

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Pekolj, P., 2013. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe v Posočju. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Snoj, J.): 53 str.

University  
of Ljubljana

Faculty of  
*Civil and Geodetic  
Engineering*



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

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

This is original version of final thesis.

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

Pekolj, P., 2013. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe v Posočju. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Snoj, J.): 53 pp.

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

**VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJ  
PRVE STOPNJE  
OPERATIVNEGA  
GRADBENIŠTVA  
MODUL KONSTRUKTIVA**

Kandidat:

**PETER PEKOLJ**

**OCENA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE STAVBE V  
POSOČJU**

Diplomska naloga št.: 33/OG-MK

**SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF  
MASONRY BUILDING IN POSOČJE**

Graduation thesis No.: 33/OG-MK

**Mentor:**

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

**Predsednik komisije:**

doc. dr. Tomo Cerovšek

**Somentor:**

Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.

Ljubljana, 17. 09. 2013

## **STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

**IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani Peter Pekolj izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom: »Ocena potresne odpornosti zidane stavbe v Posočju«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani.

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

Ljubljana, 12. 9. 2013

Peter Pekolj

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

UDK:	624.042.7(043.2)
Avtor:	Peter Pekolj
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.
Naslov:	Ocena potresne odpornosti zidane stavbe v Posočju
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – visokošolski strokovni študij
Obseg in oprema:	53 str., 22 pregl., 41 sl., 55 en.
Ključne besede:	zidana stavba, nepovezано zidovje, strižna in upogibna nosilnost, metoda z vodoravnimi silami, Evrokod 8, ocena potresne odpornosti objekta

### Izveček

Diplomska naloga obsega oceno potresne odpornosti zidane stavbe. Na začetku je predstavljeno obnašanje zidanih objektov na potresno obtežbo. Opisani so značilni porušni mehanizmi zidov. Sledita poglavja, kjer smo opisali določitev potresne obtežbe po standardu Evrokod 8 (EC8) ter mehanskih karakteristik zidov pri čemer smo se mejili le na nepovezано zidovje.

Leta 2004 je območje Posočja prizadel potres z magnitudo 4,9. Potres je poškodoval tudi objekt, ki obravnavamo v diplomski nalogi. Na podlagi tehnične dokumentacije Državne tehnične pisarne (DTP) so bili pripravljene potrebni podatki za izračun nosilnosti zidov ter potresne odpornosti celotne konstrukcije (poglavje 5). Pri izračunih uporabljene definicije in predpostavke so opisane v poglavjih 3 in 4. Izračuni so narejeni po metodi z vodoravnimi silami s pomočjo programov Microsoft Excel in SAP2000.

Analiza potresne odpornosti smo izvedli samo za za pritlično etažo. Rezultat prvega preverjanja odpornosti pokaže, da objekt ne ustreza zahtevam standarda EC8. Pri vseh zidovih je vedno kritičen porušni mehanizem zdrsa, ki pa je v pritlični etaži glede na veliko vertikalno obtežbo malo verjeten. Zato mehanizma porušitve zaradi zdrsa nismo upoštevali pri drugem preverjanju potresne odpornosti. S tem se potresna odpornost celotne konstrukcije v smeri *X* poveča kar za 88 %, v *Y* smeri pa je povečanje 103%, vendar objekt kljub temu ne izpolni zahtevanih pogojev po EC8.

**BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

UDC:	624.042.7(043.2)
Author:	Peter Pekolj
Supervisor:	Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph. D.
Co-supervisor:	Jure Snoj, B. Sc.
Title:	Seismic performance assessment of masonry building in Posočje
Document type:	Graduation Thesis – Higher professional studies
Notes:	53 p., 22 tab., 41 fig., 55 eg.
Key words:	masonry building, unreinforced masonry, shear and flexural resistance, lateral force method, Eurocode 8, seismic performance assessment

**Abstract**

The thesis addresses seismic performance assessment of a masonry building. Firstly, seismic behaviour of masonry buildings is briefly introduced. Described are typical failure mechanisms followed by a chapter presenting the design seismic load according to Eurocode 8 (EC8) and the determination of the resistance of the unreinforced masonry walls based on different failure mechanisms.

An earthquake of magnitude 4.9 struck the Upper Soča Valley in 2004. During the earthquake, masonry building under investigation was also damaged. Data for seismic performance assessment of the masonry building (Chapter 5) were obtained based on the technical documentation provided by National Technical Office (DTP). The resistance of the walls was based on the theoretical background presented in Chapter 3 and Chapter 4. The calculations were made on the basis of horizontal force method using Microsoft Excel and SAP2000.

The seismic performance assessment analysis was performed for the ground floor only. The results of the first verification of the resistance showed that the building is not capable to meet the requirements of the EC8 since the shear slip mechanism controlled the resistance of the ground floor. Based on the empirical evidence such failure mechanism is not likely to occur at the ground floor. Therefore it was not considered in the second iteration of the verification of resistance, which showed the increased resistance of the investigated masonry building for 88% and 103%, respectively, in *X* and *Y* direction. Still, such increased resistance, which was estimated in the second iteration, not fulfil requirement of EC 8.

## **ZAHVALA**

Za strokovno usmerjanje, koristne nasvete in pomoč pri pisanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku in somentorju Juretu Snoju.

Posebna zahvala gre mojima staršema, ki sta mi študij omogočila in mi med njim potrpežljivo stala ob strani.

Hvala moji Mojci za pozitivne misli tekom študija in ker verjame vame.

**KAZALO VSEBINE**

1	UVOD .....	1
2	OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB MED POTRESOM.....	2
2.1	Zidane konstrukcije .....	4
2.2	Obnašanje zidanih stavb v primeru potresne obtežbe .....	6
2.3	Porušni mehanizmi zidov .....	6
2.3.1	Zdrs .....	7
2.3.2	Diagonalne razpoke.....	7
2.3.3	Upogibna porušitev v ravnini zidu .....	8
3	POTRESNA OBTEŽBA PO EC8.....	9
3.1	Metoda z vodoravnimi silami.....	9
3.2	Značilnost tal.....	9
3.3	Projektni pospešek tal.....	10
3.4	Projektni spekter odziva .....	11
3.5	Masa stavbe .....	12
3.6	Celotna prečna sila .....	13
3.6.1	Razporeditev sil.....	15
3.7	Vpliv torzije .....	16
3.8	Kombiniranje potresne obtežbe.....	16
4	NOSILNOST NEPOVEZANEGA ZIDOVJA.....	17
4.1	Materialne in geometrijske karakteristike .....	17
4.1.1	Varnostni faktorji .....	17
4.2	Tlačna trdnost.....	18
4.3	Natezna trdnost.....	18
4.4	Strižna trdnost .....	19
4.5	Modul elastičnosti in strižni modul .....	20
4.6	Strižna nosilnost – zdrs .....	20
4.7	Strižna nosilnost – diagonalne razpoke.....	21
4.8	Upogibna nosilnost.....	22



4.9	Odpornost zidovja .....	23
5	PRIMER: ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE STAVBE.....	25
5.1	Opis objekta.....	25
5.2	Geometrija zidov .....	27
5.2.1	Efektivna višina in dolžina zidov .....	28
5.3	Materialne karakteristike zidovja .....	29
5.3.1	Varnostni faktorji.....	30
5.4	Vertikalna obtežba.....	31
5.4.1	Lastna teža zidov .....	31
5.4.2	Lastna teža horizontalnih nosilnih elementov .....	32
5.4.3	Spremenljiva obtežba .....	33
5.4.4	Vplivne površine .....	34
5.5	Primer izračuna vertikalne obtežbe na zid PX5.....	36
5.6	Račun mase.....	37
5.7	Celotna potresna sila.....	39
5.8	Vpliv torzije.....	40
5.9	Modeliranje pritlične etaže v programu SAP2000 .....	40
5.10	Nosilnost zidovja.....	43
5.10.1	Strižna nosilnost – zdrs.....	43
5.10.2	Strižna nosilnost – diagonalne razpoke .....	44
5.10.3	Upogibna nosilnost .....	45
5.10.4	Merodajna nosilnost .....	45
5.11	Odpornost zidovja .....	46
5.12	Ugotovitve in komentarji.....	49
6	ZAKLJUČEK.....	51
VIRI.....		52

**KAZALO SLIK**

Slika 2.1: Porazdelitev sil v zidnih slopih med potresom (Q-prečna sila, M-upogibni moment, N-osna sila) (Tomažević, 2009: str. 26) .....	2
Slika 2.2: Prerez a) enoslojnega, b) dvoslojnega zidu, c) zidu z votlino (Tomažević, 2009: str. 68) .....	4
Slika 2.3: Zidovje povezano z a) armirano-opečnimi in b) armirano-betonskimi zidnimi vezmi .....	5
Slika 2.4: Armirano zidovje z zalito votlino (Tomažević, 2009: str. 75) .....	5
Slika 2.5: Mehanizem nihanja zidov pri levo) nepovezanem zidovju in desno) zidovju povezanem s togo AB ploščo (Tomažević, 2009: str. 33) .....	6
Slika 2.6: Deformacije stavbe in obremenitve elementov ter poškodbe (Tomažević, 2009: str. 32) .....	6
Slika 2.7: Porušni mehanizem zdrsa .....	7
Slika 2.8: Porušni mehanizem diagonalnih razpok .....	7
Slika 2.9: Porušni mehanizem upogiba v ravnini zidu .....	8
Slika 3.1: Karta projektnega pospeška tal na ozemlju Slovenije s povratno dobo 475 let .....	10
Slika 3.2: Diagram potresne odpornosti ( $F$ – nosilnost, $u$ – pomik) .....	11
Slika 3.3: Elastični in projektni spektri za elastično analizo po EC8 (5% dušenje) .....	12
Slika 3.4: Porazdelitev potresne sile po etažah .....	15
Slika 4.1: Ravnotežje sil v prerezu pri prestrigu .....	21
Slika 4.2: Ravnotežje sil v prerezu pri upogibni porušitvi nepovezanega zidu .....	22
Slika 5.1: Tloris pritličja .....	25
Slika 5.2: Tloris nadstropja .....	26
Slika 5.3: Tloris podstrešja .....	26
Slika 5.4: Prerez A-A .....	27
Slika 5.5: Prerez B-B .....	27
Slika 5.6: Pozicija nosilnih in predelnih zidov v pritličju .....	28
Slika 5.7: Določitev efektivnih višin in dolžin posameznih zidov v X in Y smeri .....	29
Slika 5.8: 1 m <sup>2</sup> zidu debeline 0,29 m in 0,19 m .....	31
Slika 5.9: Konstrukcijski sklop stopnišnega podesta v višini etaže (etažni podest) .....	32
Slika 5.10: Konstrukcijski sklop balkona in vmesnega stopnišnega podesta .....	32
Slika 5.11: Konstrukcijski sklop rebričastega stropa .....	33
Slika 5.12: Konstrukcijski sklop stopnic .....	33
Slika 5.13: Vplivne površine za izračun obtežbe zaradi lastne teže nosilnih sten v X smeri in pozicija strešnih leg .....	34
Slika 5.14: Vplivne površine za izračun obtežbe zaradi lastne teže nosilnih sten v Y smeri .....	34
Slika 5.15: Vplivne površine za izračun obtežbe na zidove zaradi koristne obtežbe in stropa nad pritličjem .....	35

Slika 5.16: Vplivne površine za izračun obtežbe na zidove zaradi koristne obtežbe in stropa nad nadstropjem .....	35
Slika 5.17: Vplivne površine strehe.....	36
Slika 5.18: Površine konstrukcijskih sklopov v obeh upoštevanih etažah .....	37
Slika 5.19: Površina nosilnih sten v <i>X</i> smeri, ki se upošteva pri računu etažnih mas .....	38
Slika 5.20: Površina nosilnih sten v <i>Y</i> smeri, ki se upošteva pri računu etažnih mas.....	38
Slika 5.21: Poenostavljen prikaz upoštevanih etažnih mas .....	38
Slika 5.22: Projektni spekter odziva za obravnavano lokacijo objekta .....	39
Slika 5.23: Definiranje materiala osrednjega dela zidu in togega odseka .....	41
Slika 5.24: Podajanje faktorjev modifikacije za zidove v <i>X</i> in <i>Y</i> smeri.....	41
Slika 5.25: Podajanje sten kot linijskih elementov .....	42
Slika 5.26: Potresna obtežba v <i>X</i> smeri prikazana na 3D modelu pritlične etaže.....	42

**KAZALO PREGLEDNIC**

Preglednica 2.1: Stopnja poškodb pri zidanih zgradbah .....	3
Preglednica 2.2: EMS-98 lestvica – kratka verzija .....	3
Preglednica 3.1: Zveza med faktorjem pomembnosti in povratno dobo potresa za ozemlje Slovenije ..	9
Preglednica 3.2: Tipi tal .....	9
Preglednica 3.3: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji .	10
Preglednica 3.4: Vrsta gradnje in zgornja meja faktorja obnašanja .....	12
Preglednica 3.5: Vrednosti za $\varphi$ račun $\Psi_{E,i}$ .....	13
Preglednica 3.6: Kategorije površin in pripadajoči faktorji $\Psi_2$ .....	13
Preglednica 4.1: Varnostni faktor za material $\gamma'_M$ po EC6-1 .....	17
Preglednica 4.2: Faktorji zaupanja $CF_m$ .....	18
Preglednica 4.3: Vrednosti $K$ za opečne zidake ter malte za splošno uporabo .....	18
Preglednica 4.4: Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja $f_{vk0}$ .....	20
Preglednica 5.1: Prostorninska teža zidovja .....	32
Preglednica 5.2: Izračun obtežbe stopniščenega podesta v višini etaže .....	32
Preglednica 5.3: Izračun obtežbe balkona in vmesnega stopniščenega podesta .....	32
Preglednica 5.4: Izračun obtežbe rebričastega stropa .....	33
Preglednica 5.5: Izračun obtežbe stopnic .....	33
Preglednica 5.6: Izračun obtežbe strehe .....	33
Preglednica 5.7: Vrednosti upoštevanih koristnih obtežb .....	34
Preglednica 5.8: Posamezne sile na posamezne zidove v $X$ smeri in prispevek naključne torzije .....	43
Preglednica 5.9: Potresne sile na posamezne zidove v $Y$ smeri in prispevek naključne torzije .....	43
Preglednica 5.10: Rezultati potresne analize posameznih zidov .....	47

»Ta stran je namenoma prazna.«

## 1 UVOD

Zidana konstrukcija je v našem geografskem okolju najbolj razširjen tip nosilne vertikalne konstrukcije za večino enodružinskih hiš, sakralnih objektov in drugih objektov pomembnih za kulturno dediščino. Pri enodružinskih hišah gre najpogosteje za enojni oz. enoslojni zid pri katerem je notranja stran ometana, zunanja pa zaščiten s toplotno izolacijo in fasadnim premazom. To velja tako za novogradnje kot že obstoječe objekte s to razliko, da pri novogradnjah zid poleg malte sestavljajo betonski ali opečni modularni bloki polnega ali votlega prereza, pri starejših objektih pa sta ta gradnika zamenjana z oblikovanim naravnim kamnom.

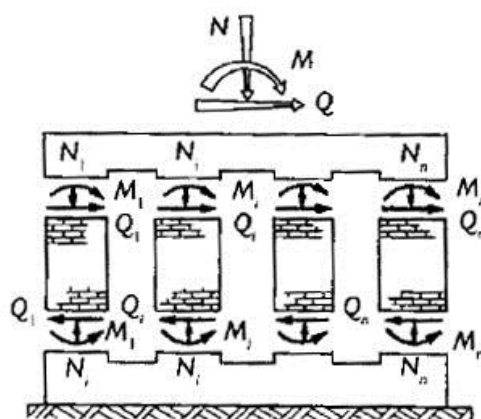
Ozemlje Slovenije je potresno dejavno območje, zato je načrtovanje potresne odpornosti objektov pomembno. Glede na poročilo Agencije Republike Slovenije za kmetijstvo in okolje (2012) se je leta 2011 na območju Slovenije zgodilo približno 150 lokalnih potresov mesečno, vendar je bila večina teh tako šibkih, da jih ljudje niso zaznali. Nekaj potresov običajno doseže vrednost magnitude med 2,5 – 3. Za daljše obdobje se pričakujejo tudi močnejši potresi, katerim smo bili priča ne tako dolgo nazaj (Posočje 1998 in 2004).

Z letom 2008 je pri nas začel veljati predpis, s katerim je uporaba standardov družine Evrokod obvezna. Na zidane konstrukcije se navezujeta dva standarda, Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij in Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij. Standarda omogočata kontrolo ali načrtovanje potresne odpornosti z različnimi metodami katerih izbira je odvisna od kompleksnosti in pomembnosti objekta. Za praktično preverjanje potresne odpornosti enostavnih zidanih stavb je ustrezna metoda s horizontalnimi silami, ki jo v primeru uporabimo za določitev obremenitve sten zaradi projektne potresne obtežbe. Izračuni primera so narejeni skladno z navodili in priporočili Evrokodov, vendar ne v celoti. Določeni deli izračunov so privzeti po literaturi prof. Mihe Tomaževiča, Potresno odporne zidane stavbe (2009), v kateri tudi opozarja na neskladja nekaterih delov zahtev Evrokodov in jih tudi argumentira z rezultati preiskav.

