-13: Poševne razpoke

- c) upogibna porušitev zidu oz. drobljenje zidakov na tlačnem robu prereza. Zaradi vodoravnih razpok se zmanjšuje efektivna površina vodoravnega prereza zidu. Posledično se povečujejo tlačne napetosti, kar privede do dosega tlačne trdnosti zidovja.

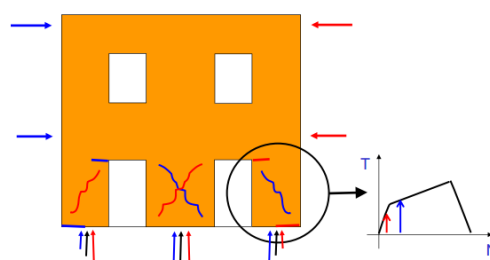


Slika 2-14: Upogibna porušitev

Omenjeni načini porušitve v praksi lahko nastopajo tako, da je eden izmed njih izrazit in prevladuje, vendar pa v zidnem elementu lahko nastanejo tudi različne kombinacije opisanih tipov porušitve (sliki 2-15, 2-16).



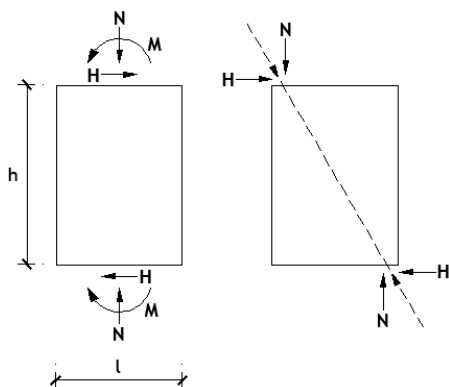
Slika 2-15: Deformacije stavbe in obremenitve elementov ter poškodbe (Tomažević, 2009)



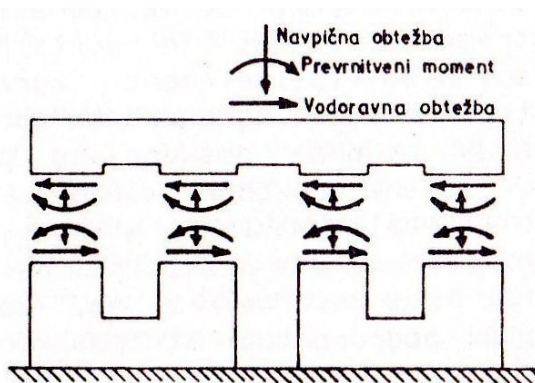
Slika 2-16: Nelinearna analiza zidanega objekta in prikaz možnih načinov porušitve (S.T.A. Data, Non-linear seismic analysis of masonry buildings)

2.3.2 Obnašanje zidnega elementa med potresom

Nearmiran zid je med potresom poleg navpičnih deležen tudi horizontalnih obremenitev. Obtežba in obremenitve so lahko zelo kompleksne, vendar pa si za lažjo predstavo dogajanja med potresom lahko na idealiziran način razlagamo njegove vplive tako, kot navaja Tomažević (1987) in je prikazano spodaj (sliki 2-17, 2-18).



Slika 2-17: Ravnotežno stanje sil, ki delujejo na zid



Slika 2-18: Sile, ki delujejo na slop (Tomažević, 1987)

Na začetku, ko deluje na zid manjša vodoravna (potresna) sila H , ravnotežje vzpostavi upogibna momenta M , ki delujeta na vpetih robovih zidu:

$$M = \frac{H \cdot h}{2}$$

Pri naraščanju horizontalne obtežbe se hkrati povečujeta tudi upogibna momenta M in sicer do trenutka, ko natezne napetosti, ki jih povzročata na robovih zidu, dosežejo vrednost natezne trdnosti zidu in na vpetih robovih nastaneta vodoravni razpoki. V nadaljevanju se skupaj s povečevanjem dolžine razpoke vrednost momentov zmanjšuje in njihov prispevek k ravnotežnem stanju je vedno manjši. Preprečevanje prevrnitve se začne zagotavljati s pomikom rezultante navpične obtežbe proti tlačnim robovom zidu. Takšno obnašanje zidnega elementa se nadaljuje do stanja, ko sta rezultanti navpične obtežbe pomaknjeni na skrajna tlačna robova zgornjega in spodnjega prereza zidu oz., ko velja:

$$H = \frac{N \cdot l}{h}$$

Če bi bila zgoraj definirana vrednost horizontalne obtežbe prekoračena, bi se zid teoretično začel prevračati. Izkušnje kažejo drugačno sliko. Vzrok je v tem, da zidni element ne nastopa samostojno, ampak je sestavni del konstrukcije, tako da mu vrtenje preprečujejo prerazporejene notranje sile. Zid se torej po nastanku poškodb v parapetnem oz. prekladnem delu konstrukcije ne prevrne, ampak se poruši na dva možna načina: zaradi prekoračene

strižne nosilnosti in s tem nastanka poševnih razpok ali pa upogibno, kar pomeni pojav drobljenja zidakov na tlačnih robovih.

Obnašanje zidu med potresom je odvisno od vrste in geometrije zidu. Za dele zidovja med okenskimi oz. vratnimi odprtinami je značilno, da so bolj podajni v primerjavi s parapetnimi in prekladnimi odseki. Tam so zato pričakovane največje deformacije, ki so posledica napetosti v prerezi (sliki 2-19, 2-20). Slednje so v zgornjem in spodnjem delu odprtin predvsem tlačne ali natezne, medtem ko so na sredini višine zidov prisotne predvsem strižne obremenitve. Njihova velikost je odvisna od potresnih sil in od navpično delujoče obtežbe. Kot posledica se pojavi katera od možnih porušitev, omenjenih v prejšnjem podpoglavju.



Slika 2-19: Mehанизem strižne porušitve v delu med okenskimi odprtinami (S.T.A. Data, General description, v.4)



Slika 2-20: Upogibna porušitev zidu zaradi prekoračene tlačne trdnosti zidovja (S.T.A. Data, General description, v.4)

3 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANIH OBJEKTOV NA OSNOVI POENOSTAVLJENE NELINEARNE ANALIZE

Osnovni cilj projektiranja potresnoodpornih konstrukcij je preprečitev njihove porušitve in s tem varovanje človeških življenj, hkrati pa omejitev materialne škode v predvidenih mejah. To je možno s »Projektiranjem kontroliranega obnašanja«, s katerim dosežemo, da se ob pojavu potresov različnih pogostosti lahko predvidi možne poškodbe in finančno škodo konstrukcije. Za pridobitev zanesljivih ocen predvidenih posledic potresa je potrebno izvesti nelinearno analizo. Nelinearna dinamična analiza je sicer najprimernejša za račun odziva konstrukcij pri močnih potresih, vendar pa v praksi zaenkrat uporabljamo le računsko manj zahtevne poenostavljene nelinearne metode, ki temeljijo na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami pri monotono naraščajoči horizontalni obtežbi, medtem ko se potresna obremenitev določi na osnovi neelastičnega spektra pospeškov.

3.1 Povzetek N2 metode

Metoda, znana pod imenom N2 metoda, je bila razvita na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR), ki je del Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani. Metoda je vključena v standard Evrokod 8. Predstavlja razmeroma enostavno nelinearno metodo za analizo konstrukcij pri potresni obtežbi. Metoda združuje nelinearno statično analizo sistema z več prostostnimi stopnjami s spektralno analizo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (Fajfar, 2002).

Postopek je primeren za oceno obnašanja obstoječih stavb in za projektiranje novih konstrukcij. Daje zadovoljive rezultate predvsem pri konstrukcijah, ki nihajo pretežno v eni sami nihajni obliki, ki pa ni torzijska. To so običajno nižje stavbe s tlorisno in višinsko pravilnostjo.

V nadaljevanju sledi opis metode, kot je podan v Evrokodu 8-1 (Dodatek B). Zaradi enostavnosti bodo uporabljene konstrukcije, ki jih obravnavamo ravninsko, obstaja pa tudi možnost razširitve na prostorske modele (Fajfar, 2002).

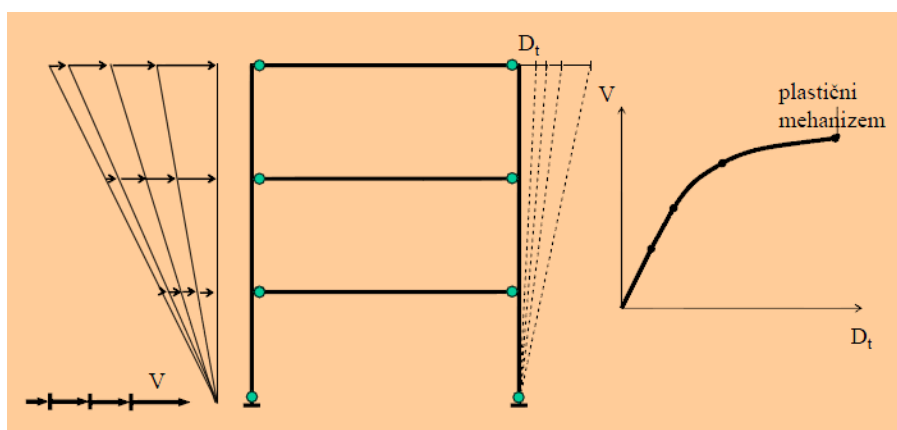
Konstrukcije modeliramo z ravninskim modelom z več prostostnimi stopnjami (MDOF). Običajni matematični model, ki je uporaben pri linearni elastični analizi, je potrebno dopolniti s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezne elemente konstrukcije. Linijski element najenostavneje razširimo v nelinearno območje tako, da uvedemo plastični členek na začetku in koncu elementa ter zanj določimo nelinearen odnos med upogibnim momentom in zasukom oz. med prečno silo in pomikom. V primeru zidovja

Evrokod dovoljuje pristop, s katerim se preklade in zidovi upoštevajo kot elastični elementi, njihova presečišča so modelirana kot popolnoma toga, materialna nelinearnost pa je koncentrirana v nekaterih predhodno definiranih prerezih.

3.1.1 Potisna analiza MDOF modela

Nelinearno statično (potisno, »pushover«) analizo izvedemo tako, da MDOF model konstrukcije obremenimo s postopoma naraščajočo vodoravno statično obtežbo, ki je simulacija vztrajnostnih sil, ki se pojavijo med potresom (slika 3-1). Pri neki velikosti statične obtežbe pride do tečenja prvega elementa konstrukcije in s tem do zmanjšanja njegove togosti ter togosti celotne konstrukcije. S tem, ko dodatno povečujemo obtežbo, se tečenje pojavi tudi v drugih elementih. Togost konstrukcije se zmanjšuje vse do nastanka plastičnega mehanizma. Po slednjem je možno le povečevanje obtežbe na račun morebitnega utrjevanja materiala. Če model konstrukcije vsebuje elemente, pri katerih se s povečevanjem deformacije nosilnost zmanjšuje, potem naredimo analizo konstrukcije tako, da vodimo pomike in ne obtežbe. Na ta način lahko določimo deformacijo, pri kateri pride do porušitve konstrukcije oz. v praksi do deformacije, pri kateri nosilnost konstrukcije pade na 80 % maksimalne nosilnosti. V teoriji je to deformacija pri nični nosilnosti.

S postopnim naraščanjem obtežbe izračunamo graf odvisnosti med obtežbo in pomikom za celotno konstrukcijo. Ponavadi nas zanima odnos med celotno prečno silo na dnu spodnje etaže in pomikom na vrhu konstrukcije.



Slika 3-1: Potisna analiza (Fajfar, 2002)

3.1.1.1 Razporeditev vodoravnih sil po etažah

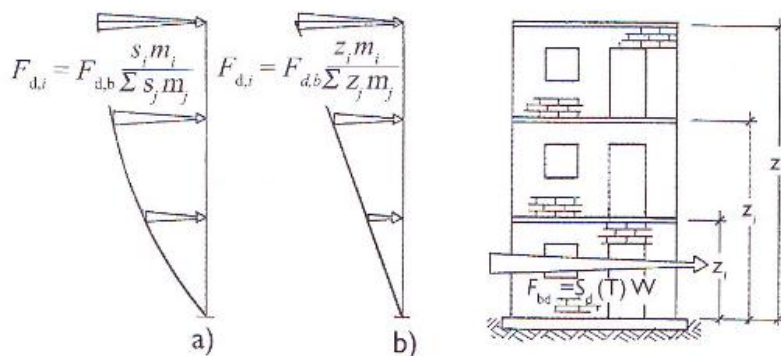
Razporeditev vodoravnih sil po višini konstrukcije vpliva na rezultate analize. Razporeditev sil je enaka nihajni obliki, uteženi z masami v posameznih etažah:

$$F_i = m_i \cdot \Phi_i,$$

kjer je F_i vodoravna sila v i -ti etaži, m_i masa v i -ti etaži in Φ_i normirani pomik v i -ti etaži.

Pri nelinearni analizi ne nastopa le ena nihajna oblika, ampak se nihajne oblike stalno spreminjajo skupaj s stopnjo plastifikacije konstrukcije. Ker bi bilo upoštevanje slednjega prezahtevno, Evrokod 8 predlaga uporabo dveh tipov porazdelitev vodoravne obtežbe po višini (slika 3-2):

- enakomerno porazdelitev, pri kateri so vodoravne sile sorazmerne masam glede na višino, pospeški so enakomerno porazdeljeni. Taka razporeditev ustreza konstantni nihajni obliki $\Phi_i=1$;
- modalno porazdelitev, pri kateri so horizontalne sile sorazmerne vodoravnim silam v obravnavani smeri, ki so določene z elastično analizo. Taka porazdelitev sil ustreza osnovni nihajni obliki elastične konstrukcije, ki pa povzroča enake pomike, kot bi jih dobili pri dinamični analizi, če bi upoštevali le eno nihajno obliko. V tem primeru imajo Φ_i obliko obrnjenega trikotnika.



Slika 3-2: Porazdelitev prečne sile po višini stavbe v sorazmerju s prvo nihajno obliko (a) oziroma v obliki narobe obrnjenega trikotnika (b) (Tomažević, 2009)

Tekom analize vodoravno obtežbo povečujemo, pri tem pa razporeditev sil po višini konstrukcije ostaja nespremenjena. Rezultat nelinearne statične analize je odnos med celotno prečno silo v spodnji etaži (V) in pomikom na vrhu konstrukcije (D_i). Analiza se v splošnem izvaja v pozitivni in negativni smeri za X in Y smer, kot rezultat dobimo »pushover« krivulje.

3.1.2 Določitev ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo

3.1.2.1 Pretvorba MDOF količin v SDOF količine

Po N2 metodi se ciljne potresne zahteve določijo na osnovi neelastičnega spektra pospeškov, ki je definiran za sisteme z eno prostostno stopnjo. Zato je potrebno iz MDOF sistema ustvariti ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF) (slika 3-3). Količine iz MDOF modela se transformirajo na količine SDOF modela s pomočjo transformacijskega faktorja Γ :

$$F^* = \frac{F}{\Gamma}$$

$$D^* = \frac{D}{\Gamma}$$

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

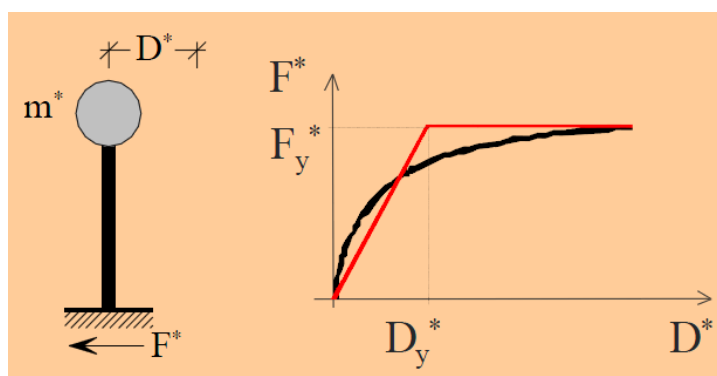
$$m^* = \sum(m_i \Phi_i)$$

F^* sila ekvivalentnega SDOF sistema

D^* pomik ekvivalentnega SDOF sistema

Γ transformacijski faktor med modeloma MDOF in SDOF

m^* masa ekvivalentnega SDOF sistema



Slika 3-3: Ekvivalenten SDOF model (Fajfar, 2002)

Za ekvivalenten SDOF sistem velja isti diagram obtežba – deformacija, kot za MDOF sistem, le merilo je spremenjeno. Oblika odnosa in s tem togosti ter nihajni časi so ohranjeni.

- nihajni čas SDOF modela je določen z enačbo:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}}$$

T^* nihajni čas SDOF sistema v elastičnem območju

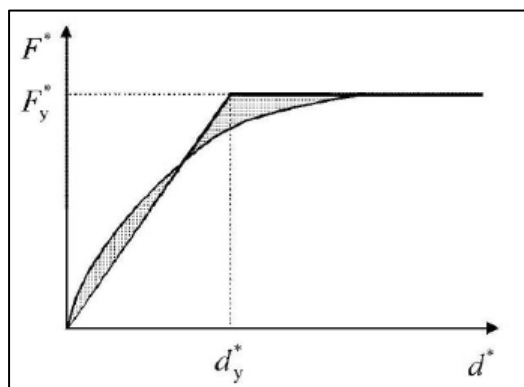
D_y^* pomik na meji tečenja

k^* togost SDOF sistema

F_y^* nosilnost SDOF sistema na meji tečenja (enaka je celotni prečni sili pri tvorbi plastičnega mehanizma)

3.1.2.2 Idealizacija odnosa med silo in pomikom

Odnos med silo in pomikom SDOF sistema je potrebno idealizirati. Pretvorimo ga v bilinearno obliko, kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje brez utrditve. Pravilo za idealizacijo oz. določitev začetne togosti (naklona krivulje), ki ga predvideva Evrokod 8, pravi, da sta površini pod dejansko in idealizirano krivuljo enaki (slika 3-4).



Slika 3-4: Enakost površin pod dejansko in idealizirano krivuljo (Fajfar, 2002)

3.1.2.3 Diagram kapacitete

Zahteve potresa so definirane v odnosu pospeška s pomikom, tj. v AD formatu. Da lahko s tem odnosom primerjamo odnos sile in pomika SDOF sistema, potrebujemo krivuljo kapacitete in zato silo F^* izrazimo s pospeški:

$$S_{ay} = \frac{F^*}{m^*}$$

S_{ay} pospešek na meji tečenja

3.1.3 Določitev pomika konstrukcije (ciljnega pomika) iz spektra

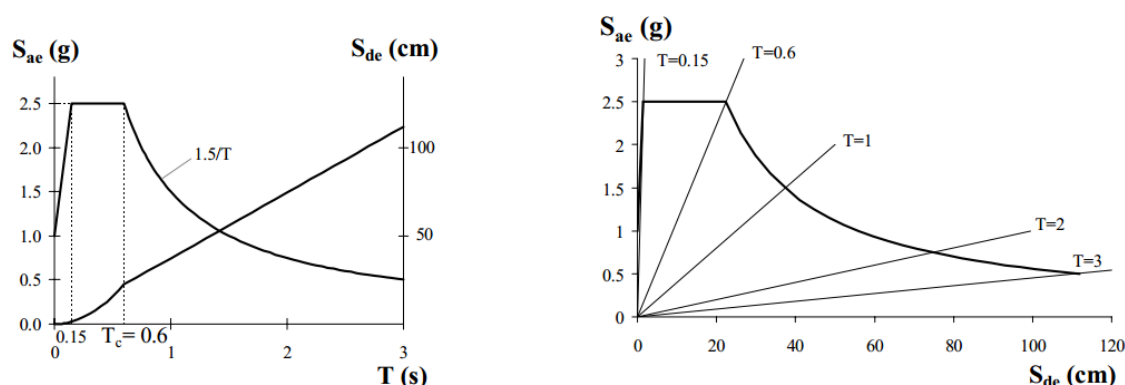
- Ekvivalentni elastični spekter

Namesto običajne oblike podajanja elastičnega spektra pospeškov, kjer so pospeški SDOF sistema podani v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije, potrebujemo za našo analizo

spekter, preoblikovan v AD format. Spekter pomikov S_{de} je s spektrom pospeškov S_{ae} povezan z enačbo:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

V tem formatu so na enem mestu združeni pospeški, pomiki in nihajni časi. Slednji kot konstante nastopajo na grafu v obliki radialnih linij, ki potekajo iz koordinatnega izhodišča, kot je prikazano na sliki 3-5.



Slika 3-5: Elastični spekter odziva za pospeške S_{ae} in pomike S_{de} za vrsto tal B in 5 % dušenja po EC8, normiran na 1,0 g v klasičnem (levo) in AD formatu (desno) (Fajfar, 2002)

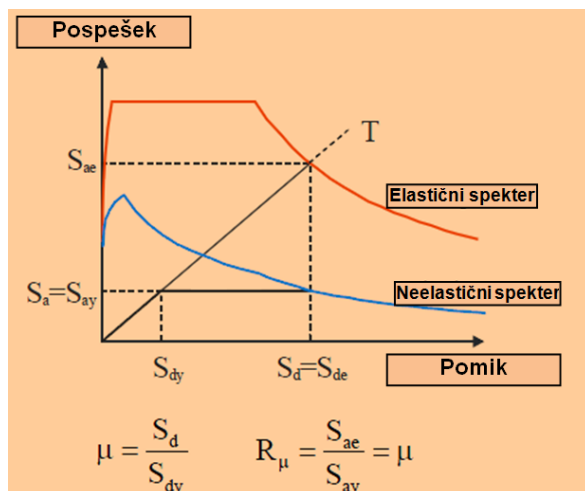
- Spektri za konstantne duktilnosti

Duktilne konstrukcije imajo sposobnost, da se deformirajo v neelastičnem območju in s tem sipajo energijo, na ta način pa so omogočene nepovratne poškodbe konstrukcije. Tako sposobnost konstrukcije opišemo z redukcijskim faktorjem R (v Evrokodu 8 imenovan faktor obnašanja q), s katerim v računski analizi zmanjšamo potresne sile. Na vrednost redukcije vplivata dva faktorja: dodatna nosilnost, ki predstavlja nosilnost nad računsko potrebno nosilnostjo in že prej omenjena duktilnost. Z redukcijskim faktorjem zmanjšamo spektralne vrednosti pospeškov, pri čemer upoštevamo le redukcijski faktor zaradi duktilnosti R_μ . Za določitev spektra pospeškov in spektra pomikov neelastičnega sistema z bilinearnim odnosom, ki ga obravnavamo v naši analizi, veljajo naslednje enačbe:

$$S_{ay} = \frac{1}{R_\mu} S_{ae} \quad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_d$$

- μ duktilnost
- R_μ redukcijski faktor zaradi duktilnosti
- T nihajni čas
- S_{ay} ... pospešek na meji tečenja
- S_{ae} ... elastični spekter pospeškov
- S_d neelastični spekter pomikov
- S_{de} ... elastični spekter pomikov

Povezava spektra pospeškov in spektra pomikov za elastični in neelastični spekter je prikazana na sliki 3-6.



Slika 3-6: N2 metoda (Fajfar, 2002)

V N2 metodi uporabljamo enostaven bilinearen spekter z naslednjimi povezavami med redukcijskim faktorjem in nihajnim časom ter duktilnostjo:

$$T < T_C \dots \text{območje kratkih nihajnih časov} \rightarrow R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1$$

$$T \geq T_C \dots \text{območje srednjih in dolgih nihajnih časov} \rightarrow R_\mu = \mu$$

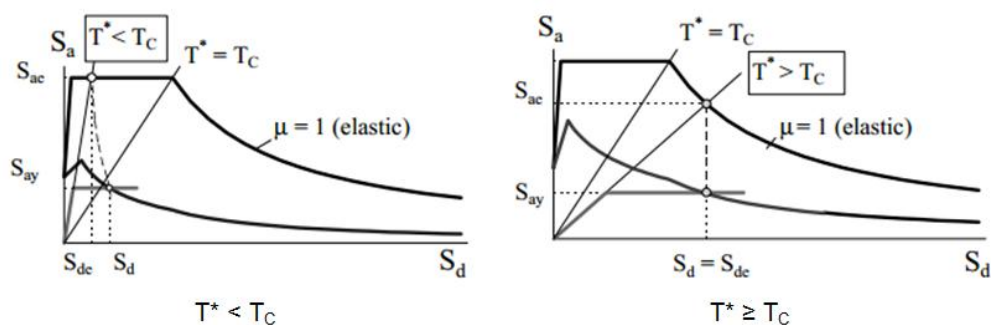
T_Ckarakterističen nihajni čas gibanja tal; običajno predstavlja mejo med konstantnim spektralnim pospeškom in konstantno spektralno hitrostjo v elastičnem spektru;

Spodnja izmed enačb kaže na to, da je pomik neelastičnega sistema enak pomiku elastičnega sistema.

3.1.4 Potresna obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema

Potresne zahteve za SDOF sistem določimo po enačbah iz poglavja 3.1.3, rezultate pa prikažemo v formatu pospešek-pomik, kjer narišemo elastični spekter, neelastični spekter in idealizirano krivuljo kapacitete. Presečišče krivulje kapacitete in neelastičnega spektra predstavlja ciljni pomik (slika 3-7).

Radialna linija, ki predstavlja elastični nihajni čas idealiziranega bilinearnega sistema T^* in elastični spekter S_{ae} se stikata v točki, ki določa zahteve potresa. S tem dobimo pospešek (in nosilnost), ki bi ga morala konstrukcija prenesti za obstoj v elastičnem območju in pomik, ki bi ga morala prenesti, ne da bi se porušila.



Slika 3-7: Grafična določitev ciljnega pomika SDOF sistema v formatu pospešek-pomik (Fajfar, 2002)

Redukcijski faktor R_μ je definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}}$$

V preglednici 3-1 so podane enačbe za izračun zahtevane duktilnosti in pomika za vsa območja nihajnih časov.

Preglednica 3-1: Zahtevana duktilnost in pomik za različni območji nihajnih časov

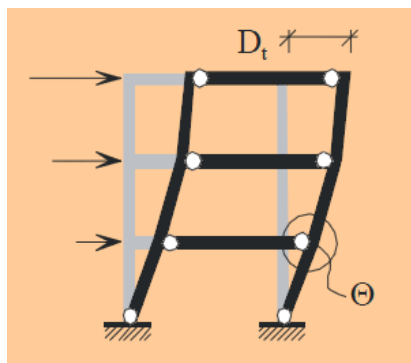
Območje nihajnih časov	Zahtevana duktilnost: $\mu = \frac{S_d}{D_y^*}$	Zahtevan pomik
$T^* < T_c$	$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1$	$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right)$
$T^* \geq T_c$	$\mu = R_\mu$	$S_d = S_{de}(T^*)$

3.1.5 Globalne in lokalne potresne obremenitve MDOF sistema

Ciljni pomik kontrolne točke MDOF sistema dobimo kot rezultat produkta transformacijskega faktorja Γ in ciljnega pomika S_d na SDOF sistemu:

$$D_t = \Gamma \cdot S_d$$

V nadaljevanju izvedemo nelinearno statično analizo MDOF modela. Na podlagi rezultatov analize lahko določimo lokalne obremenitve pri vrednosti ciljnega pomika D_t (etažne pomike, rotacije Θ , sile v krških elementih...) (slika 3-8). V analizi moramo kombinirati globalne in lokalne obremenitve, ki jih dobimo iz statičnih analiz za X in Y smer.



Slika 3-8: Model nelinearne statične analize MDOF modela do pomika D_t (Fajfar, 2002)

3.1.6 Ocena obnašanja

Po izvedeni analizi primerjamo globalne in lokalne obremenitve s pripadajočimi kapacitetami konstrukcije. Zaključki so zadovoljivi, če je kapaciteta konstrukcije večja od potresnih zahtev. Običajno preverjamo plastični mehanizem, celotne pomike, etažne pomike, duktilnosti, plastične rotacije, napetosti v krhkih elementih, pospeške opreme in dodatno nosilnost.

3.2 Program 3MURI

3.2.1 Splošno o programu

3Muri je računalniški program za oceno potresne odpornosti zidanih konstrukcij na osnovi N2 metode. Namenjen je dimenzioniranju novih konstrukcij in kontroli že obstoječih stavb. Omogoča dejanski prikaz obnašanja večjih in manjših odsekov zidovja ter ostalih sodelujočih elementov.

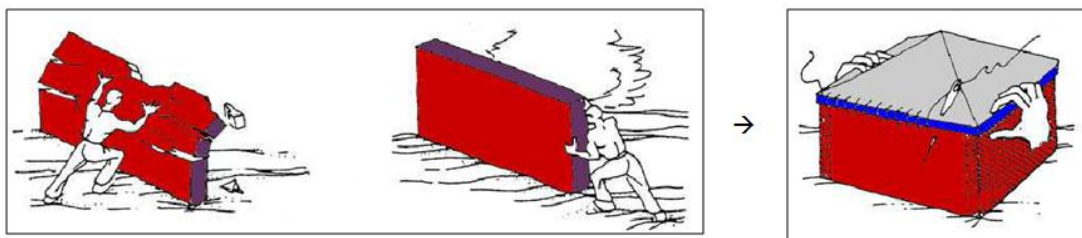
3.2.2 Opis nelinearnega modela zidanega objekta

Pri definiciji modela zidanega objekta je potrebno definirati:

- model za določitev nosilnosti in deformacijske kapacitete posameznega zidu,
- model konstrukcije, v katerem so upoštevani vsi konstrukcijski elementi, ki so med seboj primerno povezani,
- zahteve zakonodaje (standarda).

Za zidane konstrukcije velja, da nudijo relativno dober odpor potresni obtežbi, če so sestavljene tako, da je njihov odziv podoben »obnašanju škatle« (box behaviour) (slika 3-9). To pomeni, da zgradbo sestavljajo ustrezno medsebojno povezane stene in plošče. Stene predstavljajo vertikalne nosilne elemente, ki prenašajo horizontalno obtežbo, medtem ko

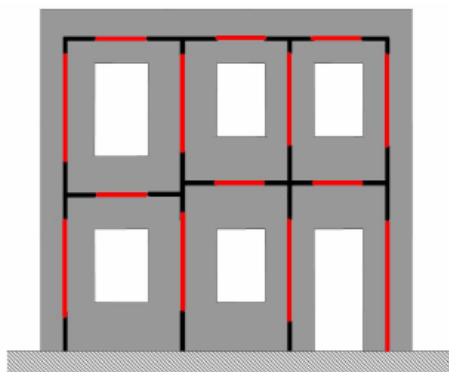
plošče s svojo togostjo vplivajo na razporeditev te obtežbe na stene. Plošče v lastni ravnini ne prenašajo obtežbe, prevzemajo le vertikalne obremenitve in s tem opišejo membransko obnašanje. Lokalno upogibno obnašanje plošč in sten izven lastne ravnine se v programu zaradi globalnega odziva konstrukcije zanemarita.



Slika 3-9: Obnašanje posameznih zidov in zidov, ki so medsebojno povezani
(S.T.A. Data, General description, v.4)

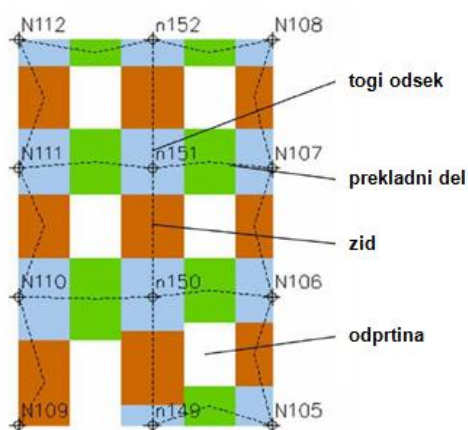
V preteklosti je bilo razvitih več metod, ki so namenjene računanju potresne odpornosti zidanih konstrukcij. Program 3Muri uporablja metodo FME (Frame by Macro Elements), ki je bila izpeljana na podlagi opazovanja obnašanja posledic potresov na stavbah. Metoda vključuje različne možne mehanizme porušitve.

Steno program pretvori v ekvivalentni okvirni model, ki ga sestavljajo nelinearni elementi, ki približno opišejo dejansko obnašanje zidanih panelov (slika 3-10).



Slika 3-10: Prikaz pretvorbe stenaste konstrukcije v ekvivalentni okvirni model
(S.T.A. Data, General description, v.4)

3Muri stene za opis obnašanja v lastni ravnini modelira tako, da jih razdeli na komponente: zidove (slope), prekladne dele in toge odseke, kot kaže slika 3-11.

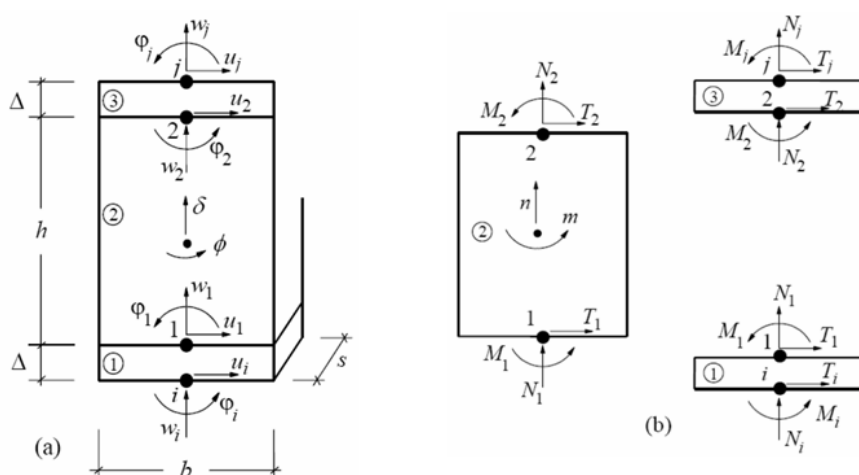


Slika 3-11: Mreža makroelementov, ko jo ustvari program 3Muri

Nelinearni nosilci so modelirani z linijskim elementom, ki ima dve vozlišči. Togi odseki služijo za prenos statičnih in kinematičnih količin med skrajnimi točkami elementov in vozlišči.

- Teoretično ozadje makroelementa

Element, s katerim modeliramo nelinearno obnašanje, je prikazan na sliki 3-12. Višina stene je označena s h , širina z b , debelina pa s s . Zgornji in spodnji del makroelementa, katerih višina Δ je infinitezimalno majhna, sta strižno toga in osno ter upogibno podajna. Nasprotno pa je osrednji del, ki ima višino h , osno in upogibno tog ter strižno podajen. Celoten kinematični model makroelementa lahko opišemo s tremi prostostnimi stopnjami na skrajnem zgornjem in spodnjem robu (v vozliščih i in j) ter z dvema v vmesnem delu.



Slika 3-12: Model makroelementa (levo) in njegovi sestavni deli (desno) (S.T.A. Data, General description, v.4)

Odziv nelinearnega elementa je naveden v navodilih programa 3Muri (v.5.0.1) in je opisan z:

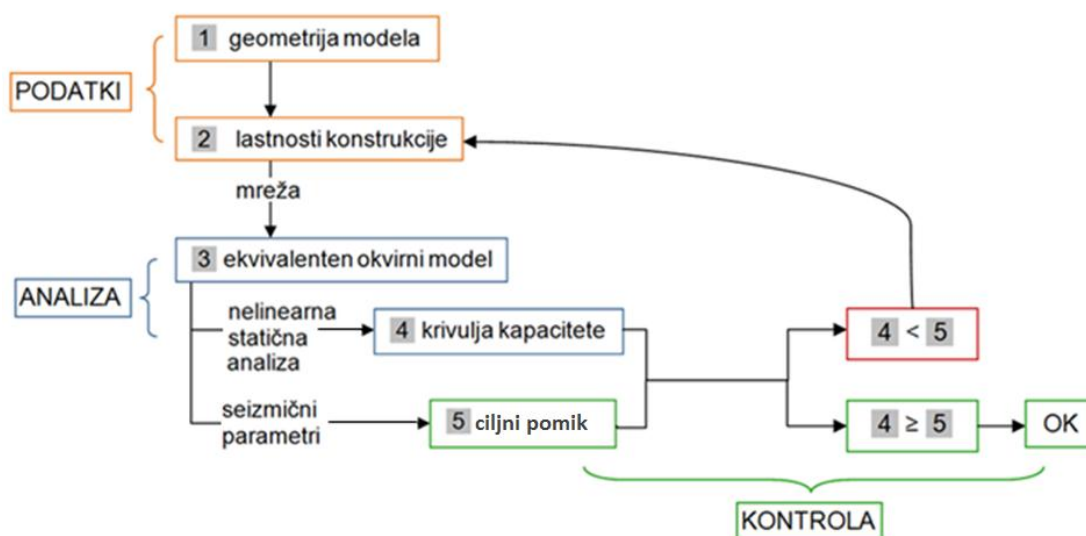
- njegovo začetno elastično togostjo ob upoštevanju razpokanega prereza,
- bilinearnim odnosom (sila – pomik oz. moment – zasuk) z maksimalnimi vrednostmi strižne sile in upogibnega momenta pri mejnem stanju nosilnosti,
- prerazporeditvijo notranjih sil v skladu z ravnotežnimi pogoji,
- globalnimi in lokalnimi parametri za mejno stanje uporabnosti,
- zmanjšanjem togosti v plastičnem območju,
- kontrolo duktilnosti, ki izhaja iz maksimalnega pomika (δ_u) porušnega mehanizma, skladno z Evrokodom 8,
- porušitvijo elementa pri maksimalnem sprejemljivem pomiku stene, določenem na podlagi standarda, pri čemer velja, da panel nima več sposobnosti prevzema horizontalne obtežbe, še vedno pa lahko prenaša navpično obtežbo.

Mejne deformacije zaradi striga oziroma upogiba, ki jih določa Evrokod 8:

$$\delta_m^{DL} = \frac{\Delta_m}{h_m} = \delta_u \begin{cases} 0,004 \dots \text{strig} \\ 0,008 \dots \text{upogib} \end{cases}$$

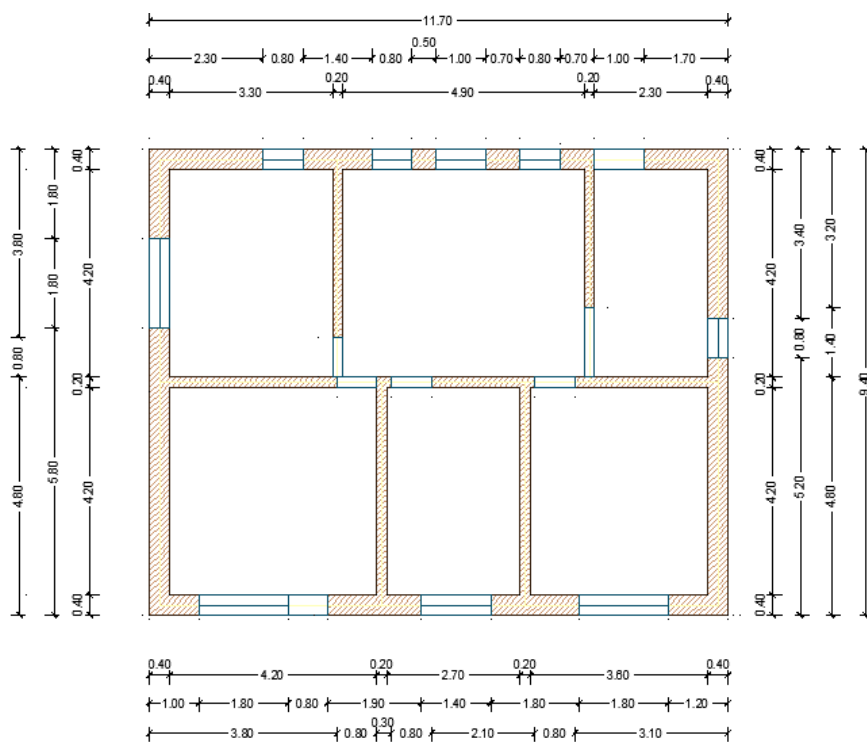
3.2.3 Uporaba programa na primeru zidanega objekta

V tem poglavju so predstavljeni procesi za oceno potresne odpornosti obravnavanih stavb. Posamezni koraki so prikazani na sliki 3-13, podrobneje pa so obrazloženi v nadaljevanju.

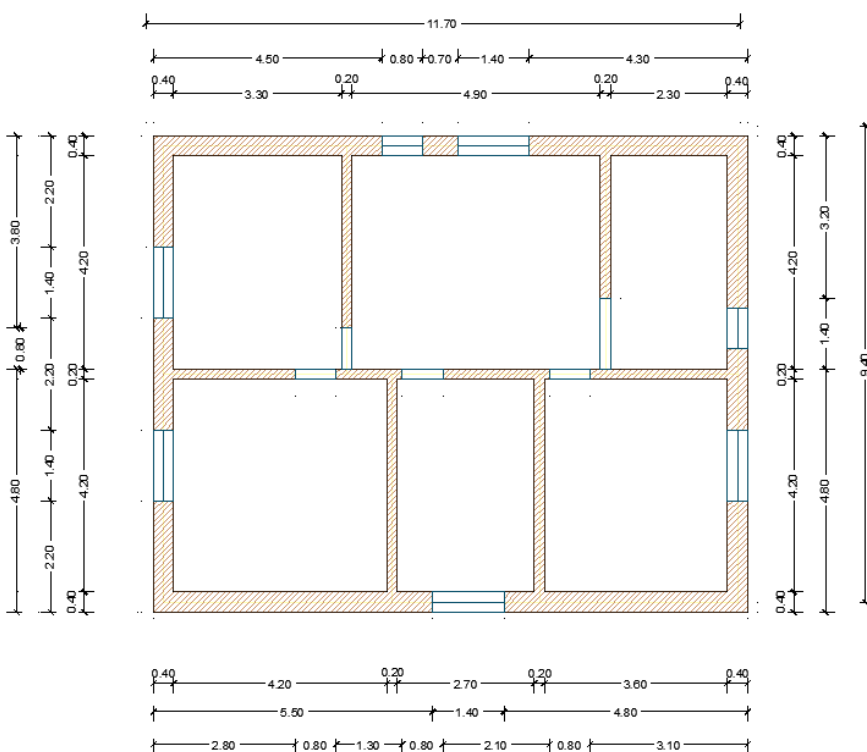


Slika 3-13: Postopek analize konstrukcije v programu 3Muri

Za lažjo predstavo poteka modeliranja in analize konstrukcije bomo predstavili celoten postopek na primeru enega izmed obravnavanih objektov. Tlorisa pritličja in prvega nadstropja sta prikazana na slikah 3-14 in 3-15.



