

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*



Operativno gradbeništvo (VS) -
modul Konstruktiva

Kandidat:

Damjan Podgorelec

Ocena potresne odpornosti stanovanjske hiše v Ljubljani

Diplomska naloga št.: 1

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 22. 9. 2011

IZJAVE

Podpisani Damjan Podgorelec izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom: »Ocena potresne odpornosti stanovanjske hiše v Ljubljani«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 1.9.2011

Damjan Podgorelec

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	550.34(497.4Lj)(043.2)
Avtor:	Damjan Podgorelec
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	Jure Snoj, univ. dipl. inž.grad.
Naslov:	Ocena potresne odpornosti stanovanjske hiše v Ljubljani
Obseg in oprema:	72 str., 25 pregl., 58 sl., 44 en.
Ključne besede:	zidana stavba, strižna in upogibna nosilnost, potresna odpornost, metoda z vodoravnimi silami

Izveček

V diplomski nalogi je narejena ocena potresne odpornosti zidane konstrukcije. V prvem delu so obravnavani trije možni porušni mehanizmi za določevanje odpornosti nearmiranega zidu: upogibni mehanizem, strižni mehanizem z zdrsom ter strižni mehanizem z nastankom diagonalnih razpok. V drugem delu naloge obravnavamo individualno hišo. Potresne sile smo določili z metodo z vodoravnimi silami, pri čemer smo upoštevali potresno obtežbo, kot jo definira standard SIST EN 1998-1: 2005. Za določitev obremenitve zidov smo uporabili program SAP2000, s katerim smo izdelali poenostavljen etažni model stavbe. Materialne karakteristike zidu iz opečnih votlakov smo privzeli iz literature. Takšen pristop je precej običajen v praksi, če ni na voljo in-situ preiskav. Rezultati so tako nekoliko bolj negotovi, saj imajo materialne lastnosti zidu velik vpliv na nosilnost ter tudi na mehanizem porušitve elementa in konstrukcije. V zadnjem delu nalogu navajamo kontrole odpornosti posameznih elementov ter tudi kontrole odpornosti stavbe kot celote. Rezultati kažejo, da stavba ni sposobna prevzeti projektne potresne obtežbe, zato so opisani predlagani ukrepi.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 550.34(497.4Lj)(043.2)
Author: Damjan Podgorelec
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek
Co-supervisor: Jure Snoj, Structural Engineer
Title: Evaluation of seismic resistance of a residential house in Ljubljana
Scope and tools: 72 p., 25 tab., 58 fig., 44 eq.
Keywords: masonry building, shear and flexural resistance, seismic resistance, method of horizontal forces

Abstract

The subject of the Thesis is seismic performance assessment of a residential masonry building located in Ljubljana. Firstly, different failure mechanisms of masonry walls, i.e. flexural mechanism, the sliding shear mechanism and shear mechanism characterized by formation of diagonal cracks, are presented and discussed. In the second part, the individual residential house is considered as a case study. Seismic forces were determined by the lateral force method of analysis, as it is defined in SIST EN 1998-1:2005. A model of each storey was developed in program SAP 2000 in order to assess internal forces in structural walls. Since in-situ tests of material characteristics were not available, which is quite common in practice, we assumed them from the literature. However, such approach yield results which are slightly more uncertain, since it is well known that the material strength of the masonry wall significantly affects the earthquake-resistance and even the collapse mechanism of the masonry wall and the entire structure. Finally, resistance of all individual elements and that of the building was checked. The results show that the building is not able to withstand design seismic actions, therefore strengthening measures are proposed and discussed.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku.

Veliko zahvalo dolgujem tudi Juretu Snoju, saj sta mi njegova diploma in pomoč močno olajšala začetno spoznavanje s tematiko moje diplome.

Rad bi se tudi zahvalil tudi vsem ostalim, ki so kakorkoli pripomogli pri nastanku te diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB PRI POTRESNI OBTEŽBI	3
2.1	Zgodovina zidanih konstrukcij	3
2.2	Splošno o obnašanju zidanih stavb med potresi	4
2.3	Vrste poškodb med potresi	5
3	POTRESNE SILE	7
3.1	Račun mase konstrukcije	7
3.2	Projektni spekter za elastično analizo	8
3.3	Celotna potresna sila	10
3.4	Razporeditev potresnih sil po etažah	10
3.5	Določitev torzijskih momentov	11
3.6	Kombinacije učinkov potresnega vpliva	12
4	NOSILNOST ZIDU	13
4.1	Material	13
4.1.1	Karakteristična tlačna trdnost zidovja (EC6, 3.6.1.2)	13
4.1.2	Karakteristična začetna strižna nosilnost	14
4.1.3	Karakteristična natezna trdnost	15
4.1.4	Modul elastičnosti E	15
4.1.5	Strižni modul G	16
4.1.6	Varnostni faktorji	16
4.2	Porušni mehanizmi	17
4.2.1	Splošno	17
4.2.2	Strižna nosilnost zidu	18
4.2.2.1	Strižna nosilnost - diagonalne razpoke (nepovezano, nearmirano zidovje)	18
4.2.2.2	Strižna nosilnost z zdrsom (nepovezano, nearmirano zidovje)	20
4.2.2.3	Strižna nosilnost z zdrsom (povezano zidovje)	21
4.2.3	Upogibna nosilnost zidu	22
4.2.3.1	Upogibna nosilnost zidu (nepovezano, nearmirano zidovje)	23
4.2.3.2	Upogibna nosilnost zidu (povezano zidovje)	25

5	PRIMER RAČUNA NOSILNOSTI ZIDU	28
5.1	Materialne karakteristike	28
5.2	Nosilnost zidu	29
5.2.1	Nepovezan, nearmiran zid	30
5.2.1.1	Strižna nosilnost z zdrsom	31
5.2.1.2	Strižna nosilnost z nastankom diagonalnih razpok	31
5.2.1.3	Upogibna nosilnost	32
5.2.1.4	Komentar	32
5.2.2	Povezan zid	33
5.2.2.1	Strižna nosilnost z zdrsom	33
5.2.2.2	Strižna nosilnost z nastankom diagonalnih razpok	35
5.2.2.3	Upogibna nosilnost	36
6	PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI STAVBE	37
6.1	Opis konstrukcije	37
6.2	Material	42
6.3	Obtežba	43
6.4	Modeliranje konstrukcije	45
6.4.1	Označitev in pozicija zidov	46
6.4.2	Efektivna višina zidov	49
6.4.3	Podajanje materialnih karakteristik	50
6.5	Določitev potresne obremenitve elementov	51
6.5.1	Izračun mase po etažah	52
6.5.2	Celotna potresna sila na podlagi mase in spektra	54
6.5.3	Razporeditev vodoravnih potresnih sil po etažah	55
6.5.4	Določitev torzijskih momentov	56
6.5.5	Kombinacije učinkov potresnega vpliva	56
6.6	Določitev osne obremenitve posameznega elementa	57
6.6.1	Vplivne površine	57
6.6.2	Vplivne površine zaradi zidov nad prerezom za posamezen zid	59
6.6.3	Osa obremenitev v posameznem elementu	61
6.7	Določitev nosilnosti posameznega elementa	64
6.8	Kontrola potresne odpornosti elementov	64
6.9	Kontrola potresne odpornosti stavbe kot celote	67

6.10	Komentar in ugotovitev	68
7	ZAKLJUČKI	69
8	VIRI IN LITERATURA	71

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vrednost koeficienta φ za izračun ψ_{E_i}	8
Preglednica 2: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe	8
Preglednica 3: Vrednost parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva v Sloveniji	9
Preglednica 4: Vrste gradnje in zgornja meja faktorja obnašanja q	10
Preglednica 5: Vrednosti K za malte za splošno uporabo, tankoslojne in lahke malte	14
Preglednica 6: Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko}	15
Preglednica 7: Varnostni faktorji za različne vrste materiala	17
Preglednica 8: Nosilnosti porušnih mehanizmov za nepovezan zid PY7	32
Preglednica 9: Materialne karakteristike proizvajalca Xella za porobeton	42
Preglednica 10: Materialne karakteristike za opečni zid	43
Preglednica 11: Sestava stropa nad pritličjem ($g_{strop,pt}$)	43
Preglednica 12: Sestava stropa nad prvim nadstropjem ($g_{strop,nad}$)	43
Preglednica 13: Sestava strehe (g_{streha})	44
Preglednica 14: Sestava balkona (g_{balkon})	44
Preglednica 15: Geometrijski podatki za posamezen zid v pritličju	48
Preglednica 16: Geometrijski podatki za posamezen zid v nadstropju	49
Preglednica 17: Obremenitve v pritličju za posamezen zid (SAP2000)	56
Preglednica 18: Obremenitve v nadstropju za posamezen zid (SAP2000)	57
Preglednica 19: Vertikalna obremenitev v pritličju, ki odpade na posamezen zid	62
Preglednica 20: Vertikalna obremenitev v 1. nadstropju, ki odpade na posamezen zid	63
Preglednica 21: Materialne karakteristike	64
Preglednica 22: Nosilnost posameznega elementa v pritličju	65
Preglednica 23: Nosilnost posameznega elementa v nadstropju	66
Preglednica 24: Odpornost stavbe v pritličju	67
Preglednica 25: Odpornost stavbe v nadstropju	68

KAZALO SLIK

Slika 1: Možne porušitve zidu med potresom (Tomažević, 2009).....	6
Slika 2: Strižna porušna mehanizma: (a) zdrs na robu zidovja, (b) strižna porušitev z diagonalnimi razpokami (Tomažević, 2009).....	18
Slika 3: Upogibni porušni mehanizem (porušitev zidakov na tlačnih robovih zidu)	23
Slika 4: Napetosti in deformacije za nepovezano zidovje.....	24
Slika 5: Napetosti in deformacije za povezano zidovje.....	26
Slika 6: Napetosti in deformacije za armirano zidovje.....	27
Slika 7: Nepovezan zid PY7.....	30
Slika 8: Povezan zid PY7	30
Slika 9: Pogled na hišo - spredaj (ArchiCad 14)	37
Slika 10: Pogled na hišo - zadaj (ArchiCad 14)	38
Slika 11: Fotografija hiše (C. dveh cesarjev 106/i).....	38
Slika 12: Tloris pritličja.....	39
Slika 13: Tloris 1. nadstropja.....	39
Slika 14: Prerez S-1	40
Slika 15: Prerez S-2	40
Slika 16: Prerez S-3	40
Slika 17: Prerez S-4	41
Slika 18: Prerez S-5	41
Slika 19: Prerez S-6.....	41
Slika 20: Prerez S-7	42
Slika 21: linijski model - pritličje.....	45
Slika 22: linijski model - 1. nadstropje.....	45
Slika 23: Pritličje v SAP2000.....	46
Slika 24: 1. nadstropje v SAP2000.....	46
Slika 25: Označitev zidov v pritličju	46
Slika 26: Označitev zidov v prvem nadstropju.....	47
Slika 27: Razdalje težišča zidov od izhodišča koordinatnega izhodišča - pritličje	47
Slika 28: Razdalje težišča zidov od izhodišča koordinatnega izhodišča - 1. nadstropje	48
Slika 29: Efektivne višine (stena 1).....	49
Slika 30: Efektivne višine (stena 2).....	49
Slika 31: Efektivne višine (stena 3).....	50

Slika 32: Efektivne višine (stena 4)	50
Slika 33: Efektivne višine (stena 5)	50
Slika 34: Efektivne višine (stena 6)	50
Slika 35: Efektivne višine (stena 7 in 8)	50
Slika 36: Efektivne višine (stena 9)	50
Slika 37: Nastavljene vrednosti v SAP2000 za opečni element v x smeri	51
Slika 38: Nastavljene vrednosti v SAP2000 za opečni element v y smeri	51
Slika 39: Projektni spekter za 5% dušenje, $q = 2$	55
Slika 40: Pravila za strešni raznos obtežbe	58
Slika 41: Vplivne površine za posamezen zid v pritličju	58
Slika 42: Vplivne površine za posamezen zid v nadstropju	59
Slika 43: Vplivna površina v pogledu za zidove PX1, PX2 in PX3	59
Slika 44: Vplivna površina v pogledu za zidove PX4, PX5 in PX6	59
Slika 45: Vplivna površina v pogledu za zidove PX7, PX8, PX9 in PX10	60
Slika 46: Vplivna površina v pogledu za zidove PX11, PX12 in PX13	60
Slika 47: Vplivna površina v pogledu za zidove PY1 in PY2	60
Slika 48: Vplivna površina v pogledu za zidove PY3 in PY4	60
Slika 49: Vplivna površina v pogledu za zidove PY5 in PY6	60
Slika 50: Vplivna površina v pogledu za zidove PY7 in PY8	60
Slika 51: Vplivna površina v pogledu za zidove NX1, NX2, NX3, NX4 in NX5	60
Slika 52: Vplivna površina v pogledu za zidove NX6 in NX7	60
Slika 53: Vplivna površina v pogledu za zidove NX8, NX9, NX10, NX11, NX12	61
Slika 54: Vplivna površina v pogledu za zidove NX13, NX14 in NX15	61
Slika 55: Vplivna površina v pogledu za zid NY1	61
Slika 56: Vplivna površina v pogledu za zidove NY2 in NY3	61
Slika 57: Vplivna površina v pogledu za zidove NY4, NY5 in NY6	61
Slika 58: Vplivna površina v pogledu za zidove NY7 in NY8	61

1 UVOD

Ocena potresne ranljivosti obstoječih stavb je ena od prioritet mnogih evropskih držav. Stare zidane stavbe so tisti del stavbnega fonda, ki je potresno najbolj, kar pričajo potresi, ki so se zgodili na območjih kjer je veliko starih zidanih stavb. Ker obstoječe zidane stavbe praviloma niso bile projektirane na potresno obtežbo in so bile zgrajene iz materialov, ki so propadli zaradi vplivov okolja in časa, je tveganje za izgube zaradi potresa veliko večje od tistega, ki ga dopuščajo standardi za potresno odporno gradnjo.

Izkušnje so pokazale, da je porušitev potresno neodpornih nearmiranih zidov eden glavnih vzrokov za nastanek materialne škode in človeških življenj v potresih. Takšni zidovi so izredno krhki in se zato zelo slabo obnašajo med močnim potresom. Zelo pogoste so porušitve polnil v okvirjih, krhke strižne porušitve medokenskih slopov, izpad nepovezanih zidov, itd.

Ker vemo da potres ne obeta nič kaj dobrega, je smiselno oceniti potresno odpornost v obstoječih zidanih zgradbah in tako prepoznati najbolj kritične dele konstrukcije ter jih dodatno utrditi. Da bi dosegli ta rezultat, je potrebno čim bolj pravilno modelirati potresni odziv zidane zgradbe. S pomočjo analize potresne odpornosti ugotovimo računsko potresno varnost objekta in ali je zgradba sposobna prevzeti predpisano potresno obtežbo v dveh pravokotnih smereh. Glede na dobljene rezultate lahko predvidimo potrebne ukrepe za potresno utrditev objekta.

Na začetku diplomske naloge je predstavljeno obnašanje zidane konstrukcije med delovanjem potresa. Opisali smo materiale za gradnjo zidanih konstrukcij, ki so se uporabljali skozi čas, ter opisali tipične poškodbe zidanih konstrukcij zaradi potresa. Prikazano je tudi kako se določi celotna potresna sila in kako se razporedi po etažah. Pri potresu je pomemben tudi vpliv torzije zaradi naključne ekscentričnosti, prikazane pa so tudi kombinacije učinkov potresnega vpliva.

V nadaljevanju je prikazano, kako se kako se določi nosilnost zidu za različne porušne mehanizme: strižna nosilnost z zdrsom oz. nastankom diagonalnih razpok ter upogibna nosilnost. Te enačbe smo nato uporabili na konkretnem primeru nepovezanega in povezanega zidu. Namen je bil preveriti ali enačbe držijo, ter če jih je smiselno uporabiti v glavnem delu diplomske naloge, kjer je prikazan primer analize potresne odpornosti stavbe.

V zadnjem delu je bila narejena potresna analiza stare zidane stavbe v Ljubljani, ki ni bila zgrajena v skladu s potresnimi predpisi. Objekt dejansko obstaja in se nahaja na Cesti dveh cesarjev. Opisani so uporabljeni materiali, obtežba konstrukcije ter postopek modeliranja konstrukcije s pomočjo programa SAP2000 v.14. S pomočjo programa je bilo mogoče določiti potresno obtežbo v posamezni etaži po metodi horizontalnih sil. Izračunana je bila nosilnost vsakega elementa stavbe, ki smo jo primerjali z obremenitvijo elementa iz potresne analize stavbe. S pomočjo koeficienta potresne odpornosti objekta *SRC*, ter koeficienta prečne sile *BSC*, se na koncu tudi določi odpornost stavbe kot celote.

2 OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB PRI POTRESNI OBTEŽBI

2.1 Zgodovina zidanih konstrukcij

Kamen, opeka in malta se v številnih oblikah že od nekdaj uporabljajo kot gradbeni material za izdelavo zidanih stavb. Z izjemo nekaterih monumentalnih stavb, ki so bile včasih projektirane na podlagi poskusov in enostavne teorije konstrukcij, so se zidane stavbe gradile na podlagi izkušenj iz prakse. Nosilni zidovi so služili za prevzem lastne teže in obtežbe stropov, v primeru večjih odprtih znotraj zidov pa so graditelji uporabili loke (Tomažević, 2009).

Glede na razpoložljive materiale, klimatske in funkcionalne zahteve, tehnično znanje in tradicionalno gradbeno prakso najdemo v svetu različne vrste konstrukcijskih sistemov stavb iz različnih vrst zidov. Zidane stavbe ločimo glede na:

- material, ki se uporablja za izdelavo zidov (zemlja, kamen, opeka, v sodobnih časih bloki različnih oblik, dimenzij in materialov),
- sistem zidanja (nearmirano, povezano, armirano zidovje),
- kraj gradnje (podeželje, mesta),
- obdobje gradnje (zgodovinske stavbe, pred 1. svetovno vojno, med obema vojnoma, povojno obdobje, sodobno obdobje – uveljavitev potresnih predpisov),
- namen uporabe (stanovanjske, javne stavbe).

V Sredozemlju in deželah srednje Evrope so se stavbe v zgodovinskih mestnih jedrih zidale iz kamna, opeke ali iz kombinacije obeh materialov. Večina takšnih stavb ima 3 do 4 nadstropja in so grajene kot skupine med seboj povezanih hiš, ki imajo celo skupne nosilne zidove. Njihova konstrukcijska zasnova je največkrat ugodna, saj so zidovi enakomerno porazdeljeni v obeh smereh, vendar med seboj niso ustrezno povezani, ker so stropi leseni in velikokrat nimajo zidnih vezi.

V času Avstro-Ogrske monarhije, takoj po Ljubljanskem potresu leta 1895, je izšla prva odredba z določili, ki naj bi izboljšala potresno odpornost zidanih stavb. Pri nas so se po 1. svetovni vojni pojavile armiranobetonske zidne vezi. V tem obdobju se je višina stavb

povečala na 6 do 7 nadstropij, stropna višina pa je bila tipično od 3,5 do 4 m, kar je zmanjšalo potresno varnost takšnih zidanih stavb. (Tomažević, 2009)

V obdobju pred uveljavitvijo prvih potresnih predpisov (Pravilnik, 1964), so se pri nas gradile tudi več kot desetnadstropne stanovanjske stolpnice iz navadnega zidovja, ki danes predstavljajo najbolj potresno ranljive objekte pri nas. Največ takšnih stolpnic je v centru Ljubljane.

Izboljšana verzija predpisov iz leta 1981, je močno omejila gradnjo zidanih stavb. Uvedli so uporabo povezanega in armiranega zidovja ter omejili višino zidanih stavb, saj je bila višina armiranih zidanih stavb omejena na pritličje in 7 nadstropij.

V letu 2008 so začeli v Sloveniji veljati evropski standardi Evrokod, med katerimi je Evrokod 6 namenjen potresno odporni gradnji zidanih stavb.

2.2 Splošno o obnašanju zidanih stavb med potresi

Zidano zgradbo sestavljajo navpični konstrukcijski elementi – zidovi, ter vodoravni konstrukcijski elementi – stropi. Navpične obtežbe (lastna teža in koristna obtežba) se prenašajo preko stropov, ki delujejo kot vodoravni upogibni elementi, na nosilne zidove. Ti delujejo kot tlačni elementi, iz njih pa se navpične obtežbe prenašajo na temeljno konstrukcijo in v tla (Snoj, 2009).

Kadar so gradbene konstrukcije izpostavljene potresnemu gibanju tal, na njih delujejo vztrajnostne sile, ki so sorazmerne nastalim pospeškom in masam konstrukcije. Elementi konstrukcije, ki so pred potresom prenašali vertikalno obtežbo, morajo med potresom prenesti tudi vsiljene vodoravne sile, ki povzročajo dodatne upogibne in strižne obremenitve ter tudi osne sile.

Obnašanje konstrukcije med potresom je odvisno predvsem od:

- zasnove konstrukcije,
- kakovosti in
- načina gradnje.

Poškodbe pravilno zasnovane konstrukcije, ki je zgrajena iz kakovostnih materialov, so med močnimi potresi običajno takšne, da jih lahko predvidimo v naprej. V primeru, da ima stenasta konstrukcija, med katere sodijo tudi zidane stavbe, dovolj velik delež nosilnih sten v obeh smereh povezanih z AB ploščo in je zgrajena iz kakovostnih sodobnih materialov, običajno velja, da ni pretirano ranljiva na potresno obtežbo. Dobra zasnova stavbe ni zadosten kriterij za zadostno varnost stavbe, saj se vseeno najdejo tudi objekti, ki so bili zasnovani skladno z načeli potresno odporne gradnje in so se med močnimi potresi kljub temu porušili. Pri nekaterih od teh objektov so računski dokazi temeljili na napačnih predpostavkah ali pa so bili detajli neustrezno izvedeni.

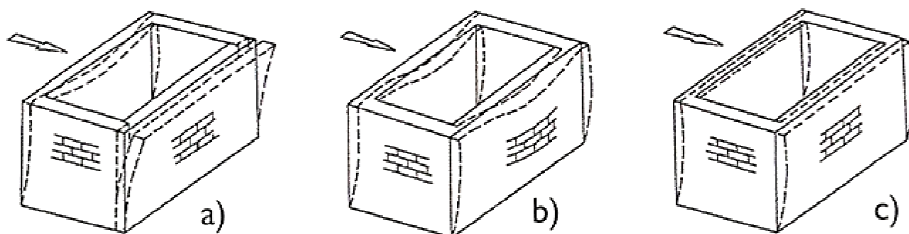
Med slabo zasnovane stavbe uvrščamo tiste, ki lahko vodoravne sile prevzemajo samo v eni smeri, npr. zidane stavbe z nosilnimi zidovi, ki so pretežno razporejeni v eni sami smeri, saj pri takšni konstrukciji zaradi močnega potresa velikokrat pride do porušitve. Podobno velja za konstrukcije z izrazito nesimetrično porazdelitvijo nosilnih in nenosilnih elementov v tlorisu stavbe, kar povzroči odmik masnega težišča od težišča togosti. Posledica je nastanek torzijskih nihanj med potresom in preobremenitev elementov v delu konstrukcije (Tomažević, 2009)

2.3 Vrste poškodb med potresi

Izkušnje kažejo, da se zidane stavbe dobro obnašajo samo do določene jakosti potresne obtežbe. Zid zato ni najboljši konstrukcijski element za gradnjo stavb na potresnih območjih, saj se predvsem v nerazvitem svetu mnoge slabo grajene zidane stavbe močno poškodujejo ali pa celo porušijo.