Na začetku teoretičnega dela diplome smo opisali obnašanje zidanih stavb med samim potresom in predstavili mehanizme porušitve oz. poškodb do katerih lahko pride. Sledi opis izračuna potresne obremenitve po EC8. V poglavju, ki obravnava nosilnost zidovja, so navedeni postopki izračunov strižne in upogibne nosilnosti. Za tem pa je definirana potresna odpornost zidu in odpornost konstrukcije kot celote. V drugem delu diplomske naloge smo ocenili potresno odpornost obstoječega zidanega objekta, ki je bil poškodovan med potresom v Posočju leta 2004.

## 2 OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB MED POTRESOM

Med potresom so stavbe podvržene gibanju tal. Do gibanja lahko pride v vseh smereh prostora. Gibanje je odvisno od vztrajnostnih sil, sile zaradi viskoznega dušenja, notranjih sil in zunanje obtežbe (Slika 2.1), ki je odvisna od pospeška tal in mase konstrukcije. Zaradi gibanja tal, mora konstrukcija poleg vertikalne obtežbe, katera je prisotna vseskozi, prevzeti tudi novonastalo horizontalno potresno silo, ki povzroča dodatne strižne in upogibne napetosti. V splošnem potres povzroča tudi dodatne vplive v vertikalni smeri, ki pa jih običajno v oceni potresne odpornosti konstrukcije zanemarimo.



Slika 2.1: Porazdelitev sil v zidnih slopih med potresom (Q-prečna sila, M-upogibni moment, N-osna sila)  
(Tomažević, 2009: str. 26)

Zidovi lahko prevzamejo nase določeno velikost obtežbe in je njihovo obnašanje še vedno v elastičnem območju. V tem primeru se konstrukcija obnaša linearno elastično. Ko pa je mejna velikost obtežbe elastičnega območja presežena, pa preide v območje plastičnega obnašanja. Takrat se v konstrukciji pojavijo poškodbe. Na poškodovanih delih stavbe pride do sipanja energije, ki se ustvarja med potresom.

V pomoč ocenjevanju popotresnega stanja na zidanih stavbah je bila narejena klasifikacija poškodb na le teh (Preglednica 2.1). Na osnovi te razvrstitve se poda intenziteta potresa po evropski makroseizmični lestvi – EMS-98 (Preglednica 2.2). Poškodbe so razvrščene v 5 stopenj, kjer so pri 1. zanemarljive, v 5. pa je konstrukcija popolnoma oz. skoraj popolnoma porušena (Preglednica 2.2). Ocena intenzitete potresa po EMS-98 je sestavljena iz treh delov. V prvem se ocenjuje vpliv na ljudi, v drugem vpliv na premikanje in prevračanje predmetov ter pohištva, v tretjem pa že omenjene poškodbe.

Preglednica 2.1: Stopnja poškodb pri zidanih zgradbah

(vir: <http://www.sos112.si/slo/tdocs/ujma/2006/motnikar.pdf>, pridobljeno 16.8.2013)

	<p><b>1. stopnja OBJEKT JE UPORABEN</b>  <b>Poškodovanost je zanemarljiva do neznatna</b> (na sami konstrukciji ni poškodb): nastanek lasastih razpok, odpadejo le manjši kosi ometa, pri manjšem številu zgradb je opaziti odpadanje majavih kamnov iz zgornjega dela objekta. Pri teh poškodbah je objekt uporaben.</p>
	<p><b>2. stopnja OBJEKT JE UPORABEN</b>  <b>Poškodovanost je zmerna</b> (konstrukcija je neznatno poškodovana, nekonstrukcijski (nenosilni) deli so srednje močno poškodovani): na mnogih zidovih so razpoke, dokaj veliki kosi ometa odpadejo, deli dimnikov se porušijo. Pri teh poškodbah je objekt uporaben.</p>
	<p><b>3. stopnja OBJEKT JE ZAČASNO NEUPORABEN</b>  <b>Poškodovanost je znatna do velika</b> (konstrukcija je zmerno poškodovana, nekonstrukcijski deli so močno poškodovani): na večini zidov so široke in velike razpoke, zdrs opečnih in skrilastih strešnikov, dimniki se odlomijo v višini strehe. Pri teh poškodbah je objekt začasno neuporaben.</p>
	<p><b>4. stopnja OBJEKT JE ZAČASNO NEUPORABEN</b>  <b>Poškodovanost je zelo velika</b> (velike poškodbe konstrukcije, zelo velike poškodbe na nekonstrukcijskih delih): resne porušitve zidov, delna porušitev konstrukcije. Pri teh poškodbah je objekt začasno neuporaben.</p>
	<p><b>5. stopnja OBJEKT JE NEUPORABEN</b>  <b>Uničenje</b> (zelo velika poškodovanost konstrukcije): popolna ali skoraj popolna porušitev. Pri teh poškodbah je objekt neuporaben.</p>

Preglednica 2.2: EMS-98 lestvica – kratka verzija

(vir: <http://www.arso.gov.si/potresi/obvestila%20o%20potresih/EMS.pdf>, pridobljeno 16.8.2013)

EMS-98	Naziv	Značilni učinki (povzeto)
I	Nezaznaven	Ljudje ga ne zaznajo.
II	Komaj zaznaven	V hišah ga čutijo redki posamezniki v mirovanju.
III	Šibek	V zaprtih prostorih ga čutijo posamezniki. Mirujoči čutijo zibanje ali rahlo tresenje.
IV	Zmeren	V zaprtih prostorih ga čutijo mnogi, na prostem pa redki posamezniki. Posamezniki se zbudijo. Okna in vrata zaropotajo, posode zažvenketajo.
V	Močan	V zaprtih prostorih ga čuti večina, na prostem pa posamezniki. Mnogi se zbudijo. Posamezniki se prestrašijo. Ljudje čutijo tresenje celotne stavbe. Viseči predmeti vidno zanihajo. Majhni predmeti se premaknejo. Vrata in okna loputajo.

se nadaljuje...



...nadaljevanje Preglednice 2.2

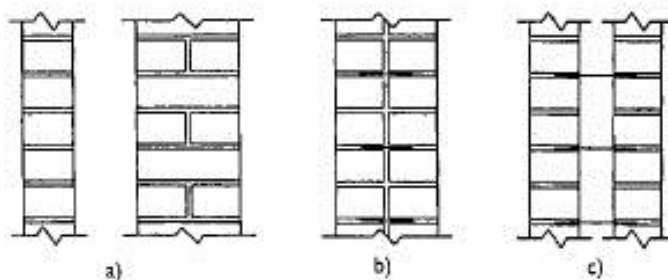
VI	Z manjšimi poškodbami	Mnogi ljudje se prestrašijo in zbežijo na prosto. Nekateri predmeti padejo na tla. Mnoge stavbe utrpijo manjše nekonstrukcijske poškodbe (lasaste razpoke, odpadanje manjših kosov ometa).
VII	Z zmernimi poškodbami	Večina ljudi se prestraši in zbeži na prosto. Stabilno pohištvo se premakne iz svoje lege in številni predmeti padejo s polic. Mnoge dobro grajene navadne stavbe so zmerno poškodovane: majhne razpoke v stenah, odpadanje ometa, odpadanje delov dimnikov; na starejših stavbah se lahko pojavijo velike razpoke v stenah in se porušijo predelne stene.
VIII	Z močnimi poškodbami	Mnogi ljudje s težavo lovijo ravnotežje. Pojavijo se velike razpoke na stenah mnogih stavb. Pri posameznih dobro grajenih navadnih stavbah se porušijo stene, slabo grajene stavbe se lahko porušijo.
IX	Rušilen	Splošna panika. Mnogi slabo grajeni objekti se porušijo. Tudi dobro grajene navadne stavbe so zelo močno poškodovane: porušitve sten in delne porušitve stavb.
X	Zelo rušilen	Mnogo navadnih dobro zgrajenih stavb se poruši.
XI	Uničujoč	Večina navadnih dobro zgrajenih stavb se poruši, uničene so celo nekatere stavbe z dobro potresno odporno konstrukcijo.
XII	Popolnoma uničujoč	Skoraj vse stavbe so uničene.

## 2.1 Zidane konstrukcije

Zid je kompozit, ki ga v osnovi sestavljata zidak in malta. Zidaki so lahko iz obdelanega kamna ali betonskih oz. opečnih blokov. Malta, ki je mešanica agregata, apna, cementa in vode, pa zidake med seboj povezuje v nosilno strukturo.

Evrokod 6-1 navaja več tipov konstrukcijskih zidov:

- enoslojni zid,
- dvoslojni zid,
- zid z votlino,
- zid z zalito votlino.



Slika 2.2: Prerez a) enoslojnega, b) dvoslojnega zidu, c) zidu z zalito votlino (Tomažević, 2009: str. 68)

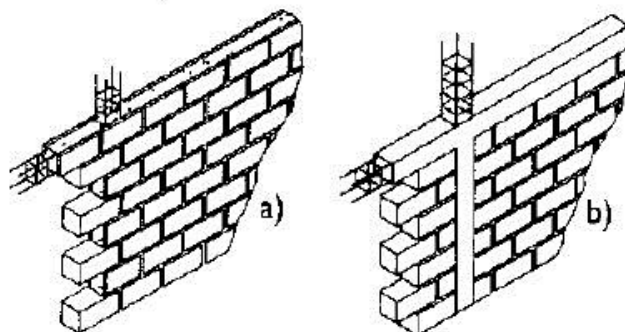
Glede na vlogo v konstrukciji so ti zidovi lahko:

- nosilni,
- nenosilni,
- fasadni,
- obložni.

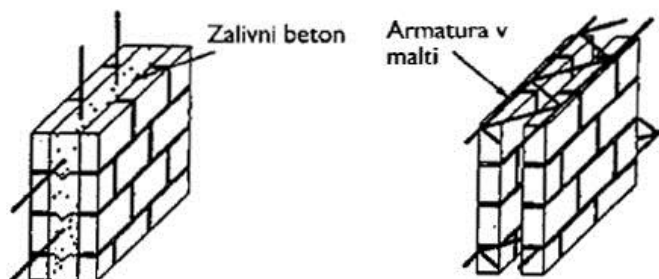
Pri potresni odpornosti nas zanimajo le nosilni zidovi, kateri poleg lastne teže lahko prevzamejo tudi dodatno horizontalno obtežbo. Na račun ostalih vrst zidov konstrukciji ne pripisujemo dodatne potresne odpornosti. Prispevajo le k povečanju vertikalne obtežbe na nosilne zidove in masi celotne konstrukcije.

Obnašanje je odvisno tudi od vrste zidovja. Zidovje je lahko:

- nepovezano,
- povezano,
- armirano.



Slika 2.3: Zidovje povezano z a) armirano-opečnimi in b) armirano-betonskimi zidnimi vezmi  
(Tomažević, 2009: str. 71)

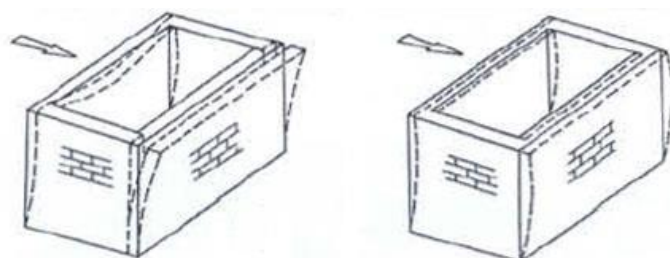


Slika 2.4: Armirano zidovje z zalito votlino (Tomažević, 2009: str. 75)

V nalogi je prikazan samo izračun odpornosti nepovezanega zidovja, kakršna je tudi vertikalna nosilna konstrukcija obravnavane stavbe.

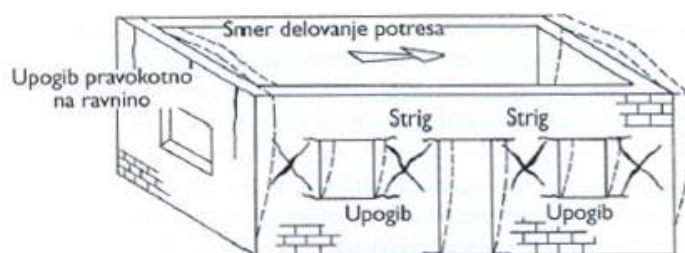
## 2.2 Obnašanje zidanih stavb v primeru potresne obtežbe

Zidane stavbe prevzemajo potresno obtežbo z vertikalnimi nosilnimi elementi, zidovi. Sodelovanje le teh je odvisno od njihove medsebojne povezanosti preko stropov. Potresno nihanje zidovja, ki je povezano s togo armirano-betonsko ploščo, je manjše od tistega, ki se pojavi v nepovezanih zidanih stavbah (Slika 2.5). Na potresno odpornost pa bistveno vplivata zasnova konstrukcije ter kakovost materialov in gradnje. Zidan objekt s kakovostnimi vgrajenimi materiali ob primernem nadzoru bistveno bolje prenaša potres, kot objekt s slabšimi karakteristikami.



Slika 2.5: Mehанизem nihanja zidov pri levo) nepovezanem zidovju in desno) zidovju povezanem s togo AB ploščo (Tomažević, 2009: str. 33)

Potresne sile lahko delujejo na zidove v smeri, ki je glede na ravnino zidov vzporedna ali pravokotna (Slika 2.6). V izračunu te naloge obravnavamo potresno obremenitev in odpornost v vzporedni ravnini zidov. Hkrati je predpostavljeno linearno obnašanje konstrukcije.



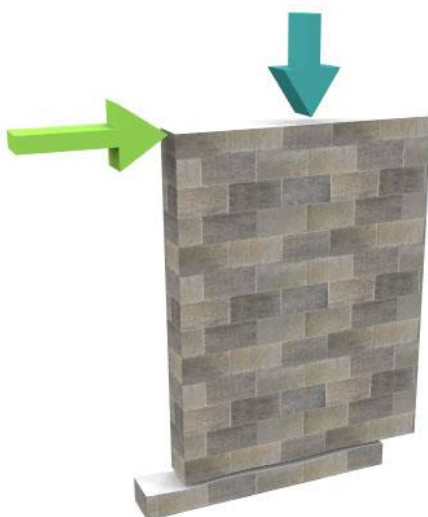
Slika 2.6: Deformacije stavbe in obremenitve elementov ter poškodbe (Tomažević, 2009: str. 32)

## 2.3 Porušni mehanizmi zidov

Glede na tradicijo gradnje enostavnih zidanih stavb ter na pričakovano jakost potresa pri nas, popolne porušitve (5. Stopnja po EMS-98) objektov ni za pričakovati. Vsekakor pa se pojavijo razpoke in delne porušitve. V nalogi se omejimo na tri možne porušitve zidov med potresom.

### 2.3.1 Zdrs

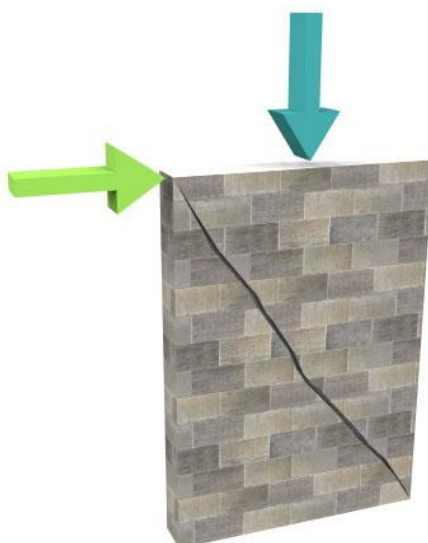
Pri zdrs nastane porušna ravnina v eni od naležnih reg. Zid se razdvoji in zgornji del se »zapelje« preko spodnjega (Slika 2.7). Ta porušni mehanizem je značilen predvsem za višja nadstropja, kjer na zidove deluje manjša vertikalna obtežba, kot v nižjih etažah.



Slika 2.7: Porušni mehanizem zdrs

### 2.3.2 Diagonalne razpoke

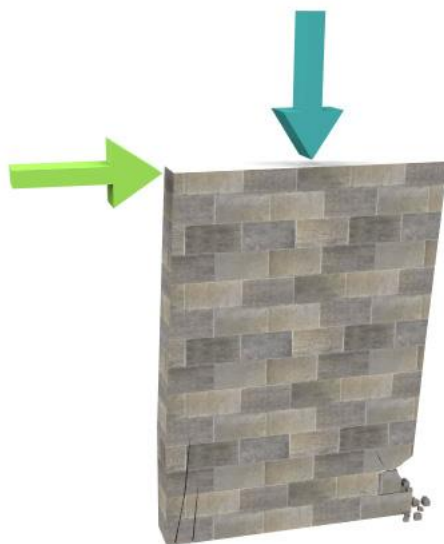
Delovanje potresne sile v horizontalni smeri povzroča strižne napetosti v diagonalni smeri. Zaradi teh napetosti nastane poševna razpoka (Slika 2.8). Ker potresna obremenitev deluje v obeh smereh izmenično, razpoka nastane tudi v smeri druge diagonale.



