

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:

Ristić, U., 2013. Ocena potresne odpornosti zidanega objekta v Zgornjem Posočju. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Snoj, J.): 35 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:

Ristić, U., 2013. Ocena potresne odpornosti zidanega objekta v Zgornjem Posočju. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Snoj, J.): 35 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

PRVOSTOPENJSKI  
ŠTUDIJSKI PROGRAM  
GRADBENIŠTVO (UN)

GRADBENIŠTVO /  
KONSTRUKTIVA

Kandidat:

**UROŠ RISTIĆ**

**OCENA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANEGA OBJEKTA V  
ZGORNJEM POSOČJU**

Diplomska naloga št.: 58/B-GR

**EVALUATION OF EARTHQUAKE RESISTANCE OF  
MASONRY BUILDING IN THE UPPER POSOČJE**

Graduation thesis No.: 58/B-GR

**Mentor:**

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Somentor:**

Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.

Ljubljana, 25. 09. 2013

## **STRAN ZA POPRAVKE**

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

**IZJAVE**

Podpisani Uroš Ristić izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom: »Ocena potresne odpornosti zidanega objekta v Zgornjem Posočju«.

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

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

Ljubljana, 23.9.2013

Uroš Ristić

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

UDK: 624.042.7(497.4 Bovec)(043.2)  
Avtor: Uroš Ristić  
Mentor: izr. prof. dr. Matjaž Dolšek  
Somentor: Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.  
Naslov: Ocena potresne odpornosti zidanega objekta v Zgornjem Posočju  
Tip dokumenta: diplomska naloga – univerzitetni študij – B  
Obseg in oprema: 35 str., 15 pregl., 11 sl., 30 en., 6 pril.  
Ključne besede: potresno inženirstvo, zidane stavbe, ocena potresne odpornosti konstrukcije, metoda s horizontalnimi silami, upogibna porušitev, strižna porušitev

### **Izvleček:**

Diplomska naloga je sestavljena iz dveh delov. V prvem delu je opisan potres kot naravni pojav in predstavljen postopek za določitev potresne sile ter izračun nosilnosti zidu za vse tri porušne mehanizme: strižna porušitev z zdrsom, strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok in upogibna porušitev. Drugi del naloge obsega oceno potresne odpornosti na objektu, ki je lociran v Zgornjem Posočju, in je bil poškodovan med potresoma leta 1998 in 2004. Analiza je narejena samo za pritlične zidove, neodvisno v obe smeri, ter za primer, ko objekt še ni bil poškodovan. Glede na maso objekta in projektno potresno obtežbo smo izračunali celotno potresno silo ter jo nato v razmerju togosti porazdelili na posamezne zidove. Ko smo pridobili vse potrebne podatke, smo izračunali merodajno (minimalno) nosilnost posameznega zidu ter iz teh rezultatov naredili oceno potresne odpornosti našega objekta. Ocenjujem, da objekt glede na izvedeno analizo ne dosega zadostne potresne varnosti v skladu s standardoma Evrokod 6 in 8.

**BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

UDC: 624.042.7(497.4 Bovec)(043.2)  
Author: Uroš Ristić  
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph. D.  
Cosupervisor: Jure Snoj, B. Sc.  
Title: Evaluation of earthquake resistance of masonry building in the Upper Posočje  
Document type: thesis  
Notes: 35 p., 15 tab., 11 fig., 30 eq., 6 add.  
Key words: earthquake engineering, masonry buildings, seismic resistance of buildings, lateral force method, flexural failure, shear failure

**Abstract:**

This thesis is divided in two parts. In the first part, the earthquake as natural phenomenon, a procedure for determination of the seismic forces and a model of the capacity of masonry walls associated with the flexural, the sliding shear and the shear failure due to formation of diagonal cracks are presented. The second part of the thesis addresses the earthquake resistance of the building, which is located in the Upper Posočje region, and was damaged by earthquakes in 1998 and 2004. An analysis is performed for the case when the building has not yet been damaged. Seismic response of building is evaluated independently with consideration of response of the critical bottom storey only. Based on the weight of the building, the seismic force is calculated and redistributed on the each wall on the basis of its stiffness ratio. When we acquire all information, a capacity of each wall, which was determined as minimum of capacities corresponded to the three failure modes, is calculated. Results of analysis have showed that building does not meet the safety requirements according to Eurocode 6 and 8.

## **ZAHVALA**

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku za pomoč in strokovno usmerjanje pri izdelavi diplomske naloge.

Prav tako se za uporabne nasvete in pojasnila zahvaljujem somentorju Juretu Snoju univ. dipl. inž. grad.

Posebna zahvala gre tudi družini in bližnjim, ki so mi stali ob strani tekom študija in me podpirali.

