

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidatka:

Lucija Golja

Ocena potresne odpornosti tradicionalno grajene kmečke hiše

Diplomska naloga št.: 3162

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor:

Jure Snoj

Ljubljana, 20. 5. 2011

IZJAVA O AVTORSTVU

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

Podpisani/-a **LUCIJA GOLJA** izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:

»OCENA POTRESNE ODPORNOSTI TRADICIONALNO GRAJENE KMEČKE HIŠE«.

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

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

Ljubljana,

Podpis kandidata/ke

Lucija Golja

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 624.042.7:728.6(043.2)
- Avtor:** Lucija Golja
- Mentor:**izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
- Somentor:** Jure Snoj, univ. dipl. ing. grad.
- Naslov:** Ocena potresne odpornost tradicionalno grajene kmečke hiše
- Obseg in oprema:** 83 str., 30 pregled., 52 slik
- Ključne besede:** potresno inženirstvo, potresna odpornost, zidane stavbe, Evrokod, modalna analiza

Izvleček

V nalogi smo s pomočjo programa SAP2000 preverili potresno odpornost tradicionalno grajene kmečke hiše v Spodnjih Danjah. V prvem delu naloge smo povzeli zahteve standarda SIST EN 1998-3:2005, ki je namenjen za oceno obnašanja obstoječih stavb med potresom. V skladu z določili standarda smo za določitev potresne obremenitve elementov uporabili modalno analizo s spektri odziva. Nosilnost posameznih elementov smo preverili na podlagi treh možnih porušnih mehanizmov zidovja - strižne nosilnosti z zdrsom, strižne nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok in upogibne nosilnosti. V drugem delu diplome smo na kratko opisali zasnovo zgradbe, material in modeliranje konstrukcije v programu SAP2000. Naredili smo dva modela z enakim modelom konstrukcijskega sistema, razlikovala sta se samo v tem, da smo pri modelu 1 celotno maso definirali na nivoju etaž, pri modelu 2 pa je program maso izračunal na podlagi specifične teže zidov in ploskovne obtežbe v horizontalnih elementih na višini etaž. Za oba modela smo določili obremenitev elementov zaradi potresne obtežbe ter jo primerjali z njihovo nosilnostjo. Na ta način smo ocenili potresno odpornost posameznih elementov ter tudi globalno potresno odpornost konstrukcije. Primerjava rezultatov analiz za oba modela pokaže, da so prečne sile v stenah zelo podobne ne glede na uporabljen model, vendar program bistveno hitreje izračuna obremenitve v elementih zaradi potresa v modelu 1. Rezultati obeh analiz kažejo, da stavba ni sposobna prevzeti projektne potresne obtežbe.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.042.7:728.6(043.2)
Author: Lucija Golja
Supervisor: Associate Prof. Ph. D. Matjaž Dolšek
Co-supervisor: Jure Snoj, Structural Engineer
Title: Assessment of seismic resistance of a traditionally-built farmhouse
Notes: 83 p., 30 tab., 52fig.
Key words: earthquake engineering, seismic resistance, masonry building, Eurocode, response spectrum analysis

Abstract

In this thesis we have checked the earthquake resistance of a traditionally-built farmhouse in Spodnje Danje by using SAP2000 software. The first part of the thesis summarizes the requirements of the SIST EN 1998-3:2005 standard, which is intended to be used for seismic performance assessment and retrofit of existing buildings, and the procedures for the assessment of individual elements on the basis of three different failure mechanisms of masonry walls – sliding shear resistance, shear resistance due to formation of diagonal cracks and flexural resistance. In the second part of the thesis we have briefly described the design of the structure, the material and the modelling of the structure in SAP2000. We have constructed two models with the same structural systems. The only difference was, that the masses in model 1 have been defined at storey level, while in model 2 the masses have been computed automatically by the program on the basis of defined density of the wall and vertical load on the floors. Seismic demands, which were determined by modal response spectrum analysis, were compared with the capacities for each structural element, and thus earthquake resistance for individual elements as well as global earthquake resistance of the structure was evaluated. The comparison between the results shows that shear forces in the walls are very similar if calculated by using model 1 or 2, but the use of model 1 is less computationally demanding and provides transparent results. The results of the study show that the structure is incapable of resisting the design earthquake loads.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem somentorju Juretu Snoju, ki mi je bil vedno pripravljen pomagati in svetovati, kako bi lahko izboljšala mojo diplomu.

Hvala mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku, ki mi je bil vedno pripravljen pomagati pri težavah z mojo diplomu in zmanjševanju moje nevednosti.

Zahvala gre tudi mojim staršem in družini, ki me je v času mojega šolanja podpirala tako v moralnem kot tudi v materialnem smislu.

Hvala tudi Matevžu, Bončiju in ostalim sošolcem za prijetno vzdušje na faksu, da sem tja zaradi vas še raje zahajala.

Na koncu pa še tebi Mitja, ker si me in me imaš rad tudi takrat, ko sem sitna in ko je treba krpat luknje pri mojem znanju angleščine.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	STANDARD EN 1998-3	3
2.1	Stopnje poznavanja konstrukcije in faktorji zaupanja	5
2.2	Modeliranje konstrukcij in metode računskih analiz	6
2.2.1	Metoda s horizontalnimi silami	7
2.2.2	Modalna analiza.....	8
2.3	Dodatna pravila za zidane stavbe (Dodatek C)	10
2.4	Ukrepi za izboljšanje potresne odpornosti.....	10
3	NOSILNOST ELEMENTOV NEARMIRANEGA ZIDU	12
3.1	Strižna nosilnost.....	13
3.1.1	Strižna nosilnost – zdrs	14
3.1.2	Strižna nosilnost – diagonalne razpoke	15
3.2	Upogibna nosilnost	16
4	PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI	18
4.1	Zasnova konstrukcije	18
4.2	Material	22
4.3	Obtežba.....	23
4.3.1	Stalni vplivi.....	23
4.3.2	Spremenljiva obtežba	24
4.3.3	Potresna obtežba.....	24
4.4	Masa konstrukcije	26
4.5	Modeliranje konstrukcije s programom SAP2000	28

4.5.1	Nadomestni prerez za modeliranje podajnega stropu.....	31
4.5.1.1	Karakteristike nadomestnega prereza v smeri stropnikov	31
4.5.1.2	Karakteristike nadomestnega prereza prečno na stropnike.....	32
4.5.2	Model 1.....	34
4.5.3	Model 2.....	35
4.6	Potresna analiza modela 1	37
4.6.1	Potresna obremenitev	37
4.6.1.1	Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase	37
4.6.1.2	Ocena celotne potresne sile.....	40
4.6.1.3	Določitev obremenitve v elementih zaradi potresa	40
4.6.2	Račun nosilnosti in ocena potresne odpornosti posameznih elementov	48
4.6.3	Ocena globalne potresne odpornosti konstrukcije.....	57
4.7	Potresna analiza modela 2	59
4.7.1	Potresna obremenitev	59
4.7.1.1	Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase	59
4.7.1.2	Ocena celotne potresne sile.....	61
4.7.1.3	Določitev potresne obtežbe/obremenitve v elementih.....	62
4.7.2	Račun nosilnosti in ocena potresne odpornosti posameznih elementov	68
4.7.3	Ocena odpornosti konstrukcije.....	71
4.8	Primerjava rezultatov za model 1 in 2	73
4.8.1	Nihajni čas, nihajne oblike in efektivne mase.....	73
4.8.2	Določitev potresne obtežbe	76
4.8.3	Ocena odpornosti konstrukcije.....	78
5	ZAKLJUČEK.....	81
6	VIRI.....	83

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Materialne karakteristike kamnitega zidu na Bovškem (Tomaževič, 2009) ...	23
Preglednica 2: Izračun mase stene 1, ki odpade na ploščo nad pritličjem (levo) in nad nadstropjem (desno)	27
Preglednica 3: Nihajni časi modela 1 in efektivne mase	37
Preglednica 4: Prečne sile v elementih pritličja zaradi potresa v smeri Y	46
Preglednica 5: Prečne sile v elementih pritličja zaradi potresa v smeri X	46
Preglednica 6: Prečne sile v elementih nadstropja zaradi potresa v smeri Y	47
Preglednica 7: Prečne sile v elementih nadstropja zaradi potresa v smeri X	47
Preglednica 8: Materialne karakteristike kamnitega zidu, ki smo jih uporabili pri izračunu nosilnosti.....	52
Preglednica 9: Kontrola odpornosti posameznih elementov v pritličju (levo) in nadstropju (desno), ki so nosilni v smeri Y	54
Preglednica 10: Kontrola odpornosti posameznih elementov v pritličju (levo) in nadstropju (desno), ki so nosilni v smeri X.....	55
Preglednica 11: Rezultati za elementa SX2 in ZX2	56
Preglednica 12: Razmerje med celotno potresno silo in težo konstrukcije – BSC	57
Preglednica 13: Koeficient potresne odpornosti SRC podan kot razmerje celotne nosilnosti konstrukcije in teže konstrukcije	58
Preglednica 14: Nihajni časi modela 2 in efektivne mase	59
Preglednica 15: Prečne sile v elementih pritličja zaradi potresa v smeri Y	66
Preglednica 16: Prečne sile v elementih pritličja zaradi potresa v smeri X	66
Preglednica 17: Prečne sile v elementih nadstropja zaradi potresa v smeri Y	67
Preglednica 18: Prečne sile v elementih nadstropja zaradi potresa v smeri X.....	67
Preglednica 19: Kontrola odpornosti posameznih elementov v pritličju (levo) in nadstropju (desno), ki so nosilni v smeri Y	69
Preglednica 20: Preglednica 3: Kontrola odpornosti posameznih elementov v pritličju (levo) in nadstropju (desno), ki so nosilni v smeri X.....	70
Preglednica 21: Razmerje med celotno potresno silo in težo konstrukcije - BSC	71

Preglednica 22: Koeficient potresne odpornosti SRC podan kot razmerje celotne nosilnosti konstrukcije in teže konstrukcije.....	72
Preglednica 23: Nihajni časi in efektivne mase pri modelu 1.....	73
Preglednica 24: Nihajni časi in efektivne mase pri modelu 2.....	74
Preglednica 25: Potresne sile v modelu 1 in modelu 2 v pritličju (levo) in v nadstropju (desno).....	76
Preglednica 26: Potresne sile pri modelu 1 in modelu 2 v pritličju (levo) in v nadstropju (desno).....	77
Preglednica 27: Primerjava nosilnosti posameznih elementov modela 1 in modela 2 v pritličju v Y smeri	78
Preglednica 28: Primerjava nosilnosti posameznih elementov modela 1 in modela 2 v pritličju v smeri X	79
Preglednica 29: Primerjava nosilnosti posameznih elementov modela 1 in modela 2 v nadstropju v smeri Y	79
Preglednica 30: Primerjava nosilnosti posameznih elementov modela 1 in modela 2 v nadstropju v smeri X.....	80

KAZALO SLIK

Slika 1: Kritična mesta, ki jim moramo posvetiti pozornost pri ugotavljanju nosilnosti posameznih elementov zidane konstrukcije (Tomažević, 1998).....	13
Slika 2: Strižna porušna mehanizma: (a) prestrig zidu na dva dela, pri čemer zgornji del drsi po eni od naležnih reg; (b) strižna porušitev, v zidu nastanejo poševne razpoke (Tomažević, 2009).....	14
Slika 3: Zunanost obravnavane stavbe	18
Slika 4: Načrt tlorisa pritličja.....	19
Slika 5: Načrt tlorisa prvega nadstropja	19
Slika 6: Nearmiran kamniti zid na notranji strani kleti	20
Slika 7: Nearmiran zid na zunanji strani	20
Slika 8: Sestava nearmiranega zidovja na vogalu stavbe – vogelni kamni	20
Slika 9: Sestava stropa: stropniki, med katerimi je prostor zapolnjen s slamo in malto,	21
Slika 10: Detajl malte, slame ter prečnih letev	21
Slika 11: Sestava ostrešja, ki je narejeno z lesenimi žebli	22
Slika 12: Karta projektnega pospeška tal	25
Slika 13: Projektni spekter pospeškov	25
Slika 14: Razdelitev stene 1 (glej sliki 4 in 5) na vertikalne slope ter prekladne dele, s pomočjo katerih smo izračunali maso sten v pritličju (P) in nadstropju (N).....	27
Slika 15: 3D model konstrukcije	29
Slika 16: Materialne in togostne karakteristike zidu	30
Slika 17: Karakteristike realnega prereza (črna barva) in nadomestnega prereza (modra barva) v smeri stropnikov	31
Slika 18: Karakteristike realnega prereza (črna) in nadomestnega prereza (modra) prečno na stropnike	32
Slika 19: Karakteristike lesenega stropa v programu SAP2000.....	33
Slika 20: Razporeditev mase v pritličju (levo) – na stiku zidu in plošče 0,68 t ter na plošči 0,006 t in razporeditev mase v nadstropju (desno) - na stiku zidu in plošče 0,37 t ter na plošči 0,011 t.....	35

Slika 21: Razporeditev obtežbe po stropni konstrukciji v pritličju (levo) in v nadstropju (desno).....	36
Slika 22: Prva nihajna oblika – translacijska v Y smeri ($T_{1Y} = 0,166$ s). Prikazani sta nedeformirana (rdeča) in deformirana (črna) lega.	38
Slika 23: Druga nihajna oblika – translacijska v X smeri ($T_{2X} = 0,159$ s). Prikazani sta nedeformirana (rdeča) in deformirana (črna) lega.	39
Slika 24: Tretja nihajna oblika – torzijska ($T_{3Rz} = 0,133$ s). Prikazani sta nedeformirana (rdeča) in deformirana (črna) lega.	39
Slika 25: Razporeditev elementov v pritličju.....	41
Slika 26: Razporeditev elementov v nadstropju	41
Slika 27: Prikaz, kako smo dobili prečne sile v posameznem elementu z orodjem » <i>section cut</i> «.....	42
Slika 28: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 1 zaradi delovanja potresa v Y smeri.....	43
Slika 29: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 2 zaradi delovanja potresa v Y smeri.....	43
Slika 30: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 3 zaradi delovanja potresa v Y smeri.....	44
Slika 31: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 4 zaradi delovanja potresa v Y smeri.....	44
Slika 32: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 5 zaradi delovanja potresa v X smeri.....	45
Slika 33: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 6 zaradi delovanja potresa v X smeri.....	45
Slika 34: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 7 zaradi delovanja potresa v X smeri.....	45
Slika 35 : Določitev efektivne višine elementa h_N	49
Slika 36: Elementa SX_2 in ZX_2 za izračun vertikalne obtežbe N	50
Slika 37: Elementa SY_2 in ZY_2 za izračun vertikalne obtežbe N	51
Slika 38: Četrta nihajna oblika – translacijska v Y smeri ($T_{1Y} = 0,156$ s). Prikazani sta nedeformirana (rdeča) in deformirana (črna) lega.	60
Slika 39: Peta nihajna oblika – translacijska v X smeri ($T_{2X} = 0,150$ s). Prikazani sta nedeformirana (rdeča) in deformirana (črna) lega.	60
Slika 40: Osmo nihajna oblika - torzijska ($T_{3Rz} = 0,128$ s). Prikazani sta nedeformirana (rdeča) in deformirana (črna) lega.....	61
Slika 41: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 1 zaradi delovanja potresa v Y smeri	62
Slika 42: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 2 zaradi delovanja potresa v Y smeri.....	63
Slika 43: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 3 zaradi delovanja potresa v Y smeri.....	63
Slika 44: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 4 zaradi delovanja potresa v Y smeri.....	64

Slika 45: Napetosti S_{12} [kN/m ²] v steni 5 zaradi delovanja potresa v X smeri	64
Slika 46: Napetosti S_{12} [kN/m ²] v steni 6 zaradi delovanja potresa v X smeri	65
Slika 47: Napetosti S_{12} [kN/m ²] v steni 7 zaradi delovanja potresa v X smeri	65
Slika 48: Primerjava nihajnih oblik, kjer prevladuje translacija v Y smeri - model 1 (levo) in model 2 (desno)	75
Slika 49: Primerjava nihajnih oblik, kjer prevladuje translacija v X smeri - model 1 (levo) in model 2 (desno)	75
Slika 50: Primerjava nihajnih oblik, kjer prevladuje torzija - model 1 (levo) in model 2 (desno)	75
Slika 51: Napetosti v steni 1 - model 1 (levo) in model 2 (desno)	76
Slika 52: Napetosti v steni 5 - model 1 (levo) in model 2 (desno)	77

1 UVOD

Zidane stavbe predstavljajo velik del gradbenih objektov v Sloveniji. Med njimi je precej kamnitih stavb, med katerimi so nekatere spomeniško zaščitene. Ko se odločamo za rekonstrukcijo takšnih objektov, jih želimo izboljšati na celovit način. Pri tem velja, da je faza obnove bistveno bolj zahtevna, kot se zdi na prvi pogled, saj objekti ne izpolnjujejo današnjih zahtev standardov o varnosti in bivanjskih razmerah. Objekti so pogosto dotrajani, slabo vzdrževani in izpostavljeni nestrokovnim posegom v preteklosti, ko so jih lastniki prilagajali modernemu načinu življenja. V fazi projektiranja rekonstrukcije objekta je potrebno ugotoviti vse lastnosti objekta, kot so nosilni sistem, konstrukcijske pomanjkljivosti, materialne lastnosti in drugo. Pri tem moramo poznati in upoštevati številne dejavnike, ki vplivajo na končni uspeh obnove, od poznavanja materialov in načina gradnje v času izgradnje objektov, do možnih načinov in postopkov utrditve konstrukcije. Poleg tega pa je potrebno paziti tudi na stroške rekonstrukcije, da le-ti ne presežejo stroškov novogradnje. Ena izmed največjih težav pri rekonstrukciji starejših objektov je zagotavljanje ustrezne potresne varnosti, ki jo zahtevajo veljavni predpisi. Načini izvedbe ocene potresne odpornosti in utrditve stavbe so predpisane v standardu SIST EN 1998-3:2005.

V teoretičnem delu te diplomske naloge je obravnavan standard SIST EN 1998-3:2005 in izračun nosilnosti posameznih elementov zidanih stavb. V EC 8-3 so navedena osnovna pravila za oceno potresne odpornosti obstoječih stavb, vrste analiz, ki jih lahko uporabljamo, opisi tehničnih in konstrukcijskih ukrepov, povezanih s prenovo in potresnim utrjevanjem stavb ter pravila za upoštevanje materialnih in geometrijskih karakteristik.

Standard EC8-3 zahteva, da pridobimo podatke za oceno potresne odpornosti obstoječih stavb iz različnih virov (iz razpoložljive projektne dokumentacije objekta, iz veljavnih predpisov iz časa gradnje, iz terenskega ogleda objekta ter preiskav materialov na terenu in v laboratoriju). Glede na količino in kakovost pridobljenih informacij predpostavimo tri stopnje poznavanja objekta. V našem primeru nismo imeli na voljo niti projektne dokumentacije, niti rezultatov materialnih preiskav na terenu in v laboratoriju, ampak samo ogled objekta na terenu. Omejeno poznavanje konstrukcije je razlog, da smo morali mehanske lastnosti materialov določiti s pomočjo literature.

Standard dopušča uporabo linearne in nelinearne metode analize. V našem primeru smo se odločili za linearno metodo analize, pri tem pa standard dopušča za analizo potresne obremenitve uporabo dveh metod: metodo s horizontalnimi silami in modalno analizo. Uporabili smo slednjo, kjer smo uporabili linearni elastični model konstrukcije, privzeli pa smo projektni spekter odziva, ki ga podaja standard SIST EN 1998-1: 2004.

V računskem delu diplomske naloge smo modelirali konstrukcijo tradicionalno grajene kmečke hiše, zidane iz kamna in malte. Naredili smo dva modela konstrukcije, ki imata enak konstrukcijski sistem in se razlikujeta samo v načinu podajanja mase oziroma obtežbe.

V primeru smo želeli določiti potresno obremenitev in nosilnost ter tako oceniti potresno odpornost posameznih elementov ter narediti globalno oceno odpornosti konstrukcije za vsak model posebej. Nosilnost elementov smo določili kot minimalno vrednost izmed upogibne nosilnosti, strižne nosilnosti z zdrsom in strižne nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok. V postopku kontrole potresne odpornosti smo primerjali izračunano nosilnost elementa s pričakovano potresno obremenitvijo.

Kot končen rezultat analize smo želeli dobiti kritična mesta konstrukcije, saj več kot to linearna analiza modela ne omogoča, in ugotoviti, kako se rezultati razlikujejo, če modela primerjamo med seboj.

2 STANDARD EN 1998-3

V tem poglavju je na kratko opisan standard SIST EN 1998-3, v nadaljevanju EC8-3, ki se nanaša na oceno potresnega odziva stavb in ukrepe za njihovo prenovu stavb, ter predstavlja tretji del standarda za projektiranje potresno odpornih konstrukcij Evrokod 8. Uporabljamo ga za določitev potresne odpornosti stavb ter za njihovo preprojektiranje in dimenzioniranje ukrepov za obnovo ter utrditev. EC 8-3 vsebuje splošni del, kjer so navedeni:

- osnovna pravila za oceno potresne odpornosti obstoječih stavb,
- vrste analiz, ki jih lahko uporabljamo,
- opisi tehničnih in konstrukcijskih ukrepov, povezanih s prenovu in potresnim utrjevanjem stavb,
- pravila za upoštevanje materialnih in geometrijskih karakteristik,

ter dodatke A, B in C, kjer so navedene posebnosti pri oceni armiranobetonskih, jeklenih in zidanih stavb. V naslednjih poglavjih sledi opis splošnega dela standarda, osredotočili pa se bomo na naš primer – zidano stavbo.

Standard EC8-3 definira tri mejna stanja, ki se nanašajo na različne stopnje poškodovanosti konstrukcije, pri katerih morajo biti izpolnjene kontrole za ustreznost konstrukcije:

- **Mejno stanje blizu porušitve NC** (angl. *Limit State of Near Collapse*). Konstrukcija zaradi močne poškodovanosti ohrani majhno nosilnost in togost, kljub temu pa so vertikalni elementi še vedno sposobni prevzeti vertikalno obtežbo. Večina nekonstrukcijskih elementov je porušena, poškodbe so velike, obnova stavbe pa ni smiselna. Objekt v stanju blizu porušitve verjetno ne bi več prenesel niti potresa zmerne jakosti.
- **Mejno stanje pomembnih poškodb SD** (angl. *Limit State of Significant Damage*). V konstrukciji, z nekaj preostale nosilnosti in togosti, so vidne večje poškodbe, vertikalni elementi pa so vseeno še vedno sposobni prevzeti vertikalno obtežbo. Nekonstrukcijski elementi so poškodovani, vendar predelne stene in polnila ne izpadajo iz svoje ravnine. Prisotne so zmerne trajne poškodbe, vendar objekt še vedno lahko prenese potrese zmerne jakosti. Obnova objekta pogosto ni ekonomsko upravičena.

- **Mejno stanje omejenih poškodb DL** (angl. *Limit State of Damage Limitation*). Konstrukcija je rahlo poškodovana. Nekateri nosilni elementi sicer dosežejo območje plastičnih deformacij, vendar večina ostane v elastičnem območju. Nekonstrukcijski elementi, kot so predelne stene in polnila, imajo manjše razpoke, stroški njihovega popravila pa so običajno majhni. Konstrukcija kot celota ohranja nosilnost in togost, ki jo je imela pred vplivom potresa.

Standard določa, da je stavba potresno odporna, če je odpornost večja od obremenitve (ali potresnih zahtev), ki je pri vsakem mejnem stanju predpisana v obliki potresa z ustrezno povratno dobo. Priporočeno je, da se parametri potresnega odziva (obremenitev) določijo za potrese z naslednjimi vrednostmi povratnih dob:

- 2475 let za kontrolo mejnega stanja blizu porušitve (NC). Verjetnost, da bo intenziteta potresa, ki se zahteva za to mejno stanje, prekoračena v predvideni življenjski dobi objekta (50 let), je 2%.
- 475 let za kontrolo mejnega stanja pomembnih poškodb (SD). Verjetnost, da bo intenziteta potresa, ki se zahteva za to mejno stanje, prekoračena v predvideni življenjski dobi objekta, je 10%.
- 225 let za kontrolo mejnega stanja omejenih poškodb (DL). Verjetnost, da bo intenziteta potresa, ki se zahteva za to mejno stanje, prekoračena v predvideni življenjski dobi objekta, je 20%.

V Sloveniji se pri preprojektiranju preverita mejno stanje omejenih poškodb (DL) ter mejno stanje pomembnih poškodb (SD) (Tomažević, 2009).

EC8-3 navaja tudi, da je pri določevanju potresnih zahtev obstoječih konstrukcij potrebno upoštevati, da:

- obstoječe konstrukcije odsevajo gradbeno prakso in znanje iz časa, ko so bile zgrajene,
- morda skrivajo vrsto napak in nepravilnosti,
- ne poznamo vpliva preteklih potresov nanje.

Zaradi navedenega standard EC8-3 predpisuje uporabo faktorjev zaupanja, ki temeljijo na stopnji poznavanja konstrukcije. Z njimi upoštevamo morebitne nezanesljivosti in nepoznavanje materialnih in geometrijskih lastnosti konstrukcije.

2.1 Stopnje poznavanja konstrukcije in faktorji zaupanja

Vhodni podatki, ki jih zberemo iz različnih virov in nam služijo kot ocena za potresno odpornost obstoječih konstrukcij, morajo vključevati:

- razpoložljivo dokumentacijo za obravnavano konstrukcijo,
- ustrezne vire podatkov (npr. sodobne predpise in standarde),
- področje preiskav in
- v večini primerov moramo izvesti tudi in-situ in/ali laboratorijske meritve in teste, kot je predpisano.

Precejšen del standarda EC8-3 opisuje postopek za pridobivanje informacij o konstrukciji, ki so potrebne za dobro oceno obnašanja konstrukcije med potresom. Standard zahteva zbiranje osnovnih informacij o stavbi:

- vrsta konstrukcijskega sistema,
- vrsta temeljev,
- zgradba in lastnosti temeljnih tal,
- geometrija konstrukcije in konstrukcijskih elementov,
- mehanske lastnosti materiala,
- morebitne informacije o projektiranju stavbe in
- poškodovanost nosilne konstrukcije.

Glede na ugotovitve iz zgornjega pregleda konstrukcije se določi stopnja poznavanja konstrukcije, na podlagi česar lahko računsko upoštevamo morebitne negativne vplive nezanesljivih vhodnih podatkov. Standard EC8-3 definira tri stopnje natančnosti podatkov in pripadajoče faktorje zaupanja (angl. *confidence factor*):

- Stopnja KL1 - Omejeno poznavanje: Podatki o geometriji konstrukcije in njenih ključnih elementov se pridobijo z meritvami dimenzij ali iz podatkov projektne dokumentacije. Konstrukcijski detajli niso razvidni iz dokumentov in se lahko ugotovijo z uporabo eksperimentalnih raziskav oziroma s simulacijo statičnega računa, v katerem so upoštevani predpisi iz časa, ko je bila stavba zgrajena. Prav tako razpoložljiva projektna dokumentacija ne vsebuje podatkov o uporabljenem materialu, zato jih lahko pridobimo z raziskavami oziroma z uporabo ustreznih predpisov iz časa gradnje konstrukcije. Tej stopnji zaupanja pripada faktor zaupanja $CF_{KL1} = 1,35$.

- Stopnja KL2 - Normalno poznavanje: Podatki o geometriji konstrukcije in njenih elementov se lahko pridobijo s podrobnim merjenjem dimenzij ali pa se za ugotavljanje dimenzij uporabijo obstoječi načrti konstrukcije. Konstrukcijski detajli se lahko ugotovijo na dva načina: z uporabo projektnih načrtov za izdelavo konstrukcije ali z dodatnimi raziskavami na konstrukciji. Pri tem je potrebno pregledati vsaj 50% vseh elementov. Karakteristike uporabljenega materiala se ugotavlja bodisi z uporabo izvornih projektnih dokumentacij bodisi s testiranjem. V zadnjem primeru je potrebno v vsaki etaži testirati vsaj 2 vzorca materiala. Pripadajoči faktor zaupanja za normalno poznavanje konstrukcije je $CF_{KL2} = 1,2$.
- Stopnja KL3 – Popolno poznavanje: Geometrija konstrukcije in elementov se ugotavlja iz popolne projektne dokumentacije, vendar je priporočljivo, da se podatke potrdi tudi s podrobnimi izmerami na konstrukciji. Iz načrtov so razvidne originalne dimenzije konstrukcije in tudi morebitne kasnejše predelave. Kvaliteta konstrukcijskih detajlov se ugotavljata z eksperimentalno, predpisan je pregled vsaj 80% vseh elementov konstrukcije. Lastnosti vgrajenega materiala ugotavljamo tako, da se v vsaki etaži vzame vsaj tri vzorce materiala. Tej stopnji pripada faktor zaupanja $CF_{KL3} = 1,00$.

Faktorji zaupanja so bistvenega pomena za določanje nosilnosti posameznih elementov, saj kapaciteto elementov izračunamo tako, da srednje materialne karakteristike delimo s faktorji zaupanja in varnostnimi faktorji za material. Slabše poznavanje konstrukcije je kaznovano z večjim faktorjem zaupanja, ki zmanjšuje nosilnost elementov.

2.2 Modeliranje konstrukcij in metode računskih analiz

Stopnje poznavanja konstrukcije določajo tudi računske metode, ki jih standard predpisuje za analizo obnašanja konstrukcije. V primeru omejenega poznavanja standard dopušča zgolj uporabo linearnih metod (metoda s horizontalnimi silami ter modalna analiza). V primeru, da dosežemo normalno in popolno poznavanje konstrukcije, je poleg linearnih metod mogoče uporabiti nelinearno statično analizo (angl. *pushover*) ali nelinearno dinamično analizo, ki sta bolj zahtevni, vendar omogočata vpogled v poškodovanost konstrukcije.

Pri modeliranju konstrukcij se standard EC8-3 veliko sklicuje na prvi del standarda Evrokod 8 (EC8-1), ki obravnava splošna pravila projektiranja potresno odpornih zgradb. Do razlik pride

v obravnavanju materialnih karakteristik, kjer EC8-3 za razliko od EC8-1 zahteva uporabo srednjih vrednosti materialnih lastnosti. To je posledica tega, da je EC8-3 namenjen prenovi in obnovi obstoječih stavb, kjer naj bi podatke o materialu pridobili z eksperimentalnimi analizami. Podobno kot v EC8-1 je tudi v EC8-3 zahtevano upoštevanje razpokanih prerezov, za katere lahko ob pomanjkanju natančnejših podatkov privzamemo kar polovične vrednosti togosti pripadajočih nerazpokanih prerezov. V nadaljevanju podajamo opis dveh linearnih računskih metod za analizo potresnega odziva obstoječih stavb.