Slika 2.8: Porušni mehanizem diagonalnih razpok

### 2.3.3 Upogibna porušitev v ravnini zidu

Do takšne situacije pride, če je natezna trdnost zidovja dovolj velika in geometrija zidu dopušča visoko razmerje med momentom in strigom. Nastane porušitev zaradi drobljenja zidakov na tlačnem robu zidu (Slika 2.9). V nadaljevanju bomo to porušitev imenovali upogibna porušitev.



Slika 2.9: Porušni mehanizem upogiba v ravnini zidu

### 3 POTRESNA OBTEŽBA PO EC8

Potresna obtežba predstavlja največjo možno obremenitev za večino konstrukcij. Vzporedno temu pa obstaja majhna verjetnost, da bo do potresa sploh prišlo v življenjski dobi objekta. Za običajne stavbe, projektirane za obdobje 50 let je ta verjetnost 10% pri potresu s povratno dobo 475 let.

Graditi stavbe, ki bi potres prenesle brez kakršnih poškodb ni smiselno in racionalno. Poškodbe so pri sodobnem projektiranju predvidene na mestih, ki niso kritična za lokalno ali globalno nosilnost. Eurokod 8 preko faktorja pomembnosti podaja na kako močan potres naj bo objekt projektiran (Preglednica 3.1). Faktor pomembnosti za običajne stavbe je enak 1,0.

Preglednica 3.1: Zveza med faktorjem pomembnosti in povratno dobo potresa za ozemlje Slovenije

<b>Faktor pomembnosti</b>	0,6	0,8	1,0	1,2	1,3	1,4
<b>Povratna doba v letih</b>	100	230	475	780	1000	1250

#### 3.1 Metoda z vodoravnimi silami

Metoda se lahko uporabi pri stavbah, kjer višje nihajne oblike v nobeni od glavnih smeri ne vplivajo pomembno na odziv. S tem je dovoljeno upoštevati le prvo nihajno obliko. Pri tem morajo biti izpolnjeni obe zahtevi (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.3.2.1):

- $T_I \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$  (3.1)
- Stavbe ustrezajo merilom za pravilnost po višini, navedenim v SIST EN 1998-1:2005, 4.2.3.3.

#### 3.2 Značilnost tal

Lokacija objekta in narava temeljnih tal morata biti taki, da ne obstaja nevarnost porušitve tal, nestabilnih pobočij in trajnih posedkov zaradi likvifikacije ali zgoščevanja v primeru potresa (SIST EN 1998-1:2005, 3.1.1). Vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive se lahko zajame z uporabo tipov tal (Preglednica 3.2).

Preglednica 3.2: Tipi tal

Tip tal	Opis stratigrafskega profila
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 metrov slabšega površinskega materiala.

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 3.2

B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo.
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline, globine nekaj deset do več sto metrov.
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin.
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 metri in lastnostmi tipov tal C ali D, leži na bolj togem materialu (tipu tal A).

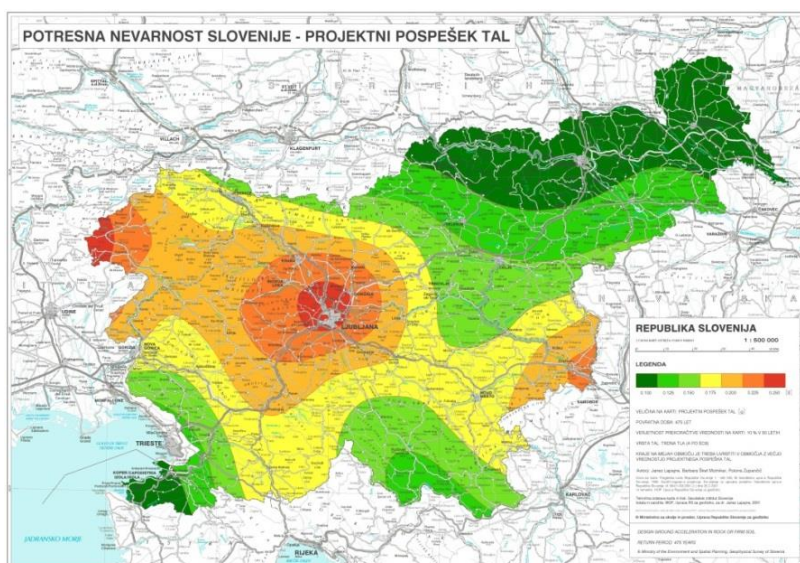
Glede na tip tal je podan faktor tal  $S$  in vrednosti nihajnih časov (Preglednica 3.3). Na podlagi teh parametrov se predpostavi projektni spekter odziva, ki je opisan v naslednjem poglavju.

Preglednica 3.3: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo 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	1,7	0,10	0,4	2,0

### 3.3 Projektni pospešek tal

Projektni pospešek tal je določen za povratno dobo 475 let in velja za tla tipa A (Slika 3.1). Po EC8 je enak največjemu pospešku tal oz. največji absolutni korigirani vrednosti zapisa pospeška na prostem površju. Pri projektiranju je uporaba te karte obvezna.

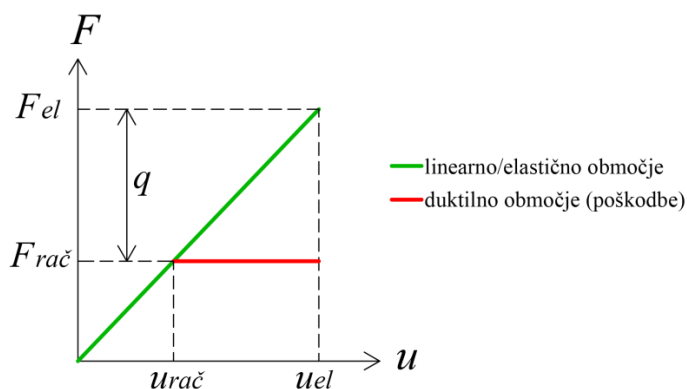


Slika 3.1: Karta projektnega pospeška tal na ozemlju Slovenije s povratno dobo 475 let

([http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html), pridobljeno 17.8.2013)

### 3.4 Projektni spekter odziva

Velikost potresne obtežbe v horizontalni smeri se določi na osnovi elastičnega spektra pospeškov  $S_e(T)$ . Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno-elastičnemu odzivu. Zaradi kompleksne narave nelinearne analize za inženirsko uporabo se objekt analizira z elastično analizo pri čemer se upošteva redukcija elastičnega spektra pospeškov. S tem se upošteva sipanje energije preko duktilnega obnašanja konstrukcije in njenih elementov. Redukcija spektra odziva, ki ga imenujemo tudi projektni spekter, se izvede z uvedbo faktorja obnašanja  $q$ . (SIST EN 1998-1:2005, 3.2.2.5). S faktorjem obnašanja kombiniramo nosilnost in duktilnost, ki skupaj nudita potresno odpornost (Slika 3.1).



Slika 3.2: Diagram potresne odpornosti ( $F$  – nosilnost,  $u$  – pomik)

$$q = \frac{F_{el}}{F_{rac}} \quad (3.2)$$

Projektni spekter  $S_e(T)$  ob predpostavki, da je dušenje 5% , določajo naslednje enačbe:

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

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

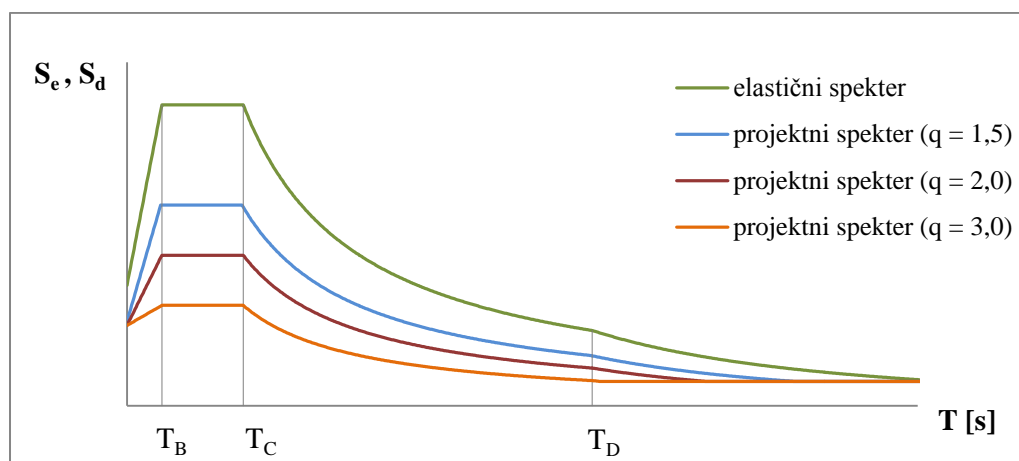
$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.5)$$

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



kjer so:

- $T$  nihajni čas konstrukcije,  
 $a_g$  projektni pospešek tal za tla tipa A,  
 $q$  faktor obnašanja,  
 $S$  faktor tal,  
 $T_B$  spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,  
 $T_C$  zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,  
 $T_D$  vrednost nihajnega časa, pri katerem se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika,  
 $\beta$  faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektne spektru ( $\beta = 0,2$ ).



Slika 3.3: Elastični in projektne spektri za elastično analizo po EC8 (5% dušenje)

EC8 določa zgornjo mejo faktorja obnašanja, glede na vrsto nosilne konstrukcije (Preglednica 3.4).

Preglednica 3.4: Vrsta gradnje in zgornja meja faktorja obnašanja

Vrsta gradnje	Faktor obnašanja $q$
Nearmirano zidovje, ki izpolnjuje zahteve EN 1996 (se priporoča samo v primerih nizke seizmičnosti)	1,5
Nearmirano zidovje, ki izpolnjuje zahteve EN 1998-1	1,5 – 2,5
Povezано zidovje	2,0 – 3,0
Armirano zidovje	2,5 – 3,0

### 3.5 Masa stavbe

Pri določanju projektne potresne vpliva se upoštevajo mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov (SIST EN 1998-1:2005, 3.2.4.2):

$$W = \sum G_{k,j} \cdot \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.7)$$

kjer je:

$W$  celotna teža konstrukcije, ki sodeluje pri potresu,

$\psi_{E,i}$  koeficient za kombinacijo za račun učinkov potresnega vpliva in se izračuna z izrazom (3.8).

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (3.8)$$

Vrednost faktorja  $\varphi$ , s katerim se korigira spremenljivi vpliv (Preglednica 3.5), je odvisen od vrste površin v stavbah (Preglednica 3.6).

Preglednica 3.5: Vrednosti za  $\varphi$  račun  $\psi_{E,i}$

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	$\varphi$
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

Preglednica 3.6: Kategorije površin in pripadajoči faktorji  $\psi_2$

Kategorija površin	$\psi_2$
A: bivalni prostori	0,3
B: pisarne	0,3
C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,6
D: trgovine	0,6
E: skladišča	0,8
F: prometne površine (vozilo s težo $\leq 30$ kN)	0,6

Sodelujoča masa konstrukcije se določi s preprosto enačbo (3.9), kjer je  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ .

$$m = \frac{W}{g} \quad (3.9)$$

### 3.6 Celotna prečna sila

Celotna potresna prečna sila  $F_b$  se določi ločeno za obe obravnavani glavni smeri ( $X$  in  $Y$ ). Določena je z enačbo (3.10) (SISI EN 1998-1:2006, 4.3.3.2.2).

$$F_b = S_d(T_I) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.10)$$

kjer so:

$S_d(T_I)$  ordinata v projektnem spektru pri nihajnem času  $T_I$ ,

- $T_I$  osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri,  
 $m$  celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo,  
 $\lambda$  korekcijski faktor, ki ima vrednost  $\lambda = 0,85$ , če velja  $T_I \leq 2T_C$ , in ima stavba več kot dve etaži.  
 V ostalih primerih velja  $\lambda = 1,0$ .

Osnovni nihajni čas se za stavbe, ki niso višje od 40 m, lahko izračuna s pomočjo približnega izraza (3.11).

$$T_I = C_t \cdot H^{3/4} \quad (3.11)$$

kjer sta:

$$C_t \begin{cases} 0,085 \text{ za prostorske jeklene momentne okvire,} \\ 0,075 \text{ za prostorske betonske momentne okvire,} \\ 0,050 \text{ za vse druge konstrukcije,} \end{cases}$$

$H$  višina stavbe v metrih, merjena od vrha temeljev ali od vrha toge kleti.

Za stavbe z zidanimi stenami je faktor  $C_t$  možno izračunati z izrazom (3.12).

$$C_t = 0,075/\sqrt{A_c} \quad (3.12)$$

kjer je:

$$A_c = \Sigma \left[ A_i \cdot \left( 0,2 + (l_{w,i}/H) \right)^2 \right] \quad (3.13)$$

in

- $A_c$  celotna efektivna površina sten v prvi etaži stavbe v m<sup>2</sup>,  
 $A_i$  efektivni prerez stene  $i$  v obravnavani smeri v prvi etaži stavbe v m<sup>2</sup>,  
 $H$  višina stavbe v metrih, merjena od vrha temeljev ali od vrha toge kleti,  
 $l_{w,i}$  dolžina stene  $i$  v prvi etaži v smeri, ki je vzporedna s smerjo obtežbe v m, z omejitvijo, da  $l_{w,i}/H$  ne sme presegati vrednosti 0,9.

Druga možnost je izračun nihajnega časa z Rayleighovo metodo, ki je točnejša.

$$T_I = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma m_i \cdot s_i}{\Sigma f_i \cdot s_i}} \quad (3.14)$$

kjer so:

- $m_i$  masa etaže  $i$ ,

- $f_i$  poljubna horizontalna sila v etaži  $i$ ,  
 $s_i$  pomik etaže  $i$  zaradi vpliva sil  $f$ .

Razporeditev sil, ki ustreza prvi nihajni obliki ni znana, zato jo predpostavimo s trikotno porazdelitvijo po višini.

Lahko pa se predpostavi vrednost projektnega spektra na platoju (Slika 3.3). Večina zidanih stavb ima nihajni čas, ki je na območju med  $T_B$  in  $T_C$ .

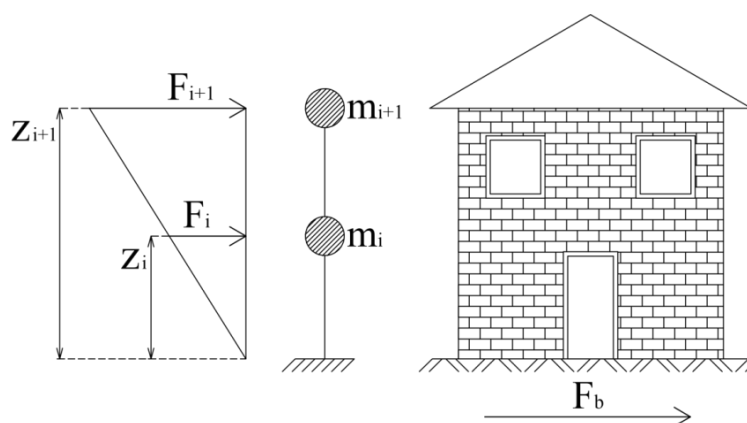
### 3.6.1 Razporeditev sil

Potresna sila deluje različno na različnih etažnih višinah. Celotna prečna sila se po etažah porazdeli glede na njihovo maso in višino (Slika 3.4). Takšna porazdelitev velja ob predpostavki, da so stropi togi. Horizontalne sile se za vsako etažo določijo z izrazom (3.15).

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.15)$$

kjer so:

- $F_i$  vodoravna sila, ki deluje v etaži  $i$ ,  
 $F_b$  celotna potresna sila,  
 $m_i, m_j$  masi etaž,  
 $z_i, z_j$  kota mas  $m_i$  in  $m_j$  nad nivojem delovanja potresnega vpliva.



Slika 3.4: Porazdelitev potresne sile po etažah

Na obravnavano etažo torej deluje vsota potresne sile v etaži in vseh višje delujočih potresnih sil. V nalogi obravnavanem izračunu preverjamo potresno odpornost v pritličju, zato je celotna prečna sila enaka celotni potresni sili.

### 3.7 Vpliv torzije

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti je treba zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim premikanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži  $i$  iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.2). V tej nalogi imamo za analizo na voljo prostorski model, zato vplive naključne torzije določimo kot ovojnico rezultatov dobljenih s statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti  $M_{ai}$  okrog navpične osi v vsaki etaži  $i$ :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.16)$$

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (3.17)$$

kjer so:

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

$L_i$  tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva,

$M_{ai}$  torzijski moment okrog navpične osi v etaži  $i$ ,

$F_i$  vodoravna sila v etaži  $i$ , določena za vse ustrezne smeri.

### 3.8 Kombiniranje potresne obtežbe

Potres je gibanje tal v prostoru, zato je potrebno upoštevati, da lahko pride do sočasnega potresnega delovanja v obeh horizontalnih smereh (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.3.5.1). Obremenitve, ki pri tem nastanejo, zajamemo s kombiniranjem potresnih vplivov v vodoravnih smereh ter z upoštevanjem vpliva naključne torzije  $M_{ai}$ :

$$E_x + 0,3 E_y + \text{ovojnica } M_{ai} \quad (3.18)$$

$$E_y + 0,3 E_x + \text{ovojnica } M_{ai} \quad (3.19)$$

kjer sta:

$E_x$  potresni vpliv zaradi delovanja potresa v  $X$  smeri,

$E_y$  potresni vpliv zaradi delovanja potresa v  $Y$  smeri.

