

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:

Kralj, K., 2016. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe na območju Novega mesta. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Snoj, J.): 48 str.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5920/>

Datum arhiviranja: 19-10-2016

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:

Kralj, K., 2016. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe na območju Novega mesta. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Snoj, J.): 48 pp.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5920/>

Archiving Date: 19-10-2016

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 PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO

Kandidatka:

KLAVDIJA KRALJ

**OCENA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE STAVBE
NA OBMOČJU NOVEGA MESTA**

Diplomska naloga št.: 271/B-GR

**EVALUATION OF SEISMIC RESISTANCE OF
MASONRY BUILDING IN THE AREA OF NOVO
MESTO**

Graduation thesis No.: 271/B-GR

Mentor:

prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor:

asist. dr. Jure Snoj

Ljubljana, 22. 09. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Spodaj podpisana študentka Klavdija Kralj, vpisna številka 26110142, avtorica pisnega zaključnega dela študija z naslovom: »Ocena potresne odpornosti zidane stavbe na območju Novega mesta«

IZJAVLJAM

1. da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;
3. da sem pridobila vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označila;
4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnala v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobila soglasje etične komisije;
5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;
6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;
7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

Ljubljana, 12. 09. 2016

Klavdija Kralj

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7(497.4)(043.2)
Avtor:	Klavdija Kralj
Mentor:	prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	asist. dr. Jure Snoj
Naslov:	Ocena potresne odpornosti zidane stavbe na območju Novega mesta
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	48 str., 26 pregl., 22 sl., 55 en.
Ključne besede:	potresna analiza, metoda s horizontalnimi silami, zidana stavba, standardi Evrokod, SAP2000, ploskovni model, linijski model

Izvleček

Diplomska naloga obsega analizo potresne odpornosti novo zgrajene enodružinske zidane hiše na Dolenjskem. Pri analizi smo upoštevali zahteve standardov Evrokoda 6 in Evrokoda 8. Analizirali smo le spodnjo etažo objekta. Potresno analizo smo izvedli po metodi s horizontalnimi silami. Nosilnosti posameznih zidnih elementov smo določili na osnovi upogibnega mehanizma porušitve, strižnega mehanizma z upoštevanjem zdrsa ter strižnega mehanizma s pojavom diagonalnih razpok, ki ni predviden v omenjenih standardih. Vpliv armiranobetonskih vezi na nosilnost sten smo v računu zanemarili. Za določitev potresnih sil, ki delujejo na posamezni element objekta, smo uporabili programsko orodje SAP2000, v katerem smo hišo modelirali. Naredili smo ploskovni in linijski model in ugotovili, da se dobljene vrednosti potresnih sil v posameznem elementu med seboj dobro ujemajo. Pri oceni potresne odpornosti smo izvedli dve različici, kjer smo nosilnost sten računali z in brez upoštevanja strižnega porušnega mehanizma z zdrsom, saj je takšen mehanizem poškodovanosti le redko zaznati v spodnji etaži zidanih objektov. Če smo pri računu nosilnosti upoštevali strižni porušni mehanizem z zdrsom, se izkaže, da potresna odpornost objekta ni dosežena v prečni kot tudi ne v vzdolžni smeri. V nasprotnem primeru pa se izkaže, da je obravnavana stavba potresno odporna. Glede na to, da standard zahteva račun nosilnosti na osnovi strižnega mehanizma z zdrsom, moramo zaključiti, da potresna odpornost objekta ni zadostna.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7(497.4)(043.2)
Author: Klavdija Kralj
Supervisor: Prof. Matjaž Dolšek, Ph. D.
Cosupervisor: Assist. Jure Snoj, Ph. D.
Title: Evaluation of seismic resistance of masonry building in the area of Novo mesto
Document type: Graduation Thesis – university studies
Scope and tools: 48 p., 26 tab., 22 fig., 55 eq.
Keywords: seismic analysis, method of horizontal forces, masonry building, Eurocode, SAP2000, shell model, line model

Abstract

The thesis deals with the analysis of seismic resistance of a new, single family masonry house in the Dolenjska region. We analysed only the lower storey of the building, considering all necessary standard requirements of the Eurocode 6 and Eurocode 8. The seismic analysis was done by the method of horizontal forces. The strength capacities of individual masonry wall elements were determined on the basis of flexural mechanism of the collapse, the sliding shear mechanism and the shear mechanism characterized with the formation of diagonal cracks, what is not determined in the above mentioned standards. The calculation neglects the impact of reinforced concrete on the capacity of walls. The program SAP2000 was used to model the house as well as to determine the seismic forces on individual building elements. According to the shell and line models we made, we found the values of seismic forces fit quite well. To evaluate the seismic resistance we took two versions where the wall capacities were calculated with and without considering the sliding shear mechanism, since such failure mechanisms can rarely be observed in lower storeys. However, our calculation following the sliding shear collapse mechanism, proves that seismic resistance in horizontal and vertical directions was not obtained. On the other hand, without considering this method, the building seems to be seismic resistant. Although the standard requires the calculation of capacity, based on the method of the sliding shear mechanism, we can conclude that the seismic resistance of the building is not sufficient.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju prof. dr. Matjažu Dolšku in somentorju asist. dr. Juretu Snoju, ki sta mi omogočila nastanek diplomske naloge, za vso pomoč, nasvete in usmeritve, ki sem jih med izdelavo le-te potrebovala.

Zahvala gre tudi moji družini, fantu Toniju in prijateljem, ki so mi tekom študija stali ob strani in me spodbujali.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE.....	I
IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
KAZALO VSEBINE	VI
KAZALO PREGLEDNIC	VIII
KAZALO SLIK	IX
1 UVOD	1
2 ZIDANE KONSTRUKCIJE.....	2
2.1 Splošno	2
2.2 Obnašanje zidanih konstrukcij med potresi	2
2.3 Poškodbe zidanih konstrukcij pri potresnem vplivu.....	3
3 PROJEKTNA POTRESNA OBTEŽBA	6
3.1 Metoda s horizontalnimi silami	6
3.2 Nihajni čas.....	6
3.3 Projektni spekter pospeškov	6
3.3.1 Značilnosti tal	7
3.3.2 Projektni pospešek tal.....	8
3.3.3 Faktor obnašanja.....	8
3.4 Masa in masni vztrajnostni moment	9
3.4.1 Masa	9
3.4.2 Masni vztrajnostni moment	10
3.5 Celotna potresna sila.....	10
3.6 Kombinacije potresnih vplivov	11
3.7 Slučajna ekscentričnost.....	11
4 NOSILNOST NEPOVEZANEGA ZIDOVJA	12
4.1 Mehanske lastnosti zidovja.....	12
4.1.1 Varnostni faktor za material	12
4.2 Mehanizmi porušitve	13
4.2.1 Strižna nosilnost nepovezanega zidovja – porušitev z zdrsom.....	14
4.2.2 Strižna nosilnost nepovezanega zidovja – diagonalne razpoke	15
4.2.3 Upogibna nosilnost nepovezanega zidovja.....	16
4.3 Potresna odpornost	17

5 PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE HIŠE	18
5.1 Opis objekta	18
5.2 Material in varnostni faktor za material	19
5.3 Obtežba	20
5.3.1 Stalna obtežba	20
5.3.1.1 Prostorninska teža zidov.....	21
5.3.2 Spremenljiva obtežba	22
5.3.3 Potresna obtežba.....	22
5.4 Masa in masni vztrajnostni moment.....	23
5.4.1 Masa	23
5.4.2 Masni vztrajnostni moment	26
5.5 Modeliranje konstrukcije.....	29
5.5.1 Ploskovni model.....	29
5.5.2 Linijski model	30
5.6 Vertikalna obtežba.....	32
5.7 Potresna obtežba.....	35
5.7.1 Nihajni čas in ocena celotne potresne sile.....	39
5.7.1.1 Nihajni čas.....	39
5.7.1.2 Ocena celotne potresne sile	40
5.8 Odpornost zidov	40
5.9 Kontrola potresne odpornosti hiše.....	43
5.10 Potresna odpornost zidov in hiše kot celote pri upoštevanju varnostnega faktorja po EC 8-3 .	44
6 ZAKLJUČEK.....	47
VIRI.....	48

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Izbrane srednje vrednosti mehanskih lastnosti obravnavanega zidovja	20
Preglednica 2: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem	20
Preglednica 3: Konstrukcijski sklop balkona	20
Preglednica 4: Konstrukcijski sklop stopnic (naklon = 30°)	21
Preglednica 5: Konstrukcijski sklop stropa nad mansardo	21
Preglednica 6: Konstrukcijski sklop strehe (naklon = 40°)	21
Preglednica 7: Masa nosilnih zidov v pritličju v x smeri in y smeri	25
Preglednica 8: Masa nosilnih zidov v mansardi v x smeri in y smeri	25
Preglednica 9: Masa predelnih sten v mansardi	26
Preglednica 10: Masni vztrajnostni moment nosilnih zidov v pritličju v x smeri in y smeri.....	28
Preglednica 11: Masni vztrajnostni moment nosilnih zidov v mansardi v x smeri in y smeri.....	28
Preglednica 12: Masni vztrajnostni moment predelnih sten v mansardi	28
Preglednica 13: Razdalje težišč zidov nosilnih v x smeri in y smeri od koordinatnega izhodišča	31
Preglednica 14: Osne sile, ki odpadejo na posamezne nosilne zidove v pritličju v x smeri in y smeri .	35
Preglednica 15: Kombinacije prečnih sil nosilnih zidov v x smeri in y smeri pri ploskovnem modelu	37
Preglednica 16: Kombinacije prečnih sil nosilnih zidov v x smeri in y smeri pri linijskem modelu.....	38
Preglednica 17: Merodajne potresne sile, ki jih upoštevamo v analizi pri ploskovem in linijskem modelu	38
Preglednica 18: Nihajni časi in nihajne oblike pri ploskovnem in linijskem modelu	40
Preglednica 19: Rezultati potresne analize zidov nosilnih v x smeri in y smeri pri ploskovnem modelu	41
Preglednica 20: Rezultati potresne analize zidov nosilnih v x smeri in y smeri pri linijskem modelu..	42
Preglednica 21: Rezultati potresne analize hiše kot celote pri ploskovnem modelu	44
Preglednica 22: Rezultati potresne analize hiše kot celote pri linijskem modelu.....	44
Preglednica 23: Rezultati potresne analize nosilnih zidov pri ploskovnem modelu z upoštevanjem $\gamma_M = 2,25$	45
Preglednica 24: Rezultati potresne analize nosilnih zidov pri linijskem modelu z upoštevanjem $\gamma_M = 2,25$	45
Preglednica 25: Rezultati potresne analize hiše kot celote pri ploskovnem modelu z upoštevanjem $\gamma_M = 2,25$	46
Preglednica 26: Rezultati potresne analize hiše kot celote pri linijskem modelu z upoštevanjem $\gamma_M = 2,25$	46

KAZALO SLIK

Slika 1: Zidovje povezano z armiranobetonskimi vezmi (Tomaževič, 2009).....	2
Slika 2: Porazdelitev sil in napetosti v zidnih elementih konstrukcije med potresom (Tomaževič, 2009).....	3
Slika 3: Obremenitve in poškodbe elementov zidane konstrukcije (Tomaževič, 2009)	4
Slika 4: Mehanizem nihanja zidov med potresom pri a) nepovezanem zidovju, b) lesenem stropu in zidovju povezanim z vezmi in c) togi AB plošči (Tomaževič, 2009).....	4
Slika 5: Karta potresne nevarnosti Slovenije – projektni pospešek tal (ARSO, 2016)	8
Slika 6: Elastični spekter in projektni spekter za elastično analizo po Evrokodu 8	9
Slika 7: Mehanizmi porušitve pri potresni obtežbi: a) zdrs, b) diagonalne razpoke, c) upogib (Tomaževič, 2009).....	14
Slika 8: Obravnavana enodružinska hiša.....	18
Slika 9: Tloris pritličja.....	19
Slika 10: Tloris mansarde.....	19
Slika 11: Vplivne površine nosilnih in predelnih zidov za določitev mase	24
Slika 12: Oddaljenosti težišč zidov od masnega središča etaže v a) pritličju in b) mansardi	27
Slika 13: Tlorisne dimenzije pritličja za modeliranje	30
Slika 14: Prostorski ploskovni model pritličja hiše.....	30
Slika 15: Efektivne višine zidov.....	31
Slika 16: Prostorski linijski model pritličja hiše	32
Slika 17: Osna sila v zidu PX1 zaradi stalne obtežbe stropa nad pritličjem	33
Slika 18: Vplivne površine zidov v mansardi	34
Slika 19: Potresna sila zaradi potresa v y smeri v zidu PY8 pri ekscentričnosti enaki 0 – ploskovni model	36
Slika 20: Potresne sile zaradi potresa v y smeri v zidu PY6 levo, PY7 na sredini in PY8 desno pri ekscentričnosti enaki 0 – linijski model.....	36
Slika 21: Napetosti v steni 1.....	37
Slika 22: Nihajni časi in nihajne oblike ploskovnega in linijskega modela v programu SAP2000	39

»Ta stran je namenoma prazna.«

1 UVOD

Potres predstavlja eno najmočnejših obtežb, ki jo konstrukcija tekom svoje življenjske dobe lahko doživi. Potresne sile na konstrukcijo delujejo razmeroma redko, odvisno od seizmične aktivnosti področja, kjer se le-ta nahaja. Slovenija spada v razred srednje potresne nevarnosti, zato je pomembno, da so objekti načrtovani skladno z zahtevami, ki določajo potresno odpornost konstrukcije. Namen upoštevanja zahtev je, da se obvaruje človeška življenja, omeji škodo in prepreči porušitev objekta.

Potresno inženirstvo podpira načelo, ki narekuje, da naj bi bili objekti projektirani tako, da med manjšimi pogostimi potresi ostanejo nepoškodovani in da se med močnimi potresi ne porušijo. Na območju Slovenije prevladujejo konstrukcije zidanega tipa, ki pa so lahko potresno zelo ranljive. V preteklosti je bilo opravljenih veliko preiskav o obnašanju le-teh med delovanjem potresne obtežbe. Na podlagi dobljenih rezultatov se je izboljšala kakovost uporabljenih izdelkov in sam način gradnje, ugotovljeni pa so bili tudi podatki o upadanju togosti in nosilnosti, o sposobnosti sipanja energije in duktilnosti ter tudi podatki o mejnih deformacijah, ki še omogočajo, da je konstrukcija med potresom varna. Rezultati preiskav so bili podlaga za pripravo standardov družine Evrokod, in sicer Evrokoda 6, ki zajema projektiranje zidanih konstrukcij, in Evrokoda 8, ki zajema potresnoodporno projektiranje (Tomažević, 2009). Na podlagi teh standardov načrtujemo ali kontroliramo potresno odpornost zidanih konstrukcij z različnimi metodami, ki jih izberemo v odvisnosti od kompleksnosti in pomembnosti objekta.

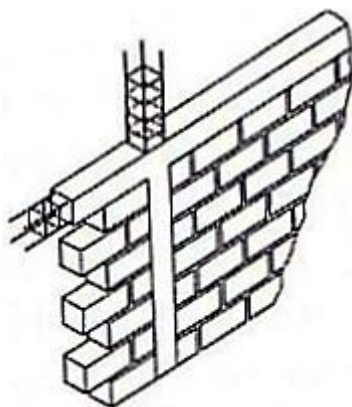
Prvi del diplomske naloge je teoretični, v katerem začetna poglavja opisujejo, kako se zidane konstrukcije med potresi obnašajo in kakšne poškodbe pri tem nastanejo. V nadaljevanju je opisan postopek določitve projektne potresne obtežbe po metodi s horizontalnimi silami in določitev nosilnosti nepovezanega zidovja. Teoretični del je podkrepjen s praktičnim primerom, ki je predstavljen v drugem delu diplomske naloge. Narejena je ocena potresne odpornosti novo zgrajene enodružinske hiše na območju Novega mesta. Analiza temelji na primerjavi dveh modelov pritličja hiše, ploskovnega in linijskega, pri čemer je modeliranje izvedeno s pomočjo programskega orodja SAP2000. Za vsak model posebej je narejena analiza nosilnosti posameznega zidnega elementa in konstrukcije kot celote.

2 ZIDANE KONSTRUKCIJE

2.1 Splošno

Zidovje je tipičen kompozitni material, katerega osnovni gradniki so zidaki povezani z malto. Za doseganje večje nosilnosti in duktilnosti samega zidu se poleg osnovnih sestavin v zid vgradi še polnilni beton in armaturno jeklo. Vsak izmed naštetih materialov ima svoje specifične mehanske lastnosti, ker pa so materiali med seboj povezani v celoto, se od njih pričakuje, da bodo pri nastanku obremenitve skupaj delovali kot homogen konstrukcijski material (Tomažević, 2009). Glede na uporabljene materiale in način zidanja konstrukcije ločimo naslednje sisteme zidanja:

- nearmirano zidovje, sezidano iz zidakov in malte,
- povezano zidovje, sezidano iz zidakov, malte, armaturnega jekla in betona (utrjeno zidovje z armiranoopečnimi in armiranobetonskimi (slika 1) navpičnimi in vodoravnimi zidnimi vezmi),
- armirano zidovje, sezidano iz zidakov, malte, armaturnega jekla in polnilnega betona, ki se loči glede na način, kako je armatura položena (armirano zidovje z armaturo v zidakih, armirano zidovje z armaturo v zaliti votlini in armirano zidovje z armaturo v žepih) (Tomažević, 2009).



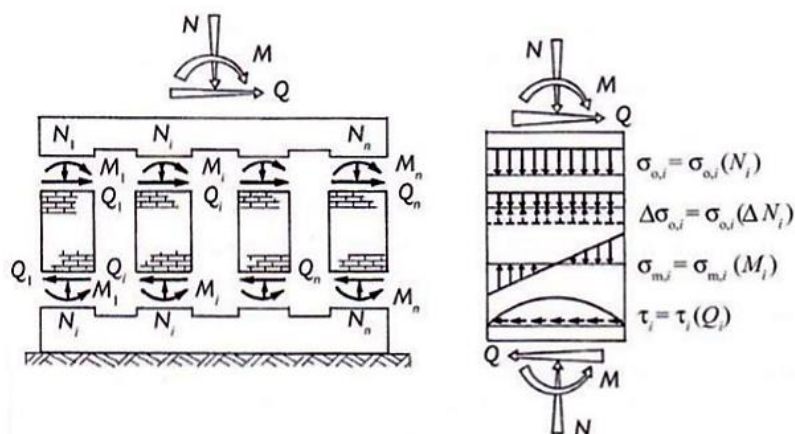
Slika 1: Zidovje povezano z armiranobetonskimi vezmi (Tomažević, 2009)

2.2 Obnašanje zidanih konstrukcij med potresi

Zidane stavbe so toge konstrukcije škatlaste oblike, sestavljene iz vodoravnih in navpičnih konstrukcijskih elementov. Obtežba v navpični smeri (lastna in stalna teža, koristna obtežba, obtežba snega in vetra) se preko vodoravnih elementov, upogibnih stropov, prenaša v navpične elemente, tlačne zidove, od tu naprej pa na temelje in v temeljna tla (Tomažević, 1987).

Potresno gibanje povzroči, da v gradbenih konstrukcijah, ki so le-temu izpostavljene, nastanejo vztrajnostne sile imenovane tudi potresne sile. Velikost vztrajnostnih sil je sorazmerna nastalim

pospeškom in masam konstrukcije. Pred samim potresom elementi konstrukcije prenašajo le navpično obtežbo, medtem ko morajo pri nastanku potresa naknadno prevzeti še vodoravne sile, ki pri tem nastanejo. Te sile v elementih povzročajo dodatne upogibne in strižne, lahko pa tudi osne obremenitve (slika 2), ki med potresom pripeljejo do poškodb konstrukcijskih elementov in konstrukcije (Tomažević, 2009).