2.2.1 Metoda s horizontalnimi silami

To je najenostavnejša metoda za potresno analizo, kjer potresne sile na konstrukcijo predstavimo z vodoravnimi silami F_i v vsaki etaži. Za vsako smer delovanja potresa je potrebno najprej določiti nihajni čas konstrukcije v tej smeri, nato pa se s pomočjo naslednje enačbe določi celotno prečno silo F_b , ki deluje na konstrukcijo:

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad (2.1)$$

kjer m predstavlja celotno maso konstrukcije, $S_d(T_1)$ je projektni spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času T_1 konstrukcije, λ pa je faktor, s katerim upoštevamo, da je efektivna masa v povprečju za 15% manjša od celotne mase stavbe, če ima stavba 3 ali več etaž in če je $T \leq 2T_C$. Faktor λ je torej enak 1 za stavbe z dvema etažama ali manj, oziroma 0.85 v ostalih primerih. Spektralni pospešek določimo v skladu z enačbami za projektni spekter pospeškov iz EC8-1, 3.2.2.5.

Celotno prečno silo je potrebno v nadaljevanju razdeliti po etažah, kar lahko storimo sorazmerno z masami in kotami etaž ali sorazmerno s prvo nihajno obliko. Prvi primer razporeditve lahko zapišemo v enačbi:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (2.2)$$

kjer je F_i horizontalna sila v etaži i , F_b je celotna prečna sila, ki deluje na konstrukcijo, z_i je višina, na kateri se nahaja masa m_i v i -ti etaži. Potres lahko deluje v različnih smereh, zato lahko stavbo analiziramo kot več medsebojno ločenih ravninskih okvirov.

Omenjena metoda se lahko uporablja le pri konstrukcijah:

- ki so po višini pravilne,
- kjer višje nihajne oblike ne vplivajo pomembno na odziv stavbe in imajo osnovne nihajne čase T_1 manjše od $4T_c$, kar velja v večini primerov zidanih stavb.

Dodatno EC8-3 predpisuje tudi, da moramo izračunati koeficiente ρ_i , med potresno zahtevo D_i in kapaciteto C_i elementa. Če ρ_{min} in ρ_{max} predstavljata minimalno in maksimalno razmerje ρ_i , kjer $\rho_i > 1$, potem mora veljati, da $\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} < 2,5$. V nasprotnem primeru je potrebno uporabiti natančnejšo analizo (SIST EN 1998-3:2005, 4.4.2).

2.2.2 Modalna analiza

Je osnovna metoda analize, ki jo predvideva EC8 pri uporabi linearno elastičnega modela konstrukcije. Ta vrsta analize se uporablja za stavbe, ki ne izpolnjujejo pogojev za uporabo metode z vodoravnimi silami. Upoštevati moramo vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu, kar dokažemo tako, da izpolnimo naslednja pogoja:

- vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki se upoštevajo, znaša vsaj 90% celotne mase konstrukcije,
- upoštevajo se vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5% celotne mase.

Pri uporabi prostorskega modela je potrebno zgornje zahteve preveriti za vse ustrezne smeri.

Pri kombinaciji nihajnih oblik se lahko predpostavi, da sta odziva v dveh nihajnih oblikah i in j (upoštevane so tako translacijske kot torzijske nihajne oblike) neodvisna, če njuna nihajna časa T_i in T_j (s $T_j \leq T_i$) ustrezata pogoju:

$$T_j \leq 0,9 * T_i \quad (2.3)$$

Če lahko predpostavimo, da so odzivi v vseh ustreznih nihajnih oblikah medsebojno neodvisni, se lahko največja vrednost E_E učinka potresnega vpliva izračuna z enačbo:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (2.4)$$

kjer sta:

E_E obravnavan učinek potresnega vpliva (sila, pomik,...)

E_{Ei} vrednost tega učinka potresnega vpliva zaradi nihajne oblike i .

Če dve nihajni obliki med seboj nista neodvisni, potem je treba za račun konstrukcije največjih vrednosti posameznih nihajnih oblik uporabiti natančnejše postopke, kot npr. kompletno kvadratno kombinacijo (CQC).

Pri vodoravnih komponentah potresnega vpliva v različnih smereh je potrebno upoštevati, da lahko delujeta sočasno. Pri tem se vplivi po smereh kombinirajo tako, da se najprej izračuna odziv za vodoravno komponento v vsaki od smeri, pri čemer se uporabi zgornje pravilo za kombinacijo vpliva posameznih nihajnih oblik. Nato se največjo vrednost vpliva zaradi potresa v obeh smereh kombinira po pravilu SRSS (izračuna se kvadratni koren vsote kvadratov odziva za vrednosti komponente zaradi delovanja potresa v obeh smereh). Ocena po pravilu SRSS na splošno daje konzervativno oceno vrednosti vpliva. Alternativno se lahko vplive zaradi potresa v različnih smereh izračuna z naslednjima kombinacijama, vendar je potrebno upoštevati obe kombinaciji:

$$\begin{matrix} E_{EdX} + 0,30E_{EdY} \\ 0,30E_{EdX} + E_{EdY} \end{matrix} \quad (2.5)$$

kjer sta:

E_{EdX} vpliv zaradi delovanja potresa vzdolž smeri X,

E_{EdY} vpliv zaradi delovanja potresa vzdolž smeri Y.

Poleg delovanja potresa v različnih smereh je potrebno upoštevati tudi vpliv slučajne torzije. Če za analizo uporabimo prostorski model, se lahko vplive slučajne torzije določi kot ovojnico rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti M_{ai} okrog navpične osi v vsaki etaži i :

$$M_{ai} = e_{ai} * F_i \quad (2.6)$$

kjer je e_{ai} slučajna ekscentričnost mase v etaži i in F_i vodoravna sila v etaži i .

V našem modelu smo slučajno ekscentričnost upoštevali tako, da smo povečali notranje sile v posameznih nosilnih elementih s faktorjem δ . Faktor δ izračunamo po naslednji enačbi:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (2.7)$$

kjer je x razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, L_e pa predstavlja razdaljo med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo. Obe količini sta merjeni pravokotno na smer delovanja potresa.

2.3 Dodatna pravila za zidane stavbe (Dodatek C)

Za analizo zidanih stavbnih konstrukcij se lahko uporablja vse metode računske analize. V primeru uporabe linearno statične ali linearno dinamične analize je potrebno zaradi njihovih posebnosti glede topologije in mehanskih karakteristik materiala potresno obnašanje zidanih stavb določiti ob upoštevanju dodatnih pogojev:

- linearne metode računske analize se lahko uporabljajo za zidane stavbe, ki imajo nosilne stene enakomerno razporejene po celotnem tlorisu in v obeh glavnih smereh,
- nosilne stene morajo po višini konstrukcije potekati neprekinjeno,
- stropne konstrukcije morajo biti dovolj toge v svoji ravnini (toga diafragma), da se potresna obtežba v posamezni etaži lahko enakomerno razporedi na vse vertikalne stene,
- nivoji etaž morajo biti enaki po celotnem tlorisu,
- razmerje togosti najbolj in najmanj toge nosilne stene mora biti v vsaki etaži manjše ali enako vrednosti 2.5,
- pri nizkih zidanih stavbah (< 3 etaže), pri katerih določa obnašanje nosilnih sten predvsem strig, in če je razmerje med višino in širino nosilnih sten manjše od 1.0, se lahko vsaka etaža analizira neodvisno od drugih etaž.

2.4 Ukrepi za izboljšanje potresne odpornosti

Na podlagi ocene potresne odpornosti konstrukcije in vrste ter obsega poškodb se moramo odločiti za ukrepe, s katerimi izboljšamo potresno odpornost stavbe. Standard EC8-3 opisuje tehnične vidike ustreznih meril.

Izbira vrste in obsega ukrepov mora temeljiti na zbranih informacijah pri oceni potresne odpornosti stavbe. Pri tem moramo upoštevati naslednja priporočila:

- ugotovljene velike lokalne napake je potrebno ustrezno odpraviti,
- pri nepravilnih stavbah (glede togosti in porazdelitve dodatne nosilnosti), je potrebno v največji meri izboljšati konstrukcijsko pravilnost, tako po višini kot v tlorisu,
- zahtevane lastnosti lahko dosežemo bodisi s spremembo nosilnosti in/ali togosti na primernem številu obstoječih elementov bodisi z uvedbo novih konstrukcijskih elementov,
- povečati je potrebno lokalno duktilnost, kjer je to potrebno,
- povečanje nosilnosti po izvedbi ukrepov ne sme zmanjšati dovoljene globalne duktilnosti,
- zamenjati je potrebno neduktilne preklade, izboljšati neustrezne povezave med stropom/tlemi in steno, odpraviti nestabilnosti sten izven ravnine pri zidanih zgradbah.

Ukrepe lahko izberemo izmed naslednjih, pri čemer lahko izberemo eno ali več vrst. V vseh primerih je potrebno upoštevati vpliv konstrukcijskih sprememb na temelje. Vrste ukrepov so:

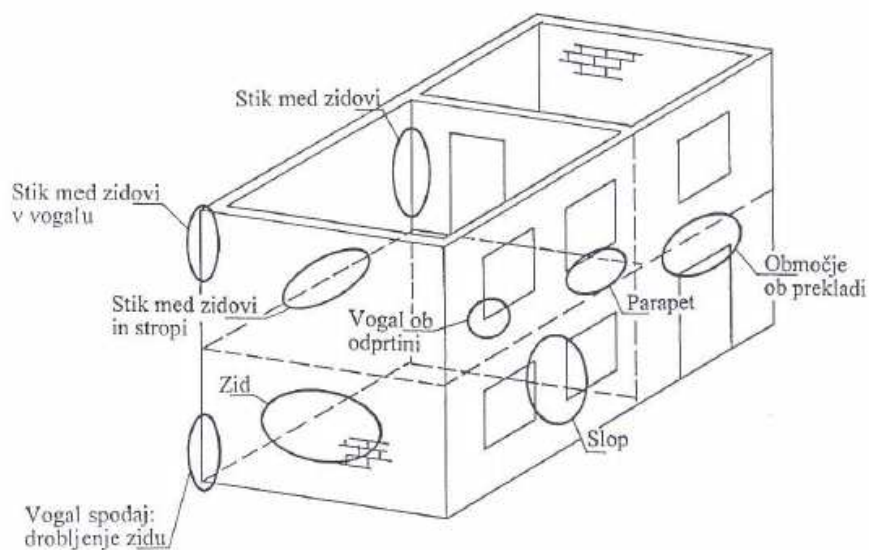
- lokalne ali splošne spremembe poškodovanih ali nepoškodovanih elementov (popravilo, ojačitev ali celotna zamenjava), ob upoštevanju togosti, nosilnosti in duktilnosti teh elementov,
- dodatek novih konstrukcijskih elementov,
- sprememba konstrukcijskega sistema v bolj pravilnega ali bolj duktilnega,
- preoblikovanje obstoječih nekonstrukcijskih elementov v konstrukcijske,
- uvedba potresne izolacije,
- zmanjšanje mas,
- omejitev ali sprememba namembnosti objekta,
- delno rušenje.

Odločitve glede popravila ali ojačitve nekonstrukcijskih elementov moramo sprejeti, ko obnašanje elementov med potresom ogroža življenje prebivalcev ali vrednost blaga, shranjenega v stavbah.

3 NOSILNOST ELEMENTOV NEARMIRANEGA ZIDU

Pri starih zidanih stavbah, ki so grajene na tradicionalen način, lahko le izjemoma pričakujemo ugodno obnašanje med potresom. Takšne zgradbe so tipično stenaste konstrukcije, katerih glavni nosilni sistem sestavljajo »strižne« stene v obeh pravokotnih smereh stavbe. »Strižne« stene prenašajo navpično težnostno in vodoravno potresno obtežbo ter so med seboj povezane s stropnimi konstrukcijami. Pogosto so »strižne« stene prebite z okenskimi in vratnimi odprtinami. Prekladni in parapetni deli nad in pod odprtino prenašajo navpično obtežbo ter predstavljajo vodoravne elemente, ki prevzamejo vpliv potresne obtežbe. Pri nearmiranih zidanih stavbah se pogosto zgodi, da so vertikalni slopi šibkejši od prekladnih ali parapetnih delov in se bodo zaradi tega tudi najprej poškodovali. Način porušitve vertikalnega slopa je odvisen od geometrijskih razmerij in mehanskih lastnosti zidovja (Tomaževič, 2009).

Iz literature (Tomaževič, 2009) sledi, da tipične razpoke ob vogalih in na stikih zidov nastanejo zaradi neustrezne povezanosti zidov ter zidov in stropov. Različni mehanizmi obnašanja povzročijo različne oblike razpok v nosilnem zidovju (Bosiljkov in soavtorji, 2010). Pri zidanih konstrukcijah je običajno kritičen strižni mehanizem, pri katerem pride do pojava razpok v diagonalnih smereh zaradi premajhne natezne odpornosti (razpoke v obliki črke X). Takšen mehanizem ni ugoden, saj ne omogoča zadostnega sipanja energije in velja za krhkega. Drugi tip strižnega mehanizma, prestrižni mehanizem, nastane zaradi zdrsa zidu vzdolž horizontalne rege med zidaki in nastane predvsem v elementih, kjer so prisotne majhne vertikalne napetosti oziroma slaba kakovost malte. Tretji tip porušnega mehanizma je upogibni mehanizem, ki ima za posledico drobljenje zidakov v vogalih elementov. Pri starih zidanih stavbah z lesenimi stropovi brez vodoravnih zidnih vezi se zaradi vztrajnostnih sil, zidovi, ki stoje pravokotno na smer delovanja potresa, poskušajo odtrgati od zidov, stoječih v smeri gibanja tal, kar lahko privede do izpadanja zidov iz svoje ravnine. Razpoke v prečnih zidovih so običajno posledica upogiba izven njihove ravnine. Mesta, na katera moramo biti še posebej pozorni pri ugotavljanju poškodb, so prikazana na spodnji sliki 1.



Slika 1: Kritična mesta, ki jim moramo posvetiti pozornost pri ugotavljanju nosilnosti posameznih elementov zidane konstrukcije (Tomažević, 1998).

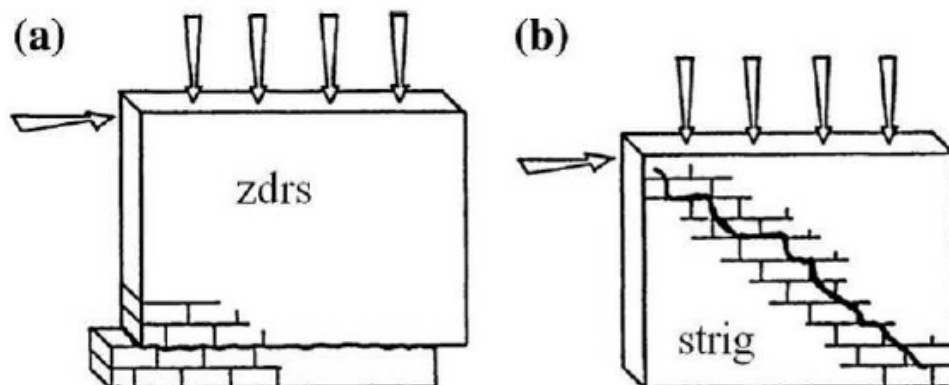
Zid je neelastičen, nehomogen in neizotropen kompozitni gradbeni material. Med potresom na konstrukcijo delujejo potresne sile kot zaporedje cikličnih, izmenično delujočih vodoravnih vztrajnostnih sil. Le-te lahko vzbudijo nihanje konstrukcije z amplitudami, ki niso več v linearnem področju obnašanja zidovja, in v zidovih povzročijo visoke normalne in strižne napetosti.

3.1 Strižna nosilnost

Pri zidanih konstrukcijah zaradi mehanskih lastnosti zidovja in geometrijskih razmerij zidov, pod vplivom potresne obtežbe prevladuje strižni mehanizem porušitve (angl. *shear failure mechanisms*). Pri izračunu nosilnosti je potrebno upoštevati dva strižna mehanizma porušitve: prestrižni mehanizem, pri katerem je kritični parameter »strižna trdnost« zidovja in strižni mehanizem z nastankom diagonalnih razpok, kjer je kritični parameter »natezna trdnost« zidovja. Oba mehanizma sta prikazana na sliki 2. Strižna trdnost je mehanska lastnost zidu, ki definira odpornost zidane stene na vodoravne obtežbe v primeru, da v zidu pride do striga. Do tega mehanizma pride zaradi slabe kvalitete malte (dotrajanost starih zidanih stavb), oziroma zaradi majhnih vertikalnih napetostih v zidu (pod streho stavb). Na drugi strani je strižni mehanizem z diagonalnimi razpokami bolj tipičen in pogost mehanizem porušitve. Nastane, ko glavne natezne napetosti v osrednjem območju zidu presežejo natezno trdnost zidovja,

zaradi kombinacije navpičnih in vodoravnih sil. Pri tem v zidu nastanejo poševne razpoke, ki lahko potekajo »cik-cak« po naležnih in navpičnih regah (slika 2b), oziroma po diagonali preko zidakov ali deloma po regah in deloma preko zidakov.

V modelu konstrukcije se kot strižno nosilnost zidu upošteva minimalna izmed vrednosti izračunanih strižnih nosilnosti, ki se nanašata na zdrs oziroma na diagonalne razpoke.



Slika 2: Strižna porušna mehanizma: (a) prestrig zidu na dva dela, pri čemer zgornji del drsi po eni od naležnih reg; (b) strižna porušitev, v zidu nastanejo poševne razpoke (Tomažević, 2009)

3.1.1 Strižna nosilnost – zdrs

Pri zdrsu, kjer nastane vodoravna razpoka, element zdrsne nad enim od robov takoj, ko strižne napetosti dosežejo t.i. »strižno trdnost zidu«. Do porušitve zaradi zdrsa pride predvsem pri tistih zidovih, ki imajo nizke vertikalne tlačne napetosti in so zidani z malto slabe kvalitete. Do zdrsa v nearmiranih zidovih pride v zgornjih delih zidanih konstrukcij, pod togimi strešnimi konstrukcijami, kjer so tlačne napetosti nizke in pospeški visoki. Evrokod 6-1 definira strižno trdnost zidovja na podlagi prestrižnega mehanizma, ki je kritičen takrat, ko na zid v njegovi ravnini deluje vodoravna obtežba. Strižno trdnost definira kot seštevek začetne strižne trdnosti (strižne trdnosti pri ničelni tlačni napetosti) in prirastka trdnosti zaradi tlačne napetosti v obravnavanem vodoravnem prerezu zidu, pravokotnem na strig (SIST EN 1996-1-1: 2006, 3.6.2):

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b \quad (3.1)$$

kjer je:

- f_{vko} začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti (Tomažević, 2009),
 σ_d projektna tlačna napetost v prerezu v smeri, pravokotni na strižno silo,
 f_b tlačna trdnost zidovja.

Odpornost zidu pri strižni porušitvi določimo tako, da karakteristično strižno trdnost pomnožimo s površino zidu, ki prevzame strig. Projektno strižno odpornost nearmiranega zidu $R_{ds,w}$ izračunamo po enačbi (Tomažević, 2009):

$$R_{ds,w} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c \quad (3.2)$$

kjer je:

- t debelina zidu,
 l_c dolžina tlačnega dela zidu,
 γ_M varnostni faktor. V primeru obstoječih konstrukcij je γ_M produkt faktorja zaupanja CF, ki je odvisen od stopnje poznavanja konstrukcije, delnega faktorja varnosti za material in faktorja 2/3, s katerim lahko reduciramo varnostni faktor skladno z EC8-1.

Enačba (3.2) je uporabna samo v primeru osnovnih kontrol varnosti konstrukcije, kjer je za posamezni konstrukcijski narejena primerjava med projektno odpornostjo in projektnimi obremenitvami.

3.1.2 Strižna nosilnost – diagonalne razpoke

Pri zidovih, katerih višina ni bistveno večja od širine, so kritične strižne obremenitve. Zaradi vodoravnih sil pride v zidu do natezne napetosti pravokotno na smer diagonale. Te napetosti so največje na sredini zidu in na tem mestu se pojavi razpoka, ki se širi v smeri diagonale od sredine proti robovoma. Diagonalne razpoke nastanejo takrat, ko je presežena natezna trdnost zidovja in lahko potekajo v eni ali v obeh diagonalnih smereh površine zidu (Tomažević, 2009). Mehanizem z diagonalnimi razpokami opišemo z naslednjo enačbo:

$$R_{s,w} = A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \quad (3.3)$$

kjer je:

$A_w = tl$ površina vodoravnega prereza zidu,

l dolžina zidu,

$\sigma_0 = N/A_w$ povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi dejanske navpične sile N ,

f_t referenčna natezna trdnost zidu,

b faktor, s katerim se upošteva vpliv geometrije zidu in dejanskega razmerja med navpično in vodoravno silo pri porušitvi na porazdelitev strižnih napetosti po prerezu; vrednost se spreminja od 1,5 (vitki zidovi, $h/l > 1,5$) do 1,1 (široki zidovi).

Referenčna natezna trdnost f_t , je tista natezna trdnost, pri kateri pride do natezne odpovedi zidu. To se zgodi takrat, ko je zid hkrati obtežen z vertikalno (lastna teža) in horizontalno obtežbo (potres).

3.2 Upogibna nosilnost

Kadar pride do drobljenja zidakov na robu zidu, pravimo, da je bila presežena upogibna nosilnost zidu. To se zgodi, ko na nateznem robu zidu nastane razpoka, ki se širi toliko časa, dokler tlačne napetosti na robu ne dosežejo tlačne trdnosti zidu in posledično pride do drobljenja zidakov.

Mejni upogibni moment $M_{u,w}$, ki določa upogibno nosilnost zidu, se izračuna z enačbo (Tomažević, 2009):

$$M_{u,w} = \frac{\sigma_0 t l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f}\right) \quad (3.4)$$

kjer je:

l dolžina zidu,

t debelina zidu,

σ_0 povprečna tlačna napetost v zidu,

f tlačna trdnost zidu.

Ob poznavanju mejnega upogibnega momenta, lahko v odvisnosti od vpetostnih pogojev na spodnjem in zgornjem robu zidanega slopa določimo upogibno odpornost zidu v smislu vodoravne sile $R_{f,w}$ (Tomaževič, 2009):

$$R_{f,w} = \frac{M_{u,w}}{\alpha h} \quad (3.5)$$

kjer je:

h višina elementa,

α koeficient vpetosti, ki ima pri obojestransko vpetem zidu vrednost $\alpha = 0,5$. V primeru konzolnega zidu je $\alpha = 1$.

4 PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI

Analizirali bomo staro kmečko hišo, ki se nahaja v Spodnjih Danjah, gručasti vasi pod Ratitovcem, in je prikazana na sliki 3. Enonadstropna hiša je zidana iz kamnitih blokov in ima dvokapno streho na čop, ki je krita s škrlom. V pritličju so imeli včasih »hišo« (dnevno sobo z jedilnico), kamro, vežo, črno kuhinjo in dve kašči. V nadstropju se je nahajala večja soba s kamro, v ostalih prostorih pa so bile kašče. Podboj vhodnih vrat je izklesan iz pastelno zelenega peračiškega tufa in ima letnico 1874, vendar pa so prebivalci prepričani, da je ta hiša, vključno z nekaterimi ostalimi hišami v vasi, stara okoli 300 let. V oknih pritličja ima hiša kovane »gavtre« oziroma kovane okenske mreže.



Slika 3: Zunanost obravnavane stavbe

4.1 Opis konstrukcije

Tlorisne dimenzije stavbe so $14,4 \times 8,8$ m. Stavba, vključno s streho, v višino meri 9,8 m, brez strehe pa 5,6 m, saj je višina posamezne etaže 2,8 m. Tlorisa pritličja in nadstropja sta prikazana na slikah 4 in 5.

Vertikalni elementi so iz nearmiranega zidovja, ki je zgrajen iz skal, kamnov različnih oblik in žganega apna, kar je razvidno iz slik 6 - 8. Zunanji zidovi imajo debelino od 60 do 70 cm in potekajo neprekinjeno od tal do vrha stavbe. O temeljih težko govorimo, saj hiša stoji na laporju in so po vsej verjetnosti temelji zelo plitvi oziroma jih sploh ni.



Slika 6: Nearmiran kamniti zid na notranji strani kleti



Slika 7: Nearmiran zid na zunanji strani



Slika 8: Sestava nearmiranega zidovja na vogalu stavbe – vogelni kamni

Stropi so sestavljeni iz lesenih stropnikov, med katerimi ima najmanjši dimenzijo 16/15 cm, največji pa 20/15 cm. Razmak med posameznimi stropniki je približno 20 cm, med njimi pa je zmes slame in malte, ki je služila kot izolacija. Na zgornji strani stropnikov so položene pohodne lesene deske, na njihovi spodnji strani pa so pribite lesene letvice, ki so jih uporabili kot pomožno nosilno konstrukcijo za omet (sliki 9 - 10).



Slika 9: Sestava stropa: stropniki, med katerimi je prostor zapolnjen s slamo in malto, ter prečne letve kot podlaga za omet



Slika 10: Detajl malte, slame ter prečnih letev

Streha je pokrita s škriplom, ki je pritrjen na lesene deske, le-te pa na špirovce, ki se naslanjajo na vzdolžne stene stavbe, kar je prikazano na sliki 11.



Slika 11: Sestava ostrešja, ki je narejeno z lesenimi žebli

4.2 Material

Pri tradicionalno grajenih hišah je zidovje sezidano iz lokalno pridobljenega neobdelanega kamna različnih velikosti. Vmesni prostor med večjimi kamni je zapolnjen z manjšimi kosi kamna, ki so pomešani z malto za zidanje. Malta je slabe kakovosti, mešana pa je bila z razmeroma majhno količino apna.

Pri materialu se srečamo s težavo, kako ugotoviti vrednosti osnovnih mehanskih lastnosti kamnitega zidovja: tlačne, strižne in natezne trdnosti ter elastičnega in strižnega modula. Obstaja veliko in-situ preiskav, ko na terenu ugotavljajo mehanske karakteristike zidovja, vendar so take preiskave zelo drage in zamudne.

Na podlagi vizualnega pregleda konstrukcije smo mehanske lastnosti konstrukcije določili s pomočjo literature (Tomaževič, 2009). V Tomaževičevi knjigi so med drugim navedene tudi povprečne vrednosti mehanskih lastnosti kamnitega zidovja, ki so jih dobili s terenskimi preiskavami na obstoječih objektih na različnih koncih Slovenije.

Mehanske lastnosti so odvisne od sestave zidu in malte za zidanje, od strukture zidu ter stopnje votlavosti. Na podlagi eksperimentalnih podatkov iz literature smo predpostavili

naslednje mehanske lastnosti kamnitega zidu stare kmečke hiše, ki so prikazane v preglednici 1.

Preglednica 1: Materialne karakteristike kamnitega zidu na Bovškem (Tomažević, 2009)

Specifična prostorninska teža γ [kN/m ³]	20
Elastični modul E [MPa]	2660
Strižni modul G [MPa]	170
Tlačna trdnost f_m [MPa]	0,98
Natezna trdnost f_t [MPa]	0,06
Začetna strižna trdnost f_{vk0} [MPa]	0,10

4.3 Obtežba

4.3.1 Stalni vplivi

S pomočjo standarda SIST EN 1991-1-1 so bile določene naslednje vrednosti stalnih vplivov:

1) Strop:

- lesene deske [0,025 m]	$\gamma = 6 \text{ kN/m}^3$	$g = 0,15 \text{ kN/m}^2$
- lesen stropnik [0,2×0,15/0,4 m]	$\gamma = 6 \text{ kN/m}^3$	$g = 0,45 \text{ kN/m}^2$
- slama in blato [0,2×0,15/0,4 m]	$\gamma = 1,5 \text{ kN/m}^3$	$g = 0,12 \text{ kN/m}^2$
- lesen opaž [0,025×0,025/0,05 m]	$\gamma = 6 \text{ kN/m}^3$	$g = 0,08 \text{ kN/m}^2$
- omet [0,02 m]	$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$	$g = 0,30 \text{ kN/m}^2$

Celotna lastna teža stropa: $\sum g_s = 1,1 \text{ kN/m}^2$

2) Streha:

- škrilovec [0,01m]	$\gamma = 28 \text{ kN/m}^3$	$g = 0,28 \text{ kN/m}^2$
- lesene deske [0,025m]	$\gamma = 6 \text{ kN/m}^3$	$g = 0,15 \text{ kN/m}^2$
- lesen tram [0,14×0,17/1,15m]	$\gamma = 6 \text{ kN/m}^3$	$g = 0,13 \text{ kN/m}^2$

Celotna lastna teža strehe: $\sum g_{st} = 0,56 \text{ kN/m}^2$

Razporeditev obtežbe po tlorisu (naklon $\phi = 45^\circ$) $\sum g_{st} = 0,79 \text{ kN/m}^2$

3) Kamniti zid:

- prostorninska teža zidu iz kamna $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

4.3.2 Spremenljiva obtežba

Stavba je v osnovi namenjena bivanju, zato spremenljivi vplivi spadajo v kategorijo A – spremenljiva obtežba bivalnih prostorov. Koristno obtežbo predpostavimo kot ploskovno obtežbo, porazdeljeno po celotnem tlorisu etaže.

S pomočjo standarda SIST EN 1991-1-1 je bila določena vrednost spremenljivega vpliva $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$, ki smo jo upoštevali po celotni površini stavbe.