**KAZALO VSEBINE**

Izjave.....	II
Bibliografsko – dokumentacijska stran in izvleček.....	III
Bibliographic – documentalistic information and abstract.....	IV
Zahvala.....	V
Kazalo vsebine .....	VI
Kazalo slik.....	VIII
Kazalo preglednic.....	IX
1 Uvod .....	1
2 Potres .....	2
2.1 Nastanek .....	2
2.2 Valovanje.....	2
2.3 Magnituda in intenziteta .....	3
2.4 Potres v Zgornjem Posočju leta 2004.....	3
3 Obnašanje zidanih stavb med potresi.....	4
3.1 Poškodbe .....	4
4 Projektna potresna obtežba .....	5
4.1 Določitev mase .....	5
4.2 Spekter pospeškov .....	6
4.3 Porazdelitev projektne obtežbe po višini.....	8
4.4 Določitev obremenitve posameznega zidu .....	8
5 Nosilnost nepovezanega zidovja.....	10
5.1 Material .....	10
5.1.1 Karakteristična tlačna trdnost zidovja .....	10
5.1.2 Karakteristična natezna trdnost zidovja.....	10
5.1.3 Karakteristična strižna trdnost zidovja .....	11
5.1.5 Strižni modul .....	11
5.1.6 Modul elastičnosti .....	12
5.1.7 Varnostni faktorji za material .....	12
5.2 Porušni mehanizmi .....	13
5.2.1 Strižna nosilnost zidovja – porušitev z zdrsom .....	13
5.2.2 Strižna nosilnost zidu – diagonalne razpoke .....	14
5.2.3 Upogibna nosilnost zidu .....	15
6 Ocena odpornosti .....	17
7 Primer: Ocena potresne odpornosti zidane hiše.....	18



7.1	Zasnova in material .....	18
7.2	Obtežba.....	20
7.3	Določitev mase hiše .....	21
7.3.1	Strop nad pritličjem in balkon .....	21
7.3.2	Strop nad nadstropjem.....	22
7.3.3	Zidovje .....	23
7.3.4	Parapeti in preklade.....	23
7.3.5	Kolenčni zid in zidova na podstrešju .....	24
7.3.6	Streha in stopnice .....	25
7.3.7	Celotna masa konstrukcije.....	25
7.4	Določitev celotne potresne sile.....	26
7.5	Analiza potresne odpornosti.....	26
7.6.1	Delitev zidov .....	27
7.6.2	Efektivna višina zidu.....	27
7.6.3	Določitev osne obremenitve posameznega elementa .....	27
7.6.4	Razdelitev potresne sile na zidove v razmerju togosti .....	30
7.6.5	Določitev nosilnosti posameznega zidu .....	30
7.6.6	Globalna kontrola potresne odpornosti .....	31
7.7	Komentar in ugotovitve.....	32
8	Zaključek .....	33
Viri.....		34
Seznam prilog.....		35

**KAZALO SLIK**

Slika 1: Razporeditev horizontalne potresne sile po višini konstrukcije a) sorazmerno s prvo nihajno obliko, b) trikotna oblika potresne obtežbe (Tomažević, 2009: str. 125). .....	8
Slika 2: a) porušitev zaradi striga z zdrsom, b) porušitev zaradi nastanka diagonalnih razpok, c) upogibna porušitev (Tomažević, 2009: str. 128) .....	13
Slika 3: Tloris pritličja.....	18
Slika 4: Prerez A-A .....	18
Slika 5: Primer monta plošče.....	20
Slika 6: Primer določanja vplivnih površin v pogledu za kolenčni zid (modro) ter parapete in preklade ločeno za etažo (zeleno za prvo etažo in roza za drugo).....	24
Slika 7: Označitev zidov v pritličju .....	27
Slika 8: Določitev efektivne višine.....	27
Slika 9: Vplivne površine za strop nad pritličjem in velikost vplivne površine za zid SPX7 .....	28
Slika 10: Vplivne površine za streho.....	29
Slika 11: Primer vplivnih površin v pogledu za zidove.....	29

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vrednosti koeficienta $\varphi$ (Evrokod 8-1, 2005).....	6
Preglednica 2: Vrednosti koeficientov $\Psi_2$ (Evrokod 8-1, 2005) .....	6
Preglednica 3: Vrednosti parametrov za elastični spekter odziva v Sloveniji (Evrokod 8, 2005 – nacionalni dodatek ).....	7
Preglednica 4: Opis posameznih tipov tal (Evrokod 8-1, 2005) .....	7
Preglednica 5: Vrednosti faktorja obnašanja $q$ (Evrokod 8 – Dodatek A, 2005) .....	8
Preglednica 6: Vrednosti $K$ za opečne zidake ter malte za splošno rabo (Evrokod 6, 2006) .....	10
Preglednica 7: Vrednosti začetne strižne trdnosti $f_{vk0}$ (Evrokod 6-1, 2006) .....	11
Preglednica 8: Varnostni faktor za material $\gamma'_M$ po Evrokodu 6-1(2006) .....	12
Preglednica 9: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem.....	20
Preglednica 10: Konstrukcijski sklop stropa nad nadstropjem.....	20
Preglednica 11: Konstrukcijski sklop balkona .....	20
Preglednica 12: Konstrukcijski sklop zunanje stene .....	21
Preglednica 13: Konstrukcijski sklop notranje stene .....	21
Preglednica 14: Stopnice z naklonom $\phi 34^\circ$ , $\check{s}/\nu = 18/27$ cm .....	21
Preglednica 15: Materialne karakteristike zidovja .....	31

»Ta stran je namenoma prazna.«

## **1 UVOD**

Potres je pogost pojav, vendar je močnih potresov, ki poškodujejo objekte, k sreči malo. V preteklosti je s svojo močjo dodobra spremenil okolje in način življenja ljudi. Vse večjo pozornost posvečamo splošni varnosti in se trudimo izboljšati ter povečati potresno odpornost naših objektov. S tem si prizadevamo omejiti poškodbe in preprečiti porušitve konstrukcij ter zavarovati človeška življenja.