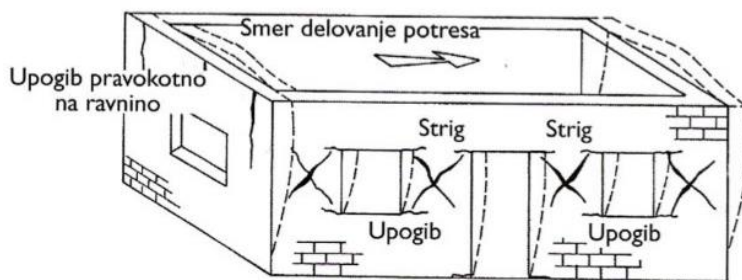


Slika 2: Porazdelitev sil in napetosti v zidnih elementih konstrukcije med potresom (Tomažević, 2009)

Kako se bo konstrukcija obnašala med potresom, je odvisno predvsem od njene zasnove, kakovosti uporabljenih materialov in same izvedbe gradnje. Če ima konstrukcija pravilno zasnovo in je zgrajena iz kakovostnih materialov, se med močnimi potresi ne bo preveč poškodovala. Pomembno je, da je sposobna prevzeti vodoravne potresne sile v obeh glavnih smereh, kajti če pride do potresa, ki deluje v nenosilni smeri konstrukcije, se le-ta lahko poruši. Ena izmed glavnih napak pri snovanju konstrukcij je nesimetrična porazdelitev nosilnih in nenosilnih elementov, pri čemer pride do torzijskih nihanj in preobremenitve elementov v delu konstrukcije, saj se lega masnega težišča izmakne iz lege težišča togosti. Pri snovanju konstrukcij je potrebno paziti tudi na pravilnost konstrukcije po višini, kajti konstrukcije z mehkim pritličjem in neenakomerno višinsko togostjo se med potresom obnašajo zelo neugodno (Tomažević, 2009).

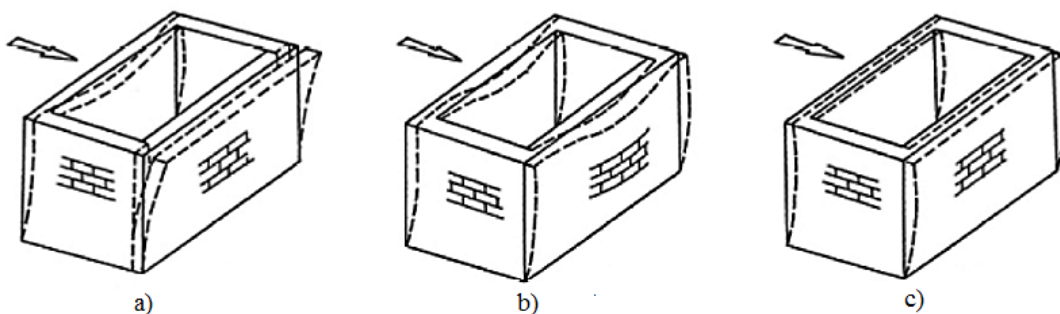
2.3 Poškodbe zidanih konstrukcij pri potresnem vplivu

Dobra zasnova konstrukcije in porazdelitev zidov ter ugodno razmerje med površino zidovja v obeh pravokotnih smereh konstrukcije in bruto površino nadstropja pa še vedno ne zadošča, da ne bi prišlo do poškodb. Velikokrat pride do razpok ob vogalih in stikih zidov, kar povzroči neustrezna povezanost zidov ter zidov in stropov, pojavijo pa se tudi poševne razpoke v samem zidovju zaradi nezadostne odpornosti (slika 3) (Tomažević, 2009).



Slika 3: Obremenitve in poškodbe elementov zidane konstrukcije (Tomažević, 2009)

Stare zidane stavbe z lesenimi stropi so tipičen primer stavb z nepovezanim zidovjem. Vztrajnostne sile, ki delujejo pravokotno na ravnino, povzročijo razpoke ob navpičnih stikih med zidovi (slika 4a), saj se zidovi, pravokotni na smer delovanja potresa, skušajo ločiti od zidov, vzporednih s smerjo gibanja tal. Razpoke v prečnih zidovih se običajno pojavijo zaradi upogiba izven njihove ravnine, razpoke na koncih zidov, v smeri gibanja tal, pa zaradi nezadostne natezne trdnosti. Ker vzdolžni zidovi ne morejo prevzeti vztrajnostnih sil, ki nastanejo v prečnih zidovih, pride do neusklajenega nihanja posameznih zidov in s tem tudi do možnosti porušitve zunanjih zidov. Usklajeno nihanje lahko dosežemo, če zidove med seboj povežemo z zidnimi vezmi (slika 4b). Polno izkoriščenost potresne odpornosti konstrukcije zagotovimo tedaj, ko z vezmi poleg zidov med seboj z njimi povežemo še stropno konstrukcijo, ki v tem primeru deluje kot toga diafragma (slika 4c). S tem ko zagotovimo polno izkoriščenost potresne odpornosti konstrukcije, vpliv upogiba zidov pravokotno na njihovo ravnino postane minimalen in konstrukcija se obnaša podobno kot škatla (Tomažević, 2009).



Slika 4: Mehanizem nihanja zidov med potresom pri: a) nepovezanem zidovju, b) lesenem stropu in zidovju povezanim z vezmi ter c) togi AB plošči (Tomažević, 2009)

Vzrok za neugodno obnašanje zidanih konstrukcij med potresi so največkrat neustrezna florisna porazdelitev zidov, velike odprtine, slaba kakovost zidovja (malte in opeke) in opustitev ukrepov za zagotavljanje ustreznega obnašanja med potresom. Za mešane konstrukcijske sisteme z obodnimi zidovi in osrednjimi stebri velja, da se med potresom izredno slabo obnašajo. Razpoke oslabijo obodne zidove in povzročijo, da se vztrajnostne sile prenesejo na stebre, ki niso namenjeni prevzemu le-teh (Tomažević, 2009).

Poškodbe zidanih konstrukcij:

- razpoke na stikih zidov ter manjše razpoke na stikih stropov in zidov,
- medsebojno ločevanje zidov pri nepovezanem zidovju,
- navpične razpoke zidov zaradi gibanja tal pravokotno na ravnino,
- rušenje zidov zaradi gibanja tal pravokotno na ravnino pri nepovezanem zidovju,
- poškodbe nosilnih zidov, kot so razslojevanje, delni razpad in poševne razpoke zaradi delovanja sil v ravnini zidu,
- delna porušitev konstrukcije, nadstropja ali celotne konstrukcije (Tomaževič, 2009).

3 PROJEKTNA POTRESNA OBTEŽBA

Potres povzroči prostorsko gibanje tal, zato se posledično tudi konstrukcije nanj prostorsko odzovejo. Račun takšnega odziva konstrukcij predstavlja zelo zapleten postopek. Zidane konstrukcije imajo v večini primerov pravilno tlorisno zasnovo z enakomerno porazdeljenimi nosilnimi elementi v obeh pravokotnih smereh, zato lahko konstrukcijo pretvorimo na enakovreden sistem z eno prostostno stopnjo. Tako lahko potresno odpornost konstrukcije preverimo za vsako od vodoravnih smeri posebej in izrazimo potresno obtežbo z enakovrednimi statičnimi vodoravnimi silami. Navpično potresno obtežbo preverjamo le v primeru, ko imajo konstrukcije konzolne elemente in elemente z velikimi razponi, saj so v takih primerih nihanja v navpični smeri lahko kritična (Tomaževič, 2009).

3.1 Metoda s horizontalnimi silami

Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) kot eno izmed metod potresne analize določa metodo s horizontalnimi silami, katero smo v diplomski nalogi tudi uporabili. Ta metoda se lahko uporabi za konstrukcije, pri katerih višje nihajne oblike ne vplivajo pomembno na odziv v nobeni od glavnih smeri. Da je ta zahteva izpolnjena, morata veljati spodnji dve predpostavki iz Evrokoda 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005):

- $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$,
- izpolnjeni so pogoji za pravilnost konstrukcije po višini (SIST EN 1998-1, 2005, 4.2.3.3.).

3.2 Nihajni čas

Nihajni čas konstrukcije je definiran kot čas, ki je potreben, da konstrukcija zaniha iz ene skrajne lege v drugo in nazaj. Nihajni čas prve nihajne oblike konstrukcije se lahko določi na več načinov po približnih izrazih, ki jih podaja Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005). Ena izmed možnosti določitve nihajnega časa konstrukcije je tudi ta, da konstrukcijo prostorsko modeliramo s pomočjo programskega orodja, jo obremenimo s potresno obtežbo in zahtevamo, da nam program nihajni čas konstrukcije izračuna sam, kar smo za naš obravnavan objekt tudi naredili.

3.3 Projektni spekter pospeškov

Zidane konstrukcije so z majhnimi poškodbami sposobne sipati razmeroma veliko količino energije. Sposobnost, da kljub poškodbam v nelinearnem območju prenašajo potresno obtežbo, omogoča, da jih dimenzioniramo na sile, ki so manjše kot tiste, ki bi nastale pri elastičnem odzivu. Da se izognemo neelastični analizi konstrukcije, le-to nadomestimo z elastično analizo, pri čemer upoštevamo redukcijo

elastičnega spektra odziva. Reduciramo ga s faktorjem obnašanja q . S tem upoštevamo sipanje energije preko duktilnega obnašanja konstrukcije in njenih elementov ter zagotovimo, da je dejanska nosilnost konstrukcije večja od računske nosilnosti (Tomažević, 2009). Dobljen spekter, ki ga upoštevamo v analizi, se imenuje projektni spekter in je definiran s spodnjimi izrazi (3.1)–(3.4) po Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005), ki upoštevajo 5 % dušenje.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.4)$$

Oznake v izrazih pomenijo:

- T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,
- T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- T_D vrednost nihajnega časa, kjer se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika,
- $S_d(T)$ ordinata projektnega spektra odziva pospeškov pri nihajnem času T ,
- S koeficient tal,
- a_g projektni pospešek tal,
- q faktor obnašanja,
- β faktor spodnje meje pri vodoravnem projektnem spektru ($\beta = 0,2$).

3.3.1 Značilnosti tal

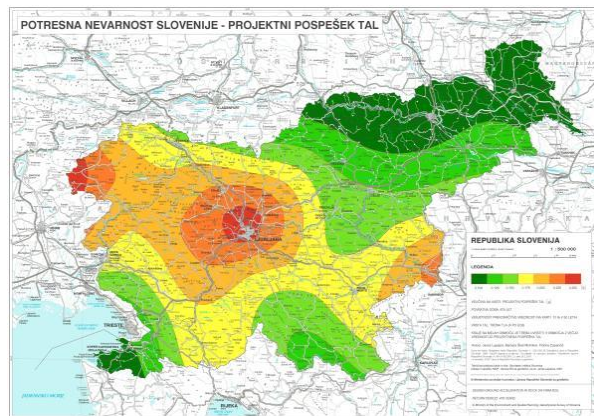
Vrednosti nihajnih časov T_B , T_C in T_D in faktorja tal S so odvisne od tipa tal, na katerih je konstrukcija temeljena. Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) loči 5 različnih tipov tal A, B, C, D in E, ki definirajo posamezne lastnosti. Objekt, ki smo ga v nadaljevanju obravnavali, pripada tipu tal B, ki ga predstavlja zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj 10 m. Zanj je značilno, da mehanske

lastnosti postopoma naraščajo z globino. Na podlagi določenega tipa tal so v nacionalnem dodatku k Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1:2005/A101, 2006) zbrane vrednosti nihajnih časov in koeficienta tal za elastični spekter odziva. Tipu tal B pripadajo naslednje vrednosti:

- $S = 1,2$,
- $T_B = 0,15$ s,
- $T_C = 0,5$ s,
- $T_D = 2,0$ s.

3.3.2 Projektni pospešek tal

Projektni pospešek tal a_g je definiran kot največji pospešek tal, ki nastane med potresom na skalni podlagi, ki odgovarja tipu tal A. Za ostale tipe tal dobimo projektni pospešek tako, da ga pomnožimo s koeficientom tal S . Na ta način upoštevamo, da je konstrukcija temeljena na tleh, ki med potresom nanjo delujejo bolj neugodno kot bi, če bi bila temeljena na tleh tipa A. Vrednost projektnega pospeška tal za posamezno področje Slovenije odčitamo iz karte potresne nevarnosti (slika 5) (Tomaževič, 2009). Projektni pospešek tal za povratno dobo 475 let velja za objekte, ki sodijo v razred pomembnosti II (običajne stavbe), za katere Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) predpisuje vrednost faktorja pomembnosti $\gamma_I = 1,0$. Za območje Novega mesta, kjer se nahaja objekt, ki ga analiziramo, vrednost projektnega pospeška tal znaša $a_g = 0,175 \cdot g$.

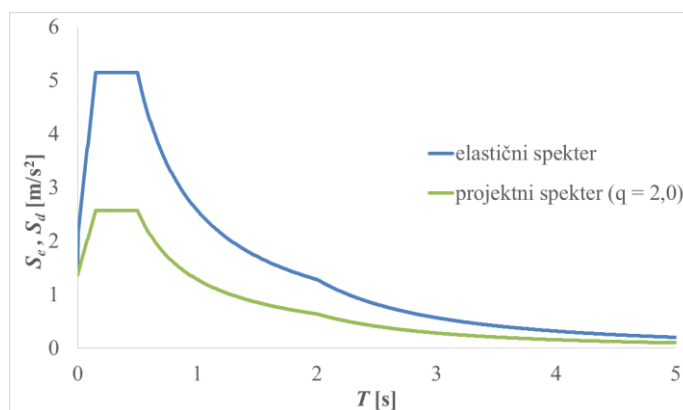


Slika 5: Karta potresne nevarnosti Slovenije – projektni pospešek tal (ARSO, 2016)

3.3.3 Faktor obnašanja

Kot je omenjeno zgoraj, s faktorjem obnašanja q upoštevamo, da se je konstrukcija sposobna deformirati v nelinearnem območju. Na podlagi tega je zagotovljena najmanjša odpornost, ki jo je potrebno zagotoviti pri dimenzioniranju na potres s povratno dobo 475 let. Faktor obnašanja q je odvisen od sistema gradnje zidanih konstrukcij (Tomaževič, 2009). Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) za

povezane zidane konstrukcije podaja vrednosti faktorja q med 2,0 in 3,0. Za praktično uporabo je priporočena uporaba vrednosti na spodnji meji. Slika 6 prikazuje elastični in projektni spekter za elastično analizo po Evrokodu 8 (SIST EN 1998, 2005), kjer je pri projektnem spektru upoštevan faktor obnašanja $q = 2,0$, ki ga v naši analizi tudi upoštevamo. Upoštevane so tudi vrednosti količin iz poglavij 3.3.1 in 3.3.2, ki veljajo za obravnavan objekt.



Slika 6: Elastični spekter in projektni spekter za elastično analizo po Evrokodu 8

3.4 Masa in masni vztrajnostni moment

3.4.1 Masa

Masa zaradi dinamike konstrukcije pri potresnem nihanju tal povzroči potresne sile. Celotno maso določimo tako, da upoštevamo vse stalne in spremenljive težnostne vplive. Definirana je kot razmerje med težo konstrukcije in težnostnim pospeškom. Izračunamo jo po naslednjih dveh enačbah, določenih skladno z Evrokodom 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005):

$$m = \frac{W}{g} \quad (3.5)$$

$$W = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.6)$$

kjer so:

- m masa konstrukcije,
- W teža konstrukcije,
- g težnostni pospešek ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)
- $G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva,
- $Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremenljivega vpliva,
- $\psi_{E,i}$ kombinacijski koeficient spremenljivega vpliva.

Kombinacijski koeficient $\psi_{E,i}$ izraža verjetnost prisotnosti spremenljivega vpliva na konstrukciji v času potresa. Določi se kot produkt faktorja φ , ki je odvisen od vrste spremenljivega vpliva ter zasedenosti etaže in koeficienta kombinacije stalnih vrednosti spremenljivih vplivov $\psi_{2,i}$ po enačbi (3.7) (Tomažević, 2009).

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (3.7)$$

Vrednost koeficienta $\psi_{2,i}$ določimo na podlagi Evrokoda 0 (SIST EN 1990, 2004). Za bivalne prostore, ki spadajo v kategorijo površin A, se upošteva 30 % vrednosti karakteristične spremenljive obtežbe, kar pomeni, da je $\psi_{2,i} = 0,3$. Ker upoštevamo tudi faktor φ , se na podlagi le-tega lahko vrednost kombinacijskega faktorja $\psi_{E,i}$ še dodatno zmanjša. Faktor φ je določen v nacionalnem dodatku Evrokoda 8-1 (SIST EN 1998-1:2005/A101, 2006) in za spremenljive vplive kategorije A za vrhno etažo – streho – znaša 1,0 in za neodvisno zasedene etaže 0,5.

3.4.2 Masni vztrajnostni moment

Masni vztrajnostni moment m_{ei} se določi po enačbah (3.8) in (3.9) (Fajfar, 1984):

$$m_{ei} = m_i \cdot r^2 \quad (3.8)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A}} \quad (3.9)$$

kjer so:

- m_i masa v obravnavani etaži,
- r vztrajnostni polmer,
- I_x vztrajnostni moment etaže okoli x osi,
- I_y vztrajnostni moment etaže okoli y osi,
- A površina etaže.

3.5 Celotna potresna sila

Celotno potresno silo določimo kot produkt mase sistema in spektralnega pospeška po enačbi (3.10), ki jo podaja Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005).

$$F_{d,b} = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.10)$$

Oznake v enačbi (3.10) imajo naslednji pomen:

$F_{d,b}$ projektna potresna sila,

$S_d(T_1)$ ordinata projektne spektra odziva pospeškov pri nihajnem času T_1 ,

T_1 osnovni nihajni čas konstrukcije v obravnavani smeri,

m celotna masa konstrukcije nad temelji oziroma nad togo kletjo,

λ korekcijski faktor za maso, katerega vrednost znaša $\lambda = 0,85$, če ima konstrukcija več kot dve nadstropji in velja $T_1 \leq 2 \cdot T_C$, sicer upoštevamo, da je $\lambda = 1$.

3.6 Kombinacije potresnih vplivov

Potres predstavlja prostorsko gibanje tal, zato je potrebno upoštevati morebitno sočasno delovanje potresnega vpliva v obeh vodoravnih smereh. Pri tem nastale obremenitve upoštevamo s kombinacijami potresnih vplivov v obeh smereh delovanja, ki jih predpisuje Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) s spodnjima izrazoma:

$$E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy} \quad (3.11)$$

$$0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (3.12)$$

kjer sta:

E_{Edx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresa v x smeri,

E_{Edy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresa v y smeri.

3.7 Slučajna ekscentričnost

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti, je potrebno zaradi negotovosti, ki jo povzročata prostorsko potresno gibanje in položaj mas, upoštevati tudi dodatno ekscentričnost e_{ai} . Dodatna ekscentričnost zajema neenakomerno razporeditev predelnih sten, koristne obtežbe ali prostorsko spreminjanje lege mas po konstrukciji med potresom. To upoštevamo tako, da v vsaki etaži masno težišče premaknemo iz nazivne lege za slučajno ekscentričnost v vsaki smeri, ki ustreza petim odstotkom tlorisne dimenzije v obeh smereh (Tomažević, 2009). Vpliv slučajne torzije se pri analizi prostorskega modela konstrukcije po Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) določi kot ovojnica rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti M_{ai} . Slučajno ekscentričnost lahko upoštevamo s pomočjo programa, v katerem konstrukcijo prostorsko modeliramo, in sicer tako, da v programu upoštevamo ekscentričnost, ki je enkrat enaka $+0,05$ in drugič $-0,05$, ter na podlagi dobljenih rezultatov določimo najneugodnejšo izmed kombinacij pri upoštevanju različno predznačenih ekscentričnosti.