4.3.3 Potresna obtežba

Vpliv potresa opišemo s projektnim oziroma elastičnim spektrom. Pri oceni obstoječe stavbe smo uporabili projektni spekter, ki smo ga določili iz enačb, ki so podane v SIST EN 1998-1: 2004 (člen 3.2.2.5.):

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.2)$$

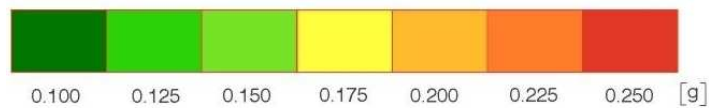
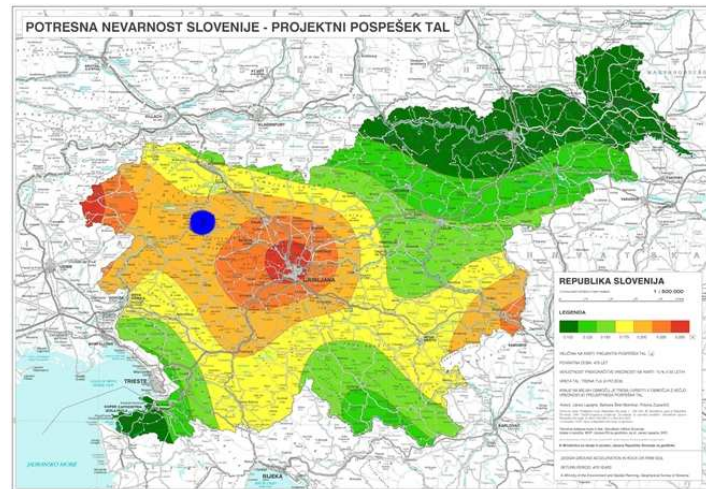
$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.3)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.4)$$

Za območje, kjer se nahaja stara kmečka hiša, privzamemo naslednje parametre, ki definirajo potresno obtežbo:

- $a_g = 0,2g$ (odčitamo iz karte potresne nevarnosti na sliki 12)
- q - faktor obnašanja - privzamemo, da je $q = 1,5$
- tip tal B – zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina debeline nekaj deset metrov, ki določa naslednje parametre tal: $S = 1,2, T_B = 0,15s, T_C = 0,5s, T_D = 2s,$

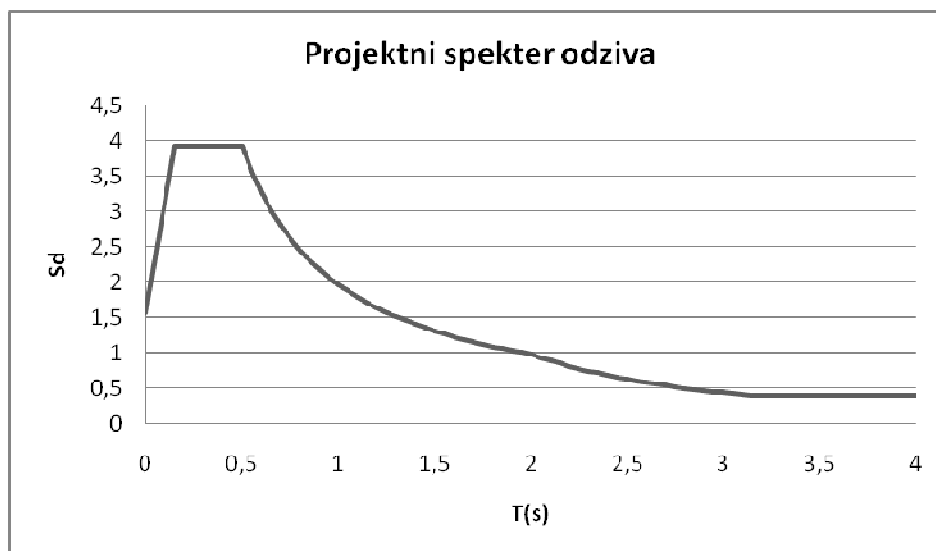
- stavba spada med običajne stavbe, torej v II. kategorijo pomembnosti, kar pomeni, da lahko uporabimo faktor pomembnosti



VELIČINA NA KARTI: PROJEKTNI POSPEŠEK TAL [g]

Slika 12: Karta projektne pospeška tal

Z enačbami (4.1) – (4.4) lahko izračunamo projektni spekter, ki je prikazan na sliki 13.



Slika 13: Projektni spekter pospeškov

4.4 Masa konstrukcije

Standard v primeru projektnega potresa predvideva, da obstaja zelo majhna verjetnost, da bo v tistem trenutku na objektu tudi spremenljiva obtežba (koristna obtežba, sneg) v svoji polni vrednosti. To je razlog, da nam pri potresu ni potrebno upoštevati vpliva snega in vetra, koristno obtežbo pa lahko upoštevamo v reducirani obliki v skladu z naslednjo enačbo:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} = \sum G_{k,j} + \sum \varphi \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.5)$$

kjer je:

$\psi_{2,i}$ koeficient za navidezno stalne vrednosti spremenljivih vplivov (EN 1990)

φ faktor, ki je odvisen od "povezanosti" spremenljivih vplivov po etažah in od kategorije stavbe.

V našem primeru so posamezne etaže zasedene neodvisno druga od druge, zato v računu upoštevamo vrednost faktorja $\varphi = 0,5$. Za $\psi_{2,i}$ vzamemo vrednost 0,3, kar je vrednost kombinacijskega faktorja za spremenljive vplive pri nezgodni obtežbi.

Konstrukcijo bomo modelirali na dva različna načina, pri čemer bomo potrebovali maso zidov in plošč. V prvem primeru smo maso zidov določili s »pešč« računom, kot vsoto prispevkov mas po slopih oziroma prekladnih delih zidov:

$$m_{st} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot t_i \cdot \gamma}{9,81} \quad (4.6)$$

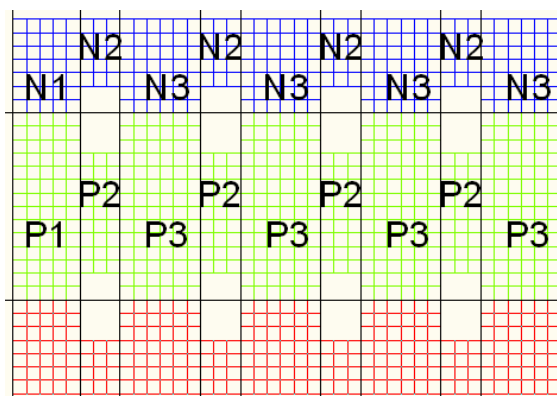
kjer je:

A_i površina posameznega slopa oziroma prekladnega dela zidu v pogledu,

t_i debelina posameznega slopa oziroma prekladnega dela zidu,

γ specifična teža zidu, ki smo jo odčitali iz literature (Tomaževič, 2009).

Debelina zidov se giblje med 60 in 70 cm, zato smo kot povprečno debelino vseh zidov upoštevali 65 cm. Višino slopov in preklad smo predpostavili tako, da na ploščo nad pritličjem odpade polovica mase pritličja in polovica mase nadstropja, na ploščo nad nadstropjem pa polovica zidov nadstropja in masa strehe. To pomeni, da smo pri izračunu mase v pritličju upoštevali 1,40 m višine pritličja in 1,40 m višine nadstropja ter pri izračunu mase nadstropja zgornjih 1,40 m nadstropja.



Slika 14: Razdelitev stene 1 (glej sliki 4 in 5) na vertikalne slope ter prekladne dele, s pomočjo katerih smo izračunali maso sten v pritličju (P) in nadstropju (N)

V enačbah (4.7) in (4.8) podajamo primer izračuna mase stene 1, ki odpade na ploščo nad pritličjem (slopi in preklade P1 - P3) in nadstropjem (slopi in preklade N1 - N3). V preglednici 2 so prikazane površine posameznih slopov, njihov volumen in masa posameznega slopa.

$$m_{st1,pri} = \frac{\sum_{i=1}^9 A_i \cdot t_i \cdot \gamma}{g} = \frac{(2,8 + 1,1 + 3,4 + 1,1 + 3,4 + 1,1 + 3,4 + 1,1 + 3,4) \cdot 0,65 \cdot 20}{9,81} = 27 \text{ t} \quad (4.7)$$

$$m_{st1,nad} = \frac{\sum_{i=1}^9 A_i \cdot t_i \cdot \gamma}{9,81} = \frac{(1,4 + 0,6 + 1,7 + 0,6 + 1,7 + 0,6 + 1,7 + 0,6 + 1,7) \cdot 0,65 \cdot 20}{9,81} = 14 \text{ t} \quad (4.8)$$

Preglednica 2: Izračun mase stene 1, ki odpade na ploščo nad pritličjem (levo) in nad nadstropjem (desno)

STENA 1	Površina [m ²]	Volumen [m ³]	Masa [t]
P1	2,8	1,8	3,7
P2	1,1	0,7	1,4
P3	3,4	2,2	4,5
P2	1,1	0,7	1,4
P3	3,4	2,2	4,5
P2	1,1	0,7	1,4
P3	3,4	2,2	4,5
P2	1,1	0,7	1,4
P3	3,4	2,2	4,5
$\sum \text{masa}_{st1,pri}$			27

STENA 1	Površina [m ²]	Volumen [m ³]	Masa [t]
N1	1,4	0,9	1,9
N2	0,6	0,4	0,8
N3	1,7	1,1	2,2
N2	0,6	0,4	0,8
N3	1,7	1,1	2,2
N2	0,6	0,4	0,8
N3	1,7	1,1	2,2
N2	0,6	0,4	0,8
N3	1,7	1,1	2,2
$\sum \text{masa}_{st1,nad}$			14

Enako smo naredili za vseh sedem sten in dobili celotno maso zidov:

- masa zidov, ki odpadejo na pritličje $\sum m_{zid,pri} = 227 t$
- masa zidov, ki odpadejo na nadstropje $\sum m_{zid,nad} = 108 t.$

Pri izračunu mase celotne konstrukcije smo izračunali še maso stropu nad pritličjem in nad nadstropjem, maso strehe ter maso stropa, ki izhaja iz koristne obtežbe. To smo dobili tako, da smo površinsko obtežbo iz poglavij 4.3.1 ter 4.3.2 pomnožili s površino plošče (14,4 m × 8,8 m) ter vse skupaj delili s težnostnim pospeškom. Tako smo dobili mase posameznih komponent:

- masa stropa zaradi stalne obtežbe $g_s = 1,1 kN/m^2$ $m_s = 14,0 t$
- masa strehe zaradi stalne obtežbe $g_{st} = 0,79 kN/m^2$ $m_{st} = 10,1 t$
- masa stropa zaradi koristne obtežbe $q = 2,0 kN/m^2$ $m_q = 25,8 t.$

Celotno maso konstrukcije izračunamo po enačbi (4.5). Izračun celotne mase konstrukcije pri modelu 1, ki znaša 385 ton, je prikazan v enačbah (4.9) za pritličje in (4.10) za nadstropje.

$$m_{pri} = \sum m_{zidov,pri} + m_s + \varphi \cdot \psi_{2,i} \cdot m_q = 227 + 14 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 25,8 = 245 t \quad (4.9)$$

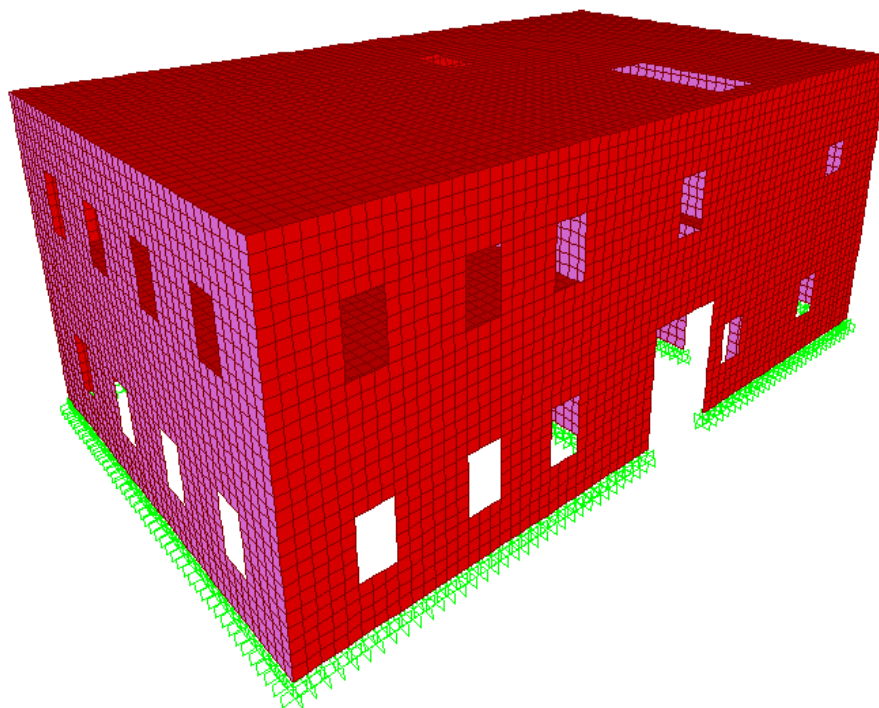
$$m_{nad} = \sum m_{zidov,nad} + m_s + m_{st} + \varphi \cdot \psi_{2,i} \cdot m_q = 108 + 14 + 10,1 + 1 \cdot 0,3 \cdot 25,8 = 140 t \quad (4.10)$$

4.5 Modeliranje konstrukcije s programom SAP2000

S programom SAP 2000 smo naredili dva računski modela, ki se razlikujeta samo po tem, kako smo definirali maso. V modelu 1 smo vso maso podali v vozliščih ploskovnih elementov na višini etaže, v modelu 2 pa je program obtežbo, ki je bila razporejena med ploščami (lastna teža zidov) in po stropnih konstrukcijah, sam pretvoril v maso, ki jo je upošteval pri potresni obtežbi.

Na podlagi arhitekturnih načrtov smo določili osi zidov, njihovo debelino ter višino etaže. Vse elemente v modelu smo definirali kot ploskovne (angl. *shell*) končne elemente, ki so bili toga vpeti v temelje. Njihova velikost je bila 20 × 20 cm in je bila izbrana tako, da je dobro ujela postavitev vseh odprtín. Strehe nismo modelirali, vendar smo upoštevali njeno težo pri izračunu obtežb plošč v nadstropju ter pri izračunu nosilnosti.

Stropov nismo modelirali s togimi diafragmami, temveč kot podajne, s pomočjo ploskovnih elementov. Določitev njihovih karakteristik je podana v nadaljevanju. 3D model konstrukcije je prikazan na sliki 15.



Slika 15: 3D model konstrukcije

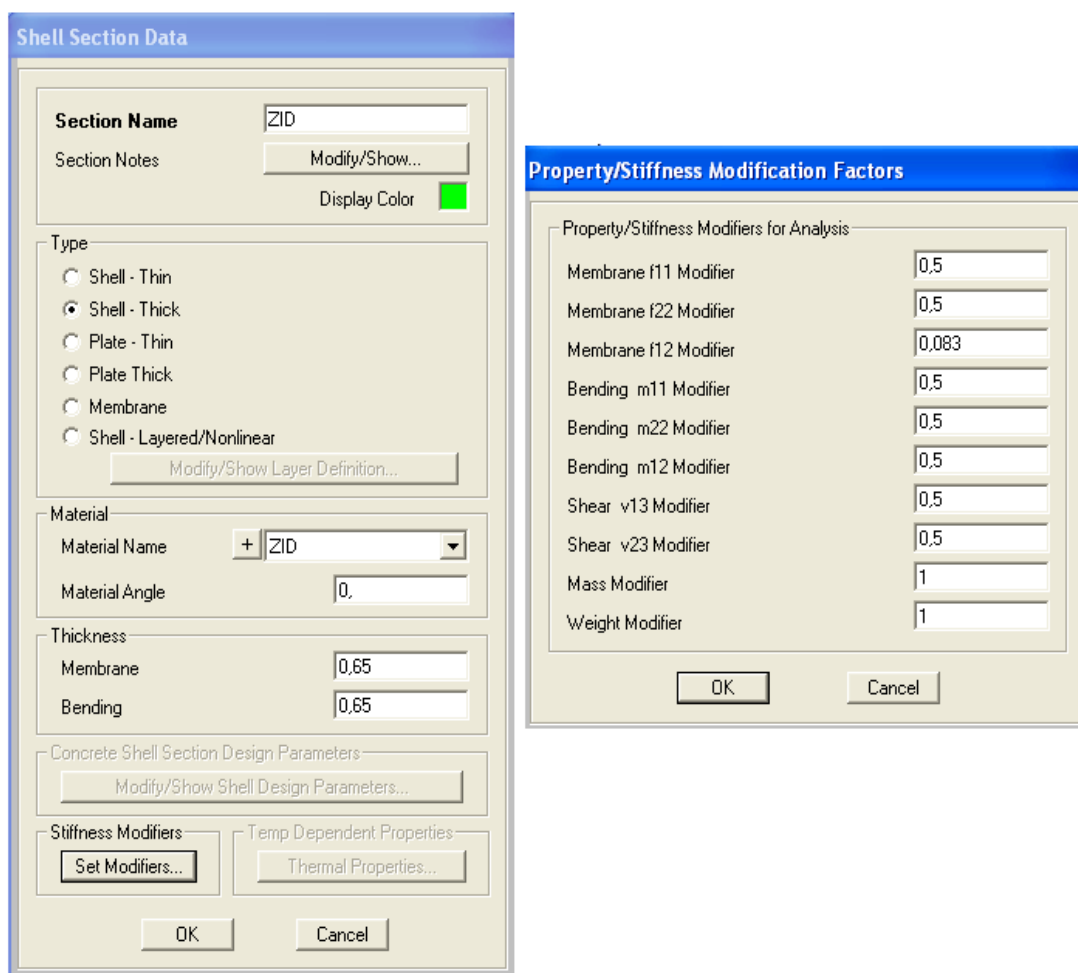
Ker nismo imeli na voljo podatkov za izbran objekt, smo modelu pripisali materialne karakteristike zidov in plošč, ki smo jih vzeli iz literature (Tomažević, 2009).

V programu smo zmanjšali faktorja »*membrane f11 modifier*« in »*membrane f22 modifier*« na 0,5, s čimer smo upoštevali razpokanost prereza zidov v osi zidu.

Z zmanjšanjem faktorjev »*membrane f12 modifier*« na 0,083 smo upoštevali razpokan prerez in dobili zeleno vrednost strižnega modula, ki ga mora upoštevati program. To smo naredili zato, ker SAP upošteva strižni modul $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$, kar pomeni, da bi kot minimalni strižni modul dobili $G = 0,33 E$, v kolikor bi upoštevali $\nu = 0,5$. Program pri vrednosti $\nu = 0,3$ izračuna strižni modul $G = 1023 \text{ MPa}$, kar pa pri našem materialu ne velja, saj smo izbrali $G = 170 \text{ MPa}$. Z zmanjšanjem faktorjev »*membrane f12 modifier*« na 0,083 je program upošteval privzeti strižni modul.

Faktorje »*bending m11 modifier*«, »*bending m22 modifier*«, »*bending m12 modifier*«, »*shear v12 modifier*« in »*shear v23 modifier*« smo zmanjšali na 0,5, s čimer smo upoštevali razpokanost prereza in zmanjšali togost zidu.

Podane materialne karakteristike so prikazane na sliki 16.



Slika 16: Materialne in togostne karakteristike zidu

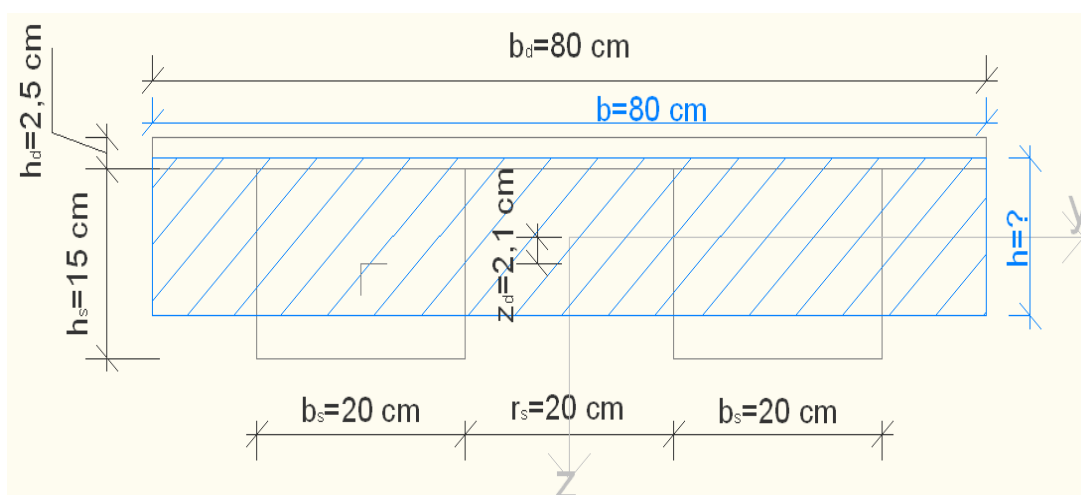
Pri tem se moramo ves čas zavedati, da so lahko izbrane karakteristike za dani objekt drugačne kot v resnici, saj so bili objekti, ki jih je preiskal profesor Tomažević, drugačni od našega. Stanje zidov objekta smo določili samo vizualno, pri čemer ne moremo vedeti, kakšni so zidovi znotraj oziroma ali ima zid kakšne poškodbe že od prej.

4.5.1 Nadomestni prerez za modeliranje podajnega stropu

Strop je sestavljen iz stropnikov, malte, slame in desk. Nekatere eksperimentalne in analitične preiskave kažejo, da leseni stropi niso najbolj primerni na potresnem območju, kar Slovenija vsekakor je. Da bi preverili ta vpliv smo stropove modelirali kot podajne, kar smo storili s pomočjo ploskovnih elementov z ustreznim nadomestnim prerezom. Pri tem smo v programu zanje uporabili specifično težo lesa $\gamma = 6,0 \text{ kN/m}^3$ ter elastični modul za les $E = 1100 \text{ MPa}$. Višino nadomestnega prereza smo določili tako, da sta bili osna in upogibna togost realnega in nadomestnega prereza enaki. Izračun nadomestnega prereza vzdolžno in prečno na stropnike je prikazan v nadaljevanju.

4.5.1.1 Karakteristike nadomestnega prereza v smeri stropnikov

Za izračun nadomestnega prereza uporabimo tipičen izsek realnega prereza stropa. Tipičen prerez je sestavljen iz dveh stropnikov širine 20 cm z medsebojno osno razdaljo 40 cm in desk, ki potekajo prečno na stropnike. Izrezan del stropa ima dolžino 80 cm (slika 17). Veljati mora, da ima nadomestni prerez enake karakteristike kot realni prerez, zato najprej izračunamo površino in vztrajnostni moment realnega prereza, nato pa na podlagi teh dveh karakteristik določimo nadomestni prerez.



Slika 17: Karakteristike realnega prereza (črna barva) in nadomestnega prereza (modra barva) v smeri stropnikov

Izračunane karakteristike realnega prereza stropa: površina prečnega prereza (enačba (4.11)) in vztrajnostni moment prereza (enačba (4.12)):

$$A = (h_s + h_d) \cdot b_d - 2 \cdot h_s \cdot b_s = 800 \text{ cm}^2 \quad (4.11)$$

$$I_y = \frac{h_d^3 \cdot b_d}{12} + z_d^2 \cdot h_d \cdot b_d + 2 \cdot \left(\frac{h_s^3 \cdot b_s}{12} + z_s^2 \cdot h_s \cdot b_s \right) = 22840 \text{ cm}^4 \quad (4.12)$$

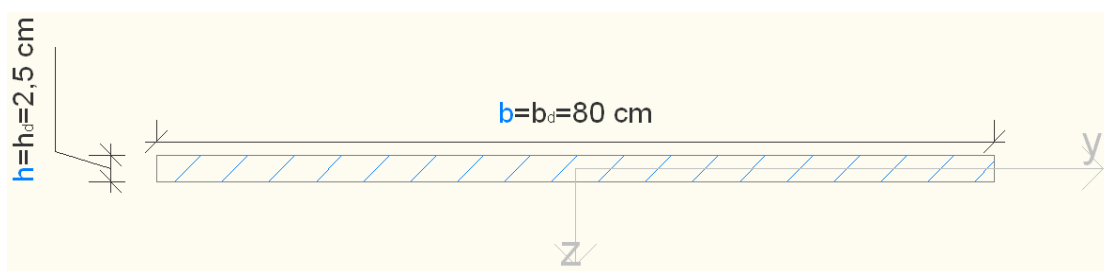
Iz površine prečnega prereza in njegovega vztrajnostnega momenta lahko določimo dimenzije nadomestnega prereza tako, da si izberemo njegovo širino, ki bo v našem primeru kar enaka širini realnega prereza $b = 80 \text{ cm}$, in izračunamo pripadajoči višini (enačbi (4.13) in (4.14)). Tako dobimo višino, ki definira osno togost h_{osna} (slika 19 - »membrane«) ter višino $h_{upogibna}$, s katero definiramo upogibno togost nadomestnega prereza stropu (slika 19 - »bending«).

$$A = b \cdot h \rightarrow h_{osna, vzdolžna} = \frac{A}{b} = 10 \text{ cm} \quad (4.13)$$

$$I_y = \frac{h^3 \cdot b}{12} \rightarrow h_{upogibna, upogibna} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_y}{b}} = 15 \text{ cm} \quad (4.14)$$

4.5.1.2 Karakteristike nadomestnega prereza prečno na stropnike

V smeri prečno na stropnike potekajo samo deske z debelino 2,5 cm. V tem primeru je nadomestni prerez (modra barva) enak realnemu prerezu (črna barva), oba pa sta prikazana na sliki 18.



Slika 18: Karakteristike realnega prereza (črna) in nadomestnega prereza (modra) prečno na stropnike

V enačbah (4.15) in (4.16) je prikazan izračun površine in vztrajnostnega momenta prečnega prereza:

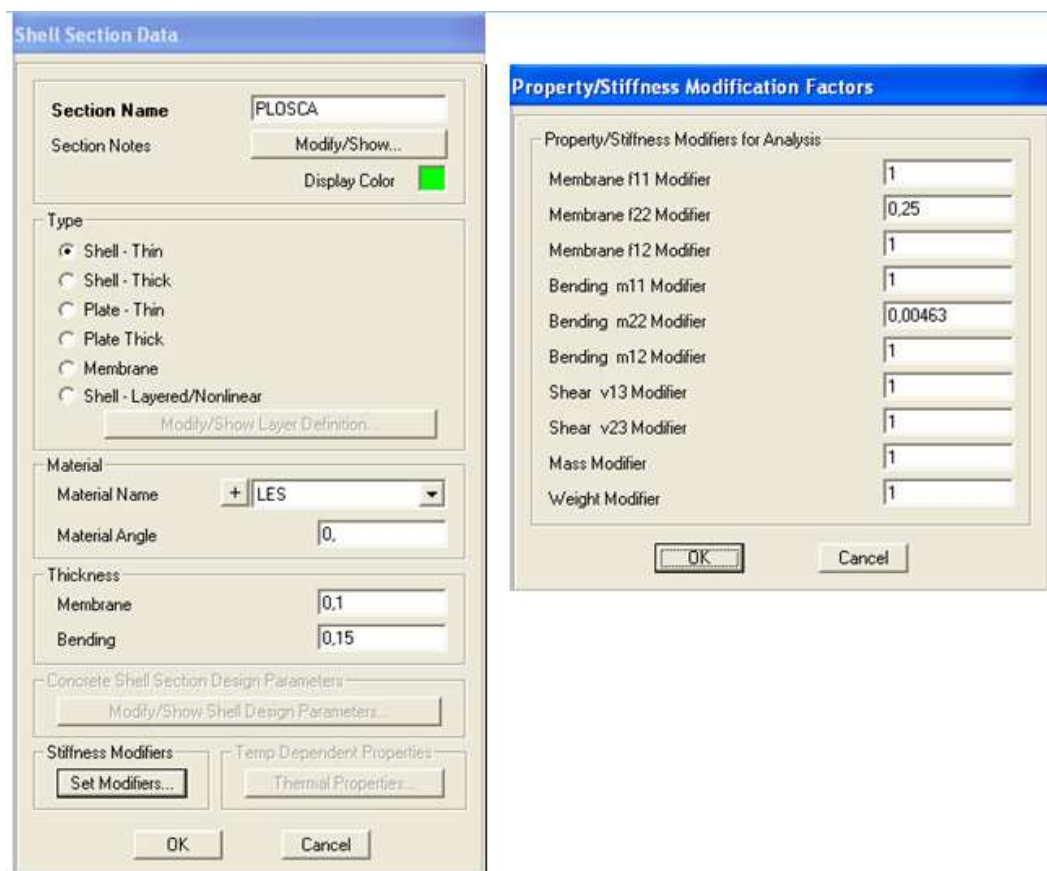
$$A = h_d \cdot b_d = 200 \text{ cm}^2 \quad (4.15)$$

$$I_y = \frac{b_d^3 \cdot h_d}{12} = 104 \text{ cm}^4 \quad (4.16)$$

V programu ne moremo podati dodatnega nadomestnega prereza, ki bi predstavljal prečno smer, zato nadomestnemu prerezu v prečni smeri spremenimo osno togost in upogibno togost z ustreznima koeficientoma, ki smo ju izračunali z enačbama (4.17) in (4.18), iz slike 19 pa je razvidno, kako smo ju upoštevali v programu.

$$\text{Osna togost} \quad f_{11} = \frac{h_{osna,prečno}}{h_{osna,vzdolžno}} = \frac{2,5}{10} = 0,25 \quad (4.17)$$

$$\text{Upogibna togost} \quad m_{22} = \left(\frac{h_{upogibna,prečno}}{h_{upogibna,vzdolžno}} \right)^3 = \left(\frac{2,5}{15} \right)^3 = 0,00463 \quad (4.18)$$



Slika 19: Karakteristike lesenega stropa v programu SAP2000

4.5.2 Model 1

V modelu 1 smo vsem elementom predpisali specifično težo 0, saj smo vso maso podali v vozliščih končnih elementov na nivoju posamezne etaže. Pri računu mase smo upoštevali maso zidov, stropov, strehe in spremenljive obtežbe, ki smo jih izračunali s »peš« računom v skladu s standardom SIST EN 1998-1: 2004, kar je podrobneje opisano v poglavju 4.4. V nadaljevanju povzemamo pomembnejše vrednosti:

Etaža nad pritličjem:

- masa stropa	$g_s = 1,1 \text{ kN/m}^2$	$m_s = 14,0 \text{ t}$
- koristna obtežba	$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$	$m_q = 25,8 \text{ t}$

Masa, ki odpade na ploščo nad pritličjem = $m_s + 0,5 \cdot 0,3m_q$ $\sum m_{pri,hor} = 17,9 \text{ t}$

- masa zidov		$m_z = 227,4 \text{ t}$
--------------	--	-------------------------

Masa zidov, ki odpade na vozlišča, kjer se stikata plošča in zid $\sum m_{pri,zid} = 227,4 \text{ t}$

Etaža nad nadstropjem:

- masa stropa	$g_s = 1,1 \text{ kN/m}^2$	$m_s = 14,0 \text{ t}$
- masa strehe	$g_{st} = 0,79 \text{ kN/m}^2$	$m_{st} = 10,1 \text{ t}$
- koristna obtežba	$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$	$m_q = 25,8 \text{ t}$

Masa zidov, ki odpade na ploščo nad nadstropjem = $m_s + m_{st} + 0,3 \cdot 1,0m_q$ $\sum m_{nad,hor} = 31,9 \text{ t}$

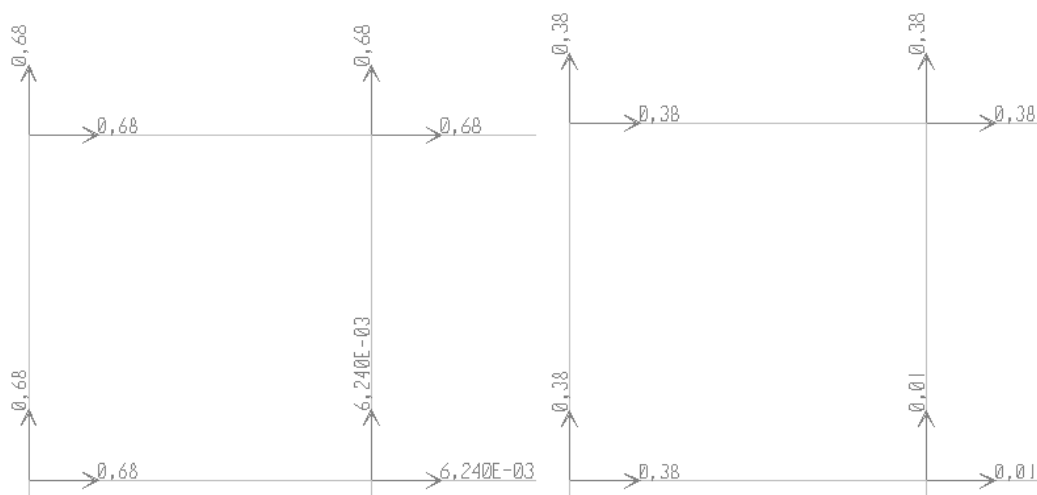
- masa zidov		$m_z = 107,9 \text{ t}$
--------------	--	-------------------------

Masa zidov, ki odpade na vozlišča, kjer se stikata plošča in zid $\sum m_{nad,zid} = 107,9 \text{ t}$

Plošča ni toga, zato mase ne moremo definirati zgolj v centru mas toge diafragme. Maso stropa in koristne obtežbe razporedimo enakomerno po vseh vozliščih končnih elementov plošče, ki jih je v plošči nad pritličjem 2874. Ker je vozlišč zelo veliko, je masa, ki odpade na eno vozlišče zaradi obtežbe stropa nad pritličjem, majhna $m_{pri,hor} = 0,0062 \text{ t}$. Podobno velja za ploščo nad nadstropjem, kjer je vozlišč 2886, masa v posameznem vozlišču pa je $m_{nad,hor} = 0,0111 \text{ t}$. Maso zidov smo razporedili v vozlišča, kjer se stikata plošča in zid. Takih vozlišč je v etaži nad pritličjem 336, nad nadstropjem pa 300. Stena 6 v pritličju je

razlog za različno število vozlišč, saj je v nadstropju ni. Masa, ki odpade na eno vozlišče nad pritličjem, na stiku zidu in plošče, je 0,68 t, nad nadstropjem pa 0,38 t. Razlika v masi je posledica tega, da v pritličju upoštevamo večjo maso zidov (polovico mase zidov pritličja in nadstropja) kot v nadstropju (polovico mase zidov nadstropja).