Pri starih zidanih zgradbah, ki nimajo zidnih vezi, se zaradi vodoravnih sil, ki delujejo pravokotno na ravnino zidov, ti poskušajo odtrgati od zidov, stoječih v smeri gibanja tal, kar lahko povzroči razpoke ob navpičnih stikih med zidovi (slika 1a). V prečnih zidovih nastale razpoke so navadno posledica upogiba izven njihove ravnine. Vzdolžni zidovi namreč ne morejo prevzeti vztrajnostnih sil, ki med potresom nastanejo v prečnih zidovih. V takih primerih se lahko zunanji zidovi porušijo, saj postanejo njihova nihanja med seboj neuskaljena. Če pa so zidovi med seboj povezani z zidnimi vezmi, je nihanje med potresom usklajeno. Obnašanje konstrukcije je boljše, vendar je pri lesenih podajnih stropih vpliv

upogiba zidov pravokotno na ravnino, še vedno močan (slika 1b). Razpoložljiva potresna odpornost zidane konstrukcije, se v celoti uporabi takrat, ko so zidovi med seboj povezani z vezmi in s stropno konstrukcijo, ki v svoji ravnini deluje kot toga diafragma (slika 1c).



Slika 1: Možne porušitve zidu med potresom (Tomažević, 2009)

Kljub ugodni porazdelitvi in količini zidov, nam slaba kakovost zidovja ne more preprečiti nastanka poševnih razpok, razpadanja ali celo porušitve zidu. Največkrat je razlog prav nepravilna porazdelitev zidov v tlorisu, velike odprtine, slaba kakovost malte in opeke ter opustitev nekaterih ukrepov, ki zagotavljajo ustrezno obnašanje med potresom (Tomažević, 2009).

Mehanizem obnašanja posameznega zidu med delovanjem potresa je odvisen od njegovega položaja v zgradbi, njegove geometrije, od razmerja med navpično in vodoravno potresno obtežbo in od kvalitete materialov iz katerih je zid zgrajen (Snoj, 2009). Mehanizmi porušitve in potek poškodb so podlaga za identifikacijo sil, ki med potresom delujejo na konstrukcijo. S samim opazovanjem in analizo poškodb pa še ne moremo dobiti podatkov o silah ali odpornosti konstrukcije. Za ovrednotenje pojavov so potrebne eksperimentalne raziskave, s katerimi ugotavljamo mehanizme in potek poškodb ter izmerimo izbrane fizikalne količine.

3 POTRESNE SILE

V modelu stavbe morata biti ustrezno predstavljeni razporeditvi togosti in mase konstrukcije, tako da se pri upoštevanem potresnem vplivu primerno zajamejo vse pomembne deformacijske oblike in vztrajnostne sile. V modelu se upošteva, da konstrukcija sestoji iz več navpičnih sistemov, ki prenašajo vodoravno obtežbo in so povezani z vodoravnimi diafragmami. Kadar lahko predpostavimo, da so stropne diafragme stavbe dovolj toge v svoji ravnini, je mogoče mase in masne momente v vsaki etaži koncentrirati v centru mas. Za določitev potresnih sil po metodi horizontalnih sil je najprej potrebno določiti maso celotne konstrukcije ter projektno vrednost spektralnega pospeška. Po določitvi celotne potresne sile, jo je potrebno razporediti po višini in upoštevati torzijske vplive zaradi slučajne ekscentričnosti mase. Opisan postopek je podrobneje predstavljen v naslednjih podpoglavjih.

3.1 Račun mase konstrukcije

Masa v posamezni etaži se določi s pomočjo enačbe (3.1), ki sledi iz EC8:

$$m_{i,Ed} = \frac{\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}}{g} \quad (3.1)$$

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (3.2)$$

kjer je:

G stalna obtežba,

Q spremenljiva obtežba,

$\psi_{2,i}$ koeficient za kombinacijo navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva i , prikazan v preglednici 2,

φ koeficient določen v EC8, glej preglednico 1,

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

Preglednica 1: Vrednost koeficienta φ za izračun ψ_{Ei}

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
kategorije A-C*	vrhnja etaža (streha)	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
kategorije D-F* in arhivi		1,0
* Kategorije so opredeljene v EN 1991-1-1:2002.		

V nezgodnih projektnih stanjih je treba upoštevati navidezno stalno vrednost vpliva s faktorjem $\psi_{2,i}$, ki je določen v nacionalnem dodatku EC0 in prikazan v preglednici 2.

Preglednica 2: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe

Vpliv	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Koristna obtežba v stavbah (glej EN 1991-1-1)			
Kategorija A: bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: pisarne	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišča	1,0	0,9	0,8

Koeficienti za kombinacijo $\psi_{E,i}$ upoštevajo, da obtežba $Q_{k,i}$ ni hkrati prisotna po celotni konstrukciji v času potresa in v svoji polni velikosti.

3.2 Projektni spekter za elastično analizo

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, na splošno dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno-elastičnemu odzivu.

Da bi se pri projektiranju izognili eksplicitni nelinearni analizi, se sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih elementov ali z drugimi mehanizmi, upošteva tako, da se opravi elastična analiza z zmanjšanim elastičnim spektrom odziva, t.j. – projektnim spektrom, ki je definiran s pomočjo enačb (3.3)-(3.6), ki upoštevajo 5% dušenje.

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.5)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.6)$$

kjer so:

$S_d(T)$ projektni spekter odziva,

T nihajni čas sistema z eno prostostno stopnjo,

a_g projektni pospešek tal,

T_B spodnja meja območja spektra s konstantno vrednostjo spektralnega pospeška,

T_C spodnja meja območja spektra s konstantno vrednostjo spektralne hitrosti,

T_D spodnja meja območja spektra s konstantno vrednostjo spektralnega pomika,

S faktor tal,

q faktor obnašanja,

β faktor, ki določa spodnjo mejo spektralnega pospeška, ki ga moramo upoštevati v analizi. Priporočena vrednost znaša $\beta = 0,2$.

V zgornjih enačbah so nekatere količine odvisne od tipa tal, njihove vrednosti pa podajamo v preglednici 3.

Preglednica 3: Vrednost parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva v Sloveniji

Tip tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Faktor obnašanja pri zidanih stavbah je odvisen od tipa konstrukcijskega sistema, kar je prikazano v preglednici 4 (EC8 – Dodatek A).

Preglednica 4: Vrste gradnje in zgornja meja faktorja obnašanja q

Vrsta gradnje	faktor obnašanja q
Nearmirano zidovje, ki izpolnjuje samo zahteve EN 1996 (se priporoča samo v primerih nizke seizmičnosti)	1,5
Nearmirano zidovje, ki izpolnjuje zahteve EN 1998-1	1,5
Povezano zidovje	2
Armirano zidovje	2,5

3.3 Celotna potresna sila

Celotna prečna sila F_b zaradi potresa ob vpetju je določena za vsako od obeh glavnih smeri z enačbo (3.7):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.7)$$

kjer so:

$S_d(T_1)$ vrednost projektnega spektra pri nihajnem času T_1 ,

T_1 osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri,

m celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo,

λ korekcijski faktor, ki ima vrednost $\lambda = 0,85$, če velja $T_1 \leq 2T_c$ in ima stavba več kot dve etaži, sicer velja $\lambda = 1,0$.

S faktorjem λ se upošteva dejstvo, da je pri stavbah z najmanj tremi etažami v obeh vodoravnih smereh efektivna modalna masa za osnovno nihajno obliko v povprečju 15% manjša od celotne mase stavbe.

3.4 Razporeditev potresnih sil po etažah

Za osnovno nihajno obliko se kot približek lahko izberejo vodoravni pomiki, ki linearno naraščajo z višino (obrnjeni trikotnik). Na podlagi te predpostavke lahko vodoravne sile F_i v i -ti etaži določimo z enačbo:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.8)$$

kjer so:

z_i, z_j kota mas m_i in m_j nad nivojem delovanja potresnega vpliva (to je nad temeljenjem ali nad togo kletjo) ter

F_b celotna potresna sila ob vpetju.

Pri razporeditvi vodoravnih sil F_i po višini se mora predpostaviti tudi, da so stropi togi.

3.5 Določitev torzijskih momentov

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti mase, je potrebno zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost:

$$e_{ai} = \pm 0,05L_i \quad (3.9)$$

kjer sta:

e_{ai} naključna ekscentričnost,

L_i tlorsna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.

Kadar je v analizi uporabljen prostorski model, se lahko vplivi naključne torzije določijo kot ovojnica rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti M_{ai} okrog navpične osi v centru mas v vsaki etaži i :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.10)$$

kjer je:

F_i vodoravna sila v etaži i , za vse ustrezne smeri,

e_{ai} slučajna ekscentričnost.

Potrebno je upoštevati vse možne smeri delovanja potresne obtežbe (+X, -X, +Y, -Y).

3.6 Kombinacije učinkov potresnega vpliva

Pri vodoravnih komponentah potresnega vpliva je treba upoštevati, da lahko v obeh smereh delujeta istočasno. Učinek potresnega vpliva zaradi vodoravnih komponent ter vpliva torzije se izračuna z naslednjima kombinacijama:

$$E_x + 0,3E_y + env M_t \quad (3.11)$$

$$0,3E_x + E_y + env M_t \quad (3.12)$$

kjer je:

E_x potresni vpliv zaradi delovanja potresa vzdolž vodoravne smeri x,

E_y potresni vpliv zaradi delovanja potresa vzdolž vodoravne smeri y.

Pri opisanih kombinacijah je treba za vsako komponento izbrati tisti predznak, ki ima neugoden vpliv na obravnavan učinek.

4 NOSILNOST ZIDU

Osnovna funkcija nosilnega zidu je podpiranje stropov in strehe, delitev prostora in varovanje pred zunanjimi vplivi. V nadaljevanju bomo govorili predvsem o horizontalni nosilnosti povezanih in nepovezanih zidov. Najprej bomo opisali materialne karakteristike, ki imajo poleg vertikalne napetosti v zidu, odločilen vpliv na nosilnost zidu. Nato bomo predstavili enačbe za račun nosilnosti zidu v primeru porušitve zaradi striga z zdrsom, striga z nastankom diagonalnih razpok in porušitve zaradi upogiba. Pri tem bomo ločeno obravnavali povezano in nepovezano zidovje.

4.1 Material

Zaradi specifičnih lastnosti zidakov in malte, je samo na podlagi njunih mehanskih lastnosti ter lastnosti morebitne armature in betona, zelo težko predvideti mehanske lastnosti posameznega tipa zidovja. Kljub temu standard EC6 priporoča uporabo enačb, ki temeljijo na eksperimentih, s pomočjo katerih je mogoče preko lastnosti zidakov in malte določiti naslednje materialne karakteristike zidu: karakteristično tlačno trdnost f_k , karakteristično začetno strižno trdnost f_{vko} , karakteristično natezno trdnost f_{tk} ter elastični modul E in strižni modul G zidu. Z uporabo materialnega varnostnega faktorja γ_M je mogoče določiti tudi projektne vrednosti navedenih količin.

4.1.1 Karakteristična tlačna trdnost zidovja (EC6, 3.6.1.2)

Karakteristična tlačna trdnost zidu se določi na podlagi rezultatov in-situ preiskav v skladu z EN 1052-1. V primeru, da in-situ preiskav ne opravimo, lahko ob poznavanju tlačne trdnosti zidakov in malte, karakteristično tlačno trdnost zidu določimo s pomočjo enačbe (4.1) iz EC6:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (4.1)$$

kjer so:

f_k karakteristična tlačna trdnost zidovja, v MPa ,

K konstanta, prilagojena v skladu s EC6, ki je odvisna od vrste malte in zidakov, prikazana v preglednici 5,

α, β konstanti, odvisni od vrste materiala, ki je določen v EC6, preglednica 3.1,

f_b normalizirana povprečna tlačna trdnost zidakov v smeri vpliva obtežbe, v *MPa*,

f_m tlačna trdnost malte, v *MPa*.

Preglednica 5: Vrednosti **K** za malte za splošno uporabo, tankoslojne in lahke malte

Zidak		Malta za splošno uporabo	Tankoslojna malta (naležna rega > 0,5mm in < 3mm)	Lahka malta in gostota	
				600 < ρ_d < 800 kg/m ³	800 < ρ_d < 1300 kg/m ³
Opečni	Skupina 1	0,55	0,75	0,3	0,4
	Skupina 2	0,45	0,7	0,25	0,3
	Skupina 3	0,35	0,5	0,2	0,25
	Skupina 4	0,35	0,35	0,2	0,25
Kalcijev silikat	Skupina 1	0,55	0,8	/	/
	Skupina 2	0,45	0,65	/	/
Beton	Skupina 1	0,55	0,8	0,45	0,45
	Skupina 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Skupina 3	0,4	0,5	/	/
	Skupina 4	0,35	/	/	/
Avtoklavirani celični beton	Skupina 1	0,55	0,8	0,45	0,45
Obdelani	Skupina 1	0,45	0,75	/	/
naravni kamen	Skupina 1	0,45	/	/	/

Omejitve za uporabo enačbe (4.1) so podane v odvisnosti od f_b, f_m , koeficienta variacije rezultatov preiskav in razvrstitve zidakov v skupine, oziroma v skladu z EC6 3.6.1.2(2) in 3.6.1.2(3).

4.1.2 Karakteristična začetna strižna nosilnost

Začetna strižna nosilnost zidovja se lahko določi z vrednotenjem baze podatkov, rezultatov preiskav začetne strižne trdnosti zidovja ali z vrednostmi, navedenimi v EC6-1 kot je prikazano v preglednici 6, pri pogoju, da malte za splošno uporabo, ne vsebujejo dodatnih sestavin ali dodatkov.

Preglednica 6: Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko}

Zidaki	f_{vko} (N/mm ²)			
	Malta za splošno uporabo danega trdnostnega razreda	Tankoslojna malta (naležna rega > 0,5mm in < 3 mm)	Lahka malta	
Opečni	M10 - M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 - M9	0,20		
	M1 - M2	0,10		
Kalcijev silikat	M10 - M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5 - M9	0,15		
	M1 - M2	0,10		
Beton	M10 - M20	0,20	0,30	0,15
Avtoklavirani celični beton	M2,5 - M9	0,15		
Umetni kamen in obdelani naravni kamen	M1 - M2	0,10		

4.1.3 Karakteristična natezna trdnost

Vrednosti karakteristične natezne trdnosti za nekatere tipične preiskane vrste zidovja se lahko določi z razmerjem med natezno in tlačno trdnostjo različnih tipov zidovja (Tomažević, 2009). To razmerje se giblje med:

$$0,03f_k \leq f_{tk} \leq 0,09f_k \quad (4.2)$$

kjer je:

f_k karakteristična tlačna trdnost zidovja,

f_{tk} karakteristična natezna trdnost zidovja.

To nam omogoča vsaj približno oceno vrednosti karakteristične natezne trdnosti, če za obravnavani tip poznamo vrednost karakteristične tlačne trdnosti zidu.

4.1.4 Modul elastičnosti E

V primeru, da vrednosti elastičnega modula zidu niso določene s preiskavami, se lahko v skladu z EC6 sekantni modul elastičnosti pri kratkotrajni obremenitvi za uporabo v analizi konstrukcije privzame kot:

$$E = K_E f_k \quad (4.3)$$

kjer je:

K_E vrednost, ki se ga v posamezni državi lahko določi v ustreznem nacionalnem dodatku.

Priporočena vrednost za Slovenijo je $K_E = 1000$.

Razpon elastičnega modula E je definiral tudi Tomaževič (2009):

$$100f_k \leq E \leq 2000f_k \quad (4.4)$$

4.1.5 Strižni modul G

V skladu z EC6 se strižni modul G lahko privzame kot $G = 0,4E$, vendar s tem v primeru zidanih konstrukcij lahko precenimo dejanski strižni modul in togost konstrukcije, zato prof. Tomaževič na podlagi eksperimentalnih podatkov predlaga:

$$1000f_{tk} \leq G \leq 2700f_{tk} \quad (4.5)$$

4.1.6 Varnostni faktorji

Varnostni faktor, pri potresnih kombinacijah je sestavljen iz delnega varnostnega faktorja za material γ_M' , stopnje poznavanja konstrukcije CF_m ter zmanjšanje le tega zaradi potresnega vpliva za $\frac{1}{3}$. Celotni varnostni faktor lahko določimo po enačbi (4.6):

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \gamma_M' \cdot CF_m \quad (4.6)$$

Za mejno stanje nosilnosti pri običajni in izredni obtežbi je treba uporabiti ustrezne vrednosti delnega faktorja za materiale γ_M' . V spodnji preglednici je mogoče najti priporočene vrednosti, medtem ko se številčne vrednosti za γ_M' dobijo v ustreznem nacionalnem dodatku in so odvisne od stopnje nadzora gradnje (razred 1-5) ter od tipa materiala.

Preglednica 7: Varnostni faktorji za različne vrste materiala

Material		γ_M'				
		Razred				
		1	2	3	4	5
Zidovje sezidano iz:						
A	zidakov kategorije I, projektirana malta a	1,5	1,7	2	2,2	2,5
B	zidakov kategorije I, predpisana malta b	1,7	2	2,2	2,5	2,7
C	zidakov kategorije II, katerakoli malta a,b,e	2	2,2	2,5	2,7	3
D	Sidranje armaturnega jekla	1,7	2	2,2	2,5	2,7
E	Jeklo za armiranje in prednapetje	1,15				
F	Dodatne komponente c,d	1,7	2	2,2	2,5	2,7
G	Preklade v skladu z EN 845-2	od 1,5 do 2,5				
a Zahteve za projektirano malto so podane v EN 998-2 in EN 1996-2.						
b Zahteve za predpisano malto so podane v EN 998-2 in EN 1996-2.						
c Deklarirane vrednosti so srednje vrednosti.						
d Vlagozaporne plasti so zajete s faktorjem γ_M' za zidovje.						
e Če koeficient variacije za zidake kategorije II ni večji kot 25%.						

Poleg delnega faktorja varnosti γ_M se v primeru obstoječih konstrukcij uporablja tudi faktor zaupanja CF_m , ki je odvisen od stopnje poznavanja konstrukcije:

KL1: Omejeno poznavanje konstrukcije (brez preiskav na terenu)	$CF_{KL1} = 1,35$
KL2: Normalno poznavanje konstrukcije (s preiskavami na terenu)	$CF_{KL2} = 1,2$
KL3: Dobro poznavanje konstrukcije (vzorci v laboratoriju)	$CF_{KL3} = 1,0$

Zgoraj navedene priporočene vrednosti temeljijo na številnih in-situ preiskavah.

4.2 Porušni mehanizmi

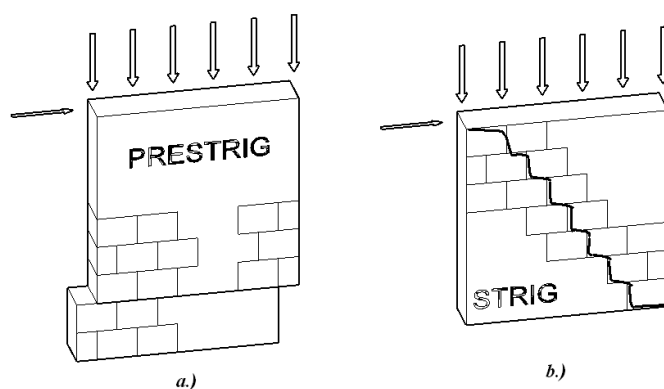
4.2.1 Splošno

Zid je tipičen gradbeni material, primeren za prenašanje tlačnih obremenitev, medtem ko je kapaciteta prenašanja natega in striga relativno majhna. Zid se v splošnem lahko poruši na zelo veliko načinov. V nalogi smo se omejili samo na primere, ko je zid obremenjen v svoji ravnini. Najbolj pogosti mehanizmi porušitve za takšno vrsto obremenitve so: porušitev zaradi striga z zdrsom, porušitev zaradi nastanka diagonalnih razpok ter upogibna porušitev. Parametri, ki imajo največji vpliv na nosilnost so: navpične tlačne napetosti, geometrija zidu in materialne karakteristike. Ti parametri definirajo obnašanje zidanih sten in so zelo

pomembni pri računu potresne odpornosti zgradb na potresnih območjih (Ganc, 2009). V nadaljevanju prikazujemo vse tri mehanizme, pri tem pa ločimo obnašanje povezanih in nepovezanih nearmiranih zidov.

4.2.2 Strižna nosilnost zidu

Poznamo dve vrsti strižne porušitve, na podlagi katerih lahko določimo nosilnost zidu: strižna porušitev z zdrsom ter strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok kot je prikazano na (sliki 2).



Slika 2: Strižna porušna mehanizma: (a) zdrso na robu zidovja, (b) strižna porušitev z diagonalnimi razpokami (Tomažević, 2009)

Pri mejnem stanju nosilnosti mora biti projektna vrednost strižne obtežbe, ki deluje na zid, manjša ali enaka kot projektna vrednost strižne odpornosti zidu, tako da velja enačba (4.7):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (4.7)$$

4.2.2.1 Strižna nosilnost - diagonalne razpoke (nepovezano, nearmirano zidovje)

Najbolj pogost način porušitve je strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok (ang. »*shear failure with diagonal cracks*«), ki je zaradi običajne geometrije nosilnih zidov in lastnosti materialov tipičen in se pojavi, ko glavne natezne napetosti, ki jih povzroči kombinacija navpičnih in vodoravnih sil, v osrednjem območju zidu presežejo natezno trdnost zidovja. V zidu se pojavijo značilne diagonalne razpoke, ki potekajo bodisi cik-cak po naležnih in navpičnih regah bodisi naravnost po diagonalni po zidakah, oziroma deloma po regah in deloma po zidakah.

Nosilnost nearmiranega zidu se izračuna tako, da se povprečna vrednost strižne napetosti pri porušitvi zidu pomnoži s površino prereza zidu. Pri tem se upošteva faktor b , s katerim zajamemo vpliv geometrije zidu in dejanskega razmerja med navpično in vodoravno silo pri porušitvi na porazdelitev strižnih napetosti po prerezu (Tomažević, 2009). Enačba, ki sta jo razvila (Turnšek in Čačovič, 1971) se glasi:

$$R_{ds,w,diag} = A_w \frac{f_{td}}{b} \sqrt{\frac{\sigma_d}{f_{td}} + 1} \quad (4.8)$$

kjer so:

A_w površina prečnega prereza,

b faktor odvisen od razmerja h/l , med efektivno višino elementa in njegovo dolžino (Turnšek, Sheppard, 1980), ki je določen po enačbi (4.9).

$$b = \begin{cases} 1,5 & h/l > 1,5 \\ 1,1 & h/l < 0,7 \\ \text{lin. int. ostalo} & \end{cases} \quad (4.9)$$

σ_d povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu, zaradi dejanske konstantne navpične sile N ,

f_{td} natezna trdnost zidu.