Območje Slovenije uvrščamo med potresno dejavnejša območja. Med potresno najbolj nevarne dele Slovenije pa spadajo ljubljansko, idrijsko, in krško-brežiško območje ter Zgornje Posočje, kjer smo nazadnje zabeležili dva močna potresa. Prvi je prizadel Posočje leta 1998 z močjo 5,6 stopnje po Richterjevi lestvici, drugi pa leta 2004 z močjo 4,9. Zaradi tega je projektiranje potresno odpornih objektov pri nas zelo pomembno.

Diplomska naloga je razdeljena na dva dela. V teoretičnem delu smo opisali nastanek in delovanje potresov ter podali nekaj informaciji o potresu v Zgornjem Posočju iz leta 2004. Nadaljevali smo z opisom obnašanja zidanih stavb med samim potresom in predstavili mehanizme porušitve.

V računskem delu je bil izveden račun potresne odpornosti obstoječega zidanega objekta. Obravnavan objekt je bil zgrajen na potresno aktivnem območju severozahodne Slovenije, natančneje v kraju Bovec, in je občutil moč potresa iz leta 1998 in 2004. V izračunu smo upoštevali navodila Evrokodov 6 in 8, v nekaterih delih pa tudi priporočila prof. Tomaževiča (2009).

## 2 POTRES

### 2.1 Nastanek

Različni naravni pojavi, kot so tektonski procesi, izbruhi vulkanov ali nenadne porušitve zemljine na kraških območjih, povzročajo nihanje zemeljskih tal. Ta proces nihanja imenujemo potres (Tomaževič, 2009).

Na nihanje tal pa ne vpliva samo narava sama, ampak tudi človek s svojimi dejavnostmi. Mednje spadajo rudniški izkopi, eksplozije in velika umetna zajetja vode. Kot eden glavnih vzrokov za pojav potresov pa še vedno veljajo procesi v tektonskih ploščah Zemlje (Tomaževič, 2009).

Zemljino skorjo z zgornjim delom zemljinega plašča imenujemo litosfera. Ta je razdeljena na tektonske plošče, ki se gibljejo po astenosferi. Z gibanjem tektonskih plošč lahko pride do podirivanja (subdukcije) ali pa narivanja plošč. Zaradi teh premikov med dvema sosednjima ploščama se v bližini stika pojavijo visoke napetosti. V trenutku, ko je trdnost kamnine presežena, pride do porušitve le te in nakopičena energija se sprosti v obliki potresa. Stik, kjer pride do porušitve kamnine, imenujemo tektonski prelom (Tomaževič, 2009).

Pri porušitvi se lahko skalna formacija premakne v navpični ali vodoravni smeri, najpogosteje pa je kombinacija obeh. Zato lahko prelome razvrstimo na štiri vrste (Tomaževič, 2009):

- Vodoravni prelom
- Normalni prelom
- Narivni prelom
- Poševni prelom

V povezavi z besedo potres velikokrat slišimo izraze kot so hipocenter in epicenter potresa. Hipocenter, ali z drugo besedo žarišče, je površina kjer pride do zdrsa oziroma premika. Njena projekcija na zemljino površje pa nadžarišče oziroma epicenter. V praksi ju idealiziramo s točkama. Območje epicentra je odvisno od jakosti potresa, velikosti območja zdrsa in globine žarišča. Glede na globino žarišč pa ločimo tudi plitve in globoke potrese. Pri plitvih globina ni večja od 70 km, pri globokih pa je lahko tudi 700 km (Tomaževič, 2009).

### 2.2 Valovanje

Pri potresu se pojavita dve vrsti seizmičnih valov, ki jih uvrščamo med prostorske valove. Delimo jih na longitudinalne oziroma primarne valove (*P*-valove) in transverzalne ali sekundarne (*S*-valove). Longitudinalni valovi so tlačni valovi in se širijo v isti smeri kot nihajo delci tal. Na drugi strani pa so transverzalni valovi strižni, kjer delci nihajo pravokotno na smer širjenja. Kot smo že na začetku podpoglavja omenili, so *P*-valovi in *S*-valovi prostorski in se med gibanjem po različnih slojih zemljine skorje odbijajo in lomijo. Posledica tega sta dve obliki valov, ki se širita po zemljini površini. To so (Tomaževič, 2009):

- Lovovi valovi (*L*-valovi) – delci nihajo v ravnini, ki je vzporedna površju zemlje in pravokotna na smer širjenja valov

- Rayleighovi valovi (*R*-valovi) – delci nihajo v obliki elipse v ravnini, ki je pravokotna na zemljino površino

### 2.3 Magnituda in intenziteta

Kot smo že ugotovili, na nastanek potresa vpliva količina sproščene energije in valovanje skozi različne zemeljske plasti. Zaradi tega vsi potresi niso enaki in nimajo enakega vpliva. Da bi jih lažje ločili in določali posledice, ki jih povzročajo, potrese opisujemo z magnitudo in intenziteto (Fajfar, 1995).