Skupna masa v vozlišču, ki jo podamo v program, je prikazana na sliki 20:



Slika 20: Razporeditev mase v pritličju (levo) – na stiku zidu in plošče 0,68 t ter na plošči 0,006 t in razporeditev mase v nadstropju (desno) - na stiku zidu in plošče 0,37 t ter na plošči 0,011 t

4.5.3 Model 2

V modelu 2 smo podali specifično težo zidov $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ter specifično težo lesa na nivoju stropnih plošč enako 0. Lastno težo stropa in koristno obtežbo smo upoštevali kot ploskovno obtežbo v višini etaže, iz česar je program sam določil maso, ki sodeluje pri nihanju. Izračunane obtežbe, ki smo jih podali v programu:

Etaža nad pritličjem:

- obtežba zaradi lastne teže stropa $g_s = 1,1 \text{ kN/m}^2$
- koristna obtežba $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Obtežba, ki odpade na ploščo nad pritličjem} = g_s + 0,5 \cdot 0,3q \qquad \Sigma q_{pri} = 1,4 \text{ kN/m}^2$$

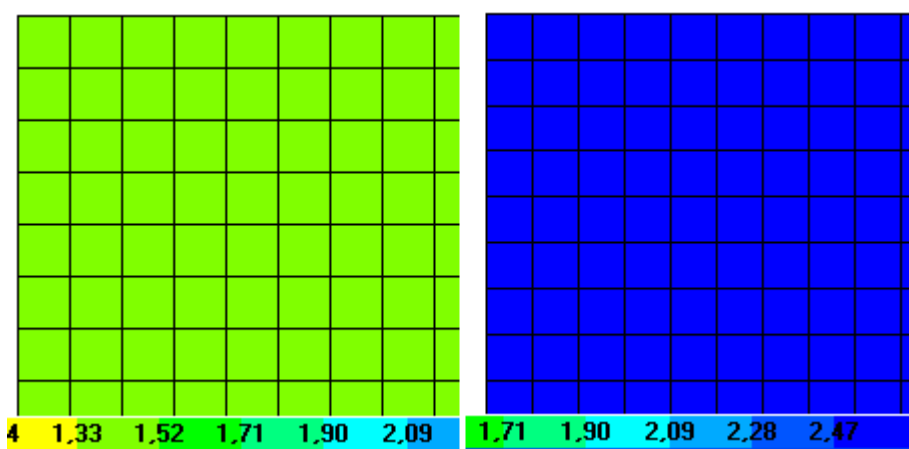
Etaža nad nadstropjem:

- obtežba zaradi lastne teže stropa $g_s = 1,1 \text{ kN/m}^2$
- obtežba zaradi lastne teže strehe $g_s = 0,8 \text{ kN/m}^2$
- koristna obtežba $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Obtežba, ki odpade na ploščo nad nadstropjem = $g_s + g_{st} + 1,0 \cdot 0,3q$

$$\Sigma q_{nad} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Enakomerna razporeditev ploskovne obtežbe v pritličju in nadstropju je prikazana na sliki 21.



Slika 21: Razporeditev obtežbe po stropni konstrukciji v pritličju (levo) in v nadstropju (desno)

4.6 Potresna analiza modela 1

Obremenitev elementov modela 1 zaradi potresa smo izračunali z modalno analizo s spektri odziva. Privzeli smo projektni spekter odziva, ki ga podaja Evrokod 8. Pri modelu 1 smo določili, da je specifična teža vseh materialov enaka 0, in smo obtežbo podali kot maso v višini etaže. Za maso smo upoštevali maso zidov, strehe, stropov in spremenljive obtežbo v višini etaže. Maso stropov in spremenljive obtežbe smo razporedili enakomerno po vseh vozliščih končnih elementov plošče, maso zidov pa v vozlišča, kjer se stikata plošča in zid. Pri potresni analizi smo določili potresno obremenitev in nosilnost ter nato ocenili potresno odpornost posameznih elementov ter globalno oceno odpornosti konstrukcije.

4.6.1 Potresna obremenitev

V naslednji poglavjih prikazujemo pomembne nihajne čase in oblike konstrukcije, kontrolo smiselnosti izračuna celotne potresne sile ter določitev velikosti potresnih sil v posameznih elementih stene.

4.6.1.1 Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase

Nihajni čas je čas, ki je potreben, da konstrukcija zaniha iz ene skrajne lege v drugo in nazaj. Odvisen je od mase in togosti konstrukcije, pri čemer velja, da ima konstrukcija več lastnih nihajnih časov in oblik. Nihajni čas je zelo pomemben parameter potresne analize, saj določa tudi velikost potresnih sil, ki delujejo na konstrukcijo.

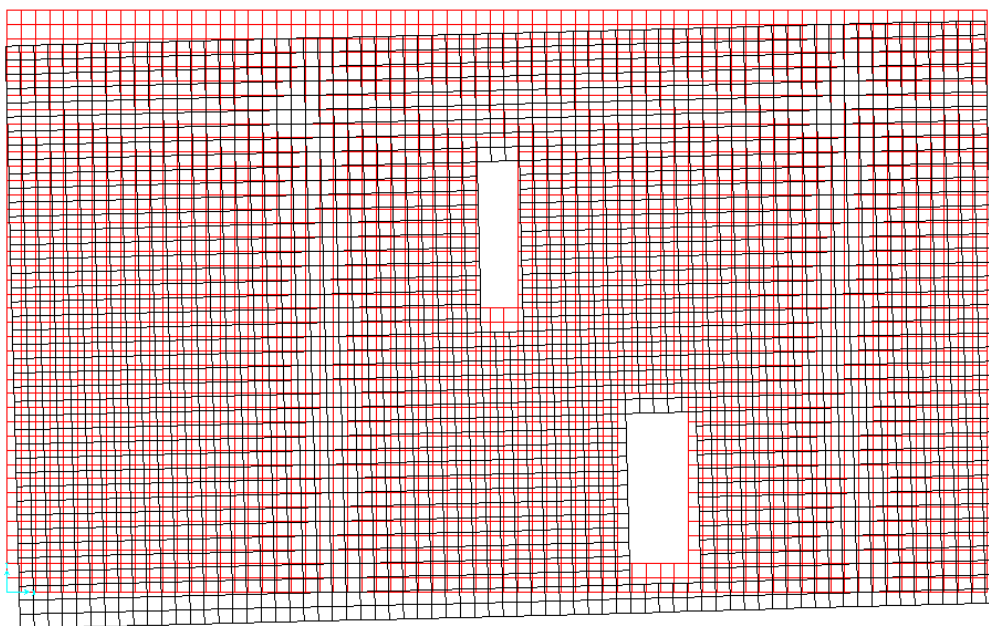
V preglednici 3 so prikazani nihajni časi in pripadajoče efektivne mase translacijskih nihajnih oblik v X in Y smeri ter torzijska nihajna oblika za primer obravnavane kmečke hiše. Najpomembnejše nihajne oblike so predstavljene na slikah 22 - 24.

Preglednica 3: Nihajni časi modela 1 in efektivne mase

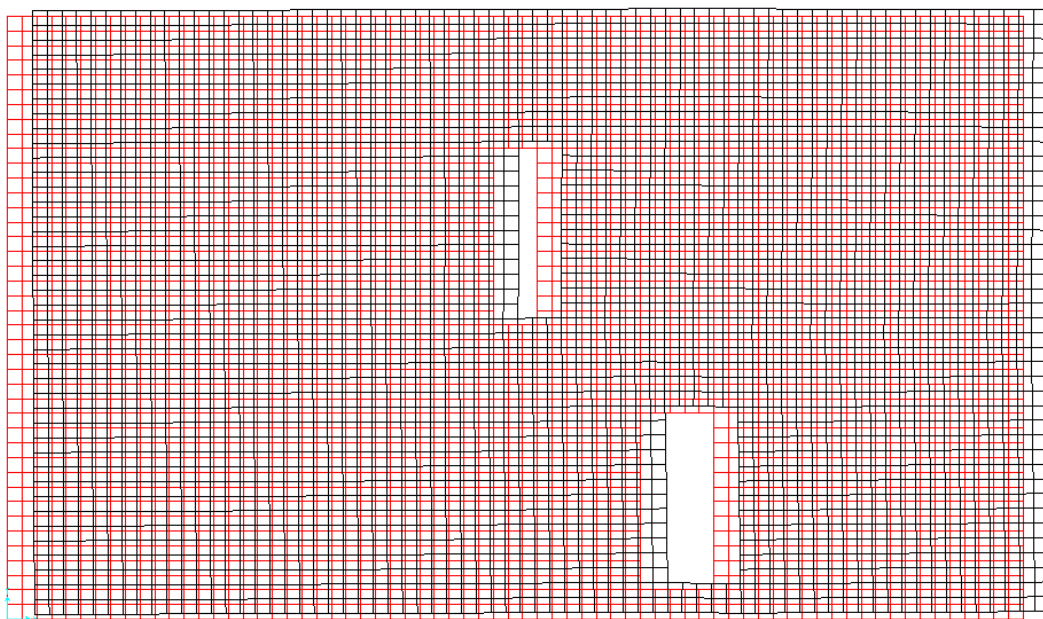
Nihajna oblika	T (s)	$m_{\text{eff},X}$	$m_{\text{eff},Y}$	$\Sigma m_{\text{eff},X}$	$\Sigma m_{\text{eff},Y}$	$m_{\text{eff},RZ}$	$\Sigma m_{\text{eff},RZ}$
1) Translacijska v Y smeri	0,166	0,04	0,73	0,04	0,73	0,26	0,26
2) Translacijska v X smeri	0,159	0,84	0,06	0,88	0,78	0,03	0,29
3) Torzijska	0,133	0,01	0,11	0,89	0,89	0,61	0,90

Največji nihajni čas, $T_{1Y} = 0.166$ s, ima konstrukcija v Y smeri. Nizek nihajni čas, kljub upoštevanju razpokanega prereza zidov, je posledica relativno nizke višine konstrukcije (5,6 m) in zelo debelih sten (0,65 m), kar pomeni, da deluje konstrukcija zelo togo. Prva nihajna oblika je pretežno translacijska z nihanjem v Y smeri in ima največji vpliv na odziv konstrukcije pri vzbujanju v Y smeri, saj je pripadajoča efektivna masa enaka 73 % celotne mase. Prav tako je translacijska tudi druga nihajna oblika v X smeri, ki ima podoben nihajni čas $T_{2X} = 0.159$ s in pripadajočo efektivno maso $m_{\text{eff},X} = 0,84$. Pri tretji nihajni obliki prevladuje torzijsko obnašanje ($T_{3,Rz} = 0.133$ s in $m_{\text{eff},Z} = 0,61$).

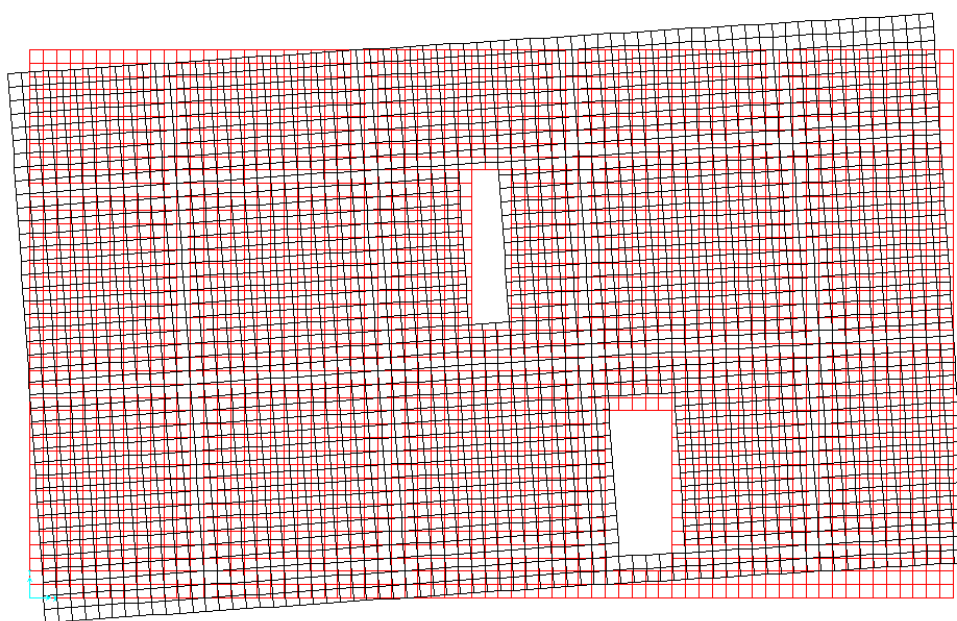
V modalni analizi modela 1 smo upoštevali 12 nihajnih oblik, čeprav bi v skladu z določili standarda (poglavje 2.2.2) zadoščale že 4 nihajne oblike. S tem smo zagotovili, da je vsota efektivnih mas bila vsaj 90% celotne mase konstrukcije ter upoštevali vse nihajne oblike, katerih efektivna masa je večja od 5% celotne mase.



Slika 22: Prva nihajna oblika – translacijska v Y smeri ($T_{1Y} = 0,166$ s). Prikazani sta nedeformirana (rdeča) in deformirana (črna) lega.



Slika 23: Druga nihajna oblika – translacijska v X smeri ($T_{2X} = 0,159$ s). Prikazani sta nedeformirana (rdeča) in deformirana (črna) lega.



Slika 24: Tretja nihajna oblika – torzijska ($T_{3Rz} = 0,133$ s). Prikazani sta nedeformirana (rdeča) in deformirana (črna) lega.

4.6.1.2 Ocena celotne potresne sile

Zaradi možnosti napak je smiselno kontrolirati celotno potresno silo, ki jo s pomočjo projektnega spektra izračuna program, kar lahko storimo z oceno njene spodnje in zgornje meje. Spodnjo mejo celotne prečne sile ocenimo tako, da upoštevamo samo vpliv prve nihajne oblike ($T_1 = 0,166$ s) in pripadajoče efektivne mase:

$$F_{b,min} = m_{eff,1} \cdot S_d(T_1) = 0,73 \cdot 385t \cdot 0,2 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1103 \text{ kN} \quad (4.18)$$

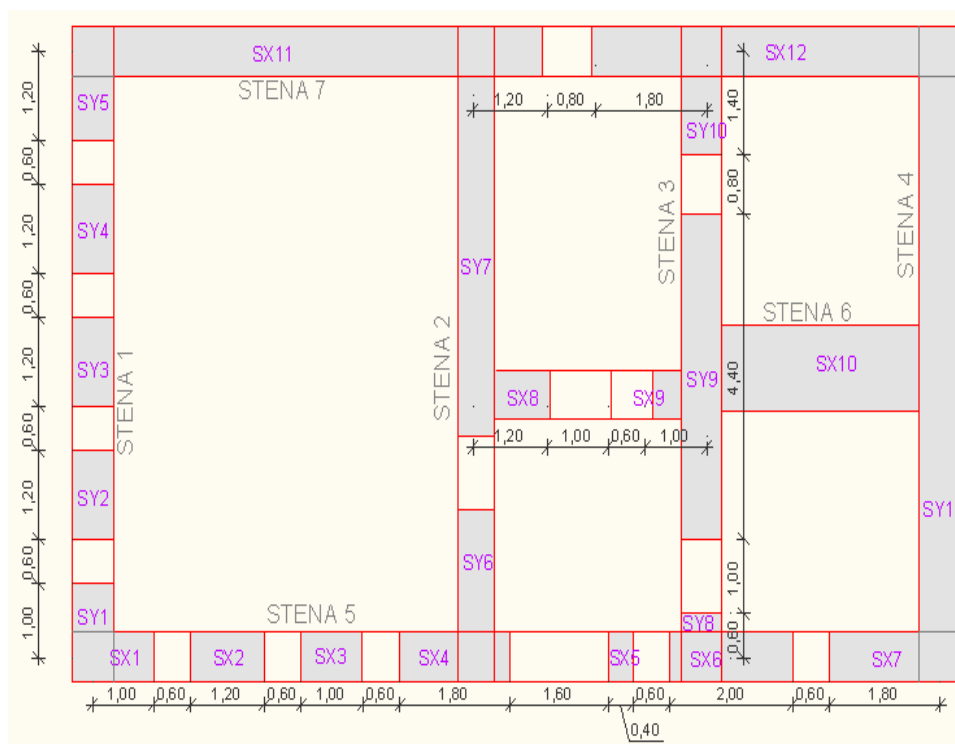
Zgornjo mejo celotne potresne prečne sile izračunamo tako, da predpostavimo sodelovanje celotne mase konstrukcije pri nihanju.

$$F_{b,max} = m \cdot S_d(T_1) = 385t \cdot 0,2 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1510 \text{ kN} \quad (4.19)$$

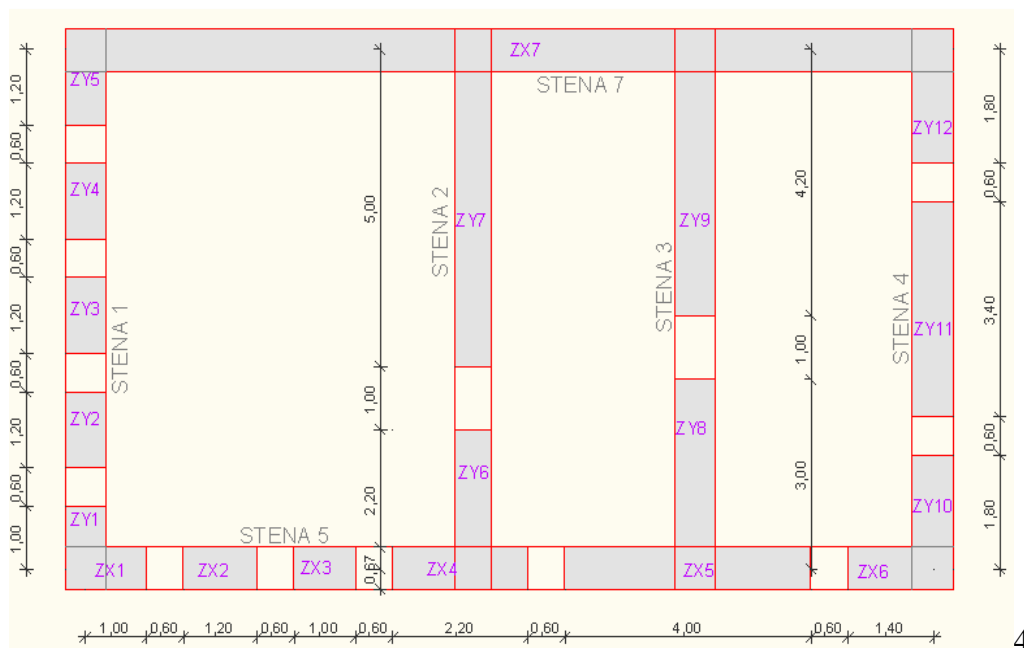
Celotna potresna sila, ki smo jo izračunali z modalno analizo s pomočjo programa, je $F_b = 1340$ kN. Ker je izračunana vrednost znotraj območja, ki ga določata spodnja in zgornja meja, sklepamo, da je račun celotne potresne sile v programu smiseln.

4.6.1.3 Določitev obremenitve v elementih zaradi potresa

V AutoCadu smo označili posamezne elemente v pritličju in nadstropju, ki jih je potrebno upoštevati pri potresni analizi. Način označevanja posameznih elementov je prikazan na slikah 25 in 26. Prva črka označuje nadstropje, v katerem se element nahaja: S - pritličje in Z - nadstropje. Druga črka v oznaki določa smer, v kateri element lahko prenaša obtežbo, sledi pa še njegova zaporedna številka.

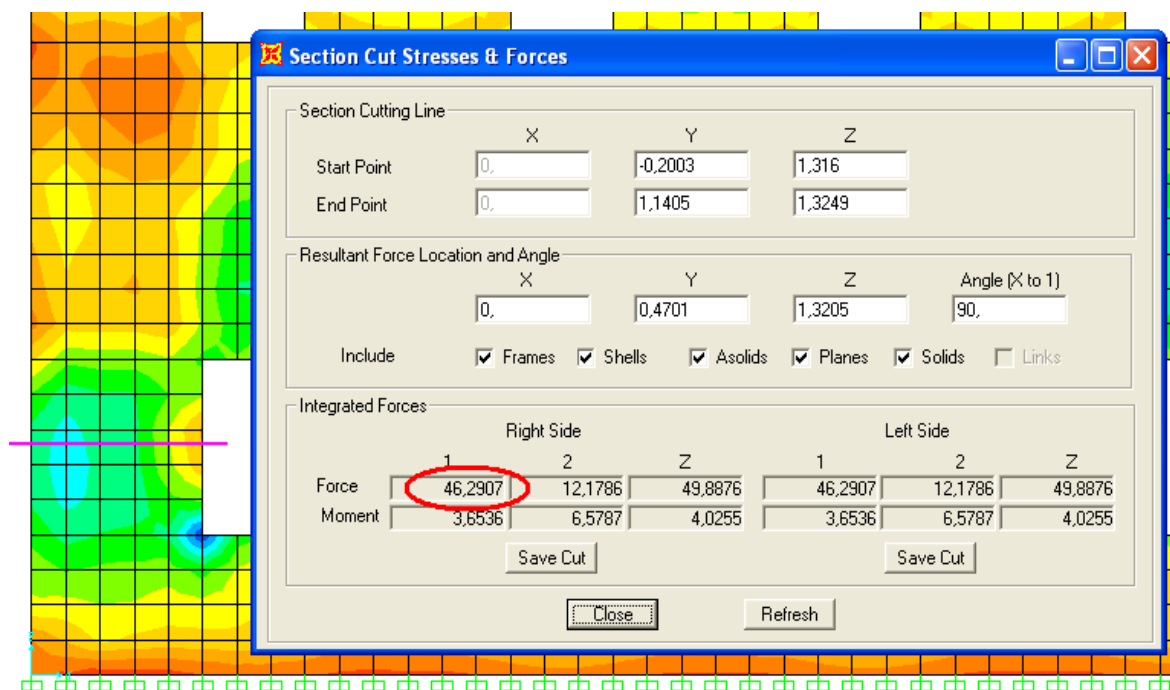


Slika 25: Razporeditev elementov v pritličju



Slika 26: Razporeditev elementov v nadstropju

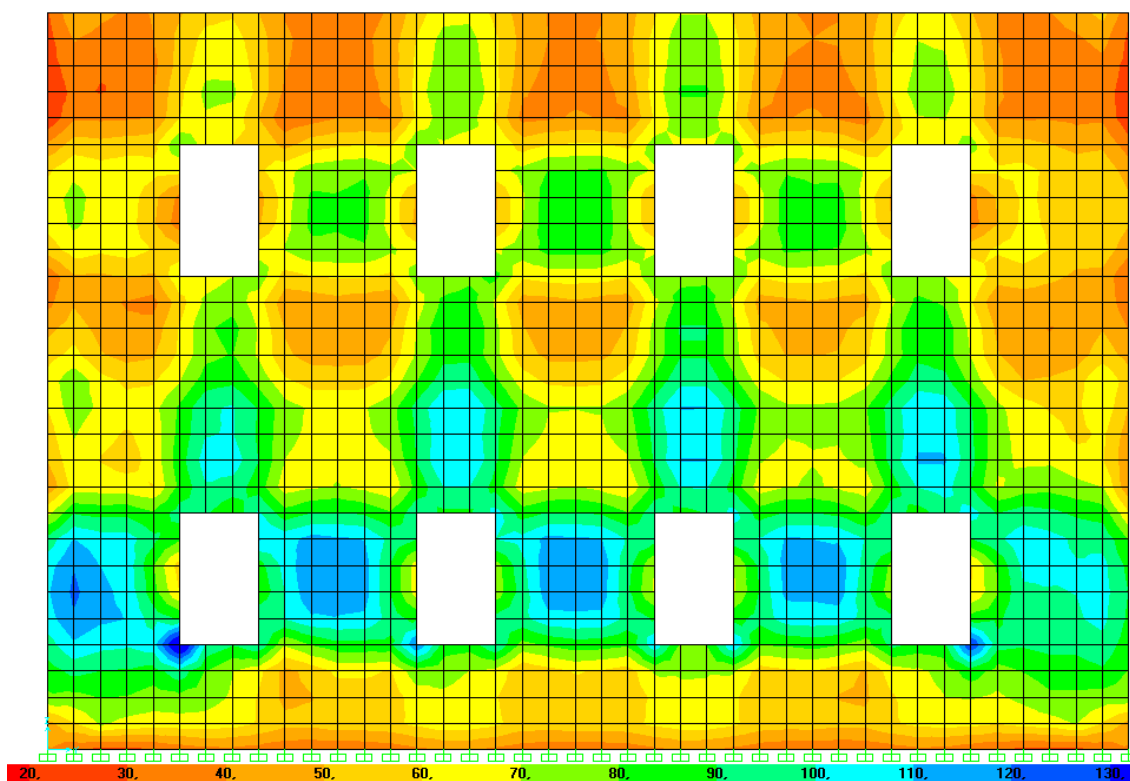
SAP2000 podaja napetosti v ploskovnih elementih, zato je potrebno uporabiti orodje »draw section cut«, ki izračuna notranje sile v elementu z integriranjem napetosti po prerezu. Uporaba tega orodja je prikazana na sliki 27:



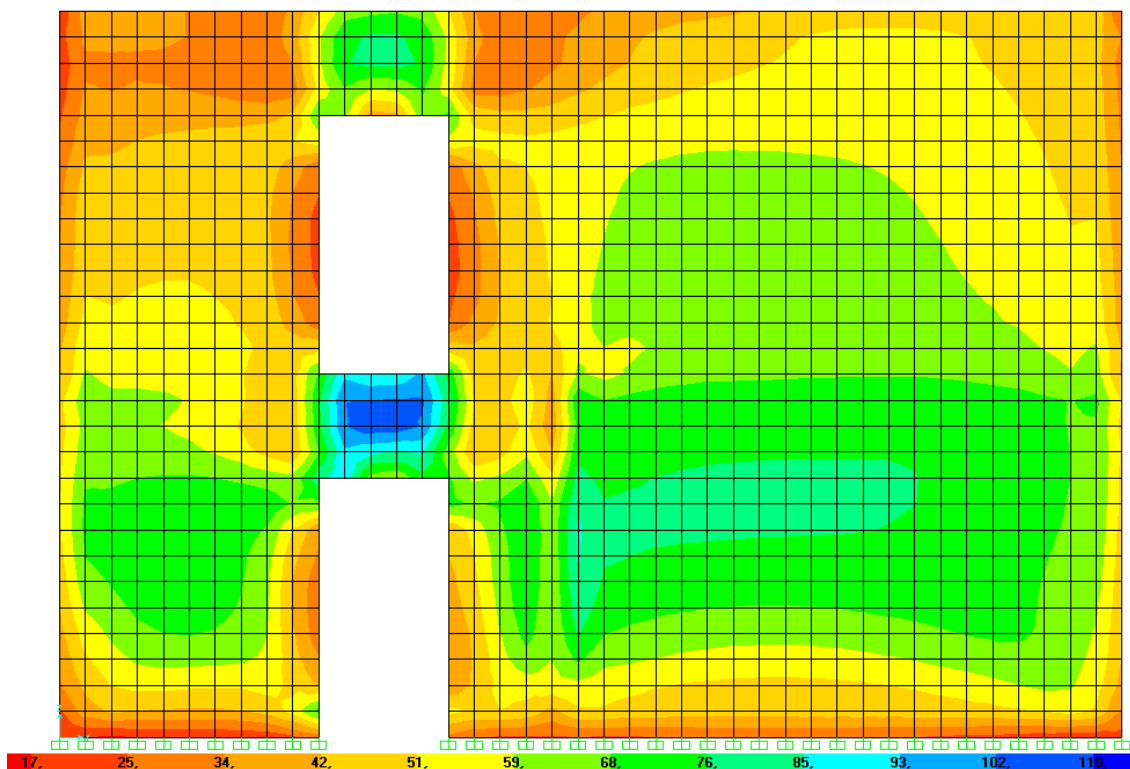
Slika 27: Prikaz, kako smo dobili prečne sile v posameznem elementu z orodjem »*section cut*«

Na naslednjih slikah lahko vidimo, da se največje napetosti v posamezni steni pojavijo v elementih v pritličju med odprtinami (med dvema oknom, med oknom in vrati) ter nad odprtinami (preklade nad okni). Na teh mestih bi verjetno prišlo do nastanka strižnih oziroma diagonalnih razpok. V primeru, ko so zidovi sestavljeni iz pravih zidakov z veliko tlačno trdnostjo, ki so med seboj povezani z malto slabe kvalitete, je zelo verjetno, da se bo razpoka širila po horizontalnih in vertikalnih regah med njimi. Ko imajo zidaki majhno tlačno trdnost, obstaja možnost, da pred malto v stiku med zidaki, popustijo zidaki in se razpoka širi po njih. V našem primeru zidove sestavljajo kamni nepravilnih oblik, ki so povezani z malto vprašljive kakovosti, ki jo je poleg vsega že načel čas, zato bi verjetno prišlo do strižne porušitve z diagonalnimi razpokami, ki bi potekale po stiku med zidaki.