Slika 3-14: Tloris pritličja objekta O8



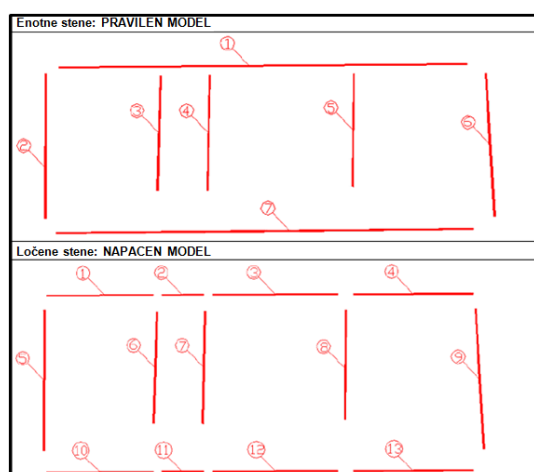
Slika 3-15: Tloris 1. nadstropja objekta O8

3.2.3.1 Geometrija modela

Prvi korak, ki ga storimo pri uporabi 3Murija, je definiranje geometrije. To lahko storimo tako, da uvozimo DXF oz. DWG datoteko ali pa s pomočjo pomožnih linij sami določimo tlorise etaž. Poleg tega izberemo etažne višine.

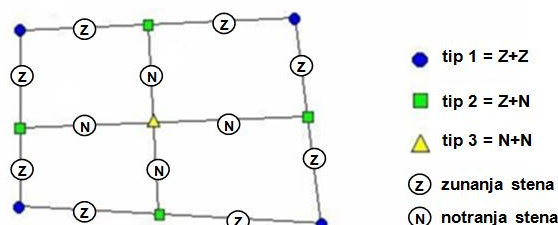
3.2.3.2 Lastnosti konstrukcije

Na pripravljeno mrežo konstrukcije s pomočjo programskih orodij vstavimo vertikalne konstrukcijske elemente (stene, stebre), ki jim določimo dimenzije (širino, debelino). Pri tem je potrebno upoštevati navodila programa in pravilno podajanje sten, kot je prikazano na slikah 3-16 in 3-17.



Slika 3-16: Prikaz pravilnega in napačnega podajanja navpičnih ploskovnih elementov

Velja, da v program vstavljamo celotne stene in ne le posameznih zidov.



Slika 3-17: Različni tipi vozlišč (3Muri)

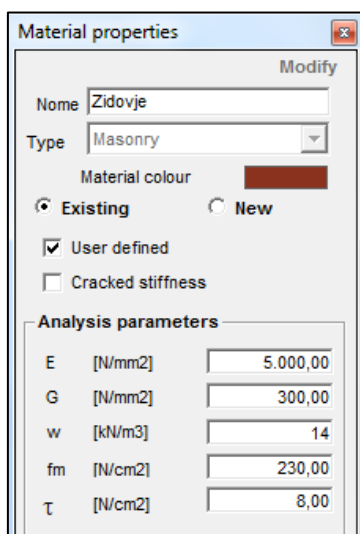
Z vstavitvijo sten program v njihovih stičiščih ustvari različne tipe vozlišč. Tista, ki so obarvana modro, predstavljajo stike zunanjih sten, zelena vozlišča prikazujejo stik zunanje stene z notranjo, rumena vozlišča pa so stičišča notranjih sten.

V nadaljevanju definiramo uporabljene materiale in njihove karakteristike ter jih pripišemo elementom. Na mesta oken in vrat vstavimo odprtine, kot je predstavljeno na slikah 3-18 in 3-19.

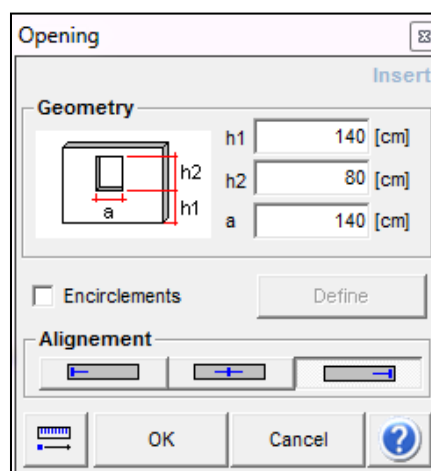
3Muri omogoča modeliranje različnih tipov stropov. Slednji se med seboj ločijo glede na materiale (jeklo, les, armirani beton) in izvedbo (masivna, montažna plošča, kombinirana z eno- oz. dvo-smernimi nosilci). Pri vstavljanju rišemo plošče običajno tako, da robovi plošč nalegajo na stene. Dodatno je potrebno za vsako ploščo definirati tip plošče in način raznosa obtežbe. V primeru, da obravnavamo npr. monta-plošče, je raznos enosmeren, če pa horizontalno konstrukcijo predstavlja armiranobetonska plošča, je raznos dvosmeren in je

potrebno določiti, kolikšen delež obtežbe se prenese na določeno smer. Pri tem upoštevamo strešno pravilo. Ploščo obtežimo s stalno in koristno obtežbo, ki je določena skladno s standardom (slika 3-20). V primeru, da objekt vsebuje balkon oz. teraso, v programu obstaja ukaz, s katerim podamo geometrijo in obtežbo tega dela stavbe (slika 3-21).

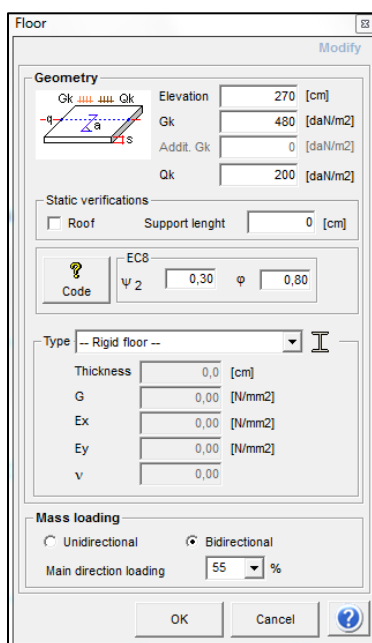
Model konstrukcije je s tem ustvarjen. Program omogoča različne poglede nastale konstrukcije (slike 3-22, 3-23 in 3-24).



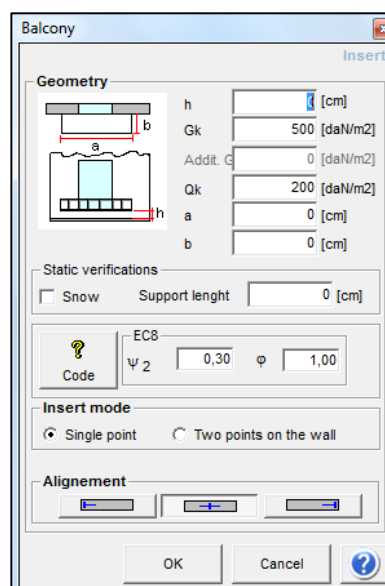
Slika 3-18: Podajanje materialnih karakteristik



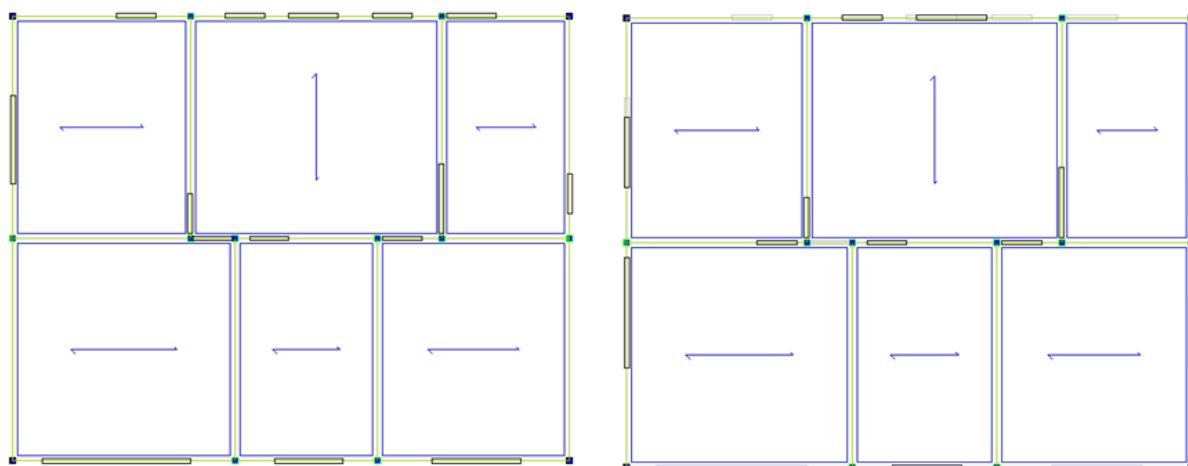
Slika 3-19: Ustvarjanje okenskih in vratnih odprtin



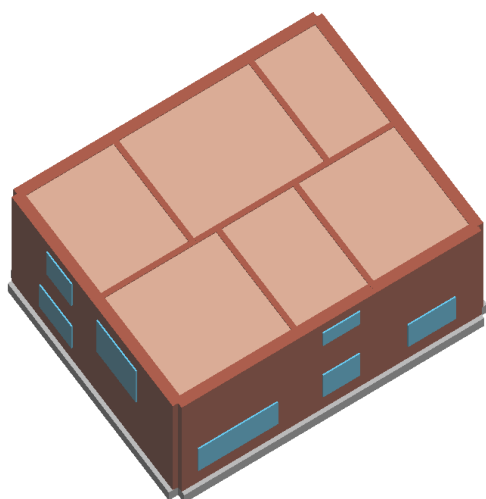
Slika 3-20: Okno, v katerem določimo lastnosti plošče



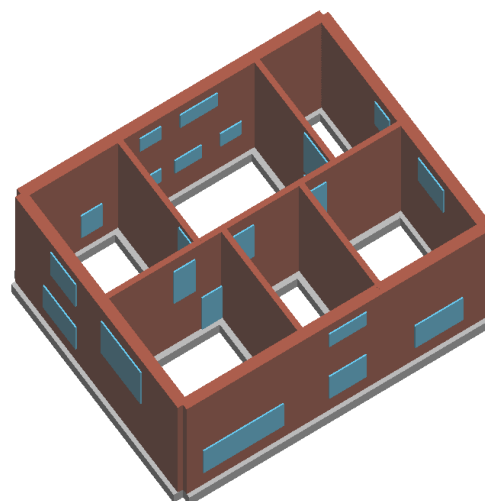
Slika 3-21: Podatki o balkonu



Slika 3-22: 2D modela, ki prikazujeta tloris objekta: pritičje (levo) in nadstropje (desno)



Slika 3-23: 3D model celotne konstrukcije

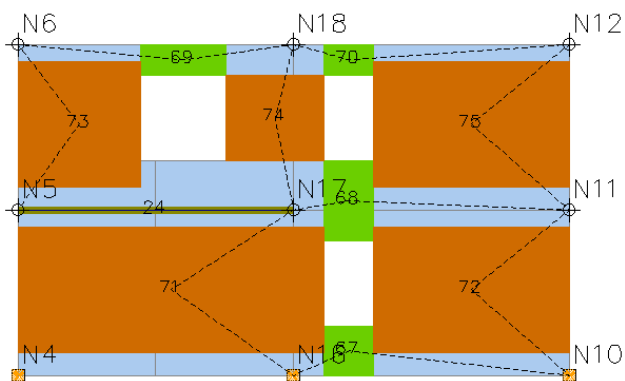


Slika 3-24: Model z odstranjenimi ploščami, kjer je omogočen vpogled v notranjost objekta

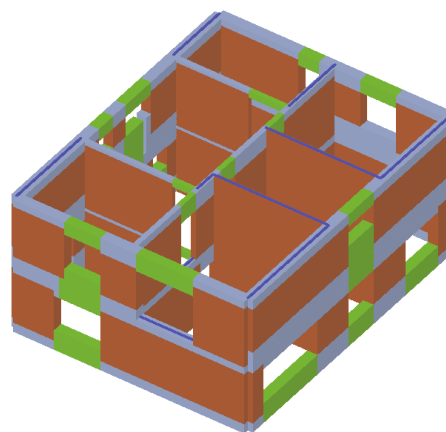
3.2.3.3 Ekvivalenten okvirni model

Naslednji korak je oblikovanje mreže, s čimer dobimo ekvivalentni okvirni model zidane konstrukcije. Program s pomočjo ukaza »mesh« ustvari mrežo linijskih elementov (sliki 3-25 in 3-26). Nove različice omogočajo, da lahko uporabnik mrežo dopolni oziroma spremeni po lastni presoji.

Preden začnemo z analizo konstrukcije, je priporočljivo, da izvedemo še določene kontrole modela. 3Muri vsebuje avtomatiziran postopek, s katerim preveri pravilnost vseh osnov, ki so pogoj za nadaljnji račun.



Slika 3-25: Mreža makroelementov za steno



Slika 3-26: 3D prikaz ekvivalentnega okvirnega modela celotne konstrukcije

3.2.3.4 Nelinearna statična analiza

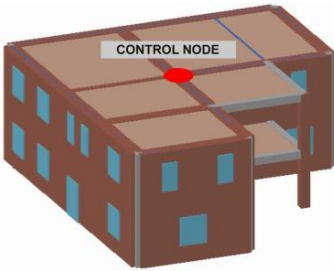
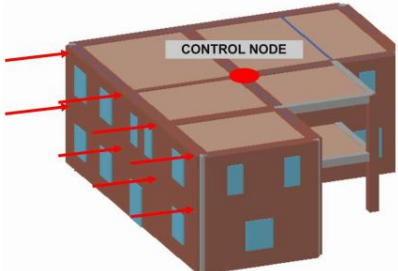
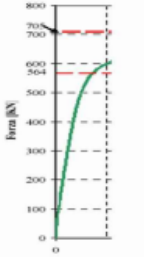
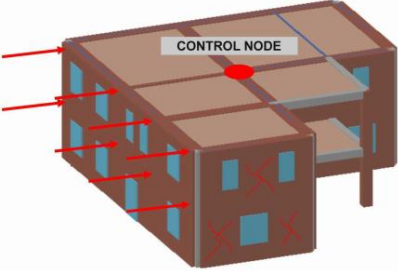
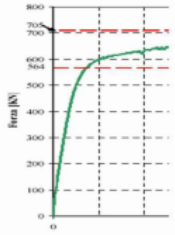
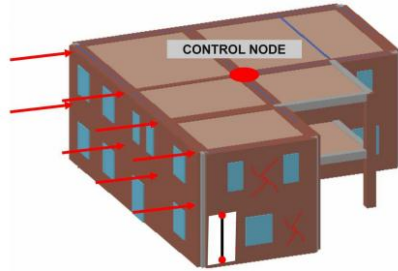
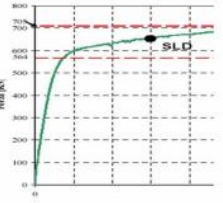
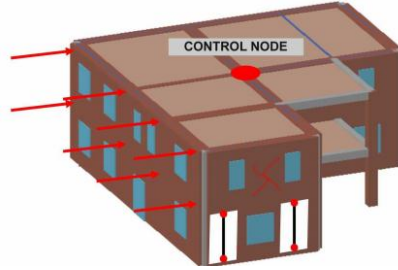
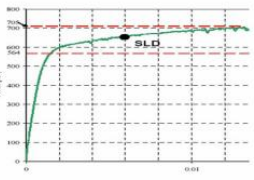
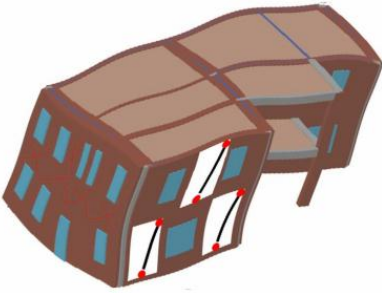
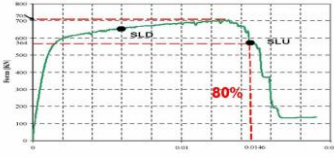
Kot je bilo omenjeno že v prejšnjih poglavjih, nelinearno statično (potisno, »pushover«) analizo izvedemo tako, da model konstrukcije obremenimo s postopoma naraščajočo vodoravno statično obtežbo, ki je simulacija vztrajnostnih sil, ki se pojavijo med potresom. Ko je dosežen izračunani mejni pomik, velja, da se konstrukcija poruši. Na podlagi dogajanja vse od neobtežene konstrukcije pa do njene porušitve lahko dobimo potisno krivuljo, ki predstavlja razpoložljivo kapaciteto konstrukcije. Slednja je neodvisna od potresa, nanjo vplivajo le geometrijske in materialne značilnosti konstrukcije ter oblika vodoravnih sil za potisno analizo.

Program 3Muri od uporabnika zahteva podatek o kontrolnem vozlišču konstrukcije, kamor med analizo nanaša obtežbo oziroma pomik ter na koncu vrne krivuljo kapacitete za izbrano kontrolno vozlišče oziroma za povprečje vseh vozlišč.

Potek celotne nelinearne statične analize je s skicami in grafi predstavljen v preglednici 3-2.

Preden program izvede izračun potisnih krivulj, izberemo analize, za katere želimo pridobiti rezultate. Na voljo je 24 različnih analiz, ki se med seboj razlikujejo glede na razporeditev vodoravnih sil (glede na 1. nihajno obliko in obliko obrnjenega trikotnika), glede na smer analize (+X, -X, +Y, -Y) in glede upoštevanje ekscentričnosti mase ($e=0$, $+e$, $-e$). Izberemo tudi toleranco računanja in število korakov nanosa pomika.

Preglednica 3-2: Koraki potresne analize (S.T.A. Data, General description, v.4)

I. faza		<p>Na krivulji kapacitete se nahajamo v koordinatnem izhodišču.</p>	<p>Konstrukcija je neobtežena.</p>
II. faza			<p>Začetek nanosa obtežbe v vozlišča konstrukcije.</p>
III. faza			<p>Obtežba narašča, posamezni elementi se poškodujejo, na potisni krivulji konstrukcija preseže mejo elastičnosti.</p>
IV. faza			<p>Obtežba se povečuje, elementi odpovedo v smislu prenosa horizontalne obtežbe, še vedno pa prenašajo navpično obtežbo (delujejo kot palice, ki nimajo niti upogibne niti strižne nosilnosti)</p>
V. faza			<p>Število elementov, ki so porušeni, narašča. Dosežena je maksimalna nosilnost.</p>
VI. faza			<p>V trenutku, ko nosilnost pade na 80% maksimalne vrednosti, velja, da se konstrukcija poruši kot celota.</p>

3.2.3.5 Določitev mejnega pomika

Prvi korak pri uporabi programa je izbira ustreznega standarda. V našem primeru je to Evrokod 8, ki določa maksimalne sprejemljive deformacije zaradi striga oziroma upogiba (slika 3-27). Glede na lokacijo obravnavanega objekta določimo pospešek tal za mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti ter tip tal.

V odvisnosti od kategorije pomembnosti objekta upoštevamo ustrezno vrednost faktorja pomembnosti. Obravnavani objekti, kot to velja za običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije, spadajo v II. kategorijo pomembnosti. Pripadajoč faktor pomembnosti γ_I znaša 1,0 (slika 3-28).

The 'Parameters EC8' dialog box contains the following sections and values:

- Parameters EC8**: Bilinear elastic segment and pushover intersection: 70 [%]
- ULS limit value**: Decay: 80 [%]; First element failed
- DLS limit value**: Drift; Shear; both drift and shear
- q^{*} limit**: 3
- Displacement reduction factor**: 1
- Storey height drift limit**: 0,002
- Materials**:
 - Existing**:
 - Drift: Shear: 0,004; Compression-bending: 0,008
 - Confidence factor: Knowledge level 1: 1,35; Knowledge level 3: 1; Knowledge level 2: 1,2
 - New - Drift**: Shear: 0,004; Compression-bending: 0,008
 - Reduction factor for cracked stiffness: 2
- Spectrum**: Type 1 (Ms>5.5); Type 2 (Ms>5.5); F0: 2,5
- Soil type table**:

Soil type	S _S	T _B	T _C	T _D
A	1	0,15	0,4	2
B	1,2	0,15	0,5	2
C	1,15	0,1	0,6	2
D	1,35	0,2	0,8	2
E	1,4	0,15	0,5	2

Slika 3-27: Podatki iz standarda Evrokod 8, ki jih uporablja 3Muri

The 'Seismic action' dialog box contains the following sections and values:

- EC8**:
 - Zone**: ULS: 2,21 [m/s²]; DLS: 1,10 [m/s²]
 - Soil type**: C; S: 1,15; T_b: 0,1; T_C: 0,6; T_D: 2
 - Importance Factor**: 1

Slika 3-28: Potresni parametri v programu 3Muri

3.2.3.6 Pregled rezultatov

Program po izvršenem ukazu za začetek računa prične s posameznimi analizami. Za kontrolo rezultatov je uporabljena primerjava med pomikom, ki predstavlja kapaciteto konstrukcije in ciljnim pomikom. V primeru, da je prva vrednost večja od druge, je zahteva po neporušitvi izpolnjena. V nasprotnem primeru pa program opozori uporabnika, da je izračun

neugoden. V tem primeru lahko konstrukciji, ki jo projektiramo, spremenimo lastnosti tako, da bo potresno bolj odporna in bo s tem zadostila zahtevam.

Po končanem računu dobimo rezultate vseh analiz, kot je prikazano spodaj na primeru. Analize, ki so obarvane zeleno, pomenijo ugoden izračun in s tem izpolnjene zahteve glede pomikov, medtem ko za rdeče obarvane primere velja, da je ciljni pomik večji od razpoložljive kapacitete v smislu pomika. Poleg tega mejna vrednost faktorja q , ki jo dobimo z analizo stavbe, mora biti manjša od izbranega q , ki je odvisen od materiala, geometrije stavbe, itd. Če objekt izpolnjuje kriterije, potem stavba z globalnim obnašanjem ustreza zahtevam standarda. Zagotovljena je ustrezna duktilnost konstrukcije in hkrati omejen pomik.

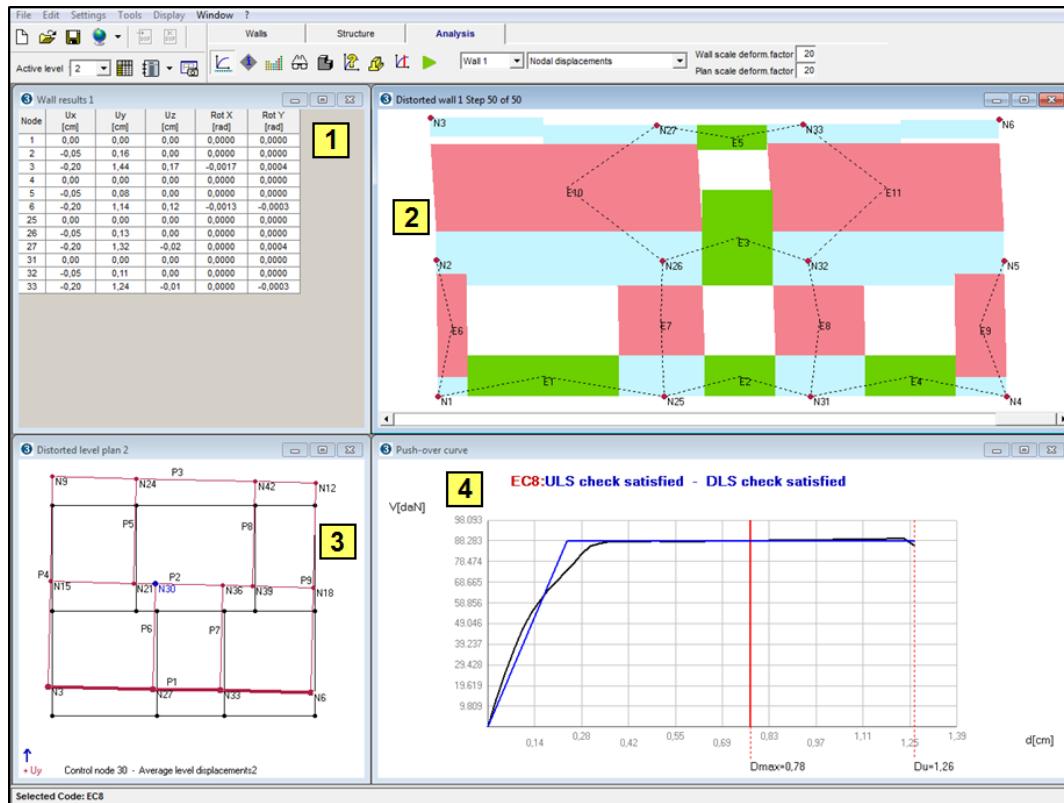
V nadaljevanju si lahko vsako izmed analiz podrobneje ogledamo. 3Muri za izbran primer prikaže štiri okna, kjer si lahko ogledamo numerične rezultate (slika 3-30). Vidimo lahko reakcije, pomike vozlišč (1), grafično obliko sten (2), deformirano obliko konstrukcije v tlorisu (3) in potisno krivuljo (4).

Dodatne informacije glede posamezne analize so prikazane na sliki 3-31.

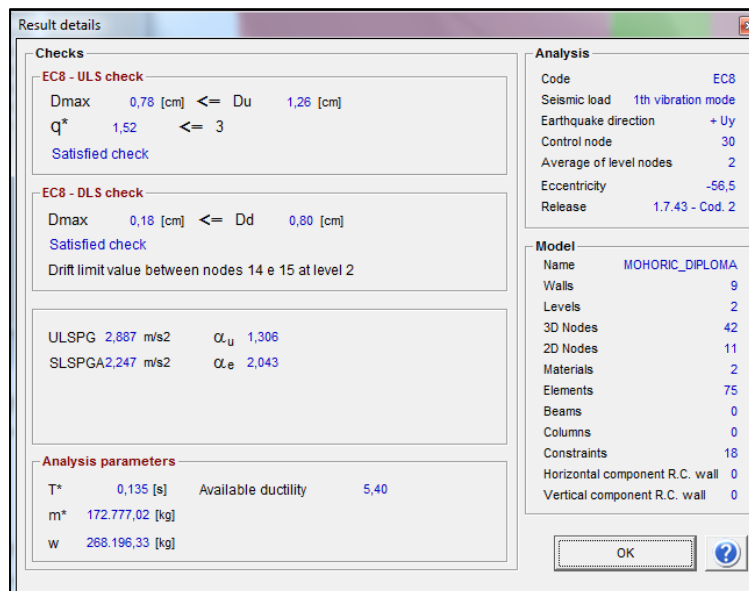
Code	No.	Insert in report	Earthquake	Uniform pattern of lateral load	Ecc. [cm]	Dmax ULS [cm]	Du ULS [cm]	q ^u ULS	Dmax DLS [cm]	Dd DLS [cm]	Alpha u	Alpha e
✓ ECE	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masses	0,0	0,84	0,59	2,181	0,17	0,27	0,817	1,151
	2	<input type="checkbox"/>	+X	First mode	0,0	0,91	0,62	2,240	0,20	0,27	0,794	1,096
	3	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	0,0	0,73	0,62	1,700	0,14	0,35	0,922	1,457
	4	<input type="checkbox"/>	-X	First mode	0,0	0,80	0,65	1,785	0,15	0,38	0,893	1,417
	5	<input type="checkbox"/>	+Y	Masses	0,0	0,56	1,37	1,332	0,14	0,41	1,579	1,789
	6	<input type="checkbox"/>	+Y	First mode	0,0	0,78	1,38	1,555	0,17	0,68	1,386	1,883
	7	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	0,0	0,58	2,06	1,366	0,14	0,38	2,063	1,726
	8	<input type="checkbox"/>	-Y	First mode	0,0	0,87	2,00	1,896	0,16	0,26	1,583	1,191
	9	<input type="checkbox"/>	+X	Masses	45,0	0,84	0,59	2,185	0,17	0,27	0,814	1,147
	10	<input type="checkbox"/>	+X	Masses	-45,0	0,84	0,59	2,173	0,17	0,27	0,817	1,152
	11	<input type="checkbox"/>	+X	First mode	45,0	0,92	0,62	2,263	0,21	0,27	0,789	1,087
	12	<input type="checkbox"/>	+X	First mode	-45,0	0,91	0,59	2,228	0,20	0,46	0,776	1,367
	13	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	45,0	0,73	0,62	1,702	0,14	0,32	0,918	1,412
	14	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	-45,0	0,73	0,59	1,706	0,14	0,35	0,903	1,457
	15	<input type="checkbox"/>	-X	First mode	45,0	0,81	0,70	1,802	0,15	0,38	0,925	1,407
	16	<input type="checkbox"/>	-X	First mode	-45,0	0,80	0,65	1,769	0,15	0,40	0,895	1,460
	17	<input type="checkbox"/>	+Y	Masses	56,5	0,56	1,28	1,338	0,14	0,48	1,510	1,886
	18	<input type="checkbox"/>	+Y	Masses	-56,5	0,57	1,49	1,344	0,14	0,43	1,660	1,814
	19	<input type="checkbox"/>	+Y	First mode	56,5	0,77	1,41	1,522	0,17	0,59	1,405	1,785
	20	<input type="checkbox"/>	+Y	First mode	-56,5	0,78	1,26	1,520	0,18	0,80	1,306	2,043
	21	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	56,5	0,51	1,74	1,231	0,15	1,14	1,854	2,894
	22	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	-56,5	0,65	1,49	1,520	0,13	0,31	1,611	1,515
	23	<input type="checkbox"/>	-Y	First mode	56,5	0,82	2,16	1,727	0,16	0,66	1,737	1,791
	24	<input type="checkbox"/>	-Y	First mode	-56,5	0,94	1,67	2,141	0,19	0,30	1,401	1,151

Colour legend
 Satisfied Not satisfied Self weight not converging

Slika 3-29: Prikaz rezultatov vseh 24 analiz



Slika 3-30: Izpis rezultatov za analizo v Y-smeri v stanju, ko je dosežena kapaciteta v smislu pomika



Slika 3-31: Rezultati seizmične analize

D_{max} ciljni pomik, ki izhaja iz elastičnega spektra (različen za MSN in MSU)

D_u pomik, ki ga je konstrukcija sposobna doseči v MSN

D_d pomik, ki ga je konstrukcija sposobna doseči v MSU

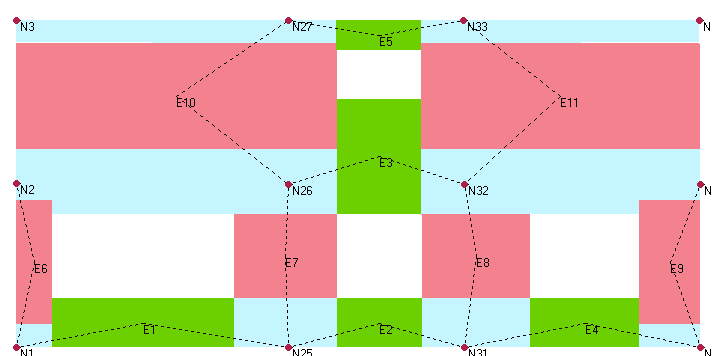
q^* izračunani faktor obnašanja, ki ga konstrukcija doseže pri danem potresu v določeni smeri

ULSPGpospešek tal, ki povzroči MSN oz. porušitev konstrukcije
SLSPGA ...pospešek tal, ki povzroči MSU oz. poškodbe konstrukcije
 α_u stopnja ranljivosti za MSN
 α_e stopnja ranljivosti za MSU
 T^*nihajni čas ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
 m^*masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo
 w celotna masa sistema z več prostostnimi stopnjami
available ductility....duktilnost, dobljena kot razmerje med D_u in pomikom na meji elastičnosti
 D_y

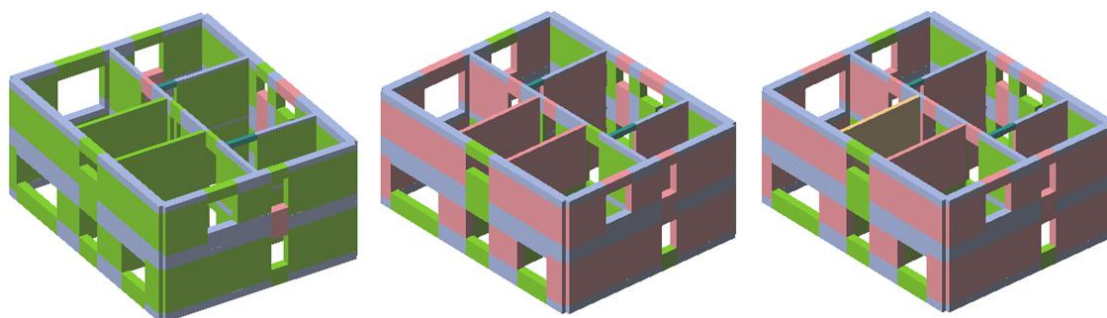
Dobra lastnost programa je, da nam na nazoren način lahko prikaže vrste poškodb konstrukcije v grafični obliki (slike 3-32, 3-33 in 3-34).



Slika 3-32: Legenda za vrste poškodovanosti konstrukcije



Slika 3-33: Prikaz poškodb stene za zadnji korak analize



Slika 3-34: 3D prikaz poškodb za 1. (začetni), 25. in 50. (končni) korak analize

4 OBRAVNAVANI OBJEKTI

To poglavje je namenjeno podrobnejši predstavitvi obravnavanih objektov. Osredotočili smo se na zidane enodružinske stanovanjske objekte, ki so bili na novo zgrajeni med letoma 1970 in 1990.

Veljaven Stanovanjski zakon (Uradni list RS, št. 69/2003 - SZ-1), ki med drugim ureja vrste stanovanjskih stavb, v I. poglavju: »Splošne določbe« v 2. členu (vrste stanovanjskih stavb) navaja:

»(1) Stanovanjske stavbe se, glede na število stanovanjskih enot, ki so v njih in glede na način rabe, razvrščajo na enostanovanjske stavbe, dvo in večstanovanjske stavbe in stanovanjske stavbe za posebne namene.«

»(2) Enostanovanjske stavbe so samostojno stoječe enodružinske hiše, vile, atrijske hiše, vrstne hiše, počitniške hiše in podobno.«

Enostanovanjska stavba je stanovanje, ki ga stalno uporabljajo lastnik oz. najemnik ali njuni ožji družinski člani za trajno zadovoljevanje svojih stanovanjskih potreb. Po 11. členu I. poglavja pa velja:

»(1) Ožji družinski člani po tem zakonu so zakonec lastnika ali oseba, s katero lastnik živi v zunajzakonski skupnosti v skladu s predpisi o zakonski zvezi in družinskih razmerjih, njeguni otroci oziroma posvojenci, starši in posvojitelji ter osebe, ki jih je po zakonu dolžan preživljati.«

Podatki o stavbah izhajajo iz Projektov za pridobitev gradbenega dovoljenja (PGD), ki so jih za namen diplomske naloge posredovali lastniki stavb. Vsi obravnavani objekti imajo nad nivojem terena dve etaži, v kolikor na lokaciji ni nevarnosti visoke podtalne vode, pa so tudi podkleteni.

Projekt za PGD poleg uvodne mape vsebuje tudi mape z načrti. Projekti vsebujejo tiste vrste načrtov, ki jih odgovorni projektant v izjavi o skladnosti in izpolnjevanju bistvenih lastnosti opredeli kot obvezne glede na vrsto gradnje in objekta.

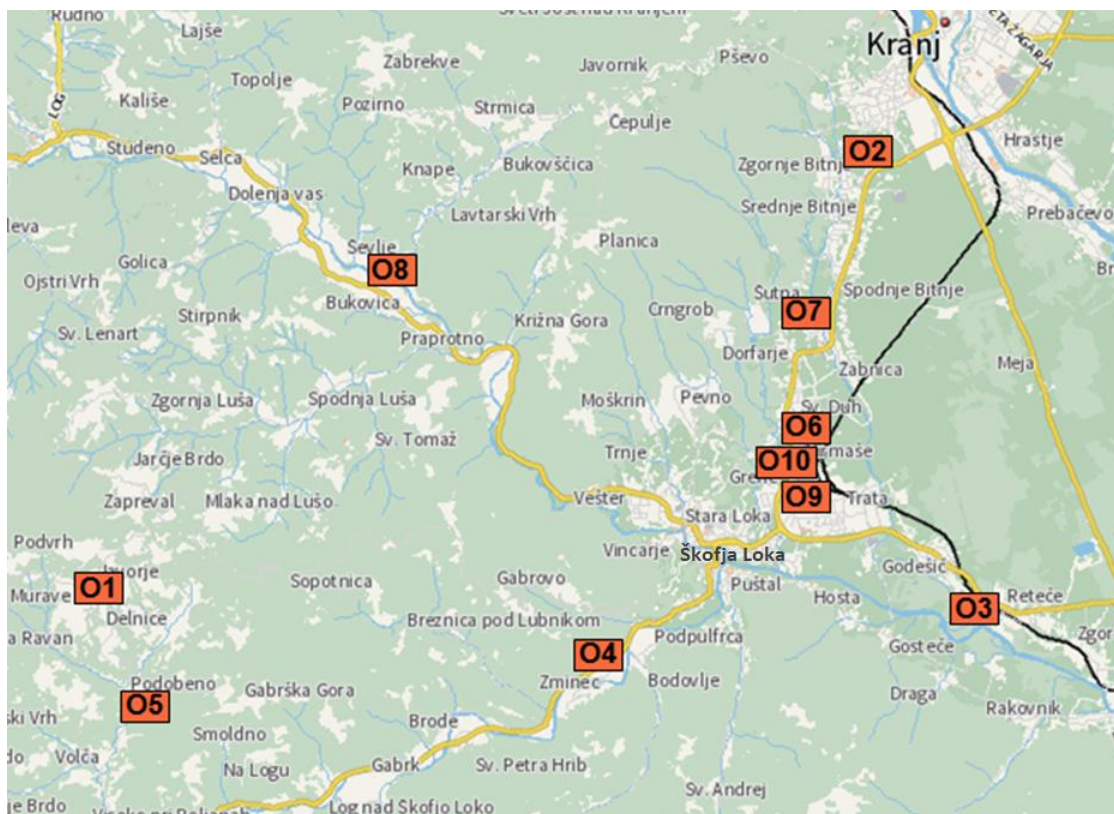
Za našo obravnavo so bili pomembni predvsem naslednji sestavni deli PGD:

- tehnično poročilo, ki vsebuje podatke o materialu, geometriji, nosilni konstrukciji in prostorih objekta;
- tlorisi objekta, iz katerih lahko razberemo položaj vertikalnih nosilnih elementov in odprtih ter razporeditev prostorov;

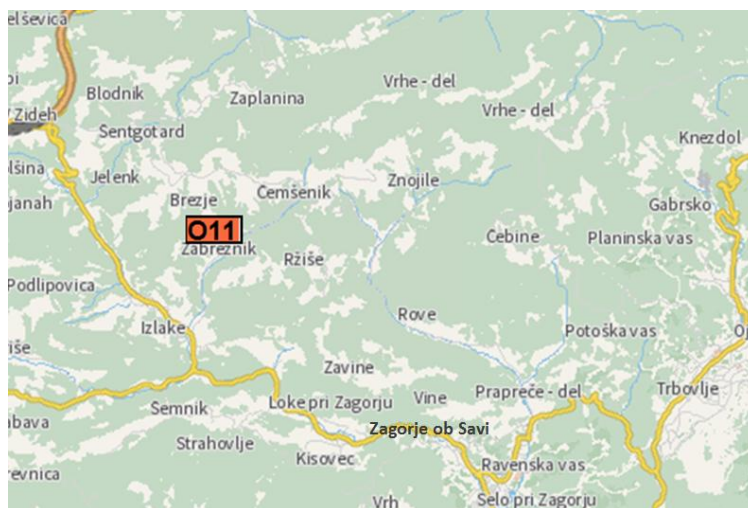
- prerezi objekta, ki prikazujejo etažnost stavbe, dimenzije horizontalne nosilne konstrukcije in položaj odprtin;
- fasade;
- statični izračun nosilne konstrukcije, ki vsebuje končne dimenzije nosilnih elementov objekta;
- armaturni načrti.

4.1 Opis lokacij obravnavanih objektov

V nadaljevanju so analizirani objekti označeni s črko O in zaporedno številko. Deset izbranih stanovanjskih stavb se nahaja na Gorenjskem, natančneje v okolici Škofje Loke (O1–O10). Izjema je le en objekt (O11), ki je lociran v občini Zagorje in v nadaljevanju nastopa kot možna primerjava z ostalimi stavbami in njihovimi značilnostmi. Na slikah 4-1 in 4-2 so prikazane lokacije objektov.



Slika 4-1: Karta z lokacijami objektov O1–O10



Slika 4-2: Področje, kjer se nahaja objekt O11

4.2 Tipi obravnavanih objektov

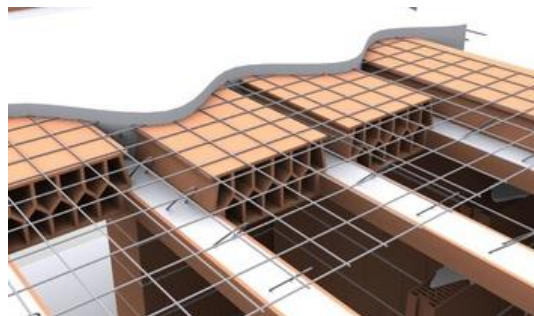
Obravnavani objekti sodijo med zidane konstrukcije. Vertikalne nosilne elemente predstavljajo nearmirani ali pa povezani zidovi. V obdobju, ko so se te stavbe gradile, so bili v Sloveniji v veljavi prvi potresni predpisi, ki pa so leta 1981 dobili še izboljšano verzijo in so temeljili na omejitvi gradnje nearmiranih zidanih stavb in uvedbi povezanega ter armiranega zidovja. Zidovi večine obravnavanih objektov so že povezani z armiranobetonskimi horizontalnimi in vertikalnimi vezmi (Tomažević, 2009).

Poleg vertikalnih elementov je pri potresu pomembna tudi horizontalna nosilna konstrukcija. Plošča nad pritličjem je v obravnavanih primerih masivna armiranobetonska plošča (v nadaljevanju: AB plošča) (slika 4-3), pri dveh objektih pa nastopa monta strop (slika 4-4), ki je sestavljen iz nosilcev, med katere so naložena opečna polnila, na vrhu pa je tanjša plast betona (tlačna plošča). Glavne razlike v primerjavi z AB ploščo so manjša teža, enosmerna nosilnost in omejitve pri geometriji plošče.

Pri objektih, ki imajo monta strop, se enaka horizontalna konstrukcija ponovi tudi nad prvim nadstropjem. Za primere z masivno AB ploščo nad pritličjem pa velja, da se ta nadaljuje tudi nad etažo višje ali pa jo tam zamenja lažji lesen strop.



Slika 4-3: Masivna AB plošča
(<http://www.pasivnogradnja.com>, 2014)



Slika 4-4: Sistem monta, na katerega dodamo še tanjšo tlačno betonsko ploščo (Wienerberger, 2014)

4.3 Mehanske lastnosti zidov

Zidovje spada med kompozitne materiale, zato so njegove materialne lastnosti odvisne od njegovih sestavnih delov. V tehničnih poročilih objektov iz obdobja 1970 – 1990 so navedeni le podatki o tipu uporabljenih zidakov in kvaliteti betona za temeljenje, masivne plošče in zidne vezi. Navedena je tudi količina in kvaliteta jekla za armiranje.