Magnituda (*M*) je kvantitativna mera za količino sproščene energije pri potresu, ki jo je definirala Richter leta 1935. Definiral jo je kot logaritem (z bazo 10) maksimalne amplitude potresnih valov (v mikronih), ki so merjene na standardnem akcelero grafu v oddaljenosti 100 km od epicentra potresa. Problem pa se pojavi, ker vsi akcelero grafi niso standardnega tipa in niso vedno postavljeni na oddaljenosti 100 km od epicentra. Zaradi tega različne seizmološke postaje dajo za isti potres različne rezultate. Varirajo lahko tudi do 0,5, zato je magnituda, definirana po Richterju, samo približna mera za jakost potresa. Kasneje so seizmologi uvedli nove mere za magnitudo, ki temeljijo na amplitudah posameznih tipov valov (Fajfar, 1995).

Vsako območje, ki ga prizadene potres, občuti nekakšne posledice. Škodo, ki jo povzroči na objektih, naravi in živih bitjih imenujemo intenziteta potresa. Ni odvisna samo od magnitude, pač pa tudi od oddaljenosti od epicentra oziroma hipocentra in lokalnih geomehanskih, geoloških ter topografskih značilnosti. Za razliko od magnitude, ki je instrumentalna mera, je intenziteta določena na osnovi opazovanj in anketiranja prebivalstva. Danes uporabljamo več lestvic intenzitete kot so (Fajfar, 1995):

- MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg) – prva verzija 1904, 12 stopenj
- MM (Modificirana Mercallijeva), 12 stopenj
- MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik) – 1964, 12 stopenj

### 2.4 Potres v Zgornjem Posočju leta 2004

V zadnjem delu diplomske naloge je narejena ocena potresne odpornosti stanovanjske hiše, ki je občutila moč potresa iz leta 2004. Ta je prizadel Zgornje posočje 12. julija ob 15.04 uri. Epicenter potresa je bil 4 km severno od Kobarida, v bližini Drežniških Raven, magnituda potresa pa je bila 4,9. V primerjavi s potresom iz leta 1998 je bilo pri tem potresnem sunku sproščene manj energije, vendar je zaradi slabih lokalnih seizmogeoloških razmer v Čezsoči in nekaterih predelih Bovca povzročil veliko škodo na zgradbah, v naravi pa je prišlo do nastanka značilnih pojavov, kot so padanje skal, manjši hribinski podori, razpoke ob robovih teras, itd. Stopnja intenzitete je bila višja za celo stopnjo (Vidrih, 2005).

Evropski standard predvideva za dimenzioniranje objektov na tem področju pospeške od 0,225 g do 0,25 g. Pospeški površine temeljnih tal pri tem potresu, ki so jih pridobili po meritvah na seizmografu v Bovškem kulturnem domu, pa so znašali do 0,5 g, kar pomeni, da so lahko pospeški na vrhu visokega objekta znašali tudi do 1,2 g. Zaradi tega je bilo pričakovano, da se bodo pojavile poškodbe tako na saniranih kot na novozgrajenih objektih (Posočje, 2009).

### 3 OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB MED POTRESI

Med delovanjem potresa v objektu nastanejo vztrajnostne sile, ki so določene kot produkt mase in pospeška. Njihova velikost je odvisna od jakosti potresa ter dinamičnih lastnosti gibanja tal in konstrukcije. Med potresom je konstrukcija poleg statične vertikalne obtežbe obremenjena tudi z vodoravno potresno obtežbo, ki povzroča dodatne upogibne, strižne pa tudi osne sile. V primeru preobremenitve elementov pride do poškodb in rušitev le-teh. Obnašanje konstrukcije med potresom je zato odvisno predvsem od (Tomažević, 2009):

- zasnove konstrukcije in
- kakovosti materialov ter same gradnje

Opozoriti moramo, da je obnašanje odvisno tudi od samega projektiranja, kar pa prof. Tomažević (2009) ne omenja.

Zidovje lahko najdemo v različnih oblikah in strukturah. Sestavljeno je iz zidaka in veznega sredstva. V preteklosti zgrajeno zidovje je bilo sestavljeno predvsem iz materialov slabše kakovosti in povezano z vezivi slabše kvalitete, zato so starejši objekti najbolj ranljivi (Tomažević, 2009).

Za pravilno obnašanje konstrukcije med potresom je pomembna zasnova, s katero dosežemo, da je objekt sposoben prevzeti potresno obtežbo v vzdolžni in prečni smeri. Bolj kot je enostavna in simetrična, manjše so možnosti za nastanek poškodb. Z nesimetrično zasnovo nosilnih in nenosilnih delov objekta povzročimo odmik masnega središča od središča togosti in s tem povzročimo torzijsko obremenitev nosilnih elementov. Neugodno obnašanje med potresi so kazale tudi stavbe, katere so imele po višini velike razlike v togosti, in stavbe z mehkim pritličjem, zato je pomembna tudi zasnova v vertikalni smeri (Tomažević, 2009).