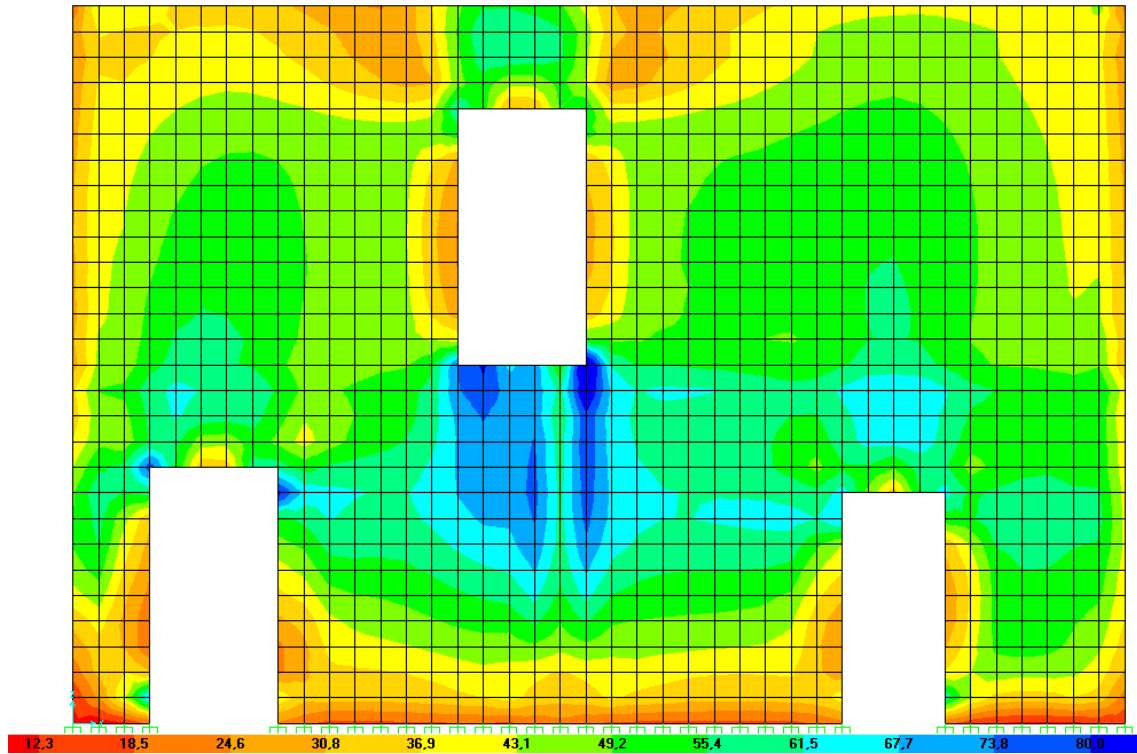
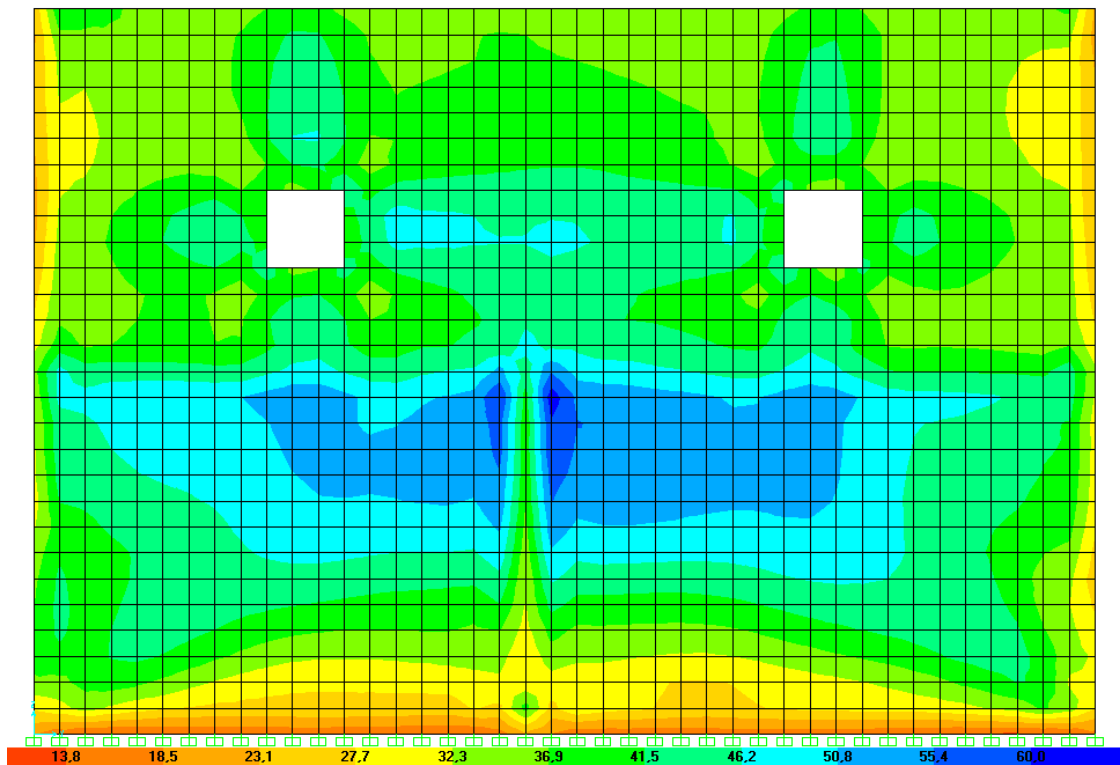
Napetosti v posamezni steni smo odčitali pri različnih kombinacijah obtežbe. Tako smo za stene, ki potekajo v Y smeri upoštevali kombinacijo $0,30E_{EdX} + E_{EdY}$ (slike 28 – 31), za stene v smeri X pa $E_{EdX} + 0,30E_{EdY}$ (slike 32 – 34).

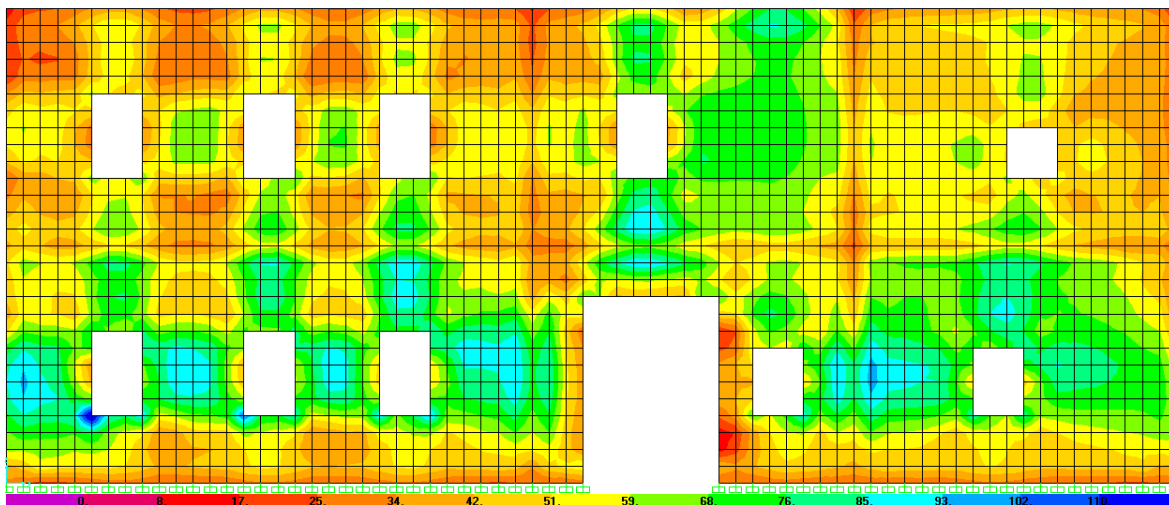


Slika 28: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 1 zaradi delovanja potresa v Y smeri

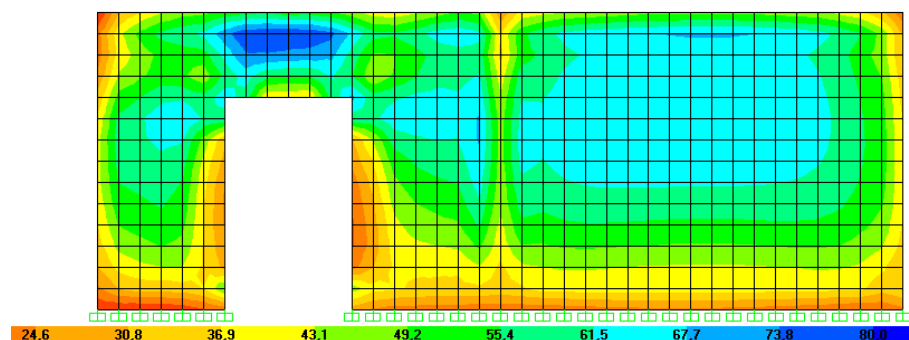


Slika 29: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 2 zaradi delovanja potresa v Y smeri

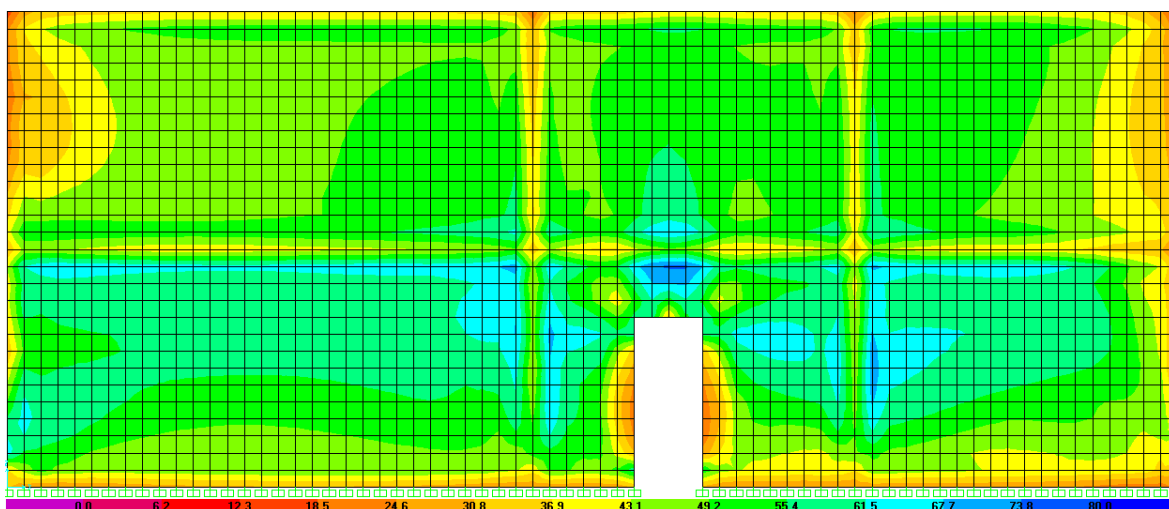
Slika 30: Napetosti S_{12} [kN/m²] v steni 3 zaradi delovanja potresa v Y smeriSlika 31: Napetosti S_{12} [kN/m²] v steni 4 zaradi delovanja potresa v Y smeri



Slika 32: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 5 zaradi delovanja potresa v X smeri



Slika 33: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 6 zaradi delovanja potresa v X smeri



Slika 34: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 7 zaradi delovanja potresa v X smeri

V spodnjih preglednicah 4 - 7 so prikazane vrednosti strižnih sil H_{SAP} , ki smo jih dobili iz programa SAP2000 z orodjem »Section cut«. Dobljene vrednosti smo povečali še za faktor δ in tako upoštevali vpliv torzije (enačba 2.7) ter tako dobili končne vrednosti potresne obtežbe, ki deluje na posamezen element.

Preglednica 4: Prečne sile v elementih pritličja zaradi potresa v smeri Y

Smer Y	Stena	Debelina	Položaj x	Položaj y	Vpliv torzije δ	SAP (model 1)	SAP (model 1 + torzija)
Zid	Št. Stene	t [m]	x [m]	y [m]	δ	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,1}$ [kN]
SY1	1	0,65	0	0,5	1,3	46	61
SY2	1	0,65	0	2,2	1,3	64	85
SY3	1	0,65	0	4	1,3	65	86
SY4	1	0,65	0	5,8	1,3	64	84
SY5	1	0,65	0	7,6	1,3	56	74
SY6	2	0,65	6,2	1	1,1	62	66
SY7	2	0,65	6,2	5,6	1,1	181	191
SY8	3	0,65	10	0,3	1,1	11	13
SY9	3	0,65	10	3,8	1,1	128	142
SY10	3	0,65	10	7,5	1,1	38	42
SY11	4	0,65	13,8	4,1	1,3	189	241

Preglednica 5: Prečne sile v elementih pritličja zaradi potresa v smeri X

Smer X	Stena	Debelina	Položaj x	Položaj y	Vpliv torzije δ	SAP (model 1)	SAP (model 1 + torzija)
Zid	Št. Stene	t [m]	x [m]	y [m]	δ	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,1}$ [kN]
SX1	5	0,65	0,5	0	1,3	37	48
SX2	5	0,65	2,2	0	1,3	51	67
SX3	5	0,65	3,9	0	1,3	42	55
SX4	5	0,65	5,9	0	1,3	68	89
SX5	5	0,65	8,6	0	1,3	10	13
SX6	5	0,65	10,4	0	1,3	85	112
SX7	5	0,65	12,9	0	1,3	75	98
SX8	6	0,65	6,8	3,8	1,0	27	28
SX9	6	0,65	9,3	3,8	1,0	41	42
SX10	6	1,20	11,9	3,8	1,0	209	214
SX11	7	0,65	3,7	8,2	1,3	254	328
SX12	7	0,65	11	8,2	1,3	195	252

Preglednica 6: Prečne sile v elementih nadstropja zaradi potresa v smeri Y

Smer Y	Stena	Debelina	Položaj x	Položaj y	Vpliv torzije δ	SAP (model 1)	SAP (model 1 + torzija)
Zid	Št. Stene	t [m]	x [m]	y [m]	δ	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,1}$ [kN]
ZY1	1	0,65	0	0,5	1,3	30	39
ZY2	1	0,65	0	2,2	1,3	49	65
ZY3	1	0,65	0	4	1,3	52	68
ZY4	1	0,65	0	5,8	1,3	50	65
ZY5	1	0,65	0	7,6	1,3	37	48
ZY6	2	0,65	6,2	1	1,0	51	53
ZY7	2	0,65	6,2	5,6	1,0	157	163
ZY8	3	0,65	10	1,5	1,1	76	85
ZY9	3	0,65	10	6,1	1,1	107	120
ZY10	4	0,65	13,8	0,9	1,3	36	46
ZY11	4	0,65	13,8	4,1	1,3	85	109
ZY12	4	0,65	13,8	7,3	1,3	32	42

Preglednica 7: Prečne sile v elementih nadstropja zaradi potresa v smeri X

Smer X	Stena	Debelina	Položaj x	Položaj y	Vpliv torzije δ	SAP (model 1)	SAP (model 1 + torzija)
Zid	Št. Stene	t [m]	x [m]	y [m]	δ	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,1}$ [kN]
ZX1	5	0,65	0,5	0	1,3	24	32
ZX2	5	0,65	2,2	0	1,3	41	53
ZX3	5	0,65	3,9	0	1,3	35	45
ZX4	5	0,65	6,1	0	1,3	70	91
ZX5	5	0,65	9,8	0	1,3	139	181
ZX6	5	0,65	13,1	0	1,3	38	49
ZX7	7	0,65	6,9	8,2	1,3	385	499

Največje prečne sile dobimo v pritličju v elementih SX10, SX11, SX12, SY7, SY9 in SY11. Omenjeni elementi so v pritličju in so daljši od ostalih elementov, kar pomeni, da zaradi velike togosti nanje odpade največji del potresne obtežbe.

4.6.2 Račun nosilnosti in ocena potresne odpornosti posameznih elementov

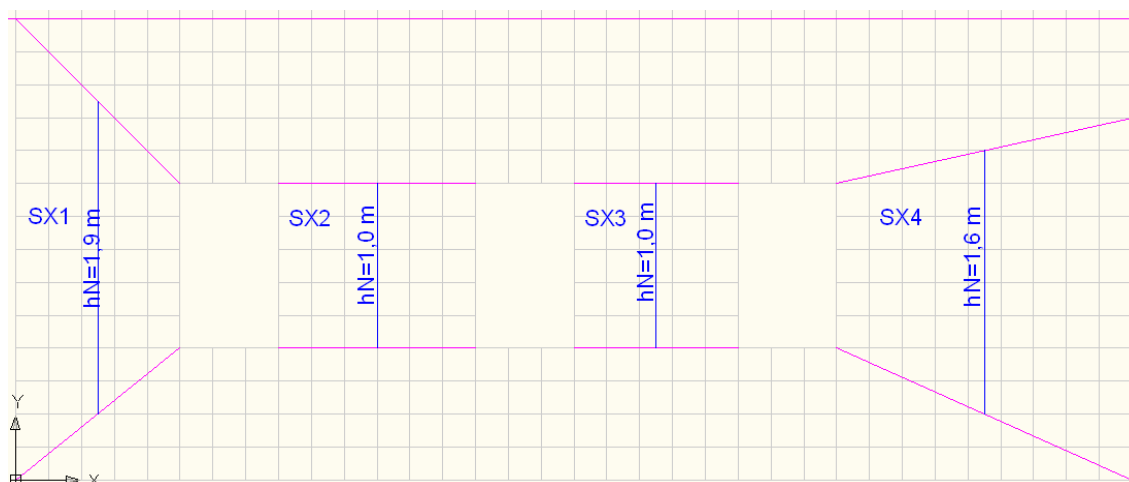
Osnova nosilne konstrukcije je kamnito zidovje. Na voljo nimamo niti starih gradbenih načrtov niti potrebnih in-situ preiskav zidovja, zato smo mehanske lastnosti zidovja, kot so natezna trdnost, tlačna trdnost, elastični modul in strižni modul določili s pomočjo literature (Tomaževič, 2009). Izbrane vrednosti so lahko neustrezne glede na dejansko stanje, saj se mehanske lastnosti zidovja zelo razlikujejo na posameznih področjih in tudi znotraj posamezne zgradbe. Prav tako nosilnost konstrukcije ni odvisna samo od zasnove in mehanskih lastnosti materialov, ampak tudi od morebitnih velikih skritih napak ali poškodb, ki jih je konstrukcija utrpela zaradi potresov v preteklosti, ki jih prav tako ne poznamo. Zaradi vsega tega je ocena nosilnosti konstrukcije in njenih elementov povezana z izjemno visoko stopnjo negotovosti.

Z oceno potresne odpornosti konstrukcije želimo preveriti, ali dani objekt ustreza zahtevam standarda za projektiranje potresno varnih objektov. V postopku kontrole bomo primerjali izračunano nosilnost elementa s pričakovano potresno obremenitvijo. Pri tem se zavedamo, da nam analiza elastičnega modela s končnimi elementi le nakaže kritična mesta, kjer bodo nastale koncentracije napetosti in poškodbe konstrukcije, vendar pa z njo ne dobimo rezultatov o dejanski potresni odpornosti in poškodbah konstrukcije.

Nosilnost elementov izračunamo z upoštevanjem različnih porušnih mehanizmov. Račun upogibne nosilnosti, strižne nosilnosti z zdrsom in strižne nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok je prikazan v preglednicah 9 - 10. V nadaljevanju podajamo postopek, po katerem so bile določene vrednosti v posameznih stolpcih.

Najprej smo določili geometrijske karakteristike posameznih zidov: debelino t , dolžino l ter višino h .

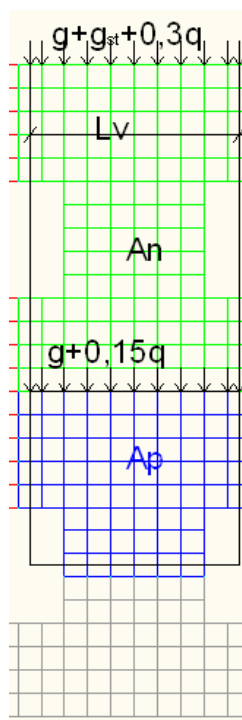
Višina h_N [m] je efektivna višina posameznega elementa, ki jo določimo skladno s postopkom na sliki 35. Razlikuje se v odvisnosti od tega, ali gre za element med dvema odprtinama ali za element med vogalom in odprtino. Efektivno višino potrebujemo pri izračunu razmerja h_i/l_i , na podlagi katerega določimo koeficient b in posledično strižno nosilnost z nastankom diagonalnih razpok.



Slika 35 : Določitev efektivne višine elementa h_N

Vertikalno obtežbo N [kN] v prerezu na sredini višine elementa smo izračunali kot posledico delovanja lastne teže zidov in stropa ter koristne obtežbe na stropih, ki se nahajajo nad obravnavanim prerezom elementa. Pri tem smo pri računu vertikalne obtežbe N elementa v pritličju v zidovih v smeri osi X upoštevali lastno težo polovice višine zidov pritličja in celotnega nadstropja na določeni vplivni širini ter lastno težo stropa nad pritličjem in nadstropjem, težo strehe ter koristno obtežbo nad pritličjem in nadstropjem. Kot vplivno širino smo vzeli širino elementa in del preklade ter parapeta nad odprtino, katerega lastna teža se prenaša preko obravnavanega elementa. V nadstropju smo pri računu vertikalne obtežbe N upoštevali lastno težo polovice višine zidov nadstropja, lastno težo stropa nad nadstropjem, težo strehe in koristno obtežbo nad nadstropjem.

Za izračun vertikalne obtežbe v zidovih, ki potekajo v smeri Y , smo upoštevali samo lastno težo zidov in stropa, na enak način kot pri vertikalni obtežbi v stenah v smeri X . Obtežbe strehe pri teh elementih nismo upoštevali, saj smo predpostavili, da se ta v celoti prenese preko špirovcev na vzdolžni steni 5 in 7.



Slika 36: Elementa SX2 in ZX2 za izračun vertikalne obtežbe N

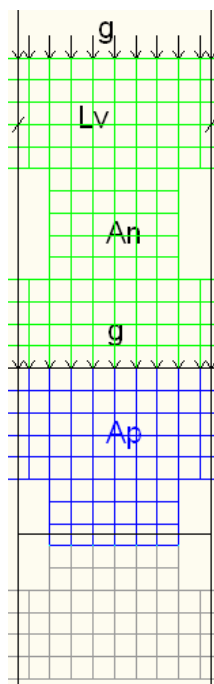
Primer računa vertikalne obtežbe v zidu SX2 v pritličju, ki poteka v smeri X, je prikazan v enačbi (4.20):

$$\begin{aligned}
 N_{SX2} &= A_{g+q} \cdot (g + 0,15q) + A_{g+q} \cdot (g + 0,3q) + L_{v,g+q} \cdot g_{st} + (A_p + A_n) \cdot t \cdot \gamma \quad (4.20) \\
 &= 3,9 \cdot (1,1 + 0,15 \cdot 2) + 3,9 \cdot (1,1 + 0,3 \cdot 2) + 1,8 \cdot 3,2 + 6,8 \cdot 0,65 \cdot 20 \\
 &= 107 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

kjer je A_{g+q} vplivna površina, ki odpade na element, L_v vplivna širina elementa, A_p je površina elementa, ki ga upoštevamo v pritličju in A_n je površina elementa, ki ga upoštevamo v nadstropju za izračun vertikalne obtežbe N .

Primer računa vertikalne obtežbe v zidu ZX2 v nadstropju v smeri X:

$$\begin{aligned}
 N_{ZX2} &= A_{g+q} \cdot (g + 0,3q) + L_{v,g+q} \cdot g_{st} + \frac{A_n}{2} \cdot t \cdot \gamma \quad (4.21) \\
 &= 3,9 \cdot (1,1 + 0,3 \cdot 2) + 1,8 \cdot 3,2 + 2,4 \cdot 0,65 \cdot 20 = 44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Slika 37: Elementa SY2 in ZY2 za izračun vertikalne obtežbe N

Primer računa vertikalne obtežbe v smeri Y v zidu SY2 v pritličju je prikazan v enačbi (4.22) in v zidu ZY2 v nadstropju v enačbi (4.23):

$$\begin{aligned} N_{SY2} &= A_{g+q} \cdot g + A_{g+q} \cdot g + (A_p + A_n) \cdot t \cdot \gamma \\ &= 3,7 \cdot 1,1 + 3,7 \cdot 1,1 + 6,8 \cdot 0,65 \cdot 20 = 97 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.22)$$

$$N_{ZY2} = A_{g+q} \cdot g + \frac{A_n}{2} \cdot t \cdot \gamma = 3,9 \cdot 1,1 + 2,4 \cdot 0,65 \cdot 20 = 35 \text{ kN} \quad (4.23)$$

kjer je A_{g+q} vplivna površina, ki odpade na element, A_p je površina elementa, ki ga upoštevamo v pritličju in A_n je površina elementa, ki ga upoštevamo v nadstropju. Delež vertikalne obtežbe N zaradi mase stropa, strehe in spremenljive obtežbe je relativno majhen in če vplivne površine ne določimo zelo natančno, to nima velikega vpliva na nosilnost, saj k nosilnosti največ prispeva teža zidov.

Povprečne osne napetosti σ_0 zaradi vertikalne obtežbe v zidu smo izračunali tako, da smo dobljeno vertikalno obtežbo N delili z površino prečnega prereza elementa A .

Razmerje h_i/l_i je razmerje med višino in dolžino elementa, iz katerega določimo porazdelitev strižnih napetosti b , in je pomembno pri izračunu strižne nosilnosti z nastankom

diagonalnih razpok. Predpostavili smo, da je $b = 1,5$ pri »vitkih« elementih, kjer je $h_i/l_i > 1$, sicer pa je $b = 1,1$.

Koeficient poteka momenta α je odvisen od vpetosti elementa in je pomemben pri izračunu upogibne nosilnosti. Pri polno vpetem elementu je koeficient $\alpha = 0,5$, pri konzolno vpetem pa je $\alpha = 1$.

V spodnjih preglednicah 9 - 10 so izračunane nosilnosti posameznih elementov. Izračunali smo jih po spodnjih enačbah (4.24) – (4.27), ki so podrobneje prikazane v poglavju 3. Kot mejna nosilnost R_{wu} je bila izbrana minimalna vrednost izmed upogibne nosilnosti $R_{f,w}$, strižne nosilnosti z zdrsom $R_{ds,w}$ in strižne nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok $R_{s,w}$.

$$\begin{aligned} \text{Upogibna nosilnost} \quad M_{u,w} &= \frac{\sigma_0 t l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f}\right) \\ R_{f,w} &= \frac{M_{u,w}}{\alpha h} \end{aligned} \quad (4.24)$$

$$\text{Strižna nosilnost - zdrs} \quad R_{ds,w} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c \quad (4.25)$$

$$\text{Strižna nosilnost – diagonalne razpoke} \quad R_{s,w} = A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \quad (4.26)$$

$$\text{Mejna nosilnost} \quad R_{wu} = \min(R_{f,w}, R_{ds,w}, R_{s,w}) \quad (4.27)$$

Preglednica 8: Materialne karakteristike kamnitega zidu, ki smo jih uporabili pri izračunu nosilnosti

γ	20	kN/m ³
E	2660000	kN/m ²
G	170000	kN/m ²
f_{ti}	60	kN/m ²
f_{ci}	980	kN/m ²
f_{vk0}	100	kN/m ²
γ_{MCL1}	2,4	

Varnostni faktor smo določili iz:

- standarda SIST EN 1996-1-1:2006, ki določa delni faktor varnosti za materialne $\gamma_M = 2,7$ - material, ki ga uvrščamo v skupino B, razred 5 – faktor je relativno visok,

ker smo predpostavili, da na gradbišču niso imeli ustrezno kvalificiranega in izkušenega osebja;

- standarda SIST EN 1998-1:2004, ki dopušča, da se vrednosti faktorja γ_M , ki ga za zidovje priporoča Evrokod 6-1, na potresnih območjih zmanjša za eno tretjino;
- standarda SIST EN 1998-3: 2005, ki določa delni faktor varnosti, ki je odvisen od ravni znanja oziroma od poznavanja konstrukcije. Ker je naše poznavanje konstrukcije zelo omejeno, je $\gamma_{KL1} = 1,35$.

$$\text{Varnostni faktor } \gamma_{MCL1} \quad \gamma_{MCL1} = 2,7 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1,35 = 2,4 \quad (4.28)$$

Vpliv torzije je velik, saj se potresna sila lahko poveča tudi za 30%. Razlog za tako velik vpliv je poenostavljena metoda, ki smo jo uporabili in je predstavljena v točki 2.2.2. Vpliv torzije smo izračunali po enačbi (4.29):

$$\text{Vpliv torzije} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (4.29)$$

SAP2000 podaja napetosti v elementih in ne notranjih sil, zato je potrebno uporabiti orodje »draw section cut«, ki izračuna notranje sile v elementu H_{SAP} z integriranjem napetosti po prerezu. Prečno silo smo dobili iz dveh obtežnih kombinacij, odvisno od smeri, v kateri je potekala posamezna stena. Za stene, ki potekajo v X smeri, smo vzeli kombinacijo $E_{EdX} + 0,30E_{EdY}$, za stene, ki so nosilne v Y smeri, pa $0,30 E_{EdX} + E_{EdY}$. Rezultate iz SAP-a smo povečali za vpliv torzije δ , ki je izračunan po enačbi (4.29).

Po Evrokodu naj bi za vsak konstrukcijski element veljalo, da je nosilnost večja od obremenitve:

$$\text{Kontrola potresne odpornosti} \quad E_d \leq R_d \quad (4.30)$$

V našem primeru mora potem veljati, da je $H_{SAP} \leq R_{wu}$.

Na koncu preglednice smo dodatno preverili, kakšna bi bila mejna nosilnost, če bi upoštevali zgolj strižno nosilnost z nastankom diagonalnih razpok ter upogibno nosilnost, saj nas izkušnje iz preteklih potresov učijo, da bi v primeru obravnavane stavbe bolj verjetno prišlo do strižne porušitve zidov z nastankom diagonalnih razpok. Na koncu smo tudi v tem primeru naredili kontrolo potresne odpornosti po enačbi (4.30).