Na podlagi omenjenih podatkov je nemogoče določiti natančne vrednosti karakteristik zidovja, ki jih potrebujemo pri računu odpornosti objekta. Morali bi dobiti dejanske rezultate, ki bi bili produkt različnih eksperimentalnih preiskav. Ker slednjih v diplomski nalogi nismo izvedli, smo mehanske lastnosti zidov predpostavili glede na eksperimentalne podatke (Tomažević 2009). Izbrali smo zidovje, sestavljeno iz votlakov (glede na geometrijo zidakov spadajo v skupino 2), ki jih povezuje malta tradicionalnega tipa brez posebnih karakteristik. Pripadajoče vrednosti analiziranega zidovja so navedene in obrazložene v preglednici 4-1.

Kot je bilo omenjeno v prejšnjem poglavju, smo izvedli 24 različnih analiz. Program 3Muri ne vsebuje možnosti računa, v kateri bi kot strižne poškodbe lahko nastopile tako diagonalne razpoke kot tudi zdrs. Vsako vrsto strižnih poškodb je zato potrebno obravnavati posebej. Pri tistih analizah, kjer strižne poškodbe nastopijo v obliki pojava diagonalnih razpok, je potrebno v 3Muri vnesti podatek o strižni trdnosti zidovja τ_{θ} . V preostalih primerih upoštevamo pojav zdrsa in v programu določimo vrednosti začetne (f_{vko}) in limitne ($f_{v,lim}$) strižne trdnosti zidovja.

Preglednica 4-1: Izbrane materialne karakteristike zidovja obravnavanih objektov

Simbol	Pomen	Vrednost za analizo
f_b	Deklarirana tlačna trdnost zidaka	15,0 MPa
f_m	Deklarirana tlačna trdnost malte	2,5 MPa
f_d	Tlačna trdnost zidovja	2,3 MPa
f_{tk}	Karakteristična natezna trdnost zidovja	0,12 MPa
τ_0	Strižna trdnost zidovja	0,08 MPa
f_{vk0}	Začetna strižna trdnost zidovja pri ničelni napetosti	0,20 MPa
$f_{v,lim}$	Limitna strižna trdnost zidovja	1,0 MPa
E	Elastični modul	5000 MPa
G	Strižni modul	300 MPa
w	Specifična prostorninska teža zidovja	14 kN/m ³

4.4 Geometrijske lastnosti obravnavanih objektov

V nadaljevanju so prikazane vrednosti geometrijskih lastnosti obravnavanih objektov, ki se nahajajo v Gorenjski regiji (O1–O10). Objekt O11 v izračun povprečnih vrednosti ni vključen.

4.4.1 Etažnost objektov

Preučevani objekti imajo nad nivojem terena dve etaži, ki sta namenjeni stanovanjskim potrebam. Tiste stavbe, ki se nahajajo na lokaciji, kjer ni nevarnosti visoke podtalne vode, imajo tudi klet. Za našo obravnavo sta pomembna predvsem pritličje in 1. nadstropje, saj se nahajata nad tlemi in v primeru potresa nista popolnoma toga, tako da imata drugačen pospešek kot temeljna tla.



Povprečna višina pritličja znaša 2,70 m. Če opazujemo višine etaž posameznih objektov, opazimo, da je pri tridesetih procentih pritličje nekoliko nižje od nadstropja nad njim, večinoma pa sta etaži enako visoki ali pa je pritličje malo višje. V splošnem lahko rečemo, da velja približna enakost višin etaž.

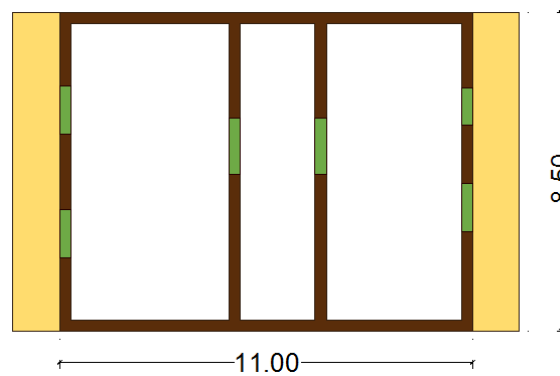
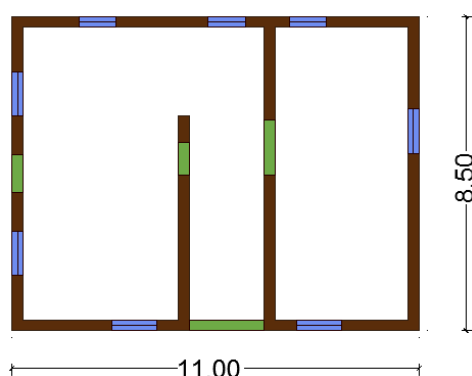
Celotna višina objektov, ki je definirana od dna pritličja do vrha 1. nadstropja in je uporabljena v modelu, znaša v naših primerih od 5,30 do 5,60 m.

4.4.2 Tlorisi objektov

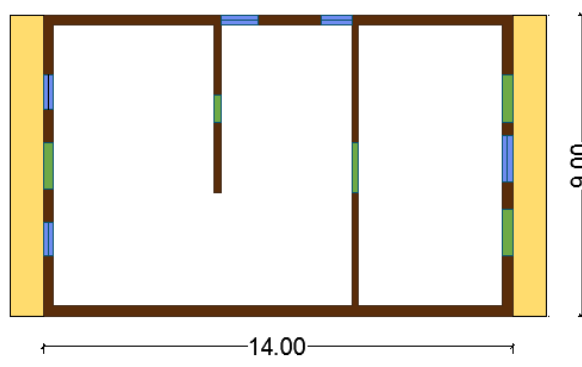
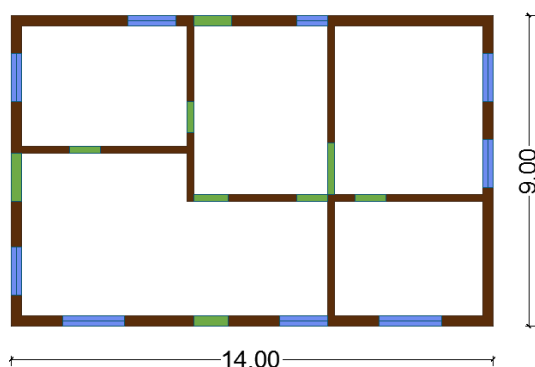
Na sliki 4-5 so prikazani enostavni tlorisi pritličij in nadstropij vseh obravnavanih stavb skupaj s širino in dolžino objekta v metrih. V vseh primerih je površina pritličja določenega objekta enaka površini 1. nadstropja.

- Legenda

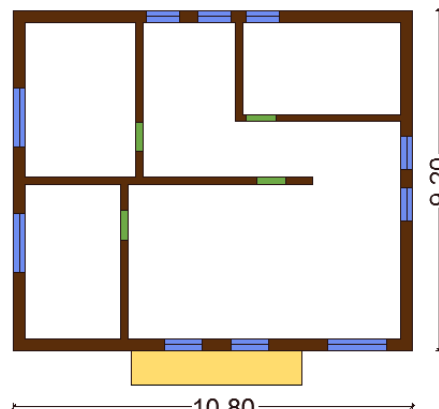
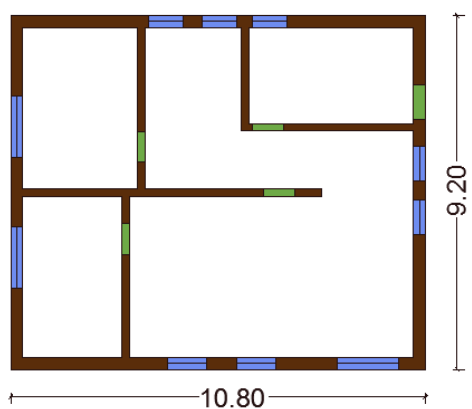
	opečni zid		vratna odprtina
	okenska odprtina		balkon



Objekt O1 – pritličje (levo) in 1. nadstropje (desno)



Objekt O2 – pritličje (levo) in 1. nadstropje (desno)

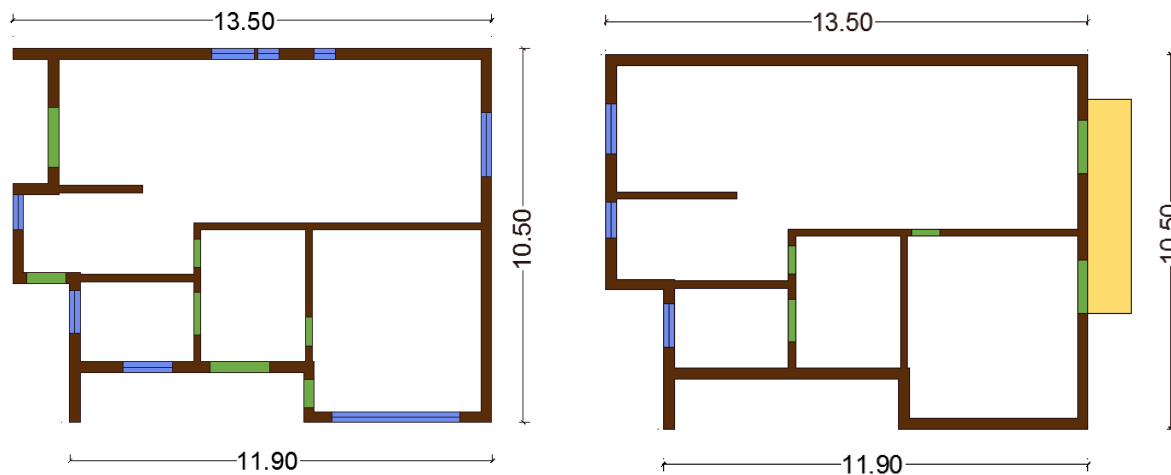


Objekt O3 – pritličje (levo) in 1. nadstropje (desno)

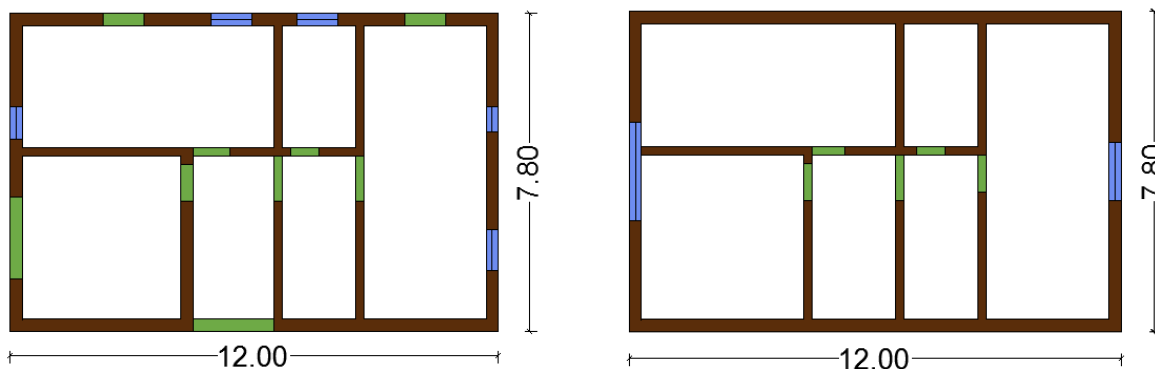
Slika 4-5: Tlorisi pritličja in nadstropja objektov O1-O3; se nadaljuje...

• Legenda

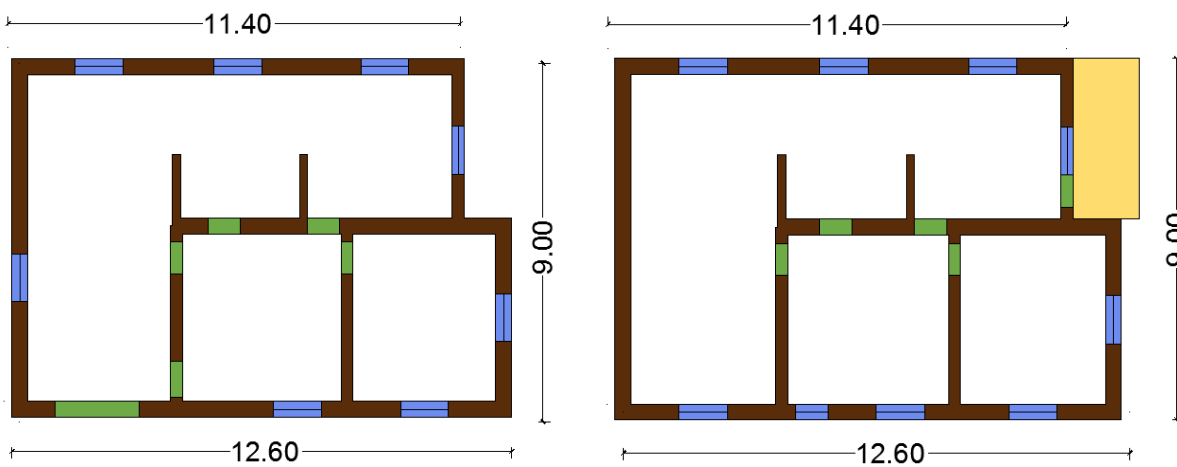
	opečni zid		vratna odprtina
	okenska odprtina		alkon



Objekt O4 – pritličje (levo) in 1. nadstropje (desno)



Objekt O5 – pritličje (levo) in 1. nadstropje (desno)

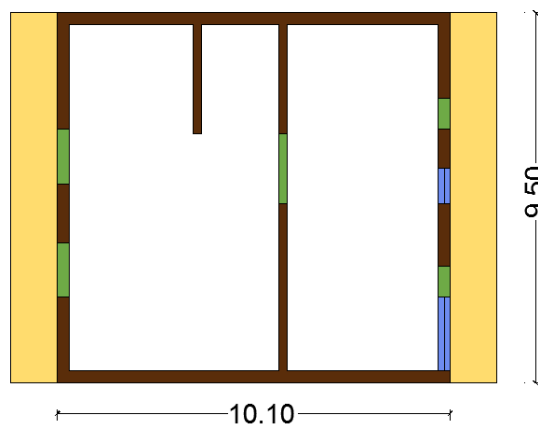
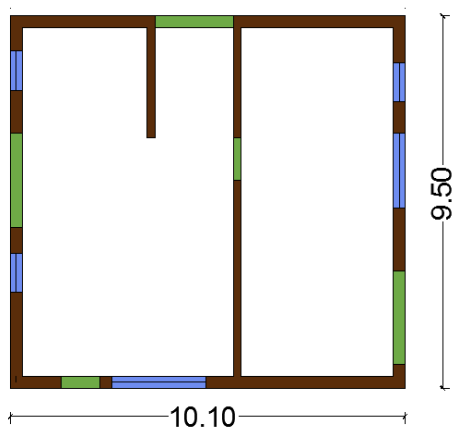


Objekt O6 – pritličje (levo) in 1. nadstropje (desno)

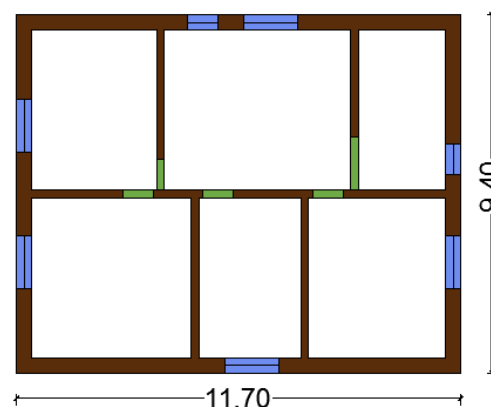
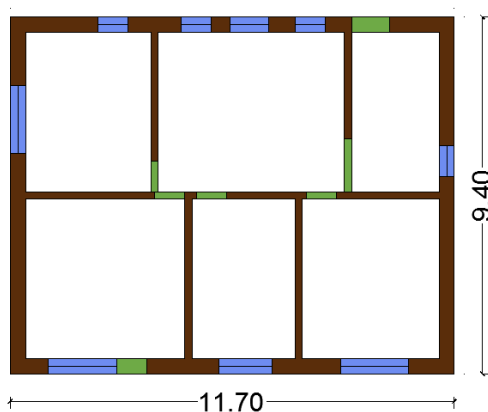
...nadaljevanje slike 4-5: Tlorisi pritličja in nadstropja objektov O4-O6; se nadaljuje...

• Legenda

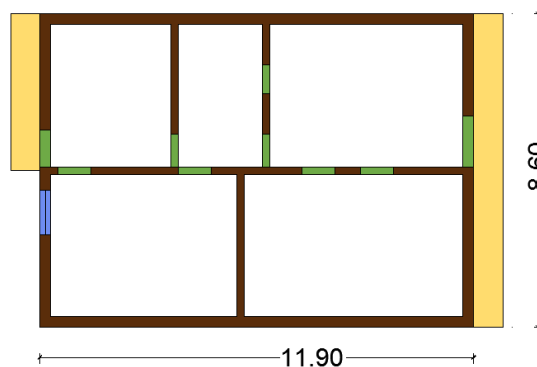
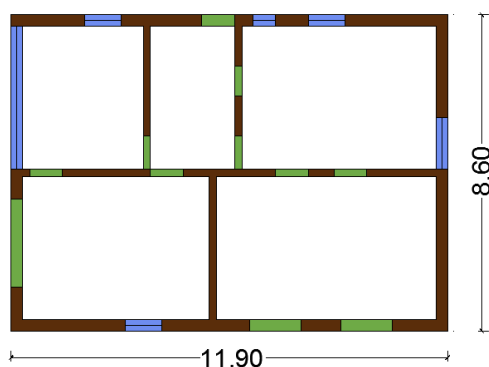
	opečni zid		vratna odprtina
	okenska odprtina		balkon



Objekt O7 – pritličje (levo) in 1. nadstropje (desno)





Objekt O8 – pritličje (levo) in 1. nadstropje (desno)

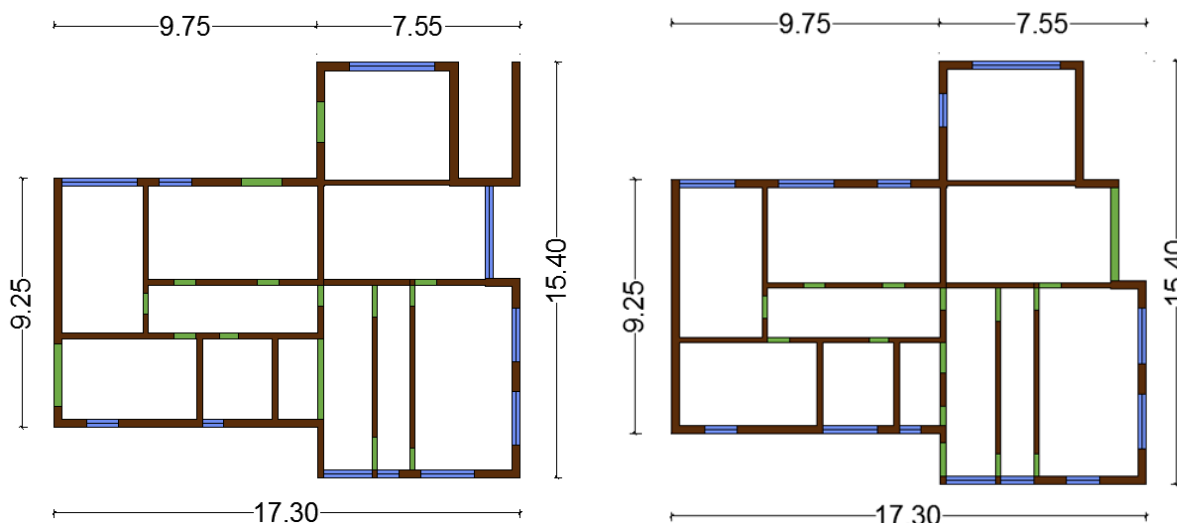


Objekt O9 – pritličje (levo) in 1. nadstropje (desno)

...nadaljevanje slike 4-5: Tlorisi pritličja in nadstropja objektov O7-O9; se nadaljuje...

• Legenda

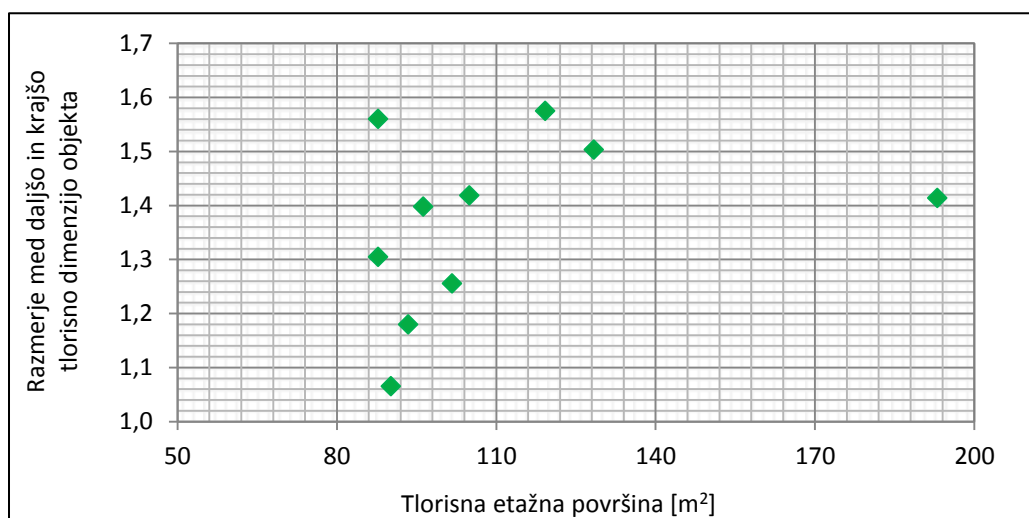
	opečni zid		vratna odprtina
	okenska odprtina		balkon



Objekt O10 – pritličje (levo) in 1. nadstropje (desno)

... nadaljevanje slike 4-5: Tlorisa pritličja in nadstropja objekta O10

Vrednosti etažnih tlorisnih površin objektov se gibljejo med 90 in 130 m², izstopa le objekt O10, ki ima tloris velikosti 193 m². Večinoma so tlorisi obravnavanih hiš pravokotne oblike, pri čemer znaša razmerje med daljšo in krajšo dimenzijo za posamezen obravnavan objekt med 1,1 in 1,6. Preučevani objekti torej izpolnjujejo eno od zahtev za tlorisno pravilno zasnovo stavbe, ki določa, da mora biti razmerje med maksimalno in minimalno tlorisno dimenzijo objekta manjše od 4. Zanimalo nas je, kakšna je povezava med etažno površino objektov in razmerjem njihovih stranic. Omenjen odnos je prikazan na sliki 4-6.



Slika 4-6: Primerjava tlorisnih etažnih površin in razmerij tlorisnih dimenzij

4.4.3 Nosilne stene

V tej točki smo se osredotočili na stene, ki imajo v obravnavanih stavbah nosilno vlogo in v primeru potresa hkrati prevzemajo horizontalne sile. Ločimo zunanje in notranje nosilne stene. Zunanje stene so običajno debelejše, njihove konstrukcijske sklope sestavljajo tudi dodatne plasti, med drugim tudi toplotna izolacija. S slike 4-5 je razvidno, da so nekateri tlorisi enoosno simetrični. Imamo tudi primere, ko je tloris nepravilen ali pa je delež sten v neki smeri glede na tloris objekta zelo majhen. Za zasnovane sten po višini velja, da je v nadstropju običajno postavitve sten podobna tisti v pritličju, v nekaj primerih stavb je kakšna stena v zgornji etaži odstranjena. V primeru, ko stene v pritličju ni, v višji etaži pa se pojavi, je v nadaljevanju v analizi s programom 3Muri ne upoštevamo kot nosilno steno. Takšne stene niti ne upoštevamo pri računu deleža nosilnih sten.

- Debelina sten

Za obodne nosilne stene objektov je bila v večini primerov izbrana debelina 30 cm, kar je povezano z dimenzijami modularne opeke. Dva izmed objektov imata obodno zidovje še debelejšo, tako, da znaša njegova debelina 40 cm. Notranje nosilne stene so običajno tanjše. Njihova povprečna debelina znaša 22 cm. Običajno so notranje stene debele 20 cm, nekoliko višja povprečna vrednost pa je posledica prisotnosti kakšne debelejšo stene v notranjosti objektov. Občasno je notranja stena debelejša od 20 cm, kar je posledica manjšega odstotka njej vzporednih sten v objektu.

- Dejanska površina sten

Za celotno obravnavo velja, da so stavbe v analizi modelirane tako, da daljša dimenzija objekta poteka v X, krajša pa v Y-smeri. V preglednicah 4-2 in 4-3 so prikazane vrednosti bruto oziroma neto tlorisnih površin etaž in tlorisnih površin sten za pritličje (P) in nadstropje (N) vsakega posameznega objekta. Zaenkrat zanemarimo vse odprtine tako, da predstavlja tlorisna površina sten celotno površino, ki bi bila vidna, če bi objekt v etaži prerezali z ravnino XY na takšni višini, da v njej ne bi ležala nobena izmed odprtin.

Preglednica 4-2: Bruto tlorisne površine etaž in deleži tlorisnih površin sten

Objekt	Bruto tlorisna etažna površina [m ²]	Delež tlorisnih površin sten glede na bruto tlorisno površino etaže [%]			
	Pritličje (P) oz. nadstropje (N)	P-X	N-X	P-Y	N-Y
O1	88	8	7	11	11
O2	119	9	5	7	7
O3	93	10	10	8	8
O4	128	9	9	7	7
O5	88	10	10	10	10
O6	105	12	12	10	10
O7	90	8	8	9	9
O8	102	11	10	11	11
O9	96	10	10	8	8
O10	193	8	8	8	8
Povprečje	110	9	9	9	9

Preglednica 4-3: Neto tlorisne površine etaž in deleži tlorisnih površin sten

Objekt	Neto tlorisna etažna površina [m ²]	Delež tlorisnih površin sten glede na neto tlorisno površino etaže [%]			
	Pritličje (P) oz. nadstropje (N)	P-X	N-X	P-Y	N-Y
O1	71	10	9	14	14
O2	102	11	6	9	8
O3	77	12	12	10	10
O4	108	11	11	8	8
O5	70	12	12	12	12
O6	81	15	15	13	13
O7	75	9	9	11	11
O8	80	14	13	14	14
O9	80	12	12	9	9
O10	162	9	9	10	10
Povprečje	91	12	11	11	11

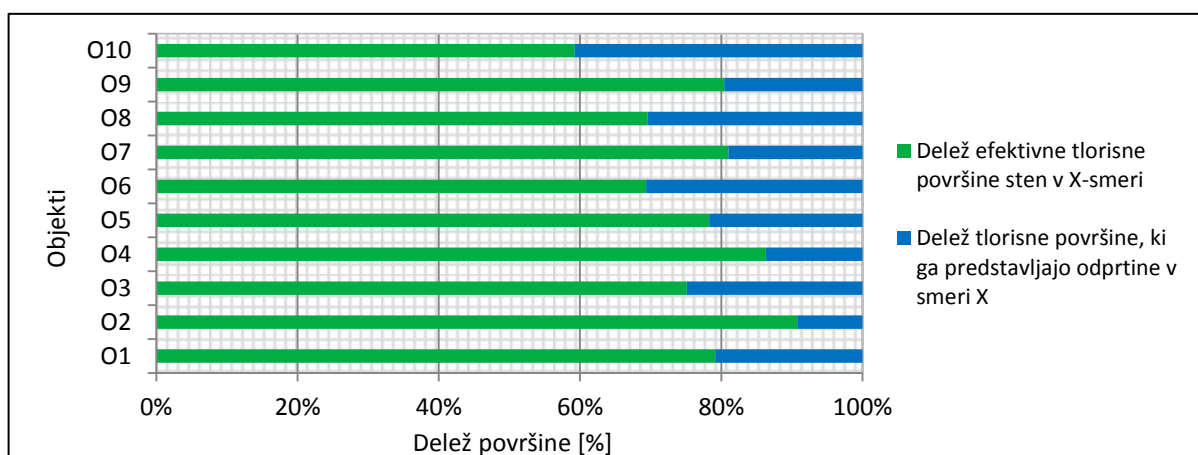
Glede na rezultate, podane v zgornjih preglednicah, ugotovimo, da površina sten v vsaki od glavnih smeri povprečno predstavlja 9 % celotne etažne površine pritličja oziroma nadstropja. Vrednosti se gibljejo od 7 do 11 % bruto etažne površine. Deleži se v povprečju ne razlikujejo glede na glavni smeri objektov, kar pomeni, da je količina sten v obeh smereh podobna. Deleži, ki jih dobimo iz primerjave med tlorisnimi površinami sten in neto etažnimi površinami, so večji od tistih, ki so predstavljene v preglednici 4-2. To je smiselno, saj v tem primeru obravnavamo enake količine tlorisnih površin sten, vendar jih primerjamo z manjšimi etažnimi površinami. Neto etažne površine namreč predstavljajo celotne površine etaž, ki so oslabiljene za površine nosilnih sten pripadajočih etaž. Tudi v tej primerjavi so vrednosti med obema glavnima smerema podobne, prav tako tudi ni razlik med rezultati za pritličje in nadstropje.

- Efektivna tlorisna površina sten

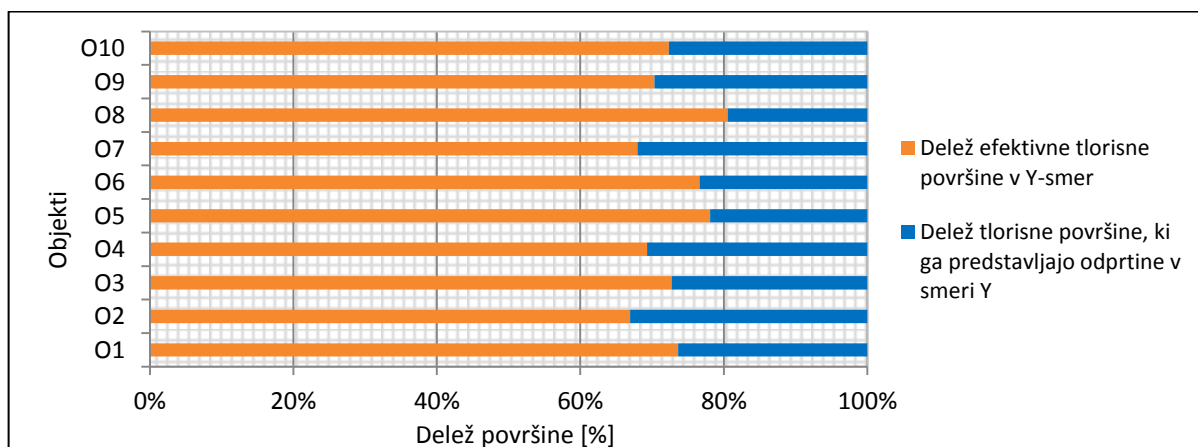
Na odpornost konstrukcije imajo velik vpliv velikosti, položaj in razporeditev odprtin v stenah stavbe. S tem razlogom izračunamo efektivne površine vertikalnih nosilnih elementov.

Efektivne tlorisne površine sten so izračunane tako, da upoštevamo najbolj oslABLJENO tlorisno površino posameznega zidu. Na spodnjih grafikonih (sliki 4-7 in 4-8) je prikazana primerjava efektivnih tlorisnih površin sten v določeni smeri in tlorisnih površin odprtin. Njun seštevek predstavlja celotno povprečno tlorisno površino sten obravnavane smeri pritličja oziroma nadstropja.

Opazimo, da delež odprtin glede na površino vseh zidov znaša za obe posamezni glavni smeri povprečno od 20 do 25 %. Za daljšo os objekta so značilna večja odstopanja, saj najmanjši delež odprtin znaša manj kot 10 % vseh sten, največji pa kar 40 %. Za krajšo os znašajo odkloni od povprečnih vrednosti deležev odprtin največ 5 %.



Slika 4-7: Primerjava deleža efektivne tlorisne površine sten v smeri X in deleža odprtin v smeri X



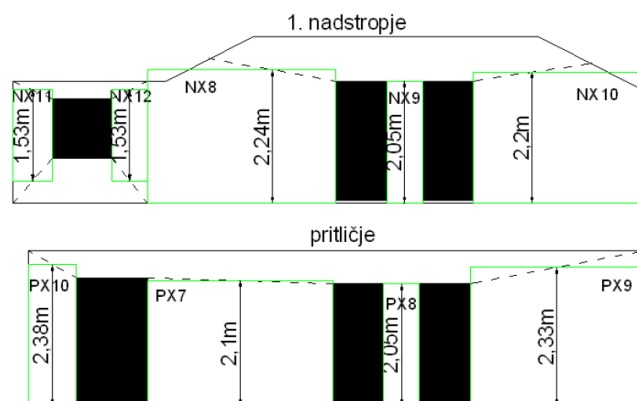
Slika 4-8: Primerjava deleža efektivne tlorisne površine sten v smeri Y in deleža odprtin v smeri Y

- Efektivna višina in širina zidov

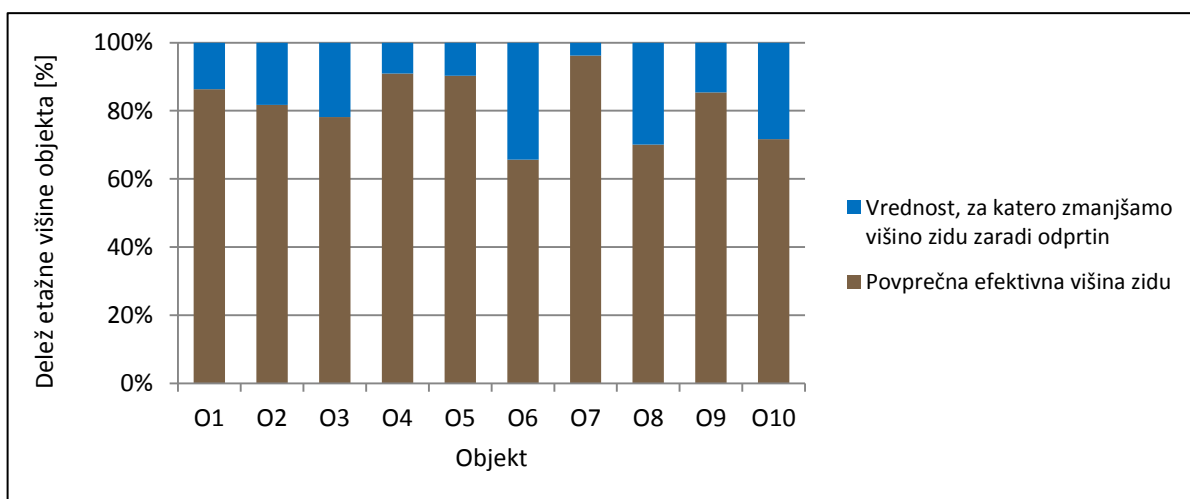
Efektivna višina in širina zidov sta podatka, ki sta pomembna za poenostavljen nelinearen model konstrukcije, ki služi za oceno potresne odpornosti objekta. Z odprtinami namreč oslabimo zid, zato se le ta obravnava kot ekvivalentni okvir, kjer se upošteva tako efektivna višina kot širina zidu. Efektivno višino določimo tako, da med seboj povežemo zgornja vogala zidu in odprtine, enako storimo tudi na spodnji strani. Efektivna višina obravnavanega dela je enaka povprečni višini dobljenega odseka. Če obravnavamo zid, ki ga na obeh straneh omejujejo odprtine, pa efektivno višino predstavlja srednja višina elementa, ki ga dobimo, če med seboj povežemo zgornja in spodnja vogala obeh odprtin. Izjemo predstavlja primer zidu, katerega višina je manjša od dolžine in ga omejuje okenska odprtina. V tem primeru zmanjšamo le zgornji del zidu. Primer določitve efektivne višine je prikazan na sliki 4-9.

Izračunali smo efektivne višine vseh zidov za posamičen objekt. V nadaljevanju smo ločeno za smer X in smer Y določili povprečno efektivno višino zidu posamezne stavbe, potem pa na podlagi teh vrednosti izračunali še srednjo vrednost celotnega vzorca desetih objektov. Ugotovili smo, da znaša aritmetična sredina efektivnih višin za daljšo smer objektov (smer X) 2,20 m, njen standardni odklon pa 0,25 m, medtem ko znaša povprečna efektivna višina sten v krajši smeri objektov 2,28 m s standardnim odklonom 0,09 m. Ekstremni vrednosti povprečne efektivne višine objekta nastopita v smeri X. Največja vrednost efektivne višine je blizu vrednosti etažne višine in znaša 2,55 m. V tem primeru stavbe je odprtin v pripadajoči smeri zelo malo. Najmanjša efektivna višina, ki je posledica prisotnosti večjih odprtin, znaša 1,74 m. Za nadaljnjo obravnavo so zanimive predvsem vrednosti, ki jih dobimo, če povprečne efektivne višine zidov delimo s povprečno etažno višino objekta (preglednica 4-4 in sliki 4-10 ter 4-11). Rezultati so ločeno za vsako smer prikazani v desnih stolpcih spodnje preglednice in grafično na slikah. Opazimo, da efektivna višina zidu običajno znaša med 70 in 90 % povprečne etažne višine posameznega objekta, povprečje pa znaša dobrih 80 %.

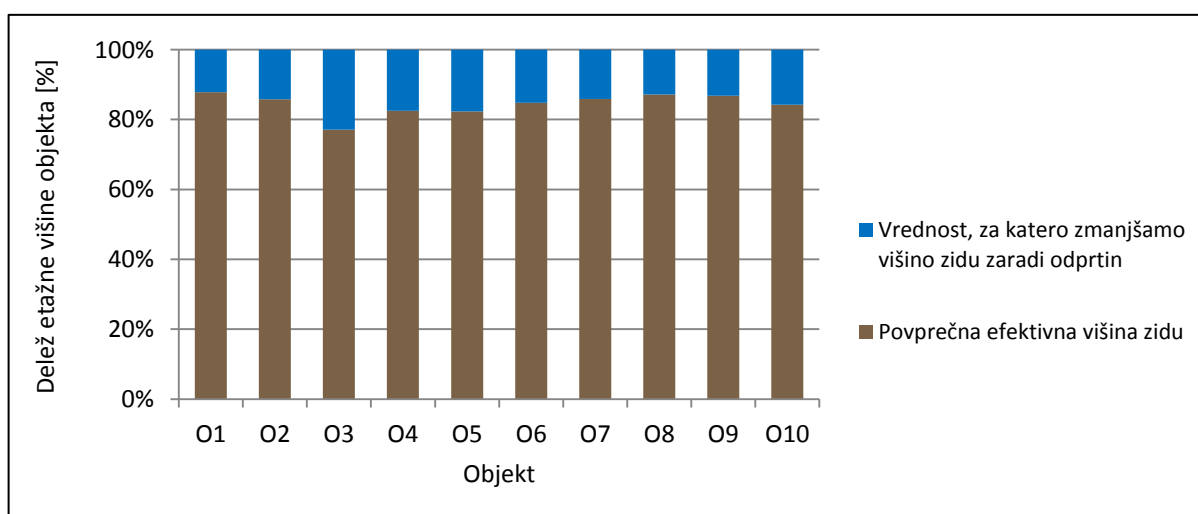
Zanimalo nas je, kakšna je povprečna efektivna širina zidu, ki predstavlja povprečno širino zidu, ki je oslabiljen zaradi odprtin. Izvrednotili smo širine vseh odsekov zidov za posamezno smer nosilne konstrukcije in nato še njihovo srednjo vrednost (preglednica 4-5).



Slika 4-9: Primer določitve efektivne višine zidov objekta (Podgorelec, 2011)



Slika 4-10: Primerjava povprečnih efektivnih višin zidov v smeri X s celotnimi etažnimi višinami



Slika 4-11: Primerjava povprečnih efektivnih višin zidov v smeri Y s celotnimi etažnimi višinami

Preglednica 4-4: Razmerja efektivnih višin sten z njihovo višino

Objekt	Razmerje povprečne efektivne višine sten v določeni smeri in etažne višine	
	Smer X	Smer Y
O1	0,86	0,88
O2	0,82	0,86
O3	0,78	0,77
O4	0,91	0,82
O5	0,90	0,82
O6	0,66	0,85
O7	0,96	0,86
O8	0,70	0,87
O9	0,85	0,87
O10	0,72	0,84
Povprečje	0,82	0,84
Koeficient variacije [%]	12	4

Preglednica 4-5: Povprečna efektivna širina zidov in njena primerjava s pripadajočimi tlorisnimi dimenzijami objekta

Objekt	Povprečna efektivna širina [m]		Razmerje povprečne efektivne širine zidu in pripadajoče dolžine tlorisa objekta	
	Smer X	Smer Y	Smer X	Smer Y
O1	2,98	2,33	0,28	0,28
O2	2,49	1,86	0,18	0,21
O3	2,56	1,82	0,24	0,20
O4	3,75	1,86	0,30	0,23
O5	2,81	2,47	0,24	0,33
O6	1,89	1,88	0,16	0,22
O7	3,63	2,05	0,37	0,22
O8	2,21	2,70	0,20	0,30
O9	2,62	1,89	0,23	0,23
O10	1,51	2,15	0,09	0,18
Povprečje	2,64	2,10	0,23	0,24
Koeficient variacije [%]	25	14	33	19

Povprečna efektivna širina zidov znaša 2,6 m v daljši smeri objekta in 2,1 m v njej pravokotni smeri. Ekstremne vrednosti se gibljejo od 1,5 do 3,8 m. Na efektivno širino zidov vpliva širina odprtin. Količini sta v obratnem sorazmerju. S povečevanjem širine odprtin se zmanjšuje efektivna širina zidov. V preglednici 4-5 je prikazan odnos med povprečno efektivno širino zidu in celotno tlorisno dimenzijo objekta, ki poteka v isti smeri kot obravnavani zidovi. Dobili smo količnike, ki kažejo na to, da povprečna efektivna višina zidu znaša četrtno vzporedne tlorisne dimenzije objekta.

Glede na izračunane vrednosti ima povprečen zid hiše, ki spada v razred objektov, ki je značilen za analizirane stavbe, efektivno višino, ki znaša 83 % etažne višine in efektivno

širino v vrednosti četrtnine pripadajoče tlorisne dimenzije stavbe. S pomočjo dobljenih rezultatov bi lahko generirali geometrijo skupine objektov nekega območja, pri čemer bi uporabili tudi podatke, ki so javno dostopni za vsak objekt, kot je razloženo v nadaljevanju v poglavju 4.8.

Poleg višine etaže ter tlorisnih dimenzij sten objekta imajo na povprečno efektivno višino in širino stavbe največji vpliv površine odprtin. Višine oken in vrat vplivajo na efektivno višino, medtem ko so od širine odprtin odvisne efektivne širine zidov. Od oblike odprtin je torej odvisna vrednost efektivne višine in širine objekta. Imamo namreč lahko dva primera z enako dolžino sten in etažno višino ter površino odprtin, ki se med seboj razlikujeta glede na obliko odprtin. Primer z več navpičnimi odprtinami (vrati, ožjimi okni) bo imel manjšo efektivno višino in večjo efektivno širino zidov, medtem ko bo v primeru z večjo količino širših odprtin situacija ravno obratna.