#### 3.1 Poškodbe

Objekt prevzame potresno silo s svojimi vertikalnimi nosilnimi elementi. Na sposobnost prevzema potresne sile brez nastanka poškodb vpliva kvaliteta materiala in nadzor nad gradnjo. Velik prispevek k odpornosti pa ima tudi povezanost nosilnih zidov med seboj, saj je nihanje togo povezanih konstrukcij manjše od konstrukcij s podajnimi lesenimi stropovi (Tomažević, 2009).

Način poškodovanja objekta je odvisen od zasnove konstrukcije in jakosti potresa. Ker se bomo v nadaljevanju diplomske naloge osredotočili na tri vrste porušnih mehanizmov, si lahko na slikah v prilogi F ogledamo nekaj primerov poškodb in prikaz glavnih napetosti. Na prvi sliki v prilogi F so značilne strižne diagonalne razpoke. Do takih poškodb pride, ko je presežena glavna natezna trdnost v sredini zidu. Poškodba na drugi sliki v prilogi F je zaradi strižnega zdrsa. Take porušitve pričakujemo v višjih nadstropjih, kjer je osna sila v zidu relativno majhna. Na tretji sliki v prilogi F pa so prikazane glavne napetosti pri upogibni porušitvi (a) in pri nastanku diagonalnih razpok (b). V primeru (a) se pojavi na natezni strani razpoka, na tlačni pa pride do tlačnih poškodb opeke.



## 4 PROJEKTNA POTRESNA OBTEŽBA

Potres je prostorsko gibanje tal in zato je tudi vpliv na konstrukcijo prostorski. Račun prostorskega dinamičnega odziva konstrukcije je zelo zahteven in zapleten. Zaradi enostavnosti in pravilnosti zidanih stavb upoštevamo pri računu samo vodoravno komponento potresa (enačba (1)). Vertikalno komponento ponavadi ne upoštevamo, saj je varnost na vertikalno obtežbo zadosti velika. Upoštevamo jo samo tam, kjer so elementi z zelo velikimi razponi ali konzole, saj bi lahko zaradi nihanja v navpični smeri imelo kritičen vpliv na konstrukcijo (Tomažević, 2009).

Evrokod 8 (2005) nam podaja enačbo (1), ki je predstavljena kot produkt celotne korigirane mase konstrukcije in spektralnega pospeška:

$$F_{d,b} = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (1)$$

kjer je:

$S_d(T)$  ordinata projektnega spektra odziva pospeškov pri nihajnem času  $T$   
 $T$  osnovni nihajni čas konstrukcije v obravnavani smeri  
 $m$  celotna masa stavbe nad temelji oziroma nad togo kletjo  
 $\lambda$  korekcijski faktor za maso

$$\lambda = \begin{cases} 0,85; & T \leq 2 \cdot T_c \\ 1,0; & \text{sicer} \end{cases} \quad (2)$$

### 4.1 Določitev mase

V izračunu projektnega potresnega vpliva  $A_{Ed}$  moramo upoštevati vse mase, ki zaradi dinamike povzročajo vztrajnostne sile. Po Evrokodu 8 (2005) se enačba, za izračun težnostnega vpliva, glasi:

$$W = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

kjer je kombinacijski koeficient  $\Psi_{E,i}$  izračunan z izrazom

$$\Psi_{E,i} = \varphi \Psi_{2,i} \quad (4)$$

in izraža verjetnost koristne obtežbe na konstrukciji v času potresa.

Oznake v zgornjih dveh enačbah predstavljajo:

$W$  teža stavbe nad obravnavanim prerezom ( $G$  – stalni vpliv,  $Q$  – spremenljiv vpliv),  
 $\Psi_{E,i}$  koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva  $i$  (preglednica 2)  
 $\varphi$  faktor, odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti etaže (preglednica 1)

Preglednica 1: Vrednosti koeficienta  $\varphi$  (Evrokod 8-1, 2005)

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 2: Vrednosti koeficientov  $\Psi_2$  (Evrokod 8-1, 2005)

Kategorija površin	$\Psi_2$
A: stanovanja, bivalni prostori	0,3
B: pisarne	0,3
C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,6
D: trgovine	0,6
E: skladišča	0,8
H: strehe	0

Celotno maso pa izračunamo tako, da težnostni vpliv delimo z gravitacijskim pospeškom  $g$ :

$$m = \frac{W}{g}, \quad (5)$$

kjer je  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ .

#### 4.2 Spekter pospeškov

Če bi hoteli zagotoviti elastično obnašanje konstrukcije med potresom, bi bili prerezi sten in stebrov preveliki. Zaradi tega je objekt projektiran tako, da sipa energijo med potresom predvsem z duktilnim obnašanjem elementov. To pomeni, da so poškodbe dovoljene do te mere, da ne vplivajo na stabilnost konstrukcije in jih je mogoče sanirati (Tomaževič, 2009).