Enačba (4.8) je izpeljana iz naslednje enačbe za določitev glavnih normalnih napetosti:

$$\sigma_{11,22} = \frac{\sigma_{xx} - \sigma_{zz}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{zz} - \sigma_{xx}}{2}\right)^2 + \sigma_{xz}^2} \quad (4.10)$$

kjer so:

σ_{xx} napetost, ki deluje v smeri x in je v našem primeru enaka nič,

σ_{xz} strižna napetost τ ,

σ_{zz} napetost, ki deluje v smeri z , in je v našem primeru enaka σ_d .

Enačba velja za zelo majhen delček zidu, če pa upoštevamo celoten zid, se strižni odpornosti τ doda še faktor b , ki je določen v enačbi (4.9).

Z upoštevanjem predpostavke, da je zid elastičen, homogen in izotropen panel, lahko enačbo izpeljemo iz teorije elastičnosti. Če na zid hkrati delujeta navpična sila N in vodoravna, strižna sila H , se v srednjem prerezu zidu razvijeta glavna tlačna in glavna natezna napetost. Glavna natezna napetost se izrazi z enačbo:

$$f_t = \sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_d}{2}\right)^2 + b\tau_{max}} - \frac{\sigma_d}{2} \quad (4.11)$$

kjer so:

τ_{max} povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu pri največji vodoravni sili H_{max} oziroma nosilnosti R_{max} ,
 b, σ_d definirana zgoraj.

4.2.2.2 Strižna nosilnost z zdrsom (nepovezano, nearmirano zidovje)

Če so navpične obremenitve zidu majhne, ter je bila uporabljena slaba kakovost malte, lahko potresne sile povzročijo prestrig oziroma zdrs zidu, pri čemer zgornji del zidu drsi po eni od naležnih reg. Zidovi se pogosto prestrižejo v zgornjem delu stavbe pod togo strešno konstrukcijo, kjer so pospeški med potresom največji, navpične obremenitve pa najmanjše. Ta mehanizem, ki se redko pojavi imenujemo prestrižni mehanizem porušitve (ang. »sliding shear failure«). Strižna nosilnost zaradi mehanizma z zdrsom se določi kot produkt strižne trdnosti in površine tlačnega dela prečnega prereza z enačbo, ki je tudi del EC6:

$$R_{ds,w,zdrs} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \quad (4.12)$$

kjer so:

f_{vd} projektna strižna trdnost zidu,
 t debelina prereza,
 l_c dolžina tlačnega dela prereza, pri čemer se zanemari ves del zidu, ki je v nategu.

Dolžina tlačnega dela zidu, se izračuna s predpostavko linearne porazdelitve tlačnih napetosti in z upoštevanjem vseh odprtin, utorov in oslabitev, pri čemer se pri izračunu

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}} \leq 2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad \text{delež vzdolžne armature,}$$

A_{sl} ploščina prereza natezne vzdolžne armature, ki poteka skozi prerez,

$b_w [mm]$ najmanjša širina vertikalne AB vezi,

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2f_{cd}$$

N_{Ed} osna sila v prerezu,

$A_c [mm^2]$ ploščina prečnega prereza betona,

$f_{cd} [MPa]$ projektna tlačna trdnost betona,

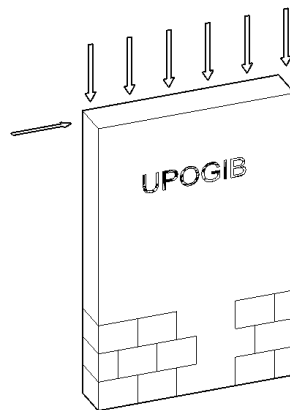
$$v_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}}f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \text{upoštevamo zgolj betonski prerez.}$$

Celotno strižno nosilnost proti zdrsni za povezano zidovje določimo tako, da seštejemo strižno nosilnost proti zdrsni za nepovezano zidovje ter prispevek strižne nosilnosti betona v vertikalnih vezeh:

$$R_{ds,c,zdrs} = R_{ds,w,zdrs} + V_{Rd,c} \quad (4.16)$$

4.2.3 Upogibna nosilnost zidu

V zidanih stavbah občasno najdemo poškodbe, ki bi jih lahko pripisali upogibnemu obnašanju zidov. Kot pravi Tomažević, je razlog predvsem v majhnem razmerju med natezno (strižno) in tlačno trdnostjo zaradi značilnosti zidanih konstrukcij, pri katerih zaradi premajhnega razmerja med upogibnimi momenti in strigom pri potresni obtežbi prevladuje strižno obnašanje. Če pa je natezna trdnost zidovja dovolj velika in geometrija zidu dopušča visoko razmerje upogibnega momenta in striga, nastane porušitev zaradi drobljenja zidakov na tlačnih robovih zidu, ne da bi pri tem v zidu nastale poševne razpoke (slika 3). Takšno porušitev, ki še posebej pri nearmiranem zidovju ni pogosta imenujemo upogibno porušitev zidu (ang. »flexural failure«).



Slika 3: Upogibni porušni mehanizem (porušitev zidakov na tlačnih robovih zidu)

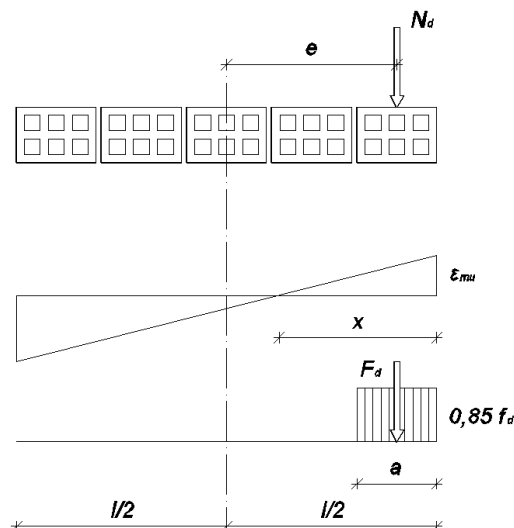
4.2.3.1 Upogibna nosilnost zidu (nepovezano, nearmirano zidovje)

Nearmirani zid doseže svojo upogibno nosilnost takrat, kadar zaradi drobljenja zidakov na tlačnem robu ne more več prenašati vodoravne obtežbe. Na nateznem robu zidu nastane razpoka, ki se širi dokler napetosti na njegovem tlačnem robu ne dosežejo tlačne trdnosti zidovja. Za izračun upogibne nosilnosti imamo na voljo enačbe različnih avtorjev. Prof. Tomažević v svoji knjigi definira mejni upogibni moment po enačbi (4.17):

$$M_{du,w} = Nd \cdot e = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_d}{0,85f_d} \right) \quad (4.17)$$

kjer so:

- σ_d povprečna tlačna trdnost zidu,
- t debelina zidu,
- l dolžina zidu,
- f_d tlačna trdnost zidu.



Slika 4: Napetosti in deformacije za nepovezано zidovje

Upogibno nosilnost za nepovezано zidovje lahko izrazimo tudi v obliki maksimalne prečne sile:

$$R_{df,w} = \frac{M_{du,w}}{\alpha \cdot h} \quad (4.18)$$

kjer je:

α koeficient, ki določa ničelno momentno točko. V primeru obojestranske vpetosti zidu je $\alpha = 0.5$, v primeru konzolnega zidu pa je $\alpha = 1$,

h višina zidu.

Podobno je definirana tudi enačba v EC8-3 (Dodatek C), kjer je upogibna nosilnost definirana v smislu prečne sile:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} (1 - 1,15 v_d) \quad (4.19)$$

kjer so:

D širina zidu,

N povprečna tlačna sila v zidu,

H_0 razdalja od prereza, kjer se računa upogibna odpornost, do ničelne točke momentov,

$v_d = \frac{N}{D t f_d}$ normirana tlačna sila,

t	debelina zidu,
$f_d = \frac{f_m}{CF_m}$	projektna tlačna trdnost zidu,
f_m	povprečna tlačna trdnost zidu dobljena iz preiskav oziroma drugih virov,
CF_m	faktor zaupanja.

Upogibne nosilnosti, dobljene po različnih enačbah, se lahko med seboj precej razlikujejo. Vrednosti, ki jih dobimo po enačbi iz Evrokoda, se lahko zaradi uporabe različnih faktorjev zaupanja med seboj razlikujejo do 25%, če pa je ta faktor enak 1 so razlike le nekaj odstotne. (Ganc, 2009).

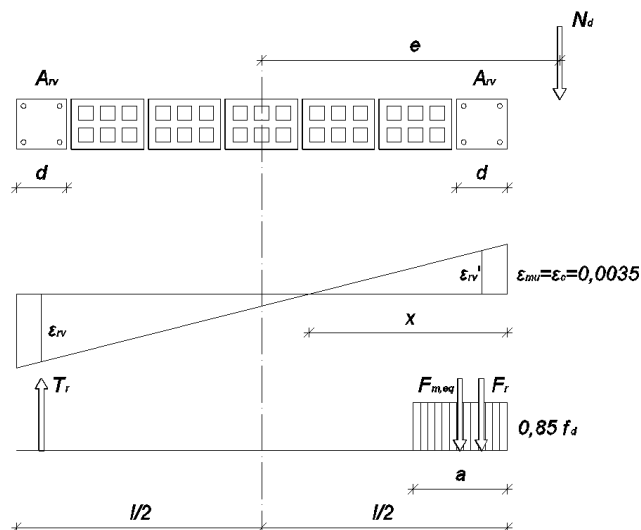
4.2.3.2 Upogibna nosilnost zidu (povezano zidovje)

Za upogibno nosilnost povezanega zidu, je prof. Tomaževič zapisal enačbo, ki je določena s predpostavko da armatura v navpičnih vezeh v nategu in tlaku doseže mejo plastičnosti in se plastificira ter, da AB vez pomaga nositi tudi v tlaku.

$$M_{u,cw} = T_r \frac{l-d}{2} + F_t \frac{l-d}{2} + F_m \left(\frac{l-a}{2} \right) \quad (4.20)$$

kjer so:

F_m	rezultanta tlačnih napetosti v ekvivalentnem tlačnem delu prereza zidanega panela, $F_m = \sigma_d \cdot t \cdot l$
T_r	natezna sila v armaturi,
F_r	tlačna sila v armaturi pri deformaciji ε_{rv} , ob predpostavki, da je napetost armature v tlaku in nategu dosegla mejo elastičnosti,
l, d	dimenzije zidu,
a	dolžina ekvivalentnega tlačnega napetostnega bloka v končnem mejnem stanju.



Slika 5: Napetosti in deformacije za povezano zidovje

Če enačbo preuredimo, dobimo končni izraz, s katerim lahko iz vrednotimo mejni upogibni moment:

$$M_{u,cw} = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 + \frac{l}{d} \cdot (n - 1) - \frac{\sigma_d}{0,85 f_d} \right) + A_{rv} \cdot f_d (l - d) \quad (4.21)$$

kjer so:

σ_d, f_d definirane zgoraj,

A_{rv} površina armature v zidu,

n razmerje med tlačno trdnostjo betona in zidu,

l, d, t dimenzije zidu.

Upogibna odpornost povezanega zidu se nato določi z enačbo, ki je odvisna od vpetosti zidu na spodnjem in zgornjem robu:

$$R_{df,rw} = \frac{M_{du,rw}}{\alpha \cdot h} \quad (4.22)$$

Ker daje enačba za povezano zidovje zelo visoke vrednosti strižne odpornosti zaradi faktorja n (razmerja med tlačno trdnostjo betona in zidu), smo na varni strani, če upoštevamo enačbo izpeljano po prof. Tomaževiču za armirano zidovje. Za določitev mejnega upogibnega momenta, ki ga prevzame prerez, bomo za povezano zidovje prevzeli enačbo za armirano zidovje:

$$M_{du,rw} = T_r \left(\frac{l}{2} - l' \right) + F_t \left(\frac{l}{2} - l' \right) + F_m \left(\frac{l-a}{2} \right) \quad (4.23)$$

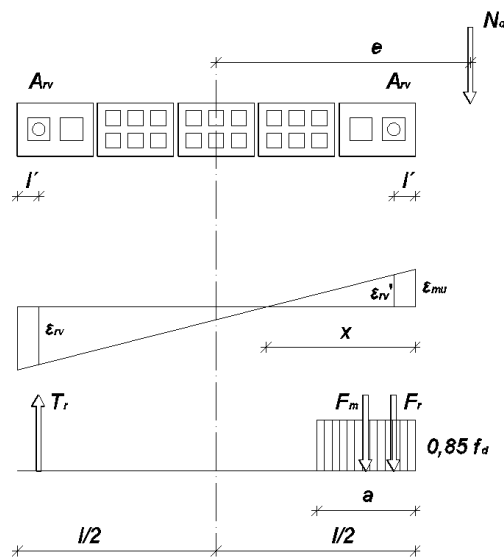
kjer so:

F_m rezultanta tlačnih napetosti v prerezu zidu,

T_r natezna sila v armaturi,

F_r sila v armaturi pri deformaciji ε_{rv} , ob predpostavki, da je napetost armature v tlaku in nategu dosegla mejo elastičnosti,

l, d, t dimenzije zidu.



Slika 6: Napetosti in deformacije za armirano zidovje

Podobno kot pri enačbah za povezano zidovje, se izpeljana enačba (4.23) preuredi in dobimo končni izraz za mejni upogibni moment povezanega zidu, katere enačbe so privzete od armiranega zidu:

$$M_{du,rw} = \frac{\sigma_a \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_a}{0,85 f_d} \right) + A_{rv} \cdot f_d (l - 2l') \quad (4.24)$$

Upogibno nosilnost povezanega zidovja lahko podobno kot enačba (4.22), spet izrazimo v obliki prečne sile:

$$R_{df,rw} = \frac{M_{du,rw}}{\alpha \cdot h} \quad (4.25)$$

kjer so:

α, h definirani zgoraj, pod enačbo (4.22).

5 PRIMER RAČUNA NOSILNOSTI ZIDU

V tem poglavju je prikazano, kako se izračuna strižna in upogibna nosilnost zidu. Za prikazan primer je bil izbran zid, ki je v kasnejšem primeru računa odpornosti družinske hiše označen s PY7. Njegova pozicija je določena v sliki 25. V izračunu je omenjen zid izračunan na dva načina, in sicer kot povezan oziroma nepovezan element, z namenom prikazati razlike v računu nosilnosti.

5.1 Materialne karakteristike

Za določitev materialnih karakteristik bomo za naslednji primer privzeli enačbe iz poglavja 4.1, kjer so podrobneje razložene.

Karakteristična tlačna trdnost:

Karakteristično tlačno trdnost obravnavanega zidu se določi na podlagi ocenjenih tlačnih trdnosti zidakov in malte, ter s pomočjo enačbe (4.1):

$$\begin{aligned}
 f_b &= 10 \text{ MPa} && \text{ocenjena tlačna trdnost zidaka} \\
 f_m &= 5 \text{ MPa} && \text{ocenjena tlačna trdnost malte} \\
 K &= 0,45 && \text{koeficient za malte splošne uporabe in zidake razreda 2} \\
 f_k &= K f_b^{0.7} f_m^{0.3} && \text{tlačna trdnost za malte splošne uporabe} \\
 f_k &= 0,45 \cdot 10^{0.7} \cdot 5^{0.3} = 3,66 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Karakteristična začetna strižna nosilnost:

Kot je razvidno v četrtem poglavju, se karakteristična začetna strižna trdnost določi s pomočjo preglednice 5 v poglavju 4. V primeru smo uporabili opečni modularen blok in malto za splošno uporabo trdnostnega razreda M2,5 – M9. Odčitek iz preglednice nam določi vrednost karakteristične začetne strižne trdnosti $f_{vko} = 0,2 \text{ MPa}$.

Karakteristična natezna trdnost:

Ko poznamo vrednost karakteristične tlačne trdnosti, lahko določimo približno vrednost karakteristične natezne trdnosti s pomočjo enačbe (4.2):

$$0,03f_k \leq f_{tk} \leq 0,09f_k$$

$$0,03 \cdot 3,66 \text{ MPa} \leq f_{tk} \leq 0,09 \cdot 3,66 \text{ MPa}$$

$$0,11 \text{ MPa} \leq f_{tk} \leq 0,33 \text{ MPa}$$

Privzamemo srednjo vrednost karakteristične natezne trdnosti $f_{tk} = 0,2 \text{ MPa}$.

Modul elastičnosti:

Modul elastičnosti v obravnavanem primeru privzamemo po enačbi (4.3) v skladu z EC6:

$$E \approx K_E f_k = 1000 \cdot 3,66 \text{ MPa} = 3660 \text{ MPa}.$$

Strižni modul:

Enačba (4.5) po Tomaževiču predstavlja bolj zanesljivo vrednost strižnega modula G kot standard EC6, zato uporabimo naslednjo enačbo:

$$1000f_{tk} \leq G \leq 2700f_{tk}$$

$$G = 2000 \cdot f_{tk} = 2000 \cdot 0,2 \text{ MPa} = 400 \text{ MPa}$$

Varnostni faktorji

Delni varnostni faktor za material določimo iz preglednice 6, pri čemer za zidake iz kategorije II (skupina 2) in katerokoli malto, ter pri predpostavljenem srednje strogem nadzoru pri gradnji (razred 3), dobimo $\gamma_M' = 2,5$.

Faktor zaupanja zaradi omejenega poznavanja konstrukcije ocenimo kot $CF_{KL1} = 1,35$.

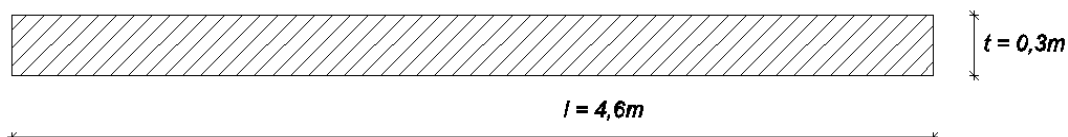
Kot je bilo omenjeno v poglavju 4.1.6, se skupni varnostni faktor pri potresni obtežbi kombinaciji zmanjša za $\frac{1}{3}$ zato uporabimo enačbo (4.6):

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \gamma_M' \cdot CF_{KL1}$$

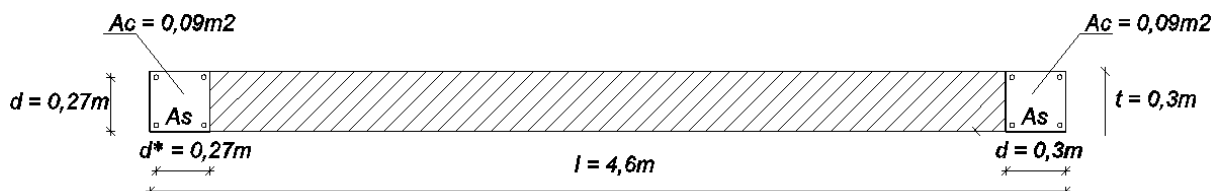
$$\gamma_M = \frac{2}{3} \cdot 2,5 \cdot 1,35 = 2,25$$

5.2 Nosilnost zidu

V nadaljevanju izračunamo strižno in upogibno nosilnost za nepovezano in povezano zidovje z namenom, da ugotovimo koliko dodatne nosilnosti doprinesejo AB vezi.



Slika 7: Nepovezan zid PY7



Slika 8: Povezan zid PY7

Oznake zidu:

l dolžina zidu,

t širina zidu,

h višina zidu,

d dolžina vezi,

d^* statična višina v vezi, uporabljena pri izračunu prispevka $V_{rd,c}$,

A_s površina armature v vertikalni AB vezi,

A_c površina vertikalne AB vezi.

V vertikalnih AB vezeh na koncih zidov smo uporabili beton C25/30, ter armaturo z natezno trdnostjo, v vsaki vezi pa smo upoštevali 4 palice vzdolžne armature s premerom 12 mm.

5.2.1 Nepovezan, nearmiran zid

Za račun smo privzeli, da je vertikalna obremenitev enaka 30% osne nosilnosti zidu, horizontalna obremenitev pa je bila privzeta kot 50% vertikalne obremenitve .

Tako lahko izračunamo:

$$N_d = 0,3A_w \cdot f_d = 0,3 \cdot 1,38 \text{ m}^2 \cdot 1,63 \text{ MPa} = 673 \text{ kN}$$

pri čemer je:

$$A_w = t \cdot l = 0,3 \text{ m} \cdot 4,6 \text{ m} = 1,38 \text{ m}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{3,66 \text{ MPa}}{2,25} = 1,63 \text{ MPa}$$

in

$$F_d = 0,5 \cdot N_d = 0,5 \cdot 673 \text{ kN} = 336 \text{ kN}.$$

5.2.1.1 Strižna nosilnost z zdrsom

Za izračun strižne nosilnosti z zdrsom je potrebno določiti projektno strižno trdnost, ki jo dobimo iz enačbe (4.14):

$$f_{vd} = f_{vdo} + 0,4\sigma_d = 0,09 \text{ MPa} + 0,4 \cdot 0,49 \text{ MPa} = 0,29 \text{ MPa}$$

pri čemer je:

$$f_{vdo} = \frac{f_{vko}}{\gamma_M} = \frac{0,2 \text{ MPa}}{2,25} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_w} = \frac{673 \text{ kN}}{1,38 \text{ m}^2} = 0,49 \text{ MPa}$$

Za strižno nosilnost nepovezanega, nearmiranega zidu pri strigu z zdrsom dobimo vrednost:

$$R_{ds,w,zdrs} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c = 0,29 \text{ MPa} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} = 255 \text{ kN}$$

pri čemer je:

$$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{F_d \cdot h}{N_d} \right) = 3 \left(\frac{4,6 \text{ m}}{2} - \frac{336 \text{ kN} \cdot 2,6 \text{ m}}{673 \text{ kN}} \right) = 3 \text{ m}$$

5.2.1.2 Strižna nosilnost z nastankom diagonalnih razpok

Strižno nosilnost nepovezanega, nearmiranega zidu pri mehanizmu z diagonalnimi razpokami določimo z enačbo:

$$R_{ds,w,diag} = A_w \frac{f_{td}}{b} \sqrt{\frac{\sigma_d}{f_{td}} + 1} = 1,38 \text{ m}^2 \cdot \frac{0,09 \text{ MPa}}{1,1} \cdot \sqrt{\frac{0,49 \text{ MPa}}{0,09 \text{ MPa}} + 1} = 284 \text{ kN}$$

pri čemer je:

$$f_{td} = \frac{f_{tk}}{\gamma_M} = \frac{0,2 \text{ MPa}}{2,25} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$b \Rightarrow \text{dobim iz razmerja} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{2,6 \text{ m}}{4,6 \text{ m}} = 0,57$$

$$b = 1,1$$

5.2.1.3 Upogibna nosilnost

Pripadajoči mejni moment nepovezanega zidu izračunamo s pomočjo ekscentričnosti prereza in navpične sile oziroma po zaključeni enačbi (4.17):

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

$$M_{du,w} = \frac{0,49 \text{ MPa} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 4,6^2 \text{ m}^2}{2} \left(1 - \frac{0,49 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 1,63 \text{ MPa}} \right)$$

$$M_{du,w} = 1001 \text{ kNm}$$

Upogibno nosilnost za nepovezano zidovje lahko izrazimo v obliki prečne sile, pri čemer predpostavimo obojestransko vpetost in dobimo:

$$R_{df,w} = \frac{M_{u,w}}{\alpha \cdot h} = \frac{1001 \text{ kNm}}{0,5 \cdot 2,6 \text{ m}} = 770 \text{ kN}$$

5.2.1.4 Komentar

Kot je razvidno iz zgornjih rezultatov, je za nepovezan zid z omenjenimi geometrijskimi in materialnimi karakteristikami ter z prikazano obtežbo kritičen strižni porušni mehanizem z zdrsom. Ker je razmerje h/l zelo majhno, je upogibna nosilnost zelo velika. V spodnji preglednici so prikazane nosilnosti vsakega izmed porušnih mehanizmov.