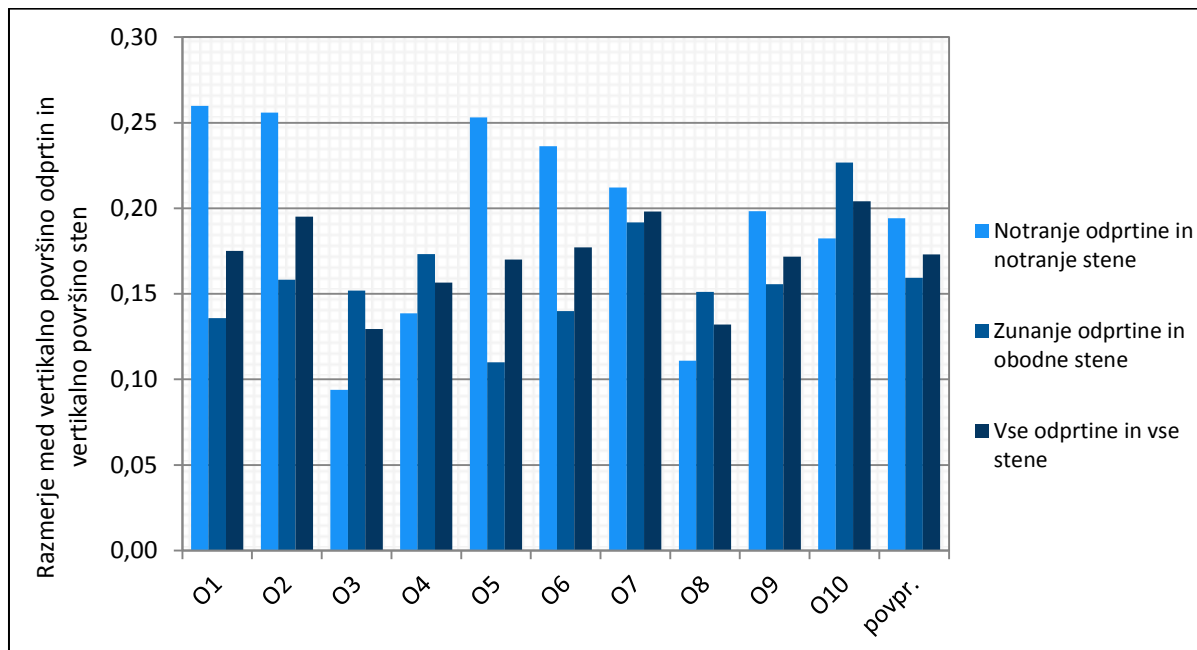
4.4.4 Odprtine v objektih

Kot je bilo ugotovljeno že v prejšnjem podpoglavju, sta pomembna vpliva na obnašanje konstrukcije količina in oblika odprtin. Zaželeno je, da je njihova razporeditev čimbolj enakomerna po višini in tlorisu stavbe.

V analizi smo uporabili vse karakteristike odprtin tako, kot so določene v načrtih. Upoštevali smo navedene višine in širine, parapete ter odmike oken ter vrat. Povprečne dimenzije vrat znašajo 2,15 x 1,50 m. Okna so običajno visoka 1,20 m, široka 1,50 m, njihov parapet pa znaša 0,90 m.

Za obravnavane objekte smo preverili, kolikšen je njihov delež odprtin glede na vertikalno površino sten, ločeno za notranje in zunanje odprtine ter za vse odprtine skupaj. Ugotovili smo, da znaša vertikalna površina vseh odprtin posameznega objekta od 50 do 70 % povprečne etažne površine stavbe. V nadaljevanju nas je zanimalo, kakšna so razmerja med vertikalnimi površinami odprtin v notranjosti objekta in vertikalno površino notranjih sten. Sorodno primerjavo smo izvedli tudi za zunanje odprtine in obodne stene (slika 4-12).

Na podlagi našega vzorca ne moremo sklepati o nekem značilnem odnosu med vertikalnimi površinami odprtin in sten. Pri večini stavb ima najvišjo vrednost razmerje med notranjimi odprtinami in notranjimi površinami sten. Povprečja izračunanih odnosov se gibljejo med 15 in 20 %, kar pomeni, da se v steni z vertikalno površino 10 m² v povprečju nahaja odprtina v velikosti 1,5 do 2,0 m².



Slika 4-12: Razmerje med vertikalnimi površinami odprtin in vertikalnimi površinami sten

4.5 Masa konstrukcij pri potresni kombinaciji

4.5.1 Splošno o računu mas

V skladu z Evrokodom 8 je pri določanju projektnega potresnega vpliva potrebno upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} \text{ "+" } \sum \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva j

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva i

\sum pomeni »kombiniran učinek«

"+" pomeni »kombinirano z«

$\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i (upoštevava verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa):

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

ψ_2 faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva

Vrednosti faktorjev ψ_2 , ki jih potrebujemo v izračunu in jih navaja SIST EN 1990 : 2004, so prikazane v preglednici 4-6. Glede na vrednosti faktorja za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva vidimo, da obtežb snega, vetra in sprememb temperature v potresni obtežni kombinaciji v obravnavanih primerih ne upoštevamo.

Preglednica 4-6: Priporočene vrednosti faktorjev ψ_2 za stavbe (SIST EN 1990 : 2004)

Vpliv	ψ_2
Koristna obtežba v stavbah	
- Kategorija A: bivalni prostori	0,3
- Kategorija H: strehe	0,0
Obtežba snega na stavbah:	
- Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino pod 1000 m	0,0
Obtežba vetra na stavbah	0,0
Spremembe temperature	0,0

Vrednosti φ , ki jih podaja standard, so za obravnavane primere podane v preglednici 4-7.

Preglednica 4-7: Vrednosti φ za račun ψ_{Ei} (SIST EN 1998-1 : 2006)

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
Kategorije A-C	Vrhnja etaža (streha)	1,0
	Zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8

Maso v posamezni etaži določimo s pomočjo enačbe:

$$m_{i,Ed} = \frac{\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i}}{g}$$

4.5.2 Primer določitve stalne in koristne obtežbe objekta

Spodaj je prikazan postopek, ki smo ga uporabili za določitev obtežb vseh obravnavanih stavb. Obtežbe stanovanjskih objektov so si kvantitativno dokaj podobne, glavne razlike se pojavljajo pri vrednosti lastne teže plošče nad 1. nadstropjem, saj je ponekod konstrukcija lesena in s tem lažja v primerjavi s stavbami, pri katerih gre za masivno AB ploščo. V objektih nastopajo skoraj enaki nosilni sloji stropov, prav tako so si tudi tipi ostrejša in velikosti njegovih elementov med seboj zelo podobni. Uvedli smo poenostavitev, tako da je obtežba na mestu stopnišča kar enaka obtežbi na preostalem delu plošče, saj so razlike v vrednostih dokaj majhne. Izračunali smo tudi obtežbo balkonov.

4.5.2.1 Stene

Program lastno težo nosilnih sten izračuna avtomatsko na podlagi definirane geometrije in podatka o specifični prostorninski teži zidovja. Vrednost, ki je bila eksperimentalno ugotovljena in prikazana v knjigi dr. Tomaževića (2009), smo ustrezno povečali na račun preostalih slojev konstrukcijskega sklopa stene. Izračun je prikazan v preglednici 4-8.

Preglednica 4-8: Izračun nadomestne specifične prostorninske teže konstrukcijskega sklopa

Sloj	Debelina sloja [m]	Specifična prostorninska teža sloja γ [kN/m ³]	Izračun nadomestne specifične prostorninske teže konstrukcijskega sklopa [kN/m ³]
Opeka	0,30	12,0	$\frac{12,0 \cdot 0,30 + 16,0 \cdot 0,04}{0,30} = 14,1$
Omet	0,04	16,0	

4.5.2.2 Plošča nad pritličjem

Plošča nad pritličjem je obremenjena s stalno obtežbo, ki jo sestavljata lastna teža medetažnega konstrukcijskega sklopa in obtežba predelnih sten v 1. nadstropju ter koristna obtežba, ki jo določimo glede na kategorijo površin.

a) Stalna obtežba ($g_{k,p}$)

- Lastna teža medetažne konstrukcije ($g_{m.k.p}$) – sloji od zgoraj navzdol (preglednica 4-9);

Preglednica 4-9: Karakteristike plasti medetažne konstrukcije nad pritličjem

Sloj	Debelina sloja d [m]	Specifična prostorninska teža sloja γ [kN/m ³]
Parket	0,02	7,0
Cementni estrih	0,03	16,0
AB plošča	0,14	25,0
Omet	0,02	16,0

$$g_{m.k.p} = \sum_i (\gamma_i \cdot d_i) = 0,02 \cdot 7,0 + 0,03 \cdot 16,0 + 0,14 \cdot 25,0 + 0,02 \cdot 16,0$$

$$= 4,44 \frac{kN}{m^2} \sim 450 \frac{kg}{m^2}$$

- Obtežba zaradi predelnih sten ($g_{p.s,p}$)

$A_{p.s.}$ površina predelnih sten v etaži nad pritličjem; $A_{p.s.} = 0,8 \text{ m}^2$

$\gamma_{p.s.}$ specifična prostorninska teža opečnatih predelnih sten; $\gamma_{p.s.} = 16 \frac{kN}{m^3}$

h_1 višina etaže nad pritličjem; $h_1 = 2,5 \text{ m}$

A_{et} tlorisna površina plošče nad pritličjem; $A_{et} = 110 \text{ m}^2$

$$g_{p.s,p} = \frac{A_{p.s.} \cdot \gamma_{p.s.} \cdot h_1}{A_{et}} = \frac{0,8 \cdot 16,0 \cdot 2,5}{110,0} = 0,29 \frac{kN}{m^2} \sim 30 \frac{kg}{m^2}$$

- Skupna stalna obtežba ($g_{k,p}$)

$$g_{k,p} = g_{m.k.p} + g_{p.s.p} = 450 + 30 = 480 \frac{kg}{m^2}$$

- b) Koristna obtežba ($q_{k,p}$)

Določimo jo v skladu s SIST EN 1991-1-1. Glede na kategorijo površin spadajo obravnavani objekti v skupino A, natančneje predstavlja tlorisna površina plošče, kamor naneseemo koristno obtežbo, kategorijo »tla na splošno«, kar pomeni, da znaša koristna obtežba plošče nad pritličjem:

$$q_{k,p} = 2,0 \frac{kN}{m^2} \sim 200 \frac{kg}{m^2}$$

4.5.2.3 Plošča nad nadstropjem in streha

Stalno in koristno obtežbo plošče upoštevamo tako kot etažo nižje, le da v tem primeru ni stalne obtežbe zaradi predelnih sten. Strehe stavbe v uporabljeni verziji programa še ni možno modelirati, zato uvedemo poenostavitev tako, da obtežbo strehe upoštevamo na nivoju 2. etaže. K omenjenim obtežbam plošče zato prištejemo še težo kritine, ostrešja in koristno obtežbo strehe.

- a) Stalna obtežba plošče ($g_{k,n}$)

- Lastna teža medetažne konstrukcije ($g_{m.k.n}$) – sloji od zgoraj navzdol (preglednica 4-10);

Preglednica 4-10: Karakteristike plasti medetažne konstrukcije nad 1. nadstropjem

Sloj	Debelina sloja d [m]	Specifična prostorninska teža sloja γ [kN/m ³]
Zaščitni beton	0,04	20,0
AB plošča	0,14	25,0
Omet	0,02	16,0

$$g_{m.k.n} = \sum_i (d_i \cdot \gamma_i) = 0,04 \cdot 20,0 + 0,14 \cdot 25,0 + 0,02 \cdot 16,0 = 4,62 \frac{kN}{m^2} \sim 460 \frac{kg}{m^2}$$

- Stalna obtežba ostrešja in kritine (g_{strehe})

Špirovci: $G_s = n_s \cdot (b_s \cdot h_s) \cdot \frac{l_s}{\cos \alpha} \cdot \gamma_{les} = 14 \cdot (0,12 \cdot 0,16) \cdot \frac{13,3}{\cos 35^\circ} \cdot 7,0 = 25,3 \text{ kN}$

Vmesni legi: $G_{v.l.} = n_{v.l.} \cdot (b_{v.l.} \cdot h_{v.l.}) \cdot l_{v.l.} \cdot \gamma_{les} = 2 \cdot (0,22 \cdot 0,26) \cdot 13,3 \cdot 7,0 = 10,7 \text{ kN}$

Kapni legi: $G_{k.l.} = n_{k.l.} \cdot (b_{k.l.} \cdot h_{k.l.}) \cdot l_{k.l.} \cdot \gamma_{les} = 2 \cdot (0,16 \cdot 0,16) \cdot 13,3 \cdot 7,0 = 4,8 \text{ kN}$

Klešče: $G_{klešč} = n_{klešč} \cdot (b_{klešč} \cdot h_{klešč}) \cdot l_{klešč} \cdot \gamma_{les} = 18 \cdot (0,06 \cdot 0,20) \cdot 3,6 \cdot 7,0 = 5,4 \text{ kN}$

Kritina: $G_{kritina} = l_{strehe} \cdot \frac{b_{strehe}}{\cos \alpha} \cdot g_{kritina} \cdot g = 13,3 \cdot \frac{11,0}{\cos 35^\circ} \cdot 3,6 \cdot 55,0 \cdot 9,81 = 96,4 \text{ kN}$

$$g_{strehe} = \frac{G_s + G_{v.l.} + G_{k.l.} + G_{klešč} + G_{kritina}}{A_{p,n}} = \frac{25,3 + 10,7 + 4,8 + 5,4 + 96,4}{110} = 1,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \sim 130 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

G_i [kN]	teža elementov ostrešja določene vrste
n_i	število elementov ostrešja določene vrste
b_i [m]	širina prereza elementov ostrešja določene vrste
h_i [m]	višina prereza elementov ostrešja določene vrste
l_i [m]	tlorisna dolžina elementov ostrešja določene vrste
γ_{les} $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right]$	specifična prostorninska teža lesa
α [°]	naklon strehe
l_{strehe} [m]	dolžina strehe
b_{strehe} [m]	širina strehe
$g_{kritina}$ $\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right]$	površinska teža kritine
$g = 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$	težnostni pospešek
$A_{p,n}$ [m ²]	površina plošče nad 1. nadstropjem

- Skupna stalna obtežba ($g_{k,n}$)

$$g_{k,n} = g_{m.k.n} + g_{strehe} = 460 + 130 = 590 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

b) Koristna obtežba ($q_{k,n+s}$): za koristno obtežbo nad 1. nadstropjem velja enako, kot za prejšnji primer, poleg tega pa smo se odločili, da ji prištejemo še koristno obtežbo strehe, ki sicer v potresni obtežni kombinaciji ne nastopa. Razlog je v tem, da se v našem modelu nahajata plošča nad 1. nadstropjem in streha v isti ravnini, koristna obtežba nepohodne strehe pa je dokaj majhna in na rezultate skoraj nima vpliva.

$$q_{k,n+s} = q_{k,n} + q_{strehe} = 2,0 \frac{kN}{m^2} + 0,4 \frac{kN}{m^2} = 2,4 \frac{kN}{m^2} \sim 240 \frac{kg}{m^2}$$

4.5.2.4 Balkon

Nekateri izmed obravnavanih objektov vsebujejo enega ali več balkonov, ki nastopajo v modelu kot konzolni elementi. Glede na sestavo balkona smo določili stalno in v skladu s standardom še pripadajočo koristno obtežbo.

a) Stalna obtežba balkona (g_b) (preglednica 4-11);

Preglednica 4-11: Karakteristike plasti balkonske horizontalne konstrukcije

Sloj	Debelina sloja d [m]	Specifična prostorninska teža γ [kN/m ³]
Keramične ploščice	0,02	20,0
AB plošča	0,14	25,0
omet	0,02	16,0

$$g_b = \sum_i (d_i \cdot \gamma_i) = 0,02 \cdot 20,0 + 0,14 \cdot 25,0 + 0,02 \cdot 16,0 = 4,22 \frac{kN}{m^2} \sim 430 \frac{kg}{m^2}$$

b) Koristna obtežba balkona (q_b): Standard SIST EN 1991-1-1 za balkone določa koristno obtežbo v vrednosti 2,5 do 4,0 $\frac{kN}{m^2}$. Za našo obravnavo izberemo vrednost $q_b = 300 \frac{kg}{m^2}$.

4.5.3 Določitev značilne teže objektov

V program 3Muri vnesemo obtežbe, ki smo jih izračunali v prejšnjem poglavju in na podlagi slednjih dobimo podatke o celotni teži posameznega objekta. Ker je teža konstrukcije odvisna od velikosti tlorisne površine objekta, smo izračunali povprečno težo objekta na enoto površine. S tem smo dobili povprečno obtežbo na 1 m² dvoetažne stavbe. V nadaljevanju smo slednje vrednosti še razpolovili, tako da dobljeni rezultati predstavljajo splošno obtežbo na enoto tlorisne površine ene etaže.

Kot je bilo omenjeno že v prejšnjem poglavju, se največja odstopanja med izračunanimi težami objektov pojavijo zaradi različnih vrst medetažne nosilne konstrukcije nad 1. nadstropjem. V primerih, kjer nastopa armiranobetonska (AB) plošča oz. monta plošča, je celotna teža konstrukcije večja, kot pri objektih, ki imajo lažjo leseno horizontalno konstrukcijo. Primeri so zato razdeljeni v dve skupini. Rjavo so v preglednici 4-12 obarvani

primeri z leseno konstrukcijo (LK) nad 1. nadstropjem, sivo pa objekti, ki imajo AB ploščo ali pa monta ploščo.

Vrednosti celotne teže objektov se gibljejo med 1700 in 4000 kN, kar pomeni, da so odstopanja velika in je teža določenih stavb tudi dvakrat večja od teže nekaterih objektov. Vzroki so v prej omenjenih različnih uporabljenih vrstah materialov nosilne konstrukcije in v velikosti tlorisne površine obravnavanih stavb. Bolj smiselna je primerjava povprečne tlorisne obtežbe na etažo, ki glede na naš vzorec znaša $11,5 \text{ kN/m}^2$ za primere z AB medetažno ploščo in $9,9 \text{ kN/m}^2$ za objekte z leseno horizontalno konstrukcijo.

Preglednica 4-12: Teža objektov in pripadajoče povprečne tlorisne obtežbe

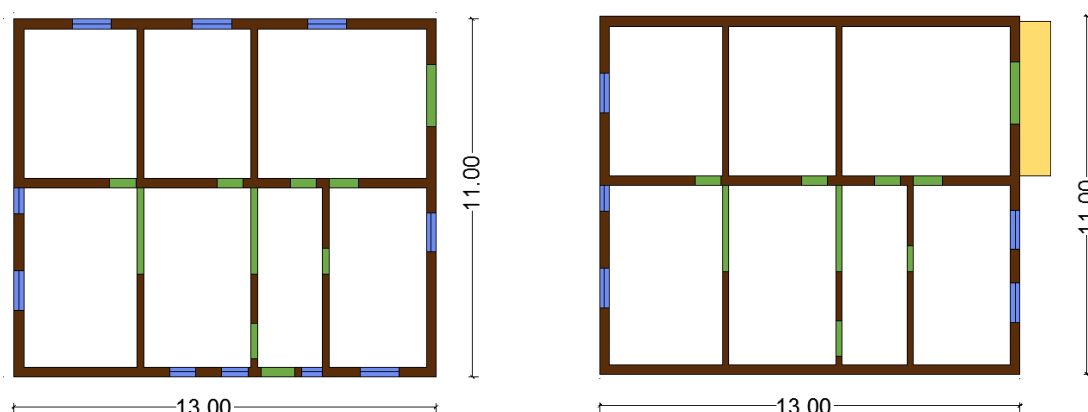
Objekt	Teža [kN]	Povprečna tlorisna obtežba glede na dvoetažno stavbo [kN/m^2]	Povprečna tlorisna obtežba glede na eno etažo [kN/m^2]
O1	1959	22,3	11,2
O2	2131	17,9	8,9
O3	2075	22,2	11,1
O4	2743	21,4	10,7
O5	1765	20,1	10,1
O6	2596	24,7	12,4
O7	1845	20,5	10,2
O8	2622	25,8	12,9
O9	1771	18,4	9,2
O10	3984	20,6	10,3
Povprečje (AB, monta)	2804	22,9	11,5
Povprečje (LK)	1894	19,8	9,9

4.6 Primerjava povprečnih karakteristik O1–O10 z O11

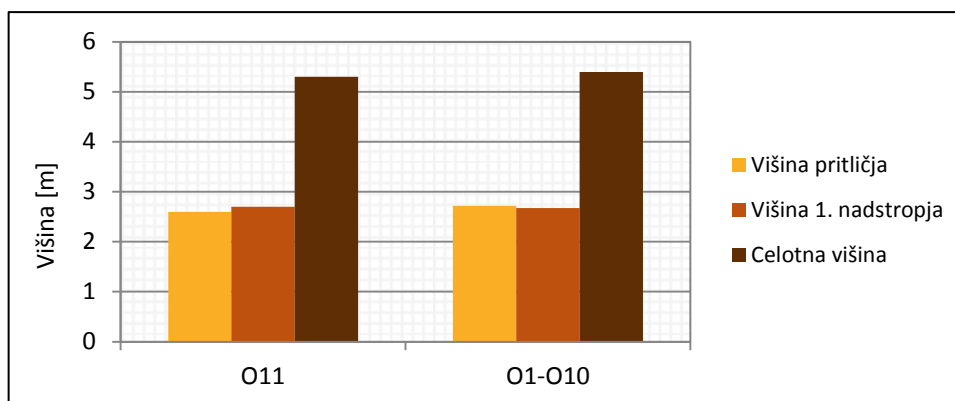
Ker smo do sedaj obravnavali le objekte (O1–O10), ki spadajo v širšo okolico Škofje Loke, smo se odločili, da naredimo primerjavo njihovih geometrijskih karakteristik z značilnostmi objekta (O11), ki se nahaja na drugem območju. Tlorisa etaž objekta O11 sta prikazana na sliki 4-13.

Če primerjamo dimenzije objekta, ki nam služi kot primerjava, ugotovimo, da je njegova etažna površina od povprečja večja za približno 20 %, povprečna etažna višina pa znaša malo manj od srednje vrednosti obravnavanih objektov. Primerjave višin posameznih etaž objekta O11 s povprečnimi vrednostmi vseh preostalih objektov so prikazane na sliki 4-14.

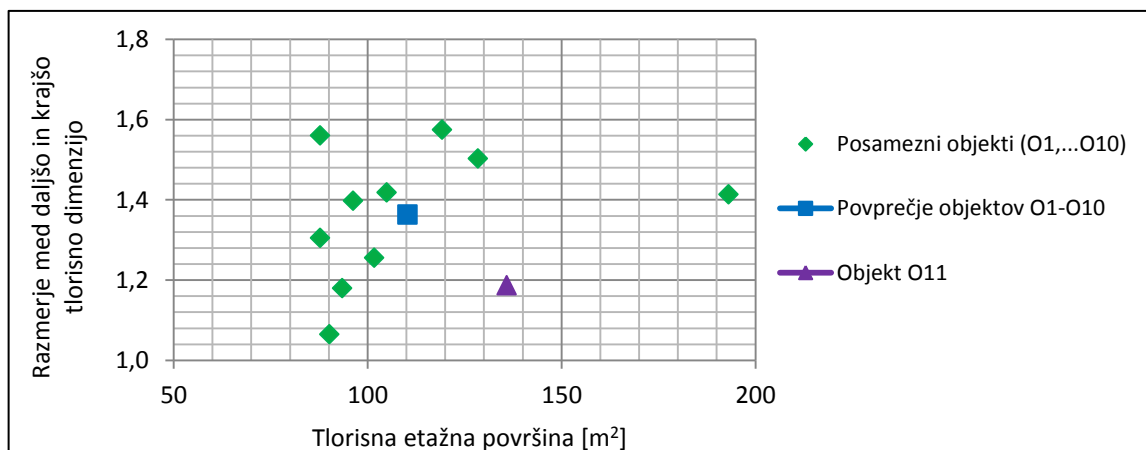
Debelina obodnih in notranjih nosilnih sten je skladna s povprečjem. Tlorisna oblika objekta je pravokotna, tako kot v večini analiziranih primerov. Razmerje med daljšo in krajšo dimenzijo tlorisa stavbe je manjše kot pri obravnavanih objektih, tako da je tloris bolj kvadratne oblike. Slika 4-15 prikazuje povezave med tlorisnimi etažnimi površinami objektov in razmerji tlorisnih dimenzij.



Slika 4-13: Objekt O11 – pritličje (levo) in 1. nadstropje (desno)



Slika 4-14: Primerjava posameznih višin in skupne višine etaž objektov



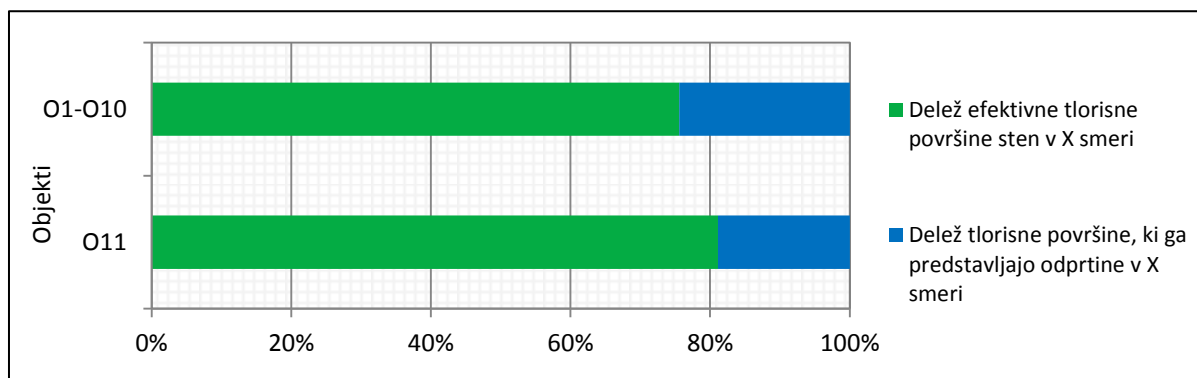
Slika 4-15: Primerjava tlorisnih etažnih površin in razmerij tlorisnih dimenzij

Objekt O11 ima v obeh etažah in v vsaki od obravnavanih smeri nekoliko manjši delež tlorisnih površin sten kot povprečen objekt iz vzorca O1–O10, enako velja tudi za delež vertikalnih površin pritličja v smeri X, medtem ko je delež vertikalnih površin v smeri Y pri objektu O11 za približno 10 % večji, kot pri povprečnem objektu O1–O10. Primerjane vrednosti so prikazane v preglednici 4-13.

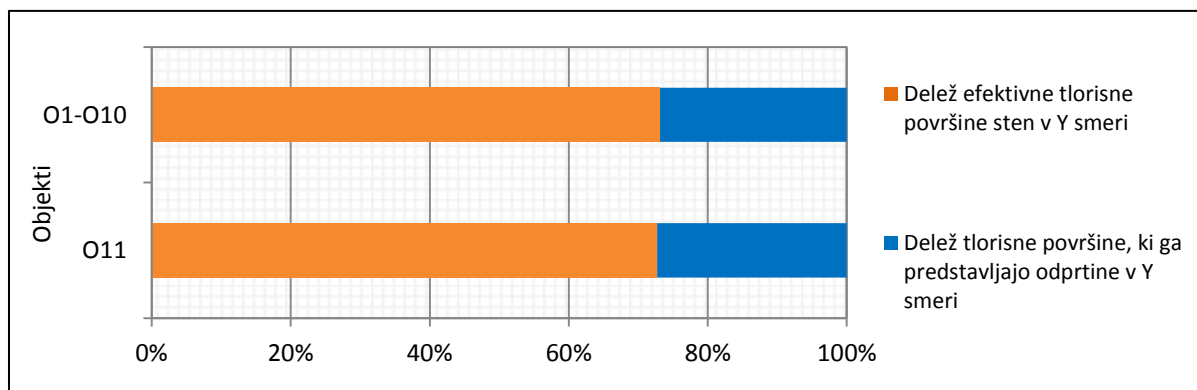
Podobno, kot v poglavju 5.4.3, je na slikah 4-16 in 4-17 podana primerjava, iz katere je razvidno, kolikšen del celotne tlorisne površine sten predstavljajo učinkovite stenaste površine (zeleno barvo) in kolikšen del odvzamejo odprtine (modra barva).

Preglednica 4-13: Deleži tlorisnih oziroma strižnih površin glede na tlorisno etažno površino

Objekt	Tlorisna površina etaže [m ²]	Razmerje med tlorisnimi površinami sten in površino etaže				Razmerje med vertikalnimi površinami sten in površino etaže			
		P - X	N - X	P - Y	N - Y	P - X	N - X	P - Y	N - Y
O11	135,89	0,084	0,075	0,087	0,087	0,73	0,97	0,93	0,97
O1-O10	110,26	0,094	0,089	0,090	0,089	0,88	0,85	0,91	0,87



Slika 4-16: Primerjava deleža učinkovite tlorisne površine in deleža odprtin v smeri X

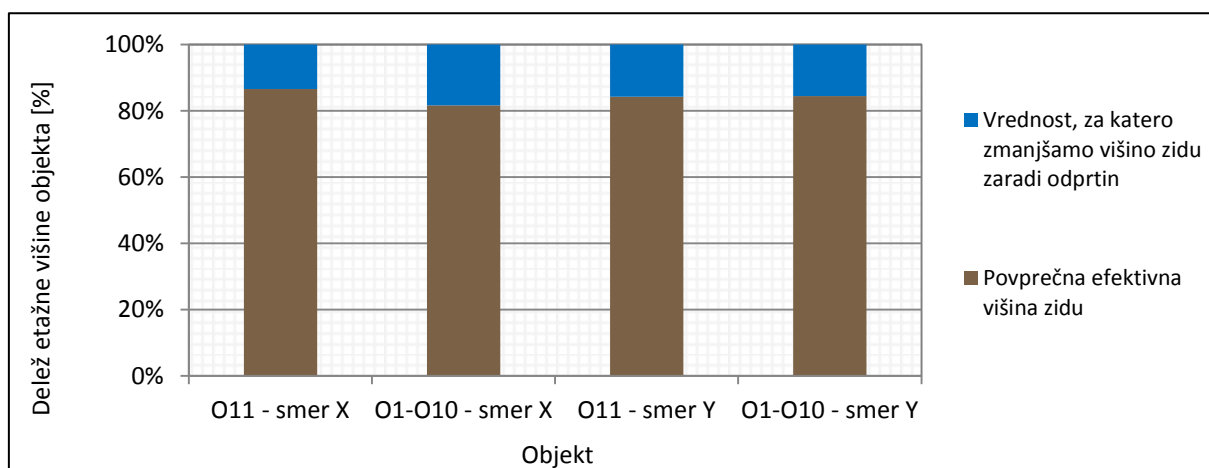


Slika 4-17: Primerjava deleža učinkovite tlorisne površine in deleža odprtin v smeri Y

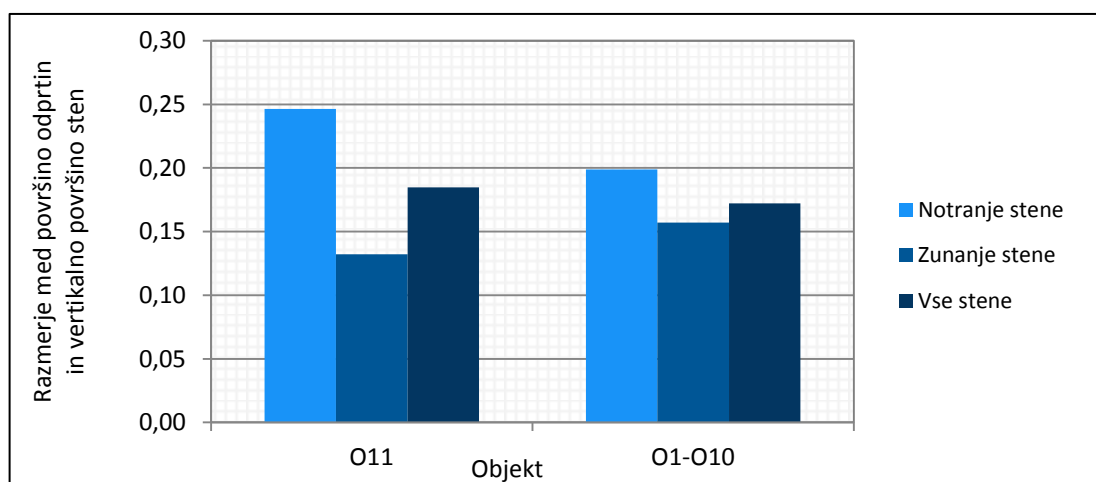
Primerjali smo tudi povprečno efektivno širino zidov objektov. Za zidove, ki stojijo v daljši smeri objekta, znaša pri objektu O11 povprečna efektivna širina 2,80 m, kar je 8 % več, kot znaša srednja vrednost objektov O1–O10. Nekoliko večje je odstopanje vrednosti povprečne efektivne širine za zidove v smeri Y, ki ima pri objektu O11 vrednost 2,60 m, pri ostalih objektih pa povprečno znaša pol metra manj.

Vrednosti efektivnih višin zidu so razvidne s spodnjih grafikonov. S slike 4-18 opazimo, da je odstotek, za katerega so v povprečju zmanjšane višine zidov zaradi prisotnosti odprtín, v primeru O11 podoben odstotkom v skupini objektov O1–O10.

Objekt O11 ima nekoliko več odprtín znotraj objekta, medtem ko je zunanjih vrat in oken manj, kot v preostalih objektih, če odprtine primerjamo z vertikalnimi površinami sten. Grafičen prikaz omenjenih karakteristik predstavlja slika 4-19.



Slika 4-18: Primerjava povprečnih efektivnih višin zidov s celotnimi etažnimi višinami za posamezno smer



Slika 4-19: Razmerje med površino odprtín in vertikalno površino sten za objekt O11 in objekte O1-O10

4.7 Prostori v objektih

V primeru, da nas zanima nek splošen geometrijski model družinske hiše, potem na položaj in količino sten ter odprtin vplivajo funkcije prostorov objekta. Glede na načrte vseh desetih objektov iz okolice Škofje Loke smo analizirali število in velikost prostorov znotraj stavb. V redkih primerih nekateri prostori v načrtih niso bili definirani in smo za 1. nadstropje privzeli enake funkcije prostorov, kot za pritličje.

Pod imenom »prostor« smo obravnavali vsako tridimenzionalno enoto znotraj objekta, ki v višino meri toliko, kot znaša etažna višina in je z zidovi (nosilnimi ali nenosilnimi) ločena od preostalih enot. V tipični družinski hiši se glede na vzorec 10 hiš nahaja 10 prostorov v pritličju in 9 v nadstropju.

Posamezne vrednosti števila prostorov glede na določeno etažo so za vsak obravnavan objekt podane v preglednici 4-14. Raztros v tem primeru je kar velik, najmanjše število prostorov je 7, največ prostorov pa ima objekt, kjer je v eni etaži 14 prostorov.

Zanimalo nas je, kolikšna verjetnost obstaja, da se bo določen prostor nahajal v določeni etaži. V preglednici 4-15 so modro obarvani prostori, pri katerih ta verjetnost znaša natanko 100 %, kar pomeni, da lahko trdimo, da je za prostor s takšno funkcijo značilno, da se bo natanko eden nahajal v obravnavani etaži. Če je izračunana verjetnost manjša od 50 %, potem se prostor nahaja v obravnavani etaži pri manj kot polovici objektov. Za nekaj primerov prostorov z določeno funkcijo lahko glede na vzorec trdimo, da se bodo zagotovo nahajali v določeni etaži, poleg tega pa obstaja tudi neka verjetnost, da se bo v isti etaži pojavil še drugi prostor z enako funkcijo (v preglednici označeno z oranžno barvo). To v našem vzorcu velja za hodnik, spalnico in otroško sobo.

Kot je pričakovano, se v pritličju v vseh objektih nahajajo kuhinja, dnevna soba, spalnica, kopalnica, hodnik in stopnišče. Slednje vodi v višje nadstropje, kjer so v vseh primerih hodnik, spalnica, delovna soba in pogosto tudi kopalnica. Preostale tipe sob lahko v določeni etaži pričakujemo z verjetnostjo, manjšo od ena.

V nadaljevanju smo analizirali površino prostorov, njihove dimenzije in tlorisno obliko. Rezultati so prikazani v preglednici 4-16, na slikah 4-20 in 4-21 pa so podane vrednosti tlorisnih površin prostorov in površin različnih tipov pripadajočih odprtin glede na funkcijo prostora.

Preglednica 4-14: Število prostorov v objektih

Objekt	Število prostorov		
	Pritličje	Nadstropje	Skupaj
O1	8	7	15
O2	11	11	22
O3	9	9	18
O4	11	10	21
O5	8	9	17
O6	9	9	18
O7	9	8	17
O8	9	8	17
O9	9	9	18
O10	13	14	27
Povprečje	10	9	19

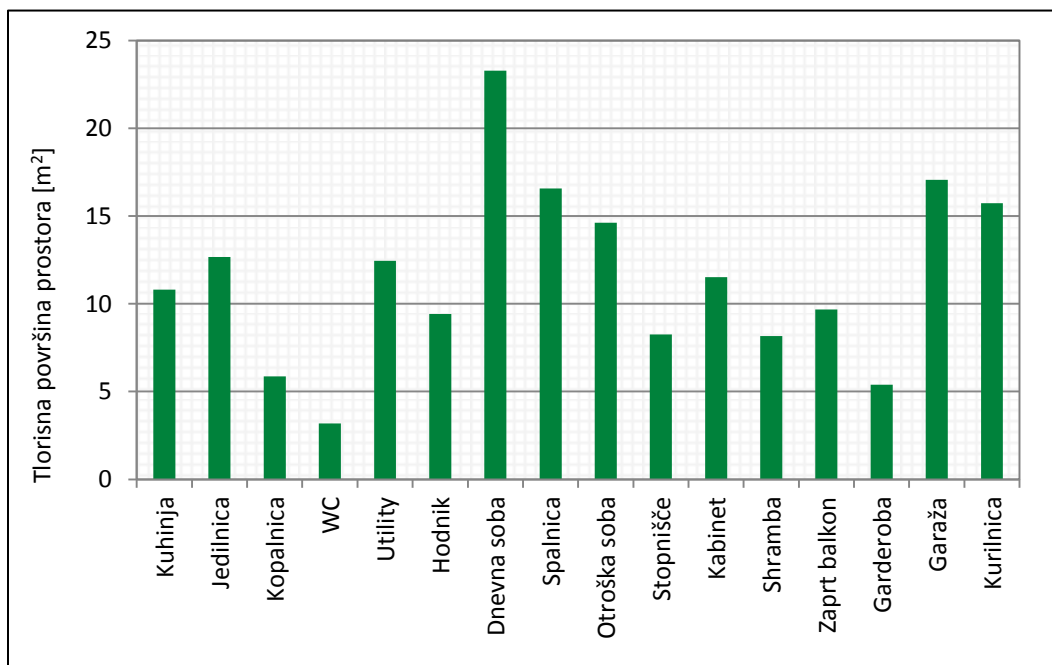
Preglednica 4-15: Verjetnost prisotnosti prostorov v etaži

Funkcija prostora	Verjetnost prisotnosti v pritličju [%]	Verjetnost prisotnosti v 1. nadstropju [%]
Kuhinja	100	60
Jedilnica	70	40
Kopalnica	100	90
WC	70	70
Utility	20	10
Hodnik	100 (+10)	100 (+10)
Dnevna soba	100	60
Spalnica	100	100 (+20)
Otroška soba	80	100 (+40)
Stopnišče	100	100
Kabinet	50	70
Shramba	10	20
Zaprta balkon	20	10
Garderoba	10	40
Garaža	10	0
Kurilnica	10	0

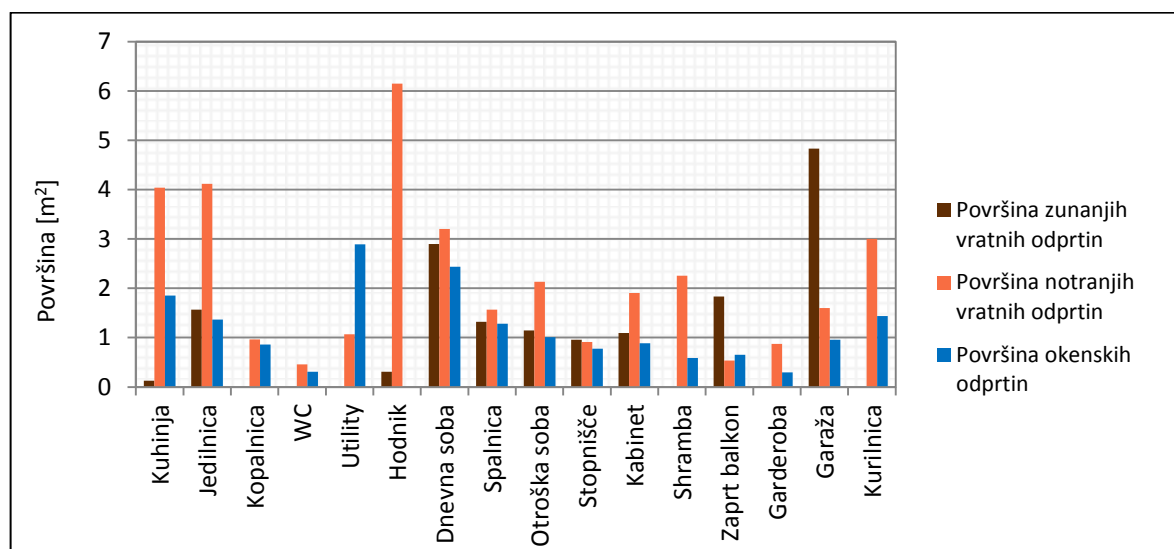
Povzamemo lahko, da ima največjo bruto tlorisno površino običajno dnevna soba, ki v povprečju meri dobrih 23 m². Med prostore, ki merijo več kot 10 m², spadajo tudi spalnica, kuhinja, otroška soba, garaža in kurilnica. Za manjše prostore veljajo kopalnica, WC in garderoba. V garaži običajno največji delež zavzamejo večje zunanje vratne odprtine, na hodniku pa prevladujejo notranje vratne odprtine. Največ okenskih površin opazimo v otroški sobi, kuhinji, dnevni sobi in utilityju. Izmed vseh odprtin opazimo najbolj enakomerno razporejenost in najmanjša odstopanja od povprečne vrednosti pri okenskih odprtinah. Največji delež vseh odprtin imata dnevna soba in jedilnica, kar je pričakovano, saj tam običajno preživimo večji del dneva.