4 NOSILNOST NEPOVEZANEGA ZIDOVJA

4.1 Mehanske lastnosti zidovja

Nosilnost zidov in zidanih konstrukcij na navpično in vodoravno obtežbo preverjamo na podlagi mehanskih lastnosti zidovja kot homogenega konstrukcijskega materiala in ne na podlagi mehanskih lastnosti posameznih materialov, ki ga sestavljajo (Tomaževič, 2009). Evrokod 8-1 v nacionalnem dodatku (SIST EN 1998-1:2005/A101, 2006) predpisuje, da mora na potresno aktivnih območjih tlačna trdnost opečnih zidakov znašati vsaj $f_{b,min} = 10$ MPa, malte pa $f_{m,min} = 5$ MPa. Materialne karakteristike zidu, kot so karakteristična tlačna trdnost f_k , karakteristična natezna trdnost f_{tk} , karakteristična strižna trdnost f_{vk} , elastični modul E in strižni modul G , lahko določimo eksperimentalno ali na podlagi enačb, ki jih podaja Evrokod 6-1 (SIST EN 1996-1, 2006). Tomaževič (2009) je na podlagi eksperimentalnih raziskav ugotovil, da so nekateri izrazi Evrokoda 6-1 (SIST EN 1996-1-1, 2006) za določanje materialnih karakteristik zidovja neustrezni. To velja za določitev elastičnega modula E in strižnega modula G . Pri določanju elastičnega modula je na podlagi tlačne preiskave ugotovil, da dejanske vrednosti odstopajo od tistih, ki so dobljene po izrazu iz Evrokoda 6-1 (SIST EN 1996-1-1, 2006). Ravno tako je dokazal neustreznost uporabe izraza po Evrokodu 6-1 (SIST EN 1996-1-1, 2006) za določanje strižnega modula, saj komentira, da je zidovje nehomogen in neizotropen material, zaradi česar se ne more uporabljati izrazov, ki veljajo za elastične, homogene in izotropne materiale. Poleg tega pa Tomaževič (2009) v svoji knjigi podaja tudi izraz, na podlagi katerega lahko določimo karakteristično natezno trdnost, saj z njo razložimo strižno porušitev z nastankom diagonalnih razpok, ki jo Evrokod 6-1 (SIST EN 1996-1-1, 2006) ne definira, in je predstavljen v poglavju 4.2.2. Projektne vrednosti materialnih karakteristik dobimo z upoštevanjem materialnega varnostnega faktorja γ_M (Tomaževič, 2009).

Ker v nadaljevanju analiziramo potresno odpornost obstoječega objekta in nas zanima dejansko obnašanje konstrukcije med potresom, ne upoštevamo karakterističnih trdnosti materiala, temveč upoštevamo izbrane srednje vrednosti, dobljene na podlagi preiskav. Srednje vrednosti mehanskih lastnosti materiala smo določili iz preiskav prof. dr. Bosiljkova (Bosiljkov in sod., 2004), ki jih Tomaževič (2009) predstavlja v svoji knjigi in veljajo za podoben tip zidovja kot v našem primeru.

4.1.1 Varnostni faktor za material

Projektne vrednosti materialnih karakteristik zidovja dobimo z upoštevanjem materialnega varnostnega faktorja γ_M , ki upošteva možnost, da predvidena karakteristična vrednost v resnici ne bo dosežena. Vzrok za to so napake v materialih in pri postopkih izdelave (Tomaževič, 2009).

Evrokod 6-1 (SIST EN 1996-1-1, 2006) priporoča vrednosti delnega varnostnega faktorja γ_M , s katerim zmanjšamo karakteristične trdnosti materialov. Delni varnostni faktor je odvisen od materiala, iz katerega je zidovje sezidano, ter od stopnje nadzora gradnje (razred 1–5). Te vrednosti so za zidane konstrukcije zelo velike, zato nam Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005) dopušča, da jih zmanjšamo za eno tretjino, vendar pa mora veljati, da je vrednost varnostnega faktorja večja ali enaka 1,5. V primeru, da preverjamo potresno odpornost že obstoječih konstrukcij, je potrebno upoštevati tudi faktor zaupanja CF_{KLi} , ki ga podaja Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). S tem faktorjem je opisana stopnja poznavanja konstrukcije in za primer, ko na terenu ne izvedemo nobenih preiskav materialov, Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) njegovo vrednost predpisuje s $CF_{KLi} = 1,35$. Materialni varnostni faktor γ_M tako dobimo po izrazu (4.1):

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \cdot \gamma_M \cdot CF_{KLi} \geq 1,5 \quad (4.1)$$

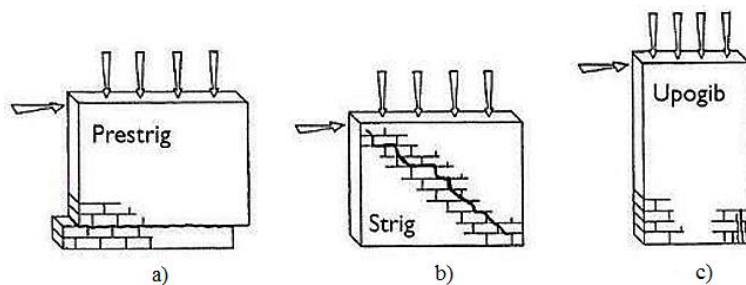
Za naš primer, ko analiziramo že obstoječ objekt in ne upoštevamo karakterističnih trdnosti materiala, temveč izbrane srednje vrednosti, smo njihove projektne vrednosti dobili tako, da smo jih zmanjšali le s faktorjem zaupanja, ki upošteva stopnjo poznavanja konstrukcije. Varnostni faktor se v tem primeru glasi $\gamma_M = CF_{KLi}$.

4.2 Mehanizmi porušitve

Med potresom je konstrukcija izpostavljena izmeničnemu delovanju vodoravnih vztrajnostnih sil, ki povzročijo, da konstrukcija niha z amplitudami izven linearnega področja obnašanja zidovja. Potresne sile zidove dodatno upogibno in strižno obremenijo. V primeru, da konstrukcijski elementi niso dimenzionirani tako, da so sposobni sipati energijo in prevzeti neelastične deformacije, se med potresom hudo poškodujejo. Potresne sile lahko v najhujšem primeru povzročijo tudi porušitev konstrukcije. Zidovje tlačne napetosti dobro prenaša, kritične so strižne in natezne napetosti. Običajno odpornost zidov preverjamo le na vodoravne potresne sile, ki delujejo v njihovi ravnini. Način porušitve zidu je odvisen od njegove geometrije, mehanskih lastnosti in pogojev vpetosti na podprtih robovih. Poleg tega na način porušitve vpliva tudi razmerje med navpično in vodoravno obtežbo ter smer delovanja le-te (Tomažević, 2009).

Na podlagi analiz so definirani trije mehanizmi porušitve:

- strižna porušitev zaradi prestriga z zdrsom (slika 7a),
- strižna porušitev zaradi nastanka diagonalnih razpok (slika 7b),
- upogibna porušitev (slika 7c) (Tomažević, 2009).



Slika 7: Mehanizmi porušitve pri potresni obtežbi: a) zdrs, b) diagonalne razpoke, c) upogib (Tomažević, 2009)

4.2.1 Strižna nosilnost nepovezanega zidovja – porušitev z zdrsom

V primeru majhnih navpičnih obremenitev in slabe kvalitete malte se zid prestriže na dva dela, pri čemer zgornji del zidu zdrsne po eni od naležnih reg. Običajno pride do zdrsa v zgornjem delu konstrukcije, saj so tam navpične obremenitve najmanjše, pospeški zaradi potresa pa največji. Nasprotje temu je pritličje, kjer imamo največje tlačne napetosti, zato v realnosti v tem delu konstrukcije do zdrsa ne pride. Ker se strižna odpornost zaradi lastne teže zidu po višini spreminja, jo običajno računamo na sredini obravnavanega elementa. Splošno velja, da je strižna odpornost zidu odvisna od tlačnih napetosti. Pri prestrižnem mehanizmu je kritični parameter, ki določa strižno odpornost nearmiranega zidu, strižna trdnost zidovja (Tomažević, 2009). Evrokod 6-1 (SIST EN 1996-1-1, 2006) podaja enačbo (4.2), na podlagi katere lahko določimo projektno strižno odpornost nearmiranega zidu $R_{ds,w}$:

$$R_{ds,w} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c \quad (4.2)$$

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b \quad (4.3)$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_w} \quad (4.4)$$

$$A_w = t \cdot l \quad (4.5)$$

kjer so:

f_{vk} karakteristična strižna trdnost,

γ_M varnostni faktor za material,

t debelina zidu,

l_c dolžina tlačnega dela zidu,

f_{vk0} karakteristična začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti,

σ_d projektna tlačna napetost v smeri, pravokotni na strižno silo,

N_d projektna osna sila, ki deluje na zid,

A_w površina prečnega prereza zidu,

l dolžina zidu.

Dolžina tlačnega dela prereza se v primeru, da je ekscentričnost osne sile večja od 1/6 dolžine zidu, določi po enačbi (4.6) iz Evrokoda 6-1 (SIST EN 1996-1-1, 2006), sicer velja, da je dolžina tlačnega dela zidu kar enaka dolžini zidu.

$$l_c = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - e \right) = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{F_d \cdot h_{eff}}{N_d} \right) \quad (4.6)$$

Oznake v zgornji enačbi pomenijo:

e ekscentričnost osne sile,

l dolžina zidu,

h_{eff} efektivna višina zidu,

F_d projektna potresna sila, ki deluje na zid.

Pri računu lahko razmerje med višino in širino zidu pripelje do negativnih vrednosti strižne nosilnosti zidu, kar pa v realnosti ni mogoče. V tem primeru se moramo računa lotiti na iterativen način, pri čemer upoštevamo, da je merodajna strižna odpornost enaka potresni sili, ki deluje na obravnavan element.

4.2.2 Strižna nosilnost nepovezanega zidovja – diagonalne razpoke

Analize kažejo, da je prej opisana porušitev z zdrsom le redko kritična. Če je navpična obremenitev zidu v mejah normalne, je vzrok za porušitev zidu ali strig ali upogib. Do strižne porušitve pride, ko glavne natezne napetosti, ki nastanejo zaradi hkratnega delovanja navpičnih in vodoravnih sil, presežejo natezno trdnost zidovja. Posledica tega so poševne razpoke, ki potekajo po naležnih in navpičnih regah ali po zidakih, lahko pa tudi deloma po regah in deloma po zidakih. Porušitev zaradi natega v diagonalni smeri predstavlja najbolj pogost mehanizem porušitve (Tomažević, 2009). Projektno strižno odpornost narmiranega zidu $R_{ds,w,diag.}$, pri kateri je kritični parameter natezna trdnost, določimo po enačbi (4.7), ki jo podaja Tomažević (2009), in v Evrokod standardih ni definirana:

$$R_{ds,w,diag.} = A_w \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_M} \cdot \frac{1}{b} \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_M}{f_{tk}} \cdot \sigma_d + 1 \right)} \quad (4.7)$$

$$b = \begin{cases} 1,5 & \text{če je } \frac{h}{l} > 1,5 \\ 1,1 & \text{če je } \frac{h}{l} < 0,7 \\ \text{sicer linearna interpolacija} & \end{cases} \quad (4.8)$$

kjer so:

- A_w površina prečnega prereza zidu,
 f_{tk} karakteristična natezna trdnost zidovja,
 γ_M varnostni faktor za material,
 σ_d projektna tlačna napetost v smeri, pravokotni na strižno silo,
 b faktor, ki upošteva vpliv geometrije zidu in dejansko razmerje med navpično in vodoravno silo pri poružitvi.

4.2.3 Upogibna nosilnost nepovezanega zidovja

Upogibna porušitev je posledica drobljenja zidakov na tlačnih robovih zidu. Do take porušitve pride zaradi majhnega razmerja med natezno (strižno) in tlačno trdnostjo, prav tako pa tudi zaradi majhnega razmerja med upogibnimi momenti in strigom. V praksi se ta porušni mehanizem pojavi zelo redko. Nastanek vodoravne razpoke na natezni strani prereza zidu definira izčrpanost natezne nosilnosti zidovja in ne upogibne porušitve. Z nastankom le-te odpornost zidu še ni dosežena. Pri naraščanju vsiljenih pomikov se razpoka veča, efektivna tlačna površina prereza zidu pa se manjša. Kljub večanju razpoke se veča tudi odpornost na vodoravno obtežbo, in sicer vse do trenutka, ko tlačne napetosti ob vogalu ne dosežejo tlačne trdnosti. V primeru, da bi v osrednjem delu nastale poševne razpoke, se zid poruši zaradi striga in ne zaradi upogiba, kljub drobljenju zidakov v tlačnih območjih. Evrokod 6-1 (SIST EN 1996-1-1, 2006) ne definira preverjanja upogibne odpornosti nearmiranega zidu pri hkratnem delovanju navpične in vodoravne obtežbe, vendar pa z upoštevanjem, da je obnašanje zidovja pri tlaku podobno obnašanju betona, le-to lahko preverimo (Tomaževič, 2009). Projektno upogibno odpornost zidu $R_{df,w}$ določimo po enačbi (4.9), ki jo podaja Tomaževič (2009):

$$R_{df,w} = \frac{M_{du,w}}{\alpha \cdot h} \quad (4.9)$$

$$M_{du,w} = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_M}{0,85 \cdot f_k} \cdot \sigma_d\right) \quad (4.10)$$

kjer so:

- $M_{du,w}$ projektna vrednost mejnega upogibnega momenta,
 α koeficient, ki določa položaj ničelne momentne točke in zavzema vrednost 0,5 pri obojestransko vpetem zidu in vrednost 1,0 pri konzolnem zidu,
 h višina zidu,
 σ_d projektna tlačna napetost v zidu,
 t debelina zidu,
 l dolžina zidu,

γ_M varnostni faktor za material,
 f_k karakteristična tlačna trdnost zidu.

4.3 Potresna odpornost

Potresno odpornost preverjamo za vsak konstrukcijski element posebej in za konstrukcijo kot celoto. Pri preverjanju potresne odpornosti posameznih zidov mora biti izpolnjen pogoj nosilnosti, prikazan z enačbo (4.11). Merodajna nosilnost je določena kot najmanjša izmed nosilnosti, ki so opisane v zgornjih poglavjih 4.2.1, 4.2.2 in 4.2.3 (4.12).

$$E_d \leq R_d \quad (4.11)$$

$$R_d = \min(R_{ds,w}, R_{ds,w,diag.}, R_{df,w}) \quad (4.12)$$

Pomen izrazov v zgornjih enačbah:

E_d projektna vrednost vpliva obtežbe,

R_d projektna odpornost obravnavanega konstrukcijskega elementa.

Preverjanje potresne odpornosti konstrukcije kot celote temelji na dveh faktorjih, in sicer na projektnem koeficientu potresne odpornosti SRC_d in projektnem koeficientu prečne sile v pritličju BSC_d .

Projektni koeficient SRC_d predstavlja razmerje med projektno odpornostjo konstrukcije R_d , ki jo določa vsota odpornosti vseh zidov etaže v obravnavani smeri, in teži konstrukcije nad obravnavano etažo W .

$$SRC_d = \frac{R_d}{W} \quad (4.13)$$

Projektna prečna sila v pritličju je izražena z brezdimenzijskim faktorjem BSC_d . Ta definira razmerje med projektno prečno silo v pritličju $F_{d,b}$ in težo stavbe nad pritličjem W .

$$BSC_d = \frac{F_{d,b}}{W} \quad (4.14)$$

Konstrukcija kot celota se izkaže za potresno odporno v primeru, da izpolni kriterije standarda, ki zahtevajo, da mora biti projektni koeficient potresne odpornosti SRC_d večji od projektnega koeficienta prečne sile v pritličju BSC_d (Tomaževič, 2009).

$$SRC_d \geq BSC_d \quad (4.15)$$

5 PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE HIŠE

V računskem delu diplomske naloge je izvedena analiza potresne odpornosti enodružinske zidane hiše na podlagi izrazov in enačb, ki so opisani v prejšnjih poglavjih. Potresno odpornost hiše smo preverili po metodi s horizontalnimi silami. Pri analizi smo uporabili programsko orodje SAP2000, v katerem smo modelirali pritličje hiše s ploskovnimi in linijskimi elementi. Izračune smo izvedli s pomočjo programa Microsoft Excel, pomagali pa smo si tudi s programom AutoCAD, s katerim smo določili potrebne geometrijske vrednosti.

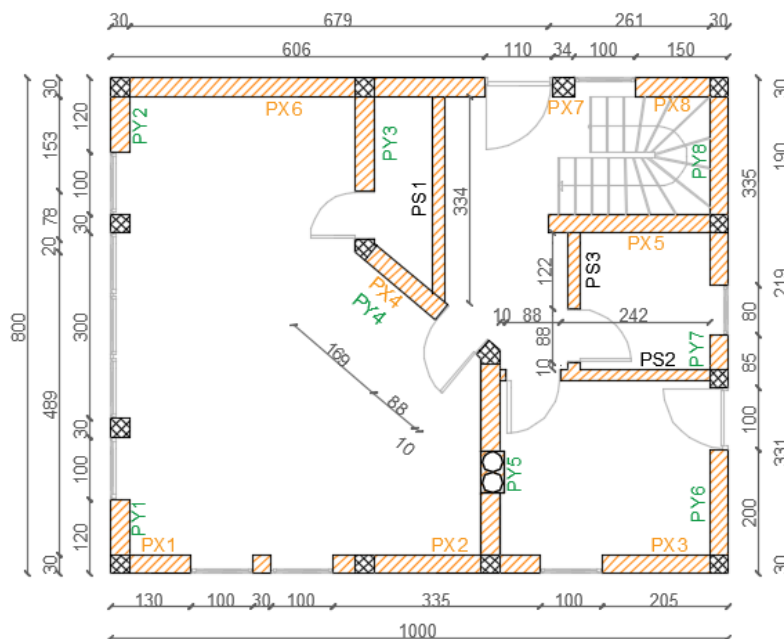
5.1 Opis objekta

Obravnavana enodružinska hiša se nahaja na območju Novega mesta, in sicer natančneje v vasi Dolž. Gre za novogradnjo, zgrajeno leta 2014. Hiša ima pritličje in mansardo z dokaj enakomerno razporejenimi zidovi. Načrt hiše je tipski, projektiran za izvedbo z Ytong termo bloki debeline 40 cm, vendar so tako nosilne kot predelne stene sezidane iz opeke dimenzij 29 cm/19 cm/19 cm, pri čemer debelina nosilnih sten znaša 29 cm, predelnih pa 19 cm. V mansardi je poleg opečnih nosilnih sten tudi daljši armirano-betonski T steber. Plošča nad pritličjem in plošča nad mansardo sta narejeni iz 16 cm debelega armiranega betona. Lesena strešna konstrukcija je v naklonu 40° in je prekrita z opečno strešno kritino. Tlorisne dimenzije hiše znašajo 10,0 m × 8,0 m, etažna višina pa 2,85 m. Stene so v vogalih in na nivoju plošče povezane z navpičnimi in vodoravnimi vezmi, kar v analizi upoštevamo s faktorjem obnašanja q , vendar pa pri določanju nosilnosti upoštevamo izraze za nepovezane zidovje.