Preglednica 8: Nosilnosti porušnih mehanizmov za nepovezan zid PY7

Mehanizem	Nosilnost
Zdrs	255 kN
Diag. razpoke	284 kN
Upogib	770 kN

Dejstvo je, da je za nosilnost zidu merodajen strižni mehanizem z zdrsom. Ta mehanizem še ne pomeni porušitve zidu, zato je pa strižni mehanizem z diagonalnimi razpokami veliko bolj kritičen. Če upoštevamo enačbo (4.7), bi se zid računsko tudi porušil pri obremenitvi, ki smo jo določili $F = 336 \text{ kN}$.

5.2.2 Povezan zid

5.2.2.1 Strižna nosilnost z zdrsom

Strižna nosilnost z zdrsom za povezan zid je enaka seštevku nosilnosti nepovezanega dela zidu in strižne nosilnosti AB vezi.

Pri povezanem zidu, smo s pomočjo razmerja togosti določili, koliko osne sile odpade na betonski del prereza, ter koliko na zid. To izračunamo s pomočjo spodnje enačbe:

$$N_{vezi} = N_d \frac{2E_c A_c}{(2E_c A_c) + (E_{zid} A_{zid})} \quad (5.1)$$

$$N_{vezi} = 673 \text{ kN} \cdot \frac{2 \cdot 31000 \text{ MPa} \cdot 0,09 \text{ m}^2}{(2 \cdot 31000 \text{ MPa} \cdot 0,09 \text{ m}^2) + (3660 \text{ MPa} \cdot 1,2 \text{ m}^2)} = 377 \text{ kN}$$

$$N_{vez} = \frac{N_{vezi}}{2} = \frac{377 \text{ kN}}{2} = 188 \text{ kN}$$

$$N_{zid} = N_d - N_{vezi} = 673 \text{ kN} - 377 \text{ kN} = 296 \text{ kN}$$

kjer so:

$$E_c = 31000 \text{ MPa} \quad \text{za beton C25/30}$$

$$E_{zid} = 3660 \text{ MPa} \quad \text{določen v podpoglavju 5.1}$$

$$A_c = b \cdot t = 0,3 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} = 0,09 \text{ m}^2$$

$$A_{zid} = l \cdot t = 4 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} = 1,2 \text{ m}^2$$

Vemo, da ima povezan zid veliko večjo nosilnost kot nepovezan zid. Zaradi manjše osne sile in dimenzije zidu ($l = 4\text{m}$), se bo nosilnost zidanega dela elementa zmanjšala, vendar pa pričakujemo, da bodo vezi to izboljšale in da bo nosilnost povezanega zidu večja od nepovezanega.

Prispevek strižne nosilnosti betona v vertikalnih vezeh se izračuna po formuli:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100\rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w d$$

Če privzamemo minimalno vrednost tega prispevka betona si olajšamo račun in smo na varni strani:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w d' = (0,44 \text{ MPa} + 0,15 \cdot 2,1 \text{ MPa}) \cdot 300 \text{ mm} \cdot 270 \text{ mm} = 61 \text{ kN}$$

kjer so:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d'(\text{mm})}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86 \leq 2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,86^{\frac{3}{2}} \cdot (25 \text{ MPa})^{\frac{1}{2}} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{vez}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{188 \text{ kN}}{0,09 \text{ m}^2} \leq 0,2 \cdot 16,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 2,1 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa}$$

Ker je opečni zid zaradi vezi sedaj dolg samo 4m, moramo ponovno izračunati kolikšen je prispevek zidanega dela elementa k nosilnosti. Delamo po enakem postopku kot pri nepovezanem zidu.

Projektno strižno trdnost se določi s pomočjo enačbe (4.14):

$$f_{vd} = f_{vdo} + 0,4\sigma_d = 0,09 \text{ MPa} + 0,4 \cdot 0,25 \text{ MPa} = 0,19 \text{ MPa}$$

pri čemer je:

$$f_{vdo} = \frac{f_{vko}}{\gamma_M} = \frac{0,2 \text{ MPa}}{2,25} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_{zid}} = \frac{296 \text{ kN}}{1,2 \text{ m}^2} = 0,25 \text{ MPa}$$

V nadaljevanju je prikazano, kako dolžina tlačenelega dela zidu dobi negativen predznak zaradi razmerja med veliko prečno in manjšo osno silo. Izkaže se, da enačba za strižno nosilnost z zdrsom, v tem primeru ne da smiselnega rezultata in velja samo znotraj nekaterih omejitev glede razmerja med vertikalno in horizontalno silo pri določenih geometrijskih in materialnih karakteristikah.

$$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{F_d \cdot h}{N_d} \right) = 3 \left(\frac{4 \text{ m}}{2} - \frac{336 \text{ kN} \cdot 2,6 \text{ m}}{296 \text{ kN}} \right) = 3(2 \text{ m} - 2,95 \text{ m}) = -2,86 \text{ m}$$

Zato smo poskušali s pomočjo nastavljenih enačb v MS Excelu izračunati, kolikšna je največja prečna sila, ki jo lahko povezan zid še prenese, ne da bi odpovedal. Iskali smo tisto horizontalno silo, pri kateri bi bila nosilnost zidu kar enaka horizontalni sili. Rezultat je njegova nosilnost pri tem mehanizmu in ima v tem primeru vrednost 185 kN . Prečno silo smo v tem primeru toliko časa zmanjševali, dokler ni bila končna nosilnost za povezan zid enaka tej sili. Glede na to, da vezi prispevajo k nosilnosti vsaka po 61 kN , je sama nosilnost zidu znašala:

$$H_{zid} = H_{zdrs} - 2 \cdot H_{vezi} = 185 \text{ kN} - 2 \cdot 61 \text{ kN} = 63 \text{ kN}.$$

Omenjeni postopek določanja strižne nosilnosti z zdrsom, se izkaže kot nelogičen za povezano zidovje. Kot smo omenili bi moralo veljati, da ima povezan zid večjo nosilnost kot nepovezan, vendar pa enačbe ne kažejo tega, saj je nosilnost nepovezanega za približno 35% večja od povezanega zidu:

$$H_{zdrs,nep} = 255 \text{ kN} > 185 \text{ kN} = H_{zdrs,pov}$$

Ker vidimo da z enačbami ne dobimo smiselnega rezultata, smo se odločili da strižno nosilnosti z zdrsom v primeru povezanega zidu računamo kar po enačbah, ki so predpisane za nepovezan zid. Zgoraj prikazani postopek ni problematičen pri nepovezanem zidu, zato ga bomo uporabili pri vsakem izmed elementov. Strižna nosilnost z zdrsom obravnavanega zidu bi tako namesto 255 kN znašala 296 kN .

5.2.2.2 Strižna nosilnost z nastankom diagonalnih razpok

Ker enačb za strižno nosilnost z nastankom diagonalnih razpok za povezan zid ni, bomo privzeli enačbe za nepovezan zid ter tako ostali na varni strani. S tem upoštevanjem bo nosilnost kar enaka nepovezanemu zidu in bo znašala 284 kN .

5.2.2.3 Upogibna nosilnost

Kot je bilo omenjeno, bomo za izračun povezanega zidu privzeli enačbe armiranega zidu (Tomažević, 2009). Pravi razlog je, da pri enačbah za povezano zidovje dobimo izjemno velike (malo nerealne) vrednosti za upogibno nosilnost.

$$M_{du,rw} = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_d}{0,85 f_d}\right) + A_{rv} \cdot f_{yd} (l - 2l')$$

$$M_{du,rw} = \frac{0,49 \text{ MPa} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot (4,6 \text{ m})^2}{2} \left(1 - \frac{0,49 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 1,63 \text{ MPa}}\right) + 4,52 \text{ cm}^2 \cdot 34,8 \text{ kN/cm}^2 \cdot (4,6 \text{ m} - 0,3 \text{ m})$$

$$M_{du,rw} = 1001 \text{ kNm} + 677 \text{ kNm} = 1678 \text{ kNm}$$

kjer so:

$$A_{rv} = 4\emptyset 12 = 4 \cdot \frac{\pi \cdot (1,2 \text{ cm})^2}{4} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$l' = \frac{d}{2} = \frac{0,30 \text{ m}}{2} = 0,15 \text{ m}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{40 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 34,8 \text{ kN/cm}^2$$

Upogibno nosilnost za povezano zidovje izrazimo v obliki maksimalne prečne sile in dobimo:

$$R_{df,rw} = \frac{M_{du,rw}}{\alpha \cdot h} = \frac{1001 \text{ kNm} + 681 \text{ kNm}}{0,5 \cdot 2,6 \text{ m}} = 770 \text{ kN} + 520 \text{ kN} = 1290 \text{ kN}$$

Pri enačbah za povezano zidovje dobimo še večje vrednosti za upogibno nosilnost. V realnosti verjetno armatura v vertikalnih vezeh ne steče, kot je predpostavljeno v izpeljavi obeh formul za povezano zidovje in armirano zidovje, ampak verjetno že prej pride do porušitve zidu. Spodaj je prikazano, kolikšna bi ta nosilnost znašala po izračunih za povezano zidovje:

$$M_{du,rw} = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 + \frac{l}{d} \cdot (n - 1) - \frac{\sigma_d}{0,85 f_d}\right) + A_{rv} \cdot f_{yd} (l - d)$$

$$M_{du,rw} = \frac{0,49 \text{ MPa} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot (4,6 \text{ m})^2}{2} \left(1 + \frac{4,6 \text{ m}}{0,3 \text{ m}} \cdot \left(\frac{16,67 \text{ MPa}}{1,63 \text{ MPa}} - 1\right) - \frac{0,49 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 1,63 \text{ MPa}}\right) + 677 \text{ kN}$$

$$M_{du,rw} = 1935 \text{ kNm} + 677 \text{ kNm} = 2612 \text{ kNm}$$

Upogibno nosilnost bi po enačbah za povezano zidovje znašala mnogo več, ko bi jo izrazili v obliki maksimalne prečne sile:

$$R_{df,rw} = \frac{M_{du,rw}}{\alpha \cdot h} = \frac{1001 \text{ kNm} + 677 \text{ kNm}}{0,5 \cdot 2,6 \text{ m}} = 1489 \text{ kN} + 520 \text{ kN} = 2009 \text{ kN}$$

6 PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI STAVBE

V tem poglavju je prikazana analiza potresne odpornosti tipične zidane konstrukcije, zgrajene v letu 1980. Opisani so uporabljeni materiali, obtežba konstrukcije ter postopek modeliranja konstrukcije s pomočjo programa SAP2000. Za določitev potresne obremenitve elementov je bil izbran postopek z vodoravnimi silami, ki je v tem poglavju tudi podrobno opisan. Izračunali smo tudi nosilnosti posameznih elementov in preverili potresno odpornost stavbe kot celote.

6.1 Opis konstrukcije

Objekt, ki je bil zasnovan kot individualna hiša je prikazan na slikah 9-11. Hiša je nepodkletena in ima pritličje ter prvo nadstropje. Tlorisne dimenzije objekta so $10,3\text{ m} \times 10,3\text{ m}$, višina kapi je $5,2\text{ m}$, višina slemena pa $6,8\text{ m}$. Višina vsake etaže je $2,6\text{ m}$, neto tlorisna površina pa 180 m^2 .



Slika 9: Pogled na hišo - spredaj (ArchiCad 14)



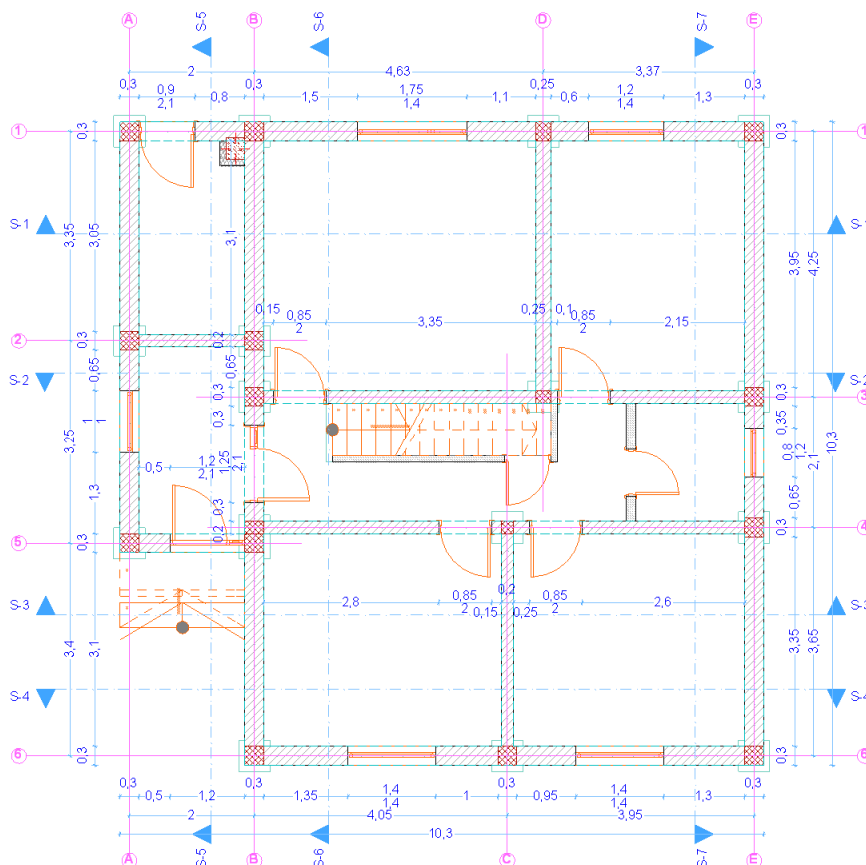
Slika 10: Pogled na hišo - zadaj (ArchiCad 14)

Nosilna konstrukcija stavbe je klasična z nosilnimi stenami, ki so zidane iz modularnih opečnimi zidaki dimenzij $19 \times 19 \times 29 \text{ cm}^3$. Na nivoju armiranobetonske plošče in v vogalih so stene povezane s horizontalnimi in vertikalnim armiranobetonskimi vezmi. Predelne stene med prostori so suho montažne (mavčno kartonske). Medetažna konstrukcija je armiranobetonska plošča z debelino 16cm. Strešna konstrukcija je lesena, z naklonom 30° , prekrita pa je z opečno kritino.

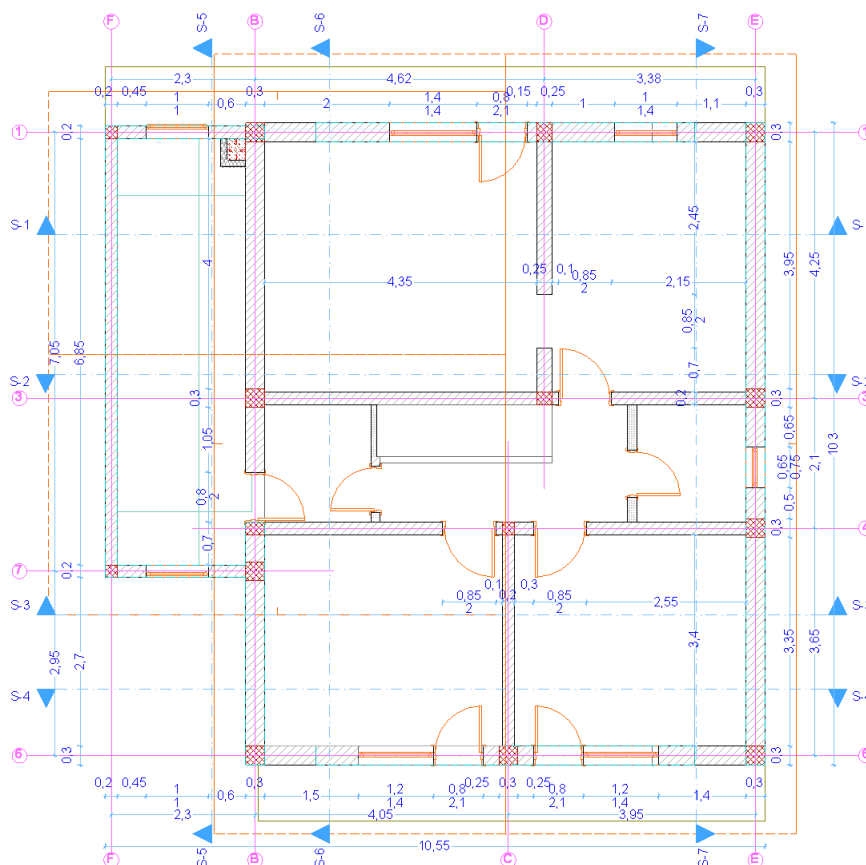


Slika 11: Fotografija hiše (C. dveh cesarjev 106/i)

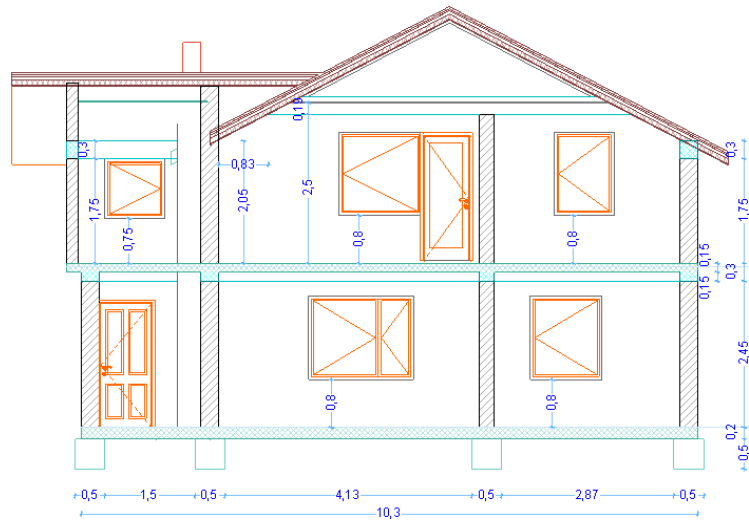
Geometrija stavbe je skupaj z vsemi dimenzijami podana v tlorisih in prerezih (slike 12-20).



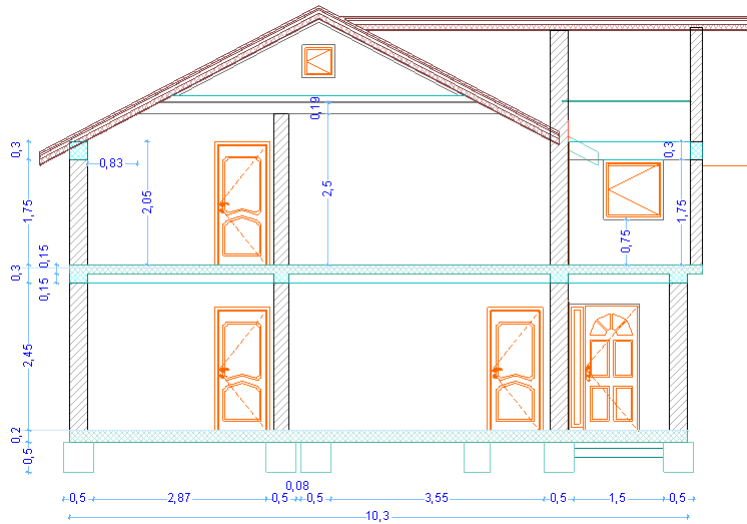
Slika 12: Tloris pritličja



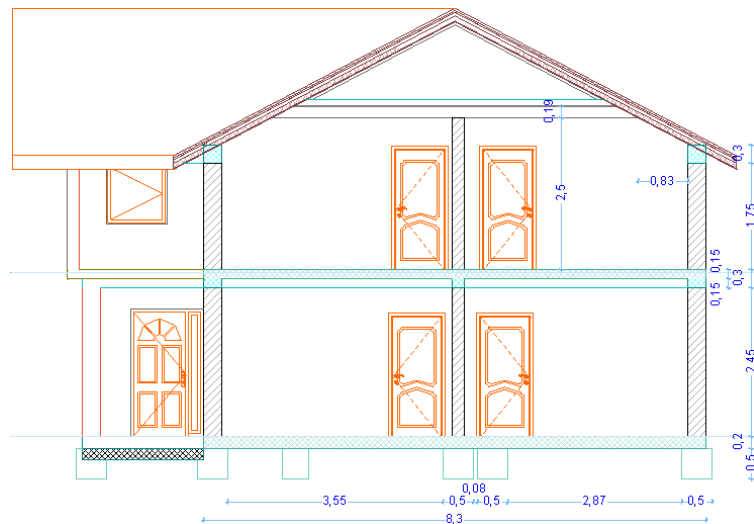
Slika 13: Tloris 1. nadstropja



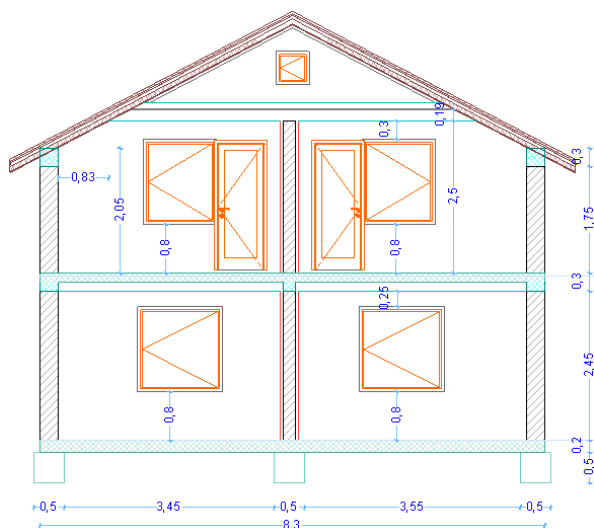
Slika 14: Prerez S-1



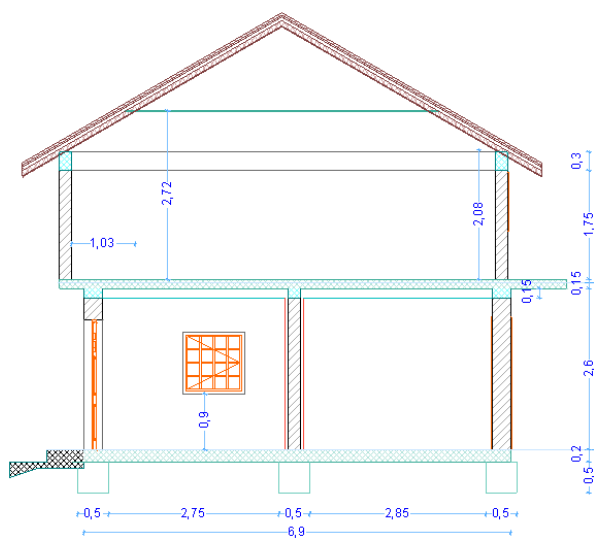
Slika 15: Prerez S-2



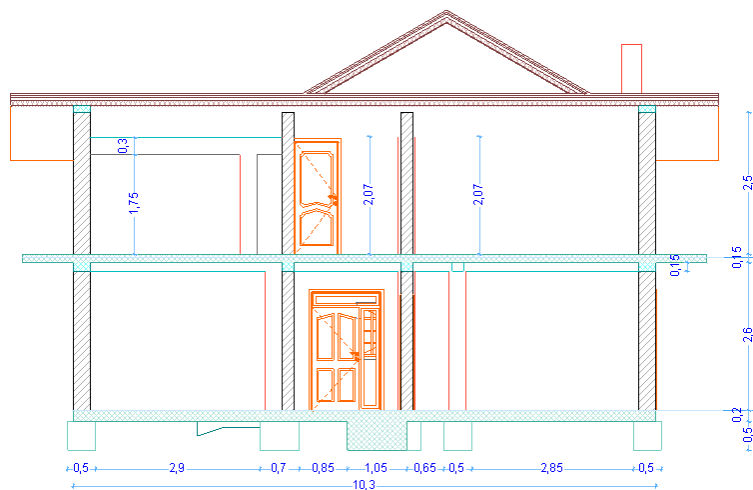
Slika 16: Prerez S-3



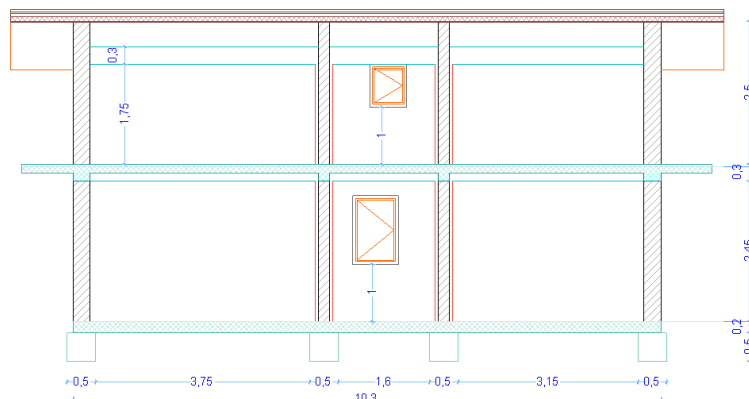
Slika 17: Prerez S-4



Slika 18: Prerez S-5



Slika 19: Prerez S-6



Slika 20: Prerez S-7

6.2 Material

Pri obstoječih stavbah in modeliranju njihovega obnašanja je vedno težko določiti mehanske lastnosti materiala, s katerim najboljše opišemo dejanski material konstrukcije. Obstaja veliko preiskav in-situ, ko na terenu merimo mehanske karakteristike zidovja, vendar so takšne preiskave zelo drage in zamudne. Omejene so zgolj na določene točke konstrukcije, zato je zelo težko verodostojno izbrati material celotne konstrukcije za modeliranje. Najbolje bi bilo, da bi pri vsaki analizi obstoječe konstrukcije izvedli občutljivostno analizo z uporabo večjega števila materialov, česar v praksi žal še ne uporabljajo.