Preglednica 4-16: Dolžinske in površinske karakteristike prostorov ter sten, ki jih obdajajo

Funkcija prostora	Dolžina prostora v X smeri [m]	Dolžina prostora v Y smeri [m]	Bruto tlorisna površina prostora [m ²]	Razmerje daljše in krajše tlorisne dimenzije prostora
Kuhinja	3,10	3,49	10,82	1,13
Jedilnica	3,76	3,31	12,67	1,14
Kopalnica	2,32	2,57	5,86	1,11
WC	1,82	1,95	3,19	1,07
Utility	3,35	3,77	12,45	1,12
Hodnik	4,94	1,88	9,42	2,63
Dnevna soba	4,95	4,66	23,29	1,06
Spalnica	3,91	4,28	16,57	1,10
Otroška soba	3,88	3,80	14,63	1,02
Stopnišče	2,67	3,30	8,25	1,24
Kabinet	3,25	3,61	11,52	1,11
Shramba	3,02	2,76	8,17	1,09
Zaprt balkon	3,73	3,33	9,67	1,12
Garderoba	1,71	2,91	5,39	1,70
Garaža	5,25	3,25	17,06	1,62
Kurilnica	3,70	4,25	15,73	1,15



Slika 4-20: Tlorisne površine prostorov



Slika 4-21: Površine odprtín v odvisnosti od funkcije prostora

4.8 Povzetek povprečnih karakteristik modela enodružinske hiše

V tem poglavju so združene značilnosti splošnega modela enodružinskega objekta, ki so pridobljene na podlagi vzorca objektov O1–O10. Na podlagi karakteristik objektov, ki so opisane v prejšnjih poglavjih, smo izračunali njihove srednje vrednosti (oranžna barva v spodnjih preglednicah). Za boljšo predstavo o raztrosu vzorčnih podatkov smo izvednotili pripadajoče standardne odklone in koeficiente variacije. V spodnjih preglednicah so najprej navedeni splošni podatki o posplošenem modelu (preglednica 4-17), značilnosti nosilnih sten objekta (preglednica 4-18), podatki o zunanjih in notranjih odprtinah konstrukcije (preglednica 4-19) in število prostorov glede na posamezno etažo (preglednica 4-20).

Preglednica 4-17: Glavne značilnosti splošnega modela enodružinske hiše

SPLOŠNI PODATKI	Povprečna vrednost	Standardni odklon	Koeficient variacije [%]
Število etaž nad terenom ($n_{\text{etaž}}$)	2	0,00	0
Višina etaže ($h_{\text{et.}}$) [m]	2,70	0,06	2
Višina objekta (brez strehe) (H) [m]	5,40	0,12	2
Bruto tlorisna površina etaže ($A_{\text{tl.,bruto,obj.}}$) [m ²]	110,3	30,4	28
Neto tlorisna površina etaže ($A_{\text{tl.,neto,obj.}}$) [m ²]	90,3	26,5	29
Razmerje med bruto in neto tlorisno površino	1,22	0,004	3
Daljša tlorisna dimenzija (L_x) [m]	12,09	1,94	16
Krajša tlorisna dimenzija (L_y) [m]	8,87	1,15	13
Razmerje daljša/krajša tlorisna dimenzija (L_x/L_y)	1,36	0,16	12
Naklon strehe (α) [°]	35,7	4,1	12
Tlorisna obtežba na etažo (AB, monta strop) ($g_{\text{et.,AB}}$) [kN/m ²]	11,5	0,89	8
Tlorisna obtežba na etažo (lesen strop) ($g_{\text{et.,LK}}$) [kN/m ²]	9,9	1,11	11

Preglednica 4-18: Značilnosti sten splošnega modela enodružinske hiše

NOSILNE STENE	Povprečna vrednost	Standardni odklon	Koeficient variacije [%]
Debelina obodnih sten [m]	0,32	0,04	12
Debelina notranjih sten [m]	0,22	0,04	18
Bruto tlorisna etažna površina sten v daljši smeri/etažna tlorisna površina	0,091	0,014	15
Bruto tlorisna etažna površina sten v krajši smeri/tlorisna etažna površina	0,089	0,014	15
Efektivna tlorisna površina sten v daljši smeri/etažna tlorisna površina	0,070	0,010	15
Efektivna tlorisna površina sten v krajši smeri/tlorisna etažna površina	0,065	0,013	20
Efektivna tlorisna površina sten v šibki smeri/ tlorisna etažna površina	0,061	0,012	19
Efektivna tlorisna površina sten v močni smeri/tlorisna etažna površina	0,074	0,008	10
Navpična površina obodnih sten etaže/tlorisna etažna površina	1,043	0,115	11
Navpična površina notranjih sten etaže/etažna tlorisna površina	0,713	0,128	18
Efektivna višina zidu za smer X/etažna višina	0,82	0,10	12
Efektivna višina zidu za smer Y/etažna višina	0,84	0,03	3
Efektivna širina zidu za smer X/tlorisna dimenzija objekta v smeri X	0,23	0,08	33
Efektivna širina zidu za smer Y/tlorisna dimenzija objekta v smeri Y	0,24	0,05	19

Preglednica 4-19: Značilnosti odprtín splošnega modela enodružinske hiše

ZUNANJE IN NOTRANJE ODPRTINE	Povprečna vrednost	Standardni odklon	Koeficient variacije [%]
Vertikalna površina zunanjih odprtín v pritličju/vertikalna površina vseh obodnih sten etaže	0,20	0,04	19
Vertikalna površina zunanjih odprtín v nadstropju/vertikalna površina vseh obodnih sten etaže	0,12	0,05	42
Vertikalna površina notranjih odprtín v pritličju/vertikalna površina vseh notranjih sten etaže	0,20	0,07	34
Vertikalna površina notranjih odprtín v nadstropju/vertikalna površina vseh notranjih sten etaže	0,19	0,06	32
Razmerje med vertikalnimi površinami notranjih in zunanjih odprtín	0,85	0,33	39
Višina parapeta [m]	0,94	0,10	11
Višina zunanjih vrat [m]	2,16	0,09	4
Širina zunanjih vrat [m]	1,55	0,32	20
Višina notranjih odprtín [m]	2,29	0,19	8
Širina notranjih odprtín [m]	1,51	0,65	43
Višina oken [m]	1,17	0,16	13
Širina oken [m]	1,49	0,50	33

Preglednica 4-20: Število prostorov glede na etažo splošnega modela enodružinske hiše

PROSTORI ZNOTRAJ OBJEKTA	Povprečna vrednost	Standardni odklon	Koeficient variacije [%]
Število prostorov v pritličju	9,60	1,50	2
Število prostorov v nadstropju	9,40	1,85	20

Iz zbranih podatkov opazimo, da se večja odstopanja pojavijo pri neto in bruto etažnih površinah objektov. To pomeni, da naš vzorec sestavljajo zelo različno velike stavbe. S tem je povezano tudi precejšnje odstopanje pri bruto in efektivnih tlorisnih površinah nosilnih sten v glavnih smereh objekta in velik razpon velikosti navpične površine sten objektov.

Pri analizi odprtih opazimo, da imajo objekti zelo različno količino zunanjih vratnih in okenskih odprtih. Posebej opazen je ta razpon pri etaži 1. nadstropja. Vzrok je v tem, da nekateri objekti v daljši smeri v nadstropju nimajo odprtih, saj kapni del strehe sega preveč nizko in zato so odprtine prisotne le v obodnih stenah, ki ležijo v Y smeri. Tudi za površine notranjih odprtih so značilne dokaj velike razlike med objekti.

Glede na obravnavan vzorec objektov je običajno v pritličju 10 prostorov. Koeficient variacije je veliko večji za prostore v nadstropju, kar pomeni, da se vrednosti števila prostorov v tej etaži med posameznimi stavbami dokaj razlikujejo, povprečen objekt pa ima v 1. nadstropju 9 prostrov.

4.9 Podatki s spletnega portala e-Prostor

E-PROSTOR (<http://www.e-prostor.gov.si/>) je spletni portal, namenjen izboljšanju dostopnosti geografskih, geodetskih in ostalih prostorskih informacij v Sloveniji. Omogoča dostop do javnega vpogleda v podatke o nepremičninah. Za namen naše naloge smo preverili, do katerih podatkov posamezne družinske hiše lahko pridemo in kako ti sovpadajo z informacijami iz Projektov za pridobitev gradbenega dovoljenja.

Da pridemo do zbranih podatkov nekega objekta, moramo v program vnesti njegov naslov. S tem se prikažejo informacije, ki so javno dostopne in izhajajo iz Registra nepremičnin ali pa iz Katastra stavb (slika 4-22).

V prvem delu so nam na voljo podatki o katastrski občini, številki stavbe in vrednosti nepremičnine ter grafični prikaz objekta. V podrobnem vpogledu so navedeni tlorisna površina stavbe, število etaž, višina stavbe, leto izgradnje in obnove, material nosilne konstrukcije, priključki stavbe na različna omrežja ter seznam delov stavbe. V slednjem je

navedena uporabna površina stavbe in potrjena prisotnost glavnih prostorov (kuhinja, kopalnica, stranišče) ter dostopen podatek o številu sob. Površine glavnih prostorov za obravnavane objekte niso podane, navedene so le površine pomožnih prostorov (delavnica, kurilnica, garaža, odprt balkon), ki se običajno nahajajo v kleti ali pa zunaj nosilne konstrukcije, tako da jih v naši analizi ne zajamemo. V drugem delu so podani podatki Registra prostorskih enot, kjer so naštetih pripadajoča občina, pošta, krajevna ter vaška skupnost, volišče, upravna enota, območna geodetska uprava in statistična regija.

Vezano na potresno analizo objektov so za nas koristni podatki o:

- lokaciji objekta,
- številu etaž,
- neto tlorisni površini stavbe,
- letu izgradnje in obnove,
- materialu nosilne konstrukcije.

Zgornje informacije, pridobljene s portala e-Prostor, smo primerjali z informacijami iz projektov obravnavanih objektov. Glede števila etaž nad terenom za vse objekte podatka iz PGD in s portala sovpadata. Prav tako velja za glavni material vertikalne nosilne konstrukcije, ki je za vse objekte opeka.

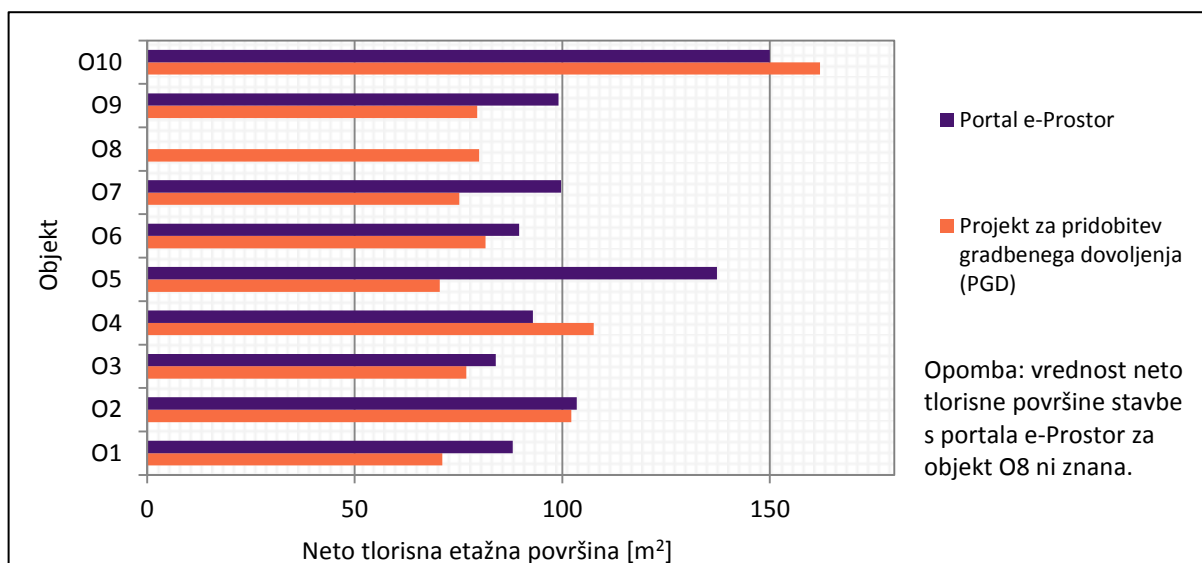
The screenshot displays the 'PROSTOR' (Spatial Portal) interface. It features a search sidebar on the left and several data sections on the right. The 'Stavbe' (Buildings) section shows a table with one entry for '2029 STARI DVOR'. The 'Parcele' (Parcels) section shows a table with two entries for '2029 STARI DVOR'. Below these are sections for 'Gospodarska javna infrastruktura' and 'Naslovi in prostorske enote' (Addresses and Spatial Units).

Katastrska občina	Številka stavbe	Katastrski vpis	Število delov stavbe	Vrednost nepremičnine	Grafični prikaz
2029 STARI DVOR		NE	1	€	

Katastrska občina	Številka parcele	Površina parcele (m ²)	Urejena parcela	Katastrski dohodek (EUR)	Vrednost nepremičnine	Grafični prikaz
2029 STARI DVOR		926	NE	0,00	€	
2029 STARI DVOR		254	NE	0,00	€	

Podatki registra prostorskih enot	
Občina	Škofja Loka
Naselje	Virmaše
Ulica in hišna številka	Virmaše
Poštni okoliš	4220 Škofja Loka
Krajevna skupnost	Sveti Duh
Vaška skupnost	Vaška skupnost ne obstaja
Matrina četrt	Četrtna skupnost ne obstaja
Volišče - državni zbor	Gasilski dom Virmaše, Virmaše 14, Škofja Loka
Volišče - lokalno	Gasilski dom Virmaše
Šolski okoliš	Osnovna šola Cvetka Golarja
Statistična regija	Gorenjska
Upravna enota	Škofja Loka
Območna geodetska uprava	Kranj

Slika 4-22: Spletni portal e-Prostor



Slika 4-23: Primerjava podatkov o neto tlorisni etažni površini stavb

Podatkov o bruto etažnih površinah objektov na portalu ni, najdemo le informacije o neto tlorisni površini stavbe. Izraz pomeni površino med navpičnimi elementi, ki omejujejo prostor. Dobimo jo, če od bruto tlorisne površine stavbe odštejemo tlorisno površino zunanjih in notranjih nosilnih sten. Vrednosti s portala, ki prikazujejo celotno neto površino vseh etaž objektov, smo delili s številom etaž in jih primerjali s tistimi površinami, ki smo jih dobili na podlagi podatkov o celotnih površinah etaž in količini sten iz PGD-jev. Dobljeni rezultati prikazujejo dokaj velika medsebojna odstopanja, ki so prikazana na sliki 4-23.

Glede na precej velike razlike v vrednostih neto tlorisnih površin stavb menimo, da teh odstopanj ne smemo zanemariti. Pri tem se pojavi vprašanje, kateri podatki so bolj verodostojni. Da bi izvedeli odgovor, bi bilo potrebno izpeljati natančnejše meritve na terenu. Slednjih v naši nalogi nismo izvedli, saj bi bilo delo precej obsežno, poleg tega pa bi šlo za večji poseg v zasebnost lastnikov stavb. Za analize te naloge smo se osredotočili predvsem na podatke iz Projektov za pridobitev gradbenega dovoljenja in uporabili vrednosti, ki so izhajale iz omenjenih map.

Ideja, da bi na podlagi podatkov, ki so dostopni na spletnem portalu, lahko s pomočjo geometrijskih izračunov izdelali model poljubnega objekta, zaenkrat ni izvedljiva. Potrebno bi bilo namreč preveriti verodostojnost podatkov in njihovo številčnost povečati. Potrebovali bi seznam prostorov znotraj posameznega objekta in njihove pripadajoče površine, s čimer bi nato lahko predpostavili notranjost objekta (položaj sten in odprtín, razponi med nosilnimi elementi itd.). Prav tako bi potrebovali tlorisne dimenzije objekta, saj jih z zračnih posnetkov stavbe ni možno določiti dovolj natančno.

5 ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI OBRAVNAVANIH OBJEKTOV

Potresno odpornost družinskih objektov smo preverjali s programom 3Muri. V nadaljevanju so opisane omejitve programa, ki jih je potrebno upoštevati in v ta namen uvesti določene poenostavitve. Predstavljene so izvedene analize in njihovi rezultati. Slednje smo primerjali med seboj in podali ugotovitve.

5.1 Omejitve programa

Pri modeliranju konstrukcij si običajno pomagamo z določenimi poenostavitvami, s katerimi minimalno spremenimo dejanski nosilni sistem, geometrijo stavbe, njeno obtežbo in s tem odziv konstrukcije kot celote.

V primeru, da kompleksna geometrija programu povzroča težave s konvergenco, je potrebno spremeniti dimenzije ali položaj sten in odprtín. Načini takšnih poenostavitev pri obravnavanih objektih so bili:

- modifikacija velikosti odprtín – program ne more izvesti analize, če se vrata in okna objekta stikajo. Stikajoči odprtini smo zato združili in v program vstavili eno (nadomestno) odprtino, ki ima identično površino, kot vrata in okna skupaj in je locirana v centru dejanskih odprtín (npr. balkonska vrata in okno združimo v enotna balkonska vrata z enako skupno površino);
- sprememba položaja odprtín – vrata ali okna zamaknemo oziroma jih zmanjšamo za nekaj centimetrov tako, da program doseže konvergenco;
- v primerih, ko višina parapetnega zidu pod okenskimi odprtínami ni razvidna iz načrtov, uporabimo srednjo vrednost parapetne višine preostalih objektov;
- program je definiran tako, da dopušča le prostore, ki so zaprti z vseh strani. V primeru, da je nek prostor obdan le s tremi nosilnimi stenami, ga zaključimo z dodatnim nosilcem, ki mu pripišemo takšne karakteristike, da ne vpliva na velikost nosilnosti in togosti objekta;
- v slučaju, da tudi z zgornjo modifikacijo program ne uspe izvesti izračuna, namesto nosilca vstavimo steno, v kateri leži odprtina z dimenzijami, podobnimi steni. Tudi ta poseg spremeni nosilnost in togost objekta za zanemarljivo vrednost;
- manjše dele stavb, ki so izmaknjeni od glavnih osi za majhne vrednosti, zanemarimo;
- v nekaj primerih klet objekta sega malo nad nivo terena. Takrat omenjeno višino zanemarimo oziroma stavbo obravnavamo, kot da je nivo terena na višinski koti, na kateri se nahaja plošča pod pritličjem. Enako storimo v primeru, ko je objekt delno

vkopan v teren, kar pomeni, da na eni strani nivo terena sovpada s koto kleti, na nasprotni strani objekta pa s koto pritličja;

- manjših balkonov, ki so podprti z dodatnimi stebri, ne vključimo v model;
- v primeru, da je 1. nadstropje le delno izkoriščeno in ima obodne zidove nižje od notranjih, vzamemo za analizo srednjo višino zidov in obravnavamo 1. nadstropje z enotno etažno višino;
- drvarnice, ki je vrisana na načrte in je ustrezno dilatirana od glavnega objekta, ne vključimo v analizo;
- v primerih, kjer osi nosilnih sten ne sovpadajo z osmi temeljev, prestavimo stene za (manjše) vrednosti, tako da vsi elementi, ki služijo prenosu obremenitve v temeljna tla, ležijo v isti vertikalni ravnini;
- sten v 1. nadstropju, ki pod seboj nimajo nosilnih sten, v modelu ne obravnavamo, saj ne predstavljajo nosilnih elementov;
- dodatne manjše lesene nosilce, ki se nahajajo pod ploščo 1. nadstropja, upoštevamo le v izračunu obtežbe in jih ne modeliramo;
- AB horizontalnih in vertikalnih zidnih vezi ne modeliramo, saj njihova vloga ni prenašanje navpične ali pa vodoravne obtežbe in zaradi tega tudi niso zasnovani in dimenzionirani kot okvirna konstrukcija;
- kontrolno točko, kamor program med analizo nanaša obtežbo oziroma pomik, lahko izberemo le v vozlišču tlorisa objekta. V primeru, da v bližini najprimernejše lokacije kontrolne točke ni že obstoječega vozlišča, v program vnesemo dodaten nosilec, ki ima nepomemben vpliv na nosilnost ali togost sistema. Njegovo krajišče nam služi le kot dodatno vozlišče, ki ga lahko definiramo kot kontrolno točko.

5.2 Predpostavke

Vloga armiranobetonskih horizontalnih in vertikalnih zidnih vezi ni prenašanje navpične ali pa vodoravne obtežbe in zaradi tega tudi niso zasnovani in dimenzionirani kot okvirna konstrukcija. Povezovanje zidovja z vodoravnimi in navpičnimi vezmi se odraža predvsem v:

- izboljšani povezanosti konstrukcijskih zidov,
- izboljšani stabilnosti vitkih konstrukcijskih zidov,
- izboljšani odpornosti in duktilnosti zidanega panela,
- zmanjšanju tveganja, da bi poškodovani zid med potresom razpadel.

Vse tipe horizontalnih medetažnih konstrukcij obravnavamo kot toge plošče. Armiranobetonska plošča v primeru pravilne izvedbe zadošča pogojem za togo ploščo. V to

skupino spadajo tudi monta stropovi, vendar pa je potrebno, da nad nosilci in opečnimi polnili izvedemo tlačno betonsko ploščo, ki zagotavlja večjo togost in povezanost. V naših primerih smo med toge plošče uvrstili tudi lažje lesene horizontalne konstrukcije. Pri tem smo upoštevali, da so bile v objektih s tako vrsto stropov prisotne horizontalne in navpične AB vezi, ki so omogočile dodatno povezanost.

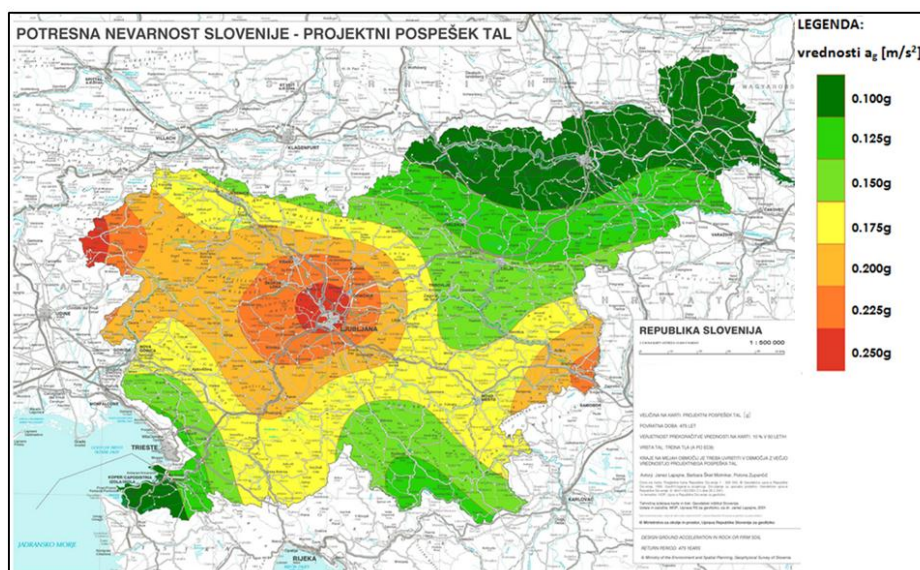
Dodatna predpostavka, ki je število izvedenih analiz preplovala, je predvidevanje, da je merodajni porušni mehanizem tisti, ki ima razporeditev horizontalnih sil skladno s 1. nihajno obliko. Pri taki razporeditvi horizontalnih sil običajno dobimo porušno obtežbo, ki poruši konstrukcijo kot celoto. Pri razporeditvi horizontalnih sil sorazmerno z masami etaž pa se večinoma tvori porušni mehanizem v obliki šibke etaže, za porušitev celotne konstrukcije pa je potrebna večja sila, saj je ročica rezultante sil manjša.

5.3 Podatki za določitev ocene potresne odpornosti

Za oceno potresne odpornosti objektov potrebujemo podatka o tipu tal območja, kjer se konstrukcija nahaja in pričakovan pospešek tal na tem območju. Opisi za določitev tipa tal se nahajajo v standardu Evrokod 8 in so prikazani v preglednici 5-1. Pri izbiri tipa tal smo si pomagali s podatki Osnovne geološke karte Slovenije (MORS, 2013) in s podatki, ki so za obravnavano območje navedeni v raziskovalnem projektu POTROG (Potresna ogroženost v Sloveniji, 2013), ki je bil izveden za potrebe Civilne zaščite, njen naročnik pa je Ministrstvo za obrambo RS. Določena sta bila tipa tal C in D, kot je razvidno iz podatkov zadnjega stolpca preglednice 5-1.

Preglednica 5-1: Tipi tal (SIST EN 1998-1:2006)

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Objekti
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala	/
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo	/
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov	O1, O3, O4, O5, O8
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin	O2, O6, O7, O9, O10
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 m in vrednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s	/
S ₁	Sedimenti, ki vsebujejo najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja z visokim indeksom plastičnosti ($PI > 40$) in visoko vsebnostjo vode	/
S ₂	Tla, podvržena likvefakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E ali S ₁	/



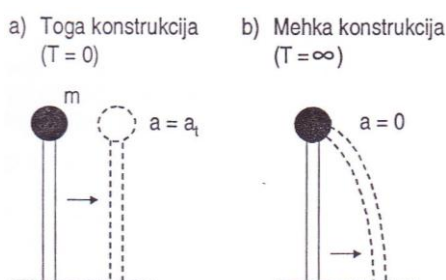
Slika 5-1: Karta potresne nevarnosti Slovenije

- **Upoštevanje naključne ekscentričnosti**

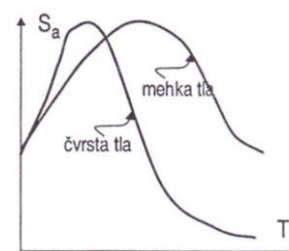
Poleg tipa tal potrebujemo tudi podatek o projektnem pospešku tal, ki ga razberemo s Karte potresne nevarnosti, ki velja za povratno dobo 475 let, verjetnost prekoračitve vrednosti na karti pa je 10 % v 50 letih (slika 5-1). Karta je izdelana za trdna tla (tip tal A), za preostale tipe tal pa Evrokod 8 predpisuje koeficient tal S , ki ga potrebujemo za določitev potresne obtežbe. Na lokaciji, kjer se nahajajo objekti O1–O10, projektni pospešek tal znaša 0,225 g (g predstavlja težnostni pospešek in ima vrednost $9,81 m/s^2$), za objekt O11 pa 0,175 g.

5.4 Analiza lastnega nihanja

Potresna sila je neposredno odvisna od togosti, mase konstrukcije, modela dušenja in od potresne obtežbe. Večji pospešek tal v splošnem povzroči večje potresne sile. Pri določeni masi, dušenju in akcelrogramu je majhna nihajna doba odvisna od togosti stebra. Večja kot je togost konstrukcije, manjša je njena nihajna doba (slika 5-2) (Fischinger, Isaković, 2002).



Slika 5-2: Pospešek mase pri neskončno togi (a) in neskončno podajni (b) konstrukciji (Fischinger, Isaković, 2002)



Slika 5-3: Oblika spektrov pospeškov v odvisnosti od kvalitete tal (Fischinger, Isaković, 2002)

Preglednica 5-2: Rezultati modalne analize s programom 3Muri

Objekt	1. nihajni čas T_1 [s]	Delež efektivne mase [%]	Smer	2. nihajni čas T_2 [s]	Delež efektivne mase [%]	Smer
O1	0,128	64	X	0,113	66	Y
O2	0,131	89	Y	0,101	95	X
O3	0,128	87	Y	0,122	73	X
O4	0,162	80	Y	0,132	50	X
O5	0,108	74	X	0,101	70	Y
O6	0,124	76	Y	0,108	73	X
O7	0,141	71	X	0,137	86	Y
O8	0,115	89	Y	0,113	95	X
O9	0,136	78	Y	0,103	82	X
O10	0,148	65	X	0,123	87	Y
O11	0,142	81	Y	0,132	81	X

Teoretična vrednost nihajnega časa neskončno toge konstrukcije znaša 0. V tem primeru imata tla in masa enak pospešek. Nasprotno za zelo podajno konstrukcijo, ki ima velik nihajni čas velja, da se ob premiku tal zviije in pospeška na konstrukciji skoraj ni. Neugodni so primeri stavb s takimi nihajnimi časi, da se pospešek tal zaradi resonančnih pojavov močno poveča (slika 5-3).

Preverili smo nihajne dobe analiziranih objektov, ki so bile izračunane s programom. V vseh primerih sta prvi dve nihajni obliki translacijski, kar pomeni, da so stavbe relativno varne pred torzijo. V preglednici 5-2 sta za vsak objekt podani velikosti prvih dveh nihajnih časov in sodelujoči efektivni masi ter pripadajoča smer translacije. Za modalno analizo standard sicer določa, da je potrebno upoštevati toliko nihajnih oblik, da je dosežene 90 % efektivne mase konstrukcije, 10 % pa je lahko zanemarimo. V tem primeru bi bilo potrebno upoštevati prve tri nihajne oblike analiziranih objektov. Potisna analiza, ki smo jo uporabili, pa temelji na predpostavki, da je za nihanje med potresom pomembna samo ena nihajna oblika, ki ni odvisna od poškodovanosti.

Za vrednosti nihajnih časov, ki smo jih pridobili iz programa, smo izvedli tudi kontrolo. Uporabili smo poenostavljeno formulo za izračun nihajnega časa, ki povezuje nihajni čas T z višino konstrukcije H :

$$T = C_t \cdot H^{3/4}$$

T [s].....nihajni čas konstrukcije

C_tkoeficient, ki je odvisen od vrste konstrukcije

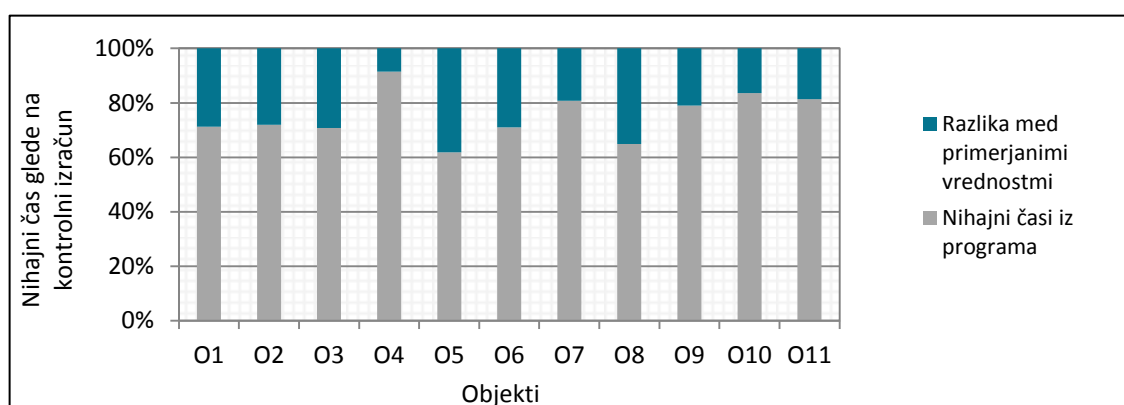
H [m]....višina konstrukcije

V standardu Evrokod 8-1 je zgornja formula priporočena za sisteme, ki jih ne uvrščamo med momentne okvirje in zato spadajo pod t.i. ostale konstrukcije. Vrednost koeficienta C_t , ki je priporočena za takšne konstrukcije, znaša 0,050. Nihajni časi, izračunani s tem koeficientom, so označeni s T^* .

S slike 5-4 je razvidno, da so 1. nihajni časi objektov iz 3Murija v vseh primerih manjši od tistih, ki smo jih pridobili na podlagi poenostavljenega izraza za nihajne čase. Sivo področje na spodnji sliki predstavlja nihajne čase modalne analize programa 3Muri, modro polje pa vrednosti, ki jih dodamo programskim izračunom, da prikažemo izračunane nihajne čase na podlagi poenostavljene formule, ki jo priporoča standard. Opažamo, da rezultati 3Murija predstavljajo 60–90 % nihajnih časov, dobljenih s kontrolnim računom.

V primerjavi z izmerjenimi nihajnimi časi stenastih konstrukcij med potresi so vrednosti, dobljene s poenostavljeno formulo, precej konservativne (Jankovič, 2012). Ker enako velja tudi za naše primere, lahko rečemo, da so nihajni časi iz programa pravilno iz vrednoteni.

Slabost rezultatov poenostavljene enačbe je, da nam poda le vrednost osnovnega nihajnega časa stavbe, ne izvemo pa, za katero smer velja. Na zgornjem grafu je zato predpostavljena enaka smer izračunanega nihajnega časa stavbe, kot je značilna za vzporeden primer v modalni analizi 3Murija. Omenjeno pomanjkljivost bi odpravili, če bi za poenostavljen račun nihajnega časa objekta uporabili še alternativno vrednost koeficienta C_t , ki jo najdemo v Evrokodu 8-1 in se lahko uporablja za betonske in zidane stavbe. V izračunu koeficienta so vključene dolžine in efektivne tlorisne površine sten v obravnavani smeri. Pogoji za uporabo alternativnega koeficienta C_t je, da količnik med dolžino posamezne stene in celotno višino objekta v nobenem primeru ne presega vrednosti 0,9, ki pa ni izpolnjen pri večini analiziranih stavb, zato nadaljnjih izračunov nihajnih časov nismo izvedli.



Slika 5-4: Primerjava nihajnih časov iz 3Murija in iz poenostavljenih enačb

5.5 Potisna analiza in ocena potresne odpornosti

V programu smo naredili modele vseh obravnavanih objektov tako, kot je navedeno v poglavju 3.2.3. Za vsak objekt smo izbrali 24 analiz. Po 12 analiz je program izvedel ob upoštevanju upogibnih mehanizmov in strižnega mehanizma s pojavom diagonalnih razpok, preostalih 12 pa z upoštevanjem upogibnega mehanizma in strižnega mehanizma z zdrsom. Izbrali smo le analize, ki imajo vodoravne sile razporejene glede na 1. nihajno obliko. Znotraj teh primerov so analize, ki potekajo v štirih različnih smereh (+X, -X, +Y, -Y) in upoštevajo določene vrednosti ekscentričnosti mase ($e=0, +e, -e$).

Zaradi negotovosti, ki so povezane s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, je potrebno poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti premakniti masno središče v vsaki etaži i iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

e_{ai} naključna ekscentričnost mase v etaži i glede na nazivni položaj. Upošteva se v isti smeri v vseh etažah;

L_i tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva;

Zanimalo nas je, kako bi se obravnavani objekti odzvali, če bi se na njihovi lokaciji pojavil potres. Izvedli smo potisne analize za vsako posamično stavbo. Glede na dogajanje vse od neobtežene konstrukcije do njene porušitve dobimo potisno («pushover») krivuljo, ki predstavlja razpoložljivo kapaciteto konstrukcije.

5.5.1 Rezultati analiz

Potem, ko so izdelani vsi modeli obravnavanih objektov, kar vključuje geometrijske, materialne in obtežbene karakteristike, jih program 3Muri prevede na ekvivalenten okvirni model. To pomeni, da za vsak objekt ustvari mrežo linijskih elementov. V nadaljevanju na osnovi potisne analize prikaže krivuljo kapacitete, glede na izbrane seizmične parametre pa določi ciljni pomik. Natančneje je postopek opisan že v 3. poglavju.

Kot smo omenili že v prejšnjih poglavjih, smo za vsak model z upoštevanjem razporeditve horizontalnih sil glede na 1. nihajno obliko izvedli 12 analiz, kar ob upoštevanju dveh strižnih porušnih mehanizmov pomeni 24 izračunov za posamičen objekt. V nadaljevanju smo za X in za Y smer izbrali merodajno analizo za primer diagonalnih razpok in primer pojava zdrsa. Kriterij določitve merodajne analize je bilo največje razmerje med ciljnim in mejnim pomikom konstrukcije. V preglednici 5-3 so prikazani številčni rezultati. Za vsak objekt smo navedli

merodajne analize, ciljni pomik D_{max} , pomik, ki ga je konstrukcija sposobna doseči v MSN D_u , razmerje med omenjenima pomikoma D_{max}/D_u in primerjavo tega količnika med strižnima mehanizmoma. Pri posamezni analizi smo opazovali tudi nosilnost in jo primerjali glede na različna strižna porušna mehanizma. Dodali smo še razmerje med pomikom na vrhu konstrukcije in njeno celotno višino (ang. »roof drift«) ter mejni pospešek, značilen za MSN.

Na podlagi rezultatov opazimo, da je v večini primerov razmerje med ciljnim in mejnim pomikom konstrukcije manjše pri upoštevanju diagonalnih razpok. To pomeni, da bi do porušitve konstrukcije prej prišlo ob predpostavki pojava zdrsa. Razmerja D_{max}/D_u se za obravnavane objekte gibljejo od 0,38 do 3,87. Njihova povprečna vrednost znaša 1,48, koeficient variacije pa kar 48 %.

Mejni pomiki objektov so določeni glede na maksimalne sprejemljive deformacije zaradi striga oziroma upogiba, ki izhajajo iz Evrokoda 8. Program 3Muri izvrednoti strižni in upogibni zdrs ter ti dve vrednosti primerja s pomikom konstrukcije. Omejitev, ki so navedene v Evrokodu 8, program ne računa glede na etažno višino, ampak glede na efektivno, ki je manjša. Opazimo, da so izračunane vrednosti dokaj majhne. Vzrok za to je v dejstvu, da so zidane konstrukcije precej toge in zato že pri majhnih pomikih pride so precejšnjih poškodb. To pomeni, da se razpoke pojavijo hitro, ne pride pa še do globalne porušitve konstrukcije. V naših primerih znašajo mejni pomiki od 0,39 do 2,03 cm, njihova srednja vrednost znaša 1,00 cm. Ciljni pomiki, ki so izvrednoteni na podlagi modela konstrukcije in seizmičnih parametrov, v povprečju znašajo 1,32 cm, vse vrednosti pa se nahajajo v območju 0,67–2,56 cm. Izračunane vrednosti količnika med pomikom na vrhu konstrukcije in njeno višino znašajo od 0,7 do 3,8 %.





Najmanjša izračunana vrednost nosilnosti glede na merodajne analize znaša 245 kN, največja pa 1050 kN. Odstopanja med primeri upoštevanja zdrsa oziroma pojava diagonalnih razpok znašajo 10–20 % ali celo manj. Izjema je le eden izmed analiziranih objektov, pri katerem je nosilnost ob upoštevanju diagonalnih razpok približno dvakrat večja od nosilnosti pri pojavu zdrsa.

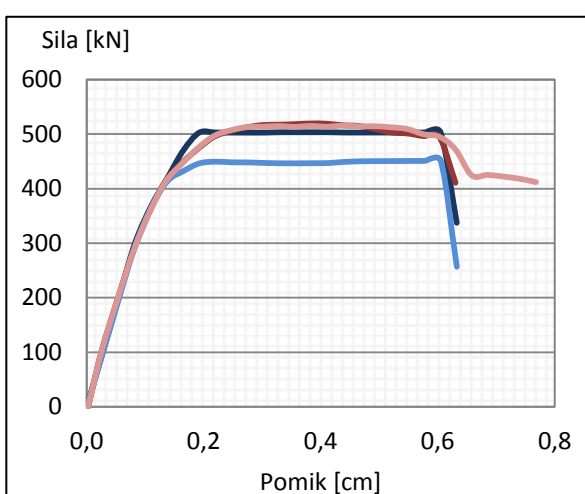
Preglednica 5-3: Rezultati potisne analize obravnavanih objektov

Objekt	Tip in smer analize		D_{max} [cm]	D_u [cm]	Razmerje D_{max}/D_u	Primerjava razmerja D_{max}/D_u med zdrs. in diag.	Nosilnost [kN]	Primerjava nosilnosti med zdrsom in diag. r.	Primerjava mejnega pomika na vrhu in višine objekta D_u/H [%]	Mejni pospešek za MSN [m/s^2]
O1	diag .r.	X	0,93	0,60	1,55	1,04	500	0,89	0,11	1,73
	zdrs	X	0,97	0,60	1,62		445		0,11	1,65
	diag .r.	Y	0,93	1,04	0,89	1,65	485	1,01	0,19	2,37
	zdrs	Y	0,93	0,63	1,48		490		0,11	1,77
O2	diag .r.	X	0,72	0,39	1,85	0,82	575	0,95	0,07	1,72
	zdrs	X	0,76	0,50	1,52		545		0,09	1,83
	diag .r.	Y	2,26	1,03	2,19	1,03	325	1,11	0,18	1,28
	zdrs	Y	1,97	0,87	2,26		360		0,16	1,30
O3	diag .r.	X	0,73	1,19	0,61	1,32	670	0,81	0,21	2,78
	zdrs	X	0,88	1,09	0,81		540		0,20	2,41
	diag .r.	Y	1,38	1,89	0,73	1,56	275	1,04	0,34	1,66
	zdrs	Y	1,37	1,20	1,14		285		0,22	1,71
O4	diag .r.	X	0,73	0,85	0,86	0,94	980	1,05	0,16	2,38
	zdrs	X	0,67	0,83	0,81		1025		0,15	2,45
	diag .r.	Y	1,89	1,58	1,20	1,18	465	1,22	0,29	1,93
	zdrs	Y	1,90	1,35	1,41		565		0,25	1,73
O5	diag .r.	X	0,68	1,11	0,61	1,87	525	0,95	0,21	2,95
	zdrs	X	0,72	0,63	1,14		500		0,12	2,06
	diag .r.	Y	0,86	0,81	1,06	1,76	405	1,05	0,15	2,13
	zdrs	Y	0,86	0,46	1,87		425		0,09	1,57
O6	diag .r.	X	1,53	1,09	1,40	2,07	405	0,96	0,21	1,74
	zdrs	X	1,66	0,57	2,91		390		0,11	1,11
	diag .r.	Y	1,52	1,00	1,52	1,06	645	0,82	0,19	1,75
	zdrs	Y	1,69	1,05	1,61		530		0,20	1,65
O7	diag .r.	X	1,42	1,09	1,30	1,74	410	0,61	0,21	1,87
	zdrs	X	1,81	0,80	2,26		250		0,15	1,22
	diag .r.	Y	2,05	0,53	3,87	0,73	480	0,51	0,10	1,13
	zdrs	Y	2,52	0,89	2,83		245		0,17	1,03
O8	diag .r.	X	0,93	0,59	1,58	0,95	630	1,02	0,11	1,70
	zdrs	X	0,93	0,62	1,50		640		0,11	1,74
	diag .r.	Y	0,78	2,03	0,38	2,74	865	0,92	0,38	3,93
	zdrs	Y	0,82	0,78	1,05		795		0,14	2,16
O9	diag .r.	X	1,01	1,52	0,66	1,95	390	0,99	0,29	2,89
	zdrs	X	1,00	0,77	1,30		385		0,15	1,90
	diag .r.	Y	1,89	1,98	0,95	1,40	340	1,16	0,38	2,29
	zdrs	Y	1,43	1,07	1,34		395		0,21	1,83
O10	diag .r.	X	2,56	1,51	1,70	1,59	625	0,90	0,28	1,50
	zdrs	X	2,40	0,89	2,70		560		0,16	1,10
	diag .r.	Y	1,39	1,60	0,87	1,94	1050	0,92	0,30	2,42
	zdrs	Y	1,43	0,85	1,68		970		0,16	1,64

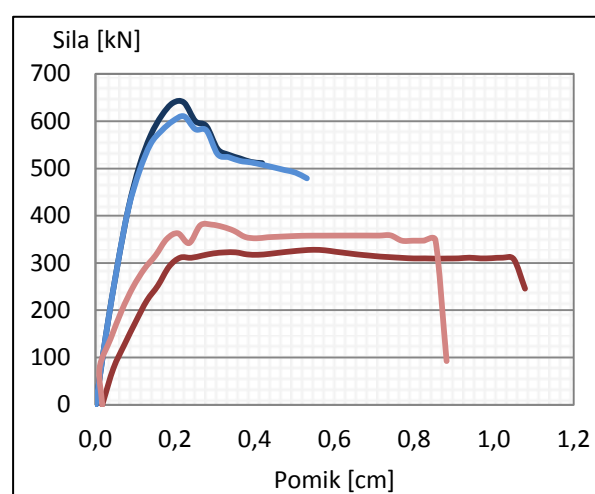
Na sliki 5-5 (primeri (a)-(k)) so zbrane po štiri merodajne potisne krivulje glede na najmanjše razmerje med ciljnim in mejnim pomikom za vsako obravnavano hišo. Na abscisi so prikazane vrednosti pomikov, na ordinatni osi pa velikosti sil. Največja vrednost sile posamezne krivulje predstavlja maksimalno nosilnost objekta. Ko ta pade na 80 % največje vrednosti, velja, da se poruši konstrukcija kot celota.