Preglednica 9: Kontrola odpornosti posameznih elementov v pritličju (levo) in nadstropju (desno), ki so nosilni v smeri Y

Smer X	Debelina t [m]	Dožina l [m]	Vertikalna obtežba N [kN]	Napetost zaradi vertikalne obtežbe σ_0 [kN/m ²]	Porazdelitev strižnih napetosti $h/l=1,5 - 1,5$ vpet; $h/l=0,7 - 1,1$ 1 konz.	Koeficient poteka momenta 0,5 oboje vpet; 1 konz.	Strižna nosilnost diagonalne razpoke $R_{s,w}$ [kN]	Strižna nosilnost zdras $R_{ds,w}$ [kN]	Upogibna nosilnost $R_{t,w}$ [kN]	Mejna nosilnost zidu R_{wu} [kN]	Vpliv torzije δ	SAP (model 1)	SAP (model 1) + torzija)	Kontrola SAP <1	Mejna nosilnost Min ($R_{s,w}$, $R_{f,w}$)	Kontrola SAP <1	Smer X
Zid	t [m]	l [m]	N [kN]	σ_0 [kN/m ²]	b_i	α	$R_{s,w}$ [kN]	$R_{ds,w}$ [kN]	$R_{t,w}$ [kN]	R_{wu} [kN]	δ	HSAP,1 [kN]	HSAP,1 [kN]	$H_{SAP,1}/R_w$	R_w [kN]	$H_{SAP,1}/R_w$	Zid
SX1	0,65	1,3	103	121	1,5	0,5	34	31	45	31	1,3	37	48	1,55	34	1,43	SX1
SX2	0,65	1,2	118	151	0,8	0,5	47	33	79	33	1,3	51	67	2,05	47	1,43	SX2
SX3	0,65	1	103	159	1,0	0,5	40	28	55	28	1,3	42	55	1,97	40	1,39	SX3
SX4	0,65	1,8	188	161	0,9	0,5	72	51	112	51	1,3	68	89	1,75	72	1,23	SX4
SX5	0,65	0,4	95	366	3,8	0,5	17	20	-2	-2	1,3	10	13	-7,45	-2	-7,45	SX5
SX6	0,65	2	187	144	0,4	0,5	76	53	271	53	1,3	85	112	2,11	76	1,46	SX6
SX7	0,65	2,1	163	119	0,9	0,5	74	50	124	50	1,3	75	98	1,97	74	1,33	SX7
SX8	0,65	1,5	57	58	1,6	0,5	29	26	29	26	1,0	27	28	1,08	29	0,95	SX8
SX9	0,65	1,4	64	70	1,7	0,5	29	26	30	26	1,0	41	42	1,63	29	1,44	SX9
SX10	1,20	4,5	188	35	0,6	0,5	188	122	272	122	1,0	209	214	1,75	188	1,14	SX10
SX11	0,65	7,7	563	113	0,3	0,5	265	177	1214	177	1,3	254	328	1,85	265	1,24	SX11
SX12	0,65	5,9	436	114	0,4	0,5	204	137	717	137	1,3	195	252	1,85	204	1,24	SX12
										732			1347	1,84	1056	1,28	

Smer X	Debelina t [m]	Dožina l [m]	Vertikalna obtežba N [kN]	Napetost zaradi vertikalne obtežbe σ_0 [kN/m ²]	Porazdelitev strižnih napetosti $h/l=1,5 - 1,5$ vpet; $h/l=0,7 - 1,1$ 1 konz.	Koeficient poteka momenta 0,5 oboje vpet; 1 konz.	Strižna nosilnost diagonalne razpoke $R_{s,w}$ [kN]	Strižna nosilnost zdras $R_{ds,w}$ [kN]	Upogibna nosilnost $R_{t,w}$ [kN]	Mejna nosilnost zidu R_{wu} [kN]	Vpliv torzije δ	SAP (model 1)	SAP (model 1) + torzija)	Kontrola SAP <1	Mejna nosilnost Min ($R_{s,w}$, $R_{f,w}$)	Kontrola SAP <1	Smer X
Zid	t [m]	l [m]	N [kN]	σ_0 [kN/m ²]	b_i	α	$R_{s,w}$ [kN]	$R_{ds,w}$ [kN]	$R_{t,w}$ [kN]	R_{wu} [kN]	δ	HSAP,1 [kN]	HSAP,1 [kN]	$H_{SAP,1}/R_w$	R_w [kN]	$H_{SAP,1}/R_w$	Zid
ZX1	0,65	1,3	41	48	1,5	0,5	22	21	24	21	1,3	24	32	1,51	22	1,48	ZX1
ZX2	0,65	1,2	50	63	0,8	0,5	30	21	48	21	1,3	41	53	2,48	30	1,78	ZX2
ZX3	0,65	1	44	67	1,0	0,5	25	18	35	18	1,3	35	45	2,48	25	1,78	ZX3
ZX4	0,65	2,2	79	55	0,5	0,5	52	37	146	37	1,3	70	91	2,43	52	1,74	ZX4
ZX5	0,65	4	129	50	0,2	0,5	91	65	551	65	1,3	139	181	2,78	91	1,99	ZX5
ZX6	0,65	1,7	54	49	1,0	0,5	38	28	46	28	1,3	38	49	1,78	38	1,28	ZX6
ZX7	0,65	14,4	402	43	0,2	0,5	313	225	1810	225	1,3	385	499	2,22	313	1,60	ZX7
										415			950	2,29	571	1,66	

Preglednica 10: Kontrola odpornosti posameznih elementov v pritličju (levo) in nadstropju (desno), ki so nosilni v smeri X

Smer Y	Debelina t [m]	Dolžina l [m]	Vertikalna obtežba N [kN]	Napetost zaradi vertikalne obtežbe σ_0 [kN/m ²]	h/l_i	Porazdelitev strižnih napetosti $h/l=1,5 - 1,5$ $h/l=0,7 - 1,1$	Koeficient poteka momenta 0,5 oboje vpet; 1 konz.	Strižna nosilnost diagonalne razpoke $R_{s,w}$ [kN]	Strižna nosilnost zdrs $R_{d,s,w}$ [kN]	Upogibna nosilnost $R_{f,w}$ [kN]	Mejna nosilnost zidu $R_{w,u}$ [kN]	Vpliv torzije δ	SAP (model 1) [kN]	SAP (model 1 + torzija) [kN]	Kontrola SAP <1 $R_{w,u}$	Mejna nosilnost Min ($R_{s,w}, R_{f,w}$) [kN]	Kontrola SAP <1 R_w	Smer Y	
Zid	0,65	1,3	94	111	1,5	1,5	0,5	29	30	43	29	1,3	46	61	2,09	29	2,09	Zid	
SY1	0,65	1,2	105	135	0,8	1,1	0,5	40	31	77	31	1,3	64	85	2,77	40	2,11	SY1	
SY2	0,65	1,2	105	135	0,8	1,1	0,5	40	31	77	31	1,3	65	86	2,81	40	2,14	SY2	
SY3	0,65	1,2	105	135	0,8	1,1	0,5	40	31	77	31	1,3	64	84	2,76	40	2,10	SY3	
SY4	0,65	1,5	106	109	1,3	1,5	0,5	34	34	57	34	1,3	56	74	2,20	34	2,20	SY4	
SY5	0,65	2,3	142	95	1,0	1,5	0,5	49	49	98	49	1,1	62	66	1,35	49	1,35	SY5	
SY6	0,65	5,5	346	97	0,4	1,1	0,5	160	117	569	117	1,1	181	191	1,63	160	1,19	SY6	
SY7	0,65	0,9	66	113	2,7	1,5	0,5	20	21	17	17	1,1	11	13	0,76	17	0,76	SY7	
SY8	0,65	4,4	342	120	0,4	1,1	0,5	140	105	516	105	1,1	128	142	1,36	140	1,02	SY8	
SY9	0,65	1,7	115	104	1,4	1,5	0,5	37	38	59	37	1,1	38	42	1,13	37	1,13	SY9	
SY10	0,65	8,8	545	95	0,3	1,1	0,5	255	187	1443	187	1,3	189	241	1,29	255	0,94	SY10	
SY11											666				1084	1,63	840	1,29	SY11

Smer Y	Debelina t [m]	Dolžina l [m]	Vertikalna obtežba N [kN]	Napetost zaradi vertikalne obtežbe σ_0 [kN/m ²]	h/l_i	Porazdelitev strižnih napetosti $h/l=1,5 - 1,5$ $h/l=0,7 - 1,1$	Koeficient poteka momenta 0,5 oboje vpet; 1 konz.	Strižna nosilnost diagonalne razpoke $R_{s,w}$ [kN]	Strižna nosilnost zdrs $R_{d,s,w}$ [kN]	Upogibna nosilnost $R_{f,w}$ [kN]	Mejna nosilnost zidu $R_{w,u}$ [kN]	Vpliv torzije δ	SAP (model 1) [kN]	SAP (model 1 + torzija) [kN]	Kontrola SAP <1 $R_{w,u}$	Mejna nosilnost Min ($R_{s,w}, R_{f,w}$) [kN]	Kontrola SAP <1 R_w	Smer Y	
Zid	0,65	1,3	33	40	1,5	1,5	0,5	20	20	20	20	1,3	30	39	1,97	20	1,93	Zid	
ZY1	0,65	1,2	39	50	0,8	1,1	0,5	27	20	40	20	1,3	49	65	3,28	27	2,35	ZY1	
ZY2	0,65	1,2	39	50	0,8	1,1	0,5	27	20	40	20	1,3	52	68	3,44	27	2,46	ZY2	
ZY3	0,65	1,2	39	50	0,8	1,1	0,5	27	20	40	20	1,3	50	65	3,32	27	2,37	ZY3	
ZY4	0,65	1,5	38	39	1,3	1,5	0,5	23	23	27	23	1,3	37	48	2,12	23	2,08	ZY4	
ZY5	0,65	2,3	58	39	1,0	1,5	0,5	36	35	49	35	1,0	51	53	1,52	36	1,49	ZY5	
ZY6	0,65	5,5	139	39	0,4	1,1	0,5	116	83	283	83	1,0	157	163	1,96	116	1,41	ZY6	
ZY7	0,65	3,3	83	39	0,7	1,1	0,5	70	50	102	50	1,1	76	85	1,70	70	1,22	ZY7	
ZY8	0,65	4,5	114	39	0,5	1,1	0,5	95	68	189	68	1,1	107	120	1,76	95	1,26	ZY8	
ZY9	0,65	2,1	53	39	0,8	1,1	0,5	44	32	58	32	1,3	36	46	1,45	44	1,04	ZY9	
ZY10	0,65	3,4	104	47	0,2	1,1	0,5	76	55	509	55	1,3	85	109	2,00	76	1,44	ZY10	
ZY11	0,65	2,1	53	39	0,8	1,1	0,5	44	32	58	32	1,3	32	42	1,31	44	0,94	ZY11	
ZY12	0,65	2,1	53	39	0,8	1,1	0,5	44	32	58	32	1,3	32	42	1,31	44	0,94	ZY12	
											457				903	1,98	606	1,49	

Ob kontroli potresne odpornosti elementov SX2 in ZX2, pri katerih smo prikazali izračun vertikalne obtežbe (sliki 36 in 37), vidimo, da je minimalna izračunana nosilnost - strižna nosilnost z zdrsom. Ko primerjamo izračunano obremenitev elementov zaradi potresne obtežbe z nosilnostjo elementa (Preglednica 13, stolpec »kontrola SAP<1«), dobimo koeficienta 2,05 in 2,48, ki sta večja od 1. To pomeni, da elementa ne preneseta pričakovane potresne obtežbe brez poškodb.

Preglednica 11: Rezultati za elementa SX2 in ZX2

Smer X	Strižna nosilnost diagonalne razpoke	Strižna nosilnost zdrs	Upogibna nosilnost	Mejna nosilnost zidu	Vpliv torzije δ	SAP (model 1)	SAP (model 1 + torzija)	Kontrola SAP <1
Zid	$R_{s,w}$ [kN]	$R_{ds,w}$ [kN]	$R_{f,w}$ [kN]	R_{wu} [kN]	δ	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,1}/R_{wu}$
SX2	47	33	79	33	1,3	51	67	2,05
ZX2	30	21	48	21	1,3	41	53	2,48

Iz enačb (4.24) – (4.27) je razvidno, da je nosilnost elementa odvisna od osne (vertikalne) sile in materialnih karakteristik elementa. Večja kot je vertikalna obtežba, večja je nosilnost. Tako dobimo v pritličju večjo globalno nosilnost kot v nadstropju, kar je razvidno tudi v preglednicah 9 -10. Absolutni delež sten v pritličju v X smeri je 17% in v Y smeri 15%, kar je zelo veliko in je posledica zelo debelih sten. Kot rezultat dobimo, da je potresna obremenitev večja od nosilnosti ($H_{SAP,1}/R_{wu} > 1$ v obeh etažah in v obeh smereh).

Ob upoštevanju vseh treh načinov porušitve ugotovimo, da samo en element izpolnjuje zahtevo, da je potresna obtežba manjša od potresne odpornosti. Opazimo lahko, da je pri večini sten merodajna strižna nosilnost z zdrsom, kar je predvsem posledica zelo majhne začetne strižne trdnosti, ki jo ima kamnito zidovje in relativno majhnih tlačnih napetosti v elementih. V elementu SX5 dobimo negativno vrednost upogibne nosilnosti, kar se zgodi zaradi matematične formulacije enačbe za upogibno nosilnost, ki pri visokih in vitkih zidovih pri majhni tlačni trdnosti ter pri majhni površini prečnega prereza in posledično veliki tlačni napetosti v njem lahko privede do negativnih vrednosti, kar pomeni, da je odpornost takšnega elementa na horizontalno obtežbo zanemarljiva in bi ga zato lahko v analizi potresne odpornosti zanemarili.

V našem primeru obstaja majhna verjetnost, da je merodajna strižna nosilnost z zdrsom. Zato smo v zgornjih preglednicah (stolpca »Mejna nosilnost - $\text{Min}(M_{s,w}, M_{f,w})$ « in »Kontrola $SAP < 1$ «) še enkrat definirali mejno nosilnost kot minimalno vrednost izmed strižne nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok in upogibno nosilnostjo. Izkaže se, da bi bila v tem primeru običajno merodajna strižna nosilnost z nastankom razpok, vendar bi se globalna odpornost stavbe povečala. V tabeli je razvidno, da bi štirje elementi izmed 42 ustrezali zahtevi, da je potresna obremenitev manjša od nosilnosti.

4.6.3 Ocena globalne potresne odpornosti konstrukcije

Pomemben podatek iz potresne analize je razmerje med celotno prečno silo v pritličju in celotno težo konstrukcije $BSC = F_b/W$, ki ga izrazimo v brezdimenzijski obliki s koeficientom prečne sile v pritličju (angl. *Base Shear Coefficient*). Celotna prečna sila ob vpetju skupaj z vplivom torzije v X smeri je $F_{b,X} = 1347 \text{ kN}$, v Y smeri pa $F_{b,Y} = 1084 \text{ kN}$. Celotna teža konstrukcije znaša 4424 kN. Tako dobimo občutek, kolikšna je potresna obtežba v primerjavi s težo konstrukcije.

Preglednica 12: Razmerje med celotno potresno silo in težo konstrukcije – BSC

BSC	Smer X	Smer Y
F_b/W	0,30	0,24

To pomeni, da mora stavba prenesti horizontalno obtežbo velikostnega reda 24 % lastne teže, kar za starejše stavbe, ki sploh niso bile projektirane na potres, ni malo. Med potresom bi se stavba verjetno poškodovala, pri čemer bi se njen nihajni čas povečal, kar bi pomenilo spremembo vrednosti spektralnega pospeška, vendar pa se potresne sile ne bi povečale, saj smo že na platuju. Verjetno bi se izplačalo vpliv torzije izračunati na bolj točen način in s tem nekoliko zmanjšati faktorje za povečanje prečne sile zaradi slučajne ekscentričnosti.

Za globalno oceno konstrukcije je zelo pomemben tudi koeficient potresne odpornosti - SRC (angl. *Shear Resistance Coefficient*), ki je definiran kot razmerje med projektno odpornostjo etaže in težo konstrukcije. Pri tem smo za nosilnost v smeri X v računu uporabili $R_{uw,X} = 732 \text{ kN}$, v smeri Y pa $R_{uw,Y} = 666 \text{ kN}$ ter celotno težo konstrukcije 4424 kN.

Preglednica 13: Koefficient potresne odpornosti SRC podan kot razmerje celotne nosilnosti konstrukcije in teže konstrukcije

SRC	Smer X	Smer Y
R_{uw}/W	0,17	0,15

Pri preverjanju globalne potresne odpornosti dejanske konstrukcije stavbe primerjamo koefficient potresne odpornosti SRC z mejnim koefficientom prečne sile v pritličju BSC. Pri tem naj bi veljalo, da je $SRC \geq BSC$, kar v našem primeru ne velja. To pomeni, da stara kmečka hiša verjetno ne bi prenesla projektne potresne obremenitve po veljavnih standardih in bi prišlo do poškodb oziroma lahko tudi do porušitve objekta. To potrди tudi 96% elementov, ki še zdaleč ne zadostijo varnostnim kontrolam. Rezultat je pričakovan, saj hiša ni bila grajena potresno varno, material pa je že močno načel čas, česar v računu nismo upoštevali. V kolikor bi želeli to hišo obvarovati pred potresi, bi jo bilo potrebno protipotresno utrditi.

4.7 Potresna analiza modela 2

Potresno analizo modela 2 smo naredili tako, da smo najprej z modalno analizo s spektri odziva izračunali obremenitve elementov zaradi potresne obtežbe, nato pa smo ocenili še nosilnost elementov in celotne konstrukcije, ki smo jo primerjali z obremenitvijo. Pri računu obremenitve smo privzeli projektni spekter odziva, ki ga podaja Evrokod 8. Pri modelu 2 smo programu podali specifično težo zidov, ostalo obtežbo (lastna teža stropa, strehe in spremenljivo obtežbo) pa smo podali kot ploskovno obtežbo v višini etaže.

4.7.1 Potresna obremenitev

V tem poglavju za model 2 prikazujemo nihajne oblike in nihajne čase konstrukcije, smiselnost dobljene celotne prečne sile ob vpetju ter velikost izračunanih potresnih sil v posameznih elementih stene.

4.7.1.1 Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase

Pri modalni analizi smo morali v modelu 2 upoštevati 94 nihajnih oblik. S tem smo zagotovili, da je vsota efektivnih mas vsaj 90% celotne mase konstrukcije ter upoštevali vse nihajne oblike, katerih efektivna masa je večja od 5% celotne mase.

V preglednici 16 so prikazani nihajni časi in pripadajoče efektivne mase translacijskih nihajnih oblik v X in Y smeri ter torzijska nihajna oblika za primer obravnavane kmečke hiše. Nihajne oblike so predstavljene na slikah 38 - 40.

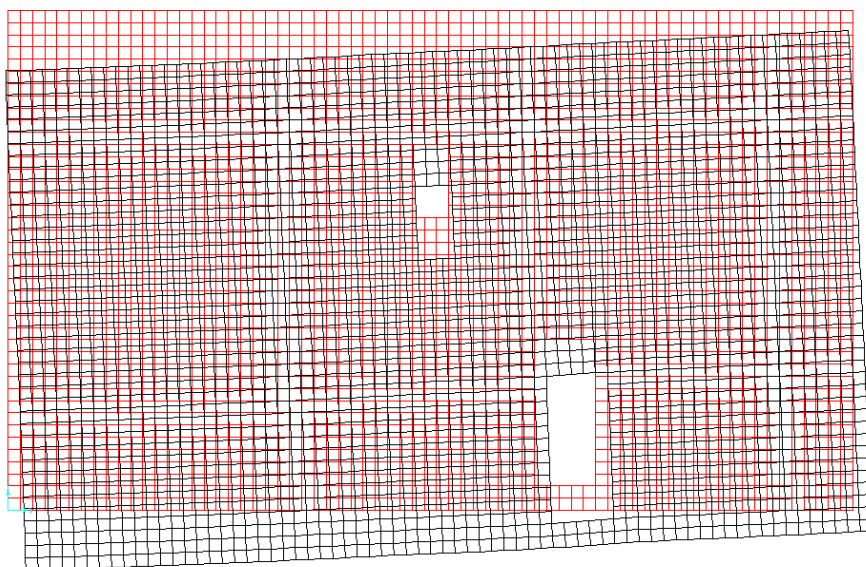
Preglednica 14: Nihajni časi modela 2 in efektivne mase

Nihajna oblika	T (s)	$m_{\text{eff},X}$	$m_{\text{eff},Y}$	$\Sigma m_{\text{eff},X}$	$\Sigma m_{\text{eff},Y}$	$m_{\text{eff},RZ}$	$\Sigma m_{\text{eff},RZ}$
1) Translacijska v Y smeri	0,156	0,02	0,60	0,02	0,60	0,19	0,19
2) Translacijska v X smeri	0,150	0,72	0,03	0,74	0,63	0,04	0,24
3) Torzijska	0,128	0,01	0,11	0,75	0,74	0,50	0,74

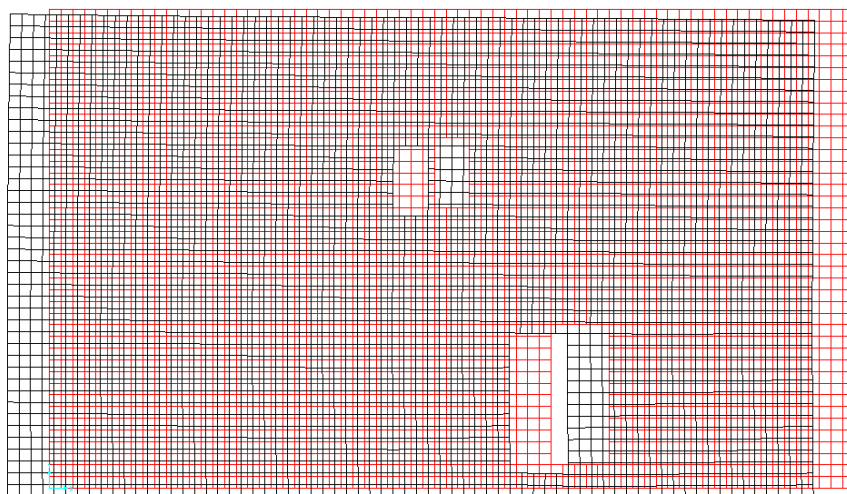
K odzivu konstrukcije največ prispevajo tiste nihajne oblike, v katerih sodeluje največ efektivne mase. Prva nihajna oblika je $T_{1Y} = 0,156$ s in je pretežno translacijska nihajna oblika v Y smeri, katere pripadajoča nihajna oblika ima največji vpliv na odziv konstrukcije pri vzbujanju v Y smeri, saj efektivna masa znaša 60%. Druga nihajna oblika je prav tako

pretežno translacijska z nihanjem v X smeri ($m_{\text{eff},X} = 0,72$) in nihajnim časom $T_{2X} = 0,150$ s. V tretji nihajni obliki z nihajnim časom $T_{3RZ} = 0,128$ s je prevladujoča torzija ($m_{\text{eff},RZ} = 0,50$).

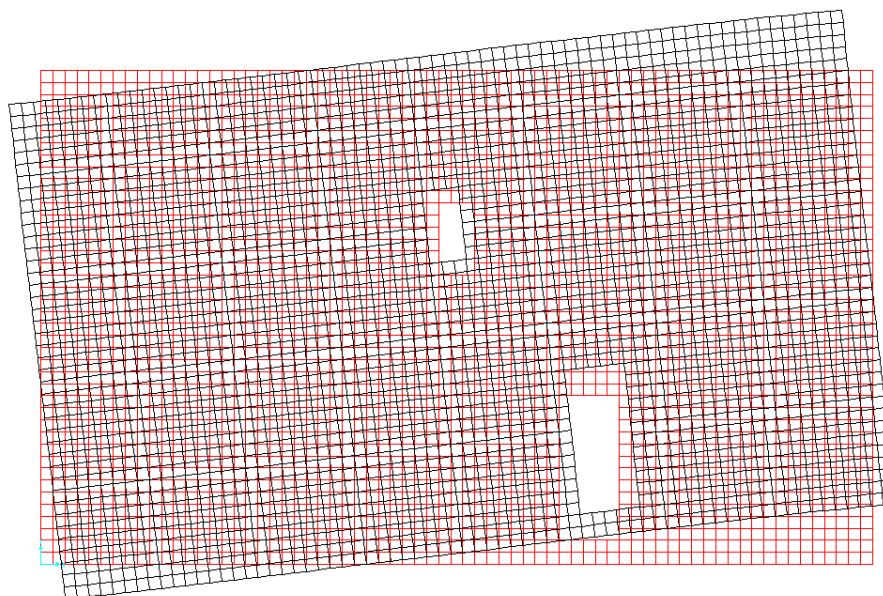
Nihajni časi, ki jih dobimo, so spet nizki, kar je posledica relativno nizke višine konstrukcije in zelo debelih sten ter posledično zelo toge konstrukcije.



Slika 38: Četrta nihajna oblika – translacijska v Y smeri ($T_{1Y} = 0,156$ s). Prikazani sta nedeformirana (rdeča) in deformirana (črna) lega.



Slika 39: Peta nihajna oblika – translacijska v X smeri ($T_{2X} = 0,150$ s). Prikazani sta nedeformirana (rdeča) in deformirana (črna) lega.



Slika 40: Osmo nihajna oblika - torzijska ($T_{3Rz} = 0,128$ s). Prikazani sta nedeformirana (rdeča) in deformirana (črna) lega.

Pri tem modelu opazimo, da je potrebno upoštevati veliko nepomembnih oblik, saj niha samo manjši del stropne plošče ali del stene. To pomeni, da ne moremo primerjati vseh nihajnih oblik.

4.7.1.2 Ocena celotne potresne sile

Prav tako kot pri modelu 1 je tudi pri modelu 2 smiselno kontrolirati celotno potresno silo in račun s programom. Spodnjo mejo celotne prečne sile ocenimo tako, da upoštevamo samo vpliv prve nihajne oblike in pripadajoče efektivne mase. Ker pa pri tem modelu opazimo, da so nekatere nihajne oblike nepomembne, za ta izračun uporabimo prvo nihajno obliko in njen čas $T_{1Y} = 0,156$ s, pri kateri pa sodeluje 60% efektivne mase.

$$F_{b,min} = m_{eff,1} \cdot S_d(T_1) = 0,60 \cdot 495t \cdot 0,2 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1165 \text{ kN} \quad (4.31)$$

Pri tem upoštevamo večjo maso, enako 495 ton, saj v tem primeru program upošteva tudi sodelovanje spodnje polovice zidov v pritličju pri nihanju konstrukcije in pri računu mase. Zgornjo mejo celotne potresne prečne sile izračunamo tako, da predpostavimo sodelovanje celotne mase konstrukcije pri nihanju.

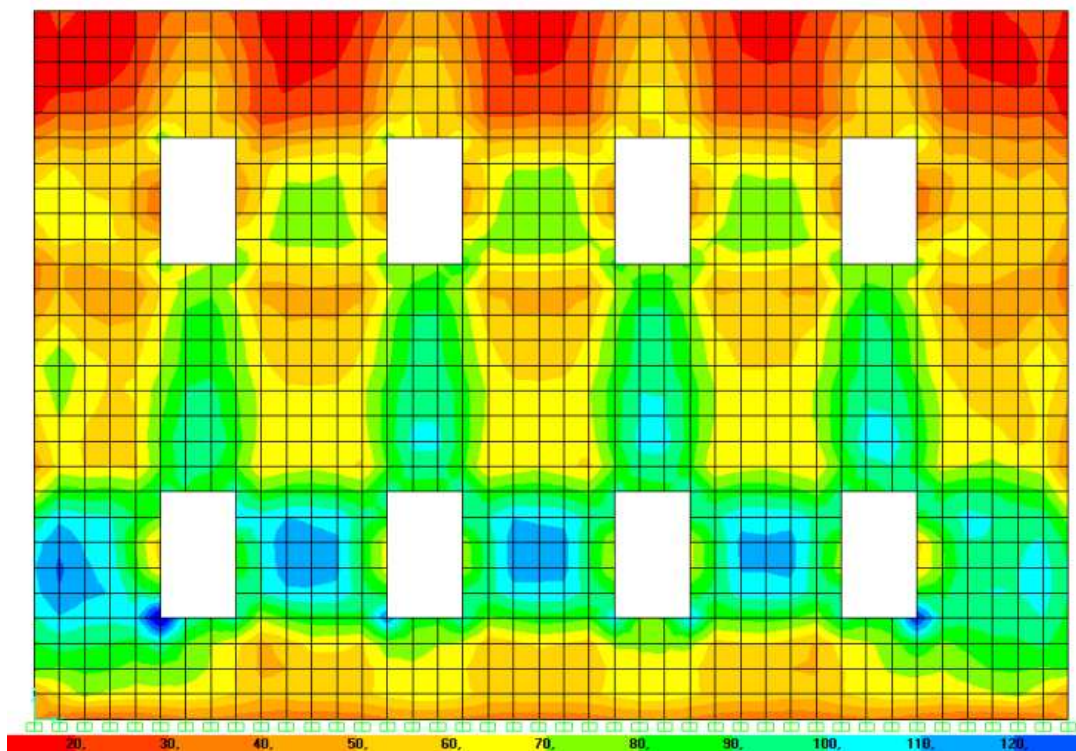
$$F_{b,min} = m \cdot S_d(T_1) = 495t \cdot 0,2 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1942kN \quad (4.32)$$

Celotna potresna sila, ki smo jo izračunali z modalno analizo, je $F_b = 1255 kN$. Ker je izračunana vrednost znotraj območja, ki ga določata spodnja in zgornja meja, sklepamo, da je račun celotne potresne sile v programu smiseln.

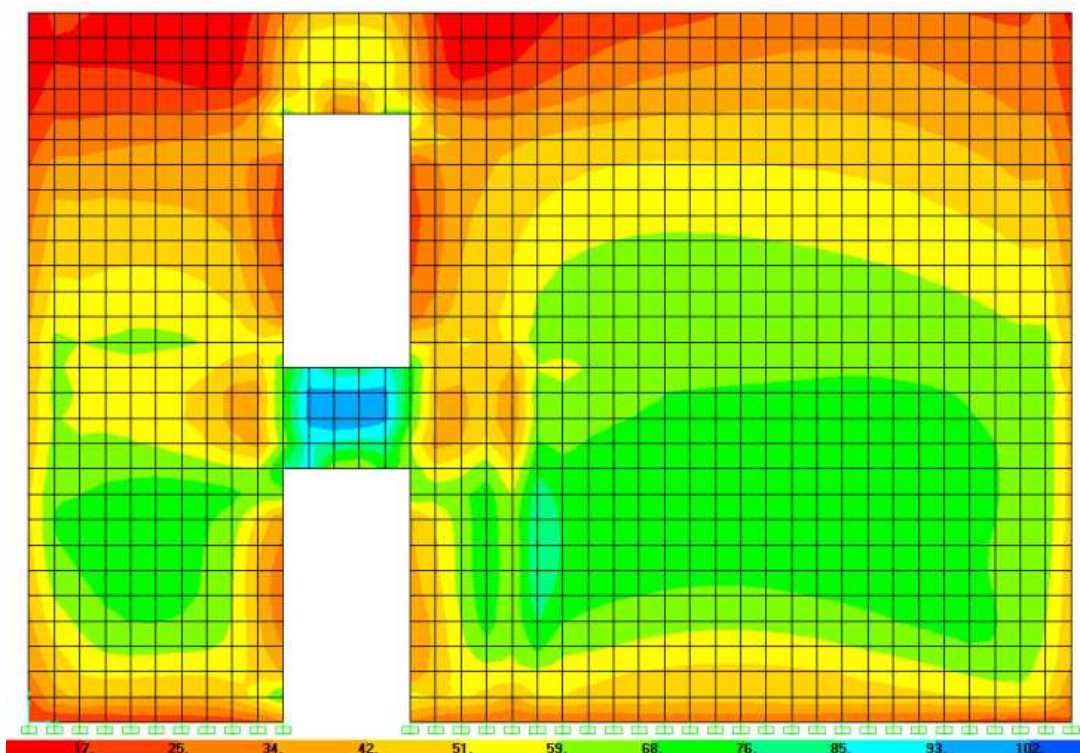
4.7.1.3 Določitev potresne obtežbe/obremenitve v elementih

Elemente smo označili na enak način kot pri modelu 1 in so prikazani na slikah 25 in 26. Prav tako smo za izračun notranjih sil uporabili SAP-ovo orodje »draw section cut«, katerega uporaba je prikazana na sliki 27.