Za del objekta, ki je bil naknadno sezidan v letu 2009, je bil uporabljen aerirani celični beton slovenskega proizvajalca Xella, kar nam je omogočilo, da smo materialne karakteristike privzeli kar od njih (preglednica 9). Tipične dimenzije zidakov iz porobetonu so bile 62,5/25/20 cm (dolžina / višina / debelina).

Preglednica 9: Materialne karakteristike proizvajalca Xella za porobeton

Trdnostni razred	γ (kN/m ³)	f_{ck} (Mpa)	f_t (Mpa)	E (Mpa)	G (Mpa)
2	4,4	2,5	0,22	1200	480
4	5	5	0,24	2200	880
6	6	7,5	0,26	3000	1200

Uporabljen je bil drugi trdnostni razred zidakov. Iz članka (Tomažević in Gams, 2010) sledi, da je posebnost gradnje po sistemu ytong v primerjavi s gradnjo z opečnimi zidaki v tem, da so parapeti armirani, ter da se natezna trdnost zidovja, ki je parameter, ki določa obnašanje

nearmiranega zidovja pri potresni obtežbi, z naraščajočo tlačno trdnostjo zidakov oziroma zidovja le malo spreminja.

Za materialne karakteristike opečnatega zidu smo privzeli vrednosti iz poglavja 5.1, kjer so definirani materialni podatki za zid PY7.

Preglednica 10: Materialne karakteristike za opečni zid

γ (kN/m ³)	f_{vko} (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_t (MPa)	E (MPa)	G (MPa)
18	0,2	3,66	0,2	3660	400

6.3 Obtežba

Vertikalna obtežba:

Stalna in spremenljiva obtežba je bila določena na podlagi konstrukcijskih sklopov. Stalne in spremenljive obtežbe za posamezen sklop so prikazane v preglednicah 11-14.

Preglednica 11: Sestava stropa nad pritličjem ($g_{strop,pt}$)

ij) lastna teža:

Sloj	d (m)	g(kN/m ³)	g (kN/m ²)
Parket + lepilo	0,025	8	0,2
Cementni estrih	0,05	16	0,8
PE folija			
Ekstrudirani polistiren	0,08	0,32	0,03
AB plošča	0,16	25	4
2x mavčno kartonske plošče	0,025	11	0,28

$$\text{Skupaj : } \boxed{g_{strop,pt} = 5,3 \text{ kN/m}^2}$$

ii) spremenljiva obtežba:

$$\boxed{q_{strop,pt} = 2 \text{ kN/m}^2}$$

Preglednica 12: Sestava stropa nad prvim nadstropjem ($g_{strop,nad}$)

ij) lastna teža:

Sloj	d (m)	g (kN/m ³)	g (kN/m ²)
TI - steklena volna	0,35	0,3	0,11
Škarje	0,03x0,2	6	0,05
2x mavčno kartonske plošče	0,025	11	0,28

$$\text{Skupaj : } \boxed{g_{strop,nad} = 0,43 \text{ kN/m}^2}$$

Škarje:

$$g = \frac{A \cdot l \cdot g_{les} \cdot 24kom}{A_{strehe}} = \frac{0,03m \cdot 0,20m \cdot 8m \cdot 6kN/m^3 \cdot 24}{138,5m^2} = 0,05kN/m^2$$

Preglednica 13: Sestava strehe (g_{streha})

i) lastna teža:

Sloj	d (m)	g (kN/m ³)	g (kN/m ²)
Strešna kritina	0,025	20	0,5
Prečne letve 3cm/5cm	0,03x0,05	6	0,04
Kontra letve 3cm/5cm	0,03x0,05	6	0,04
Paroprepustna folija			
Špirovec 16cm/12cm	0,16x0,12	6	0,14
TI - steklena volna	0,22	0,3	0,07
Parna ovira			
2x mavčno kartonske plošče	0,025	11	0,28

Skupaj : $g_{strehe} = 1,05 \text{ kN/m}^2$

Prečne in kontra letve:

$$g = \frac{A \cdot l \cdot g_{les} \cdot 80kom}{A_{strehe}} = \frac{0,03m \cdot 0,05m \cdot 7m \cdot 6kN/m^3 \cdot 80}{138,5m^2} = 0,04kN/m^2$$

Špirovci:

$$g = \frac{A \cdot l \cdot g_{les} \cdot 24kom}{A_{strehe}} = \frac{0,16m \cdot 0,12m \cdot 7m \cdot 6kN/m^3 \cdot 24}{138,5m^2} = 0,14kN/m^2$$

Preglednica 14: Sestava balkona (g_{balkon})

i) lastna teža:

Sloj	d (m)	g (kN/m ³)	g (kN/m ²)
keramika + lepilo	0,025	8	0,2
AB plošča	0,16	25	4

Skupaj : $g_{balkon} = 4,2 \text{ kN/m}^2$

ii) spremenljiva obtežba:

$q_{balkon} = 2 \text{ kN/m}^2$

Potresna obtežba:

Za predvideno območje privzamemo naslednje parametre, ki definirajo potresno obtežbo:

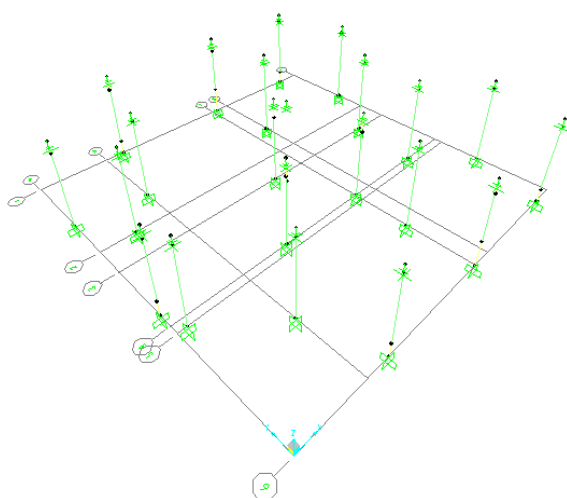
- $a_g = 0,25g$,
- tip tal B – zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov,

- stavba spada v II. kategorijo pomembnosti (običajne stavbe),
- $q = 2$, povezano zidovje.

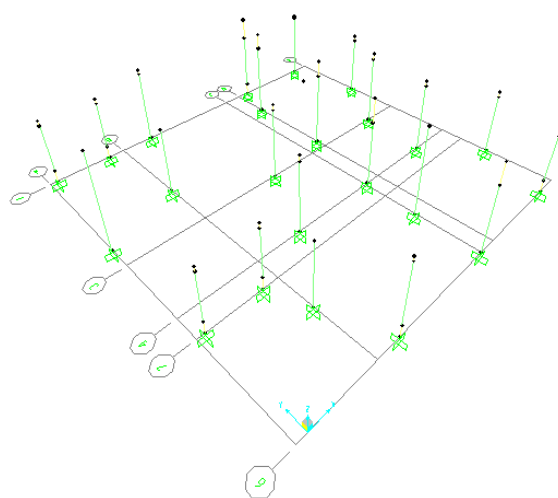
Potresna obremenitev zidov je izračunana v poglavju 6.5.

6.4 Modeliranje konstrukcije

Za modeliranje konstrukcije je bil uporabljen program SAP 2000 v.14 s katerim smo izračunali kolikšen del potresne sile odpade na posamezen zid (Poglavje 6.5). Za določanje te obremenitve smo modelirali vsako etažo posebej, uporabljen pa je bil prostorski linijski model. Zidovi v pritličju so bili spodaj polno vpeti, na vrhu sta bila preprečena zasuka okrog obeh horizontalnih osi, vsi elementi pa so bili povezani z diafragmo, ki je bila toga v svoji ravnini. V nadstropju so bili zidovi spodaj polno vpeti, zgoraj pa povezani z togo diafragmo, kar pomeni, da so se obnašali kot povezane konzole.



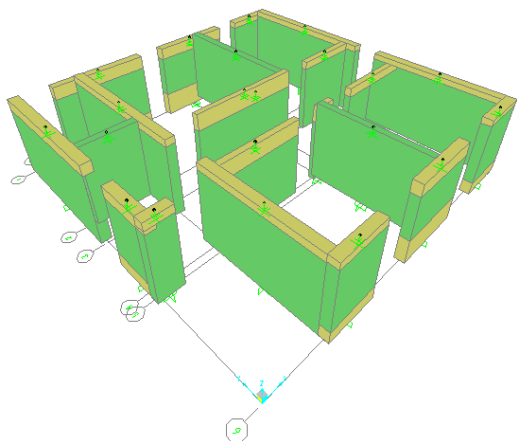
Slika 21: linijski model - pritličje



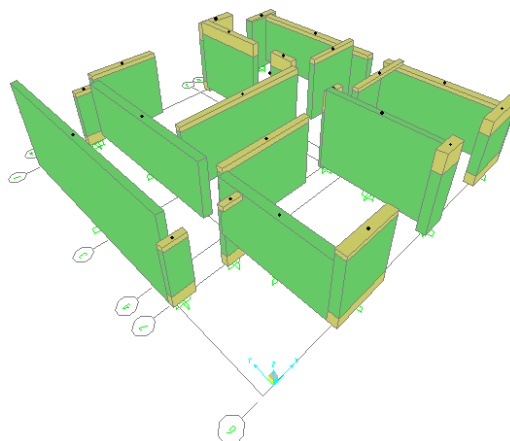
Slika 22: linijski model - 1. nadstropje

Posebnost zidanih konstrukcij je ta, da se vsakemu od zidov določi efektivne višine ter toge odseke, kar je natančneje opisano v nadaljevanju.

Na spodnjih slikah, kjer sta prikazana pritličje in 1. nadstropje, predstavlja zelena barva efektivno višino zidu, rumena barva pa togi odsek. Elementi v nadstropju so različnih višin, ker gre za mansardno nadstropje.



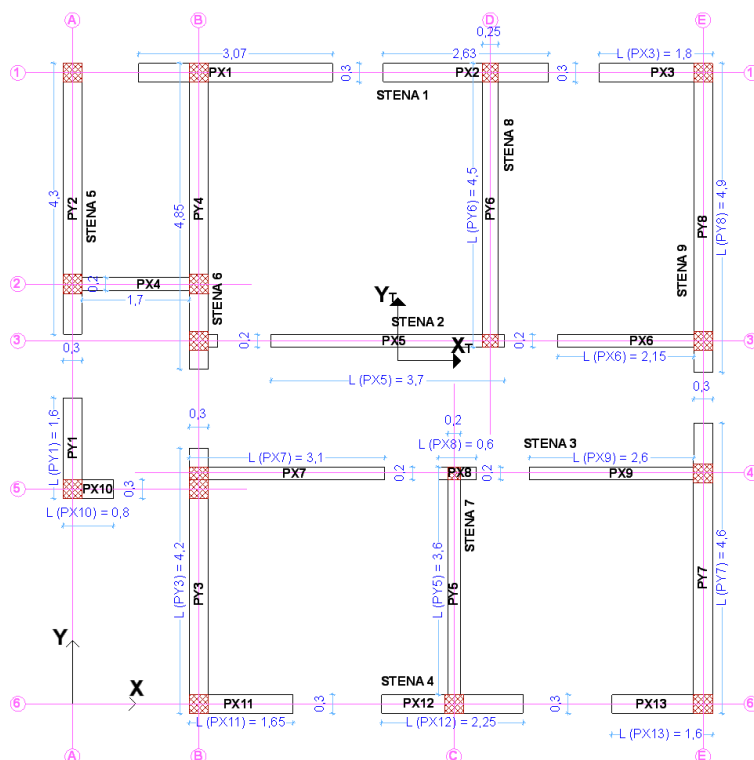
Slika 23: Pritličje v SAP2000



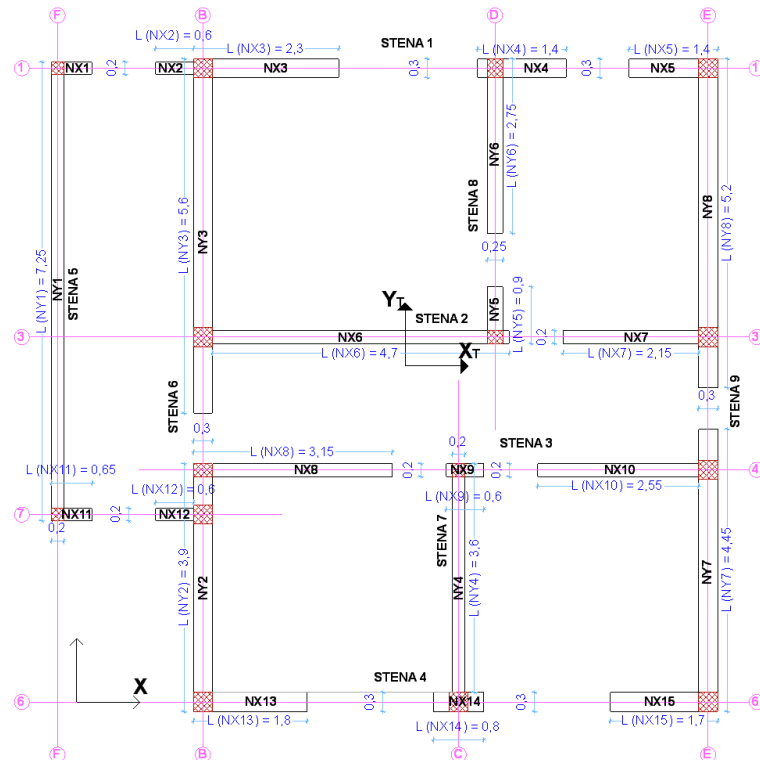
Slika 24: 1. nadstropje v SAP2000

6.4.1 Označitev in pozicija zidov

Za prostorski linijski model smo v programu definirali vsak zid posebej z vsemi potrebnimi dimenzijami in materialnimi karakteristikami. Na slikah 25 in 26 prikazujemo označitev zidov. Vsaka oznaka je sestavljena iz dveh črk in številke. Prva črka označuje ali je element v pritličju (P) ali v nadstropju (N), druga črka označuje smer v kateri je element nosilen (X ali Y), številka pa ponazarja zaporedno številko elementa. Označeno je tudi kateri steni pripada element, izhodišče koordinatnega sistema, dimenzije elementov ter oddaljenost od izhodišča.

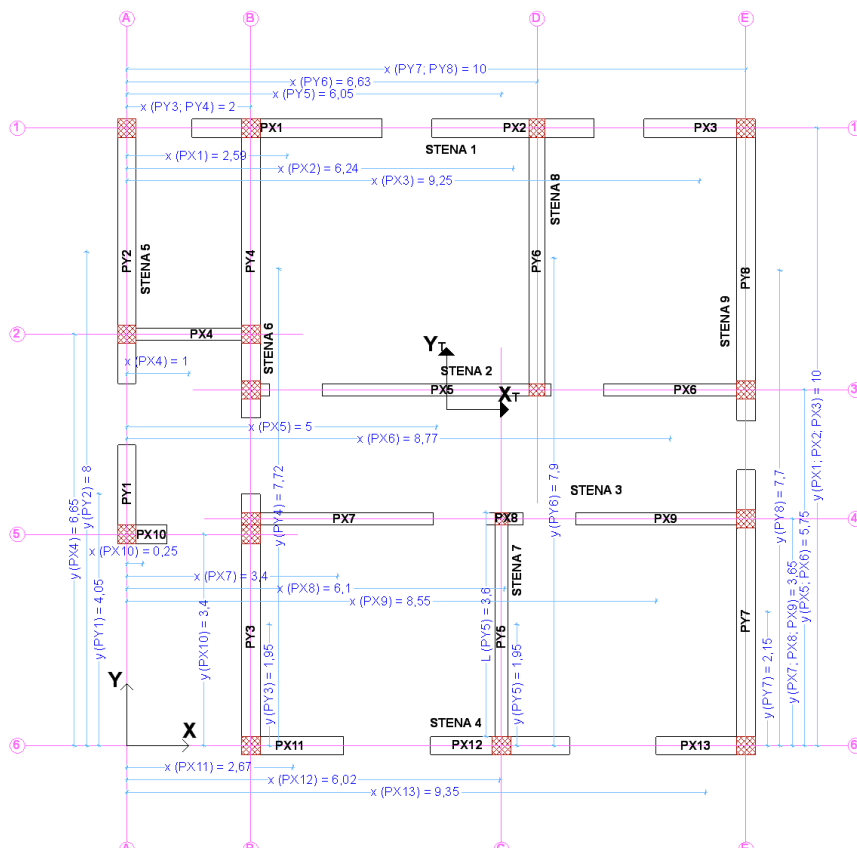


Slika 25: Označitev zidov v pritličju

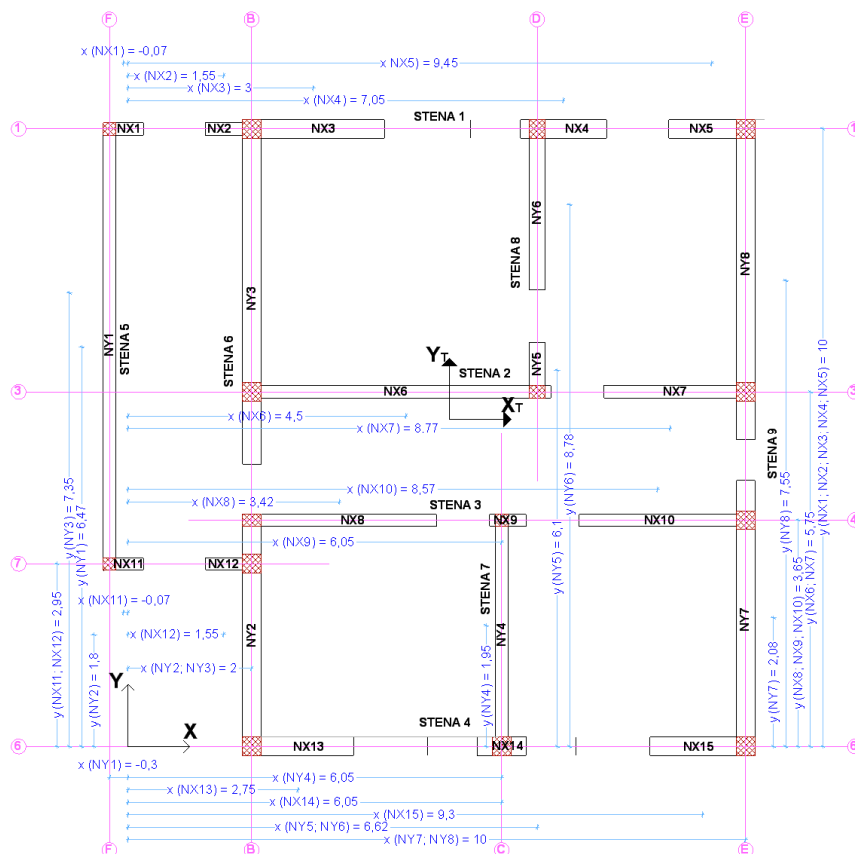


Slika 26: Označitev zidov v prvem nadstropju

Ker program ne dopušča enostavnega risanja zidov, smo za vsak zid posebej določili tudi razdalje težišča zidu od izhodišča koordinatnega sistema (sliki 27 in 28).



Slika 27: Razdalje težišča zidov od izhodišča koordinatnega izhodišča - pritljeje



Slika 28: Razdalje težišča zidov od izhodišča koordinatnega izhodišča - 1. nadstropje

Geometrijski podatki zidov so za pritličje in nadstropje podani v preglednicah 15 in 16.

Preglednica 15: Geometrijski podatki za posamezen zid v pritličju

Oznaka	STENA	l (m)	t (m)	h (m)	heff (m)	x (m)	y (m)	A (m ²)
PX1	1	3,1	0,3	2,6	1,75	2,6	10	0,9
PX2	1	2,65	0,3	2,6	1,4	6,25	10	0,8
PX3	1	1,8	0,3	2,6	2	9,25	10	0,55
PX4	2	1,7	0,2	2,6	2,6	1	6,65	0,35
PX5	2	3,7	0,2	2,6	2,05	5	5,75	0,75
PX6	2	2,15	0,2	2,6	2,35	8,8	5,75	0,45
PX7	3	3,1	0,2	2,6	2,1	3,4	3,65	0,6
PX8	3	0,6	0,2	2,6	2,35	6,1	3,65	0,1
PX9	3	2,6	0,2	2,6	2,35	8,55	3,65	0,5
PX10	3	0,8	0,3	2,6	2,05	0,25	3,4	0,25
PX11	4	1,65	0,3	2,6	2	2,7	0	0,50
PX12	4	2,25	0,3	2,6	1,4	6,05	0	0,7
PX13	4	1,6	0,3	2,6	2	9,35	0	0,5
PY1	5	1,6	0,3	2,6	1,8	0	4,05	0,5
PY2	5	4,3	0,3	2,6	2,25	0	8	1,3
PY3	6	4,2	0,3	2,6	2,4	2	1,95	1,25
PY4	6	4,85	0,3	2,6	2,4	2	7,75	1,45
PY5	7	3,6	0,2	2,6	2,6	6,05	1,95	0,7
PY6	8	4,5	0,25	2,6	2,6	6,65	7,9	1,15
PY7	9	4,6	0,3	2,6	2,4	10	2,15	1,4
PY8	9	4,9	0,3	2,6	2,4	10	7,7	1,45
$\Sigma A_i = 16,1 \text{ m}^2$								
$\Sigma A_{x_i} = 6,9 \text{ m}^2$								
$\Sigma A_{y_i} = 9,2 \text{ m}^2$								

V pritličju predstavljajo zidovi v x smeri 7% deleža celotne površine etaže, v smeri y pa 9,2%.