- Legenda:

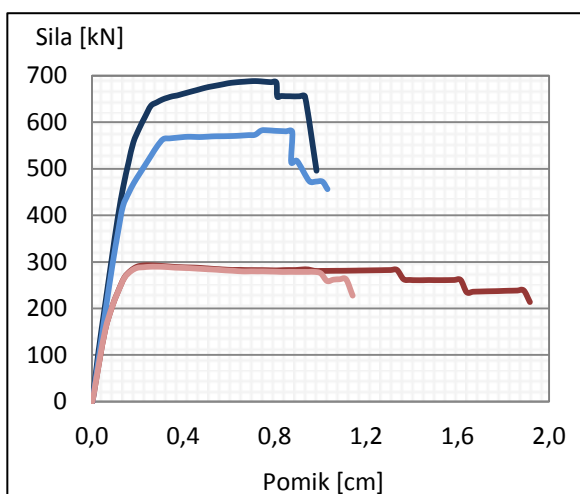
 diagonalne razpoke, smer X	 zdrs, smer X
 diagonalne razpoke, smer Y	 zdrs, smer Y



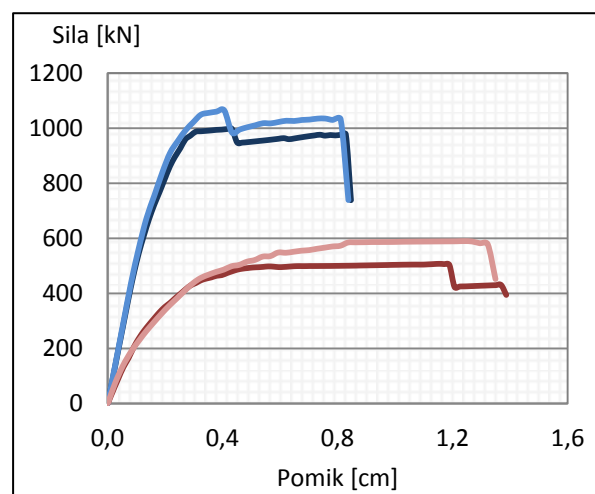
a) Objekt O1



b) Objekt O2







c) Objekt O3

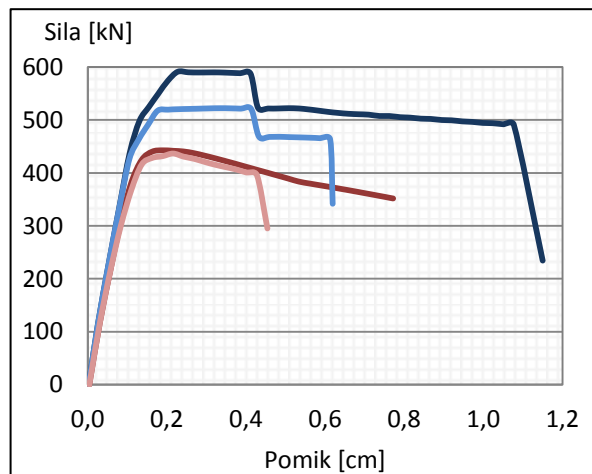


d) Objekt O4

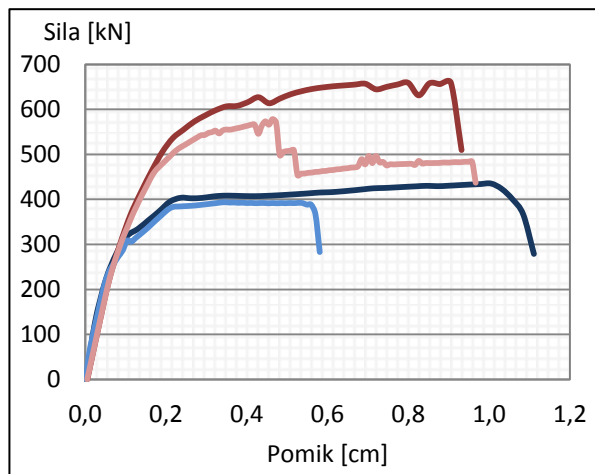
Slika 5-5: Potisne krivulje objektov O1-O4; se nadaljuje...

• Legenda:

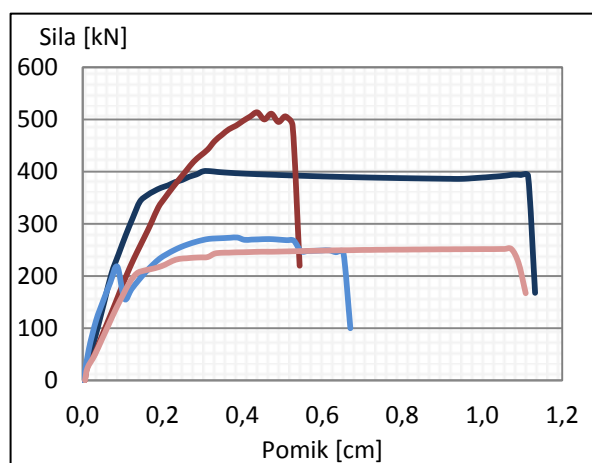
	diagonalne razpoke, smer X		zdrs, smer X
	diagonalne razpoke, smer Y		zdrs, smer Y



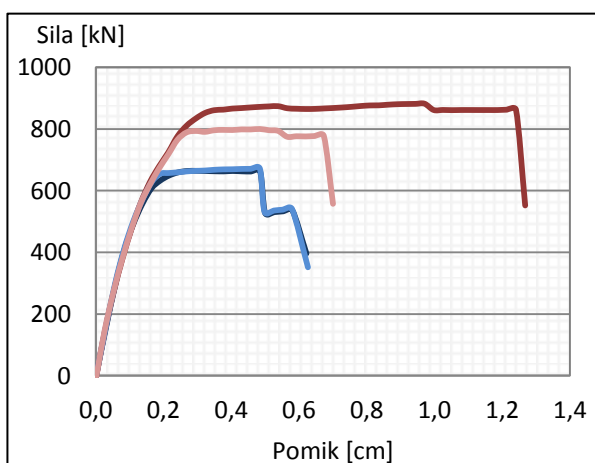
e) Objekt O5



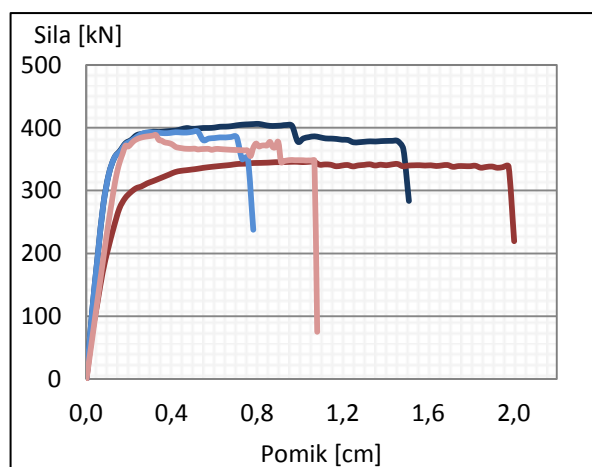
f) Objekt O6



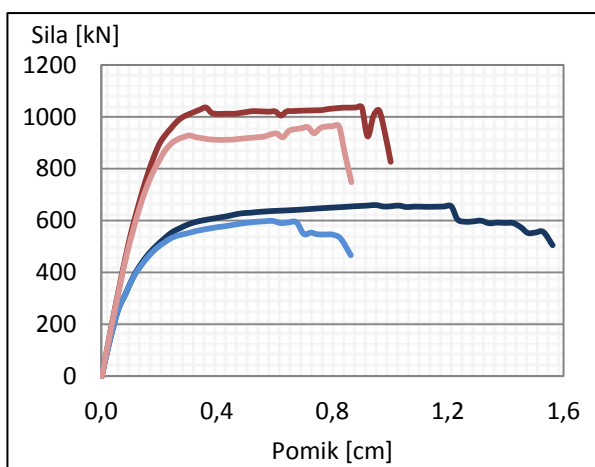
g) Objekt O7



h) Objekt O8







i) Objekt O9

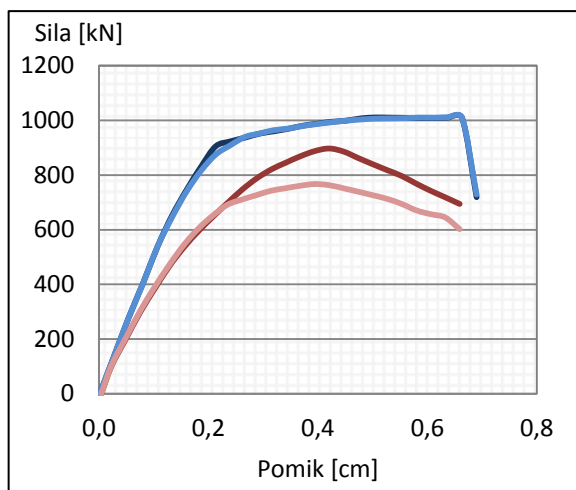


j) Objekt O10

...nadaljevanje slike 5-5: Potisne krivulje objektov O5-O10; se nadaljuje...

- Legenda:

	diagonalne razpoke, smer X		zdrs, smer X
	diagonalne razpoke, smer Y		zdrs, smer Y



k) Objekt O11

...nadaljevanje slike 5-5: Potisne krivulje objekta O11

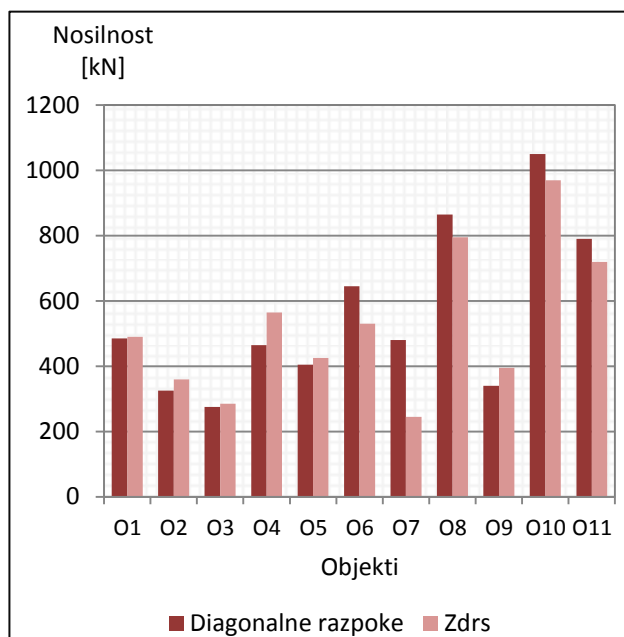
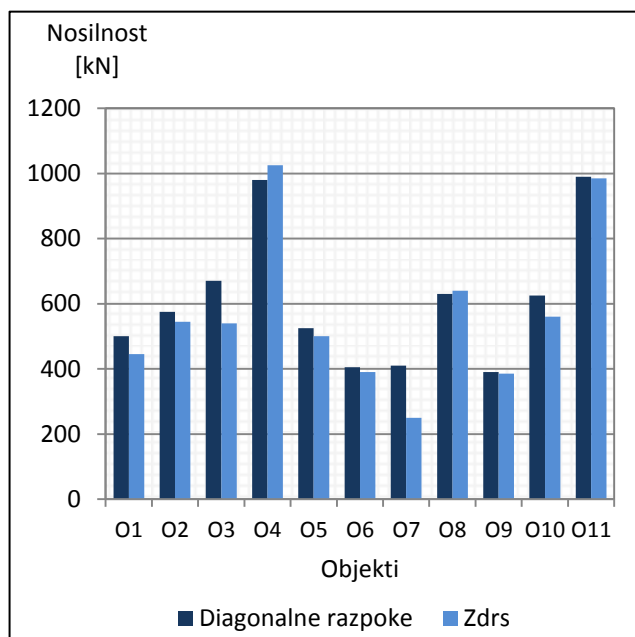
5.5.2 Primerjave analiz

V tem podglavju so prikazane možne povezave med različnimi parametri analize objektov.

5.5.2.1 Nosilnost konstrukcij

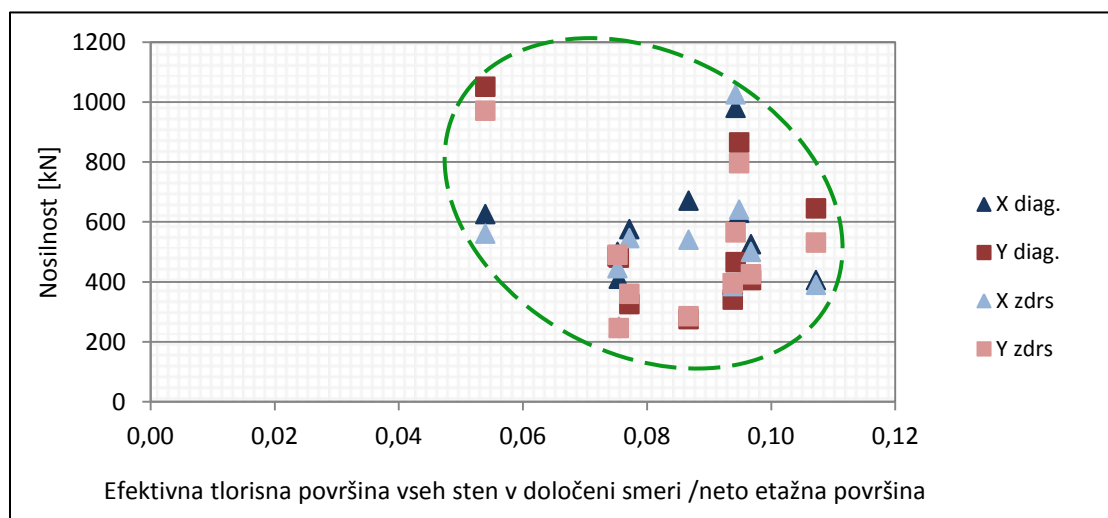
Zanimalo nas je, kako se razlikujejo vrednosti nosilnosti objektov v odvisnosti od prevladujočega strižnega porušnega mehanizma. Na slikah 5-6 in 5-7 so prikazane vrednosti nosilnosti za določeno smer analize. Opazimo, da ni večjih razlik glede upoštevanja zdrsa oziroma diagonalnih razpok. Izstopa le objekt O7, ki je slabše tlorisno zasnovan in ima nad 1. nadstropjem lažjo leseno medetažno konstrukcijo, ki je lahko vzrok za hitrejši pojav zdrsa, saj so osne sile v zgornjem delu stavbe majhne.

Preverili smo, kakšen je odnos med nosilnostjo objekta v določeni smeri in efektivno tlorisno površino vseh sten v isti smeri, deljeno z neto etažno površino. Povezave so prikazane na sliki 5-8. Območje točk, ki je na sliki označeno z zeleno barvo, predstavlja omenjene povezave.



Slika 5-6: Nosilnost objekta v odvisnosti od prevladujočega porušnega mehanizma za X smer

Slika 5-7: Nosilnost objekta v odvisnosti od prevladujočega porušnega mehanizma za Y smer



Slika 5-8: Primerjava nosilnosti ter razmerja efektivne tlorske površine sten v določeni smeri in neto etažne površine

5.5.2.2 Poškodovanost konstrukcij

Program 3Muri vključuje grafičen 2D prikaz poškodovanosti za vsako steno konstrukcije in 3D sliko poškodb celotnega objekta. Barve, s katerimi so obarvani deli sten, prikazujejo, kakšne vrste poškodb so prisotne.

3Muri omogoča vpogled v poškodovanost sten za vsak korak analize. Opazimo, da so najbolj ranljivi medokenski slopi zidu, poleg tega pa tudi prekladni deli. Meje glede definicije vrste poškodb so programsko določene. Najpogosteje se med analizo pojavijo upogibne poškodbe, ki pa se v nekaterih primerih v določenem koraku postopka spremenijo v strižne poškodbe in potem v nadaljnjih korakih lahko preidejo spet nazaj v upogibne. Glede vmesnih vrst poškodb zato zaradi njihovega prehajanja med različnimi mehanizmi težko določimo neko pravilo.


Primerjali smo predvsem stanje konstrukcij v zadnjem koraku analize, ko naj bi bil izpolnjen eden izmed pogojev za porušitev objekta. V vseh analiziranih primerih je pri končnem mejnem stanju nastopila kombinacija upogibnih in strižnih poškodb, porušitve delov stavb pa so bile v nekaterih primerih le enega tipa. Opazili smo, da v analizi, kjer je pri strižnem mehanizmu predviden zdrs, nastopa več poškodb in porušitev tega tipa, predvsem v stenah, ki se nahajajo v smeri potresa, medtem ko pri predpostavljenem pojavu diagonalnih razpok običajno nastopa več upogibnih poškodb in odpovedi elementov, večinoma v stenah, ki so vzporedne smeri potresa.

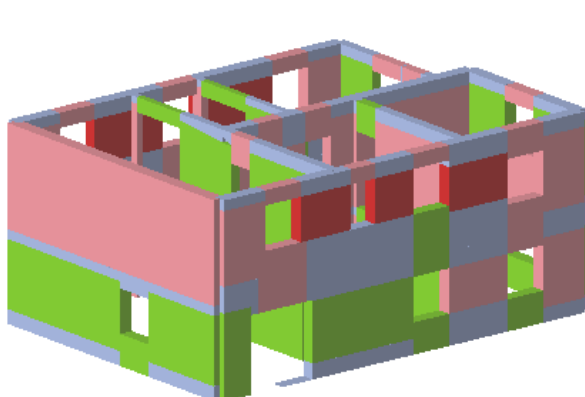
Opisano stanje velja kot pričakovano v primerih, ko je tlorisna zasnova objekta pravilna. V nasprotnem primeru, ko sta npr. togostno in geometrijsko središče stavbe oddaljena med seboj za večjo vrednost, pa pride do izraza torzijska nihajna oblika. Posledično ob potresu poleg translacij objekt občuti tudi torzijo. Poškodbe so zato nekoliko drugačne od tistih, ki smo jih opisali. Skoncentrirane so predvsem v območju, kjer se nahaja center rotacije. Poleg tega se pojavijo tudi nekatere izmed poškodb in porušitev, ki smo jih opisali za tlorisno pravilne stavbe.

Na sliki 5-9 (a–d) so prikazane poškodbe konstrukcije O6 v zadnjem koraku posamezne analize. Izbran je objekt, pri katerem je v obeh primerih porušnega mehanizma merodajna enaka vrsta analize, tj. analiza v isti smeri in z enako vrednostjo ekscentričnosti.

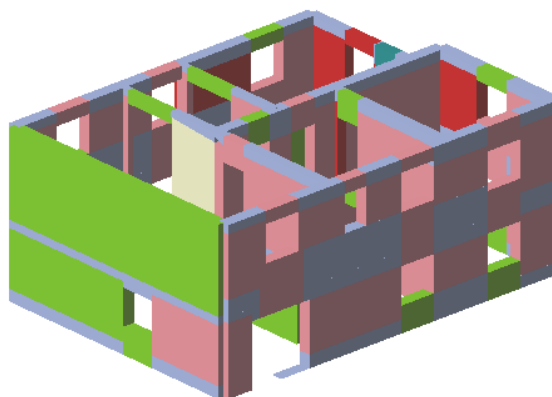
Sliki a) in b) prikazujeta primera, pri katerih smo predpostavili, da bo merodajen porušni mehanizem, kjer pride do nastanka diagonalnih razpok, na slikah c) in d) pa pričakujemo pojav zdrsa. Razvidno je, da so poškodbe, ki so se pojavile, podobne tistim, ki smo jih opisali zgoraj. Upogibne porušitve in diagonalne razpoke prevladujejo pri prvih dveh primerih in sicer v smeri, v kateri je bil predpostavljen potres, strižne porušitve z zdrsom pa v preostalih primerih. Pri vseh objektih je prišlo do pojava upogibnih poškodb.

• Legenda:

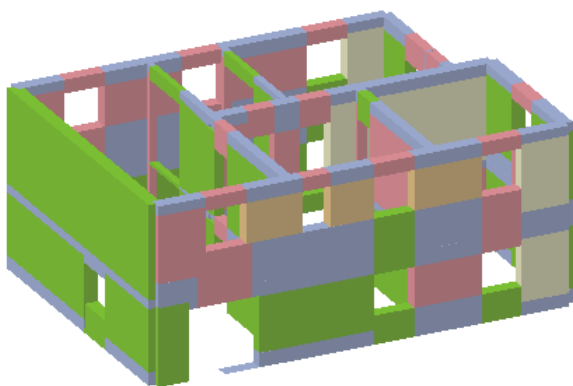
Zidovje	
	nepoškodovano
	strižne poškodbe
	strižna porušitev
	upogibne poškodbe
	upogibna porušitev
	tlačna porušitev
	natezna porušitev
	odpoved v elastičnem območju



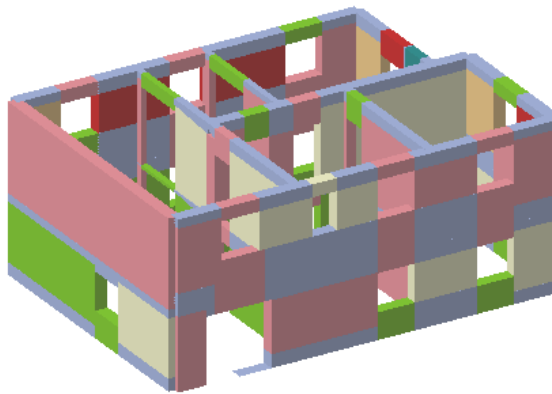
a) Upogibni mehanizem in strižni porušni mehanizem z diagonalnimi razpokami, smer X



b) Upogibni mehanizem in strižni porušni mehanizem z diagonalnimi razpokami, smer Y



c) Upogibni mehanizem in strižni porušni mehanizem z zdrsom, smer X



d) Upogibni mehanizem in strižni porušni mehanizem z zdrsom, smer Y

Slika 5-9: Poškodbe objekta O6 pri različnih porušnih mehanizmih

5.5.2.2.1 Stanje blizu porušitve (ang. *NC limit state*)

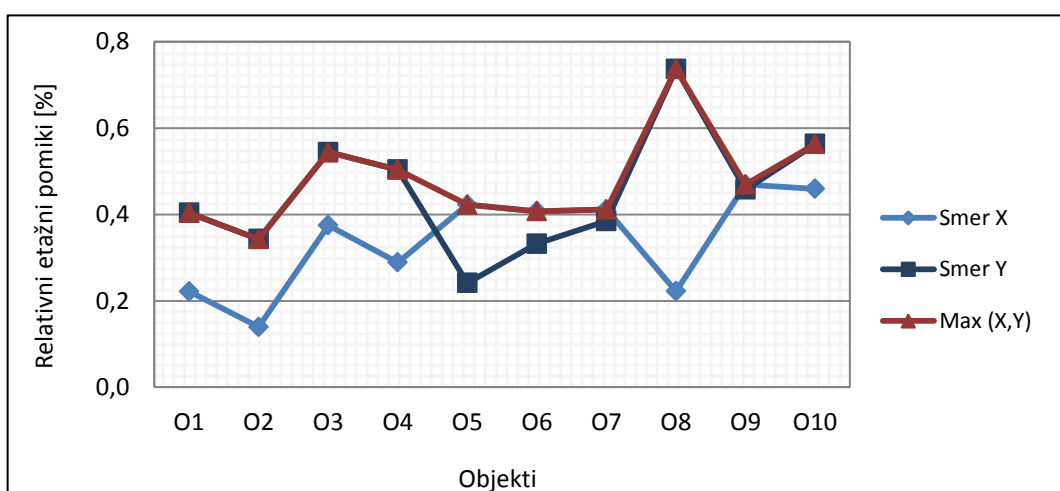
Preverili smo, kakšne so deformacije obravnavanih objektov takrat, ko se nahajajo v stanju blizu porušitve. Opazovali smo etažne pomike v kontrolni točki, ki se nahaja na vrhu zgornje etaže in v točki, ki leži v isti vertikalni osi na nivoju pritličja. Za vsak objekt smo dobili po dva

etažna pomika za obravnavano smer analize in predpostavljen strižni mehanizem. Večjega izmed pomikov obravnavamo kot merodajnega.

Na podlagi rezultatov ugotovimo, da so povprečni etažni pomiki v primeru nastanka diagonalnih razpok za 30–60 % večji od tistih, ki pripadajo analizam, v katerih predpostavimo pojav zdrsa. Če primerjamo povprečne vrednosti etažnih pomikov glede na obravnavano etažo, ugotovimo, da so ti pri obeh posameznih predpostavljenih strižnih mehanizmih za smer X in Y na vrhu pritličja skoraj enaki, medtem ko so v nadstropju v smeri Y enkrat večji od tistih, ki so rezultat analize v X smeri.

V obeh etažah je raztros vrednosti etažnih pomikov precej velik, še posebej izstopa raztros pomikov 1. nadstropja, saj so nekateri pomiki skoraj nični, medtem ko največji znašajo tudi do 2 cm.

Primerjali smo merodajne vrednosti etažnih pomikov posebej za smer X in smer Y. Ugotovili smo, da znašata razmerji med maksimalnim in minimalnim merodajnim etažnim pomikom 3,2 za smer X in 3,1 za smer Y. V dveh tretjinah primerov so bili merodajni pomiki prve etaže, kar pomeni, da tam nastane porušni mehanizem. Razmerja med pomiki prve in druge etaže so za daljšo smer objekta v povprečju 2,3, kar pomeni, da so etažni pomiki v pritličju izrazito večji od tistih v nadstropju. Za smer Y je v povprečju razmerje med pritličnimi etažnimi pomiki in etažnimi pomiki v nadstropju približno 0,9. Vrednosti pomikov smo pretvorili na relativne etažne pomike in jih grafično prikazali na sliki 5-10. Dodane so še vrednosti maksimalnih pomikov, pri čemer so merodajni večji izmed etažnih pomikov obeh smeri analize.



Slika 5-10: Primerjava relativnih etažnih pomikov objektov

5.5.3 Določitev potisne krivulje poljubnega enodružinskega zidanega objekta

Ocena potresne odpornosti stavbnega fonda je problematična, ker ni na voljo dovolj kvalitetnih podatkov o objektih. Za poljubno zidano hišo, za katero nimamo dostopa do podrobnih načrtov oziroma vpogleda v sam objekt, so zaenkrat javno dostopne le nekatere lastnosti, ki so bile podrobneje opisane že v poglavju 4.9. Za izračun potisne krivulje so uporabni le podatki o številu etaž nad terenom, neto tlorisni površini stavbe, letu izgradnje oziroma obnove in materialu nosilne konstrukcije.

Glede na potisne krivulje, ki smo jih določili za obravnavane objekte, smo izračunali izbrane percentile nosilnosti v odvisnosti od pomika. Tako dobljene potisne krivulje smo normirali s težo oziroma efektivno tlorisno etažno površino sten v določeni smeri in z višino objekta. Naj opozorimo, da so normirane potisne krivulje le približen model za potisno krivuljo izbranega enodružinskega zidanega objekta. Na abscisni osi so v vseh primerih nanešena razmerja med pomikom na vrhu konstrukcije in višino objekta. Slednja ni upoštevana kot višina objekta od terena do vrha strehe, ampak kot vsota vseh višin etaž, ki se nahajajo nad nivojem terena, pri čemer ne vključimo strešnega dela.

Primeri normiranih potisnih krivulj se med seboj razlikujejo glede na lastnosti, ki so opisane z ordinatno osjo. V statistični analizi smo za vsak objekt upoštevali le merodajno krivuljo za vsako glavno smer (X in Y). Upoštevali smo, da je merodajna krivulja tista, ki je rezultat analize, pri kateri je razmerje med ciljnim in mejnim pomikom (D_{max}/D_u) največje, hkrati pa imajo ti primeri najmanjše mejne pospeške. Za vsak objekt smo s tem dobili po dve potisni krivulji, kar za celoten vzorec objektov znaša 10 krivulj za močno in 10 za šibko os, pri čemer smo upoštevali, da je šibka os tista izmed osi X in Y, v kateri poteka analiza, ki vrne večje razmerje D_{max}/D_u in manjši mejni pospešek. To pomeni, da se bo v primeru enako močnega potresa v obeh glavnih smereh objekta slednji prej porušil v šibkejši smeri. V večini primerov velja, da šibki osi ustreza manjša vrednost nosilnosti.

V nadaljevanju so normirane krivulje določene posebej glede na močno in na šibko os objekta. S pomočjo interpolacije vrednosti na ordinatni osi posameznih potisnih krivulj smo določili pripadajoče vrednosti glede na razmerja med pomikom na vrhu konstrukcije in višino objekta, ki smo jih povečevali s korakom 0,0025 %. Mejni pomik vseh normiranih krivulj je pomik, ki mu na ordinatni osi pripada 80 % največje dosežene vrednosti (Evrokod 8-3), ločeno za šibko in za močno os ter ločeno za 16., 50. in 84. percentilo. V vsakem primeru smo izračunali povprečno normirano krivuljo, ki predstavlja srednje vrednosti in krivulji, ki predstavljajo povprečne vrednosti, zmanjšane oziroma povečane za vrednost standardnega

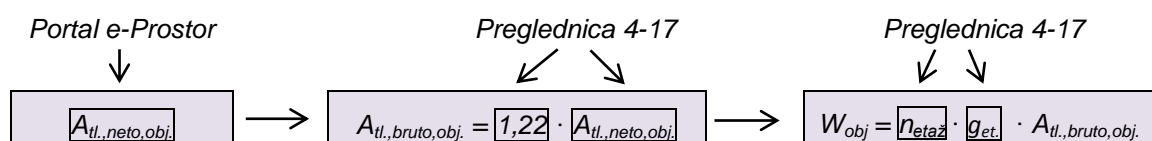
odklona. Ob predpostavki normalne porazdelitve upoštevamo, da krivulji predstavljata 16. ter 84. percentilo.

5.5.3.1 Model 1: Normirana potisna krivulja: nosilnost/teža – pomik/višina objekta

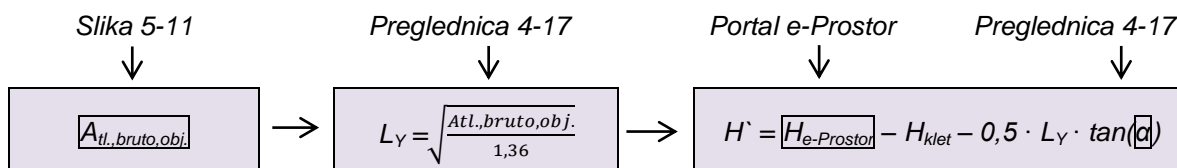
Pomemben vpliv na nosilnost objekta ima njegova teža, ki jo sestavljata stalna in koristna obtežba. Glede na karakteristike poljubnega objekta, za katerega imamo le podatke, ki jih vsebuje portal e-Prostor, lahko dokaj enostavno določimo približno vrednost njegove teže. Kot smo omenili že v poglavju 4.8, kjer so predstavljene povprečne karakteristike enodružinskega dvoetažnega objekta, ima precejšen vpliv na težo objekta vrsta medetažne horizontalne konstrukcije nad 1. nadstropjem. Če podatka o tem ne poznamo, lahko predpostavimo, da v objektih, ki so bili zgrajeni do 60. let 19. stoletja, še nastopajo leseni medetažni elementi, medtem ko obstaja velika verjetnost, da imajo novejša stavba že armiranobetonske oziroma monta stropove.

Na sliki 5-11 je prikazano, kako na podlagi neto tlorisne površine poljubnega objekta, ki je na voljo na portalu e-Prostor, preko etažne uporabne površine določimo njeno bruto tlorisno površino. Nato upoštevamo podatek o značilni teži objekta glede na površinsko enoto etaže in izračunamo iskano težo objekta. Da bi pretvorili normirano krivuljo v obliko, kjer je nosilnost odvisna od pomika na vrhu objekta, je potrebno pridobiti še podatek o skupni višini vseh etaž objekta H . Če podatka o višini etaž obravnavane stavbe nimamo, lahko predpostavimo etažno višino, ki je značilna za povprečen objekt analiziranega razreda stavb ali pa do iskane količine pridemo preko podatka o višini objekta, ki se nahaja na portalu e-Prostor, ki predstavlja celotno višino objekta, vključno s kletno etažo in streho. Višino slednjih je potrebno odšteti od celotne višine, saj v normiranih krivuljah nastopa višina objekta kot seštevek vseh etaž nad terenom brez upoštevanja strehe.

V primeru, da podatka o višini strehe nimamo, lahko uporabimo algoritem s slike 5-12, kjer iz uporabne površine stavbe preko dimenzij stranic objekta in višine strehe povprečnega objekta dobimo višino objekta, ki jo uporabimo na grafih normiranih krivulj (H').



Slika 5-11: Postopek za določitev teže poljubnega objekta



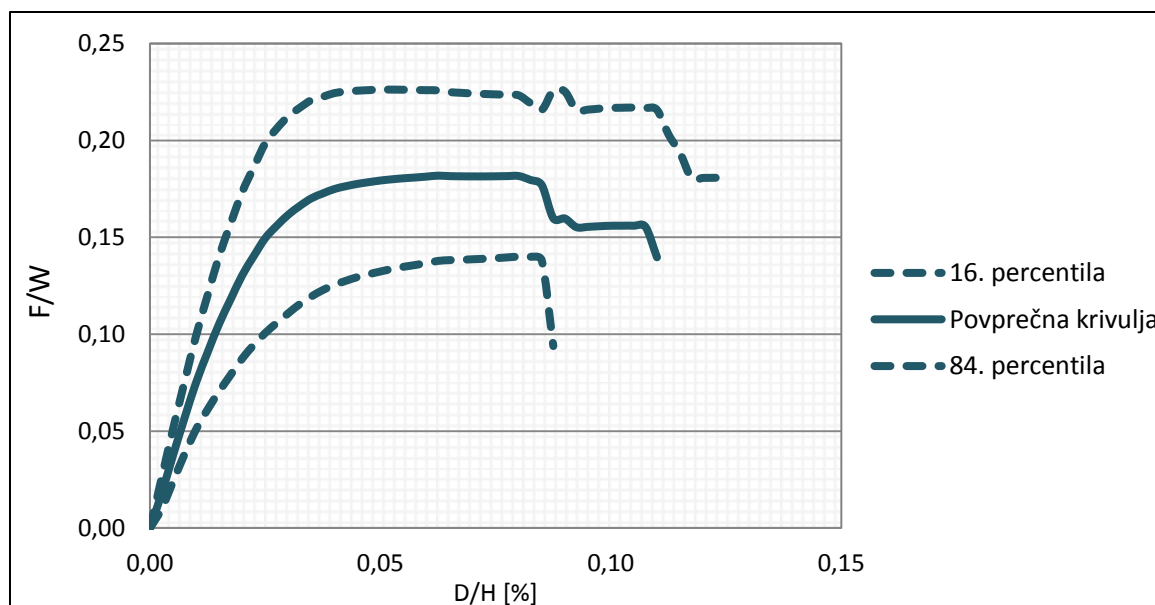
Slika 5-12: Postopek za določitev višine poljubnega objekta

5.5.3.1.1 Šibka os objekta

Na sliki 5-13 je prikazana normirana potisna krivulja povprečnega zidanega objekta, ki je narejena na osnovi rezultatov merodajnih potisnih krivulj za šibko os objektov O1–O10. Maksimalno razmerje med nosilnostjo in težo povprečnega objekta znaša 0,18. Le 16 % primerov krivulj preseže razmerje med nosilnostjo in težo v vrednosti 0,23.

Največje razmerje med mejnim pomikom na vrhu konstrukcije in njegovo celotno višino znaša 0,11 %. To je vrednost, pri kateri polovica izmed analiziranih objektov odpove.

Razlika med 16. in 84. percentilo je največja na začetku neelastičnega dela, kjer je dosežena tudi največja nosilnost krivulje 84. percentile. Na tem mestu se omenjeni krivulji razlikujeta za približno 50 %.

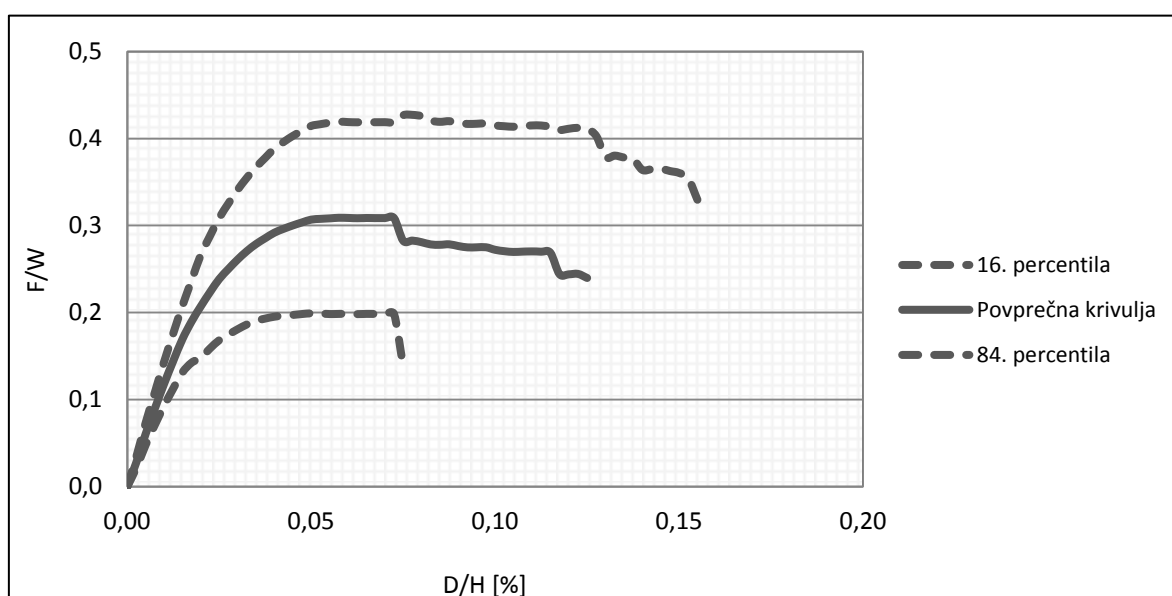


Slika 5-13: Normirana potisna krivulja za šibko os objekta

5.5.3.1.2 Močna os objekta

Na enak način, kot so bile predstavljene normirane potisne krivulje povprečnega objekta za njegovo šibko os, so v nadaljevanju prikazane normirane krivulje, ki so značilne za močnejšo os. Iz definicije deljenja osi na šibkejšo in močnejšo predvidevamo, da je za potisne krivulje močnejše osi povprečnega objekta značilno večje razmerje med nosilnostjo in težo objekta in posledično večja nosilnost.

Na sliki 5-14 je prikazana povprečna normirana krivulja. Njeno največje razmerje F/W znaša 0,30. Pričakujemo, da bo to razmerje pri 84 % vseh objektov manjše od 0,43 in pri tolikšnem deležu objektov tudi večje od 0,20. Na abscisni osi, kjer so nanešena razmerja med mejnimi pomiki in višino konstrukcije, je največja vrednost povprečne krivulje 13 %.



Slika 5-14: Normirana potisna krivulja za močno os objekta

5.5.3.1.3 Uporaba modela 1 na primerih objektov O6 in O9

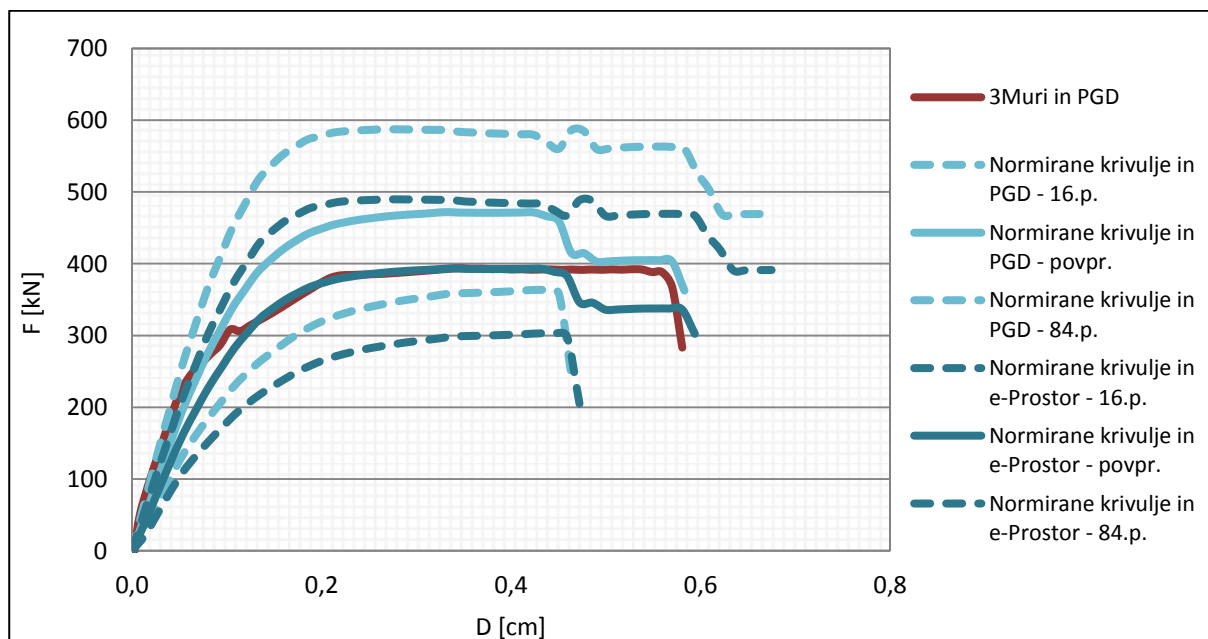
S pomočjo normiranih potisnih krivulj in podatkov iz Projektov za PGD oziroma portala e-Prostor smo iz vrednotili potisne krivulje dveh obravnavanih objektov. Združili smo vse krivulje, ki se med seboj razlikujejo glede na izvor podatkov o višini in teži objekta. Prikazani sta povprečni krivulji in pripadajoči krivulji 16. in 84. percentile. Dodana je potisna krivulja, ki je bila iz vrednotena s programom 3Muri.