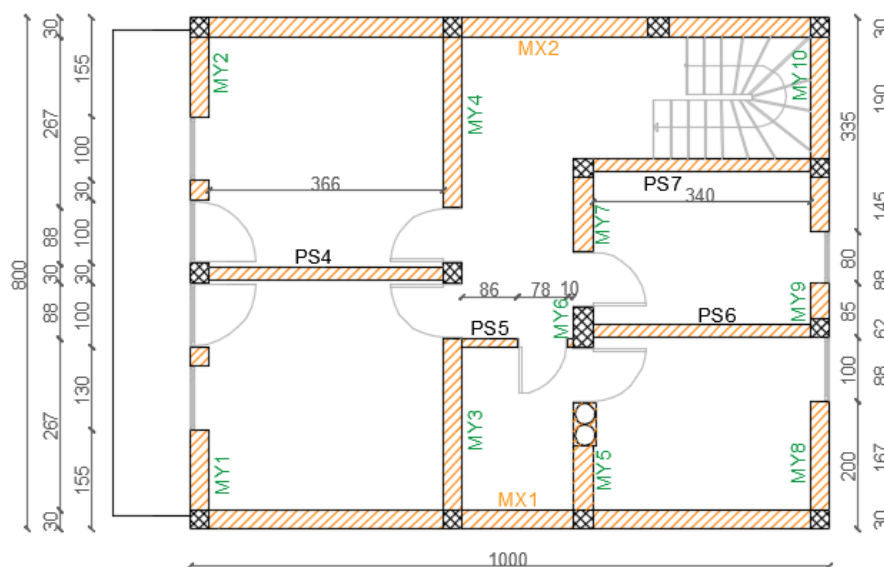


Slika 8: Obravnavana enodružinska hiša

Tloris pritličja in tloris mansarde prikazujeta sliki 9 in 10. Sliki prikazujeta tudi oznake posameznih zidov z dvema črkama in številko, kjer prva črka P pomeni, da se zid nahaja v pritličju etaže oziroma M, da se nahaja v mansardi, druga črka X ali Y označuje, v kateri smeri je zid pozicioniran, številka pa določa, za katerega izmed zidov gre. Takšno označevanje zidov velja tekom celotne diplomske naloge.



Slika 9: Tloris pritličja



Slika 10: Tloris mansarde

5.2 Material in varnostni faktor za material

Kot smo že omenili v poglavju 4.1, smo pri potresni analizi obravnavanega obstoječega objekta upoštevali srednje vrednosti mehanskih lastnosti zidovja, ki so dobljene na podlagi preiskav prof. dr. Bosiljkova (Bosiljkov in sod., 2004). Za zmanjšanje izbranih srednjih vrednosti smo kot varnostni faktor upoštevali le faktor zaupanja, ki ustreza omejenemu poznavanju konstrukcije, saj na terenu nismo izvedli nobenih preiskav. Faktor zaupanja je v tem primeru enak $CF_{KL1} = 1,35$. Izbrane srednje vrednosti mehanskih lastnosti zidovja so prikazane v preglednici 1.

Preglednica 1: Izbrane srednje vrednosti mehanskih lastnosti obravnavanega zidovja

f_b [MPa]	f_m [MPa]	f_k [MPa]	f_{tk} [MPa]	f_{vko} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]
14,6	5,9	4,5	0,18	0,16	5448	559

5.3 Obtežba

Na konstrukcijo deluje obtežba v navpični in vodoravni smeri. Navpično obtežbo predstavljajo stalni in spremenljivi vplivi, vodoravno obtežbo pa predstavljajo potresne sile. Stalno obtežbo določimo za posamezne konstrukcijske sklope, medtem ko spremenljivo obtežbo določimo na podlagi vrednosti, podanih v Evrokodu 1 (SIST EN 1991-1-1, 2004).

5.3.1 Stalna obtežba

Stalna obtežba je tista obtežba, ki deluje na konstrukcijo skozi njeno celotno življenjsko dobo in se s časom in prostorom zanemarljivo malo spreminja. V spodnjih preglednicah so prikazani sloji, ki sestavljajo vsak posamezni konstrukcijski sklop, in njihove lastne teže. V preglednici 2 je prikazan konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem, v preglednici 3 konstrukcijski sklop balkona, v preglednici 4 konstrukcijski sklop stopnic, v preglednici 5 konstrukcijski sklop stropa nad mansardo in v preglednici 6 konstrukcijski sklop strehe. V analizi smo upoštevali vse ploskovne obtežbe omenjenih konstrukcijskih sklopov.

Preglednica 2: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem

Material	Debelina d [m]	Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Lastna teža g [kN/m ²]
Parket	0,01	7	0,07
Mikroarmiran cementni estrih	0,06	24	1,44
Sistemska plošča (talno gretje)	0,06	0,3	0,02
TI-EPS	0,02	0,3	0,01
AB plošča	0,16	25	4,00
Omet	0,01	18	0,18
Mavčno kartonska plošča	0,013	7,2	0,09
$\sum g_{strop\ nad\ pritličjem} =$			5,8

Preglednica 3: Konstrukcijski sklop balkona

Material	Debelina d [m]	Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Lastna teža g [kN/m ²]
Keramične ploščice	0,01	16	0,16
Mikroarmiran cementni estrih	0,06	24	1,44
AB plošča	0,16	25	4,00
Omet	0,01	18	0,18
$\sum g_{strop\ nad\ pritličjem} =$			5,8

Preglednica 4: Konstruktivski sklop stopnic (naklon = 30°)

Material	Debelina d [m]	Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Lastna teža g [kN/m ²]
Kamnita obloga	0,02	28	0,91
AB stopnice dimenzij 27/17,9 cm	/	25	2,24
AB rama	0,16	25	4,62
Omet	0,01	18	0,21
$\sum g_{\text{strop nad mansardo}} =$			8,0

Preglednica 5: Konstruktivski sklop stropa nad mansardo

Material	Debelina d [m]	Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Lastna teža g [kN/m ²]
Škarje dimenzij 8/16 cm na 91 cm	/	4,2	0,06
Celulozna izolacija	0,16	0,4	0,06
Celulozna izolacija	0,14	0,4	0,06
Mavčno kartonska plošča	0,013	7,2	0,09
$\sum g_{\text{strop nad mansardo}} =$			0,3

Preglednica 6: Konstruktivski sklop strehe (naklon = 40°)

Material	Debelina d [m]	Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Lastna teža g [kN/m ²]
Opečna kritina: 3,7 kg/kos, 11 kos/m ²	/	/	0,52
Prečne late dimenzij 5/5 cm na 45 cm	/	4,2	0,03
Vzdolžne late dimenzij 5/8 cm na 91 cm	/	4,2	0,02
Celulozna izolacija	0,16	0,4	0,08
Špirovec dimenzij 10/16 na 91 cm	/	4,2	0,10
Celulozna izolacija	0,14	0,4	0,07
Mavčno kartonska plošča	0,013	7,2	0,12
Vmesna lega dimenzij 20/24 cm na 275 cm	/	4,2	0,07
Kapna lega dimenzij 16/20 na 755 cm	/	4,2	0,02
$\sum g_{\text{streha}} =$			1,0

5.3.1.1 Prostorninska teža zidov

Prostorninsko težo nosilnih in predelnih sten smo določili na podlagi količin in dimenzij uporabljenih materialov. Kot smo omenili že prej, so nosilne stene debeline 29 cm, predelne pa 19 cm. Za opečne zidove smo uporabili zidake dimenzij 29 cm/19 cm/19 cm. V mansardi ima ena izmed predelnih sten debelino 11,5 cm in je sezidana iz opečnega pregradnega bloka dimenzij 50 cm/11,5 cm/19 cm. Za posamezno debelino opečnega zidu smo določili, koliko opeke in malte porabimo za 1 m² le-tega. Predpostavili smo, da je debelina tako naležnih kot navpičnih reg 1 cm. Za zid debeline 29 cm smo iz kataloga proizvajalca opeke Wienerberger (2015) povzeli, da za 1 m² zidu porabimo 25 kosov opeke, za zid debeline 19 cm pa 16,7 kosov. Poleg tega smo iz kataloga povzeli tudi maso zidaka, ki za en zidak znaša 8,2 kg. Za predelno steno debeline 11,5 cm znaša masa zidaka 7,2 kg in za 1 m² zidu porabimo 10 kosov opeke (Wienerberger, 2015). Izračunali smo, da količina porabljene malte v 1 m² 29 cm

debelega zidu znaša $0,028 \text{ m}^3$, za 19 cm debel zid $0,015 \text{ m}^3$ in za 11,5 cm debel zid $0,007 \text{ m}^3$. Upoštevali smo, da je prostorninska teža malte enaka 20 kN/m^3 . V izračun smo zajeli tudi omet v skupni debelini 4 cm s prostorninsko težo 18 kN/m^3 .

Prostorninska teža opečnih nosilnih sten debeline 29 cm:

$$\gamma_{29} = \frac{8,2 \frac{\text{kg}}{\text{kos}} \cdot 25 \frac{\text{kos}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,028 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,04 \text{ m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0,29 \text{ m}} = 11,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (5.1)$$

Prostorninska teža opečnih predelnih sten debeline 19 cm:

$$\gamma_{19} = \frac{8,2 \frac{\text{kg}}{\text{kos}} \cdot 16,7 \frac{\text{kos}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,015 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,04 \text{ m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0,19 \text{ m}} = 12,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (5.2)$$

Prostorninska teža opečne predelne stene debeline 11,5 cm:

$$\gamma_{11,5} = \frac{7,2 \frac{\text{kg}}{\text{kos}} \cdot 10 \frac{\text{kos}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,007 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,04 \text{ m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0,115 \text{ m}} = 13,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (5.3)$$

5.3.2 Spremenljiva obtežba

V primeru projektnega potresa standard predvideva majhno verjetnost, da bo na konstrukcijo istočasno delovala spremenljiva obtežba v svoji polni vrednosti, zato pri potresu vpliva snega in vetra ni potrebno upoštevati. Pri izračunu smo skladno z Evrokodom 1 (SIST EN 1991-1-1, 2004) za strop nad pritličjem uporabili vrednost spremenljive obtežbe $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$, za balkon in stopnice pa $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$. Ker strop nad mansardo ni pohoden, tam spremenljive obtežbe nismo upoštevali.

5.3.3 Potresna obtežba

Potresna obtežba predstavlja vodoravno obremenitev konstrukcije. Za lokacijo, na kateri je hiša postavljena, smo privzeli naslednje parametre, ki le-to definirajo:

- tip tal B,
- objekt spada v II. kategorijo pomembnosti (običajne stavbe) – $\gamma_I = 1,0$,
- $a_g = 0,175 \cdot g$ – projektni pospešek tal,
- $q = 2,0$ – faktor obnašanja.

5.4 Masa in masni vztrajnostni moment

5.4.1 Masa

Pri računu mase celotne hiše smo najprej izračunali mase posameznih vodoravnih konstrukcijskih sklopov in mase zidov ter jih nato skupaj sešteli. Ker ima hiša pritličje in mansardo, smo upoštevali, da pri potresu sodeluje celotna površina zidov v mansardi in polovična višina zidov v pritličju. Predpostavili smo, da spodnja polovica zidov v pritličju med nastankom potresa ne sodeluje, ker se prenese neposredno v temelje. Predelnih sten v pritličju pri računu mase nismo upoštevali. Vplivne površine zidov smo določili s pomočjo programa AutoCAD, pri čemer smo zajeli tudi površino preklad in parapetov, kar je prikazano na sliki 11. Za reduciranje spremenljive obtežbe smo upoštevali vrednosti faktorjev $\varphi = 0,5$, in $\psi_2 = 0,3$.

Masa stropa nad pritličjem

$$\begin{aligned} m_{stropa,P} &= \frac{g_{stropa,P} \cdot A_{stropa,P} + \varphi \cdot \psi_2 \cdot q_{stropa,P} \cdot A_{stropa,P}}{g} = \\ &= \frac{5,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 75,8 \text{ m}^2 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 75,8 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 47 \text{ t} \end{aligned} \quad (5.4)$$

Masa balkona

$$\begin{aligned} m_{balkona} &= \frac{g_{balkona} \cdot A_{balkona} + \varphi \cdot \psi_2 \cdot q_{balkona} \cdot A_{balkona}}{g} = \\ &= \frac{5,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 9,1 \text{ m}^2 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 9,1 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 6 \text{ t} \end{aligned} \quad (5.5)$$

Masa stopnic

$$\begin{aligned} m_{stopnic} &= \frac{g_{stopnic} \cdot A_{stopnic} + \varphi \cdot \psi_2 \cdot q_{stopnic} \cdot A_{stopnic}}{g} = \\ &= \frac{8,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 4,2 \text{ m}^2 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 4,2 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 4 \text{ t} \end{aligned} \quad (5.6)$$

Masa stropa nad mansardo

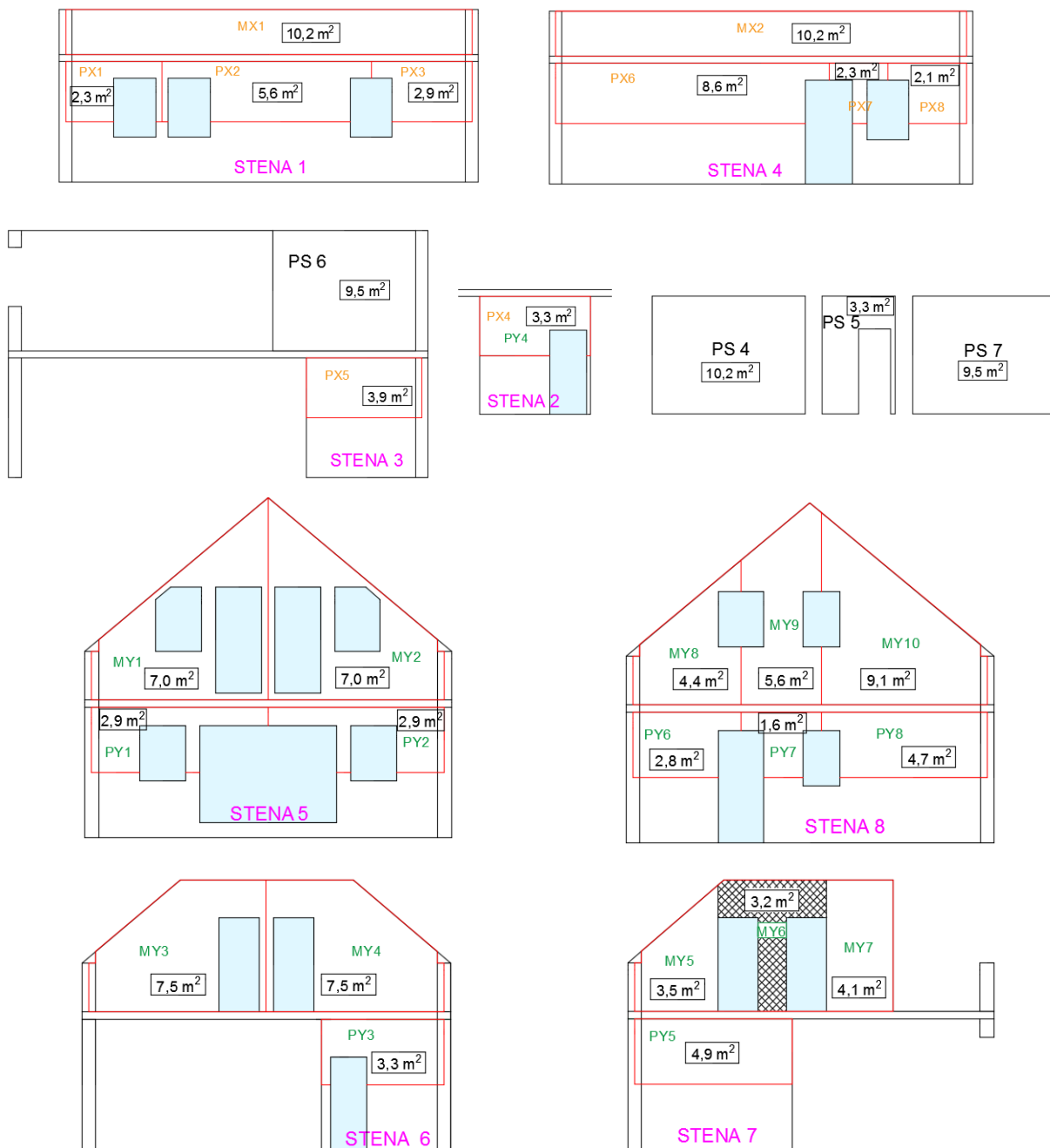
$$m_{stropa,M} = \frac{g_{stropa,M} \cdot A_{stropa,M}}{g} = \frac{0,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 37,4 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 1 \text{ t} \quad (5.7)$$

Masa strehe

$$m_{strehe} = \frac{g_{strehe} \cdot A_{strehe}}{g} = \frac{1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 115,4 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 12 \text{ t} \quad (5.8)$$

Masa zidov

$$m_{zid,i} = \frac{A_{zid,i} \cdot d_{zid,i} \cdot \gamma_{zid,i}}{g} \quad (5.9)$$



Slika 11: Vplivne površine nosilnih in predelnih zidov za določitev mase

Maso posameznega zidu smo računali po prej zapisani enačbi za maso zidov (5.9), v kateri smo upoštevali za vsak zid posebej njegovo vplivno površino, debelino in prostorninsko težo. Vse potrebne vrednosti za izračun so prikazane v spodnjih preglednicah. Preglednice prikazujejo tudi izračunane mase posameznih zidov ter skupno maso zidov v obravnavani smeri za vsako etažo posebej. Preglednica 7 prikazuje izračun mas nosilnih zidov v pritličju, preglednica 8 pa zidov v mansardi. V preglednici 9 so zajeti enaki podatki kot v preglednicah 7 in 8, le da se ti nanašajo na mansardne predelne stene.