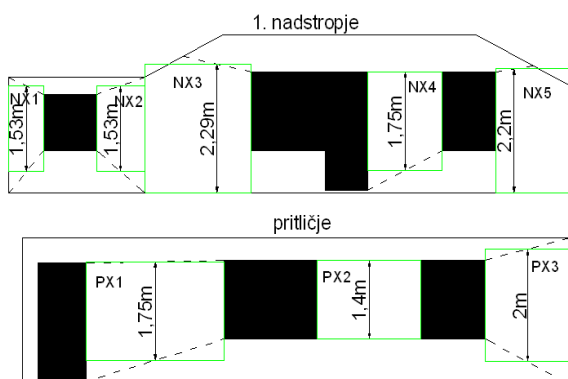
Preglednica 16: Geometrijski podatki za posamezen zid v nadstropju

Oznaka	STENA	l (m)	t (m)	h (m)	heff (m)	x (m)	y (m)	A (m ²)
NX1	1	0,65	0,2	2,05	1,55	-0,1	10	0,15
NX2	1	0,6	0,2	2,05	1,55	1,55	10	0,1
NX3	1	2,3	0,3	2,45	2,3	3	10	0,7
NX4	1	1,4	0,3	2,8	1,75	7,05	10	0,4
NX5	1	1,4	0,3	2,25	2,2	9,45	10	0,4
NX6	2	4,7	0,2	2,45	2,25	4,5	5,75	0,95
NX7	2	2,15	0,2	2,45	2,25	8,8	5,75	0,45
NX8	3	3,15	0,2	2,45	2,25	3,45	3,65	0,65
NX9	3	0,6	0,2	2,8	2,05	6,15	3,65	0,1
NX10	3	2,55	0,2	2,35	2,2	8,6	3,65	0,5
NX11	3	0,65	0,2	2,05	1,55	-0,1	2,95	0,15
NX12	3	0,6	0,2	2,05	1,55	1,55	2,95	0,1
NX13	4	1,8	0,3	2,45	1,9	2,75	0	0,55
NX14	4	0,8	0,3	2,8	2,15	6,05	0	0,25
NX15	4	1,7	0,3	2,35	1,85	9,3	0	0,5
NY1	5	7,25	0,2	3	3	-0,3	6,5	1,45
NY2	6	3,9	0,3	2,05	2,05	2	1,8	1,15
NY3	6	5,6	0,3	2,05	2,05	2	7,35	1,7
NY4	7	3,6	0,2	2,8	2,8	6,05	1,95	0,7
NY5	8	0,9	0,25	2,8	2,3	6,65	6,1	0,25
NY6	8	2,75	0,25	2,8	2,3	6,63	8,8	0,7
NY7	9	4,45	0,3	2,05	1,9	10	2,1	1,35
NY8	9	5,2	0,3	2,05	1,9	10	7,55	1,55
h* = 2,4 m								
								ΣAi = 14,8 m²
								ΣAxi = 6 m²
								ΣAyi = 8,8 m²

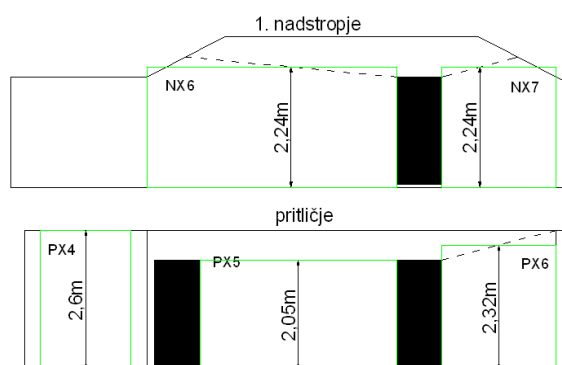
V nadstropju predstavljajo zidovi v x smeri 6% deleža celotne površine etaže, v smeri y pa 8,9%.

6.4.2 Efektivna višina zidov

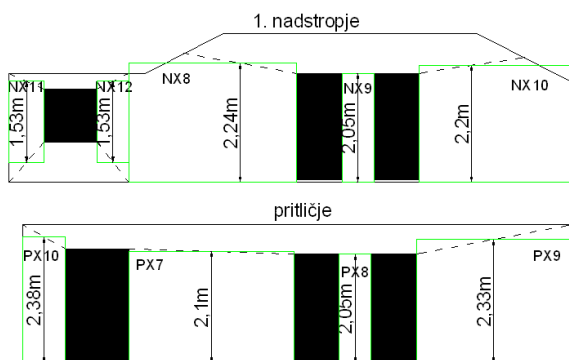
Kot vemo se zidane konstrukcije ne obnašajo enako kot betonske konstrukcije, zato je potrebna določitev efektivne višine posameznega elementa. Pri določitvi efektivne višine zidu med seboj povežemo vogale odprtin na vsaki strani zidu in določimo srednjo višino elementa. Če je razmerje zidu $h/l < 1$ in je na koncu zidu okenska odprtina, se zmanjša samo zgornji del zidu, v vseh ostalih primerih pa kot je prikazano na slikah (29-36).



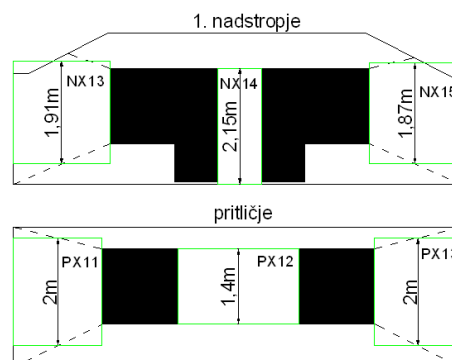
Slika 29: Efektivne višine (stena 1)



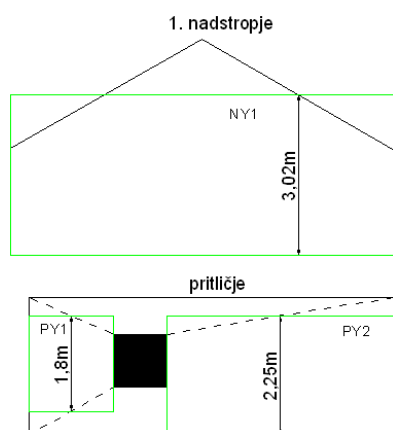
Slika 30: Efektivne višine (stena 2)



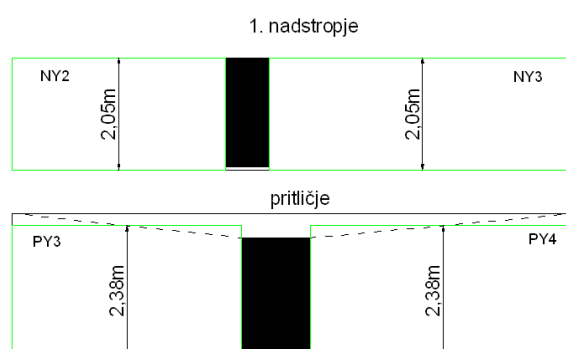
Slika 31: Efektivne višine (stena 3)



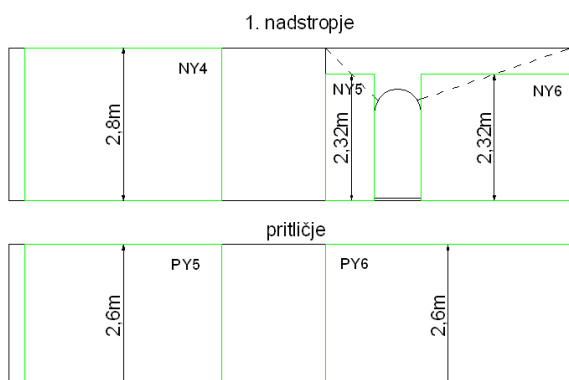
Slika 32: Efektivne višine (stena 4)



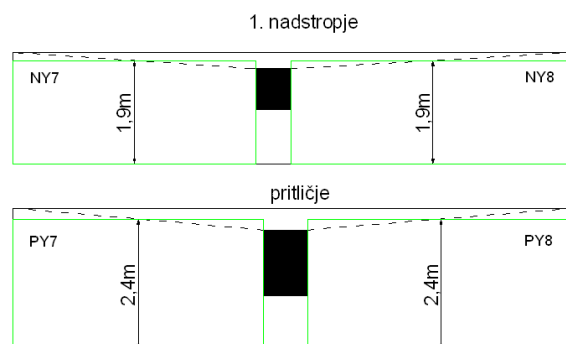
Slika 33: Efektivne višine (stena 5)



Slika 34: Efektivne višine (stena 6)



Slika 35: Efektivne višine (stena 7 in 8)



Slika 36: Efektivne višine (stena 9)

6.4.3 Podajanje materialnih karakteristik

V programu je bilo mogoče nastaviti vse materialne karakteristike, razen strižnega modula G , ki ga program avtomatsko upošteva po enačbi:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (6.1)$$

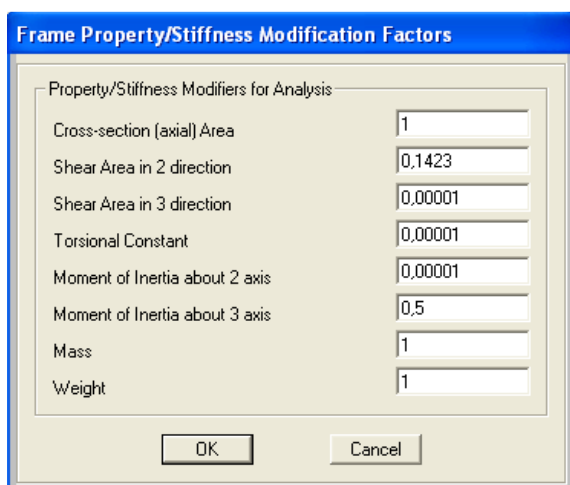
V programu je bila upoštevana tudi razpokanost prereza, »shear area« na vrednost 0,5. Ker smo strižni modul določili z drugačnimi enačbami, je bilo potrebno to razpokanost reducirati s pomočjo naslednje enačbe:

$$\text{"shear area in (2 ali 3) direction"} = 0,5 \cdot \frac{G_{\text{izračunani}}}{G_{\text{sap}}} \quad (6.2)$$

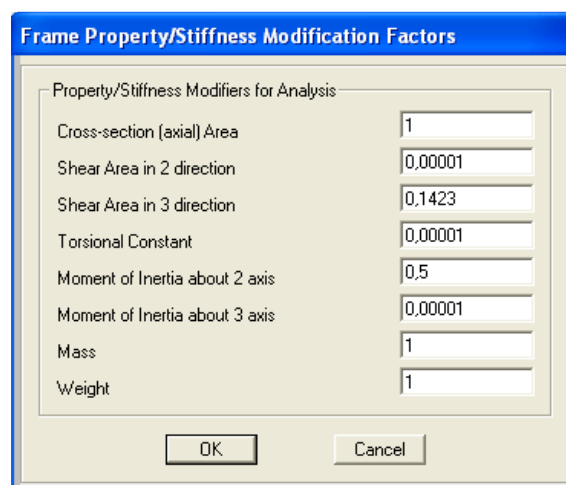
Za opečne zidove smo upoštevali $E = 3660 \text{ kN}$ ter $\nu = 0,3$, zato je program izračunal vrednost $G = 1406 \text{ MPa}$. Pravo vrednost strižnega modula z upoštevanjem razpokanosti bi dobili s koeficientom »shear area in 2 direction«, ki ima vrednost:

$$0,5 \cdot \frac{400 \text{ MPa}}{1406 \text{ MPa}} = 0,1423$$

Na podoben način smo dobili vrednost tega koeficienta pri porobetonu, in sicer 0,48.



Slika 37: Nastavljene vrednosti v SAP2000 za opečni element v x smeri



Slika 38: Nastavljene vrednosti v SAP2000 za opečni element v y smeri

6.5 Določitev potresne obremenitve elementov

Potresna obremenitev se določi na podlagi EC8. V nadaljevanju je prikazano kako se izračuna celotna potresna sila ter prispevek torzijskega momenta. S pomočjo programa SAP2000 smo določili kolikšna obtežba odpade na posamezen zid, kar je navedeno tudi v preglednicah 17 in 18. V modelu se upošteva, da konstrukcija sestoji iz več navpičnih sistemov, ki prenašajo vodoravno obtežbo in so povezani z vodoravnimi diafragmami. Ker lahko predpostavimo, da

so stropne diafragme stavbe dovolj toge v svoji ravnini, je mogoče mase in masne momente v vsaki etaži koncentrirati v centru mase.

6.5.1 Izračun mase po etažah

V tem podpoglavju so najprej določene mase zidov in konstrukcijskih sklopov za posamezno etažo, na koncu pa je izračunana celotna masa za posamezno etažo.

Masa stropa ter zidov v pritličju

Strop nad pritličjem:

Določena obtežba na podlagi konstrukcijskih sklopov:

$$g_{strop,pt} = 5,3 \text{ kN/m}^2 \quad g_{balkon} = 4,2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{strop,pt} = 2 \text{ kN/m}^2 \quad q_{balkon} = 2 \text{ kN/m}^2$$

Skupna površina posameznega konstrukcijskega sklopa:

$$A_{strop,pt} = 10,3 \text{ m} \cdot 8,3 \text{ m} + 2 \text{ m} \cdot 6,9 \text{ m} = 99,3 \text{ m}^2$$

$$A_{balkon} = 0,9 \text{ m} \cdot (8,1 \text{ m} + 10,3 \text{ m}) = 16,6 \text{ m}^2$$

Določitev mase stropa nad pritličjem:

$$m_{G1} = \frac{g_{strop,pt} A_{strop,pt} + g_{balkon} A_{balkon}}{g} = \frac{5,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 99,3 \text{ m}^2 + 4,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 16,6 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 60,7 \text{ t}$$

$$m_{Q1} = \frac{q_{strop,pt} A_{strop,pt} + q_{balkon} \cdot A_{balkon}}{g} = \frac{2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 99,3 \text{ m}^2 + 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 16,6 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 23,6 \text{ t}$$

Zidovi:

V prvi etaži so vsi zidovi narejeni iz opečnih blokov:

$$\gamma_{OZ} = 18 \text{ kN/m}^3 \quad \dots \text{ specifična teža opečnega zidovja}$$

$$A_{OZ} = 16,1 \text{ m}^2 \quad \dots \text{ skupna površina opečnih zidov}$$

$$h_1 = 2,6 \text{ m} \quad \dots \text{ višina vseh zidov v pritličju}$$

Določitev mase zidov v 1. etaži:

$$m_{Z1}^* = \frac{\gamma_{OZ} \cdot A_{OZ} \cdot h_1}{g} = \frac{18 \text{ kN/m}^3 \cdot 16,1 \text{ m}^2 \cdot 2,6 \text{ m}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 76,8 \text{ t}$$

Da bo masa zidov bolj natančna dodamo še 20% za preklade in parapete, ki jih doslej nikjer nismo upoštevali, ter dobimo:

$$m_{Z1} = m_{Z1}^* \cdot 1,2 = 92,1 \text{ t}$$

Masa strehe, stropa ter zidov v nadstropju

Strop + streha:

Določena obtežba na podlagi konstrukcijskih sklopov:

$$g_{strop,nad} = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{streha} = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$g_2 = g_{strop,nad} + \frac{g_{streha}}{\cos(\alpha)} = 0,43 \text{ kN/m}^2 + \frac{1,05 \text{ kN/m}^2}{\cos(30^\circ)} = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

Skupna površina konstrukcijskega sklopa:

$$A_2 = 12,5 \text{ m} \cdot 9,3 \text{ m} + 2,65 \text{ m} \cdot 8,4 \text{ m} = 138,5 \text{ m}^2$$

Določitev mase stropa v 2. etaži:

$$m_{G2} = \frac{g_2 \cdot A_2}{g} = \frac{1,65 \text{ kN/m}^2 \cdot 138,5 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 23,3 \text{ t}$$

Zidovi:

V drugi etaži so zidovi narejeni iz opečnih blokov ter iz aeriranega celičnega betona:

$$\gamma_{OZ} = 18 \text{ kN/m}^3 \quad \dots \text{ specifična teža opečnega zidovja}$$

$$A_{OZ} = 12,8 \text{ m}^2 \quad \dots \text{ skupna površina opečnih zidov}$$

$$\gamma_{AER} = 4,4 \text{ kN/m}^3 \quad \dots \text{ specifična teža aeriranega celičnega betona}$$

$$A_{AER} = 1,95 \text{ m}^2 \quad \dots \text{ skupna površina zidov iz aeriranega celičnega betona}$$

$$h_2 = 2,4 \text{ m} \quad \dots \text{ povprečna višina vseh zidov v 1. nadstropju kot kaže preglednica 16}$$

Določitev mase zidov v 2. etaži:

$$m_{Z2}^* = \frac{(\gamma_{OZ} A_{OZ} + \gamma_{AER} A_{AER}) h_2}{g} = \frac{(18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 12,8 \text{ m}^2 + 4,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1,95 \text{ m}^2) \cdot 2,4 \text{ m}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 58,6 \text{ t}$$

Da bo masa zidov bolj natančna dodamo 20% za preklade in parapete, ki jih doslej v računu nismo upoštevali, ter dobimo:

$$m_{Z2} = m_{Z2}^* \cdot 1,2 = 70,3 \text{ t}$$

Določitev celotne mase za posamezno etažo

Navidezno stalno vrednost glavnega vpliva $\psi_{2,i}$ dobimo iz preglednice 2:

Kategorija A – bivalni prostori $\rightarrow \psi_2 = 0,3$

Koeficient φ je odvisen od etaže, in sicer za vrhno etažo velja $\varphi = 1,0$, za spodnjo etažo pa $\varphi = 0,5$.

Za našo konstrukcijo torej dobimo mase za obe etaži iz enačbe (3.1):

$$m_{1,Ed} = \frac{m_{Z1} + m_{Z2}}{2} + m_{G1} + \psi_2 \cdot \varphi \cdot m_{Q1} = \frac{92,1 \text{ t} + 70,3 \text{ t}}{2} + 60,7 \text{ t} + 0,15 \cdot 23,6 \text{ t} = \mathbf{145,5 \text{ t}}$$

$$m_{2,Ed} = \frac{m_{Z2}}{2} + m_{G2} + \psi_2 \cdot \varphi \cdot m_{Q2} = \frac{70,3 \text{ t}}{2} + 23,3 \text{ t} + 0,3 \cdot 1,0 \cdot 0 \text{ t} = \mathbf{58,4 \text{ t}}$$

6.5.2 Celotna potresna sila na podlagi mase in spektra

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Objekt se nahaja v območju kjer se privzame tip tal B:

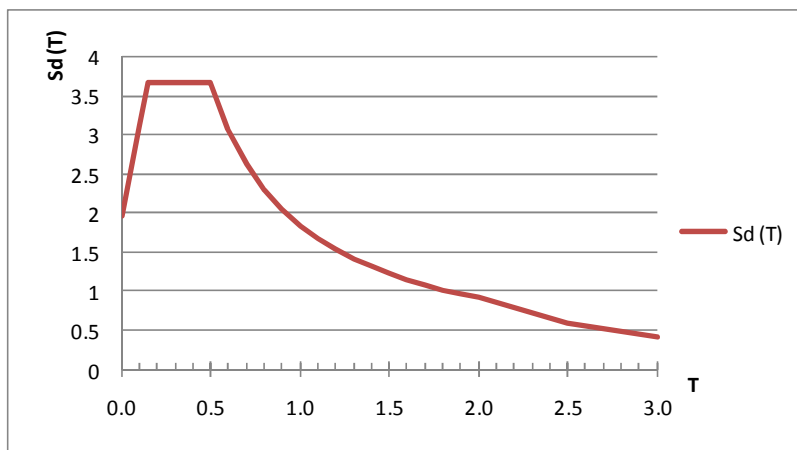
$$S = 1,2 \quad T_B = 0,15s$$

$$q = 1,5 \quad T_C = 0,5s$$

$$a_g = 0,25g \quad T_D = 2s$$

Za vodoravni komponenti potresnega vpliva v EC8, ko privzamemo, da se nihajni čas giblje med T_B in T_C , je vrednost projektne spektra $S_d(T)$ določena z izrazom:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot \frac{2,5}{2} = 3,68 \text{ m/s}^2$$



Slika 39: Projektni spekter za 5% dušenje, $q = 2$

Celotno potresno silo dobimo:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot (m_{1,Ed} + m_{2,Ed}) \cdot \lambda = \frac{3,68m}{s^2} \cdot (145,5t + 58,4t) \cdot 1,0 = \mathbf{750\ kN}$$

6.5.3 Razporeditev vodoravnih potresnih sil po etažah

Celotna potresna sila se razdeli za posamezno etažo in smer po metodi z vodoravnimi silami, kjer je $F_{1x,y}$ potresna sila v pritličju, $F_{2x,y}$ pa potresna sila v nadstropju. S to metodo predpostavimo da se potresna sila razporedi po obrnjenem trikotniku. Potresno silo razdeljena po etažah dobimo iz enačbe (3.8).

$$\Sigma z_j \cdot m_j = m_{1,Ed} \cdot z_1 + m_{2,Ed} \cdot z_2 = 145,5t \cdot 2,6m + 58,4t \cdot 5m = 670\ tm$$

kjer je:

$$z_1 = h_1 = 2,6m$$

$$z_2 = h_1 + h_2 = 2,6m + 2,4m = 5m$$

$$F_{1x,y} = 750\ kN$$

$$F_{2x,y} = F_b \cdot \frac{m_{2,Ed} \cdot z_2}{m_{1,Ed} \cdot z_1 + m_{2,Ed} \cdot z_2} = 750\ kN \cdot \frac{58,4t \cdot 5m}{670\ tm} = 327\ kN$$

Pri razporeditvi vodoravnih sil F_i po višini smo predpostavili tudi, da so stropi togi.