## 4 NOSILNOST NEPOVEZANEGA ZIDOVJA

Zid je v osnovi namenjen prenašanju vertikalnih obremenitev. Pri potresu pa pride tudi do horizontalnega obremenjevanja. S pomočjo enačb in izrazov opisanih v tem poglavju bomo izračunali nosilnost posameznih zidov ter celotne konstrukcije na konkretnem primeru v poglavju 5.

### 4.1 Materialne in geometrijske karakteristike

V nalogi se omejimo na račun nosilnosti navadnega enoslojnega zidu, ki ga sestavljata opečni votlak in malta. Pri preverjanju nosilnosti zidanih konstrukcij ne upoštevamo mehanskih lastnosti posameznih sestavin zidu, temveč uporabljamo mehanske lastnosti zidovja pri katerem predpostavimo, da gre za homogen konstrukcijski material (Tomažević, 2009).

Evrokod 8-1 v nacionalnem dodatku predpisuje minimalno tlačno trdnost zidakov in malte, ki se še smeta uporabljati za gradnjo stavb na potresnih območjih. Najmanjša dovoljena vrednost tlačne trdnosti zidaka je  $f_{b,min} = 10$  MPa, za malto pa  $f_{m,min} = 5$  MPa. Glede na geometrijo oz. % lukenj ter material so zidaki razdeljeni v štiri skupine (SIST EN 1996-1-1:2006, Preglednica 3.1).

#### 4.1.1 Varnostni faktorji

Projektno vrednost lastnosti materiala dobimo z deljenjem njene karakteristične vrednosti z ustreznim delnim varnostnim faktorjem za materiale  $\gamma'_M$ . Po SIST EN 1998-3 pa je potrebno, glede na poznavanje konstrukcije, dodatno upoštevati še faktor zaupanja  $CF_m$ . Evrokod 8-1 dovoljuje zmanjšanje vrednosti faktorja  $\gamma'_M$  kot jih priporoča Evrokod 6-1, za eno tretjino. Hkrati pa ta vrednost ne sme biti manjša od  $\gamma_M = 1,5$ . Tako je končni varnostni faktor določen z izrazom (4.1).

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

Preglednica 4.1: Varnostni faktor za material  $\gamma'_M$  po EC6-1

Material		$\gamma'_M$				
		Razred				
		1	2	3	4	5
	Zidovje sezidano iz					
A	Zidakov kategorije I, projektirana malta <sup>a</sup>	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Zidakov kategorije I, projektirana malta <sup>b</sup>	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Zidakov kategorije II, katera koli malta <sup>a,b,c</sup>	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
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	Če koeficient variacije za zidake kategorije II ni večji kot 25 %.					

Preglednica 4.2: Faktorji zaupanja  $CF_m$ 

Stopnja poznavanja konstrukcije		$CF_m$	
KL1	Omejeno poznavanje konstrukcije (brez preiskav na terenu)	$CF_{KL1}$	1,35
KL2	Normalno poznavanje konstrukcije (s preiskavami na terenu)	$CF_{KL2}$	1,20
KL3	Dobro poznavanje konstrukcije (vzorci v laboratoriju)	$CF_{KL3}$	1,00

## 4.2 Tlačna trdnost

V primeru, ko ni na voljo podatkov preiskav lahko karakteristično tlačno trdnost zidovja ocenimo, s pomočjo poznanih vrednosti normalizirane tlačne trdnosti zidaka in trdnostjo malte, preko analitičnega izraza (4.2).

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (4.2)$$

kjer so:

- $f_k$  karakteristična tlačna trdnost v MPa,
- $K$  konstanta v skladu s Preglednico 4.3,
- $\alpha, \beta$  konstanti,
- $f_b$  normalizirana povprečna tlačna trdnost zidakov v smeri vpliva obtežbe v MPa,
- $f_m$  tlačna trdnost malte v MPa.

Za zidovje, sezidano z malto za splošno uporabo, sta konstanti v enačbi (4.2)  $\alpha$  in  $\beta$  vrednosti  $\alpha = 0,7$  in  $\beta = 0,3$ .

Preglednica 4.3: Vrednosti  $K$  za opečne zidake ter malte za splošno uporabo

Zidak		Malta za splošno uporabo
Opečni	Skupina 1	0,55
	Skupina 2	0,45
	Skupina 3	0,35
	Skupina 4	0,35

## 4.3 Natezna trdnost

Natezna trdnost zidovja določa strižno odpornost zidu pri strižni porušitvi z nastankom diagonalnih razpok. Ob predpostavki, da se zid obnaša kot elastičen, homogen in izotropen panel tik do porušitve, se idealizirana glavna napetost v tistem trenutku imenuje »natezna napetost« zidovja  $f_t$  (Tomažević, 2009). Izražena je z enačbo (4.3).

$$f_t = \sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + (b \cdot \tau_{max})^2} - \frac{\sigma_0}{2} \quad (4.3)$$

kjer sta:

$$\sigma_0 = \frac{N}{A_w} \quad (4.4)$$

$$\tau_{max} = \frac{H}{A_w} \quad (4.5)$$

in

$f_t$  natezna trdnost zidovja,

$\tau_{max}$  povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu pri največji sili  $H_{max}$ ,

$\sigma_0$  povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu,

$N$  navpična sila na zid,

$H$  vodoravna sila na zid,

$A_w$  površina vodoravnega prereza zidu,

$b$  faktor porazdelitve strižnih napetosti po prerezu, odvisen od geometrijskega razmerja zidu.

$$b = \begin{cases} 1,5; & h/l \geq 1,5 \\ 1,1; & h/l \leq 0,7 \\ \text{vmesna interpolacija} & \end{cases} \quad (4.6)$$

Analize preiskav (Tomažević, 2009) kažejo, da se razmerje med natezno in tlačno trdnostjo različnih tipov zidovja giblje med:

$$0,03 \cdot f_k \leq f_{tk} \leq 0,09 \cdot f_k \quad (4.7)$$

#### 4.4 Strižna trdnost

Karakteristična strižna trdnost zidovja, sezidanega z malto za splošno uporabo (v skladu s SIST EN 1996-1-1:2006, 3.6.2(3)) se lahko izračuna z enačbo (4.8).

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_0 \leq 0,065 \cdot f_b \quad (4.8)$$

kjer so:

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

$\sigma_0$  povprečna navpična napetost v tlačnem delu zidu, ki zagotavlja strižno odpornost,



$f_b$  normalizirana tlačna trdnost zidakov.

Začetna strižna trdnost zidovja se lahko, če ni na voljo baze podatkov preiskav, določi z vrednostmi v Preglednici 4.3, ob pogoju da malte za splošno uporabo, ki so pripravljene v skladu z EN 1996-2, ne vsebujejo dodatnih sestavin ali dodatkov (SIST EN 1996-1-1:2006, 3.6.2 (7)).

Preglednica 4.4: Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja  $f_{vk0}$

Zidaki	$f_{vk0}$ (MPa)	
	Malta za splošno uporabo	
Opečni	M10–M20	0,30
	M2,5–M9	0,20
	M1–M2	0,10

#### 4.5 Modul elastičnosti in strižni modul

Modul elastičnosti pri kratkotrajni obremenitvi je potrebno določiti s preiskavo v skladu s standardom EN 1052-1. V primeru, da teh vrednosti ni, se le-ta določi z izrazom (4.9) (SIST EN 1996-1-1, 3.7.2).

$$E = K_E \cdot f_k \quad (4.9)$$

kjer se za konstanto  $K_E$  lahko privzame vrednost 1000. Ocenjene vrednosti so blizu dejanskim vrednostim, dobljenih s preiskavami, v primeru opečnega votlaka (Tomažević, 2009).

Strižni modul  $G$  se po Evrokodu 6 lahko privzame kot 40 % elastičnega modula  $E$ . Preiskave Tomaževića pa so pokazale, da je vrednost strižnega modula bistveno manjša. Priporoča vrednost, katera je bila najbližje večini rezultatov in je opisana z izrazom (4.10).

$$G = 2000 \cdot f_{tk} \quad (4.10)$$

#### 4.6 Strižna nosilnost – zdrs

Projektna strižna nosilnost na prestrig zidu  $R_{vd}$  je definirana z izrazom (4.11).

$$R_{vd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \quad (4.11)$$

kjer so:

$f_{vd}$  projektna strižna trdnost zidovja,

$t$  debelina zidu,



$$\tau = \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_t}} \quad (4.16)$$

$$R_{td} = A_w \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (4.17)$$

#### 4.8 Upogibna nosilnost

Obravnavamo upogibno nosilnost zidu v njegovi ravnini. Za njeno definicijo izberemo enačbo (4.24) prof. Tomaževiča (2009), ki jo podaja preko mejnega upogibnega momenta  $M_{du,w}$ . Postopek izpeljave je prikazan s pomočjo Slike 4.2. Prispevek upogibne nosilnosti pravokotno na ravnino zidu ni upoštevan v tej nalogi.

$$M_{du,w} = N_d \cdot e \quad (4.18)$$

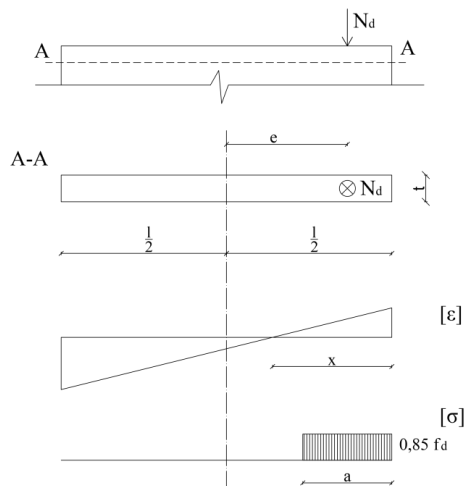
Izpeljava mejnega upogibnega momenta in nosilnosti:

$$\sigma_0 = \frac{N_d}{l \cdot t} \quad (4.19)$$

$$N_d = \sigma_0 \cdot l \cdot t = 0,85 \cdot f_d \cdot l \cdot t \quad (4.20)$$

$$a = \frac{\sigma_0 \cdot l}{0,85 \cdot f_d} \quad (4.21)$$

$$e = \frac{l}{2} - \frac{a}{2} = \frac{l}{2} - \frac{\sigma_0 \cdot l}{2 \cdot 0,85 \cdot f_d} = \frac{l}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right) \quad (4.22)$$



Slika 4.2: Ravnotežje sil v presezu pri upogibni porušitvi nepovezanega zidu

Potem je:

$$M_{du,w} = \frac{N_d \cdot l}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right) \quad (4.23)$$

Največja prečna sila  $R_f$ , ki jo je zid zmožen prevzeti, preden pride do upogibne porušitve, je poleg mejnega upogibnega momenta odvisna še od dejanske višine zidu  $h$  ter njegovih pogojev vpetja (faktor  $\alpha$ )

$$R_{fd} = \frac{M_{du,w}}{\alpha \cdot h} \quad (4.24)$$

$$\alpha = \begin{cases} 1,0 & \text{;če je zid vpet konzolno} \\ 0,5 & \text{;če je zid obojestransko vpet} \end{cases} \quad (4.25)$$

Enačbo (4.23) lahko zapišemo z izrazom, iz katerega so razvidni vsi vplivajoči parametri:

$$R_{fd} = \frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2}{2 \cdot \alpha \cdot h} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right) \quad (4.26)$$

#### 4.9 Odpornost zidovja

Preverba ustrezne potresne odpornosti je narejena najprej na nivoju posameznih zidov, kjer mora biti izpolnjen pogoj nosilnosti (4.26). Merodajna je najmanjša odpornost izmed odpornosti, ki jih obravnavamo v poglavjih 4.7, 4.8 in 4.9.

$$E_d \leq R_d \quad (4.27)$$

kjer sta:

$E_d$  projektna vrednost učinka vpliva pri potresni kombinaciji,

$R_d$  projektna nosilnost zidu, ki je  $\min(R_{td}; R_{fd})$ .

Potresna odpornost konstrukcije kot celote izhaja iz potresne odpornosti posameznih zidov. Izražena je preko mejnega koeficienta potresne odpornosti objekta  $SRC_u$ .

$$SRC_u = \frac{H_{tot,u}}{G_{tot}} \quad (4.28)$$

kjer sta:

$H_{tot,u}$  vsota vseh merodajnih nosilnosti zidov v obravnavani smeri in etaži,

$G_{tot}$  teža objekta nad obravnavano etažo.

Poleg omenjenega je definiran še koeficient računske mejne prečne sile  $BSC_u$ .

$$BSC_u = \frac{\Sigma V_{Ed,u}}{G_{tot}} \quad (4.29)$$

kjer sta:

$\Sigma V_{Ed,u}$  vsota potresne sile v obravnavani etaži in tistih nad njo,

$G_{tot}$  teža objekta nad obravnavano etažo.

Končna kontrola potresne odpornosti stavbe se naredi s pomočjo izraza (4.30).

$$SRC_u \geq BSC_u \quad (4.30)$$

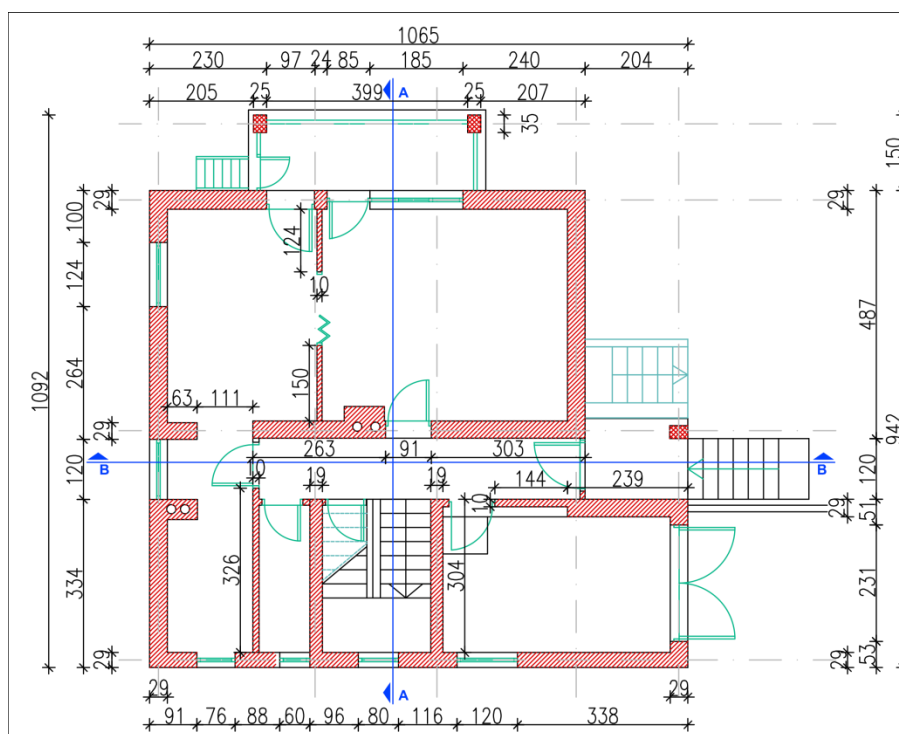
## 5 PRIMER: ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE STAVBE

V nadaljevanju je, s pomočjo do sedaj definiranih izrazov in enačb, narejena ocena potresne odpornosti konkretnega objekta. Izračuni so narejeni s programskim orodjem Microsoft Excel, s programom SAP2000 je izračunana potresna obremenitev na posamezne zidove, velikost vplivnih površin pa je določena s pomočjo programa AutoCAD.

### 5.1 Opis objekta

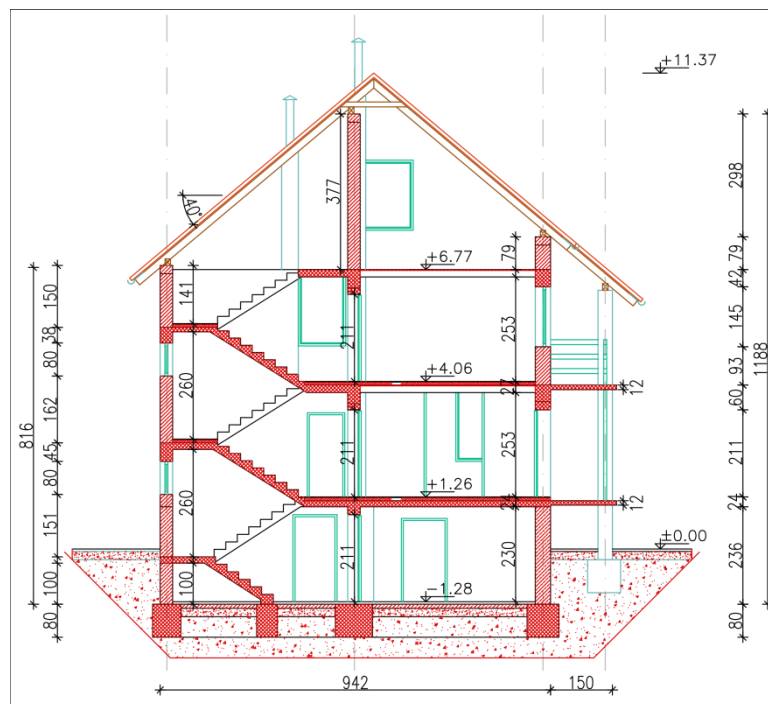
Objekt je lociran v Zgornjem Posočju, območju, kjer se je leta 2004 zgodil močnejši potres. Gradnja objekta je potekala med leti 1974 in 1976. Obravnavana konstrukcija je enodružinska hiša s štirimi etažami (delno vkopana klet, pritličje, nadstropje in podstrešje). Osnovni gabariti v tlorisu znašajo 10,65 m x 9,42 m. Bruto tlorisna površina znaša 99 m<sup>2</sup> na nadstropje.