Preglednica 7: Masa nosilnih zidov v pritličju v x smeri in y smeri

Oznaka	A [m ²]	d [m]	γ [kN/m ³]	m [t]	Oznaka	A [m ²]	d [m]	γ [kN/m ³]	m [t]	
PX1	2,3	0,3	11,3	0,8	PY1	2,9	0,3	11,3	1,0	
PX2	5,6	0,3	11,3	1,9	PY2	2,9	0,3	11,3	1,0	
PX3	2,9	0,3	11,3	1,0	PY3	3,3	0,3	11,3	1,1	
PX4-PY4	3,3	0,3	11,3	1,1	PY5	4,9	0,3	11,3	1,7	
PX5	3,9	0,3	11,3	1,3	PY6	2,8	0,3	11,3	1,0	
PX6	8,6	0,3	11,3	3,0	PY7	1,6	0,3	11,3	0,6	
PX7	0,9	0,3	11,3	0,3	PY8	4,7	0,3	11,3	1,6	
PX8	2,1	0,3	11,3	0,7					$\sum m_{pritličje,y} =$	8
				$\sum m_{pritličje,x} =$						10

Celotno maso zidov v pritličju smo določili kot vsoto mas zidov pritličja, nosilnih v x smeri in y smeri.

$$m_{zidov\ v\ pritličju} = \sum m_{pritličje,x} + \sum m_{pritličje,y} = 10\ t + 8\ t = 18\ t \quad (5.10)$$

Preglednica 8: Masa nosilnih zidov v mansardi v x smeri in y smeri

Oznaka	A [m ²]	d [m]	γ [kN/m ³]	m [t]	Oznaka	A [m ²]	d [m]	γ [kN/m ³]	m [t]	
MX1	10,2	0,3	11,3	3,5	MY1	7,0	0,3	11,3	2,4	
MX2	10,2	0,3	11,3	3,5	MY2	7,0	0,3	11,3	2,4	
				$\sum m_{mansarda,x} =$	7	MY3	7,5	0,3	11,3	2,6
					MY4	7,5	0,3	11,3	2,6	
					MY5	3,5	0,3	11,3	1,2	
					MY6	3,2	0,3	25,0	2,4	
					MY7	4,1	0,3	11,3	1,4	
					MY8	4,4	0,3	11,3	1,5	
					MY9	5,6	0,3	11,3	1,9	
					MY10	9,1	0,3	11,3	3,1	
									$\sum m_{mansarda,y} =$	22

Celotno maso zidov v mansardi smo določili podobno kot za zidove v pritličju.

$$m_{zidov\ v\ mansardi} = \sum m_{mansarda,x} + \sum m_{mansarda,y} = 7\ t + 22\ t = 29\ t \quad (5.11)$$

Preglednica 9: Masa predelnih sten v mansardi

Oznaka	A [m ²]	d [m]	γ [kN/m ³]	m [t]
PS4	10,2	0,2	12,4	2,6
PS5	3,3	0,115	13,6	0,5
PS6	9,5	0,2	12,4	2,4
PS7	9,5	0,2	12,4	2,4
$\sum m_{\text{predelnih sten, mansarda}} =$				8

Masa predelnih sten v mansardi je enaka vsoti mas predelnih sten mansarde.

$$m_{\text{predelnih sten v mansardi}} = \sum m_{\text{predelnih sten, mansarda}} = 8 \text{ t} \quad (5.12)$$

Celotno maso hiše smo določili kot vsoto vseh izračunanih mas.

$$\begin{aligned} m_{\text{celotne hiše}} &= m_{\text{stropa, P}} + m_{\text{balkona}} + m_{\text{stopnic}} + m_{\text{stropa, M}} + m_{\text{strehe}} + m_{\text{zidov v pritličju}} \\ &+ m_{\text{zidov v mansardi}} + m_{\text{predelnih sten v mansardi}} = \\ &= 47 \text{ t} + 6 \text{ t} + 4 \text{ t} + 1 \text{ t} + 12 \text{ t} + 18 \text{ t} + 29 \text{ t} + 8 \text{ t} = 125 \text{ t} \end{aligned} \quad (5.13)$$

5.4.2 Masni vztrajnostni moment

Masni vztrajnostni moment smo določili kot vsoto masnega vztrajnostnega momenta plošče in masnih vztrajnostnih momentov posameznih zidov. Pri masnem vztrajnostnem momentu plošče smo upoštevali, da je v njenem težišču skoncentrirana masa, ki je enaka vsoti mas stropa nad pritličjem, balkona, stopnic, stropa nad mansardo in strehe. Upoštevali smo, da se vztrajnostni moment vrti okoli osi z, ki poteka skozi težišče plošče, kjer smo tudi predpostavili, da se nahaja masno središče etaže. Oddaljenosti težišč zidov od masnega središča etaže smo določili s pomočjo programa AutoCAD in jih prikazuje slika 12.

Masni vztrajnostni moment plošče

Masni vztrajnostni moment plošče izračunamo po sledeči enačbi:

$$J_z = m \cdot \frac{L_x^2 + L_y^2}{12} \quad (5.14)$$

pri čemer je:

m masa plošče,

L_x dolžina plošče v x smeri,

L_y dolžina plošče v y smeri.

$$\begin{aligned}
 m_{skupaj} &= m_{stropa,P} + m_{balkona} + m_{stopnic} + m_{stropa,M} + m_{strehe} = \\
 &= 47 \text{ t} + 6 \text{ t} + 4 \text{ t} + 1 \text{ t} + 12 \text{ t} = 70 \text{ t}
 \end{aligned}
 \tag{5.15}$$

$$J_{z,plošče} = m_{skupaj} \cdot \frac{L_x^2 + L_y^2}{12} = 70 \text{ t} \cdot \frac{(10 \text{ m})^2 + (8 \text{ m})^2}{12} = 957 \text{ t m}^2
 \tag{5.16}$$

Masni vztrajnostni moment zidov

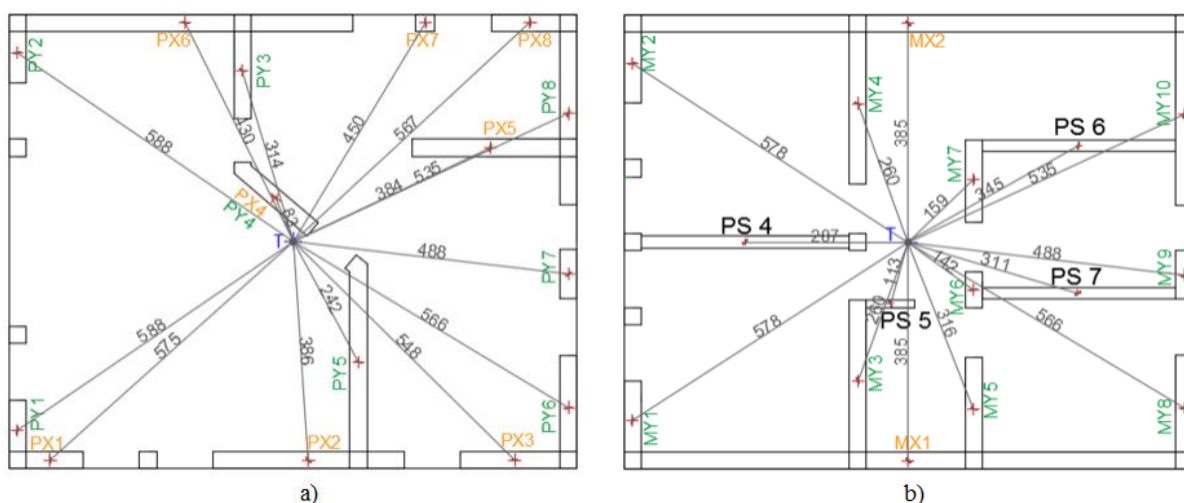
Izraz, po katerem smo izračunali masne vztrajnostne momente posameznih zidov, se glasi:

$$J_{z,zid,i} = m_{zid,i} \cdot r_{zid,i}^2
 \tag{5.17}$$

pri čemer je:

$m_{zid,i}$ masa i -tega zidu,

$r_{zid,i}$ oddaljenost masnega težišča i -tega zidu od masnega težišča etaže.



Slika 12: Oddaljenosti težišč zidov od masnega središča etaže v a) pritličju in b) mansardi

Spodnje preglednice prikazujejo mase, oddaljenosti težišč zidov od masnega središča etaže in izračunane vztrajnostne momente, ki se nanašajo na posamezen zid. Prikazan je tudi skupni masni vztrajnostni moment zidov v obravnavani smeri za vsako etažo posebej. V preglednici 10 so prikazani masni vztrajnostni momenti nosilnih zidov v pritličju, v preglednici 11 masni vztrajnostni momenti nosilnih zidov v mansardi in v preglednici 12 masni vztrajnostni momenti predelnih sten v mansardi.

Preglednica 10: Masni vztrajnostni moment nosilnih zidov v pritličju v x smeri in y smeri

Oznaka	m [t]	r [m]	J_z [t m ²]	Oznaka	m [t]	r [m]	J_z [t m ²]
PX1	0,8	5,8	26,3	PY1	1,0	5,9	34,6
PX2	1,9	3,9	28,8	PY2	1,0	5,9	34,6
PX3	1,0	5,5	30,1	PY3	1,1	3,1	11,2
PX4-PY4	1,1	0,8	0,8	PY5	1,7	2,4	9,9
PX5	1,3	3,8	19,9	PY6	1,0	5,7	31,0
PX6	3,0	4,3	54,9	PY7	0,6	4,9	13,2
PX7	0,3	4,5	6,3	PY8	1,6	5,4	46,5
PX8	0,7	5,7	23,3			$\sum J_{z,P,y} =$	181
			$\sum J_{z,P,x} =$				190

Celoten masni vztrajnostni moment zidov v pritličju smo določili kot vsoto vztrajnostnih momentov zidov pritličja, nosilnih v x smeri in y smeri.

$$J_{z,zidov\ v\ pritličju} = \sum J_{z,P,x} + \sum J_{z,P,y} = 190\ t\ m^2 + 181\ t\ m^2 = 371\ t\ m^2 \quad (5.18)$$

Preglednica 11: Masni vztrajnostni moment nosilnih zidov v mansardi v x smeri in y smeri

Oznaka	m [t]	r [m]	J_z [t m ²]	Oznaka	m [t]	r [m]	J_z [t m ²]	
MX1	3,5	3,9	52,2	MY1	2,4	5,8	80,8	
MX2	3,5	3,9	52,2	MY2	2,4	5,8	80,8	
			$\sum J_{z,M,x} =$	104	MY3	2,6	2,6	17,5
				MY4	2,6	2,6	17,5	
				MY5	1,2	3,2	12,1	
				MY6	2,4	1,4	4,9	
				MY7	1,4	1,6	3,6	
				MY8	1,5	5,7	48,7	
				MY9	1,9	4,9	46,1	
				MY10	3,1	5,4	90,0	
						$\sum J_{z,P,y} =$	402	

Celoten masni vztrajnostni moment zidov v mansardi smo določili podobno kot za zidove v pritličju.

$$J_{z,zidov\ v\ mansardi} = \sum J_{z,M,x} + \sum J_{z,M,y} = 104\ t\ m^2 + 402\ t\ m^2 = 506\ t\ m^2 \quad (5.19)$$

Preglednica 12: Masni vztrajnostni moment predelnih sten v mansardi

Oznaka	m [t]	r [m]	J_z [t m ²]	
PS4	2,6	2,9	21,2	
PS5	0,5	1,1	0,7	
PS6	2,4	3,5	28,6	
PS7	2,4	3,1	23,2	
			$\sum J_{z,predelnih\ sten,M} =$	74

Masni vztrajnostni moment predelnih sten v mansardi je enak vsoti le-teh posameznih predelnih sten.

$$J_{z,\text{predelnih sten v mansardi}} = \sum J_{z,\text{predelnih sten},M} = 74 \text{ t m}^2 \quad (5.20)$$

Skupni masni vztrajnostni moment smo določili kot vsoto vseh izračunanih vztrajnostnih momentov.

$$\begin{aligned} J_{z,\text{celotne hiše}} &= J_{z,\text{stropa nad pritličjem}} + J_{z,\text{zidov v pritličju}} + J_{z,\text{zidov v mansardi}} \\ &+ J_{z,\text{predelnih sten v mansardi}} = 957 \text{ t m}^2 + 371 \text{ t m}^2 + 506 \text{ t m}^2 + 74 \text{ t m}^2 = \\ &= 1908 \text{ t m}^2 \end{aligned} \quad (5.21)$$

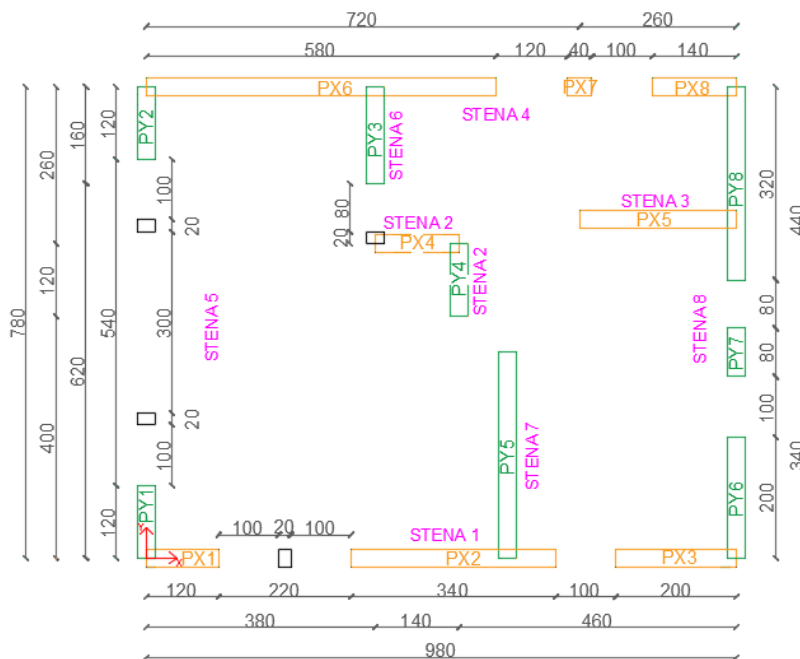
5.5 Modeliranje konstrukcije

Za modeliranje konstrukcije smo uporabili programsko orodje SAP2000. S pomočjo programa smo določili, kolikšen del potresne obtežbe odpade na posamezen zid ter osno obremenitev posameznih zidov. V analizi smo upoštevali le pritlično etažo hiše. Modelirali smo jo z dvema modeloma, pri enem smo zidove modelirali s ploskovnimi elementi, pri drugem pa z linijskimi. Pri obeh modelih smo zidove spodaj polno vpeli, na vrhu pa smo jih povezali s togo diafragmo.

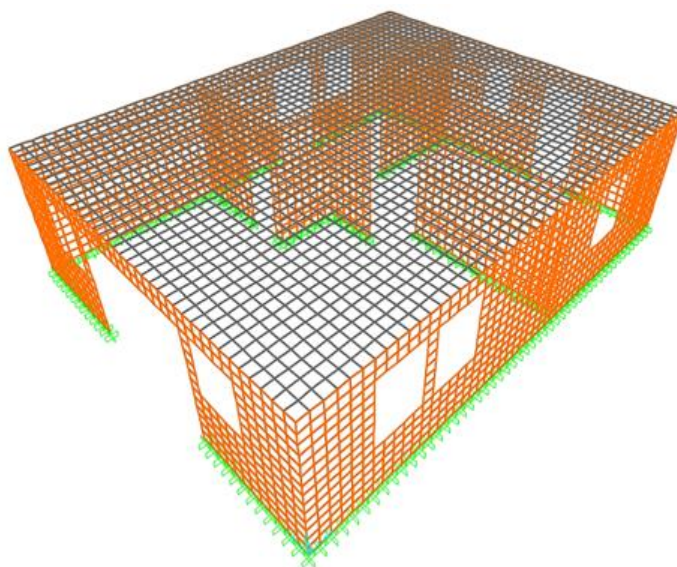
5.5.1 Ploskovni model

Ploskovni model smo modelirali na podlagi ploskovnih končnih elementov. Kot smo omenili že prej, smo najprej ustrezno označili posamezne elemente v pritličju, ki jih je pri analizi potrebno upoštevati. Uporabili smo končne elemente 20 cm × 20 cm, ki so dobro ujeli geometrijo konstrukcije. Tlorisne dimenzije pritličja, ki smo jih upoštevali pri modeliranju, so prikazane na sliki 13. Upoštevali smo etažno višino pritličja 2,80 m. Ker se v pritličju nahaja poševna nosilna stena – STENA 2, smo jo modelirali z dvema zidovoma, in sicer z enim v x smeri – PX4 in drugim v y smeri – PY4.

Na podlagi prilagojenih tlorisnih dimenzij smo v programu določili osi zidov in višino pritlične etaže. Na višini 2,80 m smo modelirali tudi armirano-betonsko ploščo. V programu smo definirali material, ki smo ga uporabili za posamezne elemente, ter njihove prereze in debelino. V programu prostorninske teže zidov in plošče nismo upoštevali, saj smo mase in masne vztrajnostne momente ter stalno obtežbo plošče poračunali peš. Vsi elementi so bili definirani kot ploskovni končni elementi. Pri zidovih smo upoštevali, da gre za tip elementa »Shell-Thick«, pri plošči pa za »Shell-Thin«. Upoštevali smo tudi razpokanost prerezov. Prostorski ploskovni model pritličja hiše prikazuje slika 14.



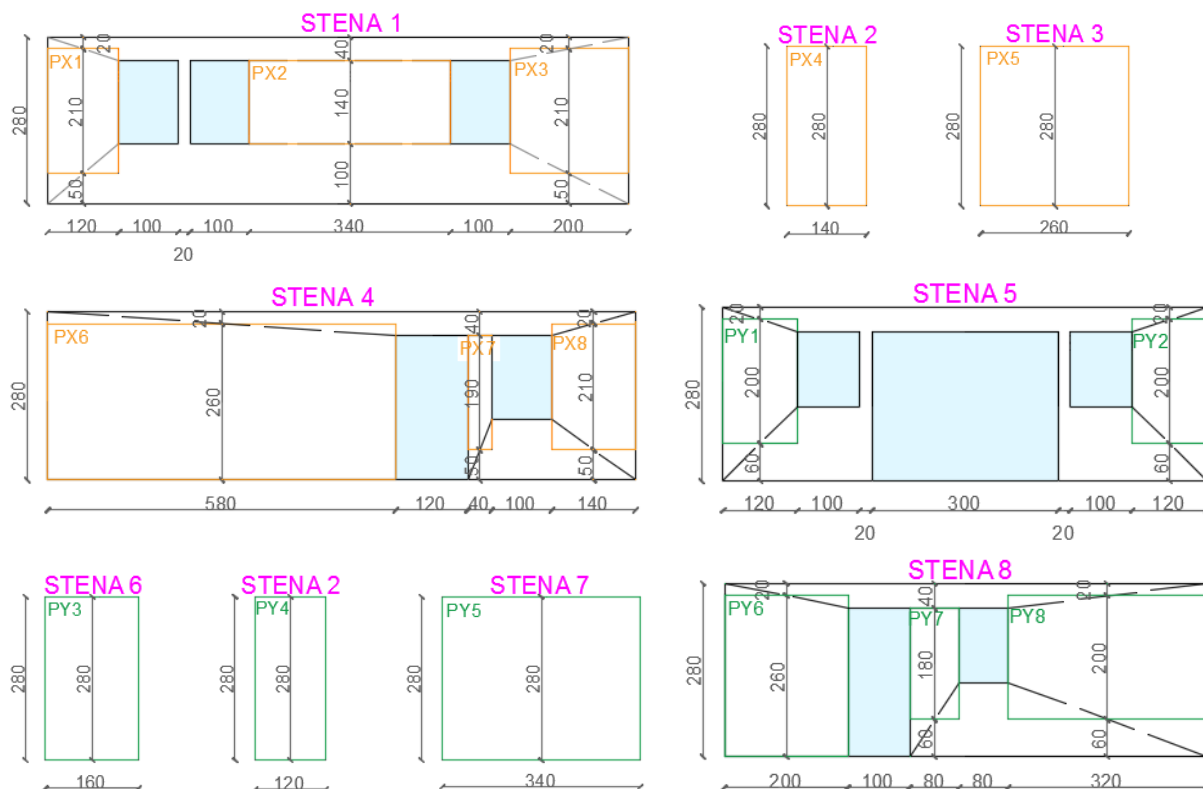
Slika 13: Tlorisne dimenzije pritličja za modeliranje



Slika 14: Prostorski ploskovni model pritličja hiše

5.5.2 Linijski model

Pri računanju nosilnosti zidanih konstrukcij ne upoštevamo celotne višine posameznega zidu, temveč njegovo efektivno višino. Določimo jo geometrijsko, in sicer tako, da med seboj povežemo robove odprtin in nato določimo srednjo višino, ki je enaka iskani efektivni višini zidu. Nad in pod efektivno višino zidov so višine, ki predstavljajo dolžine togih odsekov. Postopek določanja efektivnih višin zidov obravnavane hiše je prikazan na sliki 15.