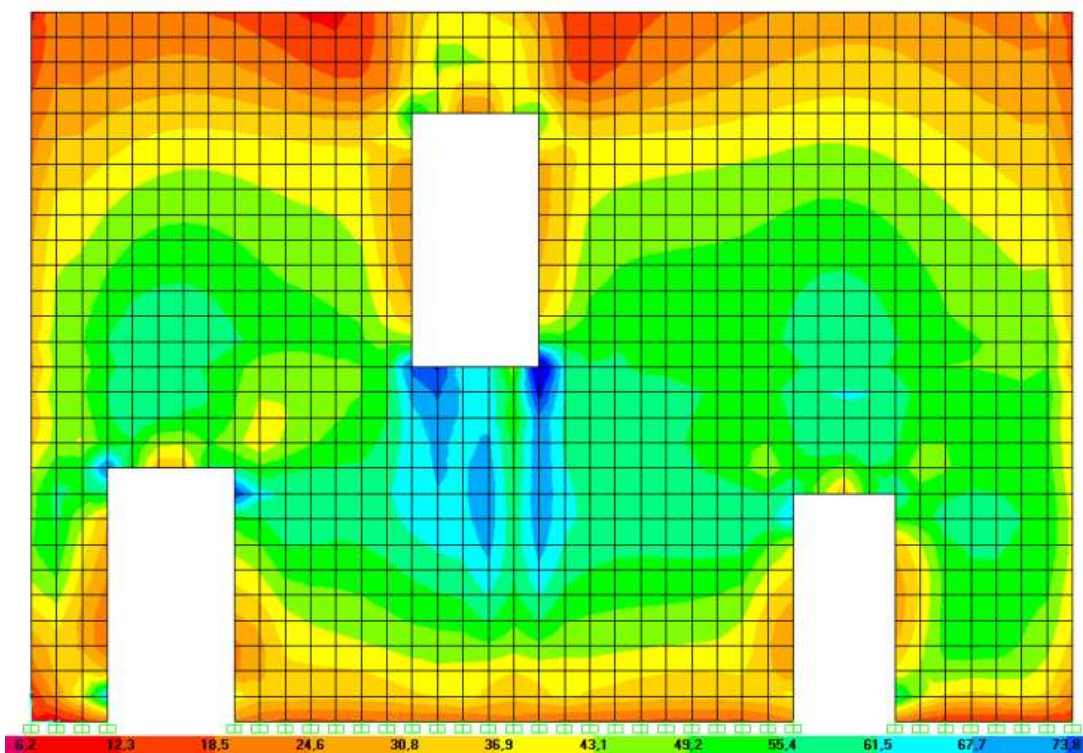
Na spodnjih slikah so prikazane napetosti v stenah. Največje strižne napetosti so v elementih v pritličju med odprtini (med dvema oknom, med oknom in vrati) ter nad odprtini (preklade nad okni). Na mestih, kjer se pojavijo največje obremenitve, bi verjetno prišlo do strižnih oziroma diagonalnih razpok.



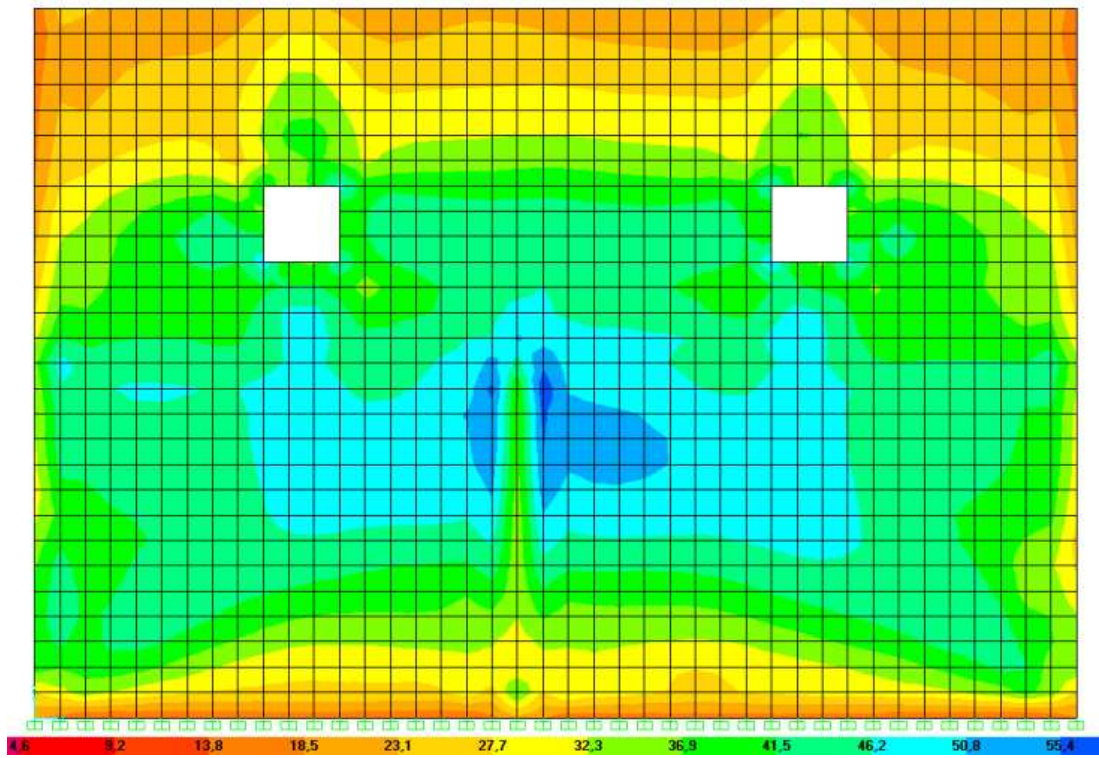
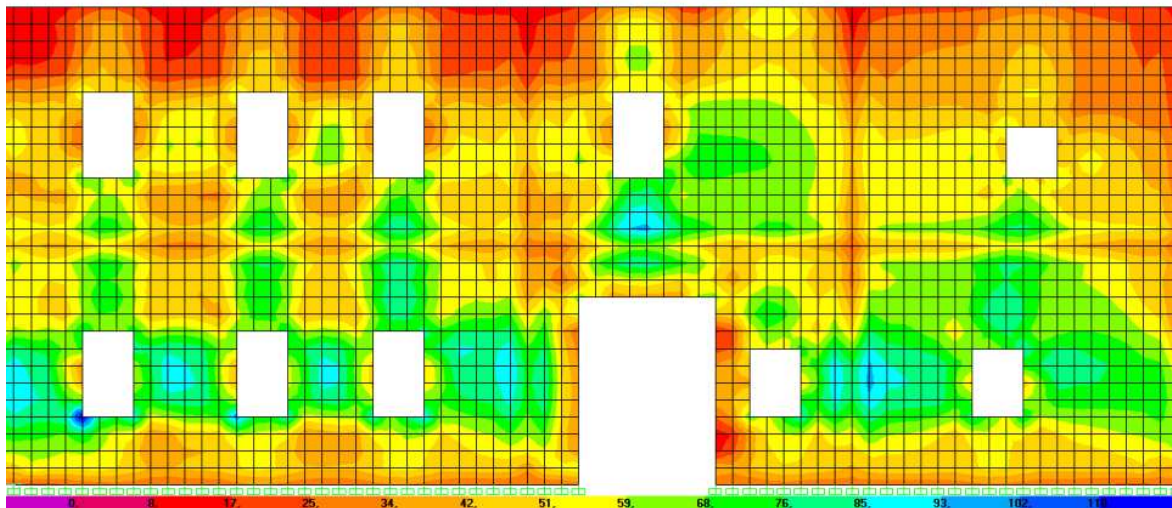
Slika 41: Napetosti S_{12} [kN/m^2] v steni 1 zaradi delovanja potresa v Y smeri

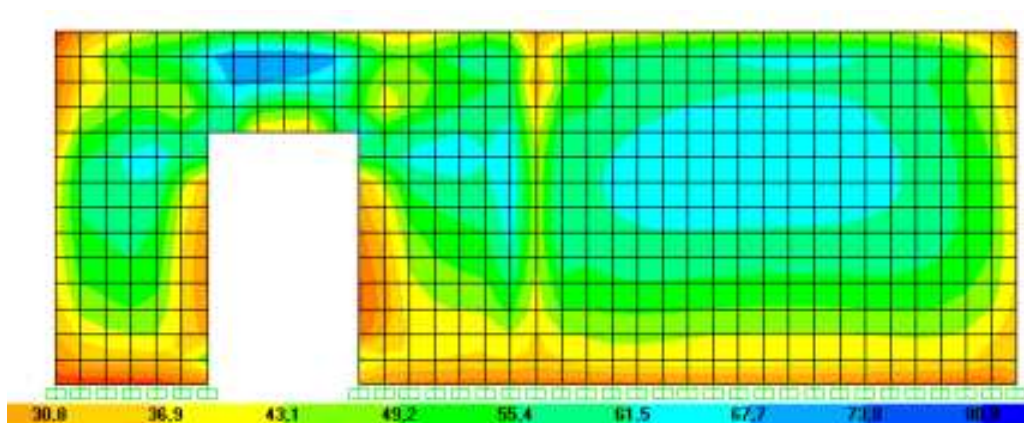


Slika 42: Napetosti S_{12} [kN/m²] v steni 2 zaradi delovanja potresa v Y smeri

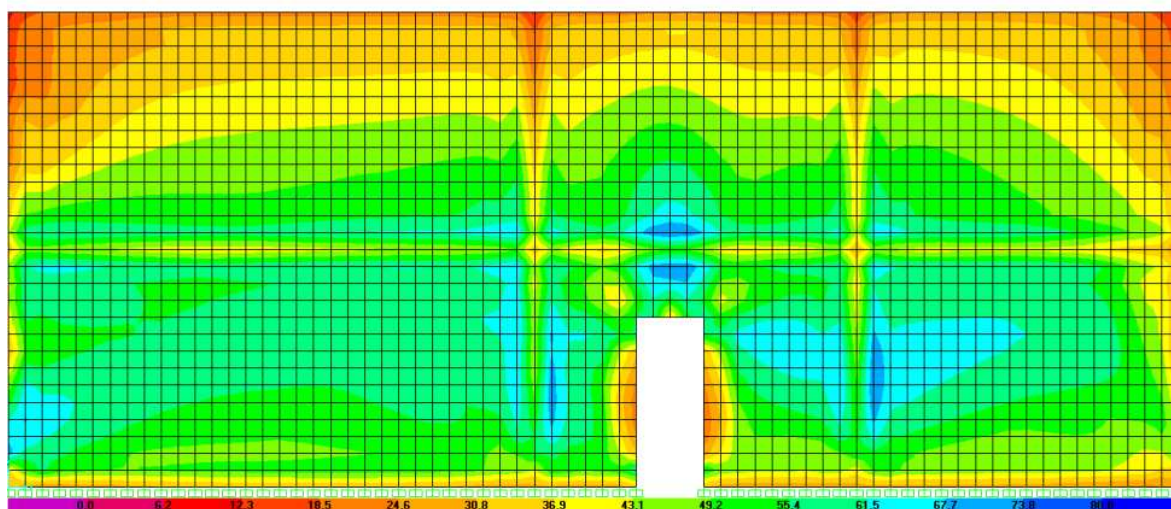


Slika 43: Napetosti S_{12} [kN/m²] v steni 3 zaradi delovanja potresa v Y smeri

Slika 44: Napetosti S_{12} [kN/m²] v steni 4 zaradi delovanja potresa v Y smeriSlika 45: Napetosti S_{12} [kN/m²] v steni 5 zaradi delovanja potresa v X smeri



Slika 46: Napetosti S_{12} [kN/m²] v steni 6 zaradi delovanja potresa v X smeri



Slika 47: Napetosti S_{12} [kN/m²] v steni 7 zaradi delovanja potresa v X smeri

V preglednicah 15 - 18 so prikazane vrednosti potresnih sil H_{SAP} v posameznih elementih. Dobimo jih na enak način kot pri modelu 1, postopek pa je opisan v točki 4.6.1.4.

Preglednica 15: Prečne sile v elementih pritličja zaradi potresa v smeri Y

Smer Y	Stena	Debelina	Položaj x	Položaj y	Vpliv torzije δ	SAP (model 2)	SAP (model 2 + torzija)
Zid	Št. Stene	t [m]	x [m]	y [m]	δ	$H_{SAP,2}$ [kN]	$H_{SAP,2}$ [kN]
SY1	1	0,65	0	0,5	1,3	46	60
SY2	1	0,65	0	2,2	1,3	63	83
SY3	1	0,65	0	4	1,3	64	84
SY4	1	0,65	0	5,8	1,3	63	83
SY5	1	0,65	0	7,6	1,3	55	73
SY6	2	0,65	6,2	1	1,1	61	64
SY7	2	0,65	6,2	5,6	1,1	177	187
SY8	3	0,65	10	0,3	1,1	11	12
SY9	3	0,65	10	3,8	1,1	123	136
SY10	3	0,65	10	7,5	1,1	37	41
SY11	4	0,65	13,8	4,1	1,3	183	233

Preglednica 16: Prečne sile v elementih pritličja zaradi potresa v smeri X

Smer X	Stena	Debelina	Položaj x	Položaj y	Vpliv torzije δ	SAP (model 2)	SAP (model 2 + torzija)
Zid	Št. Stene	t [m]	x [m]	y [m]	δ	$H_{SAP,2}$ [kN]	$H_{SAP,2}$ [kN]
SX1	5	0,65	0,5	0	1,3	37	48
SX2	5	0,65	2,2	0	1,3	51	66
SX3	5	0,65	3,9	0	1,3	42	55
SX4	5	0,65	5,9	0	1,3	67	87
SX5	5	0,65	8,6	0	1,3	9	12
SX6	5	0,65	10,4	0	1,3	85	111
SX7	5	0,65	12,9	0	1,3	74	96
SX8	6	0,65	6,8	3,8	1,0	27	28
SX9	6	0,65	9,3	3,8	1,0	41	42
SX10	6	1,20	11,9	3,8	1,0	199	204
SX11	7	0,65	3,7	8,2	1,3	246	318
SX12	7	0,65	11	8,2	1,3	192	249

Preglednica 17: Prečne sile v elementih nadstropja zaradi potresa v smeri Y

Smer Y	Stena	Debelina	Položaj x	Položaj y	Vpliv torzije δ	SAP (model 2)	SAP (model 2 + torzija)
Zid	Št. Stene	t [m]	x [m]	y [m]	δ	$H_{SAP,2}$ [kN]	$H_{SAP,2}$ [kN]
ZY1	1	0,65	0	0,5	1,3	28	37
ZY2	1	0,65	0	2,2	1,3	46	60
ZY3	1	0,65	0	4	1,3	46	61
ZY4	1	0,65	0	5,8	1,3	45	59
ZY5	1	0,65	0	7,6	1,3	34	44
ZY6	2	0,65	6,2	1	1,0	57	60
ZY7	2	0,65	6,2	5,6	1,0	169	177
ZY8	3	0,65	10	1,5	1,1	84	94
ZY9	3	0,65	10	6,1	1,1	115	129
ZY10	4	0,65	13,8	0,9	1,3	35	45
ZY11	4	0,65	13,8	4,1	1,3	81	104
ZY12	4	0,65	13,8	7,3	1,3	32	41

Preglednica 18: Prečne sile v elementih nadstropja zaradi potresa v smeri X

Smer X	Stena	Debelina	Položaj x	Položaj y	Vpliv torzije δ	SAP (model 2)	SAP (model 2 + torzija)
Zid	Št. Stene	t [m]	x [m]	y [m]	δ	$H_{SAP,2}$ [kN]	$H_{SAP,2}$ [kN]
ZX1	5	0,65	0,5	0	1,3	23	30
ZX2	5	0,65	2,2	0	1,3	37	48
ZX3	5	0,65	3,9	0	1,3	32	41
ZX4	5	0,65	6,1	0	1,3	63	82
ZX5	5	0,65	9,8	0	1,3	132	172
ZX6	5	0,65	13,1	0	1,3	36	47
ZX7	7	0,65	6,9	8,2	1,3	375	487

Enako kot pri modelu 1 dobimo največje potresne sile v elementih SX10, SX11, SX12, SY7, SY9 in SY11. Ti elementi se nahajajo v pritličju in so daljši od ostalih elementov, kar pomeni, da zaradi velike togosti nanje odpade največji del potresne obtežbe.

4.7.2 Račun nosilnosti in ocena potresne odpornosti posameznih elementov

Osnovna nosilna konstrukcija je kamnito zidovje, katerega mehanske lastnosti smo povzeli po literaturi (Tomažević, 2009). Poleg mehanskih lastnosti na nosilnost vplivajo še zasnova konstrukcije, morebitne skrite napake ali poškodbe, ki jih je konstrukcija utrpela zaradi potresov v preteklosti.

Z oceno potresne odpornosti konstrukcije smo želeli preveriti, ali dani objekt ustreza zahtevam standarda za potresno varne objekte. V postopku kontrole smo primerjali pričakovano potresno obremenitev z izračunano nosilnost elementa. Enako kot pri modelu 1 nam analiza elastičnega modela le nakaže kritična mesta, kjer bodo nastale koncentracije napetosti in poškodbe konstrukcije, vendar pa z njo ne dobimo rezultatov o dejanski potresni odpornosti in poškodbah konstrukcije.

V preglednicah 19 - 20 so prikazane izračunane nosilnosti posameznih elementov in kontrola nosilnosti. Vse vrednosti smo dobili na enak način kot pri modelu 1 v poglavju 4.7.1.4. Za mejno nosilnost $R_{w,u}$ je bila izbrana minimalna vrednost izmed upogibne nosilnosti $R_{f,w}$, strižne nosilnosti z zdrsom $R_{ds,w}$ in strižne nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok $R_{s,w}$.

Po Evrokodu mora za vsak konstrukcijski element veljati, da je nosilnost večja od obremenitve:

$$E_d \leq R_d \quad (4.33)$$

V našem primeru mora v preglednicah veljati, da je $H_{SAP} \leq R_{wu}$.

Na koncu preglednice smo dodatno preverili, kakšna bi bila mejna nosilnost, če bi upoštevali zgolj strižno nosilnost z nastankom diagonalnih razpok ter upogibno nosilnost. Na koncu smo tudi v tem primeru naredili kontrolo potresne odpornosti po enačbi (4.30).

Preglednica 19: Kontrola odpornosti posameznih elementov v pritličju (levo) in nadstropju (desno), ki so nosilni v smeri Y

Smer Y	Debelina t [m]	Dožšina l [m]	Vertikalna obtežba N [kN]	Napetost zaradi vertikalne obtežbe σ_0 [kN/m ²]	h/l	Pozadeltiev strižnih napetosti b_1 $h/l=1,5 - 1,5$ $b/l=0,7 - 1,1$	Koeficient poteka momenta 0,5 oboje vpet; 1 konz	Strižna nosilnost diagonalne razpoke $R_{s,w}$ [kN]	Strižna nosilnost zdrs $R_{ds,w}$ [kN]	Upogibna nosilnost $R_{t,w}$ [kN]	Mejna nosilnost zidu R_{wu} [kN]	Vpliv torzije δ	SAP (model 2) (model 2) [kN]	SAP (model 2 + torzija) [kN]	Kontrola SAP <1	Mejna nosilnost Min (R _{s,w} , R _{t,w}) [kN]	Kontrola SAP <1	Smer Y
Zid		l [m]	N [kN]	σ_0 [kN/m ²]	h/l	b_1	α	$R_{s,w}$ [kN]	$R_{ds,w}$ [kN]	$R_{t,w}$ [kN]	R_{wu} [kN]	δ	HSAP,2 [kN]	HSAP,2 [kN]	$H_{SAP,2}/R_{wu}$	R_w [kN]	$H_{SAP,2}/R_w$	Zid
SY1	0,65	1,3	94	111	1,5	1,5	0,5	29	30	43	29	1,3	46	60	2,06	29	2,06	SY1
SY2	0,65	1,2	105	135	0,8	1,1	0,5	40	31	77	31	1,3	63	83	2,73	40	2,08	SY2
SY3	0,65	1,2	105	135	0,8	1,1	0,5	40	31	77	31	1,3	64	84	2,77	40	2,11	SY3
SY4	0,65	1,2	105	135	0,8	1,1	0,5	40	31	77	31	1,3	63	83	2,72	40	2,07	SY4
SY5	0,65	1,5	106	109	1,3	1,5	0,5	34	34	57	34	1,3	55	73	2,17	34	2,17	SY5
SY6	0,65	2,3	142	95	1,0	1,5	0,5	49	49	98	49	1,1	61	64	1,32	49	1,31	SY6
SY7	0,65	5,5	346	97	0,4	1,1	0,5	160	117	569	117	1,1	177	187	1,59	160	1,17	SY7
SY8	0,65	0,9	66	113	2,7	1,5	0,5	20	21	17	17	1,1	11	12	0,73	17	0,73	SY8
SY9	0,65	4,4	342	120	0,4	1,1	0,5	140	105	516	105	1,1	123	136	1,30	140	0,98	SY9
SY10	0,65	1,7	115	104	1,4	1,5	0,5	37	38	59	37	1,1	37	41	1,09	37	1,09	SY10
SY11	0,65	8,8	545	95	0,3	1,1	0,5	255	187	1443	187	1,3	183	233	1,25	255	0,91	SY11
											666			1057		840	1,26	

Smer Y	Debelina t [m]	Dožšina l [m]	Vertikalna obtežba N [kN]	Napetost zaradi vertikalne obtežbe σ_0 [kN/m ²]	h/l	Pozadeltiev strižnih napetosti b_1 $h/l=1,5 - 1,5$ $b/l=0,7 - 1,1$	Koeficient poteka momenta 0,5 oboje vpet; 1 konz	Strižna nosilnost diagonalne razpoke $R_{s,w}$ [kN]	Strižna nosilnost zdrs $R_{ds,w}$ [kN]	Upogibna nosilnost $R_{t,w}$ [kN]	Mejna nosilnost zidu R_{wu} [kN]	Vpliv torzije δ	SAP (model 2) (model 2) [kN]	SAP (model 2 + torzija) [kN]	Kontrola SAP <1	Mejna nosilnost Min (R _{s,w} , R _{t,w}) [kN]	Kontrola SAP <1	Smer Y
Zid		l [m]	N [kN]	σ_0 [kN/m ²]	h/l	b_1	α	$R_{s,w}$ [kN]	$R_{ds,w}$ [kN]	$R_{t,w}$ [kN]	R_{wu} [kN]	δ	HSAP,2 [kN]	HSAP,2 [kN]	$H_{SAP,2}/R_{wu}$	R_w [kN]	$H_{SAP,2}/R_w$	Zid
ZY1	0,65	1,3	33	40	1,5	1,5	0,5	20	20	20	20	1,3	28	37	1,85	20	1,81	ZY1
ZY2	0,65	1,2	39	50	0,8	1,1	0,5	27	20	40	20	1,3	46	60	3,04	27	2,17	ZY2
ZY3	0,65	1,2	39	50	0,8	1,1	0,5	27	20	40	20	1,3	46	61	3,09	27	2,21	ZY3
ZY4	0,65	1,2	39	50	0,8	1,1	0,5	27	20	40	20	1,3	45	59	2,98	27	2,14	ZY4
ZY5	0,65	1,5	38	39	1,3	1,5	0,5	23	23	27	23	1,3	34	44	1,94	23	1,90	ZY5
ZY6	0,65	2,3	58	39	1,0	1,5	0,5	36	35	49	35	1,0	57	60	1,71	36	1,68	ZY6
ZY7	0,65	5,5	139	39	0,4	1,1	0,5	116	83	283	83	1,0	169	177	2,12	116	1,52	ZY7
ZY8	0,65	3,3	83	39	0,7	1,1	0,5	70	50	102	50	1,1	84	94	1,88	70	1,35	ZY8
ZY9	0,65	4,5	114	39	0,5	1,1	0,5	95	68	189	68	1,1	115	129	1,89	95	1,36	ZY9
ZY10	0,65	2,1	53	39	0,8	1,1	0,5	44	32	58	32	1,3	35	45	1,41	44	1,01	ZY10
ZY11	0,65	3,4	104	47	0,2	1,1	0,5	76	55	509	55	1,3	81	104	1,91	76	1,37	ZY11
ZY12	0,65	2,1	53	39	0,8	1,1	0,5	44	32	58	32	1,3	32	41	1,28	44	0,92	ZY12
											457			909		606	1,99	

Preglednica 20: Preglednica 3: Kontrola odpornosti posameznih elementov v pritličju (levo) in nadstropju (desno), ki so nosilni v smeri X

Smer X	Debelina	Dožina	Vertikalna obtežba	Napetost zaradi vertikalne obtežbe	h_f/l_1	Porazdelitev strižnih napetosti $h/l=1,5 - 1,5$ $h/l=0,7 - 1,1$	Koeficient poteka momenta 0,5 oboje vpet; 1 konz	Strižna nosilnost diagonalne razpoke	Strižna nosilnost zdrs	Upogibna nosilnost	Mejna nosilnost zidu	Vpliv torzije δ	SAP (model 2)	SAP (model 2 + torzija)	Kontrola SAP <1	Mejna nosilnost Min (R _{s,w} , R _{f,w})	Kontrola SAP <1	Smer X
Zid	t [m]	l [m]	N [kN]	σ_0 [kN/m ²]	h_f/l_1	b_1	α	R _{s,w} [kN]	R _{ds,w} [kN]	R _{t,w} [kN]	R _{wu} [kN]	δ	H _{SAP,2} [kN]	H _{SAP,2} [kN]	H _{SAP,2} /R _{wu}	R _w [kN]	H _{SAP,2} /R _w	Zid
SX1	0,65	1,3	103	121	1,5	1,5	0,5	34	31	45	31	1,3	37	48	1,53	34	1,41	SX1
SX2	0,65	1,2	118	151	0,8	1,1	0,5	47	33	79	33	1,3	51	66	2,03	47	1,42	SX2
SX3	0,65	1	103	159	1,0	1,1	0,5	40	28	55	28	1,3	42	55	1,95	40	1,37	SX3
SX4	0,65	1,8	188	161	0,9	1,1	0,5	72	51	112	51	1,3	67	87	1,72	72	1,21	SX4
SX5	0,65	0,4	95	366	3,8	1,5	0,5	17	20	-2	-2	1,3	9	12	-7,22	-2	-7,22	SX5
SX6	0,65	2	187	144	0,4	1,1	0,5	76	53	271	53	1,3	85	111	2,10	76	1,46	SX6
SX7	0,65	2,1	163	119	0,9	1,1	0,5	74	50	124	50	1,3	74	96	1,93	74	1,30	SX7
SX8	0,65	1,5	57	58	1,6	1,5	0,5	29	26	29	26	1,0	27	28	1,09	29	0,95	SX8
SX9	0,65	1,4	64	70	1,7	1,5	0,5	29	26	30	26	1,0	41	42	1,64	29	1,45	SX9
SX10	1,20	4,5	188	35	0,6	1,1	0,5	188	122	272	122	1,0	199	204	1,67	188	1,08	SX10
SX11	0,65	7,7	563	113	0,3	1,1	0,5	265	177	1214	177	1,3	246	318	1,79	265	1,20	SX11
SX12	0,65	5,9	436	114	0,4	1,1	0,5	204	137	717	137	1,3	192	249	1,82	204	1,22	SX12
											732			1317		1056	1,80	

Smer X	Debelina	Dožina	Vertikalna obtežba	Napetost zaradi vertikalne obtežbe	h_f/l_1	Porazdelitev strižnih napetosti $h/l=1,5 - 1,5$ $h/l=0,7 - 1,1$	Koeficient poteka momenta 0,5 oboje vpet; 1 konz	Strižna nosilnost diagonalne razpoke	Strižna nosilnost zdrs	Upogibna nosilnost	Mejna nosilnost zidu	Vpliv torzije δ	SAP (model 2)	SAP (model 2 + torzija)	Kontrola SAP <1	Mejna nosilnost Min (R _{s,w} , R _{f,w})	Kontrola SAP <1	Smer X
Zid	t [m]	l [m]	N [kN]	σ_0 [kN/m ²]	h_f/l_1	b_1	α	R _{s,w} [kN]	R _{ds,w} [kN]	R _{t,w} [kN]	R _{wu} [kN]	δ	H _{SAP,2} [kN]	H _{SAP,2} [kN]	H _{SAP,2} /R _{wu}	R _w [kN]	H _{SAP,2} /R _w	Zid
ZX1	0,65	1,3	41	48	1,5	1,5	0,5	22	21	24	21	1,3	23	30	1,43	22	1,40	ZX1
ZX2	0,65	1,2	50	63	0,8	1,1	0,5	30	21	48	21	1,3	37	48	2,27	30	1,63	ZX2
ZX3	0,65	1	44	67	1,0	1,1	0,5	25	18	35	18	1,3	32	41	2,26	25	1,62	ZX3
ZX4	0,65	2,2	79	55	0,5	1,1	0,5	52	37	146	37	1,3	63	82	2,21	52	1,59	ZX4
ZX5	0,65	4	129	50	0,2	1,1	0,5	91	65	551	65	1,3	132	172	2,63	91	1,89	ZX5
ZX6	0,65	1,7	54	49	1,0	1,1	0,5	38	28	46	28	1,3	36	47	1,71	38	1,23	ZX6
ZX7	0,65	14,4	402	43	0,2	1,1	0,5	313	225	1810	225	1,3	375	487	2,17	313	1,55	ZX7
											415			908		571	1,59	

Iz rezultatov v preglednicah 19 - 20 je razvidno, da če upoštevamo vse tri mehanizme porušitve, samo en element izpolnjuje zahtevo, da je potresna obtežba manjša od potresne odpornosti. Pri večini sten merodajna strižna nosilnost z zdrsom, kar je zopet posledica zelo majhne začetne strižne trdnosti, ki jo ima kamnito zidovje in relativno majhnih tlačnih napetosti v elementih. V elementu SX5 dobimo enako kot pri modelu 1 negativno vrednost upogibne nosilnosti.