Objekt analiziramo z elastično analizo, kjer s faktorjem obnašanja  $q$  upoštevamo redukcijo elastičnega spektra pospeškov. Reduciran elastični spekter imenujemo projektni spekter.

Projektni spekter pospeškov s 5% dušenjem se tako definira z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \quad (7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2,5 T_C}{q T} \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (8)$$

$$T_D \leq S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2,5 T_C T_D}{q T^2} \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (9)$$

kjer je:

- $S_d$  projektni spekter
- $T$  nihajni čas konstrukcije
- $A_g$  projektni pospešek tal
- $T_B$  spodnja meja nihajnega časa na območju spektra s konstantno vrednostjo spektralnega pospeška
- $T_C$  zgornja meja nihajnega časa na območju spektra s konstantno vrednostjo spektralnega pospeška
- $T_D$  vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika
- $S$  faktor tal
- $q$  faktor obnašanja
- $\beta$  faktor, ki določa spodnjo mejo vodoravnega projektnega spektra pospeškov

Na vrednosti nihajnih časov  $T_B$ ,  $T_C$  in  $T_D$  ter faktor tal  $S$  vpliva tip tal na katerih konstrukcija stoji. Te vrednosti in opise tipov tal si lahko ogledamo v preglednicah 3 in 4.

Preglednica 3: Vrednosti parametrov za elastični spekter odziva v Sloveniji (Evrokod 8, 2005 – nacionalni dodatek )

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

Preglednica 4: Opis posameznih tipov tal (Evrokod 8-1, 2005)

Tip tal	Opis stratigrafskega profila
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 metrov slabšega površinskega materiala.
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo.
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline, globine nekaj deset do več sto metrov.
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).

V enačbah (6) – (9) smo uporabili tudi faktor obnašanja. Ta je odvisen od tipa konstrukcijskega sistema, kar prikazuje preglednica 5 (Evrokod 8, 2005 – Dodatek A).

Preglednica 5: Vrednosti faktorja obnašanja  $q$  (Evrokod 8 – Dodatek A, 2005)

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
Povezano zidovje	2,0 – 3,0
Armirano zidovje	2,5 – 3,0

### 4.3 Porazdelitev projektne obtežbe po višini

Projektna obtežba, izračunana po enačbi (1), je največja sila, ki deluje na konstrukcijo v pritličju. Da bi izračunali vpliv obtežbe med delovanjem potresa moramo projektno potresno obtežbo razdeliti po višini konstrukcije. Pri zidanih konstrukcijah so raziskave pokazale, da lahko vodoravne potresne sile razdelimo po višini v sorazmerju s prvo nihajno obliko (Slika 1: a) ali pa v sorazmerju mas in višinskih kot etaž (Slika 1: b). Zato lahko potresne sile po višini izračunamo z naslednjo enačbo (Tomaževič, 2009):

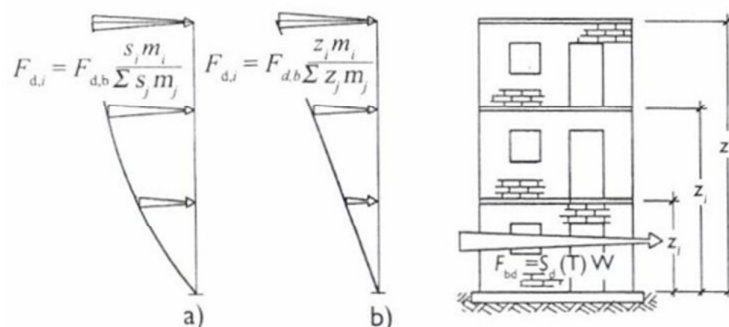
$$F_{d,i} = F_{d,b} \frac{z_i}{\sum z_j m_j} \quad (10)$$

kjer je:

$F_{d,i}$  projektna vodoravna sila v posamezni etaži

$F_{d,b}$  celotna potresna sila ob vpetju

$z_b, z_j$  višina mas  $m_i, m_j$  nad nivojem delovanja potresne obtežbe



Slika 1: Razporeditev horizontalne potresne sile po višini konstrukcije a) sorazmerno s prvo nihajno obliko, b) trikotna oblika potresne obtežbe (Tomaževič, 2009: str. 125).

### 4.4 Določitev obremenitve posameznega zidu

Ko enkrat poznamo projektno potresno silo, jo je potrebno razdeliti na posamezne zidove. Zid z večjo togostjo bo nase prevzel več potresne sile od zidu z manjšo. Zato potresno obtežbo razdelimo na posamezne zidove v razmerju togosti in tako dobimo projektno silo, ki jo mora prevzeti vsak zid (Tomaževič, 2009).

$$k_i = \frac{G \cdot A_w}{1,2 \cdot h \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot \frac{G}{E} \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right]} \quad (11)$$

kjer je:

- $A_w$  tlorisna površina posameznega zidu
- $h$  efektivna višina posameznega zidu
- $l$  dolžina posameznega zidu
- $\alpha$  koeficient odvisen od vpetostnih pogojev

Po izračunu vseh potrebnih togosti, lahko s pomočjo enačbe (12) določimo silo za vsak zid posebej.

$$F_i = F_b \cdot \delta \cdot \frac{k_i}{\sum k_i} \quad (12)$$

kjer je:

- $k_i$  togost posameznega zidu
- $\sum k_i$  seštevek vseh togosti (skupna togost)
- $\delta$  vpliv torzije zaradi slučajne ekscentričnosti

Zaradi nesimetričnosti objektov moramo upoštevati faktor  $\delta$ , ki podaja vpliv torzije zaradi slučajne ekscentričnosti pri analizi z vodoravnimi silami.