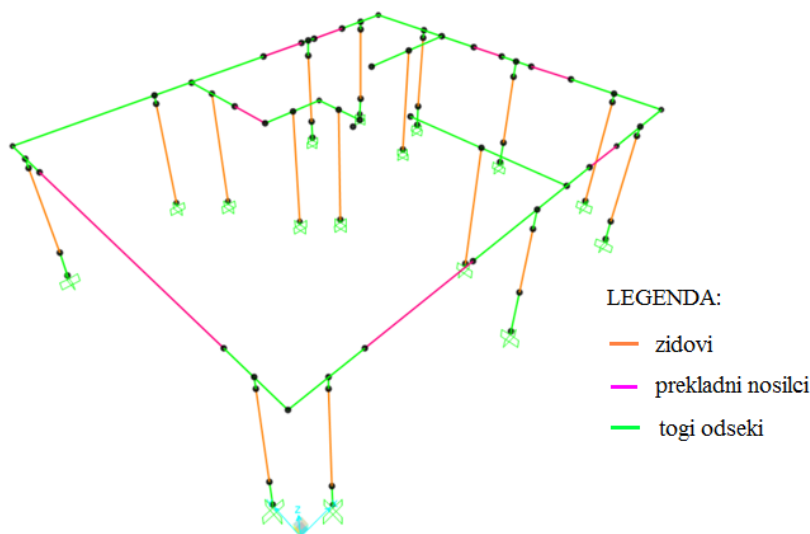
Slika 15: Efektivne višine zidov

Linijski model hiše smo modelirali na podlagi tlorisnih dimenzij, kot smo jih upoštevali pri ploskovnem modelu. Zidove smo na višini 2,80 m povezali s prečkami. Najprej smo določili razdalje težišč zidov od izhodišča koordinatnega sistema, katere prikazuje preglednica 13, nato pa smo določili osi zidov in potrebne osi po višini etaže glede na efektivne višine in dolžine togih odsekov. Za razliko od ploskovnega modela smo pri definiranju materiala poleg opečnih zidov definirali še materialne lastnosti togega odseka. Pri prečkah smo upoštevali enake materialne lastnosti kot pri opečnih zidovih. Vse elemente smo definirali kot linijske, jim pripisali ustrezne dimenzije ter upoštevali razpokanost njihovih prerezov.

Preglednica 13: Razdalje težišč zidov nosilnih v x smeri in y smeri od koordinatnega izhodišča

Oznaka	l [m]	t [m]	h [m]	h_{eff} [m]	x_T [m]	y_T [m]	Oznaka	l [m]	t [m]	h [m]	h_{eff} [m]	x_T [m]	y_T [m]
PX1	1,2	0,3	2,8	2,1	0,6	0,0	PY1	1,2	0,3	2,8	2,0	0,0	0,6
PX2	3,4	0,3	2,8	1,4	5,1	0,0	PY2	1,2	0,3	2,8	2,0	0,0	7,2
PX3	2,0	0,3	2,8	2,1	8,8	0,0	PY3	1,6	0,3	2,8	2,8	3,8	7,0
PX4	1,4	0,3	2,8	2,8	4,5	5,2	PY4	1,2	0,3	2,8	2,8	5,2	4,6
PX5	2,6	0,3	2,8	2,8	8,5	5,6	PY5	3,4	0,3	2,8	2,8	6,0	1,7
PX6	5,8	0,3	2,8	2,6	2,9	7,8	PY6	2,0	0,3	2,8	2,6	9,8	1,0
PX7	0,4	0,3	2,8	1,9	7,2	7,8	PY7	0,8	0,3	2,8	1,8	9,8	3,4
PX8	1,4	0,3	2,8	2,1	9,1	7,8	PY8	3,2	0,3	2,8	2,0	9,8	6,2

Slika 16 prikazuje prostorski linijski model pritličja hiše, kjer so z oranžno barvo označeni zidovi, z roza barvo prekladni nosilci in z zeleno barvo togi odseki.



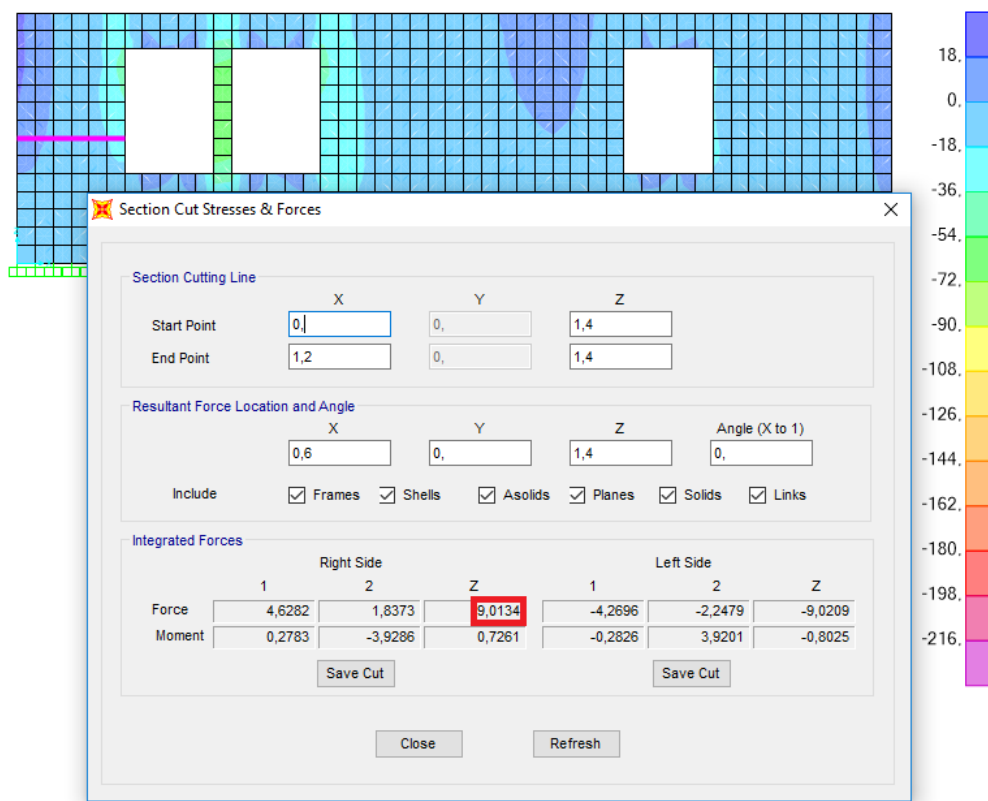
Slika 16: Prostorski linijski model pritličja hiše

5.6 Vertikalna obtežba

Programsko orodje SAP2000 podaja napetosti v ploskovnih elementih. Omogoča nam uporabo orodja »Draw Section Cut«, s pomočjo katerega z integriranjem napetosti po prerezu izračuna notranje sile v elementih.

Za določanje osnih obremenitev elementov smo torej uporabili ploskovni model pritličja hiše. Pri definiranju materialnih karakteristik opečnega zidu smo v programu upoštevali prostorninsko težo zidovja $\gamma = 11,3 \text{ kN/m}^3$. Na podlagi podane prostorninske teže je program sam izračunal prispevek osne sile zidov v pritličju. Poleg zidov smo v programu modelirali tudi armirano-betonsko ploščo, pri kateri prostorninske teže v programu nismo upoštevali, saj je vključena v stalni obtežbi stropa nad pritličjem, ki smo jo razporedili po celotni površini plošče. Pri modeliranju plošče nismo upoštevali odprtine zaradi stopnic, temveč smo poenostavili, da se plošča razprostira kar čez vse zidove. Model smo torej obremenili z delujočimi stalnimi in spremenljivimi obtežbami konstrukcijskih sklopov tako, da smo jih razporedili kar po celotni površini medetažne konstrukcije. Upoštevali smo obtežbe, ki smo jih določili v poglavju 5.3, in sicer stalno in spremenljivo obtežbo stropa nad pritličjem, stalno obtežbo stropa nad mansardo in stalno obtežbo strehe. Pri nanosu spremenljive obtežbe stropa nad pritličjem smo vrednost le-te kombinirali s faktorjem $\psi_{2,i} = 0,3$.

Po nanosu vseh obtežb smo zagnali analizo in s pomočjo prej omenjenega orodja »Draw Section Cut« za vsak zid posebej odčitati prispevek posamezne nanešene obtežbe, kot prikazuje slika 17.



Slika 17: Osná sila v zidu PX1 zaradi stalne obtežbe stropa nad pritličjem

Ker smo v programu modelirali le pritličje hiše, smo osne sile, ki jih povzročajo nosilni zidovi v mansardi, poračunali peš. Upoštevali smo naslednjo enačbo:

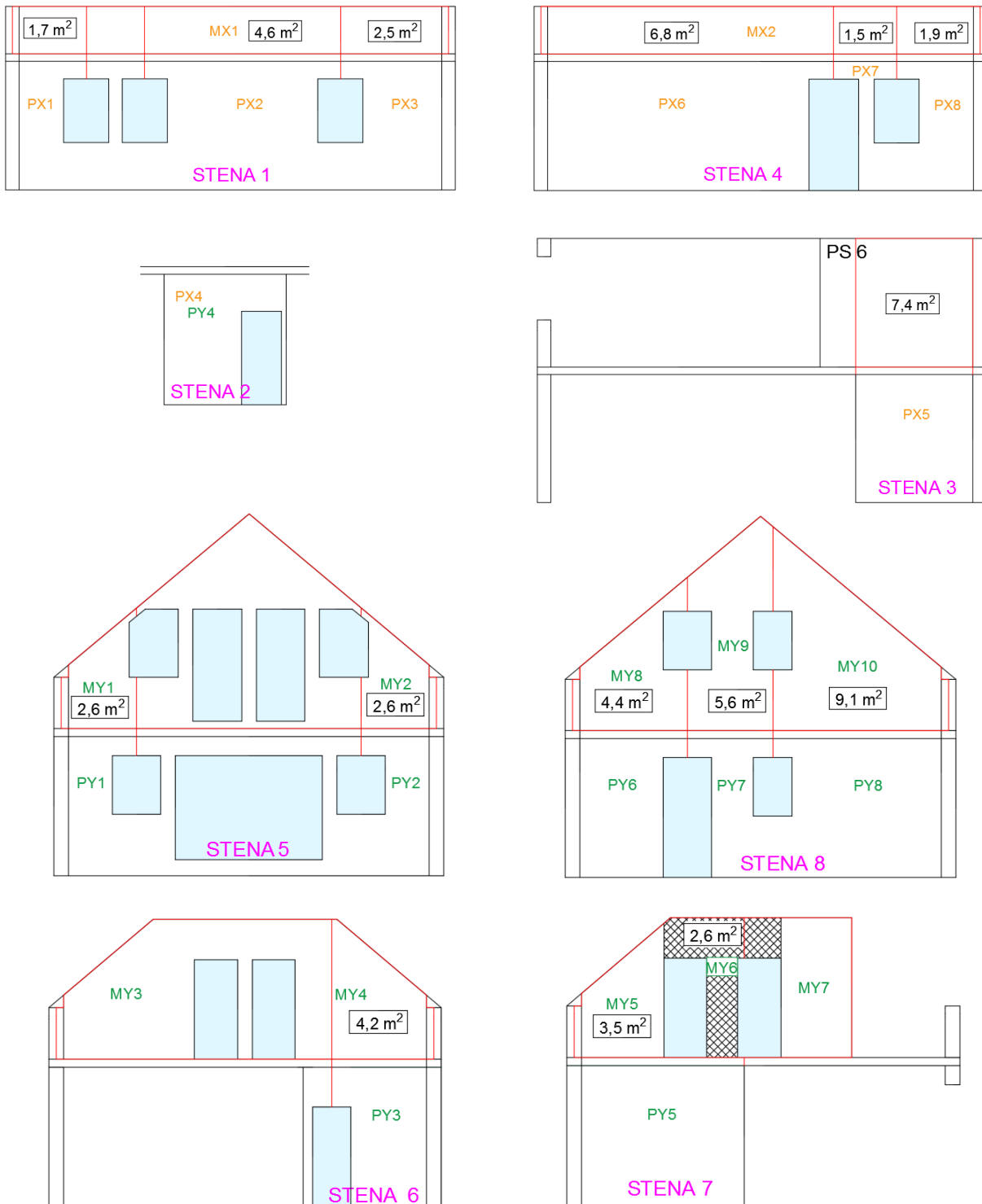
$$N_{zid,M,i} = A_i \cdot d_i \cdot \gamma_i \quad (5.22)$$

kjer so:

- A_i vplivna površina i -tega zidu,
- d_i debelina i -tega zidu,
- γ_i prostorninska teža i -tega zidu.

Vplivne površine zidov v mansardi, ki jih upoštevamo v zgornji enačbi, so prikazane na sliki 18. Poleg peš računa osnih sil, ki jih povzročajo nosilni zidovi v mansardi, smo določili še osno silo zaradi balkona. Obtežba zaradi balkona se prenese na zidova PY1 in PY2. Vplivni površini znašata $1,1 \text{ m}^2$, stalna obtežba balkona $5,8 \text{ kN/m}^2$, koristna obtežba balkona pa $2,5 \text{ kN/m}^2$. Osní sili smo določili po sledeči enačbi:

$$N_{balkon,i} = A_i \cdot (g_{balkon} + \psi_{2,i} \cdot q_{balkon}) \quad (5.23)$$



Slika 18: Vplivne površine zidov v mansardi

Oсно silo N_d , ki odpade na posamezni zid, smo določili kot vsoto posameznih prispevkov osnih sil.

$$N_d = N_{zid,P} + N_{g,strop,P} + N_{q,strop,P} + N_{g,strop,M} + N_{g,streha} + N_{zid,M} + N_{balkon} \quad (5.24)$$

Prispevke osnih sil posameznih sklopov in skupno osno silo, ki odpade na zidni element v pritličju, prikazuje preglednica 14.

Preglednica 14: Osne sile, ki odpadejo na posamezne nosilne zidove v pritličju v x smeri in y smeri

Oznaka	$N_{zid,P}$ [kN]	$N_{g,strop,P}$ [kN]	$N_{q,strop,P}$ [kN]	$N_{g,strop,M}$ [kN]	$N_{g,streha}$ [kN]	$N_{zid,M}$ [kN]	N_{balkon} [kN]	Skupaj N_d [kN]
PX1	7	9	1	1	2	6	0	26
PX2	20	28	3	2	5	16	0	74
PX3	12	14	2	1	2	9	0	40
PX4	9	41	4	2	7	0	0	63
PX5	14	49	5	3	8	18	0	97
PX6	32	30	3	2	5	23	0	95
PX7	4	8	1	0	1	5	0	19
PX8	8	8	1	0	1	6	0	24
PY1	7	10	1	1	2	9	7	37
PY2	7	8	1	0	1	9	7	33
PY3	10	24	2	1	4	14	0	55
PY4	7	29	3	2	5	0	0	46
PY5	19	74	8	4	13	33	0	151
PY6	10	12	1	1	2	15	0	41
PY7	6	15	2	1	3	19	0	46
PY8	18	9	1	1	2	31	0	62

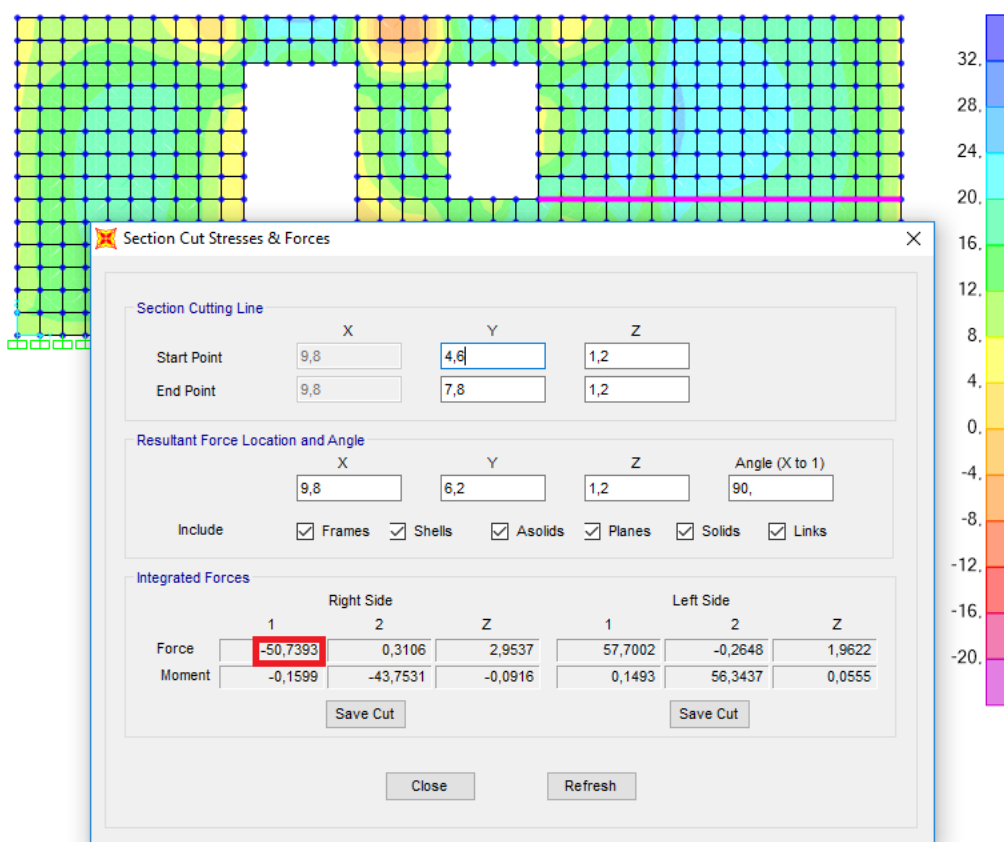
Osne sile, prikazane v zgornjih preglednicah, upoštevamo pri preverjanju nosilnosti tako pri ploskovnem kot tudi pri linijskem modelu.

5.7 Potresna obtežba

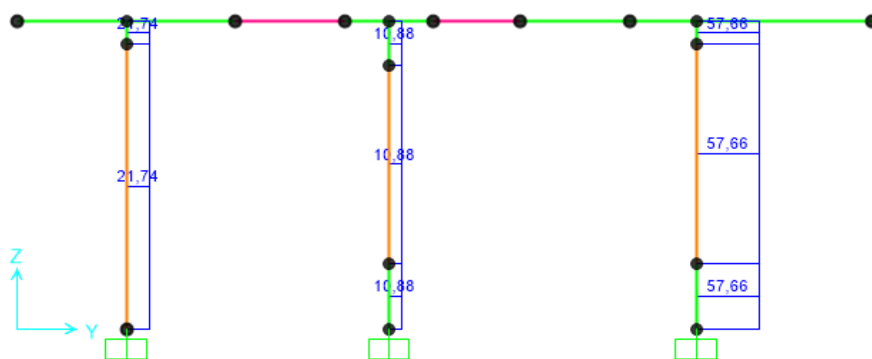
Potresna obtežba se na zidove razporedi v razmerju togosti. Večja potresna sila bo odpadla na element z večjo togostjo. Togost elementa je odvisna od njegovih geometrijskih, materialnih, mehanskih ter vpetostnih lastnosti.