6.5.4 Določitev torzijskih momentov

Ker sta tlorisni dimenziji v modelu enaki $L_{1,2x} = L_{1,2y} = 10,3m$ je vpliv naključne ekscentričnosti v obeh smereh, ter tudi v obeh etažah enak:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot 10,3m = \pm 0,52m$$

Vpliv slučajne ekscentričnosti je treba upoštevati s pozitivnim in negativnim predznakom v vsaki etaži in smeri. Prispevek torzijskih momentov se določi:

$$M_{t,F1,xy} = \pm 0,52m \cdot 750kN = \pm 386kNm$$

$$M_{t,F2,xy} = \pm 0,52m \cdot 327kN = \pm 168kNm$$

6.5.5 Kombinacije učinkov potresnega vpliva

Pri kombinacijah opisanih v tretjem poglavju je bilo treba s programom SAP2000, za vsako komponento izbrati tisti predznak, ki ima najneugodnejši vpliv na obravnavan učinek. V spodnjih preglednicah je prikazano, kako se celotna prečna sila v vsaki etaži v sorazmerju s togostjo razdeli na posamezne elemente s pomočjo programa. Program to upošteva, saj večji oz. bolj togi zidovi prevzamejo večjo obtežbo kot bolj vitki zidovi. Prispevek torzije zaradi naključne ekscentričnosti je zelo majhen v primerjavi s potresno obremenitvijo v obravnavani smeri. To razmerje se giblje je v povprečju 5% celotne potresne obremenitve pri posameznem elementu.

Preglednica 17: Obremenitve v pritličju za posamezen zid (SAP2000)

	Fd (kN)		
	Ex + 0,3Ey	env Mt	skupaj
PX1	114	7,6	121
PX2	122	8,2	130
PX3	53	3,5	56
PX4	23	0,4	23
PX5	78	0,2	79
PX6	37	0,1	37
PX7	64	1,8	66
PX8	6	0,2	6
PX9	47	1,3	48
PX10	11	0,4	12
PX11	49	4,0	53
PX12	107	8,6	116
PX13	47	3,8	51
Skupaj:	757	40	797

	Fd (kN)		
	Ey + 0,3Ex	env Mt	skupaj
PY1	45	3,8	48
PY2	107	9,1	116
PY3	100	4,9	105
PY4	117	5,7	123
PY5	53	1,1	54
PY6	86	2,5	88
PY7	119	9,7	128
PY8	127	10,4	137
Skupaj:	753	47	801

Preglednica 18: Obremenitve v nadstropju za posamezen zid (SAP2000)

	Fd (kN)		
	Ex + 0,3Ey	env Mt	skupaj
NX1	2	0,1	2
NX2	2	0,1	2
NX3	41	2,2	43
NX4	19	1,0	20
NX5	19	1,0	20
NX6	71	0,6	71
NX7	24	0,2	24
NX8	42	0,6	42
NX9	1	0	1
NX10	32	0,4	32
NX11	2	0	2
NX12	1	0	1
NX13	33	1,8	35
NX14	3	0,2	3
NX15	37	2,1	39
Skupaj:	328	10	338

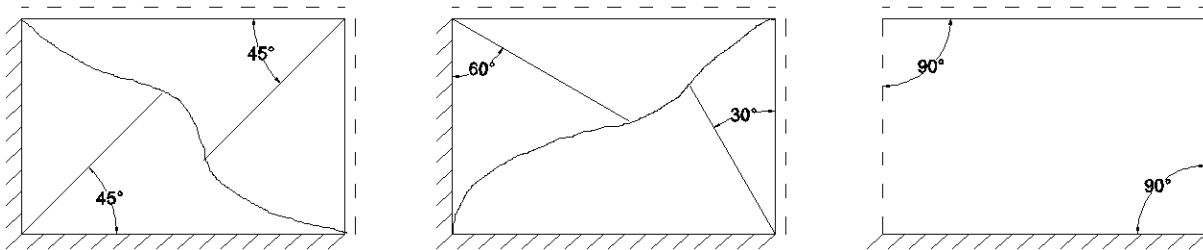
	Fd (kN)		
	Ey + 0,3Ex	env Mt	skupaj
NY1	45	5,4	50
NY2	49	3,5	52
NY3	73	5,3	79
NY4	19	0,3	19
NY5	2	0	2
NY6	18	0,5	19
NY7	58	6,1	64
NY8	69	7,3	76
Skupaj:	333	29	362

6.6 Določitev osne obremenitve posameznega elementa

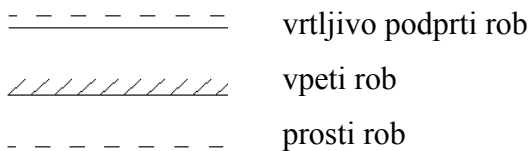
Osna obremenitev v posameznem elementu se določi iz teže horizontalnih elementov, teže zidov in preostale obtežbe, ki delujejo nad njim. Vertikalno obremenitev v nadaljevanju prikazujemo s pomočjo vplivnih površin. Pomembno je, da se obremenitev določi na sredini obravnavanega elementa in s tem upošteva tudi polovica njegove lastne teže.

6.6.1 Vplivne površine

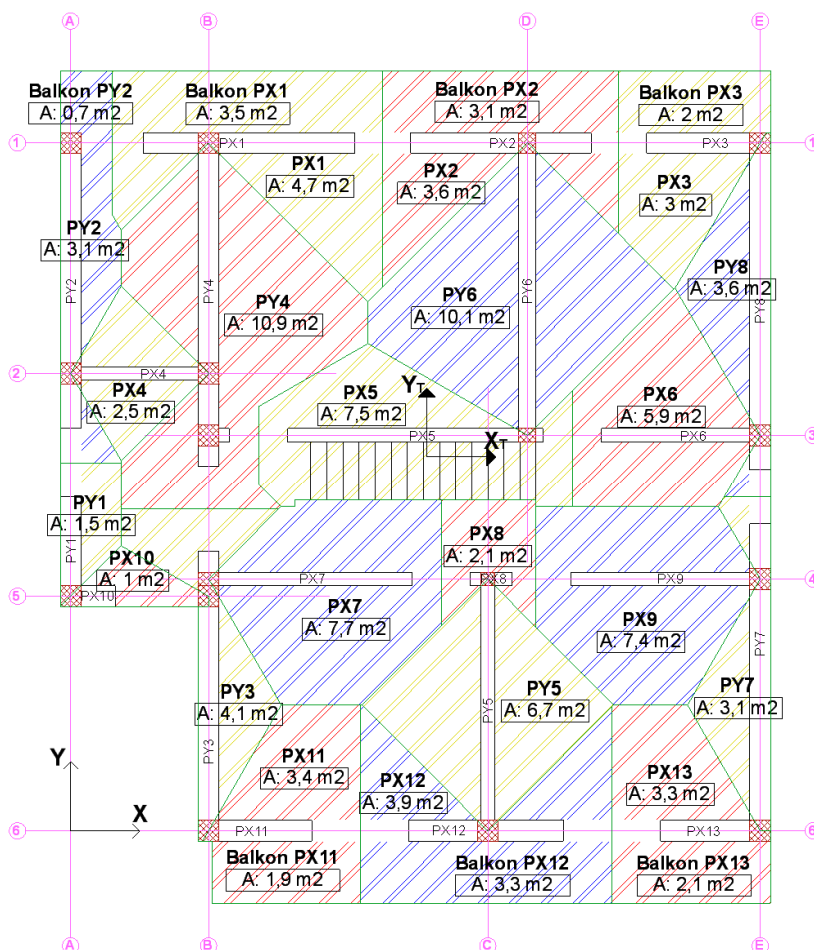
V tem podglavju je določena vplivna površina zaradi raznosa horizontalne obtežbe, ki vpliva na posamezen zid v pritličju in nadstropju. Z programom ArchiCad je bilo določeno kolikšen del konstrukcijskega sklopa odpade na posamezen zid. To je bilo določeno s strešnim pravilom, ki je prikazano na sliki 40 in ga lahko uporabimo v primeru AB plošče, po kateri se obtežba raznaša v obeh smereh.



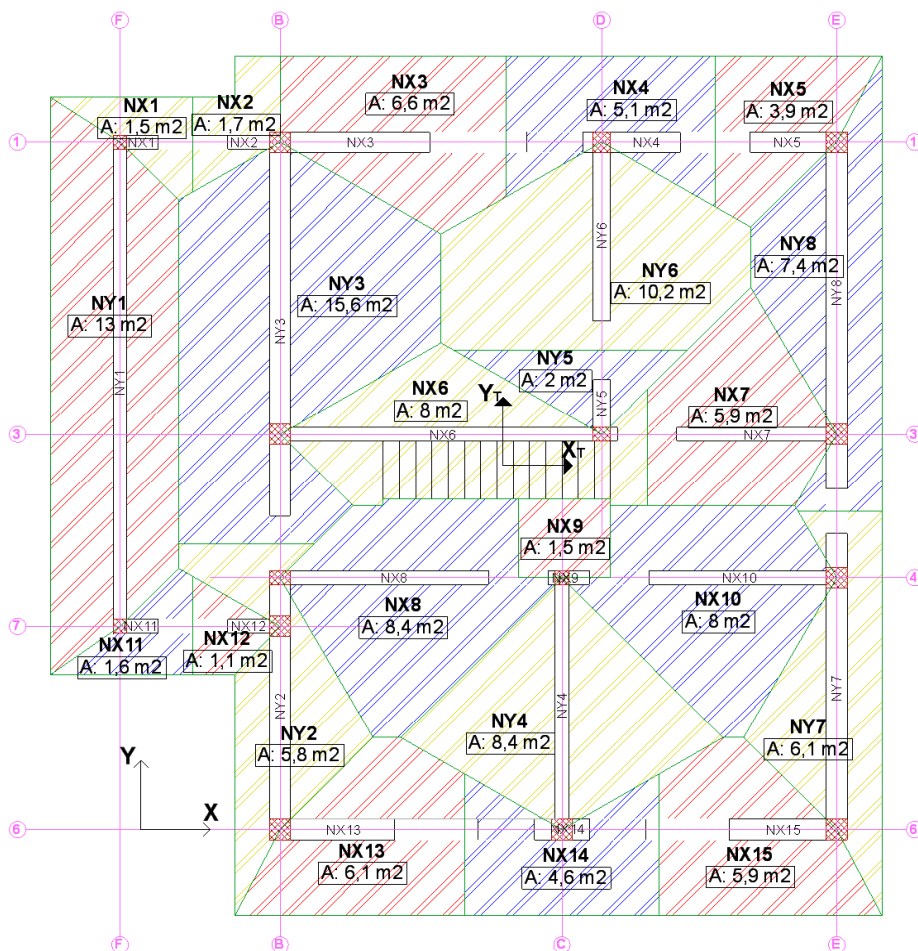
Slika 40: Pravila za strešni raznos obtežbe



Pravila zgoraj so bila uporabljena za raznos ploskovne obtežbe nad pritličjem in 1. nadstropjem kot kažeta sliki 41 in 42, kjer je tudi prikazano kolikšna je vplivna površina, ki odpade na posamezen element. Na sredini vsake odprtine je os, ki ločuje površino obtežbe enega zidu do drugega.



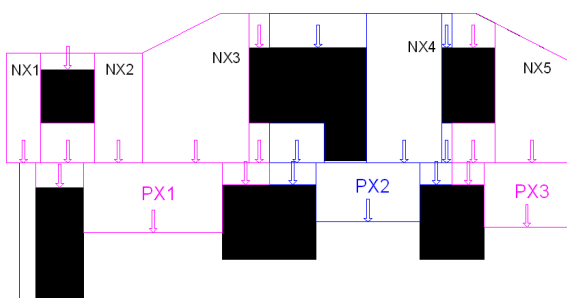
Slika 41: Vplivne površine za posamezen zid v pritličju



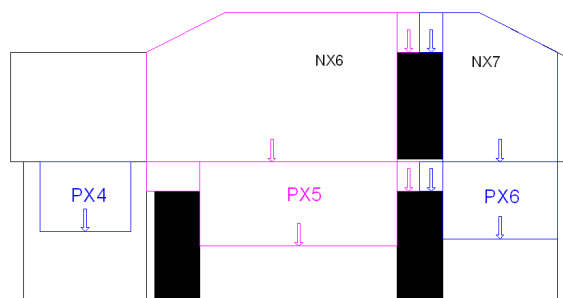
Slika 42: Vplivne površine za posamezen zid v nadstropju

6.6.2 Vplivne površine zaradi zidov nad prerezom za posamezen zid

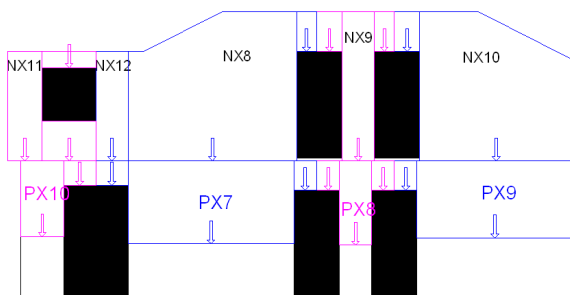
Vertikalno obremenitev določamo na sredini višine elementa. Za določitev vertikalne obremenitve v prerezu zaradi zgornjih zidov, se podobno kot v prejšnjem poglavju uporabijo vplivne površine v pogledu, ki jih tokrat definiramo v pogledu stene. Primeri, kako se lastna teža zidov nad obravnavanim prerezom prenese na posamezen zid, so prikazani na slikah 43-58.



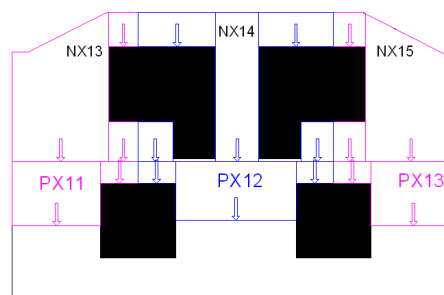
Slika 43: Vplivna površina v pogledu za zidove PX1, PX2 in PX3



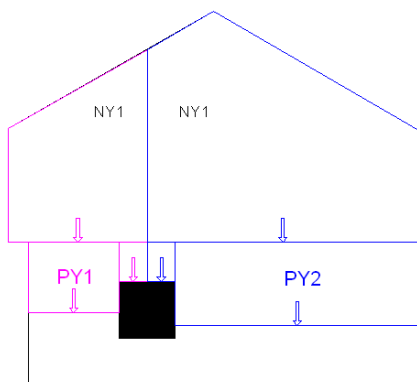
Slika 44: Vplivna površina v pogledu za zidove PX4, PX5 in PX6



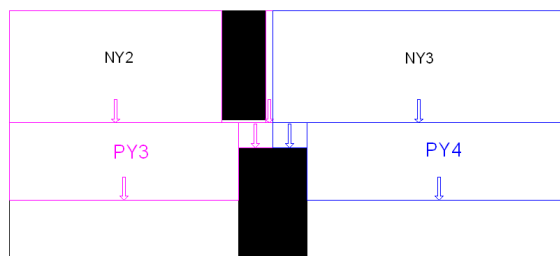
Slika 45: Vplivna površina v pogledu za zidove PX7, PX8, PX9 in PX10



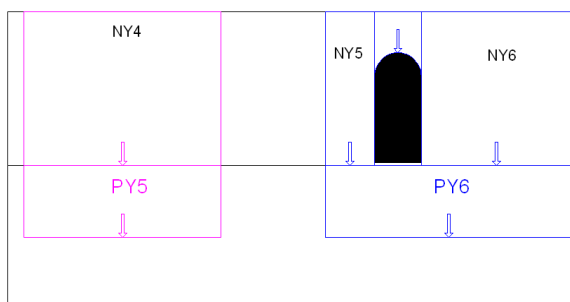
Slika 46: Vplivna površina v pogledu za zidove PX11, PX12 in PX13



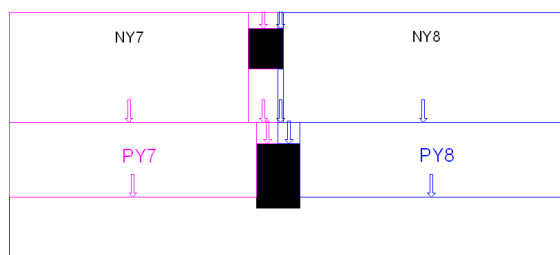
Slika 47: Vplivna površina v pogledu za zidove PY1 in PY2



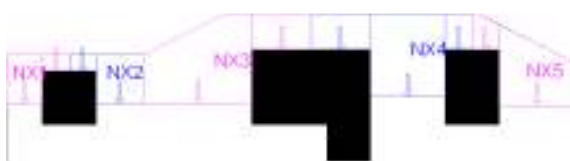
Slika 48: Vplivna površina v pogledu za zidove PY3 in PY4



Slika 49: Vplivna površina v pogledu za zidove PY5 in PY6



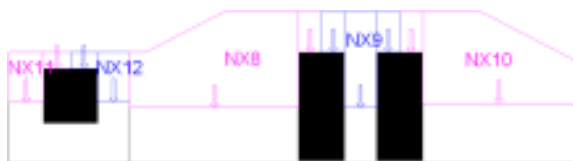
Slika 50: Vplivna površina v pogledu za zidove PY7 in PY8



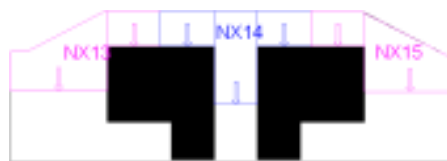
Slika 51: Vplivna površina v pogledu za zidove NX1, NX2, NX3, NX4 in NX5



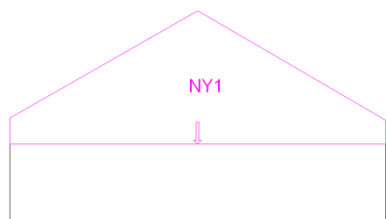
Slika 52: Vplivna površina v pogledu za zidove NX6 in NX7



Slika 53: Vplivna površina v pogledu za zidove NX8, NX9, NX10, NX11, NX12



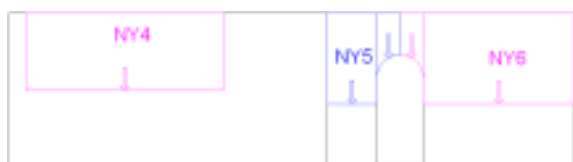
Slika 54: Vplivna površina v pogledu za zidove NX13, NX14 in NX15



Slika 55: Vplivna površina v pogledu za zid NY1



Slika 56: Vplivna površina v pogledu za zidove NY2 in NY3



Slika 57: Vplivna površina v pogledu za zidove NY4, NY5 in NY6



Slika 58: Vplivna površina v pogledu za zidove NY7 in NY8

6.6.3 Osa obremenitev v posameznem elementu

Končne vertikalne obremenitve v pritličju in nadstropju so podane v preglednicah 19 in 20. Uporabljene so zgoraj prikazane vplivne površine ter vplivne površine v pogledu. Na primeru elementa PX1 je prikazano, kako smo določili vertikalno obremenitev v vsakem elementu.

Na sliki 43 je prikazano, kako se prenaša obtežba zgornjih zidov na element PX1. Nanj deluje celotna obtežba zidov NX1, NX2 in NX3, polovica njegove lastne teže zidu ter ustrezni parapeti. Iz preglednice 19, lahko razberemo vplivne površine v pogledu vseh omenjenih elementov, ki imajo lahko različno debelino. Na podlagi teh površin je izračunana osna sila zaradi prispevka vseh zidov nad obravnavanim elementom:

$$N_{zidovi} = A_{opeka(d=0,3m)} \cdot 0,3 m \cdot \gamma_{OZ} + A_{ytong} \cdot 0,2 m \cdot \gamma_{AER}$$

$$N_{zidovi} = 9,7 m^2 \cdot 0,3 m \cdot 18 kN/m^2 + 4,2 m^2 \cdot 0,2 m \cdot 4,4 kN/m^2 = 56 kN$$

Prispevek osne sile zaradi stropov nad elementom se odčita iz slike 41, kjer razberemo vplivno površino, ki vpliva na element, ter jo tako določimo:

$$N_{strop} = A_{strop,pt} \cdot (g_{strop,pt} + \psi_2 \cdot q_{strop,pt}) + A_{balkon} \cdot (g_{balkon} + \psi_2 \cdot q_{balkon})$$

$$N_{strop} = 4,7 \text{ m}^2 \cdot \left(\frac{5,3 \text{ kN}}{\text{m}^2} + \frac{0,15 \cdot 2 \text{ kN}}{\text{m}^2} \right) + 3,5 \text{ m}^2 \cdot \left(4,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \frac{0,15 \cdot 2 \text{ kN}}{\text{m}^2} \right) = 42 \text{ kN}$$

Prispevek strehe k osni sili elementa je odvisen od tega kateri element se nahaja nad njim. Ker vemo da nad njim delujejo elementi NX1, NX2 ter NX3, lahko seštejemo njihov prispevek zaradi strehe, ter predpostavimo, da delujejo na element PX1. Iz slike 42 tako razberemo pripadajoče vplivne površine ter dobimo:

$$N_{streha} = A_2(NX1, NX2, NX3) \cdot g_2 = (1,5 + 1,7 + 6,6) \text{ m}^2 \cdot 1,65 \text{ kN/m}^2 = 16 \text{ kN}$$

Skupna osna sila v elementu NX1 je torej:

$$N_d = N_{zidovi} + N_{strop} + N_{streha} = 56 \text{ kN} + 42 \text{ kN} + 16 \text{ kN} = 114 \text{ kN}$$

Preglednica 19: Vertikalna obremenitev v pritličju, ki odpade na posamezen zid

	strop nad pritličjem			zidovi				streha	skupaj
	Astrop (m ²)	Abalk. (m ²)	Nd (kN)	Aopeka (d=0,2m)	Aopeka (d=0,3m)	Aytong (d=0,2m)	Nd (kN)	Nd (kN)	Nd (kN)
PX1	4,7	3,5	42	0	9,7	4,2	56	16	114
PX2	3,6	3,1	34	0	8,9	0	48	8	90
PX3	3,0	2,0	26	0	6,4	0	35	6	67
PX4	2,5	0	14	2,2	0	0	8	0	22
PX5	7,5	0	42	19,5	0	0	70	13	126
PX6	5,9	0	33	9,1	0	0	33	10	76
PX7	7,7	0	43	13,4	0,3	1,2	51	14	108
PX8	2,1	0	12	3,7	0	0	13	2	27
PX9	7,4	0	42	11,9	0	0	43	13	98
PX10	1,0	0	6	0	1,4	2,4	10	4	20
PX11	3,4	1,9	28	7,3	0	0	26	10	64
PX12	3,9	3,3	37	8,1	0	0	29	8	73
PX13	3,3	2,1	28	7,0	0	0	25	10	63
PY1	1,5	0	8	0	2,4	6,6	19	6	33
PY2	3,1	0,7	21	0	6,7	15,3	50	15	85
PY3	4,1	0	23	0	14,5	0	78	10	111
PY4	10,9	0	61	0	18,4	0	99	26	186
PY5	6,7	0	37	14,8	0	0	53	14	104
PY6	10,1	0	57	16,8	0	0	76	20	152
PY7	3,1	0	17	0	16,4	0	89	10	116
PY8	3,6	0	20	0	17,8	0	96	12	129
Skupaj:	99,3	16,6	631	113,8	102,8	29,8	1006	228	1865

Preglednica 20: Vertikalna obremenitev v 1. nadstropju, ki odpade na posamezen zid

	zidovi				streha + strop		skupaj
	Aopeka (d=0,2m)	Aopeka (d=0,3m)	Aytong (d=0,2m)	Nd (kN)	A2 (m ²)	Nd (kN)	Nd (kN)
NX1	0	0	0,7	1	1,5	3	3
NX2	0	0	1,0	1	1,7	3	4
NX3	0	3,5	0	19	6,6	11	30
NX4	0	3,2	0	17	5,1	8	25
NX5	0	1,9	0	10	3,9	6	17
NX6	7,7	0	0	28	8,0	13	41
NX7	3,4	0	0	12	5,9	10	22
NX8	5,1	0	0	18	8,4	14	32
NX9	1,7	0	0	6	1,5	2	9
NX10	4,4	0	0	16	8,0	13	29
NX11	0	0	0,7	1	1,6	3	3
NX12	0	0	0,7	1	1,1	2	2
NX13	0	2,5	0	14	6,1	10	24
NX14	0	2,7	0	14	4,6	8	22
NX15	0	2,4	0	13	5,9	10	23
NY1	0	0	11,0	10	13,0	21	31
NY2	0	4,0	0	22	5,8	10	31
NY3	0	5,7	0	31	15,6	26	57
NY4	5,0	0	0	18	8,4	14	32
NY5	1,8	0	0	8	2,1	3	12
NY6	4,9	0	0	22	10,2	17	39
NY7	4,9	0	0	18	6,1	10	28
NY8	5,7	0	0	21	7,4	12	33
Skupaj:	44,6	25,9	14,2	319	138,5	228	547

Pri skupni masi posamezne etaže konstrukcije je bila opravljena tudi naslednja hitra kontrola vmesnih rezultatov. Mase, ki smo jih uporabili za izračun celotne potresne sile smo preverjali s skupno osno obremenitvijo v vsaki etaži:

$$N_{(m_{Ed})} = \frac{m_{Ed1} + m_{Ed2}}{g} \approx N_{d,pt}$$

$$N_{(m_{Ed})} = \frac{145,5 \text{ t} + 58,4 \text{ t}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 2000 \text{ kN} \approx 1865 \text{ kN}$$

$$N_{(m_{Ed2})} = \frac{m_{Ed2}}{g} \approx N_{d,1.nad}$$

$$N_{(m_{Ed2})} = \frac{58,4 \text{ t}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 573 \text{ kN} \approx 547 \text{ kN}$$

Razlika se pojavi, zato ker smo pri masah za določevanje potresne sile, upoštevali 20% povečanje mase zidov zaradi parapetov in preklad, in njihovega vpliva nismo računali kot v

primeru vertikalne obremenitve. Izkaže se, da je takšna ocena mase parapetov in preklad v našem primeru smiselna, saj dobimo podobne rezultate kot pri točnejšem izračunu.