V zgornjih preglednicah smo zopet preverili odpornost elementov ob upoštevanju zgolj strižnega mehanizma z razpokami in upogibnega porušnega mehanizma, pri čemer se je zopet izkazalo, da je izmed njiju običajno merodajna strižna nosilnost z nastankom razpok. Ugotovimo lahko, da pet elementov ustreza zahtevi, da je potresna obremenitev manjša od potresne nosilnosti.

4.7.3 Ocena odpornosti konstrukcije

Podobno kot v poglavju 4.6.3 smo tudi tukaj ocenili koeficienta prečne sile in strižne nosilnosti. Kot celotno prečno silo ob vpetju skupaj z vplivom torzije, v X smeri, smo vzeli $F_{b,X} = 1315 \text{ kN}$, v Y smeri pa $F_{b,Y} = 1060 \text{ kN}$, pri čemer celotna masa konstrukcije znaša 451 ton oziroma je teža konstrukcije 4424 kN.

Preglednica 21: Razmerje med celotno potresno silo in težo konstrukcije - BSC

BSC	Smer X	Smer Y
Fb/W	0,30	0,24

To pomeni, da mora stavba prenesti preko 24 % lastne teže v horizontalni smeri, kar za starejše stavbe prav tako ni malo. Vrednost 0,24 je verjetno nekoliko premajhna, saj smo jo dobili pri majhnem nihajnem času.

Enako kot pri modelu 1, smo preverili tudi koeficient SRC, razmerje med projektno odpornostjo in težo konstrukcije. Koeficient potresne odpornosti – SRC je pomemben za globalno oceno konstrukcije, ki je definiran kot razmerje med projektno odpornostjo etaže in težo konstrukcije. Pri tem smo za nosilnost v smeri X vzeli $R_{uw,X} = 732 \text{ kN}$, v smeri Y pa $R_{uw,Y} = 666 \text{ kN}$ in teža konstrukcije 4424 kN.

Preglednica 22: Koeficient potresne odpornosti SRC podan kot razmerje celotne nosilnosti konstrukcije in teže konstrukcije

SRC	Smer X	Smer Y
Ruw/W	0,17	0,15

Pri preverjanju globalne potresne odpornosti dejanske konstrukcije stavbe primerjamo koeficient potresne odpornosti SRC z mejnim koeficientom prečne sile v pritličju BSC. Pri tem naj bi veljalo, da je $SRC \geq BSC$, kar v našem primeru ne velja. To pomeni, da hiša verjetno ne bi prenesla potresne obremenitve po veljavnih predpisih in bi prišlo do poškodb oziroma lahko tudi do porušitve objekta. To potrdi tudi 96% elementov, ki še zdaleč ne zadostijo varnostnim kontrolam. Rezultat je pričakovan, saj hiša ni bila grajena potresno varno, material pa je že močno načel čas. V kolikor bi želeli to hišo obvarovati pred potresi, bi jo bilo potrebno protipotresno utrditi.

4.8 Primerjava rezultatov za model 1 in 2

S primerjavo rezultatov za model 1 in 2 želimo ugotoviti, kakšne so razlike v nihajnih časih, nihajnih oblikah, efektivnih masah, velikosti potresnih sil in nosilnostih posameznih elementov. Pri tem velja, da se modela med seboj razlikujeta samo po tem, kako smo podali maso in obtežbo.

V modelu 1 smo določili, da je specifična teža vseh materialov enaka 0 in smo obtežbo podali kot maso v višini etaže. Pri računu mase smo upoštevali maso zidov, strehe, stropov in spremenljive obtežbo v višini etaže. Maso stropov in spremenljive obtežbe smo razporedili enakomerno po vseh vozliščih končnih elementov plošče, maso zidov pa v vozlišča, kjer se stikata plošča in zid.

Pri modelu 2 smo določili, da je specifična teža zidov 20 kN/m^2 in specifična teža lesenega stropa na nivoju plošče 0 kN/m^2 . Lastno težo stropa in koristno obtežbo smo upoštevali kot ploskovno obtežbo v višini etaže, iz katere je potem program določil maso, ki sodeluje pri nihanju.

4.8.1 Nihajni čas, nihajne oblike in efektivne mase

Nihajne čase in nihajne oblike izračunamo z analizo lastnega nihanja. Pri modalni analizi moramo upoštevati toliko nihajnih oblik, da je vsota efektivnih mas vsaj 90% celotne mase konstrukcije ter pri tem v računu upoštevati vse nihajne oblike katerih efektivna masa je večja od 5% celotne mase.

Preglednica 23: Glavni nihajni časi in efektivne mase pri modelu 1

Nihajna oblika	T (s)	$m_{\text{eff},X}$	$m_{\text{eff},Y}$	$m_{\text{eff},RZ}$
1	0,166	0,04	0,73	0,26
2	0,159	0,84	0,06	0,03
3	0,133	0,01	0,11	0,61
4	0,066	0,01	0,09	0,05
$\Sigma m_{\text{eff},i}$		0,90	0,98	0,95

Preglednica 24: Nihajni časi in efektivne mase pri modelu 2

Nihajna oblika	T (s)	meff,X	meff,Y	meff,RZ
1	0,156	0,02	0,60	0,19
2	0,150	0,72	0,03	0,04
3	0,128	0,01	0,11	0,50
4	0,090	0,00	0,00	0,00
5	0,072	0,00	0,00	0,00
6	0,066	0,00	0,00	0,00
7	0,058	0,00	0,00	0,00
8	0,053	0,00	0,00	0,00
9	0,051	0,04	0,06	0,05
10	0,051	0,07	0,04	0,00
11	0,049	0,00	0,00	0,00
12	0,047	0,00	0,00	0,00
13	0,047	0,00	0,00	0,00
14	0,047	0,00	0,00	0,00
15	0,044	0,00	0,01	0,06
16	0,042	0,00	0,00	0,00
17	0,042	0,00	0,00	0,00
18	0,040	0,00	0,00	0,00
19	0,040	0,00	0,00	0,00
20	0,039	0,00	0,00	0,00
21	0,038	0,00	0,00	0,00
22	0,038	0,00	0,00	0,00
23	0,037	0,00	0,00	0,00
24	0,036	0,00	0,00	0,00
25	0,036	0,00	0,00	0,00
26	0,035	0,00	0,00	0,00
27	0,035	0,00	0,00	0,00
28	0,034	0,00	0,00	0,00
29	0,034	0,00	0,00	0,00
30	0,033	0,00	0,00	0,00
31	0,033	0,00	0,00	0,00
32	0,033	0,00	0,00	0,00

Nihajna oblika	T (s)	meff,X	meff,Y	meff,RZ
33	0,032	0,00	0,00	0,00
34	0,032	0,00	0,00	0,00
35	0,032	0,00	0,00	0,00
36	0,031	0,00	0,00	0,00
37	0,031	0,00	0,00	0,00
38	0,031	0,00	0,00	0,00
39	0,031	0,00	0,00	0,00
40	0,030	0,00	0,00	0,00
41	0,030	0,00	0,00	0,00
42	0,030	0,00	0,00	0,00
43	0,030	0,00	0,00	0,00
44	0,029	0,00	0,00	0,00
45	0,029	0,00	0,00	0,00
46	0,029	0,00	0,00	0,00
47	0,029	0,00	0,00	0,00
48	0,029	0,00	0,00	0,00
49	0,028	0,00	0,00	0,00
50	0,028	0,00	0,00	0,00
51	0,028	0,00	0,00	0,00
52	0,028	0,00	0,00	0,00
53	0,028	0,00	0,00	0,00
54	0,027	0,00	0,00	0,00
55	0,027	0,00	0,00	0,00
56	0,027	0,00	0,00	0,00
57	0,026	0,00	0,00	0,00
58	0,026	0,00	0,00	0,00
59	0,026	0,00	0,00	0,00
60	0,026	0,00	0,00	0,00
61	0,026	0,00	0,00	0,00
62	0,026	0,00	0,00	0,00
63	0,026	0,00	0,00	0,00
64	0,026	0,00	0,00	0,00

Nihajna oblika	T (s)	meff,X	meff,Y	meff,RZ
65	0,025	0,00	0,00	0,00
66	0,025	0,00	0,00	0,00
67	0,025	0,00	0,00	0,00
68	0,025	0,00	0,00	0,00
69	0,025	0,00	0,00	0,00
70	0,025	0,00	0,00	0,00
71	0,025	0,00	0,00	0,00
72	0,024	0,00	0,00	0,00
73	0,024	0,00	0,00	0,00
74	0,024	0,00	0,00	0,00
75	0,024	0,00	0,01	0,00
76	0,024	0,00	0,00	0,00
77	0,024	0,00	0,00	0,00
78	0,024	0,00	0,00	0,00
79	0,024	0,00	0,00	0,00
80	0,024	0,00	0,01	0,00
81	0,023	0,01	0,00	0,01
82	0,023	0,00	0,00	0,00
83	0,023	0,00	0,00	0,00
84	0,023	0,00	0,00	0,00
85	0,023	0,00	0,00	0,00
86	0,023	0,00	0,00	0,00
87	0,023	0,00	0,00	0,00
88	0,022	0,00	0,00	0,00
89	0,022	0,00	0,00	0,00
90	0,022	0,00	0,00	0,01
91	0,022	0,00	0,00	0,00
92	0,022	0,00	0,00	0,00
93	0,022	0,00	0,00	0,00
94	0,022	0,00	0,00	0,00

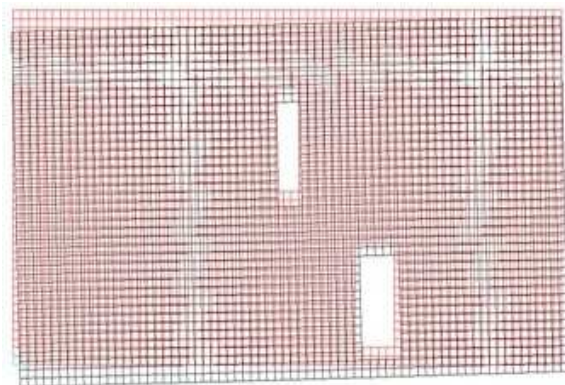
$\Sigma_{\text{meff},i}$	0,86	0,85	0,86
--------------------------	------	------	------

$\Sigma_{\text{meff},i}$	0,87	0,86	0,86
--------------------------	------	------	------

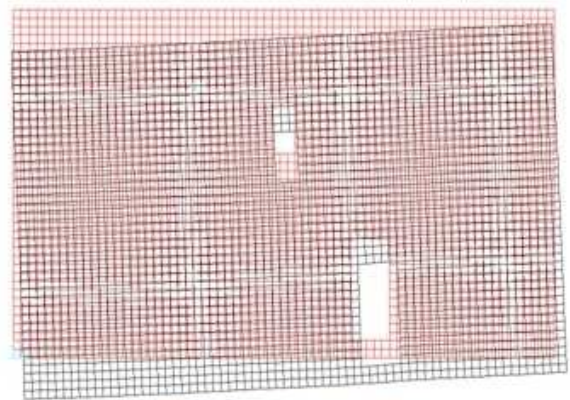
$\Sigma_{\text{meff},i}$	0,91	0,90	0,90
--------------------------	------	------	------

Pri modelu 1 je potrebno upoštevati le 4 nihajne oblike, da zajamemo vsaj 90% efektivne mase in ni pri nobeni nadaljnji obliki več kot 5% mase, vendar smo jih kljub temu upoštevali 12, kar je privzeta vrednost v programu SAP2000. Pri modelu 2 smo programu podali, naj izračuna 300 nihajnih oblik, pri tem pa smo morali upoštevati 94 nihajnih oblik. Šele pri 94. nihajni obliki sta izpolnjena kriterija, da je vsota efektivnih mas vsaj 90% celotne mase konstrukcije in da smo upoštevali vse nihajne oblike, katerih efektivna masa je večja od 5% celotne mase. Pri tem pa opazimo, da je veliko nihajnih oblik v modelu 2 lokalnih in niso pomembne za globalen odziv stavbe, saj pri njih sodeluje samo manjši del stropne plošče ali del stene. To pomeni, da ne moremo primerjati vseh nihajnih oblik. Vendar v našem primeru velja, da lahko primerjamo prve tri glavne nihajne oblike v obeh modelih. Tako je prva glavna nihajna oblika modela 1 primerljiva s prvo glavno nihajno obliko modela 2. Drugi nihajni

obliki modela 1 in 2 sta tudi primerljivi, saj sta obe translacijski v smeri X in zajemata približno enak delež učinkovnih mas. Tretji nihajni obliki pri obeh modelih sta torzijski.

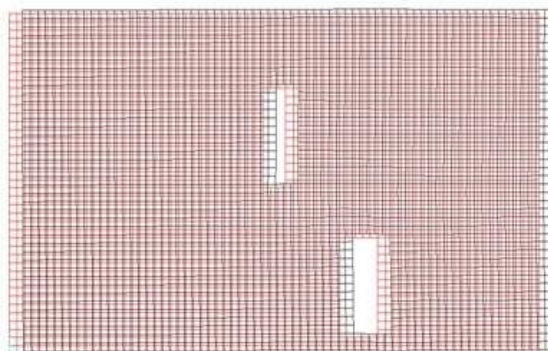


Model 1 1. nihajna oblika

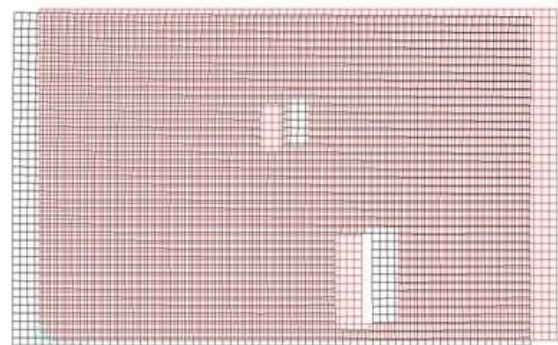


Model 2 1. nihajna oblika

Slika 48: Primerjava nihajnih oblik, kjer prevladuje translacija v Y smeri - model 1 (levo) in model 2 (desno)

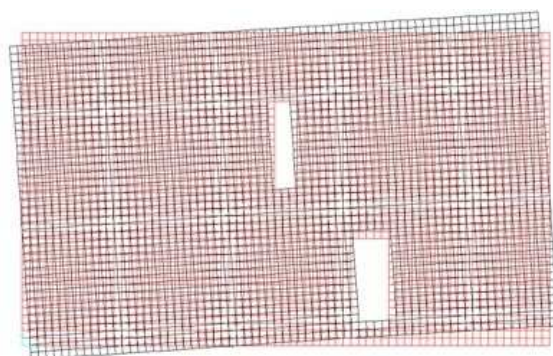


Model 1 2. nihajna oblika

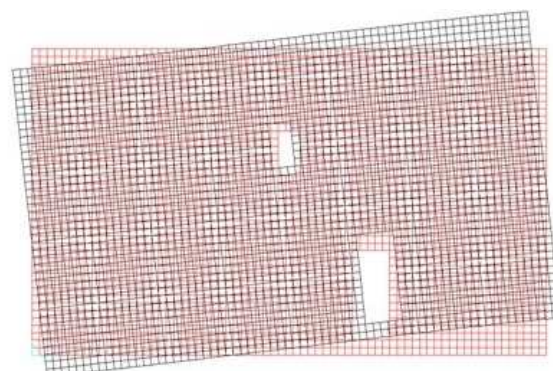


Model 2 2. nihajna oblika

Slika 49: Primerjava nihajnih oblik, kjer prevladuje translacija v X smeri - model 1 (levo) in model 2 (desno)



Model 1 3. nihajna oblika

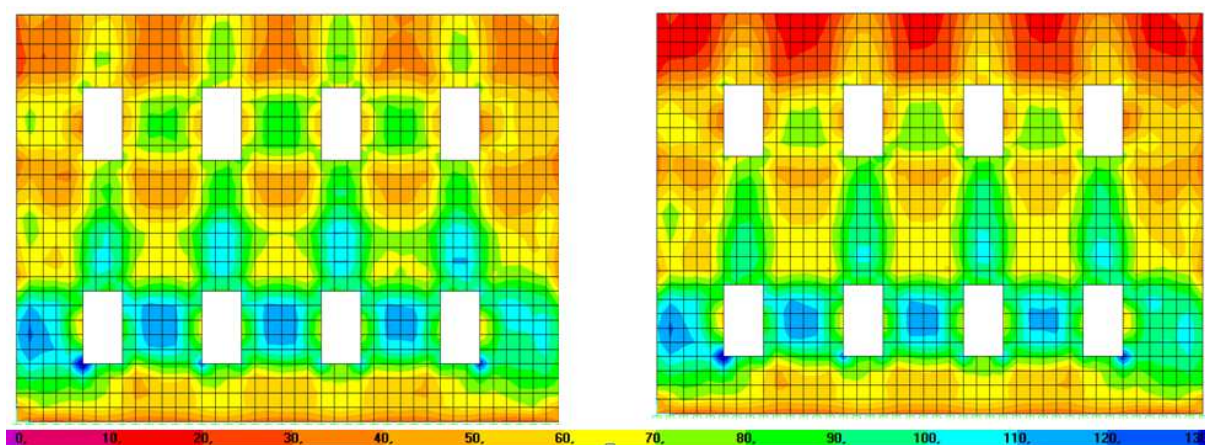


Model 2 3. nihajna oblika

Slika 50: Primerjava nihajnih oblik, kjer prevladuje torzija - model 1 (levo) in model 2 (desno)

4.8.2 Določitev potresne obtežbe

S primerjavo napetosti in potresnih sil z dvema različnima modeloma, ki imata različno podano obtežbo na konstrukcijo smo želeli pokazati, da dobimo z obema modeloma primerljive rezultate. V obeh primerih dobimo največje napetosti v pritličju med odprtinami (med dvema oknom, med oknom in vrati) ter nad odprtinami (preklade nad okni). Na spodnji sliki so prikazane napetosti v steni 1, pri čemer je barvna lestvica napetosti pri obeh modelih enaka.



Slika 51: Napetosti v steni 1 - model 1 (levo) in model 2 (desno)

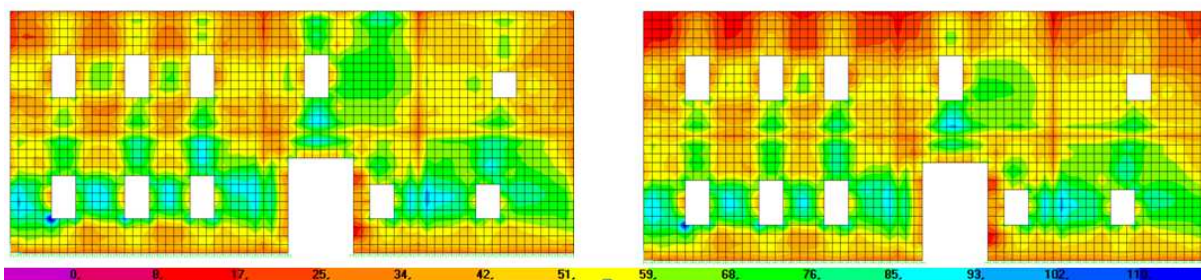
Preglednica 25: Potresne sile v modelu 1 in modelu 2 v pritličju (levo) in v nadstropju (desno)

Smer Y	SAP (model 1)	SAP (model 2)	Razmerje med silama
Zid	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,2}$ [kN]	$H_{SAP,1} / H_{SAP,2}$
SY1	46	46	1,02
SY2	64	63	1,02
SY3	65	64	1,02
SY4	64	63	1,01
SY5	56	55	1,01
	294	290	1,01

Smer Y	SAP (model 1)	SAP (model 2)	Razmerje med silama
Zid	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,2}$ [kN]	$H_{SAP,1} / H_{SAP,2}$
ZY1	30	28	1,06
ZY2	49	46	1,08
ZY3	52	46	1,11
ZY4	50	45	1,11
ZY5	37	34	1,10
	217	198	1,10

Če primerjamo napetosti v stenah pri obeh modelih na sliki 51 lahko opazimo, da je razporeditev zelo podobna in da dobimo v steni približno enako napetostno stanje. Iz slike se tudi vidi, da dobimo pri modelu 2 nekoliko manjše napetosti kot pri modelu 1. To lahko

ugotovimo tudi iz preglednice 25, ki nam prikazujeta velikost potresnih sil v steni 1 po posameznih elementih (kateri je posamezni element glej sliki 38 in 39) in kakšna je celotna prečna sila v steni 1. Pri tem lahko opazimo, da je celotna prečna sila modela 1 večja od celotne prečne sile modela 2, saj je razmerje večje od 1. Enako velja tudi za steno 5, katere napetosti so prikazane na sliki 52, in prečne sile zaradi potresa v preglednici 26.



Slika 52: Napetosti v steni 5 - model 1 (levo) in model 2 (desno)

Preglednica 26: Potresne sile pri modelu 1 in modelu 2 v pritličju (levo) in v nadstropju (desno)

Smer X	SAP (model 1)	SAP (model 2)	Razmerje med silama
Zid	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,2}$ [kN]	$H_{SAP,1} / H_{SAP,2}$
SX1	37	37	1,02
SX2	51	51	1,01
SX3	42	42	1,01
SX4	68	67	1,02
SX5	10	9	1,03
SX6	85	85	1,00
SX7	75	74	1,02
	369	364	1,01

Smer X	SAP (model 1)	SAP (model 2)	Razmerje med silama
Zid	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,2}$ [kN]	$H_{SAP,1} / H_{SAP,2}$
ZX1	24	23	1,06
ZX2	41	37	1,09
ZX3	35	32	1,10
ZX4	70	63	1,10
ZX5	139	132	1,05
ZX6	38	36	1,04
	346	323	1,07

S primerjavo napetosti in prečnih sil v posameznih elementih ugotovimo, da dobimo približno enake vrednosti. To pomeni, da je bolj smiselno za analizo uporabiti model 1, ki je bistveno bolj enostaven, saj vso maso in obtežbo razporedimo na višini etaž. Vse, kar moramo storiti je, da izračunamo maso zidov, plošče, strehe in koristne obtežbe. Maso zidov, ki odpadejo na posamezno etažo razporedimo v vozlišča, kjer se stikata plošča in zid, vso ostalo maso pa enakomerno razporedimo po vseh vozliščih plošče. Razporeditev mase potem vpliva na hitrost računa s programom, ter na število nihajnih oblik, ki jih je potrebno upoštevati. Pri

vsem se nihajni časi, nihajne oblike, napetosti in prečne sile v obeh modelih zelo malo razlikujejo.

4.8.3 Ocena odpornosti konstrukcije

Pri računu nosilnosti ni razlik, ker je to neodvisno od modela. Spodnje tabele prikazujejo oceno potresne odpornosti elementov in primerjavo med modelom 1 in modelom 2.

Preglednica 27: Primerjava nosilnosti posameznih elementov modela 1 in modela 2 v pritličju v Y smeri

Smer Y	Mejna nosilnost zidu	SAP (model 1)	Kontrola SAP <1	SAP (model 2)	Kontrola SAP <1
Zid	R_{wu} [kN]	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,1}/R_{wu}$	$H_{SAP,2}$ [kN]	$H_{SAP,2}/R_{wu}$
SY1	29	46	2,09	46	2,06
SY2	31	64	2,77	63	2,73
SY3	31	65	2,81	64	2,77
SY4	31	64	2,76	63	2,72
SY5	34	56	2,20	55	2,17
SY6	49	62	1,35	61	1,32
SY7	117	181	1,63	177	1,59
SY8	17	11	0,76	11	0,73
SY9	105	128	1,36	123	1,30
SY10	37	38	1,13	37	1,09
SY11	187	189	1,29	183	1,25
	666		1,63		1,59

Preglednica 28: Primerjava nosilnosti posameznih elementov modela 1 in modela 2 v pritličju v smeri X

Smer X	Mejna nosilnost zidu	SAP (model 1)	Kontrola SAP <1	SAP (model 2)	Kontrola SAP <1
Zid	R_{wu} [kN]	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,1}/R_{wu}$	$H_{SAP,2}$ [kN]	$H_{SAP,2}/R_{wu}$
SX1	31	37	1,55	37	1,53
SX2	33	51	2,05	51	2,03
SX3	28	42	1,97	42	1,95
SX4	51	68	1,75	67	1,72
SX5	-2	10	0	9	0
SX6	53	85	2,11	85	2,10
SX7	50	75	1,97	74	1,93
SX8	26	27	1,08	27	1,09
SX9	26	41	1,63	41	1,64
SX10	122	209	1,75	199	1,67
SX11	177	254	1,85	246	1,79
SX12	137	195	1,85	192	1,82
	732		1,84		1,80

Preglednica 29: Primerjava nosilnosti posameznih elementov modela 1 in modela 2 v nadstropju v smeri Y

Smer Y	Mejna nosilnost zidu	SAP (model 1)	Kontrola SAP <1	SAP (model 2)	Kontrola SAP <1
Zid	R_{wu} [kN]	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,1}/R_{wu}$	$H_{SAP,2}$ [kN]	$H_{SAP,2}/R_{wu}$
ZY1	20	30	1,97	28	1,85
ZY2	20	49	3,28	46	3,04
ZY3	20	52	3,44	46	3,09
ZY4	20	50	3,32	45	2,98
ZY5	23	37	2,12	34	1,94
ZY6	35	51	1,52	57	1,71
ZY7	83	157	1,96	169	2,12
ZY8	50	76	1,70	84	1,88
ZY9	68	107	1,76	115	1,89
ZY10	32	36	1,45	35	1,41
ZY11	55	85	2,00	81	1,91
ZY12	32	32	1,31	32	1,28
	457		1,98		1,99

Preglednica 30: Primerjava nosilnosti posameznih elementov modela 1 in modela 2 v nadstropju v smeri X

Smer X	Mejna nosilnost zidu	SAP (model 1)	Kontrola SAP <1	SAP (model 2)	Kontrola SAP <1
Zid	R_{wu} [kN]	$H_{SAP,1}$ [kN]	$H_{SAP,1}/R_{wu}$	$H_{SAP,2}$ [kN]	$H_{SAP,2}/R_{wu}$
ZX1	21	24	1,51	23	1,43
ZX2	21	41	2,48	37	2,27
ZX3	18	35	2,48	32	2,26
ZX4	37	70	2,43	63	2,21
ZX5	65	139	2,78	132	2,63
ZX6	28	38	1,78	36	1,71
ZX7	225	385	2,22	375	2,17
	415		2,29		2,19

Primerjava modelov pokaže, da je model 1 bolj enostaven in pri njem program bistveno hitreje izračuna obremenitve v elementih zaradi potresa. Hkrati dobimo prečne sile v stenah, ki so nekoliko (od 5 - 15 %) večje kot pri modelu 2, kar pomeni, da smo na varni strani. V obeh modelih se pokaže, da nosilnost posameznih elementov in konstrukcije kot celote ni zadostna in bi verjetno prišlo do poškodb oziroma lahko tudi do porušitve objekta.

5 ZAKLJUČEK

V prvem delu naloge smo povzeli standard SIST EN 1998-3, ki omogoča oceno obnašanja obstoječih stavb. Pri tem smo po priporočilu EC8-3 za preverjanje potresne odpornosti konstrukcije uporabili povprečne vrednosti trdnosti materialov in ne karakteristične, ki smo jih zmanjšali s faktorjem zaupanja CF (angl. *confidence factor*). Velikost faktorja zaupanja je odvisna od stopnje poznavanja konstrukcije. Pri preverjanju varnosti smo za račun nosilnosti posameznih elementov upoštevali tudi delni faktor varnosti za materiale γ_M . Vse to pa še dodatno zmanjša projektno odpornost in zaostri že tako zahtevne pogoje standarda za odpornost objekta in elementov. Ko smo upoštevali vse zahteve standarda, smo dobili vrednost delnega faktorja varnosti 2,4. Glede na tako velik faktor, težko zagotovimo zadostno potresno odpornost, kar se je pokazalo tudi pri izračunih. Za bolj natančno oceno materialnih karakteristik bi morali izvesti preiskave materiala, kar bi zmanjšalo delni faktor varnosti.

Nosilnost elementov nearmiranega zidu smo določili kot minimalno vrednost izmed: upogibne nosilnosti $R_{f,w}$, strižne nosilnosti z zdrsom $R_{ds,w}$ in strižne nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok $R_{s,w}$. Izkazalo se je, da je bila v našem primeru največkrat merodajna strižna nosilnost z zdrsom.

Potresno analizo konstrukcije smo naredili z dvema različnima modeloma, ki sta se razlikovala po načinu podajanja mase in obtežbe. V modelu 1 smo določili, da je specifična teža vseh elementov enaka 0, obtežbo pa smo podali kot maso v višini etaže. V modelu 2 smo podali specifično težo zidov, ostalo obtežbo pa smo podali kot ploskovno obtežbo v višini etaže.

Z različnima modeloma smo želeli ugotoviti, kako se razlikujejo rezultati glede na način podajanja mase in obtežbe. Pri tem smo ugotovili, da so rezultati zelo podobni, saj dobimo primerljive nihajne oblike, nihajne čase in prečne sile v elementih zaradi potresa. V modelu 2 je bilo veliko nepomembnih lokalnih nihajnih oblik, v katerih niha samo majhen delež mase. To je posledica podajanja velikega števila mas in tega, da nismo uporabili toge diafragme na nivoju stropov. Kljub temu so bile glavne nihajne oblike med seboj primerljive, velikosti napetosti in prečnih sil v posameznih elementih pa so bile približno enake v obeh primerih.

Primerjava rezultatov modelov pokaže, da je račun pri modelu, kjer smo podali točkovne mase enostavnejši, saj pri njem program bistveno hitreje izračuna obremenitve v elementih zaradi potresa. Hkrati smo dobili nekoliko večje prečne sile v stenah kot pri modelu 2, kar pomeni, da smo na varni strani.

Pri analizi smo dobili majhne nihajne čase, ki so posledica relativno nizke stavbe, ki ima debele stene, vse to pa pomeni, da je konstrukcija relativno toga. Največje napetosti smo dobili v pritličju med odprtinami (med dvema oknom, med oknom in vrati) ter nad odprtinami (preklade nad okni). Potresna obremenitev je bila manjša od potresne odpornosti pri zgolj enem elementu. V večini elementov je bila merodajna strižna nosilnost z zdrsom, ki je posledica zelo majhne strižne trdnosti kamnitega zidovja in relativno majhnih tlačnih napetosti v elementih.

V obeh modelih se pokaže tudi, da nosilnost posameznih elementov in konstrukcije kot celote ni zadostna, zato bi verjetno pri projektnem potresu prišlo do poškodb oziroma porušitve objekta.

6 VIRI

Bosiljkov, V., Page, A.W., Bokan-Bosiljkov, V., Žarnić, R., 2010. Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls. Review Paper, Progress in Structural Engineering and Material: Structural Masonry. Structural Control and Health Monitoring, 17:100-118.

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

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1998-3: 2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. Del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 229 str.

Slovenski standard. 2007. SIST EN 1998-3: 2005/A101, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. Del: Ocena in prenove stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 4 str.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1998-3: 2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. Del: Ocena in prenove stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 89 str.

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

Snoj, J., 2009. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe s programom 3MURI. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 124 str.

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

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