- Izračun potisne krivulje za šibko os objekta O6

Potisne krivulje, ki so dobljene na osnovi normiranih krivulj in različnih virov vhodnih podatkov o teži in višini objekta, so prikazane na sliki 5-15 in se glede vrednosti dosežene nosilnosti med seboj razlikujejo za približno 20 %, pri čemer nižje vrednosti sil dosežejo krivulje, ki so dobljene s pomočjo spletnih podatkov. Ker je obravnavana višina v obeh postopkih vrednotenja potisnih krivulj podobna, so dosežene vrednosti mejnih pomikov obeh načinov računa podobne med seboj.

Povprečna pričakovana nosilnost znaša od 400–470 kN, mejne vrednosti, ki določajo 16. in 84. percentilo, pa se gibljejo v območju 300–370 in 490–590 kN. Pričakovana deformacijska kapaciteta, ki temelji na normiranih potisnih krivuljah, znaša 0,6 cm, krivulje 16. oziroma 18. percentile pa dosegajo vrednosti 0,5 oziroma 0,7 cm.

Krivulja, ki jo izračuna program 3Muri, doseže maksimalno nosilnost 400 kN, kar je skladno s povprečno pričakovano potisno krivuljo, ki je osnovana na normirani potisni krivulji in spletnih geometrijskih podatkih o obravnavanem objektu. Duktilnost konstrukcije, ki je iz vrednotena s programom, sovpada z duktilnostjo, ki je značilna za krivulji 50. percentile. Krivulja iz programa se do padca nosilnosti v celoti nahaja v območju, ki ga omejujeta povprečni krivulji.

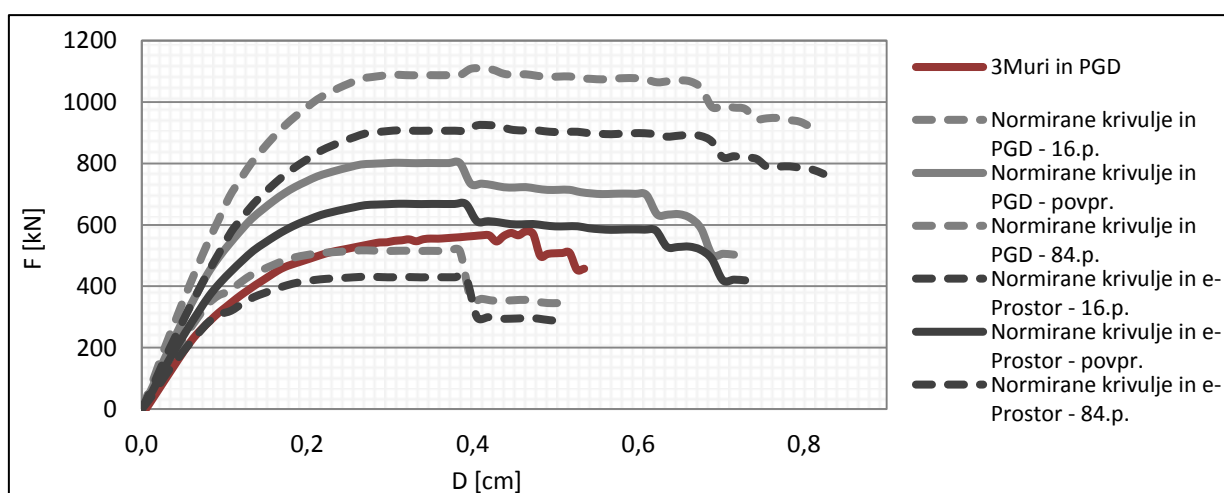


Slika 5-15: Ocenjene potisne krivulje za šibko os objekta O6 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.

- Izračun potisne krivulje za močno os objekta O6

Na sliki 5-16 so prikazane potisne krivulje za močno os objekta O6. Razmerje med krivuljami, osnovanimi na spletnih podatkih oziroma informacijah iz načrtov je identično razmerju za šibko os stavbe. Tudi v tem primeru je nosilnost konstrukcije, ki je bila ocenjena na osnovi podatkov iz e-Prostora, manjša od nosilnosti glede na podatke o tlorisni površini iz PGD. Glavni vzrok je različna ocena teže konstrukcije na osnovi podatka o tlorisni površini objekta, ki je odraz precejšnjega odstopanja med podatkom o neto tlorisni površini s spletnega vira in iz načrtov. Del razlike je tudi posledica privzetega faktorja, s katerim pretvorimo neto tlorisno površino objekta, ki je na voljo v e-Prostoru, v bruto tlorisno površino objekta. Manjši del razlik v izračunanih težah je posledica privzete vrednosti teže na enoto bruto tlorisne površine objekta. Povprečna pričakovana nosilnost v močni smeri znaša 640–800 kN, meji, ki sta določeni s 16. in 84. percentilo pa določata spodnje vrednosti 420–520 kN in najvišje vrednosti 900–1100 kN. Pričakovan pomik, ki ga še prenese konstrukcija, tik preden se poruši, znaša približno 0,75 cm, medtem ko sta spodnja in zgornja vrednost, ki ju opisujeta 16. in 84. percentila, velikosti 0,5 in 0,8 cm.

Krivulja iz 3Murija se nahaja v nižjem predelu območja, ki ga tvorijo krivulje, osnovane na normiranih grafih. Vse njene točke ležijo v območju krivulj 16. percentile in povprečnega potisnega grafa, dobljenega s spletnimi podatki, prav tako je tudi mejni pomik krivulje iz programa podoben tistemu, ki je pričakovan za 16. percentilo. Duktilnost, dobljena s programom, je torej manjša od povprečne in doseže približno 75 % najbolj pričakovane vrednosti duktilnosti. V primeru, da bi za primerjavo uporabljali le normirane krivulje in podatke iz načrtov, bi se krivulja iz 3Murija do dosega meje elastičnosti nahajala pod vrednostjo, ki predstavlja mejo 16. percentile.



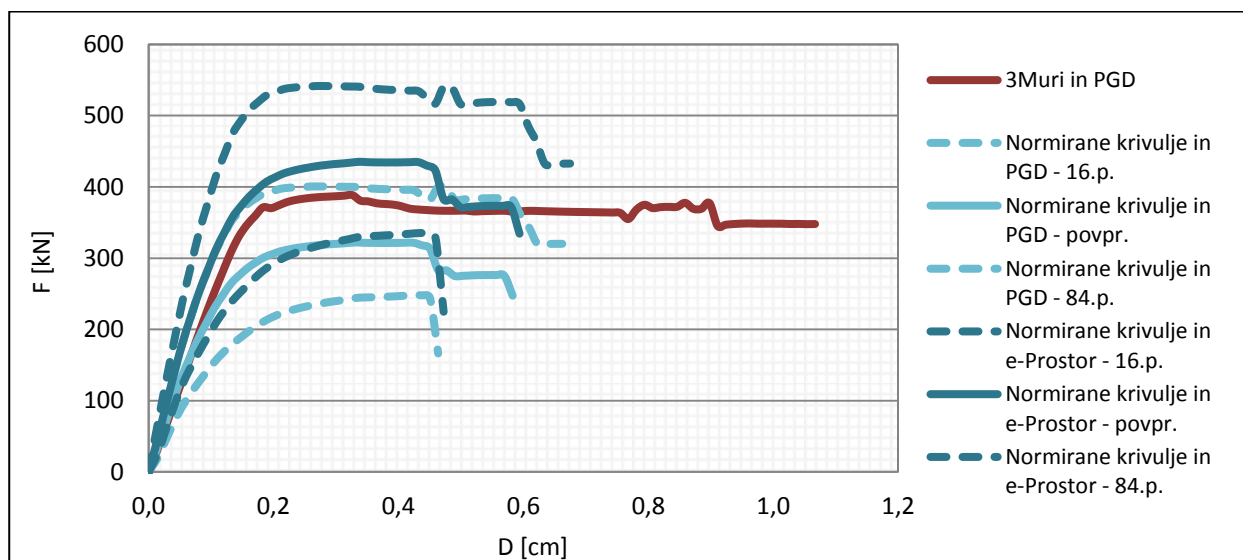
Slika 5-16: Ocenjene potisne krivulje za močno os objekta O6 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.

- Izračun potisne krivulje za šibko os objekta O9

S slike 5-17 je razvidno, da so vrednosti nosilnosti potisnih krivulj, ki so iz vrednotene glede na podatke s portala e-Prostor, za 30 % višje od vrednosti ordinat krivulj, ki so rezultat podatkov iz načrtov map PGD. Faktor, ki predstavlja razmerje med potisnimi krivuljami, ki temeljijo na spletnih podatkih oziroma podatkih iz načrtov, je enak razmerju uporabljenih vrednosti za težo celotnega objekta O9. To pomeni, da so rezultati obeh načinov vrednotenja potisnih krivulj na podlagi normiranih krivulj sorazmerni obema vrednostima teže konstrukcije.

Ker sta v primeru objekta O9 višini objekta iz načrtov in s spleta zelo podobni, vrednosti sorodnih krivulj na abscisni osi sovpadajo. Velikost mejnih pomikov povprečne krivulje za šibko os objektov znaša približno 0,6 cm, kar je 45 % manjša vrednost od tiste, ki jo vrne analiza s programom 3Muri.

Krivulja, ki je dobljena na podlagi podatkov iz Projektov PGD in je iz vrednotena s programom 3Muri, doseže maksimalno nosilnost pri 390 kN in se nahaja znotraj mej krivulje 84. percentile in povprečne krivulje, ki sta dobljeni na osnovi normiranih krivulj in podatkov iz načrtov. V primerjavi krivulje iz programa in tistih, dobljenih s pomočjo normirane krivulje in spletnih podatkov, pa je krivulja iz 3Murija v območju, ki leži med krivuljama 16. in 50. percentile. Če krivuljo iz programa obravnavamo kot krivuljo, ki dobro opiše realno stanje, potem velja, da se slednja nahaja na sredini območja nosilnosti, ki ga omejujejo preostale krivulje, ki temeljijo na normirani krivulji za šibko os objekta.



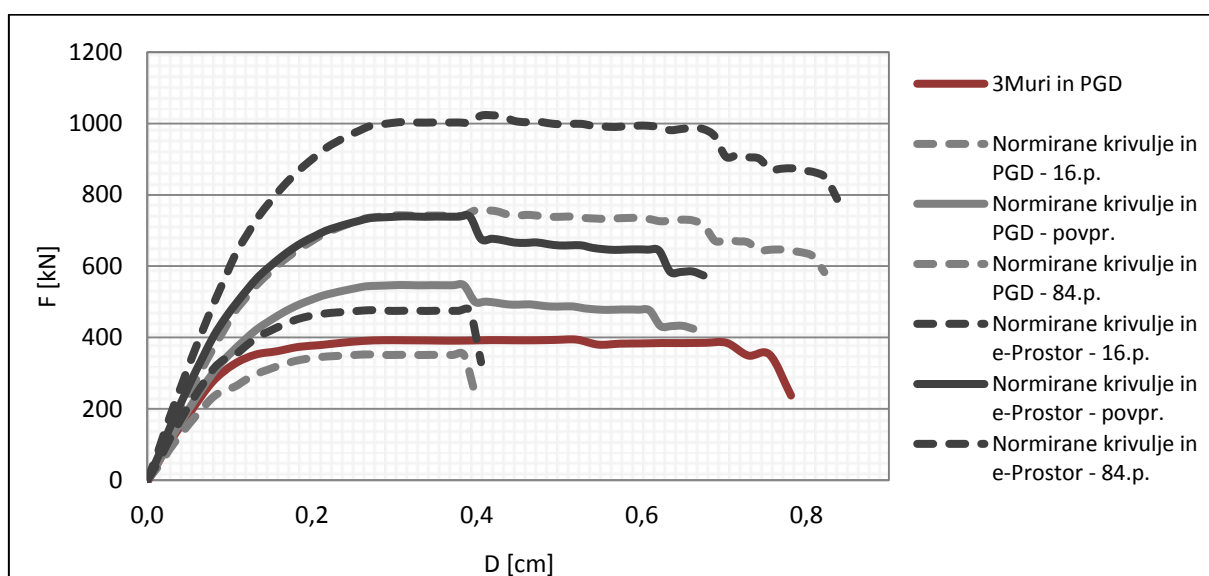
Slika 5-17: Ocenjene potisne krivulje za šibko os objekta O9 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.

- Izračun potisne krivulje za močno os objekta O9

Na sliki 5-18 so predstavljene potisne krivulje za močno os objekta O9. Tako kot v prejšnjih primerih tudi tu zajamemo povprečne krivulje in krivulje 16. ter 84. percentile. Vrednosti ordinat potisnih krivulj, ki so dobljene na podlagi spletnih podatkov, so ponovno za 30 % večje od pripadajočih vrednosti nosilnosti krivulj, ki smo jih dobili s pomočjo podatkov iz načrtov.

Pričakovana dosežena nosilnost za močno smer objekta, dobljena na podlagi normiranih potisnih krivulj, za objekt O9 znaša med 550 in 720 kN, medtem ko krivulji 16. in 84. percentile določata vrednosti 350–470 oziroma 750–1000 kN. Nosilnost objekta, ki jo vrne program 3Muri, znaša 400 kN.

Potisna krivulja iz programa 3Muri se glede na vrednosti nosilnosti nahaja malo nad krivuljo 16. percentile, ki je osnovana na načrtih, vendar pa so njeni mejni pomiki enkrat večji od predvidenih. Deformacijska kapaciteta v smislu pomika, ki jo izračuna program, znaša približno 0,8 cm, kolikor je pričakovana vrednost v primeru, da se potisna krivulja glede na nosilnost nahaja v bližini krivulj 84. percentile. To pomeni, da ima krivulja iz 3Murija večjo duktilnost od tiste, ki je značilna za vzorec obravnavanih objektov z omenjeno vrednostjo maksimalne nosilnosti.



Slika 5-18: Ocenjene potisne krivulje za močno os objekta O9 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.

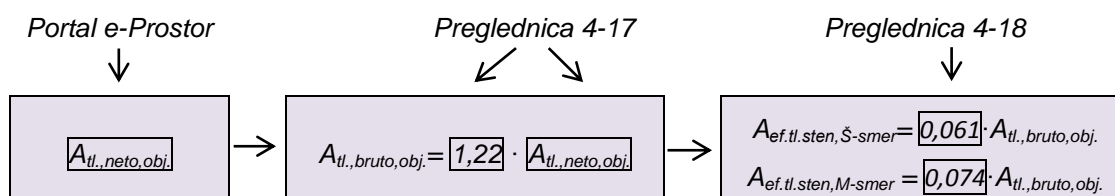
5.5.3.2 Model 2: Normirana potisna krivulja: nosilnost/efektivna tlorisna površina sten obravnavane smeri – pomik/višina objekta

Poleg teže ima pomemben vpliv na nosilnost objekta razmerje med efektivno tlorisno površino sten in površino tlorisa objekta. Ti dve značilnosti sta med seboj povezani, saj skupaj s povečevanjem količine sten narašča tudi teža objekta. Vseeno pa povezava med njima ni linearna, zato smo preverili, kakšne so potisne krivulje, če jih normiramo s povprečno efektivno etažno tlorisno površino vseh sten analizirane smeri objekta, ki predstavlja celotno površino sten neke smeri povprečne etaže, zmanjšano za tlorisno površino njihovih odprtín, ki so prisotne v povprečni etaži.

Ena izmed razlik v primerjavi z modelom 1 je ta, da sta bila pri slednjem podatka o teži in višini objekta, s katerima smo normirano obliko pretvorili v dejansko, enaka za obe analizirani smeri, pri modelu 2 pa sta efektivni tlorisni površini sten odvisni od obravnavane smeri ter količine sten in odprtín v tej smeri.

Ordinate grafov normiranih krivulj modela 2 predstavljajo nosilnost objekta glede na efektivno tlorisno površinsko enoto sten šibke oziroma močne smeri objektov. Vrednosti na ordinatni osi imajo enoto kN/m^2 , kar predstavlja povprečno nosilnost zidanega objekta na 1 m^2 efektivne površine sten. Na abscisni osi so nanešeni odstotki, ki jih predstavljajo pomiki na vrhu najvišje etaže posameznega objekta glede na njegovo višino.

Da bi na podlagi normiranih krivulj dobili značilne potisne krivulje poljubnega objekta, ki ga najdemo na portalu e-Prostor, potrebujemo njegovo povprečno efektivno etažno tlorisno površino sten. Pri tem so nam v pomoč le podatki, ki se nahajajo na omenjenem portalu. Najustreznejši informaciji sta tako kot pri oceni teže objekta tudi v tem primeru število etaž in uporabna (neto) tlorisna površina stavbe. Na sliki 5-19 je prikazan postopek, s katerim lahko izračunamo iskano količino.



Slika 5-19: Postopek za določitev efektivne etažne tlorisne površine sten objekta v določeni smeri

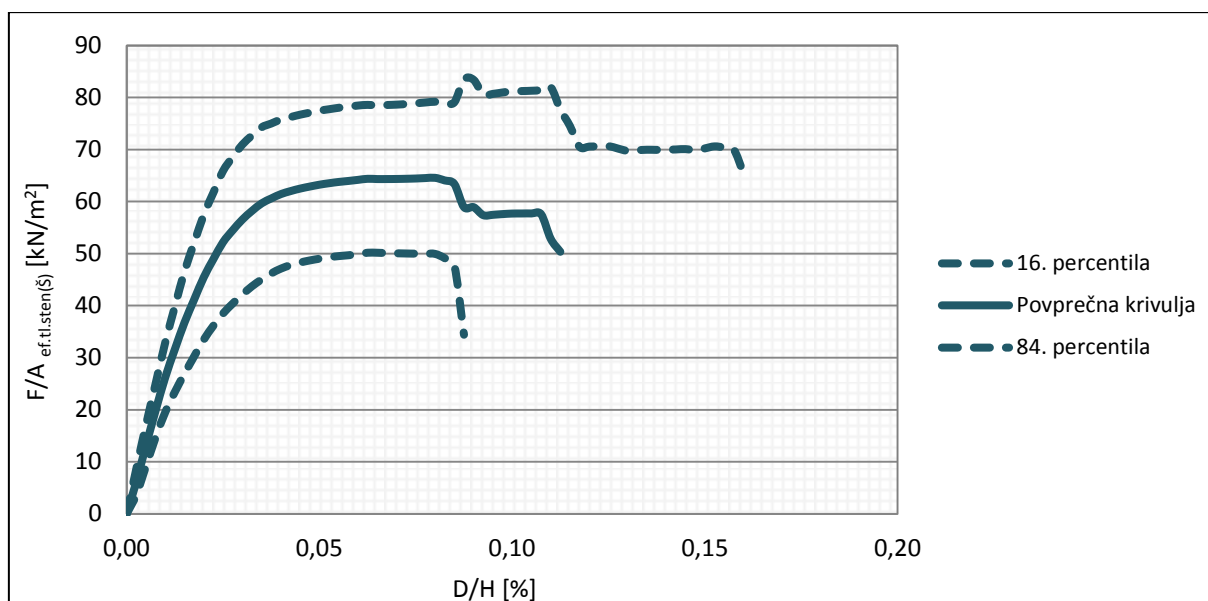
5.5.3.2.1 Šibka os objekta

Šibka os objekta velja za merodajno os. Na sliki 5-20 so zbrane normirane krivulje, ki so določene glede na rezultate programa 3Muri in podatke o karakteristikah obravnavanih stavb na osnovi načrtov.

Razmerja med mejnim pomikom in višino objekta so za šibko os objekta podobna kot pri modelu 1. Izviramo namreč iz istih analiz, prav tako normiramo vrednosti na X-osi z enakimi vrednostmi višin objektov. Vrednost za povprečno krivuljo znaša 11 %, razmerji, ki ju določata krivulji 16. in 84. percentile, pa sta 9 in 16 %.

Na ordinatni osi znašajo nosilnosti, podane na kvadratni meter efektivne tlorisne površine sten v šibkejši smeri objekta, za povprečno normirano krivuljo 65 kN/m^2 , pripadajoči vrednosti za krivulji 16. in 84. percentile pa 50 oziroma 80 kN/m^2 .

Opazimo, da pri krivulji 84. percentile nastopa več lokalnih skokov in padcev na ordinatni osi. Vzrok je v relativno majhnem vzorcu, na podlagi katerega so izvednotene normirane potisne krivulje. Na mestu, kjer krivulja prične lokalno padati oziroma naraščati, je kakšen izmed objektov dosegel stanje blizu porušitve. Od tam dalje ga zato ne upoštevamo več, saj je bil njegov mejni pomik že dosežen. Povprečna vrednost se od tam dalje računa z vrednostmi preostalih objektov in je številčno različna od predhodne.

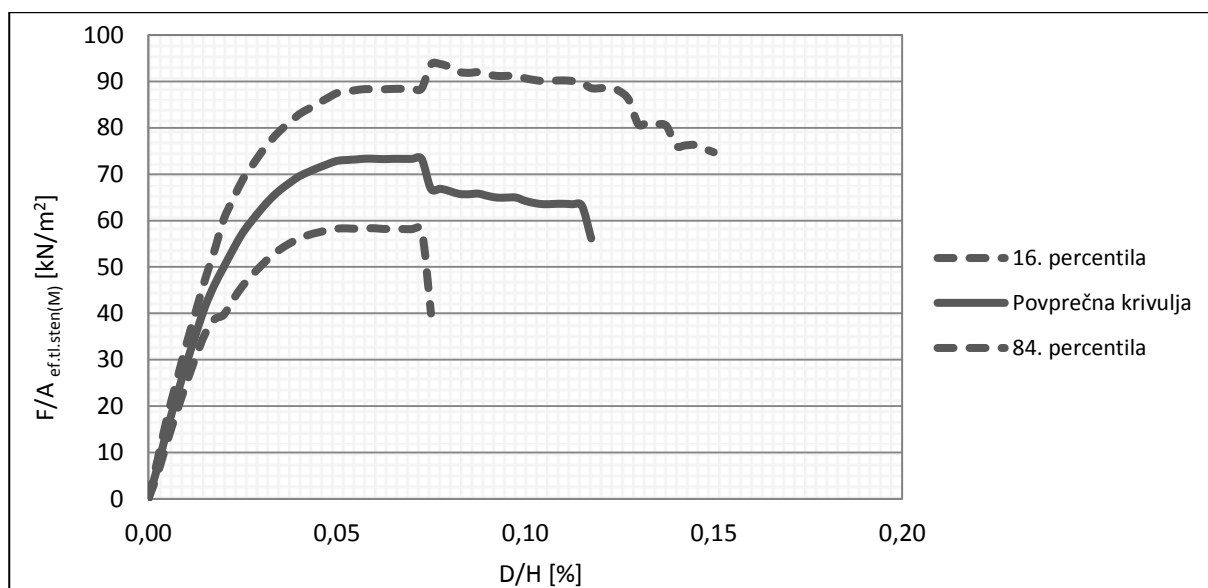


Slika 5-20: Normirana potisna krivulja za šibko os objekta

5.5.3.2.2 Močna os objekta

Na sliki 5-21 so predstavljene normirane potisne krivulje, ki veljajo za močnejšo izmed glavnih osi objekta. Dosežena razmerja med mejnimi pomiki in višino objekta so na abscisni osi podobna kot pri predhodnih primerih normiranih krivulj za močno os stavbe. Vrednosti na Y-osi so za več kot 10 % višje od pripadajočih vrednosti modela za šibko os. Pričakujemo, da bo imelo 16 % objektov razmerje med nosilnostjo in povprečno efektivno etažno tlorisno površino sten v močni smeri manjše od 60 kN/m^2 in prav tako 16 % objektov omenjeno razmerje večje od 90 kN/m^2 . Povprečna normirana krivulja doseže nosilnost 75 kN/m^2 .

Duktilnost, ki je značilna za krivuljo 16. percentila, je za polovico manjša od duktilnosti krivulje 84. percentila. Razmerje med mejnim pomikom in pomikom na meji elastičnosti je pri povprečni pričakovani normirani potisni krivulji bližje pripadajoči vrednosti pri 84. percentili.



Slika 5-21: Normirana potisna krivulja za močno os objekta

5.5.3.2.3 Uporaba modela 2 na primerih objektov O6 in O9

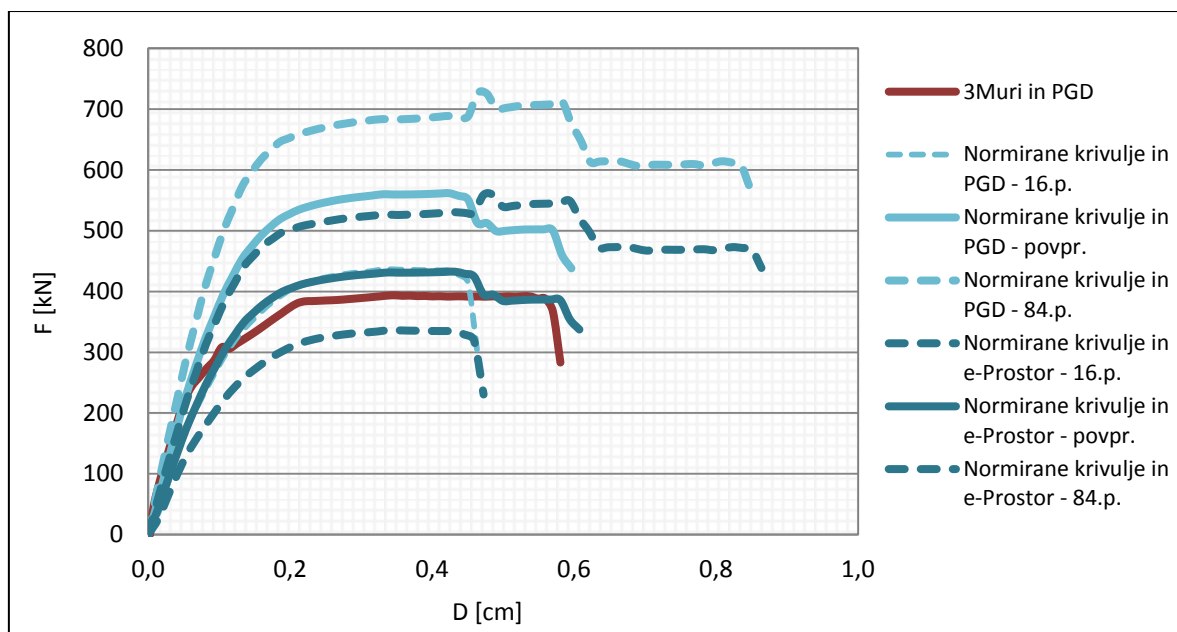
Tako kot v prejšnjem poglavju, so v nadaljevanju predstavljene iz vrednotene potisne krivulje, ki izhajajo iz normiranih potisnih krivulj in podatkov iz načrtov oziroma s spleta. Krivulje smo primerjali z rezultati potisne analize iz programa 3Muri. Pričakujemo, da bodo slednji skladni s preostalimi krivuljami, saj ima velikost efektivne tlorisne površine sten velik vpliv na nosilnost objekta.

- Izračun potisne krivulje za šibko os objekta O6

Oblika potisnih krivulj, ki so prikazane na sliki 5-22 in so tvorjene na podlagi normiranih krivulj, v katerih je pomemben faktor efektivna etažna tlorisna površina sten v šibki smeri, se razlikuje od sorodnih krivulj modela 1. Vzrok je v tem, da za posamičen objekt ne velja linearen odnos med težo in efektivno tlorisno površino sten v določeni smeri objekta.

Opazimo, da dobimo večje pričakovane nosilnosti, če računamo s podatki iz načrtov. Njihova nosilnosti je v primerjavi z izračuni, ki temeljijo na spletnih podatkih, večja za približno 30 %. Povprečna krivulja doseže nosilnost 430–570 kN, mejni vrednosti, ki sta določeni s krivuljama 16. in 84. Percentile, pa se gibljeta v območju 320–420 kN in 570–720 kN. Ker sta vhodna podatka o višini objekta za oba tipa vhodnih podatkov zelo podobna, so tudi izračunani mejni pomiki obeh načinov izračuna skoraj enaki.

Če primerjamo krivuljo, ki jo izvednoti program 3Muri s preostalimi krivuljami, ki so izračunane na osnovi normiranih potisnih krivulj, ugotovimo, da se krivulja iz programa nahaja znotraj njihovega območja. Dosežena je nosilnost 400 kN, kar ustreza področju med krivuljama 16. percentile. Mejni pomik, ki je dosežen, znaša 0,6 cm in je glede na vrednost maksimalne nosilnosti skladen s pričakovano duktilnostjo objekta.



Slika 5-22: Ocenjene potisne krivulje za šibko os objekta O6 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.

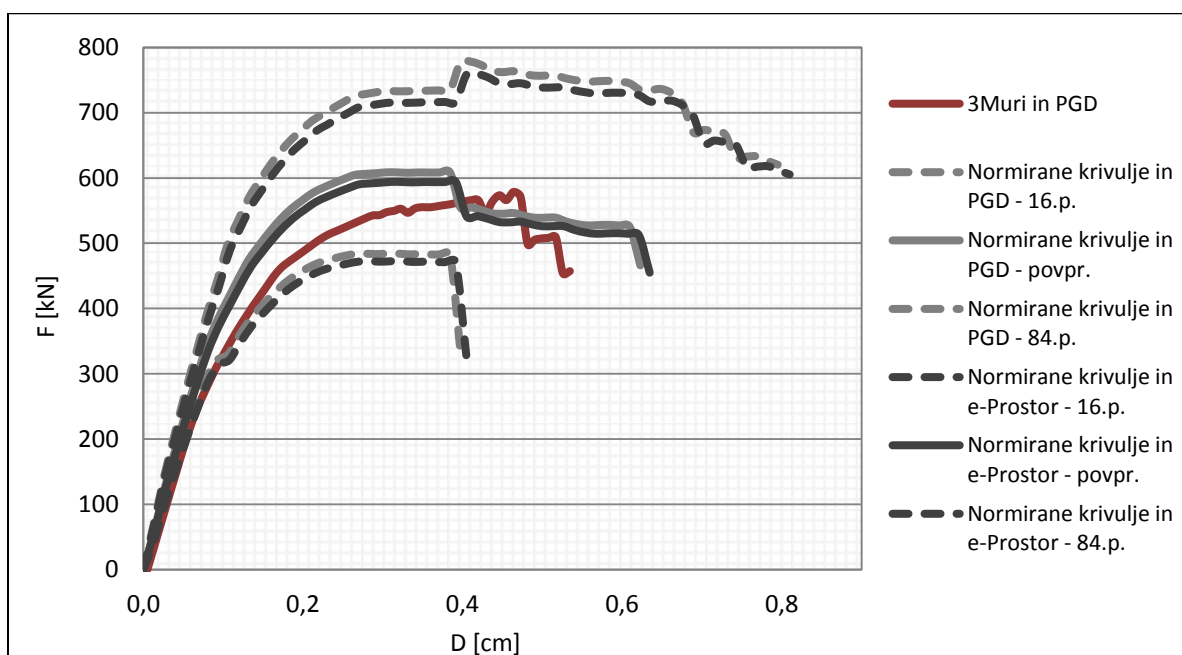
- Izračun potisne krivulje za močno os objekta O6

Povprečna etažna efektivna tlorisna površina sten za Y smer objekta, ki predstavlja močnejšo smer in je izračunana na podlagi podatkov iz načrtov, je zelo podobna površini, ki je iz vrednotena s pomočjo spletnih podatkov in postopka, prikazanega na sliki 5-19. Posledično vrednosti krivulj, prikazanih na sliki 5-23, ki temeljijo na različnih načinih izračuna, na obeh oseh sovpadajo.

Vrednosti nosilnosti, ki jih določata krivulji 16. percentile, znašata 480 kN, povprečna pričakovana nosilnost je 600 kN, krivuljo 84. percentile pa določa sila 750 kN.

Krivulja iz programa se do dosežene maksimalne nosilnosti nahaja med krivuljama 16. percentile in povprečnima pričakovanima potisnima grafoma. Maksimalna nosilnost je v programskem izračunu dosežena nekoliko kasneje, kot je to predvideno z normiranimi krivuljami. Duktilnost krivulje iz 3Murija je podobna preostalim krivuljam, ki imajo takšno nosilnost.

Razlika med krivuljami za močno in šibko os je pri modelu 2 za objekt O6 manjša, kot pri modelu 1. Vzrok je v količini efektivnih etažnih tlorisnih površin sten, ki je v primeru obravnavane stavbe večja za šibko os objekta.



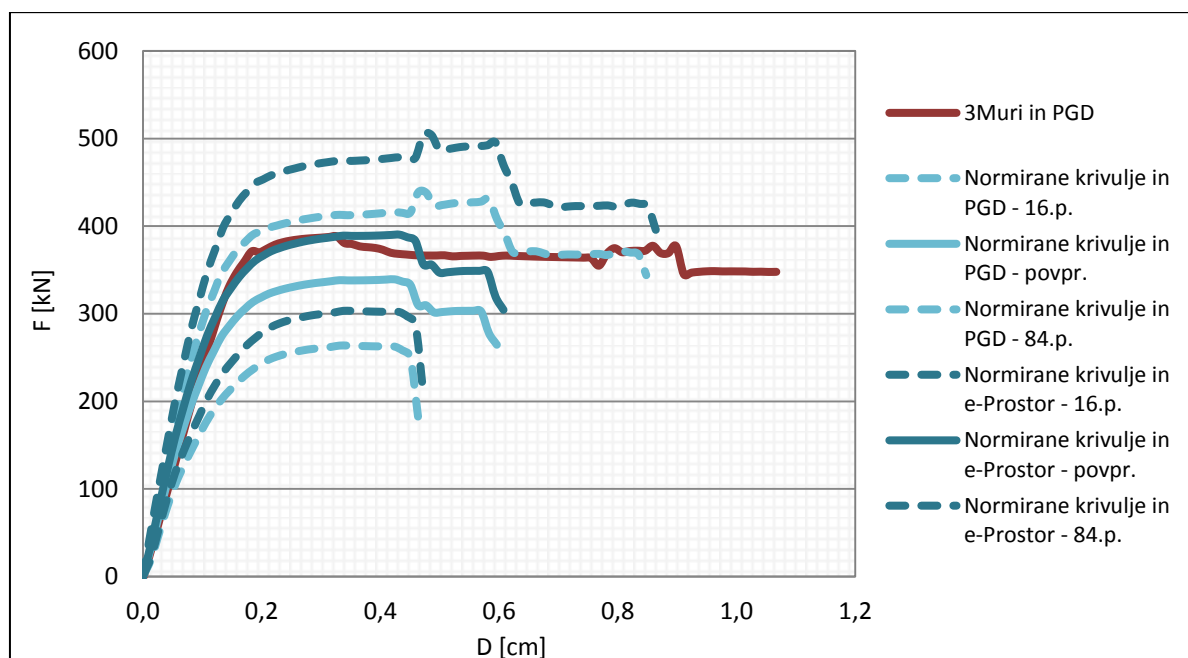
Slika 5-23: Ocenjene potisne krivulje za močno os objekta O6 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.

- Izračun potisne krivulje za šibko os objekta O9

V primeru objekta O9 je situacija glede višjih vrednosti nosilnosti obratna kot pri stavbi O6. Tu so na varni strani krivulje, ki so izvednotene na podlagi normiranih krivulj in podatkov in načrtov, saj so vrednosti sil, ki jih dobimo s spletnimi informacijami za 15 % višje.

Povprečna pričakovana potisna krivulja, ki je izračunana glede na podatke o višini in efektivnih tlorisnih površinah sten v Y smeri, ima doseženo nosilnost 340–390 kN in mejni pomik 0,6 cm. Pričakujemo, da bo 68 % objektov sposobno doseči silo, ki je večja od 250–300 kN in manjša od 430–490 kN. Prav tako je predvideno, da 16 % stavb ne bo preseglo pomika 0,5 cm in da bo enak delež stavb dosegel mejni pomik, ki bo večji od 0,9 cm.

Krivulja, ki je dobljena na podlagi podatkov iz Projektov PGD in smo jo izvednotili s programom 3Muri, se nahaja v območju, kjer ležita pričakovani povprečni potisni krivulji za objekte, ki imajo višino in količino efektivnih sten tako, kot objekt O9. Maksimalna programsko izračunana nosilnost znaša 380 kN. Pri primeru iz 3Murija opazimo večjo duktilnost. Slednja prekorači pričakovano duktilnost za objekte, ki jih opišeta krivulji 84. percentile.



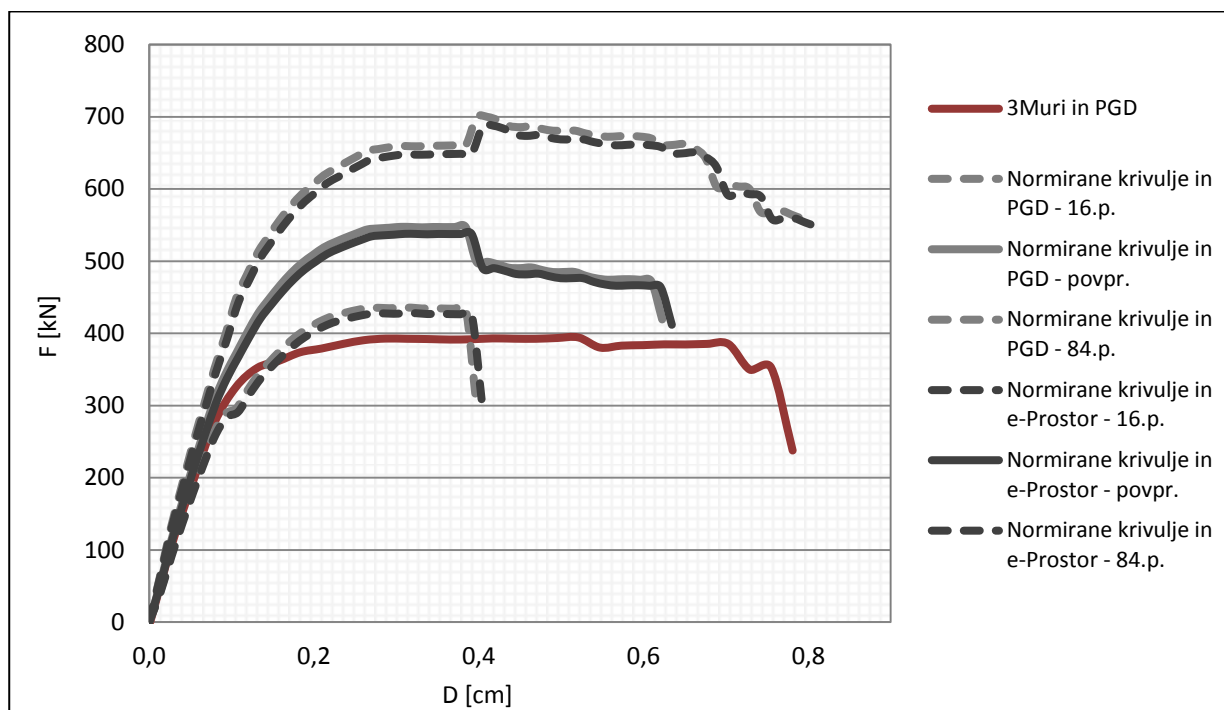
Slika 5-24: Ocenjene potisne krivulje za šibko os objekta O9 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.

- Izračun potisne krivulje za močno os objekta O9

Slika 5-25 potrjuje, da tako kot pri močni osi objekta O6, tudi v primeru stavbe O9 krivulje, ki so dobljene na podlagi načrtov oziroma spletnih podatkov za močnejšo os, sovpadajo. Nosilnosti, ki predstavljajo 16., 50. in 84. percentilo, so določene z vrednostmi 430, 540 in 700 kN, deformacijska kapacitete pa z 0,4, 0,6 in 0,8 cm.

Opazimo, da krivulja iz programa spada med pričakovanih 16 % objektov, ki ne dosežejo nosilnosti 430 kN. Največja sila, ki jo glede na analizo s programom prenese objekt O9 v močni smeri objekta, znaša 390 kN. Izmed vseh predstavljenih izračunov potisnih krivulj glede na modela 1 in 2 je to edini primer, kjer se potisna krivulja iz 3Murija ne nahaja v območju krivulj, ki smo jih iz vrednotili na podlagi normiranih grafov. To ni nič nenavadnega, saj po definiciji pričakujemo, da se bo le 68 % krivulj objektov nahajalo znotraj področja 16. in 84. percentile.

Krivulja iz programa izstopa tudi v smislu duktilnosti. Slednja je podobna vrednosti razmerja med mejnim pomikom in pomikom na meji elastičnosti, ki jo pričakujemo pri objektih, ki dosežejo nosilnosti, značilne za krivulji 84. percentile.



Slika 5-25: Ocenjene potisne krivulje za močno os objekta O9 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter primerjava z rezultati analize s programom 3Muri, pri čemer smo uporabili podatke iz PGD.

5.5.4 Ocena potresne odpornosti

Oceno obnašanja stavb pri potresni obtežbi podamo s primerjavo potresnih zahtev in kapacitet konstrukcije pri različnih mejnih stanjih oziroma stopnjah poškodovanosti.

Potresne zahteve dobimo s poenostavljeno nelinearno analizo, saj pričakujemo, da se bo objekt pri močnih potresih poškodoval. Teoretična podlaga za izračun potresnih zahtev je osnovana na N2 metodi (Fajfar, 2000), ki temelji na potisni analizi in je vključena v Evrokod 8 (CEN 2004) ter predstavljena v 3. poglavju.

V 5. poglavju so predstavljeni rezultati potisnih analiz, ki smo jih izvedli s pomočjo programa 3Muri ter izdelana modela normiranih krivulj za šibko in močno os poljubne stavbe obravnavanega razreda objektov. Na podlagi slednjih lahko izračunamo kapaciteto poljubne konstrukcije.

Evrokod 8-3 definira tri mejna stanja, ki se nanašajo na različne stopnje poškodovanosti konstrukcije:

- **Mejno stanje blizu porušitve (NC)** (ang. *Limit State of Near Collapse*). Konstrukcija je močno poškodovana in ohrani majhno prečno nosilnost ter togost. Vertikalni elementi so še vedno sposobni prevzeti vertikalno obtežbo. Večina nekonstrukcijskih elementov je porušena, prisotne so močne poškodbe. Konstrukcija je blizu porušitve in verjetno ne bi preživela ponovnega potresa, tudi če bi bila njegova intenziteta zmerna.
- **Mejno stanje močnih poškodb (SD)** (ang. *Limit State of Significant Damage*). Konstrukcija je vidno poškodovana, nekaj nosilnosti in togosti je še preostalo, vertikalni elementi so sposobni prevzeti vertikalno obtežbo. Nekonstrukcijski elementi so poškodovani, predelne stene in polnila niso izpadla iz lastne ravnine. Prisotne so zmerne trajne poškodbe. Objekt je še vedno sposoben prevzeti potres zmerne intenzitete. Obnova objekta ni ekonomsko upravičena.
- **Mejno stanje omejenih poškodb (DL)** (ang. *Limit State of Damage Limitation*). Konstrukcija je rahlo poškodovana, nekateri nosilni elementi presežejo mejo elastičnosti, vendar večina ostane v elastičnem območju. Nekonstrukcijski deli, kot so na primer predelne stene in polnila, imajo manjše razpoke, vendar pa je njihovo popravilo ekonomsko upravičeno. Trajne poškodbe so zanemarljive. Konstrukcija ne potrebuje prenove.