6.7 Določitev nosilnosti posameznega elementa

Za nosilnost posameznega elementa smo upoštevali enačbe v četrtem poglavju. Uporabljene so bile zgoraj izračunane osne in potresne obremenitve ter materialne karakteristike prikazane v preglednici 21.

Preglednica 21: Materialne karakteristike

	OPEKA	YTONG
f_k (MPa)	3,66	2,5
f_{vko} (MPa)	0,2	0,15
f_{tk} (MPa)	0,2	0,22
E (MPa)	3655	1200
G (MPa)	400	480
γ_M (MPa)	2,25	2,25

Nosilnost posameznega zidu je prikazana v spodnjih preglednicah. Kot je bilo omenjeno že zgoraj, enačb za strižno nosilnost z zdrsom pri povezanem zidovju ne bomo upoštevali, temveč bomo pri takih elementih privzeli nosilnost ekvivalentnega nepovezanega zidu. Izmed treh izračunanih nosilnosti smo dobili minimalno nosilnost, ki smo jo primerjali s potresno obremenitvijo.

6.8 Kontrola potresne odpornosti elementov

Kontrola odpornosti elementa je bila izvedena z razmerjem med minimalno nosilnostjo ter prečno obremenitvijo elementa.

$$\frac{H_{Ed}}{\min(H_{Rd})} \leq 1,0 \quad (6.3)$$

Če je bila obremenitev večja od nosilnosti, zid ne zdrži obremenitve in odpove. V tem primeru lahko pride do prerazporeditve prečne sile po posameznih zidovih, če so pri tem izpolnjeni ravnotežni pogoji in prerazporeditev prečne sile ne vpliva neugodno na stropne konstrukcije. Pri tem se prečna sila v nobenem elementu ne sme niti zmanjšati za več kot 15%, niti povečati za več kot eno tretjino njene prvotne vrednosti (EC8).

Preglednica 22: Nosilnost posameznega elementa v pritličju

ZID	l (m)	t (m)	h (m)	Nd (kN)	Fd (kN)	Tip zidu	ZID	Aw (m ²)	σd (MPa)	fvd (MPa)	STRIG			UPOGIB		Merodajno		Kontrola					
											Hzdrs (kN)	h/l	b	Hdiag (kN)	α	Hupogib (kN)	ZID	H _{Ed} (kN)	H _{Rd} (kN)	H _{Ed} / H _{Rd}	PORUŠITEV		
PX1	3,08	0,30	1,75	114	121	nepov.	OZ	0,92	0,055	0,111	61	0,57	1,10	95	0,5	386	PX1	DIAG.R.	95	121	1,28	DIAG.R.	/
PX2	2,63	0,30	1,40	90	130	nepov.	OZ	0,79	0,051	0,109	51	0,53	1,10	80	0,5	327	PX2	DIAG.R.	80	130	1,63	DIAG.R.	/
PX3	1,80	0,30	2,00	67	56	nepov.	OZ	0,54	0,055	0,111	23	1,11	1,31	47	0,5	116	PX3	DIAG.R.	47	56	1,20	DIAG.R.	/
PX4	1,70	0,20	2,60	22	23	pov.	OZ	0,34	0,029	0,100	70	1,53	1,50	23	0,5	202	PX4	DIAG.R.	23	23	1,01	DIAG.R.	/
PX5	3,70	0,20	2,05	126	79	nepov.	OZ	0,74	0,075	0,119	61	0,55	1,10	81	0,5	429	PX5	DIAG.R.	81	79	0,97	/	OK
PX6	2,15	0,20	2,33	76	37	nepov.	OZ	0,43	0,078	0,120	24	1,08	1,29	41	0,5	132	PX6	DIAG.R.	41	37	0,90	/	OK
PX7	3,10	0,20	2,10	108	66	nepov.	OZ	0,62	0,077	0,120	46	0,68	1,10	69	0,5	301	PX7	DIAG.R.	69	66	0,96	/	OK
PX8	0,60	0,20	2,33	27	6	nepov.	OZ	0,12	0,102	0,130	3	3,88	1,50	10	0,5	13	PX8	DIAG.R.	10	6	0,55	/	OK
PX9	2,60	0,20	2,33	98	48	nepov.	OZ	0,52	0,084	0,122	35	0,89	1,20	54	0,5	206	PX9	DIAG.R.	54	48	0,89	/	OK
PX10	0,80	0,30	2,05	20	12	nepov.	OZ	0,24	0,037	0,104	3	2,56	1,50	17	0,5	15	PX10	UPOGIB	15	12	0,77	/	OK
PX11	1,65	0,30	2,00	64	53	nepov.	OZ	0,50	0,058	0,112	20	1,21	1,36	42	0,5	101	PX11	DIAG.R.	42	53	1,27	DIAG.R.	/
PX12	2,25	0,30	1,40	73	116	nepov.	OZ	0,68	0,048	0,108	38	0,62	1,10	68	0,5	227	PX12	DIAG.R.	68	116	1,71	DIAG.R.	/
PX13	1,60	0,30	2,00	63	51	nepov.	OZ	0,48	0,058	0,112	19	1,25	1,38	40	0,5	96	PX13	DIAG.R.	40	51	1,28	DIAG.R.	/
PY1	1,60	0,30	1,80	33	48	nepov.	OZ	0,48	0,030	0,101	12	1,13	1,31	38	0,5	57	PY1	DIAG.R.	38	48	1,29	DIAG.R.	/
PY2	4,30	0,30	2,25	85	116	pov.	OZ	1,29	0,029	0,101	57	0,52	1,10	120	0,5	718	PY2	DIAG.R.	120	116	0,97	/	OK
PY3	4,20	0,30	2,38	111	105	pov.	OZ	1,26	0,039	0,105	65	0,57	1,10	122	0,5	701	PY3	DIAG.R.	122	105	0,86	/	OK
PY4	4,85	0,30	2,38	186	123	pov.	OZ	1,46	0,057	0,112	107	0,49	1,10	151	0,5	944	PY4	DIAG.R.	151	123	0,82	/	OK
PY5	3,60	0,20	2,60	104	54	pov.	OZ	0,72	0,064	0,115	46	0,72	1,11	76	0,5	547	PY5	DIAG.R.	76	54	0,72	/	OK
PY6	4,50	0,25	2,60	152	88	pov.	OZ	1,13	0,060	0,113	78	0,58	1,10	118	0,5	754	PY6	DIAG.R.	118	88	0,75	/	OK
PY7	4,60	0,30	2,40	116	128	pov.	OZ	1,38	0,037	0,104	73	0,52	1,10	133	0,5	773	PY7	DIAG.R.	133	128	0,97	/	OK
PY8	4,90	0,30	2,40	129	137	pov.	OZ	1,47	0,039	0,104	84	0,49	1,10	142	0,5	848	PY8	DIAG.R.	142	137	0,96	/	OK

Preglednica 23: Nosilnost posameznega elementa v nadstropju

ZID	l (m)	t (m)	h (m)	Nd (kN)	Fd (kN)	Tip zidu	ZID	Aw (m ²)	σd (MPa)	fvd (MPa)	STRIG			UPOGIB		ZID	Merodajno		Kontrola				
											Hzdrs (kN)	h/l	b	Hdiag (kN)	α		Hupogib (kN)	Hrd (kN)	HEd (kN)	H _{Ed} / H _{Rd}	PORUŠITEV		
NX1	0,65	0,20	1,53	3	2	nepov.	AER	0,13	0,011	0,071	0,7	2,35	1,50	6	1	0,7	NX1	UPOGIB	1	2	2,92	UPOGIB	/
NX2	0,60	0,20	1,53	4	2	nepov.	AER	0,12	0,013	0,072	0,7	2,54	1,50	6	1	0,7	NX2	UPOGIB	1	2	2,80	UPOGIB	/
NX3	2,30	0,30	2,29	30	43	nepov.	OZ	0,69	0,019	0,097	13	0,99	1,25	54	1	15	NX3	ZDRS	13	43	3,31	ZDRS	/
NX4	1,40	0,30	1,75	25	20	nepov.	OZ	0,42	0,027	0,100	9	1,25	1,38	31	1	10	NX4	ZDRS	9	20	2,17	ZDRS	/
NX5	1,40	0,30	2,20	17	20	nepov.	OZ	0,42	0,018	0,096	4,9	1,57	1,50	27	1	5,3	NX5	ZDRS	5	20	4,03	ZDRS	/
NX6	4,70	0,20	2,24	41	71	pov.	OZ	0,94	0,019	0,097	33	0,48	1,10	84	1	182	NX6	ZDRS	33	71	2,17	ZDRS	/
NX7	2,15	0,20	2,24	22	24	nepov.	OZ	0,43	0,023	0,098	9	1,04	1,27	34	1	10	NX7	ZDRS	9	24	2,67	ZDRS	/
NX8	3,15	0,20	2,24	32	42	nepov.	OZ	0,63	0,023	0,098	18	0,71	1,11	57	1	22	NX8	ZDRS	18	42	2,36	ZDRS	/
NX9	0,60	0,20	2,05	9	1	nepov.	OZ	0,12	0,032	0,102	1,2	3,42	1,50	8	1	1,2	NX9	ZDRS	1	1	0,78	/	OK
NX10	2,55	0,20	2,20	29	32	nepov.	OZ	0,51	0,025	0,099	14	0,86	1,18	43	1	16	NX10	ZDRS	14	32	2,31	ZDRS	/
NX11	0,65	0,20	1,53	3	2	nepov.	AER	0,13	0,011	0,071	0,7	2,35	1,50	8	1	0,7	NX11	UPOGIB	1	2	2,55	UPOGIB	/
NX12	0,60	0,20	1,53	2	1	nepov.	AER	0,12	0,009	0,070	0,5	2,54	1,50	7	1	0,5	NX12	UPOGIB	0	1	3,00	UPOGIB	/
NX13	1,80	0,30	1,91	24	35	nepov.	OZ	0,54	0,020	0,097	10	1,06	1,28	41	1	11	NX13	ZDRS	10	35	3,53	ZDRS	/
NX14	0,80	0,30	2,15	22	3	nepov.	OZ	0,24	0,041	0,105	3,7	2,69	1,50	17	1	4,0	NX14	ZDRS	4	3	0,84	/	OK
NX15	1,70	0,30	1,87	23	39	nepov.	OZ	0,51	0,020	0,097	9	1,10	1,30	38	1	10	NX15	ZDRS	9	39	4,36	ZDRS	/
NY1	7,25	0,20	3,02	31	50	pov.	AER	1,45	0,010	0,070	30	0,42	1,10	123	1	205	NY1	ZDRS	30	50	1,68	ZDRS	/
NY2	3,90	0,30	2,05	31	52	pov.	OZ	1,17	0,012	0,094	25	0,53	1,10	101	1	155	NY2	ZDRS	25	52	2,09	ZDRS	/
NY3	5,60	0,30	2,05	57	79	pov.	OZ	1,68	0,015	0,095	59	0,37	1,10	147	1	243	NY3	ZDRS	59	79	1,33	ZDRS	/
NY4	3,60	0,20	2,80	32	19	pov.	OZ	0,72	0,020	0,097	17	0,78	1,14	62	1	108	NY4	ZDRS	17	19	1,13	ZDRS	/
NY5	0,90	0,25	2,32	12	2	nepov.	OZ	0,23	0,023	0,098	2,1	2,58	1,50	15	1	2,2	NY5	ZDRS	2	2	0,82	/	OK
NY6	2,75	0,25	2,32	39	19	nepov.	OZ	0,69	0,025	0,099	19	0,84	1,17	59	1	23	NY6	ZDRS	19	19	0,99	/	OK
NY7	4,45	0,30	1,90	28	64	pov.	OZ	1,34	0,009	0,093	28	0,43	1,10	113	1	191	NY7	ZDRS	28	64	2,29	ZDRS	/
NY8	5,20	0,30	1,90	33	76	pov.	OZ	1,56	0,009	0,093	37	0,37	1,10	133	1	229	NY8	ZDRS	37	76	2,07	ZDRS	/

6.9 Kontrola potresne odpornosti stavbe kot celote

Potresno odpornost objekta v brez dimenzionalni obliki izraža koeficient potresne odpornosti objekta SRC_u .

$$SRC_u = \frac{H_{tot,u}}{G_{tot}} \quad (6.4)$$

kjer je:

SRC_u mejni (idealizirani) koeficient potresne odpornosti objekta,

$H_{tot,u}$ izračunana potresna nosilnost objekta, ki je vsota vseh nosilnosti zidov v obravnavani smeri in etaži,

G_{tot} teža objekta nad obravnavanim prerezom.

V EC8 je potresna obtežba izražena v obliki brez dimenzionalnega koeficienta mejne računske prečne sile BSC_u :

$$BSC_u = \frac{\sum V_{Ed,u}}{G_{tot}} \quad (6.5)$$

kjer je:

BSC_u koeficient računske prečne sile,

$V_{Ed,u}$ potresna sila v obravnavani etaži,

G_{tot} teža objekta nad obravnavanim prerezom.

Iz zgornjih dveh izrazov pa lahko zapišemo naslednjo enačbo za preverjanje potresne odpornosti:

$$SRC_u \geq BSC_u \quad (6.6)$$

Spodaj je prikazana potresna odpornost stavbe v posamezni smeri in obravnavanem prerezu.

Preglednica 24: Odpornost stavbe v pritličju

	SRC		BSC
x smer	0,36	<	0,43
y smer	0,48	>	0,43

Preglednica 25: Odpornost stavbe v nadstropju

	SRC		BSC
x smer	0,23	<	0,62
y smer	0,40	>	0,66

6.10 Komentar in ugotovitev

EC8 dopušča prerazporeditev prečne sile po posameznih zidovih (Beg in Pogačnik (ur.), 2009), če so pri tem izpolnjeni ravnotežni pogoji in prerazporeditev prečne sile ne vpliva neugodno na stropne konstrukcije. Pri tem se prečna sila v nobenem elementu ne sme niti zmanjšati za več kot 15%, niti povečati za več kot eno tretjino njene prvotne vrednosti. To je zelo poenostavljen način prerazporeditve, saj s tem le ocenimo ali je potresna odpornost stavbe kot celote ustrezna ali ne.

V pritličju so rezultati za strižno nosilnost z zdrsom sicer prikazani, vendar pa jih nismo upoštevali kot merodajno, saj praksa kaže da se v pritličju redko zgodi, da se zid poruši z zdrsom. Pri večini zidov v pritličju je merodajen strig z diagonalnimi razpokami. Dejstvo je, da je zaradi povezanih zidov v y smeri nosilnost konstrukcije večja kot v x smeri, zato je kritičen potres v x smeri. Račun pokaže, da je nosilnost konstrukcije v y smeri malo večja od obremenitve, kar po naši metodologiji predstavlja ustrezno varnost. Nasprotno ugotovimo za x smer. Največje razmerje med obremenitvijo in nosilnostjo v pritličju se pojavi za zidova PX2 in PX12. Pri ostalih zidovih, katerim je odpornost presežena za 30% ali manj, predpostavimo, da se potresna sila prerazporedi po ostalih elementih toliko, da odpornost ne bo presežena.

7 ZAKLJUČKI

V prvem delu diplomske naloge je bilo teoretično razloženo, kako se po standardih EC6 in EC8 določi potresna sila etaže za zidano stavbo, ter kako se izračuna nosilnost povezanega oz. nepovezanega zidu. Uporabljeni so bili trije porušni mehanizmi: strižna nosilnost, ki se nanaša na diagonalne razpoke, strižna nosilnost z zdrsom, ter upogibna nosilnost. Za vsako nosilnost posebej smo prikazali kako se določi za povezan oziroma za nepovezan zid.

V drugem delu smo enačbe, ki smo jih prikazali v četrtem poglavju dejansko uporabili, na konkretnem primeru zidu. Prikazali smo, kako se določi nosilnost zidu za vse tri porušne mehanizme. Za primer je bil izbran zid, ki je v kasnejšem primeru računa odpornosti stanovanjske hiše označen s PY7. V izračunu je omenjen zid prikazan na dva načina, in sicer kot povezan ter nepovezan element. S tem primerom smo želeli pokazati kakšen vpliv imajo vezi na nosilnost zidu ter oceniti uporabnost enačb za določitev nosilnosti zidu.

Pri strižni nosilnosti z zdrsom, je bilo ugotovljeno da enačba izkazuje dokaj smiselne rezultate, kadar je prečna sila zaradi potresa sorazmerno manjša od osne sile. V primeru, ko je prečna sila večja ali podobna kot osna sila v zidu, pa smo pokazali, da so rezultati za strižno nosilnost zaradi zdrsa nesmiselni. Problem se pojavi zaradi napačne določitve dolžine tlačenege dela zidu. Glede na uporabljeno metodologijo, se nosilnost vedno izračuna za stanje, ko je potresna sila maksimalna. To se za določene primere izkaže, da je neprimerno. Dejstvo je, da prečna sila ni konstanta med potresom, prav tako se zaradi spreminjanja prečne sile spreminja tudi tlačna cona v zidu. Zato je bolj pravilno, da tlačno cono določimo za primer, ko je nosilnost zidu enaka obremenitvi, kar ustreza stanju, ko se pojavi zdrs. Za takšen račun je potreben iterativen postopek, saj je nosilnost odvisna od obremenitve. S tem postopkom smo ugotovili, kolikšna je minimalna prečna sila, ki jo zid še lahko prevzame. Ta sila je bila enaka nosilnosti zidu.

Pri povezanih zidovih smo se spopadli s podobnim problemom, saj se je osna obremenitev razdelila v razmerju togosti. Dejstvo je, da je zid dobil tedaj precej manjšo osno silo zaradi prerazporeditve sile na armiranobetonske vezi. Logično gre za pričakovati da bo zid imel nekoliko manjšo nosilnost, kot v primeru nepovezanega zidu, zato smo pričakovali, da bodo vezi to izboljšale in da bo nosilnost povezanega zidu večja od nepovezanega. V našem primeru se zgodi ravno obratno, saj se je izkazalo, da je računski nosilnost povezanega zidu

manjša od računske nosilnosti nepovezanega zidu. Takšen rezultat se nam ni zdel smiseln, zato smo za določitev strižno nosilnost proti zdrsu uporabili enačbe za nepovezano zidovje, ne glede na to ali je bil zid povezan ali ne.

Pri ostalih dveh porušnih mehanizmih podobnih problemov ni bilo. Pri strižni nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok smo uporabili enačbe samo za nepovezan zid, saj enačb za povezano zidovje ni. Ker vemo, da betonske vezi povečajo nosilnost, smo ostali na varni strani, ko smo za povezan zid uporabili enačbe za nepovezan zid. Za upogibno nosilnost smo pri povezanem zidu, uporabili enačbe za armirano namesto povezano zidovje. S tem smo na varni strani, saj daje enačba za povezano zidovje zelo visoke vrednosti strižne nosilnosti zaradi faktorja n (razmerja med tlačno trdnostjo betona in zidu).

V zadnjem delu je bila narejena analiza potresne odpornosti tipične zidane stavbe. Za model je bil uporabljen program SAP2000 v.14. S pomočjo programa je bilo mogoče določiti potresno obtežbo v posamezni etaži po metodi horizontalnih sil. Izračunana je bila nosilnost vsakega elementa stavbe, ter na koncu stavbe kot celote. V pritličju so prikazane nosilnosti za mehanizem z zdrsom, vendar pa niso bile upoštevane, saj je to redek pojav v spodnjih etažah. Ugotovili smo, da je kritična x smer, saj je za to smer stavbe nosilnost konstrukcije občutno prenizka v primerjavi s projektnimi potresnimi silami. Rezultati pokažejo, da bi bilo potrebno utrditi vsaj dva zidova, medtem ko so ostali zidovi ali dovolj nosilni ali pa lahko računsko upoštevamo prerazporeditev obremenitve na dodatne, dovolj nosilne zidove.

V našem primeru je nadstropje veliko bolj kritično od pritličja. To se zgodi zato, ker je pri večini zidov v nadstropju merodajen mehanizem z zdrsom, ki ni toliko kritičen kot mehanizem z diagonalnimi razpokami. Dejansko bi v nadstropju na vrhu zidov nastale poškodbe, vendar pa to še ne pomeni da bi nadstropje odpovedalo. V praksi se nadstropje po običajno ne analizira, saj se v večini primerov zidane stavbe rušijo v spodnjih etažah. Ocena potresne odpornosti namreč temelji na tehtanju obremenitve in nosilnost konstrukcije, kar ne odraža dejanskega obnašanja konstrukcije med potresom.

8 VIRI IN LITERATURA

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.

Gostič, S., 2005 Seizmična analiza zidanih stavb in tehnološke rešitve za potresno utrditev. Program usposabljanja projektantov za potresno obnovo. Ljubljana, Gradbeni inštitut ZRMK: 157 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: 110 str.

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

Tomažević, M., Gams, M. 2009. Obnašanje hiš ytong pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik, 2010, št. 6: str. 130-146.

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

Turnšek, V., Sheppard, P. 1980. The shear and flexural resistance of masonry walls. V: Proceedings of the International Research Conference on Earthquake Engineering. Skopje, NIGRO, Naša knjiga: str. 517-573.

SIST EN 1991-1-1: 2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 44 str.

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

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

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

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

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