Vertikalno nosilno konstrukcijo kletne etaže predstavlja nepovezано zidovje iz betonskih zidakov in malte. Betonski zidak je v višjih etažah zamenjan z opečnim votlakom. Balkoni so na zunanji strani podprti s stebri. Strop nad kletjo je armirano-betonski, višje pa horizontalno nosilno konstrukcijo predstavlja rebričast strop. Streha je dvokapnica z naklonom 40°.

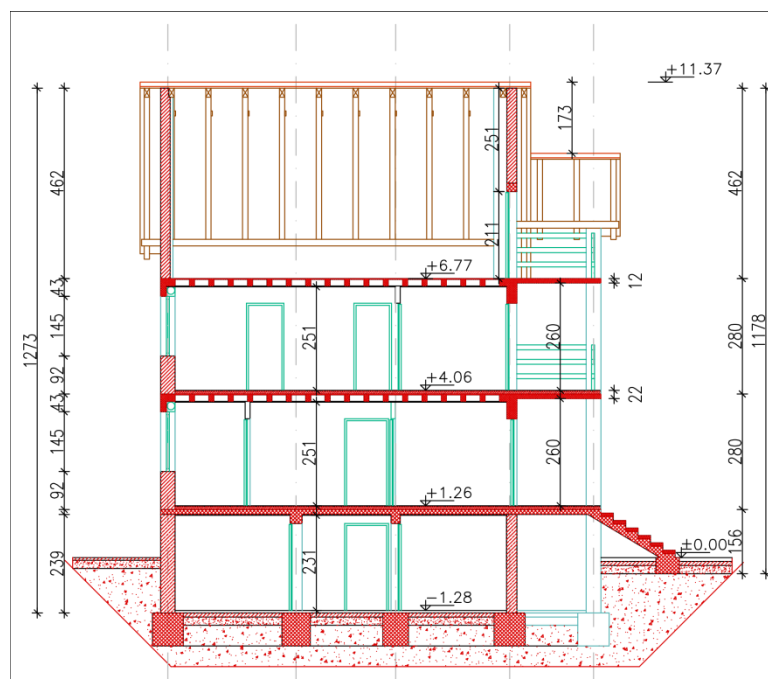


Slika 5.1: Tloris pritličja





Slika 5.4: Prerez A-A



Slika 5.5: Prerez B-B

## 5.2 Geometrija zidov

Pri potresni analizi so obravnavani le zidovi v pritlični etaži. Označeni so po metodi, kjer prva črka oznake pomeni etažo zidu (P – pritličje), druga smer nosilnosti zidu (X, Y), tretja pa zaporedno številko poimenovanja (Slika 5.6). Debelina nosilnih zidov je 0,29 m, izjema sta le zidova PY4 in



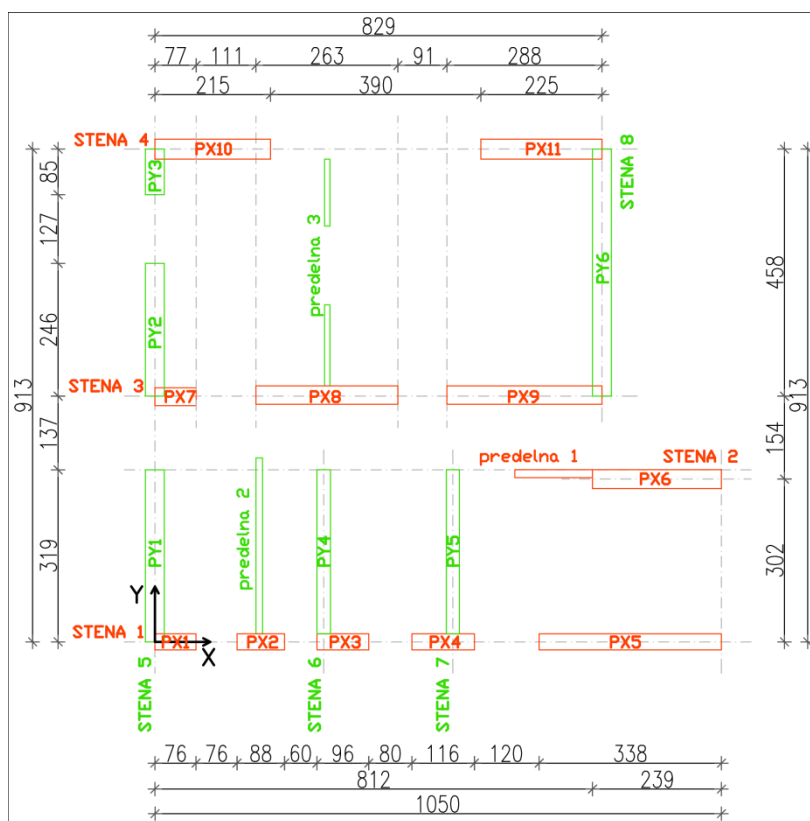
PY5, kjer je debelina 0,19 m. Predelni zidovi (Slika 5.6) k potresni odpornosti ne prispevajo, upošteva se samo njihova teža, ki se posredno prenaša na nosilne zidove. Enako je z stenami, katerih dolžina je zelo majhna (do 0,3 m) in stebri. Pozicija upoštevanih nosilnih zidov v pritlični etaži je prikazana na Sliki 5.6.

Pri določitvi geometrije zidov sta upoštevana kriterija:

- efektivna širina zidu je enaka dejanski širini nosilnega dela zidu (zidaka),

$$t_{eff} = t \quad (5.1)$$

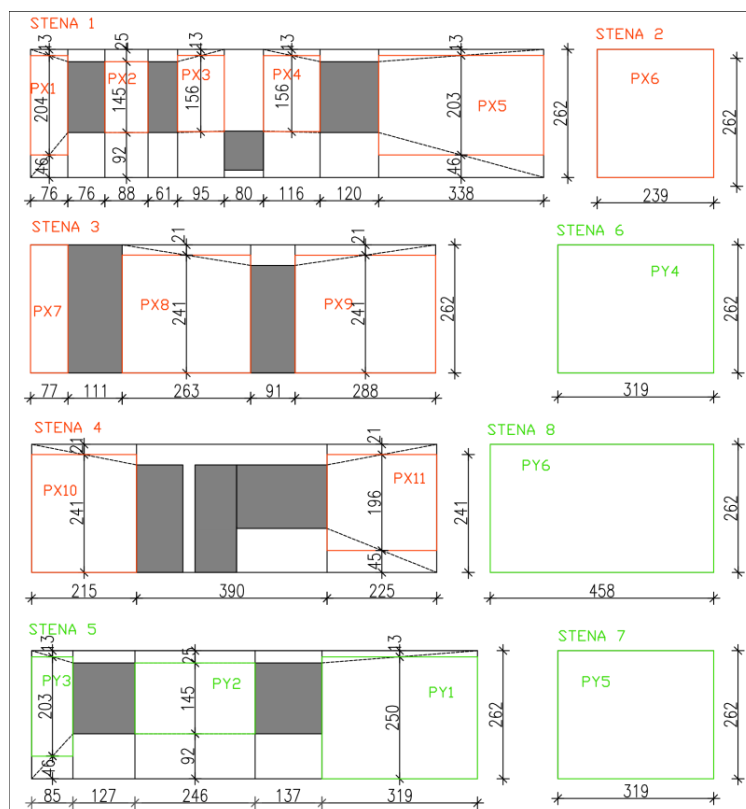
- efektivna višina  $h_{eff}$  in dolžina zidu  $l$  sta določeni na način, ki je opisan v poglavju 5.2.1.



Slika 5.6: Pozicija nosilnih in predelnih zidov v pritličju

### 5.2.1 Efektivna višina in dolžina zidov

Efektivna višina se določi tako, da se stena najprej razdeli na posamezne zidove. Nato se poveže robove zidov in odprtini zgoraj in spodaj. Diagonalni povezavi na istem zidu se povežeta na polovici in dobljena višina je efektivna višina zidu. Dolžina zidu je dejanska dolžina zidu. Grafični prikaz določitve je prikazan za nosilne zidove v obeh smereh (Slika 5.7).



Slika 5.7: Določitev efektivnih višin in dolžin posameznih zidov v X in Y smeri

### 5.3 Materialne karakteristike zidovja

Za določitev materialnih lastnosti konstrukcije ni na voljo nobenih podatkov o predhodnih preiskavah, zato jih predpostavimo skladno s priporočili, ki temeljijo na bazi podatkov podobnih objektov in zahtev EC8 (poglavje 4.1). Opečni votlak spada v 2. skupino zidakov (SIST EN 1996-1-1:2006, Preglednica 3.1), za kategorijo malte smo predpostavili malto za splošno uporabo. Tako sta normalizirana tlačna trdnost zidaka in tlačna trdnost malte vrednosti  $f_b = 10$  MPa in  $f_m = 5$  MPa. Karakteristična tlačna trdnost zidovja je določena z enačbo (4.2). Izbrane vrednosti faktorjev za izračun so  $\alpha = 0,7$ ,  $\beta = 0,3$  in  $K = 0,45$ . Faktor  $K$  je izbran na podlagi Preglednice 4.3.

$$f_k = 0,45 \cdot 10^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 3,66 \text{ MPa}$$

S postopkom določitve karakteristične natezne trdnosti po enačbi (4.3) dobimo za vsak zid pripadajočo vrednost. Izračun (4.3) pa je možen s podatki, ki se dobijo le s preiskavami. V primeru tega izračuna takšnih podatkov nimamo zato lahko vrednost karakteristične natezne trdnosti  $f_{tk}$  ocenimo glede na priporočila preiskav prof. Tomaževiča (2009) z enačbo (4.7). Za izračun smo privzeli tipično eksperimentalno dobljeno vrednost za opečni votlak in malto M5 (Tomaževič, 2009, Preglednica 4.11). Vrednost karakteristične začetne strižne trdnosti  $f_{vk0}$  pri ničelni tlačni napetosti smo privzeli glede na predpostavljeno malto M5 po Preglednici 4.4 iz Evrokoda 6.

$$f_{tk} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$f_{vk0} = 0,20 \text{ MPa}$$

S pomočjo enačb (4.8) in (4.4) se izračuna karakteristična strižna trdnost za vsak zid posebej.

$$f_{vk} = 0,2 \text{ MPa} + 0,4 \cdot \frac{N_i}{A_{wi}} \leq 0,065 \cdot 10 \text{ MPa} = 0,65 \text{ MPa}$$

kjer je:

$$A_{wi} = l_i \cdot t_i \quad (5.2)$$

in sta:

$l_i$  dolžina zidu  $i$ ,

$t_i$  širina zidu  $i$ .

Zgoraj opisani enačbi se uporabita pri izračunu nosilnosti posameznega zidu na zdrs (poglavje 5.8).

Elastični modul  $E$  in strižni modul  $G$  se izračunata z enačbama (4.9) in (4.10).

$$E = 1000 \cdot 3,66 \text{ MPa} = 3660 \text{ MPa}$$

$$G = 2000 \cdot 0,18 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

### 5.3.1 Varnostni faktorji

Poznavanje materialov konstrukcije je slabo, saj preiskav o dejanskih materialnih karakteristikah nosilnih zidov ni. Posledično je končni varnostni faktor za material  $\gamma_M$  razmeroma visok. Vrednost delnega varnostnega faktorja za material izberemo na podlagi podatka, da uporabljena malta ni niti prepisana niti projektirana, ampak gre za malto za splošno uporabo (Preglednica 4.1). Razred nadzora ocenimo na srednjega (3. razred). Vrednost faktorja je tako  $\gamma'_M = 2,5$ . Prav tako ni bilo izvedenih nobenih preiskav materialov na objektu, zato upoštevamo 1. stopnjo poznavanja konstrukcije in s tem faktor zaupanja  $CF_{KLI} = 1,35$  (Preglednica 4.2).

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

Na podlagi znanega varnostnega faktorja  $\gamma_M$  se izračunajo projektne trdnosti zidu.

$$f_d = \frac{3,66 \text{ MPa}}{2,25} = 1,62 \text{ MPa} \quad \text{projektna tlačna trdnost}$$

$$f_{td} = \frac{0,18 \text{ MPa}}{2,25} = 0,08 \text{ MPa} \quad \text{projektna natezna trdnost}$$

$$f_{vd0} = \frac{0,20 \text{ MPa}}{2,25} = 0,09 \text{ MPa} \quad \text{projektna začetna strižna trdnost}$$

$$f_{vd} = \frac{0,20 \text{ MPa} + 0,4 \cdot \frac{N_{di}}{A_{wi}}}{2,25} \leq 0,065 \text{ MPa} \quad \text{projektna strižna trdnost}$$

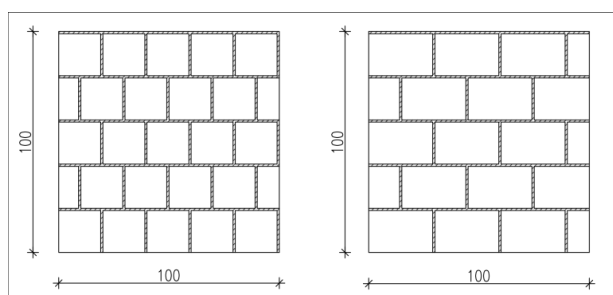
## 5.4 Vertikalna obtežba

Navpični obtežbi na zid zaradi lastne teže konstrukcije prispevajo lastna teža zidovja, lastna teža horizontalnih nosilnih elementov (stropov) ter koristna obtežba. Za vsak zid je potrebno določiti pripadajoče vplivne površine naštetih obtežb.

### 5.4.1 Lastna teža zidov

Obtežba zaradi lastne teže zidov se izračuna s pomočjo znanih vrednosti vplivnih vertikalnih površin, poznane debeline zidu ter prostorninske teže zidov. Slednja se lahko predpostavi (npr. 14 kN/m<sup>3</sup>). V tej nalogi pa je ocenjena na osnovi podatkov o masi modularnega opečnega votlaka in prostorninske teže malte.

Modularna opeka je dimenzij 0,19/0,29/0,19 m. Predpostavljene sta skupna debelina ometa (5 cm) ter debelina reg (1 cm). Obravnavani zidovi so dveh različnih debelin (0,19 m in 0,29 m), zato je izveden preračun obeh. Količina malte za m<sup>2</sup> zidu je izračunana glede na predpostavljeno debelino horizontalnih in vertikalnih reg (1 cm), skupno dolžino reg v m<sup>2</sup> zidu in debelino zidu (Slika 5.8). Za m<sup>2</sup> zidu debeline 0,19 m je potrebnih 16,7 zidakov in 0,029 m<sup>3</sup> malte, za debelino 0,29 m pa 25 zidakov in 0,015 m<sup>3</sup> malte. Rezultata sta prikazana v Preglednici 5.1.



Slika 5.8: 1 m<sup>2</sup> zidu debeline 0,29 m in 0,19 m

Preglednica 5.1: Prostorninska teža zidovja

$\gamma_{malta}$	20	kN/m <sup>3</sup>		debelina zidu	prostorninska teža
$\gamma_{omet}$	18	kN/m <sup>3</sup>		0,19 m	13,4 kN/m <sup>3</sup>
masa zidaka	8,2	kg		0,29 m	12,0 kN/m <sup>3</sup>
$d_{omet}$	0,05	m			

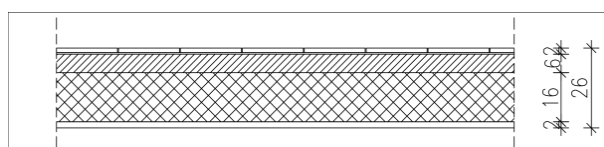
Pri obeh izračunih je predpostavljena enaka debelina ometa (kolikšna). Vendar je delež ometa glede na skupno debelino tanjšega zidu (0,19 m) večji kot pri debelejšem (0,29 m), zaradi česar pride do razlike med specifičnima težama zidov.

## 5.4.2 Lastna teža horizontalnih nosilnih elementov

Stavbo sestavljajo različni konstrukcijski sklopi. V nadaljevanju so na Slikah 5.9, 5.10, 5.11, 5.12 in Preglednicah 5.2, 5.3, 5.4, 5.5, 5.6 prikazani sestava ter pripadajoče karakteristične vrednosti obtežb etažnega podesta, vmesnega podesta in balkona, rebričastega stropa, stopnic ter strehe.