Stavba je potresno odporna, če so njene kapacitete večje od potresnih zahtev. Slednje so za vsako mejno stanje predpisane posebej v obliki potresa z ustrezno povratno dobo. Standard Evrokod 8-3 priporoča, da se potresne obremenitve izvednotijo glede na naslednje povratne dobe:

- 2475 let za kontrolo mejnega stanja blizu porušitve (NC). Verjetnost prekoračitve intenzitete potresa za to mejno stanje v predvideni življenjski dobi objekta, ki znaša 50 let, je 2 %.
- 475 let za kontrolo mejnega stanja močnih poškodb (SD). Verjetnost prekoračitve intenzitete potresa za to mejno stanje v predvideni življenjski dobi objekta, ki znaša 50 let, je 10 %.
- 225 let za kontrolo mejnega stanja omejenih poškodb (DL). Verjetnost prekoračitve intenzitete potresa za to mejno stanje v predvideni življenjski dobi objekta, ki znaša 50 let, je 20 %.

V našem primeru smo se osredotočili na oceno potresne odpornosti objekta glede na mejno stanje močnih poškodb (SD). Za omenjeno stanje smo preverili, ali je odpornost v smislu pomika in pospeška večja od obremenitev. Če sta kontroli izpolnjeni, veljata spodnja pogoja.

$$D_{SD} \geq D_{max}$$

$$a_{g,SD} \geq a_{g,475 \text{ let}}$$

Evrokod 8-3 navaja, da lahko predpostavimo, da pomik, ki ustreza mejnemu stanju močnih poškodb, znaša 75 % pomika, ki ustreza mejnemu stanju blizu porušitve, kot je prikazano v spodnji enačbi.

$$D_{SD} = 0,75 \cdot D_{NC}$$

Kot smo omenili že na začetku naloge, sta mejni pomik in pospešek konstrukcije odvisna predvsem od geometrije, materiala in obtežbe konstrukcije, medtem ko na vrednost ciljnega pomika in pričakovanega projektnega pospeška tal vpliva tudi tip tal na lokaciji, kjer se stavba nahaja.

Na podlagi potisnih analiz in izdelanih modelov normiranih krivulj za šibko in močno os poljubne stavbe obravnavanega razreda objektov lahko izračunamo kapaciteto konstrukcije. Oceno, ali je njena velikost dovolj velika, izvedemo s pomočjo primerjave s ciljnim pomikom konstrukcije. Teoretična podlaga za izračun pomika, ki predstavlja potresno zahtevo, je predstavljena v 3. poglavju.

V nadaljevanju smo iz vrednotili ciljne pomike, ki so izračunani na podlagi podatkov iz potisnih analiz in krivulj, ki smo jih za objekta O6 in O9 dobili na osnovi normiranih grafov. Za vse primere velja enak postopek izračuna potresnih zahtev. V poglavju 5.5.4.1 je prikazan potek računa ciljnih pomikov krivulj 16., 50. in 84. percentile za šibko os objekta O6, ki so dobljene na podlagi spletnih podatkov, modela 1 in informacij iz načrtov.

Drugi način ocenjevanja potresne odpornosti konstrukcije predstavlja primerjava med pospeškom, ki ga konstrukcija prenese v mejnem stanju močnih poškodb in projektnim pospeškom območja, na katerem se obravnavana stavba nahaja in je podan v nacionalnem dodatku Evrokoda 8-1. Za namen te primerjave smo izračunali mejne pospeške $a_{g,SD}$. Račun je prikazan v naslednjem poglavju.

5.5.4.1 Izračun ciljnih pomikov in mejnih pospeškov glede na šibko os objekta O6

V tem poglavju je na primeru objekta O6 predstavljen postopek, s katerim izračunamo ciljni pomik oziroma mejni pospešek konstrukcije za mejno stanje močnih poškodb, ki veljata za šibko os objekta. Izhajamo iz potisnih krivulj in vhodnih podatkov, prek katerih z idealizacijo potisnih krivulj in nadaljnjih izračunov pridemo do iskanih rezultatov.

a) Potisne krivulje, dobljene na osnovi normiranih grafov

Osnovo za nadaljnji račun predstavljajo ocenjene potisne krivulje za šibko os objekta O6 glede na podatke iz PGD in portala e-Prostor ter krivulja, dobljena s programom 3Muri (slika 5-15).

b) Podatki za izračun

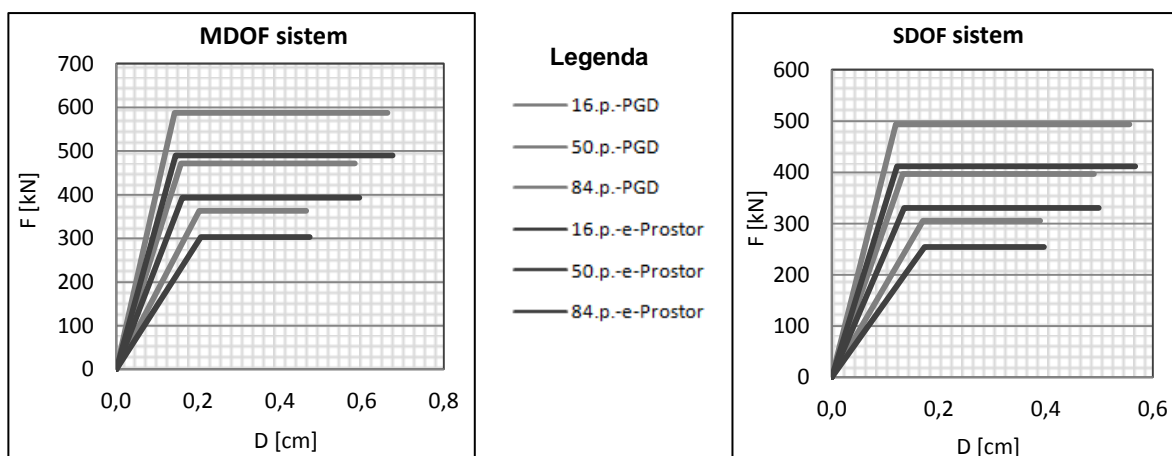
Parametre, ki smo jih potrebovali za izračun pripadajočih ciljnih pomikov in mejnih pospeškov, smo prevzeli iz programa 3Muri, standardov in načrtov objektov. Njihove vrednosti so podane v preglednici 5-4. Za izračun iskanih vrednosti posameznega primera (npr. objekt O6, šibka os, model 1) so za vse krivulje (16., 50. in 84. percentila glede na podatke iz načrtov ali spletne podatke) uporabljene iste programske vrednosti mase modela z eno prostostno stopnjo in isti transformacijski faktor.

Preglednica 5-4: Podatki za izračun

Količina	Simbol	Vrednost	Vir podatka
Nihajni čas SDOF modela	T^* [s]	0,145	3Muri
Masa SDOF modela	m^* [t]	175	3Muri
Transformacijski faktor	Γ [/]	1,19	3Muri
Pospešek tal	$a_{g,475 let}$ [g]	0,30	EC8-1 – nacionalni dodatek
Tip tal in pripadajoče količine		D	Projekti PGD
	S [/]	1,35	EC8-1
	T_B [s]	0,2	
	T_C [s]	0,8	
	η ($\xi=5\%$) [/]	1,0	

c) Idealizacija potisnih krivulj

Potisne krivulje smo idealizirali na način, ki ga uporablja 3Muri. Naklon začetnega dela krivulje določata točka koordinatnega izhodišča (0,0) in točka, ki na potisni krivulji iz programa predstavlja 80 % maksimalne nosilnosti. Elastični del se konča pri dosegu maksimalne nosilnosti. Ta vrednost predstavlja začetek drugega dela idealiziranega grafa, ki poteka vodoravno vse do doseženega mejnega pomika konstrukcije. Na sliki 5-26 so prikazane idealizirane krivulje MDOF in SDOF sistemov. Pretvorbo med njima predstavlja transformacijski faktor Γ , ki je v programu 3Muri določen na osnovi deformacijske oblike pri mejnem stanju blizu porušitve. Upoštevani so mejni pomiki, ki smo jih iz vrednotili na podlagi vzorca objektov O1–O10 in so najmanjši pri krivulji 16., največji pa pri krivulji 84. percentile.



Slika 5-26: Idealizirane krivulje MDOF in SDOF sistemov

d) Račun ciljnih pomikov D_{max}

- Nihajni časi sistema z eno prostostno stopnjo T^* ;

Preglednica 5-5: Nihajni čas SDOF sistema

Krivulja	$T^*[s] = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot D_Y^*}{F_Y^*}}$
16. percentila - PGD	0,20
50. percentila - PGD	0,15
84. percentila - PGD	0,13
16. percentila - e-Prostor	0,22
50. percentila - e-Prostor	0,17
84. percentila - e-Prostor	0,14

- Vrednost v elastičnem spektru pospeškov $S_{ae}(T^*)$; Iskani pospešek dobimo s pomočjo enačbe, ki določa elastični spekter odziva za območje, kjer se nahaja nihajni čas SDOF modela;

Preglednica 5-6: Vrednost v elastičnem spektru pospeškov

Krivulja	$T^* \leq T_B \rightarrow S_{ae}(T^*) \left[\frac{m}{s^2} \right] = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T^*}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right)$
16. percentila - PGD	7,37
50. percentila - PGD	6,38
84. percentila - PGD	5,87
16. percentila - e-Prostor	7,83
50. percentila - e-Prostor	6,74
84. percentila - e-Prostor	6,18

- Pospešek na meji tečenja S_{ay}

Preglednica 5-7: Pospešek na meji tečenja

Krivulja	$S_{ay} \left[\frac{m}{s^2} \right] = \frac{F^*}{m^*}$
16. percentila - PGD	1,74
50. percentila - PGD	2,27
84. percentila - PGD	2,82
16. percentila - e-Prostor	1,45
50. percentila - e-Prostor	1,89
84. percentila - e-Prostor	2,35

- Redukcijski faktor zaradi duktilnosti R_μ

Preglednica 5-8: Redukcijski faktor zaradi duktilnosti

Krivulja	$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}}$
16. percentila - PGD	4,22
50. percentila - PGD	2,82
84. percentila - PGD	2,08
16. percentila - e-Prostor	5,38
50. percentila - e-Prostor	3,57
84. percentila - e-Prostor	2,63

- Duktilnost μ

Preglednica 5-9: Duktilnost

Krivulja	$T^* \leq T_C \rightarrow \mu = (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} + 1$
16. percentila - PGD	14,13
50. percentila - PGD	10,55
84. percentila - PGD	7,69
16. percentila - e-Prostor	17,15
50. percentila - e-Prostor	13,21
84. percentila - e-Prostor	10,10

- Ciljni pomik SDOF sistema $D_{max,SDOF}$

Preglednica 5-10: Ciljni pomik SDOF sistema

Krivulja	$D_{max,SDOF} [cm] = \mu \cdot D_y^*$
16. percentila - PGD	2,41
50. percentila - PGD	1,40
84. percentila - PGD	0,92
16. percentila - e-Prostor	2,98
50. percentila - e-Prostor	1,79
84. percentila - e-Prostor	1,23

- Ciljni pomik MDOF sistema $D_{max,MDOF}$

Preglednica 5-11: Ciljni pomik MDOF sistema

Krivulja	$D_{max,MDOF} [cm] = \Gamma \cdot D_{max,SDOF}$
16. percentila - PGD	2,9
50. percentila - PGD	1,7
84. percentila - PGD	1,1
16. percentila - e-Prostor	3,5
50. percentila - e-Prostor	2,1
84. percentila - e-Prostor	1,5

e) Račun mejnega pospeška konstrukcije $a_{g,SD}$

- Duktilnost μ

Preglednica 5-12: Duktilnost

Krivulja	$\mu = \frac{D_u}{D_y}$
16. percentila - PGD	1,71
50. percentila - PGD	2,76
84. percentila - PGD	3,49
16. percentila - e-Prostor	1,71
50. percentila - e-Prostor	2,76
84. percentila - e-Prostor	3,49

- Redukcijski faktor zaradi duktilnosti R_μ

Preglednica 5-13: Redukcijski faktor zaradi duktilnosti

Krivulja	$T^* < T_C \rightarrow R_\mu = (\mu - 1) \cdot \frac{T^*}{T_C} + 1$
16. percentila - PGD	1,18
50. percentila - PGD	1,34
84. percentila - PGD	1,40
16. percentila - e-Prostor	1,19
50. percentila - e-Prostor	1,37
84. percentila - e-Prostor	1,45

- Pospešek na meji tečenja S_{ay} (glej pregl. 5-7)
- Vrednosti v elastičnem spektru pospeškov $S_{ae}(T^*)$

Preglednica 5-14: Vrednosti v elastičnem spektru pospeškov

Krivulja	$S_{ae}(T^*) \left[\frac{m}{s^2} \right] = S_{ay} \cdot R_\mu$
16. percentila - PGD	2,05
50. percentila - PGD	3,03
84. percentila - PGD	3,96
16. percentila - e-Prostor	1,74
50. percentila - e-Prostor	2,59
84. percentila - e-Prostor	3,40

- Mejni pospešek $a_{g,SD}$

Preglednica 5-15: Mejni pospešek

Krivulja	$a_{g,SD}(g) = \frac{S_{ae}(T^*)}{(1 + \frac{T^*}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1))}$
16. percentila - PGD	0,08
50. percentila - PGD	0,14
84. percentila - PGD	0,20
16. percentila - e-Prostor	0,07
50. percentila - e-Prostor	0,12
84. percentila - e-Prostor	0,17

5.5.4.2 Vrednosti ciljnih pomikov in mejnih pospeškov za šibko in močno os objektov O6 in O9 na osnovi modelov 1 in 2 ter komentar rezultatov

V preglednicah 5-16–5-19 so prikazani rezultati izračunanih ciljnih pomikov oziroma mejnih pospeškov konstrukcij, posebej za šibko in močno os ter ločeno za model 1 (M1) in model 2 (M2) normiranih krivulj objektov O6 in O9. Dodani so tudi rezultati ciljnih pomikov, ki so dobljeni s programom 3Muri, velikosti pričakovanih projektnih pospeškov in vrednosti mejnih pomikov, ki izhajajo iz normiranih krivulj (modra barva). Ciljni pomiki, ki so večji od pripadajočih mejnih pomikov, so obarvani rdeče, tisti, ki so manjši, pa zeleno. Na enak način so označene tudi vrednosti pospeškov.

Pričakovano največji ciljni pomiki pripadajo potisnim krivuljam, ki ustrezajo 16. percentili. Rezultati so smiselni, saj je za krivulje 16. percentile značilen najmanjši pospešek na meji tečenja in posledično največja vrednost redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti in duktilnosti. Ciljni pomiki obeh objektov za krivulje 16. percentile znašajo 1,0–3,5 cm, za povprečne pričakovane krivulje 0,3–2,1 cm in za krivulje 84. percentile 0,1–1,5 cm. V primeru šibke osi nobena izmed analiz ne zadosti pogoju, da je mejni pomik za mejno stanje močnih poškodb večji od ciljnega pomika. Ugotovimo, da tudi večina izračunanih ciljnih pomikov za močno os objekta preseže vrednost pripadajočega mejnega pomika konstrukcije, kar pomeni, da je odpornost objektov premajhna. Zahteve za stanje močnih poškodb niso izpolnjene za noben primer 16. percentile potisne krivulje. Za primer 50. percentile je ugoden en izračun, za primer 84. percentile pa zahtevam ustrezajo štirje od osmih izračunov. To pomeni, da obstaja velika verjetnost, da bi potres s pričakovanim projektnim pospeškom tal na območju Škofje Loke povzročil močne poškodbe objektov O6 in O9.

Preglednica 5-16: Primerjava mejnih in ciljnih pomikov za objekt O6

Objekt O6	Šibka os					Močna os				
	D_{max}	D_{SD}	D_{max}	D_{SD}	D_{max}	D_{max}	D_{SD}	D_{max}	D_{SD}	D_{max}
Pomik [cm]										
Krivulja	M1	M1	M2	M2	3Muri	M1	M1	M2	M2	3Muri
16. percentila - PGD	2,9	0,3	2,1	0,3	1,7	1,7	0,3	1,7	0,3	1,7
50. percentila - PGD	1,7	0,4	1,3	0,4	1,7	1,2	0,3	1,2	0,3	1,7
84. percentila - PGD	1,1	0,4	0,9	0,4	1,7	0,9	0,5	0,9	0,5	1,7
16. percentila - e-Prostor	3,5	0,4	2,9	0,5	1,7	1,8	0,5	1,8	0,5	1,7
50. percentila - e-Prostor	2,1	0,5	1,9	0,6	1,7	1,3	0,6	1,3	0,6	1,7
84. percentila - e-Prostor	1,5	0,5	1,4	0,6	1,7	1,0	0,6	1,0	0,6	1,7

Preglednica 5-17: Primerjava mejnih in ciljnih pomikov za objekt O9

Objekt O9	Šibka os					Močna os				
	D_{max}	D_{SD}	D_{max}	D_{SD}	D_{max}	D_{max}	D_{SD}	D_{max}	D_{SD}	D_{max}
Pomik [cm]										
Krivulja	M1	M1	M2	M2	3Muri	M1	M1	M2	M2	3Muri
16. percentila - PGD	3,3	0,3	2,8	0,3	1,4	1,5	0,3	1,3	0,3	1,0
50. percentila - PGD	2,0	0,4	1,9	0,4	1,4	0,9	0,3	0,8	0,3	1,0
84. percentila - PGD	1,3	0,4	1,4	0,4	1,4	0,3	0,5	0,5	0,5	1,0
16. percentila - e-Prostor	2,4	0,4	2,4	0,5	1,4	1,0	0,5	1,3	0,5	1,0
50. percentila - e-Prostor	1,3	0,5	1,6	0,6	1,4	0,3	0,6	0,9	0,6	1,0
84. percentila - e-Prostor	0,8	0,5	1,1	0,6	1,4	0,1	0,6	0,5	0,6	1,0

Preglednica 5-18: Primerjava mejnih in pričakovanih projektnih pospeškov tal za objekt O6

Objekt O6	Šibka os			Močna os		
	$a_{g,SD}$	$a_{g,SD}$	$a_{g,475}$	$a_{g,SD}$	$a_{g,SD}$	$a_{g,475}$
Krivulja	M1	M2	EC8-1-nac.dod.	M1	M2	EC8-1-nac.dod.
16. percentila - PGD	0,08	0,11	0,30	0,15	0,13	0,30
50. percentila - PGD	0,14	0,18	0,30	0,26	0,19	0,30
84. percentila - PGD	0,20	0,26	0,30	0,39	0,26	0,30
16. percentila - e-Prostor	0,07	0,08	0,30	0,12	0,12	0,30
50. percentila - e-Prostor	0,12	0,13	0,30	0,21	0,18	0,30
84. percentila - e-Prostor	0,17	0,20	0,30	0,31	0,25	0,30

Preglednica 5-19: Primerjava mejnih in pričakovanih projektnih pospeškov tal za objekt O9

Objekt O9	Šibka os			Močna os		
	$a_{g,SD}$	$a_{g,SD}$	$a_{g,475}$	$a_{g,SD}$	$a_{g,SD}$	$a_{g,475}$
Krivulja	M1	M2	EC8-1-nac.dod.	M1	M2	EC8-1-nac.dod.
16. percentila - PGD	0,07	0,08	0,30	0,14	0,16	0,30
50. percentila - PGD	0,13	0,13	0,30	0,24	0,24	0,30
84. percentila - PGD	0,18	0,20	0,30	0,36	0,32	0,30
16. percentila - e-Prostor	0,11	0,11	0,30	0,19	0,16	0,30
50. percentila - e-Prostor	0,18	0,16	0,30	0,34	0,24	0,30
84. percentila - e-Prostor	0,25	0,23	0,30	0,50	0,32	0,30

Na podlagi potisnih krivulj, osnovanih na modelih 1 in 2, ugotovimo, katera krivulja najbolj sovпада s krivuljo iz programa. Opazimo, da poleg podobnosti v poteku grafov velja tudi podobnost v vrednostih ciljnih pomikov. Sorodne vrednosti so razvidne s slik v poglavjih 5.5.3.1 in 5.5.3.2. Največje ujemanje ciljnih pomikov, dobljenih s pomočjo modelov 1 in 2 ter tistih iz 3Murija opazimo v primeru povprečne potisne krivulje.

Največje vrednosti pospeškov, ki bi jih še prenesla objekta O6 in O9 v mejnem stanju močnih poškodb, se gibljejo v območju 0,07–0,50 g. Projektna vrednost pospeška za lokacijo, kjer se nahajata stavbi, znaša 0,30 g. Kriteriju glede potresne odpornosti v smislu pospeška zadoščajo predvsem nekateri rezultati krivulj 84. percentile.

V šibki smeri, ki je merodajna za oceno potresne odpornosti objekta, nobena analiza ne zadosti kriteriju. Najbolj se izpolnitvi pogoja približajo rezultati analize v močni smeri objekta O9, kjer je ugodna ena vrednost povprečne krivulje in nekaj rezultatov krivulje 84. percentile. Ta podatek bi bil pomemben, če bi naredili še oceno ekonomskih izgub zaradi potresov.

Glede na izračunane rezultate povprečnih krivulj bi objekta O6 in O9 v šibki smeri na enakem tipu tal prenesla le potres, ki bi imel projektni pospešek, pričakovan za SV in JZ del Slovenije (temno zelena barva na sliki 5-1).

5.5.5 Diskusija

Modela 1 in 2 smo definirali kot izhodišče za določitev potisne krivulje poljubnega zidanega družinskega objekta na širšem območju Škofje Loke. Osnovo za izdelavo modelov predstavljajo potisne krivulje, ki so bile določene glede na podatke iz načrtov Projektov za pridobitev gradbenega dovoljenja. Na normirane krivulje spletni podatki zato ne vplivajo, uporabimo jih šele takrat, ko za poljuben objekt, za katerega nimamo dostopa do podrobnih načrtov, želimo izdelati oceno njegove potresne odpornosti. Informacije iz načrtov ne sovpadajo s podatki s spletnega portala e-Prostor, zato se pri rezultatih pojavijo odstopanja in sicer predvsem v primeru količine uporabne neto tlorisne površine stavbe, na podlagi katere po približnem postopku iz vrednotimo težo oziroma efektivno tlorisno površino sten objekta, ki sta pomembni informaciji, ki vplivata na velikost nosilnosti objekta.

Največje vrednosti potisnih krivulj na abscisi predstavljajo doseženo mejno stanje blizu porušitve in so v celoti iz vrednotene na podlagi rezultatov potisne analize, ki so bile izvedene za obravnavane objekte na osnovi PGD. Deformacijska kapaciteta za mejno stanje blizu porušitve je dosežena, ko vrednost nosilnosti pade na 80 % maksimalne dosežene vrednosti

iz potisnih krivulj 16., 50. in 84. percentile. Mejni pomiki glede na model so tako odvisni le od višine objekta, pri kateri pa so običajno le manjša odstopanja. Posledično so vrednosti mejnih pomikov skoraj konstantne vrednosti, kot so predpisane z normiranimi potisnimi krivuljami. Za objekte z manjšo nosilnostjo velja tudi manjša duktilnost in obratno. Naš model namreč ne zajema primerov, ki imajo manjšo nosilnost in večjo duktilnost oziroma primerov z enako odpornostjo, a večjo nosilnostjo in manjšo duktilnostjo.

Na preostale izračunane vrednosti vpliva vir, iz katerega črpamo podatke, s katerimi iz normiranih krivulj dobimo ocenjene dejanske potisne krivulje. V preglednici 5-20 so prikazani vplivi vira informacij na izračun vrednosti navedenih količin. Od izbire vira, iz katerega dobimo podatke, sta odvisni predvsem upoštevani vrednosti teže stavbe in efektivne tlorisne površine sten. Ko krivulje iz vrednotimo, je smiselno, da med seboj primerjamo rezultate obeh modelov in kot merodajno krivuljo obravnavamo tisto, ki prenese manjši pospešek za obravnavano mejno stanje. Pripadajoči mejni krivulji 16. in 84. percentile določata območje, izven katerega se v povprečju nahaja tretjina objektov.

Naša modela in posledično tudi ocena potresne odpornosti prikazujejo osnovno idejo, kako bi lahko ocenili potresno odpornost poljubne količine objektov istega razreda stavb. Za točnejše rezultate bi potrebovali večji vzorec vhodnih objektov in s tem podatkov, na podlagi katerih bi izdelali normirane krivulje. V slednje bi bilo potrebno vključiti medsebojne odvisnosti med normirano nosilnostjo, normiranim pomikom na meji elastičnosti in normiranim pomikom na meji porušitve ter njihova odstopanja. Omenjene povezave bi ustrezno statistično obdelali in tako dobili modele, s katerimi bi z večjo verjetnostjo prišli do bolj realnih potisnih krivulj.

Preglednica 5-20: Vpliv vira podatkov na vrednosti izračunanih količin

Količina	Vpliv glede na račun s podatki iz Projektov PGD	Vpliv glede na račun s podatki s portala e-Prostor
D_{NC} D_{SD}	PGD, 3Muri, EC8	PGD, 3Muri, EC8, e-Prostor
D_Y	PGD, 3Muri, EC8	PGD, 3Muri, EC8, e-Prostor
D_{max}	PGD, 3Muri, EC8	PGD, 3Muri, EC8, e-Prostor
a_{NC} a_{SD}	PGD, 3Muri, EC8	PGD, 3Muri, EC8, e-Prostor
$a_{475\text{ let}}$	PGD, EC8	e-Prostor, EC8
F/W	PGD, 3Muri, EC8	PGD, 3Muri, EC8
$F/A_{\text{ef.tl.sten}}$	PGD, 3Muri, EC8	PGD, 3Muri, EC8
F_{max}	PGD, 3Muri, EC8	PGD, 3Muri, EC8, e-Prostor

6 ZAKLJUČKI

Največji delež stanovanjskega fonda v Sloveniji predstavljajo zidane hiše. Standard Evrokod 8 podaja zahteve za potresnoodporno dimenzioniranje in zahteve po neporušitvi objektov, ki jih morajo z določeno stopnjo zanesljivosti izpolniti novo zgrajene stavbe. Ker se Slovenija nahaja na potresno dejavnem območju, je bila motivacija za izdelavo naloge dejstvo, da za nekoliko starejše stavbe, za katere so še veljala blažja določila projektiranja, ne poznamo potresne odpornosti. Osnovna ideja naloge je na začetku zajemala vpeljavo modela, s katerim bi tvorili geometrijsko strukturo zidanih objektov obravnavenga razreda stavb. Podatke, potrebne za modeliranje naključno izbrane enodružinske stanovanjske stavbe zaenkrat lahko dobimo le iz načrtov Projektov za pridobitev gradbenega dovoljenja, na spletnem portalu e-Prostor pa najdemo le posamezne podatke, ki so koristni za naše analize. To dejstvo nas je pripeljalo do novega vodila o izdelavi modela za oceno potresne odpornosti povprečnega zidanega objekta.

Izbrali smo deset stanovanjskih hiš s širšega območja Škofje Loke in en primerjalni objekt z drugega konca Slovenije. Vse analizirane hiše so zidane in so bile zgrajene med letoma 1970 in 1990.

V prvem delu naloge smo se ukvarjali s statistično analizo geometrijskih podatkov vzorca obravnavanih stavb. Preučevali smo predvsem tiste karakteristike, ki imajo vpliv na račun potresne odpornosti objekta. Analizirali smo tlorisne površine etaž in njihove povezave s tlorisnima dimenzijama objekta. Ugotovili smo, da s povečevanjem etažne površine običajno narašča tudi razmerje med daljšo in krajšo stranico. Pomemben prispevek k nosilnosti ima efektivna površina sten. Pričakovan delež tlorisnih površin sten glede na bruto površino etaže znaša 9 %. Delež sten, normiran glede na neto površino etaže se giblje v območju 11–12 %, delež efektivnih tlorisnih površin sten pa leži v mejah 60–90 % bruto površine sten, pri čemer je odvisen od smeri objekta. Na račun odpornosti zidanega objekta vpliva tudi pričakovana efektivna višina zidov, ki za povprečen zid znaša 80 % celotne etažne višine, njegova pričakovana širina pa je 2,4 m. Ugotovili smo, da 10–25 % vseh vertikalnih površin predstavljajo odprtine. Preverili smo tudi, v katerih nosilnih stenah se slednje najpogosteje nahajajo.

V nadaljevanju je v skladu z Evrokodom 1 prikazana določitev stalne in koristne obtežbe zidanih objektov. Ugotovili smo, da ima na celotno težo posamezne stavbe precejšen vpliv vrsta medetažne nosilne konstrukcije, zato smo obravnavane objekte razdelili v skupino z armiranobetonskim oziroma monta stropom in v skupno objektov, ki imajo še leseno

medetažno konstrukcijo. Nekaj pozornosti smo namenili tudi prostorom znotraj objektov. Njihove funkcije namreč vplivajo na položaj in količino sten ter odprtih v stavbi. Na podlagi vseh izračunanih geometrijskih karakteristik smo izdelali primer povprečnega zidanega objekta, za katerega smo določili srednje vrednosti in odstopanja glavnih karakteristik ter njihove medsebojne odvisnosti. Za obravnavan vzorec objektov smo preverili sovpadanje vrednosti karakteristik iz načrtov in s spletnega portala e-Prostor. Ugotovili smo, da podatki o lokaciji, številu etaž, letu izgradnje in materialu nosilne konstrukcije sovpadajo. Večje razlike so prisotne v primeru neto tlorisne površine stavbe, ki pa predstavlja za naše izračune pomemben vpliv. Med manjšo in večjo vrednostjo omenjenih virov podatkov se pojavijo razlike v velikosti 10–50 %. Vsi preostali podatki so dostopni le v načrtih, zato analize izvirajo iz slednjih. Ker kontrola dejanskega stanja za celoten vzorec objektov ni bila izvedena, realnih vrednosti ne poznamo, prav tako težko trdimo, kateri vir podatkov je bolj merodajen.

S pomočjo programa 3Muri, ki je namenjen analizi zidanih objektov in vključuje N2 metodo, smo izvedli potisne analize. Pri modeliranju objektov smo uvedli določene poenostavitve, saj kompleksna geometrija ponekod povzroča težave s konvergenco. V programu smo za vse stavbe upoštevali enake materialne karakteristike, ki so bile dobljene na podlagi eksperimentalnih preiskav. Ker je glavna vloga zidnih vezi povezovanje zidov in izboljšanje stabilnosti konstrukcijskih delov, smo njihovo prisotnost pri računu odpornosti objektov zanemarili in za vertikalno nosilno konstrukcijo upoštevali nearmirano zidovje. Sledila je izvedba analiz, pri čemer smo upoštevali le razporeditev horizontalnih sil v obliki 1. nihajne oblike, saj s tem največkrat dobimo porušno obtežbo, ki poruši konstrukcijo kot celoto.

Program 3Muri analize izvede tako, da ploskovne modele s pomočjo mreže linijskih elementov prevede na ekvivalentne okvirne sisteme. Na osnovi potisne analize prikaže krivulje kapacitete in glede na izbrane seizmične parametre določi ciljni pomik. Pomanjkljivost programa je v tem, da ne omogoča upoštevanja kombinacije različnih tipov strižnega mehanizma, zato je bilo za vsak objekt potrebno izvesti 24 različnih analiz – pri polovici je za strižni porušni mehanizem predpostavljen zdrs, pri preostalih 12 analizah pa pojav diagonalnih razpok.

V nadaljevanju smo izmed vseh rezultatov za vsako hišo in posamezno glavno smer izbrali merodajno potisno krivuljo glede na najmanjši pospešek, ki ga konstrukcija še prenese oziroma glede na največje razmerje med ciljnimi in mejnim pomikom ob upoštevanju določil Evrokoda 8. Smer, ki prenese manjši pospešek, velja za šibko smer, tista, ki je njej pravokotna, pa je obravnavana kot močna os.

Program 3Muri omogoča vpogled v poškodovanost sten za vsak korak analize. Opazimo, da so najbolj ranljivi medokenski slopi zidu, delno pa tudi prekladni deli. V vseh analiziranih primerih je pri mejnem stanju pred poružitvijo nastopala kombinacija upogibnih in strižnih poškodb, medtem ko so bile ponekod poružitve le enega tipa. Ker so objekti tlorisno dokaj pravilno zasnovani, prevladujeta translatorsni nihajni obliki, medtem ko v nekaj primerih pride do izraza tudi torzijska oblika. Delno je vzrok v manjši torzijski togosti 3Murijevega modela, ki je posledica povezanih ravninskih okvirjev in večjega vztrajnostnega momenta zaradi koncentriranih mas v vozliščih sten.

V zadnjem delu diplomske naloge smo se ukvarjali z izdelavo modelov normiranih krivulj, na osnovi katerih lahko s pomočjo temeljnih spletnih podatkov o poljubnem objektu obravnavanega razreda stavb izračunamo pričakovano potisno krivuljo. Za najbolj merodajna podatka, s katerima normiramo nosilnost objekta, sta se izkazala teža stavbe in količina učinkovitih tlorisnih etažnih površin sten v analizirani smeri. Na osnovi statistične analize geometrijskih podatkov smo predlagali enostavne formule, na podlagi katerih s pomočjo podatkov s portala e-Prostor dobimo količini, s katerima je normirana nosilnost obravnavanega objekta. Na vseh abscisnih oseh krivulj so nanešeni pomiki na vrhu zgornje etaže, normirani z višino objekta. Pričakovane vrednosti slednjih za šibko os objekta, ki pripadajo krivuljam 16., 50. in 84. percentile, so majhne in znašajo 0,09 %, 0,11 % in 0,13 oziroma 0,16 %. Ugotovili smo, da pričakovana maksimalna dosežena nosilnost povprečnega zidanega objekta obravnavanega razreda stavb glede na model 1 znaša 18 % celotne teže stavbe oziroma z uporabo modela 2 približno 65 kN na kvadratni meter učinkovite tlorisne površine sten v šibki smeri objekta. Modela 1 in 2 smo preizkusili na dveh primerih obravnavanih zidanih hiš. Ugotovili smo, da so rezultati potisnih krivulj v veliki meri odvisni od vira podatkov, ki jih potrebujemo za pretvorbo normiranih krivulj v dejanske. Pri tem ima glavno vlogo podatek o neto tlorisni površini objekta. Razlike v izračunani nosilnosti objektov so namreč odvisne predvsem od slednjega in pa v primeru računa s spletnimi podatki tudi od pretvorbenega faktorja za izračun bruto tlorisne površine in vrednosti povprečne tlorisne obtežbe.

Sledila je primerjava vrednosti krivulj iz programskih izračunov z grafi, dobljenimi na podlagi normiranih krivulj. Večina krivulj iz 3Murija se je nahajala znotraj območja, ki ga določata grafa 16. in 84. percentile ne glede na vir uporabljenih podatkov. Na koncu smo za dva objekta izračunali še potresne zahteve za mejno stanje večjih poškodb in ocenili njuno potresno odpornost. Ugotovili smo, da sta objekta dovolj odporna le v primeru, če upoštevamo krivulje 84. percentile, ki so osnovane na normiranih krivuljah.

V nalogi smo ugotovili, da bi bila izdelava normiranih modelov za objekte določenega razreda stavb smiselna. Za bolj merodajne rezultate bi potrebovali večji vzorec objektov, s katerim bi nato natančneje iz vrednotili povezave med temeljnimi parametri potisnih krivulj $F_{max}-D_Y-D_{NC}$ in njihove raztrose.

Pogoj za izvedbo omenjenih modelov je usklajena zbirka informacij o preučevanih objektih. Potrebno bi bilo definirati, s katerimi viri podatkov sovpada dejansko stanje objekta. Poleg tega bi morali izvesti več eksperimentalnih preiskav materialnih karakteristik zidovja in normirati potisne krivulje tudi s temi količinami.

VIRI

Standardi in zakonodaja

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1990: 2004, Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij.

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

Slovenski standard. 2006. SIST EN 1991-1-1: 2006. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-7. del: Splošna pravila – Nezagodni vplivi.

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

Slovenski standard. 2006. SIST EN 1998-1-1: 2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1998-3: 2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1998-3: 2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenove stavb.

Slovenski standard. 2007. SIST EN 1998-3: 2005/A101, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenove stavb – Nacionalni dodatek.

SIST ISO 9836:2011. 2011. Standardi za lastnosti stavb – Definicija in računanje indikatorjev površine in prostornine (enakovreden ISO 9836:1992)

Stanovanjski zakon (SZ-1). 2003. UL RS, št. 69/2003.

Ostali viri:

Adobe opeka. 2014.

<http://en.wikipedia.org/wiki/Adobe> (Pridobljeno 15. 3. 2014.)

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

Dolšek, M. 2015. Analytic Fragility and Limit States [P(EDP|IM)]: Nonlinear Static Procedures. Encyclopedia of Earthquake Engineering: 17 str.

Fajfar, P. (ur.), Fischinger, M. (ur.). 2002. Zbornik seminarja Novosti v potresnem inženirstvu. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo, Slovensko društvo za potresno inženirstvo: 114 str.

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

Fajfar, P. 2009. Projektiranje potresno odpornih konstrukcij: Evrokod 8 – Splošno in analiza. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo - Katedra za konstrukcije in potresno inženirstvo (samozaložba P. Fajfar): 98 prosojnic.

Ganc, M. 2009. Analiza potresne odpornosti zidane konstrukcije. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Ganc): 81 str.

IBT konstrukcije Trbovlje. 1994. Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja. Trbovlje, IBT konstrukcije Trbovlje: 1 zv. (loč. pag.)

Jankovič, G. 2012. Vrednotenje poenostavljenih postopkov za oceno nihajnega časa stavb. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba G. Jankovič): 30 str.

Katedra za konstrukcije in potresno inženirstvo. 2009. Basic principles. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo - Katedra za konstrukcije in potresno inženirstvo (samozaložba Katedra za konstrukcije in potresno inženirstvo): 24 prosojnic.

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.

[doi: 10.1016/j.engstruct.2013.08.002](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.002)

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001d. Karta potresne nevarnosti Slovenije – Projektni pospešek tal. Agencija Republike Slovenije za okolje, Urad za seizmologijo.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.html

(Pridobljeno 13. 3. 2014.)

Najdi. si Zemljevid. 2014.

<http://zemljevid.najdi.si/> (Pridobljeno 4. 3. 2014.)

Oddelek za urbanizem. 1970. Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja. Škofja Loka, Oddelek za urbanizem: 1 zv. (loč. pag.)

Pasivna gradnja. 2014.

<http://www.pasivnogradnja.com> (Pridobljeno 19. 3. 2014.)

Podgorelec, D. 2011. Ocena potresne odpornosti stanovanjske hiše v Ljubljani. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba D. Podgorelec): 72 str.

Porotherm strop. 2014. Wienerberger.

<http://www.wienerberger.si/stropni-sistem/porotherm-strop> (Pridobljeno 19. 3. 2014.)

Projektivni atelje p.o. 1981. za pridobitev gradbenega dovoljenja. Ljubljana, Projektivni atelje p.o.: 1 zv. (loč. pag.)

Projektivno podjetje Kranj. 1968. Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja. Kranj, Projektivno podjetje Kranj: 1 zv. (loč. pag.)

Projektivno podjetje Kranj. 1980. Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja. Kranj, Projektivno podjetje Kranj: 1 zv. (loč. pag.)

Prostorski portal. 2014. Ministrstvo za infrastrukturo in prostor, Geodetska uprava Republike Slovenije.

<http://www.e-prostor.gov.si/> (Pridobljeno 19.3.2014)

Razvojno projektni center Idrija. 1988. Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja. Idrija, Razvojno projektni center Idrija: 1 zv. (loč. pag.)

SGP Tehnik. 1974a. Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja. Škofja Loka, SGP Tehnik:
1 zv. (loč. pag.)

SGP Tehnik. 1974b. Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja. Škofja Loka, SGP Tehnik:
1 zv. (loč. pag.)

Slak, T., Kilar, V. 2005. Potresno odporna gradnja in zasnova konstrukcij v arhitekturi.
Ljubljana, 2005, Fakulteta za arhitekturo: 141 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.

Snoj, J., Österreicher, M., Dolšek, M. 2013. The importance of ambient and forced vibration
measurements for the results of seismic performance assessment of buildings obtained by
using a simplified non-linear procedure: case study of an old masonry building. Bulletin of
Earthquake Engineering: 2105-2132.

[doi: 10.1007/s10518-013-9494-8](https://doi.org/10.1007/s10518-013-9494-8)

Splošni projektivni biro. 1971. Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja. Ljubljana, Splošni
projektivni biro: 1 zv. (loč. pag.)

S.T.A. Data. 2009. 3Muri General description.

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

(Pridobljeno 10. 3. 2014.)

S.T.A. Data. 2009. Analysis for masonry structures.

<http://www.3muri.com/dwd.asp?file=3Muri%20brief%20theory.pdf> (Pridobljeno 10. 3. 2014.)

S.T.A. Data. 2009. Non Linear Seismic Analysis – Theoretical background.

http://www.3muri.com/dwd.asp?file=13wcee_Vancouver_843_NonLinearSismicAnalysis.pdf

(Pridobljeno 10. 3. 2014.)

S.T.A. Data. 2009. User manual.

[http://www.adrianoastagnone.com/stadata/Aggiornamenti/3Muri/manuali/3Muri5.0.1_ENG.p](http://www.adrianoastagnone.com/stadata/Aggiornamenti/3Muri/manuali/3Muri5.0.1_ENG.pdf)

[df](http://www.adrianoastagnone.com/stadata/Aggiornamenti/3Muri/manuali/3Muri5.0.1_ENG.pdf) (Pridobljeno 10. 3. 2014.)

Statistični urad Republike Slovenije.

http://www.stat.si/popis2002/si/definicije_in_pojasnila_6.html (Pridobljeno 5. 4. 2014.)

The history of bricks. 2014.

http://www.brickdirectory.co.uk/html/brick_history.html (Pridobljeno 12. 2. 2014.)

The Roman Colosseum. 2014. Suburban Misfit. A Photography blog, objavljeno 24. 6. 2012.

<http://www.suburbanmisfit.com/2012/06/24/the-roman-colosseum-a-photo-journal/>

(Pridobljeno 19. 3. 2014.)

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

Tomažević, M. 1998. Ocenjevanje uporabnosti po potresu poškodovanih objektov. Ljubljana, Ministrstvo za obrambo, Uprava RS za zaščito in reševanje: 140 str.

Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 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 4. 3. 2014.)

Zavod za urbanizem Bled. 1974. Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja. Bled, Zavod za urbanizem Bled: 1 zv. (loč. pag.)

Zavod za urbanizem Bled. 1977. Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja. Bled, Zavod za urbanizem Bled: 1 zv. (loč. pag.)