Potresno silo, ki odpade na posamezni zid, smo ravno tako kot vertikalno obremenitev določili s pomočjo programa SAP2000. Predpostavili smo, da se masno središče nahaja v težišču plošče. Kot smo omenili že prej, smo na višini 2,80 m vozlišča zidov, skupaj z vozliščem masnega središča, povezali s togo diafragmo. Pri obeh modelih smo v masno središče dodali maso 125 t v x smeri in y smeri, ter masni vztrajnostni moment 1908 t m² okoli osi z . Pri ploskovnem modelu za določanje potresne obremenitve smo za razliko od ploskovnega modela za določanje vertikalne obremenitve upoštevali, da je prostorninska teža zidovja enaka 0 kN/m³, saj smo maso in masni vztrajnostni moment zidov v pritličju poračunali peš. V programu smo definirali potresno obtežbo v x smeri in y smeri in privzeli projektni spekter odziva, ki ga podaja Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005). Analizo smo zagnali trikrat,

kajti v programu smo upoštevali slučajno ekscentričnost, ki je v prvem primeru znašala 0, v drugem primeru 0,05 in v tretjem primeru $-0,05$. V posameznih elementih smo odčitali, kolikšna potresna sila odpade na element zaradi potresa v x smeri in v y smeri pri upoštevanju treh različnih ekscentričnosti. Merodajno potresno silo, ki deluje na posamezni element, smo določili kot najneugodnejšo izmed kombinacij. Za zidove v x smeri smo upoštevali kombinacijo $E_x + 0,3 \cdot E_y$, za zidove v y smeri pa kombinacijo $0,3 \cdot E_x + E_y$. Pri ploskovnem modelu smo sile odčitavali s pomočjo orodja »Draw Section Cut«, pri linijskem modelu pa nam je vrednosti potresnih sil program podal direktno. Način odčitavanja sil pri ploskovnem modelu prikazuje slika 19, pri linijskem modelu pa slika 20.

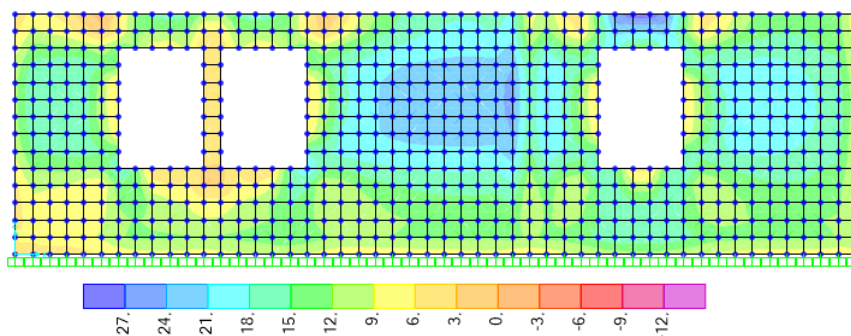


Slika 19: Potresna sila zaradi potresa v y smeri v zidu PY8 pri ekscentričnosti enaki 0 – ploskovni model



Slika 20: Potresne sile zaradi potresa v y smeri v zidu PY6 levo, PY7 na sredini in PY8 desno pri ekscentričnosti enaki 0 – linijski model

Na podlagi slike 19 lahko vidimo, da se največje napetosti pojavijo med odprtinami ter nad njimi, kar pa še bolj nazorno prikazuje slika 21. Iz tega lahko sklepamo, da bi se na teh mestih najverjetneje pojavile strižne oziroma diagonalne razpoke.



Slika 21: Napetosti v steni 1

Potresne sile, ki smo jih tako za ploskovni kot linijski model odčitavali iz programa pri različnih ekscentričnostih, prikazujeta naslednji dve preglednici. Preglednica 15 se nanaša na ploskovni model, preglednica 16 pa na linijskega.

Preglednica 15: Kombinacije prečnih sil nosilnih zidov v x smeri in y smeri pri ploskovnem modelu

Oznaka	$E_{cc} = 0$			$E_{cc} = 0,05$			$E_{cc} = -0,05$		
	F_x [kN]	F_y [kN]	$F_x + 0,3F_y$ [kN]	F_x [kN]	F_y [kN]	$F_x + 0,3F_y$ [kN]	F_x [kN]	F_y [kN]	$F_x + 0,3F_y$ [kN]
PX1	11	8	13	10	7	12	11	9	14
PX2	47	9	50	44	5	46	50	13	54
PX3	25	1	25	23	2	24	27	3	28
PX4	14	7	16	14	7	16	14	7	16
PX5	32	4	33	32	3	33	31	5	33
PX6	83	27	91	88	20	94	77	34	87
PX7	0,4	0,1	0,4	0,4	0,1	0,4	0,3	0,2	0,4
PX8	12	2	13	13	3	14	11	0,3	11
Oznaka	F_y [kN]	F_x [kN]	$0,3F_x + F_y$ [kN]	F_y [kN]	F_x [kN]	$0,3F_x + F_y$ [kN]	F_y [kN]	F_x [kN]	$0,3F_x + F_y$ [kN]
PY1	19	5	21	17	3	18	21	6	23
PY2	19	3	20	17	4	18	21	2	22
PY3	32	2	33	31	1	31	33	3	34
PY4	13	3	14	13	3	14	13	3	14
PY5	25	1	25	25	1	25	25	1	25
PY6	27	6	29	30	5	32	25	8	27
PY7	5	0	5	5	0	5	5	1	5
PY8	51	0	51	54	3	55	47	3	48

Preglednica 16: Kombinacije prečnih sil nosilnih zidov v x smeri in y smeri pri linijskem modelu

	$E_{cc} = 0$			$E_{cc} = 0,05$			$E_{cc} = -0,05$		
Oznaka	F_x [kN]	F_y [kN]	$F_x + 0,3F_y$ [kN]	F_x [kN]	F_y [kN]	$F_x + 0,3F_y$ [kN]	F_x [kN]	F_y [kN]	$F_x + 0,3F_y$ [kN]
PX1	12	7	14	11	6	13	13	8	15
PX2	74	20	80	69	13	73	79	27	87
PX3	25	6	27	23	3	24	26	8	28
PX4	9	2	10	10	3	11	9	2	10
PX5	26	5	28	27	4	28	25	6	27
PX6	75	24	82	80	17	85	69	31	78
PX7	2	1	2	3	1	3	2	1	2
PX8	16	4	17	17	3	18	15	6	17
Oznaka	F_y [kN]	F_x [kN]	$0,3F_x + F_y$ [kN]	F_y [kN]	F_x [kN]	$0,3F_x + F_y$ [kN]	F_y [kN]	F_x [kN]	$0,3F_x + F_y$ [kN]
PY1	25	1	25	23	1	23	27	3	28
PY2	23	1	23	21	3	22	25	0	25
PY3	21	0	21	21	0	21	22	1	22
PY4	11	2	12	11	1	11	11	2	12
PY5	54	1	54	53	1	53	54	1	54
PY6	22	1	22	23	0	23	20	3	21
PY7	11	0	11	12	1	12	10	0	10
PY8	58	1	58	62	4	63	54	2	55

Na podlagi vrednosti prikazanih v preglednicah 15 in 16 smo določili merodajne potresne sile, ki odpadejo na posamezen zid kot najneugodnejše izmed kombinacij, kar pomeni, da smo upoštevali največjo izmed določenih kombinacij pri treh različnih ekscentričnostih. Za oba obravnavana modela so prikazane v preglednici 17.

Preglednica 17: Merodajne potresne sile, ki jih upoštevamo v analizi pri ploskovem in linijskem modelu

Oznaka	Ploskovni model F_d [kN]	Linijski model F_d [kN]	Oznaka	Ploskovni model F_d [kN]	Linijski model F_d [kN]
PX1	14	15	PY1	23	28
PX2	54	87	PY2	22	25
PX3	28	28	PY3	34	22
PX4	16	11	PY4	14	12
PX5	33	28	PY5	25	54
PX6	94	85	PY6	32	23
PX7	0,4	3	PY7	5	12
PX8	14	18	PY8	55	63
Skupaj	253	275	Skupaj	210	239

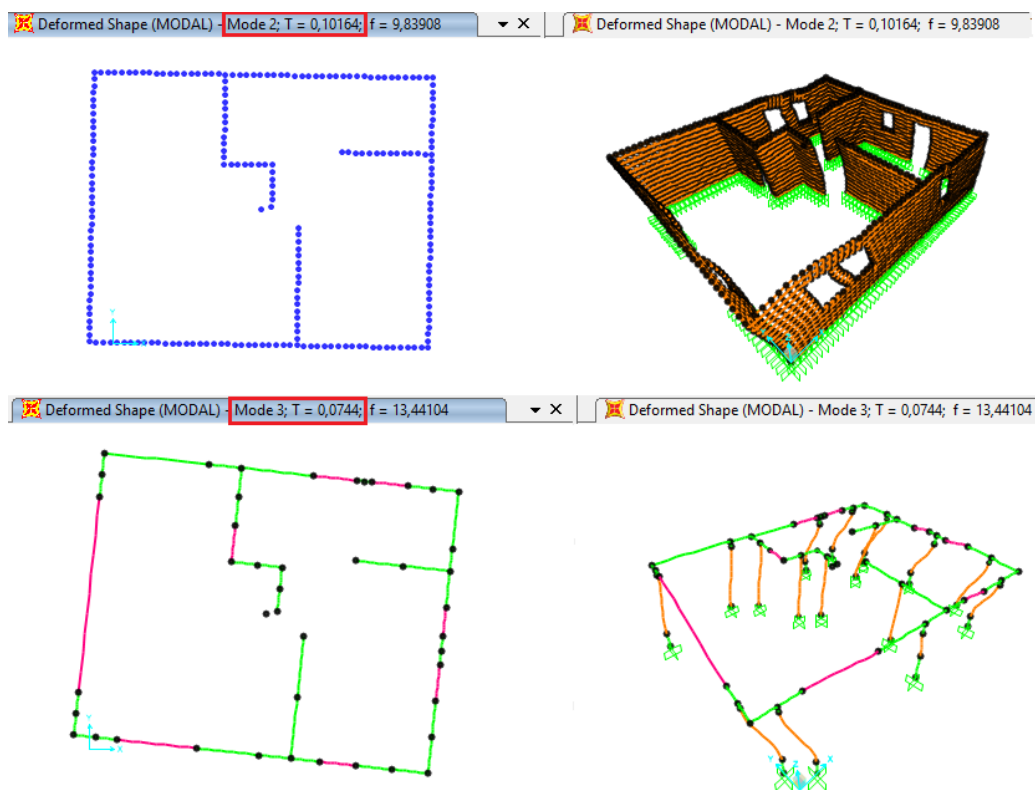
Iz preglednice 17 lahko razberemo, da se vrednosti potresnih obtežb, ki odpadejo na posamezne zidove, med ploskovnim in linijskim modelom bistveno ne razlikujejo. Večja očitna razlika se pojavi pri zidu PY5, kjer je vrednost potresne obtežbe pri linijskem modelu kar za 54 % večja kot pri ploskovnem modelu, in pri zidu PX2, kjer je vrednost potresne obtežbe linijskega modela za 38 % večja kot pri

ploskovnem modelu. Potresne sile, ki delujejo na ostale zidove, se med seboj razlikujejo za največ 12 kN. Če med seboj primerjamo vsoto potresnih sil v posamezni smeri za posamezen model, opazimo, da je vsota potresnih sil tako za x smer kot tudi za y smer večja pri linijskem modelu, in sicer v x smeri je večja za 8 % in v y smeri za 12 %.

5.7.1 Nihajni čas in ocena celotne potresne sile

5.7.1.1 Nihajni čas

Nihajni čas konstrukcije je odvisen od mase in togosti konstrukcije, pri čemer velja, da ima le-ta več nihajnih časov in nihajnih oblik. Nihajni čas obravnavane hiše smo določili s pomočjo programa SAP2000 za vsak model posebej, kar prikazuje slika 22. V obeh primerih smo dobili rezultat, da ima konstrukcija največji nihajni čas v y smeri in da njegova vrednost znaša $T_1 = 0,12$ s. Nihajni časi so pričakovano majhni, saj obravnavamo le pritlično etažo objekta. Prvi dve nihajni obliki konstrukcije sta pretežno translacijski, saj so zidovi dokaj enakomerno razporejeni po tlorisu. Kot smo že omenili, ima prva nihajna oblika največji vpliv na odziv konstrukcije pri delovanju potresa v y smeri, druga nihajna oblika v x smeri, pri tretji nihajni obliki pa prevladuje torzijsko obnašanje konstrukcije. Vrednosti prvih treh nihajnih časov in oblik konstrukcije obeh modelov so prikazani v preglednici 18.



Slika 22: Nihajni časi in nihajne oblike ploskovnega in linijskega modela v programu SAP2000

Preglednica 18: Nihajni časi in nihajne oblike pri ploskovnem in linijskem modelu

Ploskovni model		Linijski model	
Nihajna oblika i	Nihajni čas T_i [s]	Nihajna oblika i	Nihajni čas T_i [s]
1 Translacijska y -smer	0,12	1 Translacijska y -smer	0,12
2 Translacijska x -smer	0,10	2 Translacijska x -smer	0,10
3 Torzijska	0,08	3 Torzijska	0,07

5.7.1.2 Ocena celotne potresne sile

Celotno potresno silo določimo na podlagi izraza (3.10), predstavljenega v poglavju 3.5. Pri tem upoštevamo izračunano maso konstrukcije 125 t in odčitani osnovni nihajni čas, ki pri obeh modelih znaša 0,12 s. Ker se odčitani nihajni čas nahaja med nihajnim časoma 0 in T_B , upoštevamo, da je vrednost projektnega spektra določena z izrazom:

$$\begin{aligned}
 S_d(T_1) &= a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T_1}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] = 0,175 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,2 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{0,12 \text{ s}}{0,15 \text{ s}} \cdot \left(\frac{2,5}{2} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 &= 2,33 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}
 \end{aligned} \tag{5.25}$$

$$F_{d,b} = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 2,33 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 125 \text{ t} \cdot 1 = 291 \text{ kN} \tag{5.26}$$

Izračunana potresna sila pri ploskovnem modelu v x smeri znaša 253 kN in pri linijskem modelu 275 kN ter v y smeri pri ploskovnem modelu 210 kN in pri linijskem modelu 239 kN. Opazimo, da so vse omenjene vrednosti podobne zgoraj izračunani celotni potresni sili, na podlagi česar lahko sklepamo, da je izračun s programom smiseln.

5.8 Odpornost zidov

Za oba obravnavana modela smo nosilnosti posameznih zidov določili na podlagi enačb, ki so prikazane v poglavju 4.2. Upoštevali smo materialne karakteristike iz preglednice 1, osne sile iz preglednice 14 ter potresne sile za ploskovni in linijski model iz preglednice 17. Nosilnosti posameznih zidov smo določili za vse tri mehanizme porušitve. Izračunane nosilnosti obeh modelov prikazujeta preglednici 19 in 20. Na podlagi poračunanih nosilnosti smo preverili potresno odpornost posameznega zidu s pomočjo izraza F_d / R_d , kjer smo potresno silo, ki deluje na obravnavani zid, primerjali z nosilnostjo le-tega. Izmed poračunanih vseh treh nosilnosti zidu smo določili merodajno nosilnost kot najmanjšo izmed njih. Iz preglednic je razvidno, da smo za določitev merodajne nosilnosti najprej upoštevali vse tri nosilnosti, nato pa le strižno nosilnost z diagonalnimi razpokami in upogibno nosilnost, saj nas izkušnje iz preteklosti učijo, da je verjetnost strižne porušitve z zdrsom v pritličnih zidovih zelo majhna.

Preglednica 19: Rezultati potresne analize zidov nosilnih v x smeri in y smeri pri ploskovnem modelu

Oznaka	GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZIDOV										SILE IN NAPETOSTI				PORUŠNI MECHANIZMI				ZDRS UPOŠTEVAMO				ZDRSA NE UPOŠTEVAMO			
	l [m]	t [m]	h_{eff} [m]	A_w [m ²]	h_{eff}/l	b	a	N_d [kN]	σ_0 [kN/m ²]	F_d [kN]	$R_{d5,w}$ [kN]	$R_{d5,w,diag.}$ [kN]	$R_{d5,w}$ [kN]	UPOGIB	$R_{d,mer.}$ [kN]	$F_d / R_{d,mer.}$	Porušitev	$R_{d,mer.}$ [kN]	$F_d / R_{d,mer.}$	Porušitev	$R_{d,mer.}$ [kN]	$F_d / R_{d,mer.}$	Porušitev			
PX1	1,2	0,3	2,1	0,36	1,75	1,50	0,5	26	72,22	14	40	14	14	7	2,06	ZDRS	ZDRS	14	0,97	/	14	0,97	/			
PX2	3,4	0,3	1,4	1,02	0,41	1,10	0,5	74	72,55	54	154	175	175	63	0,85	/	/	154	0,35	/	154	0,35	/			
PX3	2,0	0,3	2,1	0,60	1,05	1,28	0,5	40	66,67	28	77	37	37	17	1,70	ZDRS	ZDRS	37	0,75	/	37	0,75	/			
PX4	1,4	0,3	2,8	0,42	2,00	1,50	0,5	63	150,00	16	54	30	30	14	1,17	ZDRS	ZDRS	30	0,54	/	30	0,54	/			
PX5	2,6	0,3	2,8	0,78	1,08	1,29	0,5	97	124,36	33	112	86	86	36	0,91	/	/	86	0,38	/	86	0,38	/			
PX6	5,8	0,3	2,6	1,74	0,45	1,10	0,5	95	54,60	94	250	208	208	81	1,15	ZDRS	ZDRS	208	0,45	/	208	0,45	/			
PX7	0,4	0,3	1,9	0,12	4,75	1,50	0,5	19	158,33	0,4	16	4	4	2	0,21	/	/	4	0,11	/	4	0,11	/			
PX8	1,4	0,3	2,1	0,42	1,50	1,50	0,5	24	57,14	14	45	16	16	7	1,93	ZDRS	ZDRS	16	0,89	/	16	0,89	/			
									SKUPAJ:	253	748	570	227	227				549				549				
PY1	1,2	0,3	2,0	0,36	1,67	1,50	0,5	37	102,78	23	43	21	21	10	2,35	ZDRS	ZDRS	21	1,08	UPOGIB	21	1,08	UPOGIB			
PY2	1,2	0,3	2,0	0,36	1,67	1,50	0,5	33	91,67	22	42	19	19	9	2,49	ZDRS	ZDRS	19	1,15	UPOGIB	19	1,15	UPOGIB			
PY3	1,6	0,3	2,8	0,48	1,75	1,50	0,5	55	114,58	34	58	30	30	14	2,47	ZDRS	ZDRS	30	1,13	UPOGIB	30	1,13	UPOGIB			
PY4	1,2	0,3	2,8	0,36	2,33	1,50	0,5	46	127,78	14	45	19	19	9	1,59	ZDRS	ZDRS	19	0,74	/	19	0,74	/			
PY5	3,4	0,3	2,8	1,02	0,82	1,16	0,5	151	148,04	25	170	174	174	67	0,37	/	/	170	0,15	/	170	0,15	/			
PY6	2,0	0,3	2,6	0,60	1,30	1,40	0,5	41	68,33	32	70	31	31	14	2,28	ZDRS	ZDRS	31	1,04	UPOGIB	31	1,04	UPOGIB			
PY7	0,8	0,3	1,8	0,24	2,25	1,50	0,5	46	191,67	5	33	19	19	9	0,57	/	/	19	0,26	/	19	0,26	/			
PY8	3,2	0,3	2,0	0,96	0,63	1,10	0,5	62	64,58	55	142	97	97	40	1,39	ZDRS	ZDRS	97	0,57	/	97	0,57	/			
									SKUPAJ:	210	603	410	172	172				406				406				

Preglednica 20: Rezultati potresne analize zidov nosilnih v x smeri in y smeri pri linijskem modelu