Preglednica 5.2: Izračun obtežbe stopnišnega podesta v višini etaže

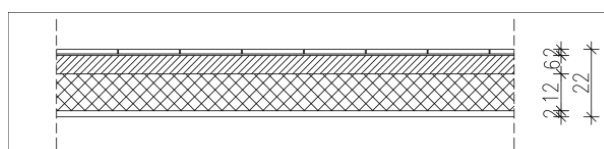
$\gamma_{naravni\ kamen}$	28	kN/m <sup>3</sup>	naravni kamen	0,02	m	0,56	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{cem\ estrih}$	24	kN/m <sup>3</sup>	cementni estrih	0,06	m	1,44	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{AB}$	25	kN/m <sup>3</sup>	AB plošča	0,16	m	4,00	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{omet}$	18	kN/m <sup>3</sup>	omet	0,02	m	0,36	kN/m <sup>2</sup>
						$q_k$	6,36 kN/m <sup>2</sup>



Slika 5.9: Konstrukcijski sklop stopnišnega podesta v višini etaže (etažni podest)

Preglednica 5.3: Izračun obtežbe balkona in vmesnega stopnišnega podesta

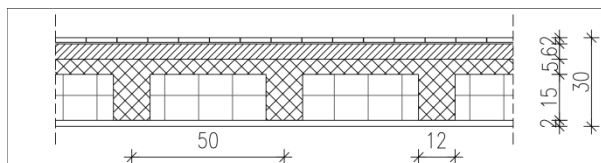
$\gamma_{naravni\ kamen}$	28	kN/m <sup>3</sup>	naravni kamen	0,02	m	0,56	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{cem\ estrih}$	24	kN/m <sup>3</sup>	cementni estrih	0,06	m	1,44	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{AB}$	25	kN/m <sup>3</sup>	AB plošča	0,12	m	3,00	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{omet}$	18	kN/m <sup>3</sup>	omet	0,02	m	0,36	kN/m <sup>2</sup>
						$q_k$	5,36 kN/m <sup>2</sup>



Slika 5.10: Konstrukcijski sklop balkona in vmesnega stopnišnega podesta

Preglednica 5.4: Izračun obtežbe rebričastega stropa

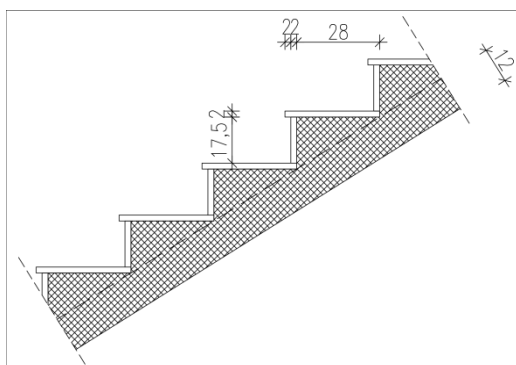
$\gamma_{parket}$	7	kN/m <sup>3</sup>	parket	0,02	m	0,14	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{cem\ estrih}$	24	kN/m <sup>3</sup>	cementni estrih	0,06	m	1,44	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{AB}$	25	kN/m <sup>3</sup>	AB plošča	0,05	m	1,25	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{polnil}$	0,7	kN/m <sup>3</sup>	AB rebro	0,15	m	0,9	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{omet}$	18	kN/m <sup>3</sup>	polnila	0,15	m	0,11	kN/m <sup>2</sup>
$e_r$	0,5	m	omet	0,02	m	0,36	kN/m <sup>2</sup>
$d_r$	0,12	m			g <sub>k</sub>	4,20	kN/m <sup>2</sup>



Slika 5.11: Konstrukcijski sklop rebričastega stropa

Preglednica 5.5: Izračun obtežbe stopnic

$\gamma_{naravni\ kamen}$	28	kN/m <sup>3</sup>	naravni kamen	0,02	m	0,96	kN/m <sup>2</sup>	
$\gamma_{AB}$	25	kN/m <sup>3</sup>	stopnice 28x17,5cm			2,19	kN/m <sup>2</sup>	
$\phi$	32	°	AB plošča	0,12	m	3,54	kN/m <sup>2</sup>	
$\gamma_{omet}$	18	kN/m <sup>3</sup>	omet	0,02	m	0,42	kN/m <sup>2</sup>	
(na tloris) →						$q_k$	7,11	kN/m <sup>2</sup>



Slika 5.12: Konstrukcijski sklop stopnic

Preglednica 5.6: Izračun obtežbe strehe

$\gamma_{salonine\ plošče}$	0,18	kN/m <sup>2</sup>	kritina	0,18	kN/m <sup>2</sup>	0,23	kN/m <sup>2</sup>	
$\gamma_{es\ C22}$	4,1	kN/m <sup>3</sup>	letve 3x5cm	0,03	kN/m <sup>2</sup>	0,03	kN/m <sup>2</sup>	
$e_{špirovci}$	0,9	m	špirovci 12x14cm	0,08	kN/m <sup>2</sup>	0,10	kN/m <sup>2</sup>	
$e_{letve}$	0,3	m			(na tloris) →	$q_k$	0,36	kN/m <sup>2</sup>
$\phi$	40	°						

### 5.4.3 Spremenljiva obtežba

Za spremenljivo obtežbo se upošteva samo koristna obtežba  $q_k$  v skladu s priporočili standarda SIST

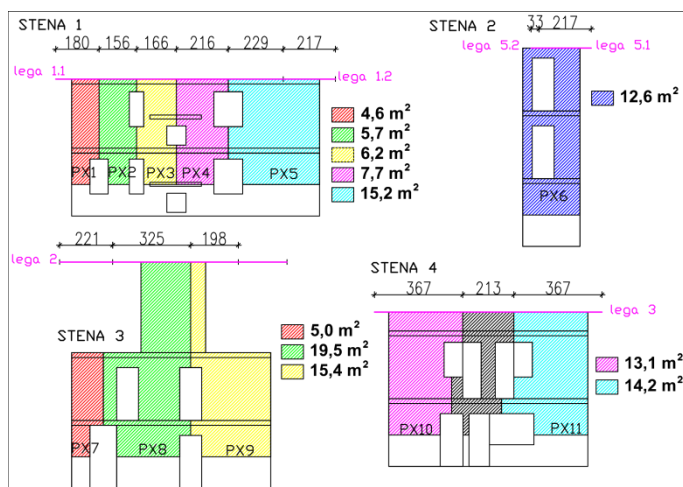
EN 1991-1-1:2004, Preglednica 6.2. Pri njenemu določanju se upošteva vrsta stanovanjske površine (Preglednica 5.7).

Preglednica 5.7: Vrednosti upoštevanih koristnih obtežb

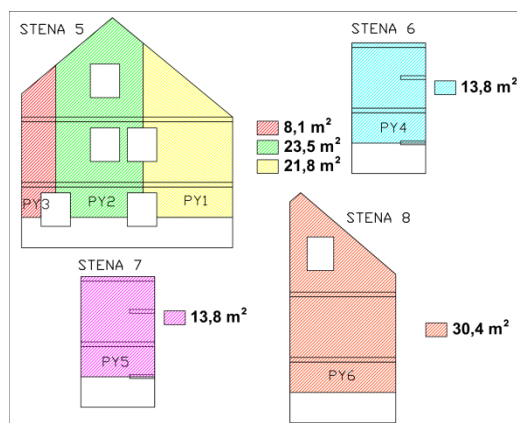
Kategorija površin		$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
A	tla na splošno	2,0
	stopnice	2,0
	balkoni	2,5

#### 5.4.4 Vplivne površine

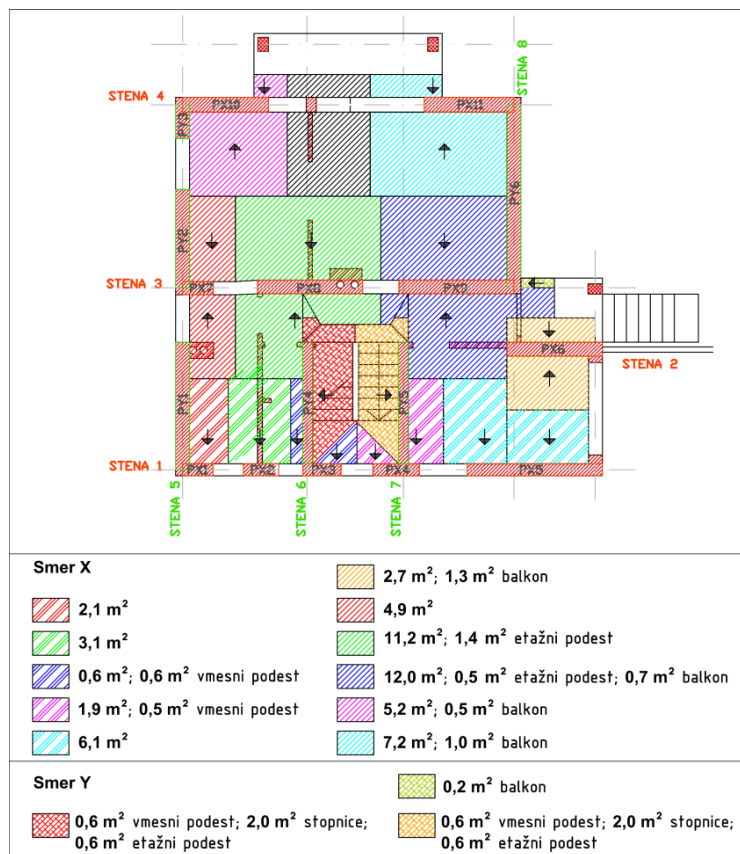
Naštete in definirane obtežbe delujejo na določenih površinah. Na vsak zid se posredno in neposredno prenaša določen del teh površin. Prikazane velikosti in pozicije vplivnih površin so izračunane s programom AutoCAD. Na zidove pritlične etaže smo prenašali vplivne površine strehe (preko strešnih leg), zidov podstrešja in nadstropja ter stropov nad pritlično etažo. Prenašajo se v vertikalni smer. Nad odprtinami se vplivne površine ločijo na sredini v primeru, ko steno v pritličju sestavlja več zidov.



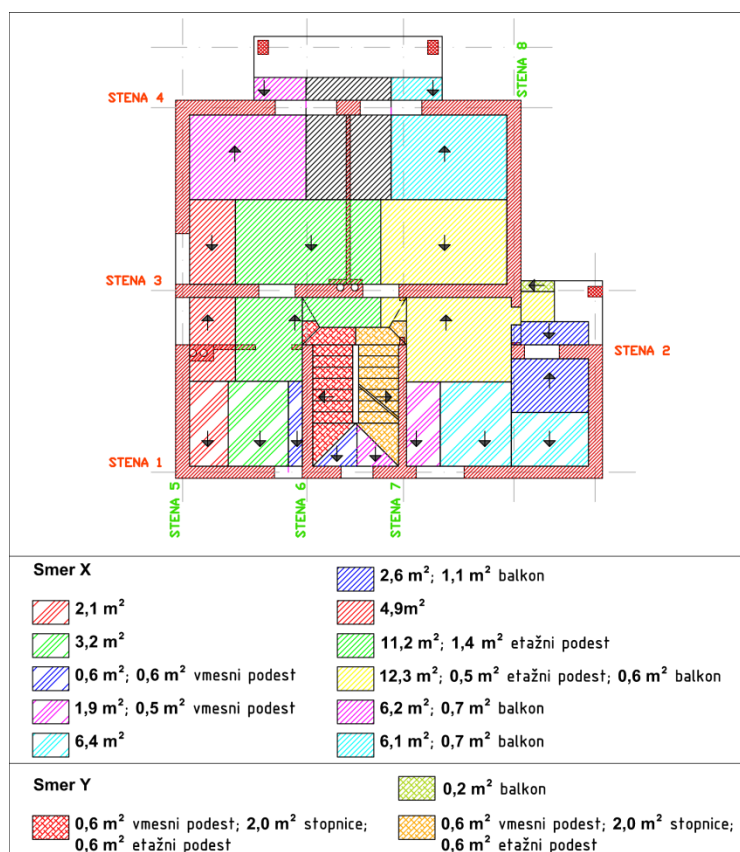
Slika 5.13: Vplivne površine za izračun obtežbe zaradi lastne teže nosilnih sten v X smeri in pozicija strešnih leg



Slika 5.14: Vplivne površine za izračun obtežbe zaradi lastne teže nosilnih sten v Y smeri



Slika 5.15: Vplivne površine za izračun obtežbe na zidove zaradi koristne obtežbe in stropa nad pritličjem

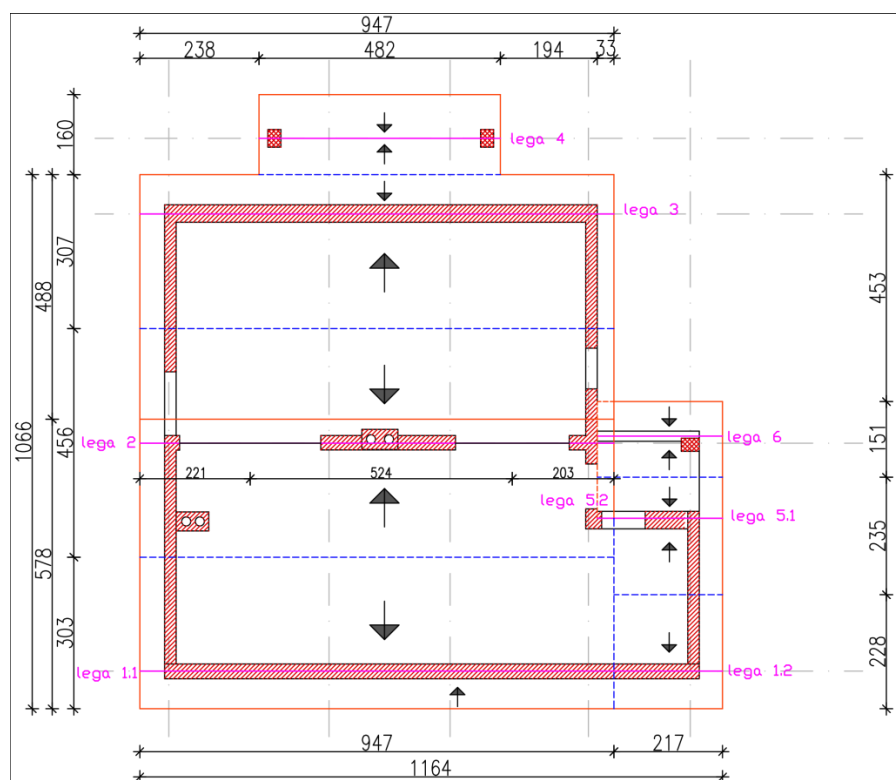


Slika 5.16: Vplivne površine za izračun obtežbe na zidove zaradi koristne obtežbe in stropa nad nadstropjem



Vplivne površine stropa nad nadstropjem (Slika 5.16) so določene na podlagi tega, kako se obtežba posredno prenaša preko zidov v nadstropju na nosilne zidove pritlične etaže (Slika 5.13). Stopnice so na koncih vpete v stopniščna podesta, ki ju predstavlja armirano-betonska plošča. Oba podesta (etažni in vmesni) sta podprta s po tremi zidovi, od katerih je eden nosilen v  $X$  smeri, preostala dva pa v  $Y$ . Obtežba stopnic se na podeste prenaša v eni smeri, s podestov pa se na zidove raznaša po strešnem pravilu, ker je nosilna konstrukcija armirano-betonska plošča.

Na podlagi dobljenih strešnih površin, smo določili obtežbo strehe na posamezne strešne lege. Strešne lege so položene na podstrešne zidove v  $X$  smeri, torej se vsa obtežba strehe prenaša samo na pritlične zidove v smeri  $X$ .



Slika 5.17: Vplivne površine strehe

## 5.5 Primer izračuna vertikalne obtežbe na zid PX5

Postopek izračuna navpične obtežbe na posamezen zid se prikaže samo za zid PX5. Ostale vertikalne projektne obtežbe so razvidne iz Preglednice 5.10.

Obtežbo zaradi lastne teže zidovja se izračuna s pomočjo Slike 5.13 in Preglednice 5.1.

$$G_{d,teža\ zidovja} = 0,29\text{ m} \cdot 15,2\text{ m}^2 \cdot 12,0\text{ kN/m}^3 = 53\text{ kN}$$

Posredna obtežba strehe na zid se določi s pomočjo Slik 5.13 in 5.17 ter Preglednice 5.6.

$$G_{d,strehe} = 3,03 \text{ m} \cdot 0,36 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,29 \text{ m} + 2,28 \text{ m} \cdot 0,36 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,17 \text{ m} = 4 \text{ kN}$$

Lastna teža stropov in koristna obtežba imata enake vplivne površine (Slika 5.15 in 5.16). Vrednost obtežbe stropa je podana v Preglednici 5.4.

$$G_{d,teža \text{ stropov}} = 4,1 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,1 \text{ m}^2 + 4,1 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,4 \text{ m}^2 = 51 \text{ kN}$$

Vrednost koristne obtežbe (Preglednica 5.7) se v podstrešni etaži reducira s faktorjema  $\Psi_2 = 0,3$  in  $\varphi = 1$ . Pri upoštevanju koristne obtežbe v etaži nižje se faktor  $\varphi$  vzame z vrednostjo 0,5 (Preglednica 3.5 in 3.6).

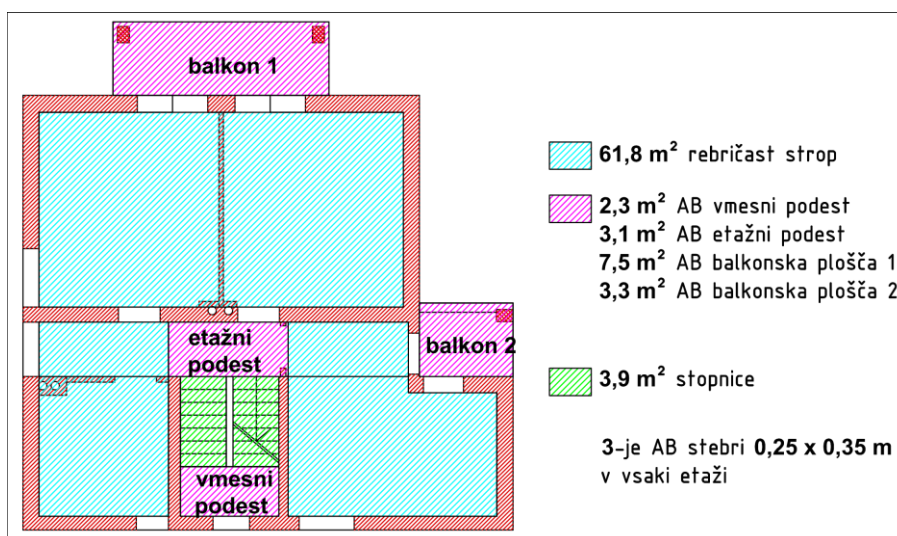
$$Q_d = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,1 \text{ m}^2 + 0,3 \cdot 1,0 \cdot 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,4 \text{ m}^2 = 6 \text{ kN}$$

Skupna vertikalna obtežba je seštevka vseh.

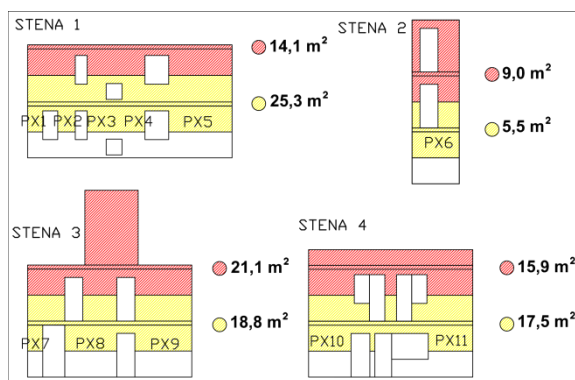
$$N_d = 53 \text{ kN} + 4 \text{ kN} + 51 \text{ kN} + 6 \text{ kN} = 114 \text{ kN}$$

## 5.6 Račun mase

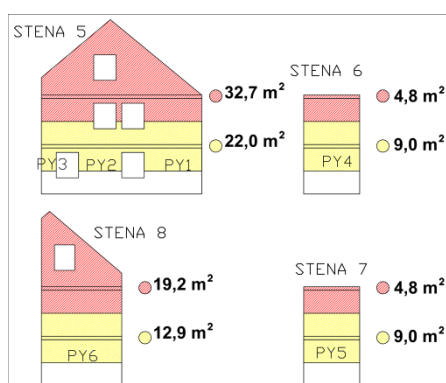
Pri računu mase se upošteva tisti del celotne mase konstrukcije, ki sodeluje pri potresnem nihanju. K upoštevanju masi prispeva lastna teža konstrukcije nad togo vkopano kletjo in del spremenljive obtežbe. Za izračun etažnih mas so ponovno izračunane vplivne površine horizontalnih nosilnih elementov in sten (Slika 5.18 – 5.20)



Slika 5.18: Površine konstrukcijskih sklopov v obeh upoštevanih etažah



Slika 5.19: Površina nosilnih sten v X smeri, ki se upošteva pri računu etažnih mas



Slika 5.20: Površina nosilnih sten v Y smeri, ki se upošteva pri računu etažnih mas

Teža strehe se prišteje k zgornji etaži. Na podlagi znanih vplivnih površin stropov (Slika 5.18) in zidov (Slika 5.19 in 5.20) ter znanih obtežb konstrukcijskih sklopov (Preglednica 5.1 – 5.6) smo izračunali teži posamezne etaže.

$$W_1 = 834 \text{ kN}$$

$$W_2 = 842 \text{ kN}$$

Dobljeni teži nato delimo s težnostnim pospeškom  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  in znani sta etažni masi  $m_1$  in  $m_2$  (Slika 5.21).



Slika 5.21: Poenostavljen prikaz upoštevanih etažnih mas

$$m_1 = \frac{W_1}{g} = \frac{834 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 85,0 \text{ t}$$

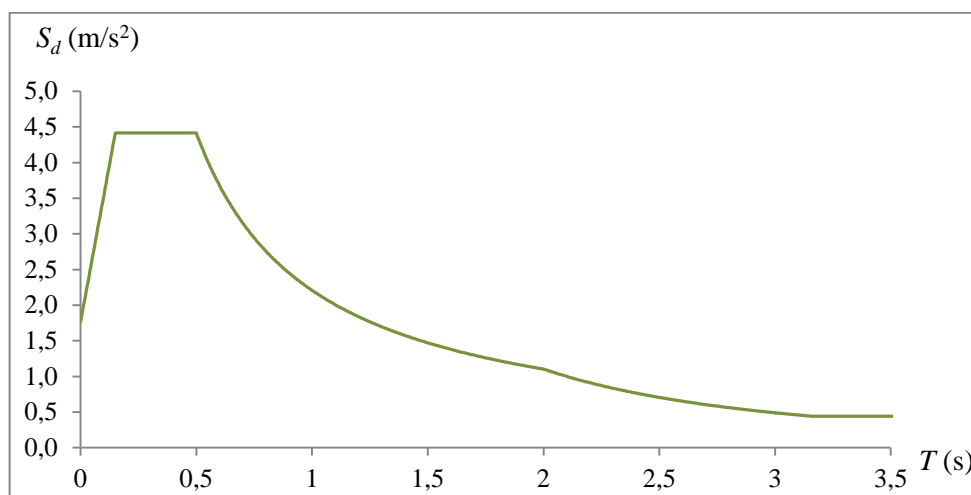
$$m_2 = \frac{W_2}{g} = \frac{842 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 85,8 \text{ t}$$

Celotna masa konstrukcije, ki sodeluje pri potresu je seštevek obeh.

$$m = m_1 + m_2 = 85,0 \text{ t} + 85,8 \text{ t} = 170,8 \text{ t}$$

### 5.7 Celotna potresna sila

Na lokaciji objekta projektni pospešek tal znaša  $a_g = 0,225 g$ . Predpostavi se tip tal B in s tem faktor tal  $S = 1,2$ . Vrednost faktorja obnašanja je  $q = 1,5$ . S temi podatki in enačbami, opisanimi v poglavju 3.4, se izračuna projektni spekter odziva (Slika 5.22).



Slika 5.22: Projektni spekter odziva za obravnavano lokacijo objekta

Nihajnega časa konstrukcije ne računamo in predpostavimo, da ima zidana stavba takšen nihajni čas, da so spektralne vrednosti pospeška enake največjim vrednostnim na platoju. To območje definira enačba (3.4).

$$S_d = 0,225 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 4,41 \text{ m/s}^2$$

Celotna potresna sila se izračuna po enačbi (3.10). V računu se upošteva faktor  $\lambda = 1,0$ .

$$F_b = 4,41 \text{ m/s}^2 \cdot 170,8 \text{ t} \cdot 1,0 = 754 \text{ kN}$$

Ker se preverja samo pritlična etaža, celotne potresne sile ni potrebno razdeliti po etažah. Na pritlično etažo tako deluje celotna izračunana potresna sila  $F_b$ .

$$F_{prit.} = F_b = 754 \text{ kN}$$

## 5.8 Vpliv torzije

Vpliv torzije se upošteva preko dodatnega torzijskega momenta, ki ima prijemališče v masnem središču etaže. Masno središče je izračunano na podlagi vertikalnih obremenitev zaradi lastne teže zidov pritlične etaže in stropa nad njim. Torzijska momenta  $M_{ax}$  in  $M_{ay}$  se izračunata po enačbah (3.16) in (3.17). Predpostavi se 5% ekscentričnost mase. Tlorisni dimenziji etaže, pravokotni na smer delovanja potresa, sta  $L_x = 9,13 \text{ m}$  in  $L_y = 8,29 \text{ m}$ .

$$e_{ax} = \pm 0,05 \cdot L_x = \pm 0,05 \cdot 9,13 \text{ m} = \pm 0,45 \text{ m}$$

$$e_{ay} = \pm 0,05 \cdot L_y = \pm 0,05 \cdot 8,29 \text{ m} = \pm 0,41 \text{ m}$$

$$M_{ax} = e_{ax} \cdot F_{prit.} = \pm 0,45 \text{ m} \cdot 754 \text{ kN} = \pm 340 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = e_{ay} \cdot F_{prit.} = \pm 0,41 \text{ m} \cdot 754 \text{ kN} = \pm 309 \text{ kNm}$$

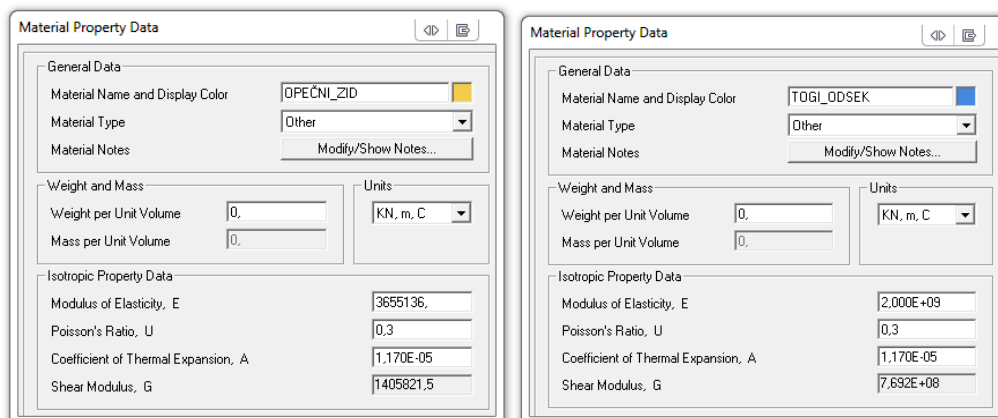
## 5.9 Modeliranje pritlične etaže v programu SAP2000

Modelira se samo obravnavana etaža. V večini primerov posamezen zid sestavljata toga odseka (spodaj in zgoraj) ter osrednji obravnavani del. Osrednji del je višine  $h_{eff}$  toga odseka pa predstavljata preostali del zidu (Slika 5.7).

Najprej je potrebno definirati materiala togega odseka in obravnavanega dela zidu (Slika 5.23). Togemu odseku se pripišejo materialne karakteristike, ki so desetkratnik materialnih lastnosti jekla. Pri osrednjem delu se upoštevajo prave vrednosti (Slika 5.23). Program strižni modul  $G$  privzeto računa po enačbi (5.3).

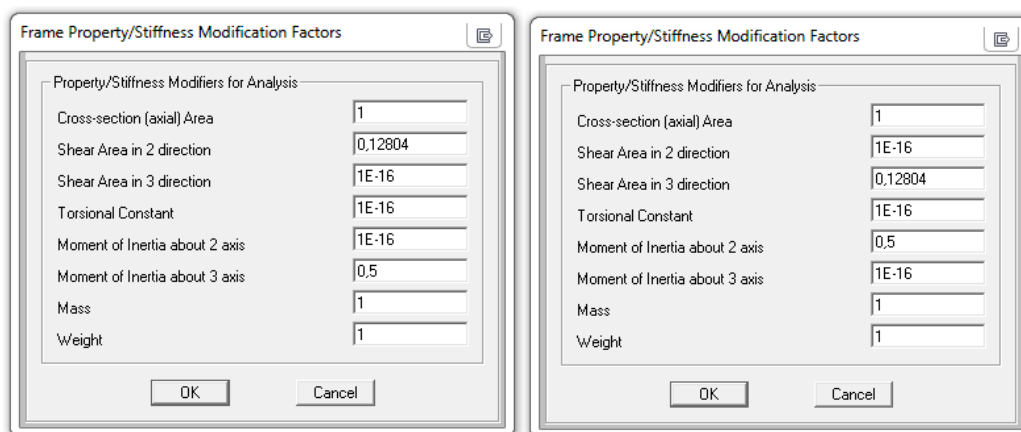
$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (5.3)$$

Izračunani vrednosti elastičnega in strižnega modula sta  $E = 3660 \text{ MPa}$  in  $G = 360 \text{ MPa}$  (poglavje 5.3).



Slika 5.23: Definiranje materiala osrednjega dela zidu in togega odseka

Vrednost strižnega modula je potrebno reducirati, da je upoštevana njegova prava vrednost. Redukcija se izvede s faktorjem *Shear Area in 2 direction* za zidove v *X* smeri in *Shear Area in 3 direction* za zidove v *Y* smeri (Slika 5.24). Poleg teh se spremenijo tudi določeni ostali faktorji, s katerimi je upoštevano na začetku predpostavljeno obnašanje zidov.



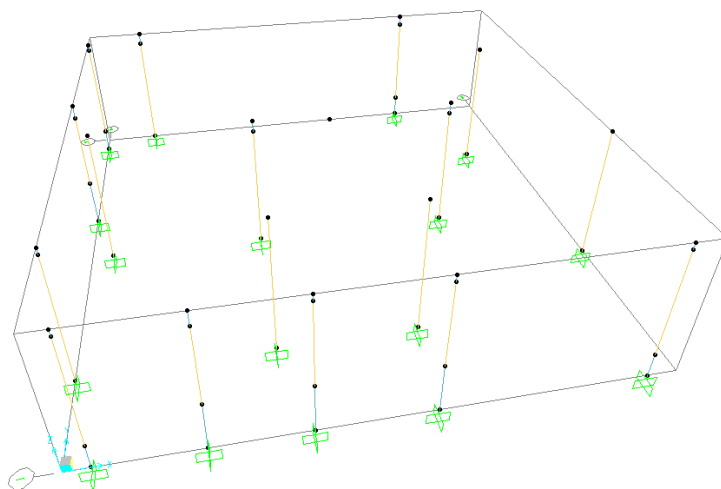
Slika 5.24: Podajanje faktorjev modifikacije za zidove v *X* in *Y* smeri

Vrednost faktorja *Shear Area* se izračuna po enačbi (5.4), kjer je skladno s priporočili EC8 upoštevana tudi razpokanost prereзов s faktorjem 0,5.

$$Shear Area = 0,5 \cdot \frac{G_{izrač.}}{G_{SAP2000}} \quad (5.4)$$

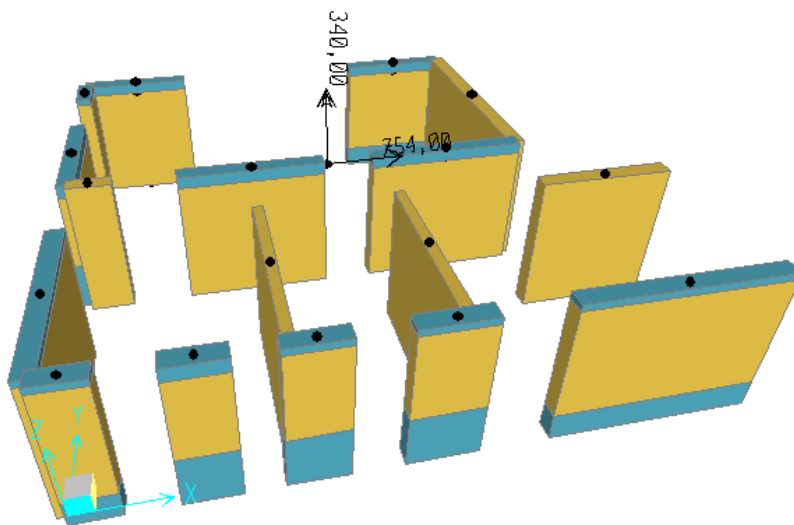
$$Shear Area = 0,5 \cdot \frac{360 \text{ MPa}}{1406 \text{ MPa}} = 0,12804$$

Vsakemu zidu posebej je potrebno določiti dimenzije in materialne karakteristike za togi odsek in osrednji del (Slika 2.8). Zidovi se v programu podajajo kot linijski elementi (Slika 5.25).



Slika 5.25: Podajanje sten kot linijskih elementov

V model se doda vozlišče, ki ima koordinate masnega središča. Nato se vsa vozlišča v zgornji ravni etaže poveže s togo diafragmo. Dodano vozlišče se obremeni s potresno silo v obeh obravnavanih smereh in torzijskimi momenti (Slika 5.26). Sledi definiranje ustreznih kombinacij po enačbah (3.18) in (3.19) ter zagon analize v programu.