Oznaka	GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZIDOV							SILE IN NAPETOSTI				PORUŠNI MECHANIZMI				ZDRS UPOŠTEVAMO		ZDRSA NE UPOŠTEVAMO	
	l [m]	t [m]	h_{eff} [m]	A_w [m ²]	h_{eff}/l	b	α	N_d [kN]	σ_0 [kN/m ²]	F_d [kN]	$R_{ds,w}$ [kN]	$R_{ds,w,diag.}$ [kN]	$R_{df,w}$ [kN]	$R_{d,mer.}$ [kN]	$F_d / R_{d,mer.}$	Porušitev	$R_{d,mer.}$ [kN]	$F_d / R_{d,mer.}$	Porušitev
PX1	1,2	0,3	2,1	0,36	1,75	1,50	0,5	26	72,22	15	7	40	14	7	2,21	ZDRS	14	1,04	UPOGIB
PX2	3,4	0,3	1,4	1,02	0,41	1,10	0,5	74	72,55	87	63	154	175	63	1,38	ZDRS	154	0,57	/
PX3	2,0	0,3	2,1	0,60	1,05	1,28	0,5	40	66,67	28	17	77	37	17	1,70	ZDRS	37	0,75	/
PX4	1,4	0,3	2,8	0,42	2,00	1,50	0,5	63	150,00	11	14	54	30	14	0,80	/	30	0,37	/
PX5	2,6	0,3	2,8	0,78	1,08	1,29	0,5	97	124,36	28	36	112	86	36	0,77	/	86	0,33	/
PX6	5,8	0,3	2,6	1,74	0,45	1,10	0,5	95	54,60	85	81	250	208	81	1,04	ZDRS	208	0,41	/
PX7	0,4	0,3	1,9	0,12	4,75	1,50	0,5	19	158,33	3	2	16	4	2	1,55	ZDRS	4	0,79	/
PX8	1,4	0,3	2,1	0,42	1,50	1,50	0,5	24	57,14	18	7	45	16	7	2,48	ZDRS	16	1,15	UPOGIB
									SKUPAJ:	275	227	748	570	227			549		
PY1	1,2	0,3	2,0	0,36	1,67	1,50	0,5	37	102,78	28	10	43	21	10	2,86	ZDRS	21	1,31	UPOGIB
PY2	1,2	0,3	2,0	0,36	1,67	1,50	0,5	33	91,67	25	9	42	19	9	2,83	ZDRS	19	1,30	UPOGIB
PY3	1,6	0,3	2,8	0,48	1,75	1,50	0,5	55	114,58	22	14	58	30	14	1,60	ZDRS	30	0,73	/
PY4	1,2	0,3	2,8	0,36	2,33	1,50	0,5	46	127,78	12	9	45	19	9	1,36	ZDRS	19	0,64	/
PY5	3,4	0,3	2,8	1,02	0,82	1,16	0,5	151	148,04	54	67	170	174	67	0,81	/	170	0,32	/
PY6	2,0	0,3	2,6	0,60	1,30	1,40	0,5	41	68,33	23	14	70	31	14	1,64	ZDRS	31	0,75	/
PY7	0,8	0,3	1,8	0,24	2,25	1,50	0,5	46	191,67	12	9	33	19	9	1,36	ZDRS	19	0,63	/
PY8	3,2	0,3	2,0	0,96	0,63	1,10	0,5	62	64,58	63	40	142	97	40	1,59	ZDRS	97	0,65	/
									SKUPAJ:	239	172	603	410	172			406		

Analiza ploskovnega modela hiše je pokazala, da bi se pri potresu, če porušnega mehanizma zdrsa ne upoštevamo, v y smeri na upogib porušili naslednji zidovi: PY1, PY2, PY3 in PY6. Razmerje med delujočo potresno silo in mejno nosilnostjo zidu pri zidu PY1 presega vrednost 1 za 8 %, pri zidu PY2 za 15 %, pri zidu PY3 za 13 % in pri zidu PY6 za 4 %. Vsi zidovi v x smeri se izkažejo za potresno odporne. Na podlagi linijskega modela smo ugotovili, da bi se brez upoštevanja porušnega mehanizma zdrsa na upogib v x smeri porušila zidova PX1 in PX8 ter v y smeri zidova PY1 in PY2. Vrednost razmerja potresne sile in mejne nosilnosti je pri zidu PX1 za 4 % večja od vrednosti 1 in pri zidu PX8 za 15 %, za razliko od zidov v y smeri, kjer je pri obeh zidovih vrednost 1 presežena za kar okoli 30 %.

Oba modela nam podata, da pride do porušitve v zidovih PY1 in PY2. Lahko rečemo, da so rezultati smiselni, saj moramo upoštevati, da sta zidova PY1 in PY2 elementa stene 5, katero predstavljajo velike odprtine. V načrtu sta na tej steni prikazani tudi dve vmesni vertikalni armirano-betonski vezi, ki se nahajata med odprtinami, na podlagi česar lahko sklepamo, da imata zidova zaradi povezanosti z vertikalnimi in horizontalnimi vezmi stene še nekaj rezerve pred poružitvijo. Pri ploskovnem modelu se za bolj kritični zid izkaže tudi zid PY3, pri linijskem modelu pa zid PX8. Zavedati se moramo, da se izbrane materialne karakteristike v resnici lahko razlikujejo od dejanskih, saj so le-te dobljene na podlagi preiskav drugih preizkušancev. Materialne lastnosti zidu imajo namreč velik vpliv na nosilnost ter na način porušitve elementa. Glede na to, da je hiša novogradnja, bi morala biti potresna odpornost hiše zagotovljena v celoti, a moramo upoštevati tudi, da so bili namesto Ytong termo blokov za gradnjo uporabljeni opečni zidaki, zaradi katerih je masa hiše večja, kot bi bila sicer, in posledično na hišo deluje tudi večja potresna obtežba. Upoštevati moramo tudi, da se model konstrukcije malo razlikuje od dejanskega stanja.

V primeru, da upoštevamo tudi porušni mehanizem zdrsa, ki za zidove v pritličju običajno ni merodajen, pri obeh modelih le malo elementov prenese potresno obtežbo. Zaradi majhnih osnih sil v elementih je tudi strižna nosilnost na zdrs zelo majhna. Pri ploskovnem modelu se za potresno odporne izkažejo zidovi PX2, PX5, PX7, PY5 in PY7 ter pri linijskem modelu zidovi PX4, PX5 in PY5.

Iz preglednic 19 in 20 je razvidno, da pride do večjih razlik med strižnima nosilnostma s porušnim mehanizmom zdrsa in porušnim mehanizmom diagonalnih razpok, pri čemer moramo upoštevati, da smo nosilnost na zdrs določili z iterativnim postopkom.

5.9 Kontrola potresne odpornosti hiše

Za oba obravnavana modela smo potresno odpornost hiše kot celote določili na podlagi enačb (4.13), (4.14) in (4.15), predstavljenih v poglavju 4.3, pri čemer smo težo hiše določili po izrazu (5.27).

$$W = m \cdot g = 125 \text{ t} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1226 \text{ kN} \quad (5.27)$$

Preglednica 21 prikazuje rezultate potresne analize hiše kot celote za primer, ko zdrs enkrat upoštevamo in drugič ne.

Preglednica 21: Rezultati potresne analize hiše kot celote pri ploskovnem modelu

Smer	Brez upoštevanja zdrsa			Z upoštevanjem zdrsa		
	SRC_d		BSC_d	SRC_d		BSC_d
x	0,45	>	0,21	0,19	<	0,21
y	0,33	>	0,17	0,14	<	0,17

Na podlagi dobljenih rezultatov v preglednici opazimo, da je hiša kot celota sposobna prenesti potresno obtežbo tako v x smeri kot v y smeri v primeru, da porušnega mehanizma zdrsa ne upoštevamo. Če upoštevamo tudi porušni mehanizem zdrsa, se izkaže, da bi prišlo do porušitve v obeh obravnavanih smereh.

Enako kot smo preverili potresno odpornost hiše kot celote pri ploskovnem modelu, smo jo preverili tudi pri linijskem modelu. Rezultati so prikazani v preglednici 22.

Preglednica 22: Rezultati potresne analize hiše kot celote pri linijskem modelu

Smer	Brez upoštevanja zdrsa			Z upoštevanjem zdrsa		
	SRC_d		BSC_d	SRC_d		BSC_d
x	0,45	>	0,22	0,19	<	0,22
y	0,33	>	0,19	0,14	<	0,19

Tudi linijski model nam poda enake rezultate kot ploskovni, in sicer, da je hiša v obeh smereh potresno odporna v primeru, da zdrsa ne upoštevamo. V primeru, da upoštevamo tudi zdrs, potresne odpornosti hiše ne moremo zagotoviti.

5.10 Potresna odpornost zidov in hiše kot celote pri upoštevanju varnostnega faktorja po EC 8-3

V prejšnjih poglavjih smo določali potresno odpornost hiše pri upoštevanju materialnih karakteristik zidovja, zmanjšanih zgolj za faktor zaupanja $CF_{KL1} = 1,35$. Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) predpisuje upoštevanje varnostnega faktorja po izrazu (4.1), omenjenem v poglavju 4.1.1, katerega vrednost mora biti večja ali enaka vrednosti 1,5. Ker smo v našem primeru upoštevali vrednost manjšo od 1,5, želimo v nadaljevanju prikazati, kakšne rezultate dobimo, če upoštevamo varnostni faktor, kot

ga predpisuje standard. Pri določanju varnostnega faktorja smo upoštevali, da je zidovje sezidano iz zidakov kategorije II in malte za splošno uporabo ter srednji razred nadzora – 3.

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \cdot \gamma_M' \cdot CF_{KL,i} = \frac{2}{3} \cdot 2,5 \cdot 1,35 = 2,25 \geq 1,5 \quad (5.28)$$

Rezultati analize v primeru upoštevanja večjega varnostnega faktorja so prikazani v preglednici 23 za ploskovni model in v preglednici 24 za linijski model.

Preglednica 23: Rezultati potresne analize nosilnih zidov pri ploskovnem modelu z upoštevanjem $\gamma_M = 2,25$

Oznaka	F_d [kN]	PORUŠNI MEHANIZMI			ZDRS UPOŠTEVAMO			ZDRSA NE UPOŠTEVAMO		
		ZDRS	DIAG. RAZPOKE	UPOGIB	$R_{d,mer.}$ [kN]	$F_d / R_{d,mer.}$	Porušitev	$R_{d,mer.}$ [kN]	$F_d / R_{d,mer.}$	Porušitev
		$R_{ds,w}$ [kN]	$R_{ds,w,diag.}$ [kN]	$R_{df,w}$ [kN]						
PX1	14	6	26	14	6	2,33	ZDRS	14	0,98	/
PX2	54	53	102	172	53	1,02	ZDRS	102	0,53	/
PX3	28	15	51	37	15	1,87	ZDRS	37	0,77	/
PX4	16	13	38	29	13	1,23	ZDRS	29	0,56	/
PX5	33	32	77	83	32	1,03	ZDRS	77	0,43	/
PX6	94	71	164	205	71	1,32	ZDRS	164	0,57	/
PX7	0,4	2	11	4	2	0,20	/	4	0,11	/
PX8	14	7	29	15	7	2,00	ZDRS	15	0,91	/
	253	199	498	559	199			442		
PY1	23	9	29	21	9	2,56	ZDRS	21	1,10	UPOGIB
PY2	22	8	28	19	8	2,75	ZDRS	19	1,17	UPOGIB
PY3	34	13	40	29	13	2,62	ZDRS	29	1,16	UPOGIB
PY4	14	8	31	18	8	1,75	ZDRS	18	0,77	/
PY5	25	57	119	167	57	0,44	/	119	0,21	/
PY6	32	13	47	30	13	2,46	ZDRS	30	1,06	UPOGIB
PY7	5	8	24	18	8	0,63	/	18	0,28	/
PY8	55	35	94	95	35	1,57	ZDRS	94	0,59	/
	210	151	412	397	151			348		

Preglednica 24: Rezultati potresne analize nosilnih zidov pri linijskem modelu z upoštevanjem $\gamma_M = 2,25$

Oznaka	F_d [kN]	PORUŠNI MEHANIZMI			ZDRS UPOŠTEVAMO			ZDRSA NE UPOŠTEVAMO		
		ZDRS	DIAG. RAZPOKE	UPOGIB	$R_{d,mer.}$ [kN]	$F_d / R_{d,mer.}$	Porušitev	$R_{d,mer.}$ [kN]	$F_d / R_{d,mer.}$	Porušitev
		$R_{ds,w}$ [kN]	$R_{ds,w,diag.}$ [kN]	$R_{df,w}$ [kN]						
PX1	15	6	26	14	6	2,50	ZDRS	14	1,05	UPOGIB
PX2	87	53	102	172	53	1,64	ZDRS	102	0,85	/
PX3	28	15	51	37	15	1,87	ZDRS	37	0,77	/
PX4	11	13	38	29	13	0,85	/	29	0,38	/
PX5	28	32	77	83	32	0,88	/	77	0,36	/
PX6	85	71	164	205	71	1,20	ZDRS	164	0,52	/
PX7	3	2	11	4	2	1,50	ZDRS	4	0,83	/
PX8	18	7	29	15	7	2,57	ZDRS	15	1,16	UPOGIB
	275	199	498	559	199			442		
PY1	28	9	29	21	9	3,11	ZDRS	21	1,34	UPOGIB
PY2	25	8	28	19	8	3,13	ZDRS	19	1,33	UPOGIB
PY3	22	13	40	29	13	1,69	ZDRS	29	0,75	/
PY4	12	8	31	18	8	1,50	ZDRS	18	0,66	/
PY5	54	57	119	167	57	0,95	/	119	0,45	/
PY6	23	13	47	30	13	1,77	ZDRS	30	0,76	/
PY7	12	8	24	18	8	1,50	ZDRS	18	0,66	/
PY8	63	35	94	95	35	1,80	ZDRS	94	0,67	/
	239	151	412	397	151			348		

Na podlagi dobljenih rezultatov smo ugotovili, da se nosilnosti posameznih porušnih mehanizmov zmanjšajo, kot je tudi pričakovano. V primerjavi z analizo, v kateri smo materialne karakteristike zmanjšali le za faktor zaupanja, opazimo, da se v primeru analize, kjer upoštevamo večji varnostni faktor, pri analizi ploskovnega modela z upoštevanjem zdrsa dodatno porušita zidova PX2 in PX5, pri katerih je bilo že pri prejšnji analizi razmerje med potresno silo in nosilnostjo blizu vrednosti 1. Ostali rezultati se glede na to, v katerih elementih bi prišlo do porušitve, med analizama obeh modelov ne razlikujejo.

V primeru upoštevanja večjega varnostnega faktorja smo preverili tudi potresno odpornost hiše kot celote v obeh obravnavanih smereh. Rezultati so prikazani v spodnjih preglednicah, in sicer za ploskovni model v preglednici 25 in za linijski model v preglednici 26.

Preglednica 25: Rezultati potresne analize hiše kot celote pri ploskovnem modelu z upoštevanjem $\gamma_M = 2,25$

Smer	Brez upoštevanja zdrsa			Z upoštevanjem zdrsa		
	SRC_d		BSC_d	SRC_d		BSC_d
x	0,36	>	0,21	0,16	<	0,21
y	0,28	>	0,17	0,12	<	0,17

Preglednica 26: Rezultati potresne analize hiše kot celote pri linijskem modelu z upoštevanjem $\gamma_M = 2,25$

Smer	Brez upoštevanja zdrsa			Z upoštevanjem zdrsa		
	SRC_d		BSC_d	SRC_d		BSC_d
x	0,36	>	0,22	0,16	<	0,22
y	0,28	>	0,19	0,12	<	0,19

Tudi pri analizi potresne odpornosti hiše kot celote se nam v primeru upoštevanja večjega varnostnega faktorja sam zaključek analize ne spremeni. Pri obeh modelih ugotovimo, da potresna odpornost hiše v primeru upoštevanja zdrsa ni dosežena v nobeni od obravnavanih smeri, v primeru, da zdrsa ne upoštevamo, pa se hiša izkaže kot potresno odporna.

6 ZAKLJUČEK

Praktični del diplomske naloge obsega oceno potresne odpornosti enodružinske zidane hiše na Dolenjskem na podlagi postopka, ki je predstavljen v začetnem teoretičnem delu. Pri analizi smo upoštevali zahteve, ki jih podajata standarda Evrokod 6 in Evrokod 8. Pri določitvi nosilnosti stene smo upoštevali tudi porušni mehanizem na osnovi diagonalnih razpok. Ideja naloge je bila, da hišo modeliramo z dvema različnima modeloma, ploskovnim in linijskim, ter ugotovimo, kakšne rezultate o potresni odpornosti objekta nam vsak posebej poda. Analizirali smo le pritličje hiše, pri čemer smo uporabili metodo s horizontalnimi silami. Vpliv AB vezi pri določitvi strižne nosilnosti sten smo zanemarili. Vsak zidni element smo obravnavali posebej, in sicer tako, da smo določili njegovo nosilnost za tri porušne mehanizme: strižno nosilnost z zdrsom, strižno nosilnost s pojavom diagonalnih razpok in upogibno nosilnost. Ker je porušitev zaradi zdrsa v pritličnih etažah konstrukcije redka, smo pri elementih naredili dve kontroli, in sicer smo enkrat zdrs upoštevali, drugič pa ne.

Globalna potresna analiza hiše je pri obeh modelih pokazala, da v primeru upoštevanja porušnega mehanizma zdrsa hiša ne zadosti pogoju mejnega stanja nosilnosti tako za vzdolžno kot tudi za prečno smer. Če strižne nosilnosti zdrsa ne upoštevamo, se hiša v globalnem smislu izkaže kot potresno odporna. Pri preverjanju nosilnosti posameznih zidnih elementov smo z upoštevanjem zdrsa ugotovili, da je mejno stanje nosilnosti preseženo pri precejšnem delu zidov ne glede na uporabljen način modeliranja stavbe. V primeru, da v analizi upoštevamo le strig z diagonalnimi razpokami in upogib, pa se za potresno odporne izkaže nekaj več zidov. Pri vseh zidovih, ki se izkažejo za potresno neodporne, je bila merodajna nosilnost določena na osnovi upogibnega porušnega mehanizma. Ti rezultati veljajo v primeru, ko smo srednje vrednosti materialnih lastnosti zidovja zmanjšali le s faktorjem zaupanja $CF_{KLI} = 1,35$. Prikazati smo želeli tudi rezultate, ki jih dobimo v primeru, da upoštevamo tudi materialni varnostni faktor, ki ga standard dejansko predpisuje. Prišli smo do ugotovitev, da se nosilnosti pričakovano zmanjšajo, a končne ugotovitve so, tako pri analizi potresne odpornosti posameznih zidov kot pri analizi potresne odpornosti hiše kot celote, enake kot v primeru, ko smo upoštevali le faktor zaupanja.

Na podlagi potresne analize se izkaže, da hiša ne izpolni zahtev standarda glede potresne odpornosti. Upoštevati moramo, da je hiša v resnici projektirana za izvedbo z Ytong termo bloki, dejansko pa je sezidana iz modularnih opečnih blokov, zato je celotna masa hiše večja in posledično nanjo delujejo tudi večje potresne sile. Upoštevati moramo tudi, da smo dejanske dimenzije elementov prilagodili izdelavi modela in da izbrane materialne karakteristike niso dobljene na podlagi eksperimentov zidovja obravnavane hiše, ki imajo velik vpliv na nosilnost in način porušitve elementa. Kljub dobljenim rezultatom neodpornosti objekta lahko zaključimo, da obstaja verjetnost rezerve v materialnih lastnostih zidovja, preden bi v resnici prišlo do porušitve.

VIRI

ARSO (Agencija Republike Slovenije za Okolje). 2016. Karta potresne nevarnosti.
http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html

(Pridobljeno 8. 8. 2016.)

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 519 str.

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij.

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

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

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

SIST EN 1998-1:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

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

Tomažević, M. 1987. Zidane zgradbe na potresnih območjih. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 241 str.

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

Wienerberger. 2015. Cenik proizvodov.

http://www.agrodom.si/index.php?option=com_docman&task=doc_details&gid=2&Itemid=79

(Pridobljeno 25. 4. 2016)