Slika 5.26: Potresna obtežba v X smeri prikazana na 3D modelu pritlične etaže

Rezultat analize so notranje sile v posameznih elementih zaradi potresne obtežbe ( $F_{di}$ ). V Preglednici 5.8 in 5.9 je poleg teh prikazan tudi prispevek naključne torzije na posamezen zid ter celotni potresni obtežbi v obravnavanih smereh. Prispevek torzije na določen zid je odvisen od razdalje med masnim središčem in zidom. Večja kot je razdalja od masnega središča, večji je prispevek torzije.

Preglednica 5.8: Posamezne sile na posamezne zidove v X smeri in prispevek naključne torzije

Zid	PX1	PX2	PX3	PX4	PX5	PX6	PX7	PX8	PX9	PX10	PX11	skupaj
prispevek torzije (%)	5	7	7	7	7	1	2	2	2	8	8	5
potresna obtežba (kN)	12	30	35	51	172	77	8	101	115	93	137	830

Preglednica 5.9: Potresne sile na posamezne zidove v Y smeri in prispevek naključne torzije

Zid	PY1	PY2	PY3	PY4	PY5	PY6	skupaj
prispevek torzije (%)	5	5	5	0	3	6	5
potresna obtežba (kN)	136	188	17	85	97	289	812

## 5.10 Nosilnost zidovja

Izračun nosilnosti se prikaže na primeru za zid PX5.

### 5.10.1 Strižna nosilnost – zdrs

Največja horizontalna sila  $H_d$ , ki lahko deluje na zid, ne da bi prišlo do zdrsne porušitve (Slika 2.7), je določena z enačbo (4.11). Dimenzije zidu so razvidne iz Slike 5.7.

Podatki in izračun:

$$l = 3,38 \text{ m}$$

$$t = 0,29 \text{ m}$$

$$h_{eff} = 2,03 \text{ m}$$

$$A_{w,PX5} = 3,38 \text{ m} \cdot 0,29 \text{ m} = 0,9802 \text{ m}^2$$

$$N_d = 114 \text{ kN}$$

$$f_{vk0} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 2,25$$

$$f_{vd} = \frac{0,2 \text{ MPa} + 0,4 \cdot \left( \frac{114 \text{ kN}}{0,9802 \text{ m}^2} \right) / 1000}{2,25} = 0,11 \text{ MPa} \leq 0,65 \text{ MPa}$$

$$l_c = 3 \left( \frac{3,38 \text{ m}}{2} - \frac{H_d \cdot 2,03 \text{ m}}{114 \text{ kN}} \right) = 5,07 \text{ m} - 0,0533 \cdot H_d$$



Odpornost na zdrs se potem lahko izrazi, kot je prikazano spodaj.

$$R_{vd, PX5} = 0,11 \text{ MPa} \cdot 1000 \cdot 0,29 \text{ m} \cdot (5,07 \text{ m} - 0,0533 \cdot H_d)$$

Odpornost  $R_{vd}$  je največja takrat, ko je enaka maksimalni horizontalni sili  $H_d$ , ki jo zid še prenese. Pri iskanju enakosti smo si pomagali s programom Excel. Dobljena vrednost nosilnosti je  $R_{vd, PX5} = 60 \text{ kN}$ .

### 5.10.2 Strižna nosilnost – diagonalne razpoke

Porušni mehanizem, kjer na zidu nastanejo poševne razpoke (Slika 2.8), se lahko razvije, če je vodoravna obtežba večja od nosilnosti zidu na takšno porušitev. Opisuje jo enačba (4.17).

Podatki in izračun:

$$t = 0,29 \text{ m}$$

$$l = 3,38 \text{ m}$$

$$A_{w, PX5} = 3,38 \text{ m} \cdot 0,29 \text{ m} = 0,9802 \text{ m}^2$$

$$h = h_{eff} = 2,03 \text{ m}$$

$$N_d = 114 \text{ kN}$$

$$f_{tk} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 2,25$$

$$\frac{h}{l} = \frac{2,03 \text{ m}}{3,38 \text{ m}} = 0,6 < 0,7 \rightarrow b = 1,1$$

$$\sigma_0 = \frac{N_d}{A_{w, PX5}} = \frac{114 \text{ kN}}{0,9802 \text{ m}^2} / 1000 = 0,12 \text{ MPa}$$

$$R_{td} = 0,9802 \text{ m}^2 \cdot \frac{(0,18 \text{ MPa} \cdot 1000) / 2,25}{1,1} \sqrt{1 + \frac{0,12 \text{ MPa}}{0,18 \text{ MPa} / 2,25}} = 113 \text{ kN}$$

Pri »pešč« postopku izračuna nosilnosti  $R_{td}$  pride do odstopanja rezultata glede na izračun, narejen s programom Excel (Preglednica 5.10). Razlika nastopi zaradi zaokroževanja vmesnih rezultatov enačb.

### 5.10.3 Upogibna nosilnost

Upogibna nosilnost se izračuna z enačbo (4.26).

Podatki in izračun:

$$t = 0,29 \text{ m}$$

$$l = 3,38 \text{ m}$$

$$A_{w,PX5} = 3,38 \text{ m} \cdot 0,29 \text{ m} = 0,9802 \text{ m}^2$$

$$h = h_{eff} = 2,03 \text{ m}$$

$\alpha = 0,5 \rightarrow$  ker je zid obojestransko vpet

$$N_d = 114 \text{ kN}$$

$$f_{tk} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 2,25$$

---

$$\sigma_0 = \frac{N_d}{A_{w,PX5}} = \frac{114 \text{ kN}}{0,9802 \text{ m}^2} / 1000 = 0,12 \text{ MPa}$$

$$R_{fd} = \frac{0,12 \text{ MPa} \cdot 1000 \cdot 0,29 \text{ m} \cdot (3,38 \text{ m})^2}{2 \cdot 0,5 \cdot 2,03 \text{ m}} \left( 1 - \frac{0,12 \text{ MPa}}{0,85 \cdot (3,66 \text{ MPa} / 2,25)} \right) = 179 \text{ kN}$$

Razlika med rezultatoma tega izračuna in izračunom, narejenim s programom Excel, nastane zaradi istega razloga, kot pri izračunu strižne nosilnosti v prejšnjem poglavju.

### 5.10.4 Merodajna nosilnost

Merodajna nosilnost je najmanjša izmed izračunanih treh, ob predpostavki, da so možni vsi porušni mehanizmi.

$$R_{d,PX5} = \min(R_{vd,PX5}; R_{td,PX5}; R_{fd,PX5})$$

$$R_{d,PX5} = \min(60 \text{ kN}; 113 \text{ kN}; 179 \text{ kN}) = 60 \text{ kN}$$

V primeru, ko se porušni mehanizem zdrsra ne upošteva, se merodajna nosilnost izračuna sledeče:

$$R_{d,PX5} = \min(R_{td,PX5}; R_{fd,PX5})$$

$$R_{d,PX5} = \min(113 \text{ kN}; 179 \text{ kN}) = 113 \text{ kN}$$

### 5.11 Odpornost zidovja

Kontrola potresne odpornosti se najprej preveri za vsak zid posebej po enačbi (4.27). Horizontalna potresna obremenitev  $F_d$  na posamezen zid je izračunana s programom SAP2000 (Preglednici 5.8 in 5.9). Preverba potresne odpornosti zidu PX5 se izvede ob a) upoštevanju ter b) neupoštevanju zdrsra.

a)  $F_{d,PX5} = 172 \text{ kN} \leq R_{d,PX5} = 60 \text{ kN} \rightarrow$  **ne ustreza**

b)  $F_{d,PX5} = 172 \text{ kN} \leq R_{d,PX5} = 113 \text{ kN} \rightarrow$  **ne ustreza**

Ob neupoštevanju zdrsne porušitve se nosilnost zidu PX5 v primerjavi z upoštevanjem le-te skoraj podvoji, vendar potrebna nosilnost še vedno ni dosežena. Projektna potresna odpornost zidu je v tem primeru enaka projektni strižni nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok.

Takšen preračun je narejen za vsak zid. Na podlagi teh rezultatov je podana ocena potresne odpornosti celotne konstrukcije (Preglednica 5.10). Pomena oznak v enačbah (4.28) in (4.29) in Preglednici 5.10 pojasnjuje spodnji izraz.

$$H_{tot,u} = \Sigma R_d \tag{5.5}$$

$$\Sigma V_{Ed} = \Sigma F_d \tag{5.6}$$



Koeficienta potresne odpornosti objekta  $SRC_u$  in računске mejne prečne sile  $BSC_u$  se izračunata za oba primera potresne analize v obeh smereh ( $X$  in  $Y$ ). Potrebni podatki so v Preglednici 5.10.

### Smer X

a) z upoštevanjem zdrsra

$$\Sigma R_d = 352 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_d = 830 \text{ kN}$$

$$G_{tot} = m \cdot g = 170,8 \text{ t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 1678 \text{ kN}$$


---

$$BSC_{ux} = \frac{830 \text{ kN}}{1678 \text{ kN}} = 0,49$$

$$SRC_{ux} = \frac{346 \text{ kN}}{1678 \text{ kN}} = 0,20$$

$$\boxed{SRC_{ux} = 0,20 \geq BSC_{ux} = 0,49} \text{ ne ustreza}$$

b) z neupoštevanjem zdrsra (spremeni se samo skupna potresna odpornost zidovja)

$$\Sigma R_d = 649 \text{ kN}$$


---

$$SRC_{ux} = \frac{649 \text{ kN}}{1678 \text{ kN}} = 0,38$$

$$\boxed{SRC_{ux} = 0,38 \geq BSC_{ux} = 0,49} \text{ ne ustreza}$$

Izračun pokaže, da objekt nima zadostne projektne potresne odpornosti v smeri X.

### Smer Y

a) z upoštevanjem zdrsra

$$\Sigma R_d = 202 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_d = 812 \text{ kN}$$

$$BCS_{uy} = \frac{812 \text{ kN}}{1678 \text{ kN}} = 0,48$$

$$SRC_{uy} = \frac{202 \text{ kN}}{1678 \text{ kN}} = 0,12$$

$$SRC_{uy} = 0,12 \geq BSC_{uy} = 0,48 \quad \text{ne ustreza}$$

- b) z neupoštevanjem zdrsa (spremeni se samo skupna potresna odpornost zidovja)

$$\Sigma R_d = 409 \text{ kN}$$

---

$$SRC_{uy} = \frac{409 \text{ kN}}{1678 \text{ kN}} = 0,24$$

$$SRC_{uy} = 0,24 \geq BSC_{uy} = 0,48 \quad \text{ne ustreza}$$

Izračun pokaže, da objekt nima zadostne projektne potresne odpornosti tudi v smeri  $Y$ .

## 5.12 Ugotovitve in komentarji

Račun prvega preverjanja potresne odpornosti posameznih zidov, v katerem smo upoštevali vse tri porušne mehanizme, pokaže, da potresno obtežbo prenese samo zid PX7, pri vseh ostalih nastopi porušni mehanizem zdrsa. Zaradi porušitve skoraj vseh zidov tudi ni možnosti prerazporeditve potresne obtežbe. Zadostna potresna odpornost celotnega objekta tako ni dosežena v nobeni obravnavani smeri. V  $X$  smeri konstrukcija doseže 42 % potrebne nosilnosti, v  $Y$  pa 25 %.

Porušitev z mehanizmom zdrsa za pritlično etažo ni pričakovan način odpovedi zidov predvsem v smeri  $X$ , na katere se poleg lastne teže zidov prenaša vsa preostala obtežba konstrukcije. Pri drugem preverjanju zato zdrs ni bil upoštevan v nobeni smeri. Rezultat preverjanja potresne odpornosti ob neupoštevanju zdrsa je tako bolj smiseln. Projektno potresno obremenitev vzdržijo trije zidovi v  $X$  smeri in eden v smeri  $Y$ . Pri ostalih v večini nastanejo poškodbe zaradi diagonalnih razpok, le pri dveh je merodajen upogibni porušni mehanizem. Prerazporeditev potresnih sil med zidovi tudi v tem primeru ni mogoča za nobeno smer, saj je potresna obremenitev večja od skupne odpornosti zidov. Objekt v  $X$  smeri doseže 78 % potrebne odpornosti, v  $Y$  pa 50 %.

Za objekt je bolj kritičen potres v smeri  $Y$ . Takšen rezultat je bil pričakovan, saj so stropovi obravnavanega dela konstrukcije rebričasti in nalegajo na zidove v  $X$  smeri, s tem pa se vsa vertikalna

obtežba s stropov prenaša le na njih. Na večino zidov v *Y* smeri pa vertikalno deluje samo obtežba zaradi njihove lastne teže in teže zidov nad njimi. Izjema sta le zidova PY4 in PY5, ki ju dodatno obremenjuje del stopnišča. Posledica majhnih vertikalnih obtežb na zidove, je njihova nizka nosilnost v prečni smeri.

Primerjava obeh preverjanj potresne odpornosti pokaže, da se potresna odpornost celotnega objekta ob neupoštevanju zdrsa poveča. Povečanje je tako 88% za smer *X* in 103% za smer *Y*. Kljub takšnemu povečanju pa objekt vseeno ne doseže zadostne potresne odpornosti v nobeni smeri. Razlog za to tudi veliki materialni varnostni faktorji ter visoke zahteve standarda ne glede ali gre za star objekt ali novogradnjo.

## 6 ZAKLJUČEK

Preverjanje potresne odpornosti je za konstrukcije na ozemlju Slovenije obvezna, saj je to potresno aktivno območje. Večina potresov je šibkih in jih ne čutimo. Potres je lahko tudi močnejši, s tem pa se poveča obseg poškodb na objektih. Zadnji močnejši potres je bil leta 2004 v Posočju.

V diplomski nalogi je na začetku opisano obnašanje zidanih stavb med potresom in možni načini porušitev. Nato sledijo opisi enačb in definicije, ki jih podajata standarda EC6 in EC8 ter Tomažević (2009) s pomočjo katerih se izračuna prečna nosilnost zidov v njihovi ravnini. Drugi del naloge vsebuje oceno potresne odpornosti zidane stavbe v Posočju. Ocena je narejena samo za pritlično etažo.

Izračuni po opisanih enačbah so prikazani za zid PX5, rezultati ostalih pa so razvidni v končni preglednici (Preglednica 5.10). Za vsak zid sta bila narejena dva preverjanja potresne odpornosti. Pri prvem smo upoštevali vse tri na začetku predpostavljene porušne mehanizme. Analiza je pokazala, da projektno potresno obtežbo ni sposoben prenesti noben zid ter da pri vseh nastopi porušni mehanizem zdrsa. Za pritlične etaže je glede na izkušnje ponavadi merodajen porušni mehanizem z nastankom diagonalnih razpok, zato pri drugem preverjanju potresne odpornosti zdrsa nismo upoštevali in rezultat tega preverjanja pokaže prav to. Štirje zidovi ostanejo nepoškodovani, dva se upogibno porušita pri vseh ostalih pa nastanejo poševne razpoke. Glede na prvo preverjanje se potresna odpornost celotne konstrukcije podvoji, vendar potrebna odpornost kljub temu ni dosežena v nobeni smeri delovanja potresa.

Rezultat nezadostne potresne odpornosti je bil pričakovan, saj gre za star objekt, ki ni bil grajen v skladu s sodobno zakonodajo in posledično ne more zadostiti zahtev trenutnih predpisanih standardov.



## VIRI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Vidrih, R. 2005. Potres 12. Julija 2004 v Zgornjem Posočju. Ujma 19: 60–73.  
[http://www.sos112.si/slo/tdocs/ujma/2005/potres\\_12.pdf](http://www.sos112.si/slo/tdocs/ujma/2005/potres_12.pdf) (Pridobljeno 29. 7. 2013.)

Godec, M., Šket-Motnikar, B., Vidrih, R., Zupančič, P. 2006. Pregled poškodb ob potresnih leta 1998 in 2004 v Zgornjem Posočju. Ujma 20: 275–281.  
<http://www.sos112.si/slo/tdocs/ujma/2006/motnikar.pdf> (Pridobljeno 29. 7. 2013.)

Gosar, A. (ur.), 2012. Potresi v letu 2011. Ljubljana, Agencija RS za okolje, Urad za seizmologijo in geologijo, 2012: str. 16

[http://www.arso.gov.si/potresi/poro%C4%8Dila%20in%20publikacije/publikacija\\_2011\\_I.pdf](http://www.arso.gov.si/potresi/poro%C4%8Dila%20in%20publikacije/publikacija_2011_I.pdf)  
(Pridobljeno 31. 8. 2013.)

Karta projektnega pospeška tal. 2008.

[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne\\_pospek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne_pospek_tal.html) (Pridobljeno 29. 7. 2013.)

Evropska potresna lestvica (EMS-98) – kratka verzija. 1998.

<http://www.arso.gov.si/potresi/obvestila%20o%20potresih/EMS.pdf> (Pridobljeno 2. 8. 2013.)

Državna tehnična pisarna. 2006. Projektna dokumentacija obravnavanega objekta