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L} \quad (13)$$

kjer je:

- $x$  razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer upoštevane potresne vpliva
- $L$  razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjena pravokotno na smer upoštevane potresne vpliva

## 5 NOSILNOST NEPOVEZANEGA ZIDOVJA

V tem poglavju predstavimo enačbe za določitev mehanskih lastnosti materiala ter enačbe za izračun nosilnosti v primeru porušitve zaradi striga z zdrsom, striga z nastankom diagonalnih razpok in porušitve zaradi upogiba.

### 5.1 Material

Zidovje je sestavljeno iz različnih materialov (zidaki in malta), vendar pri računu nosilnosti zidanih konstrukcij ne upoštevamo nosilnost vsakega materiala ločeno, ampak obravnavamo zidovje kot homogen material in določimo mehanske lastnosti za celoten zid (Tomaževič, 2009).

#### 5.1.1 Karakteristična tlačna trdnost zidovja

Po standardu SIST EN 1052-1 s testi določamo tlačno trdnost zidovja. Test izvajamo z navpičnim obremenjevanjem preizkušanca do porušitve (Tomaževič, 2009). V primeru, da nimamo možnosti preiskav materiala, nam Evrokod 6 (2006) podaja enačbo (14), po kateri lahko določimo karakteristično tlačno trdnost.

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \text{ [Mpa]} \quad (14)$$

kjer je:

- $f_k$  karakteristična tlačna trdnost zidovja, v MPa
- $f_b$  tlačna trdnost zidaka, v MPa
- $f_m$  tlačna trdnost malte, v MPa
- $K$  konstanta, prilagojena v skladu z Evrokodom 6 (2006), ki je odvisna od vrste zidaka in malte, prikazana v preglednici 6
- $\alpha, \beta$  konstanti, odvisni od vrste materiala, ki je določen v Evrokodu 6 (2006)

Preglednica 6: Vrednosti  $K$  za opečne zidake ter malte za splošno rabo (Evrokod 6, 2006)

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

Omejitve za uporabo enačbe (14) so podane v odvisnosti od koeficienta variacije rezultatov preiskav in razvrstitve zidakov v skupine, oziroma v skladu z Evrokodom 6 3.6.1.2(2) in 3.6.1.2(3).

#### 5.1.2 Karakteristična natezna trdnost zidovja

Na podlagi rezultatov preiskav, ko na zid deluje navpična in vodoravna sila, določimo približno vrednost karakteristične natezne trdnosti. Ta določa odpornost zidu pri porušitvi z nastankom diagonalnih razpok (Tomaževič, 2009).

$$0,03 \cdot f_k \leq f_{tk} \leq 0,09 \cdot f_k \quad (15)$$

kjer je:

- $f_k$       karakteristična tlačna trdnost zidovja  
 $f_{tk}$      karakteristična natezna trdnost zidovja

### 5.1.3 Karakteristična strižna trdnost zidovja

V primeru, da so vse rege v celoti zapolnjene z malto za splošno uporabo (v skladu z Evrokodom 6-1-1:2006) lahko karakteristično strižno trdnost zidovja določimo po enačbi (Tomažević, 2009):

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b \quad (16)$$

kjer je:

- $f_{vko}$     začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti,  
 $\sigma_d$     projektna tlačna napetost v prerezu v pravokotni smeri na strižno silo,  
 $f_b$       normalizirana tlačna trdnost zidakov.

Če za začetno strižno trdnost ni podatkov pridobljenih z raziskavami, jo lahko določimo z vrednostmi v preglednici 7.

Preglednica 7: Vrednosti začetne strižne trdnosti  $f_{vko}$  (Evrokod 6-1, 2006)

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

### 5.1.5 Strižni modul

EC6 podaja strižni modul  $G$  kot

$$G = 0,4E \quad (17)$$

kjer je:

- $G$       strižni modul  
 $E$       elastični modul

Po analizi večjega števila preiskav je prof. Tomažević (2009) prišel do zaključka, da enačba (18) podaja bolj natančne rezultate.

$$1000 \cdot f_{tk} \leq G \leq 2700 \cdot f_{tk} \quad (18)$$

kjer je:

- $f_{tk}$       karakteristična natezna trdnost zidovja

### 5.1.6 Modul elastičnosti

V primeru, da vrednosti elastičnega modula zidu niso določene s tlačno preiskavo z upoštevanjem odvisnosti med napetostmi in deformacijo, uporabimo enačbo (Evrokod 6, 2006):

$$E = K_E \cdot f_k \quad (19)$$

kjer je:

$K_E$  konstanta določena v nacionalnem dodatku k Evrokodu 6-1, 2006 (priporočena vrednost je 1000)

$f_k$  karakteristična tlačna trdnost zidovja

### 5.1.7 Varnostni faktorji za material

Pri potresnih kombinacijah je varnostni faktor sestavljen iz treh delov:

- delni varnostni faktor materiala  $\gamma'_M$  (preglednica 8)
- stopnja poznavanja konstrukcije  $CF_m$
- zmanjšanje zaradi potresnega vpliva za  $\frac{1}{3}$

in ga izračunamo po naslednji enačbi:

$$\gamma_M = \frac{1}{3} \gamma'_M \cdot CF_m \quad (20)$$

Preglednica 8: Varnostni faktor za material  $\gamma'_M$  po Evrokodu 6-1(2006)

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 %.					

Kot smo že na začetku podpoglavja omenili je potrebno upoštevati tudi faktor poznavanja oziroma zaupanja  $CF_m$ , saj za vsak objekt nimamo vseh preiskav. Glede na stopnjo poznavanja konstrukcije, ga razdelimo v tri skupine:

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)	$CF_{KL3} = 1,0$



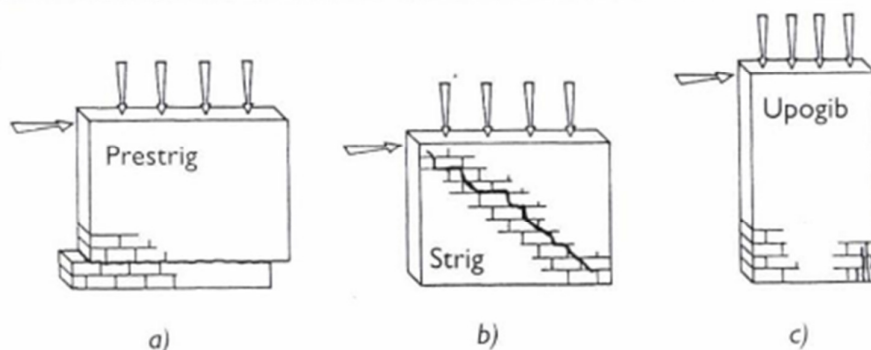
## 5.2 Porušni mehanizmi

Poškodbe zidovja v primeru potresa so različne. Če upoštevamo, da je zid obremenjen samo v svoji ravnini in, da zidovje dobro prenaša tlačne obremenitve, vendar relativno slabo natezne in strižne, so naslednji trije mehanizmi porušitve, ki jih prikazuje slika 2, najbolj pogosti:

- porušitev zaradi prestriga z zdrsom
- porušitev zaradi nastanka diagonalnih razpok
- upogibna porušitev

Zgoraj naštetih mehanizmi so odvisni od geometrije zidu, materialnih karakteristik, ki imajo skupaj z navpičnimi tlačnimi napetostmi največji vpliv na nosilnost zidu, od pogojev vpetosti na podprtih robovih ter od razmerja med navpično in vodoravno obtežbo in seveda od smeri delovanja potresne obtežbe (Tomažević, 2009).

Ker smo se v praktični nalogi omejili na nepovezано zidovje, bomo v nadaljevanju obravnavali mehanizme porušitve za nepovezано in nearmirano zidovje.



Slika 2: a) porušitev zaradi striga z zdrsom, b) porušitev zaradi nastanka diagonalnih razpok, c) upogibna porušitev (Tomažević, 2009: str. 128)

### 5.2.1 Strižna nosilnost zidovja – porušitev z zdrsom

Na strižno porušitev z zdrsom vpliva kvaliteta malte in navpična obremenitev. Manjša kot je navpična obremenitev in, seveda, slabša kot je kvaliteta malte, večja je možnost te vrste porušitve. Ker so v pritličju običajno tlačne vertikalne napetosti zelo visoke, v tem delu objekta ne pričakujemo strižne porušitve z zdrsom, kar pa za višja nadstropja ne velja, saj se vertikalne obremenitve zmanjšujejo, pospešek zaradi potresa pa narašča (Tomažević, 2009).

Najbolj kritičen parameter je strižna trdnost zidovja, zato strižno odpornost nearmiranega zidu določimo po enačbi (Tomažević, 2009):

$$R_{ds,w,zdrs} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c \quad (21)$$

kjer je:

- $f_{vk}$  karakteristična strižna trdnost zidu, izračunana po enačbi (16)  
 $t$  debelina zidu

$l_C$  dolžina tlačnega dela zidu  
 $\gamma_M$  delni faktor varnosti za zidovje

Prav hitro se lahko zgodi, da rezultanta deluje izven jedra prereza, zato za določitev dolžine tlačnega dela prereza uporabimo enačbo (22) (Tomažević, 2009).

$$l_c = 3 \cdot \left( \frac{l}{2} - \frac{F_d \cdot h}{N_d} \right) \quad (22)$$

kjer je:

$F_d$  projektna potresna sila v kN  
 $N_d$  projektna osna sila v kN  
 $h$  višina zidu v m  
 $l$  dolžina zidu v m

Zaradi razmerja med višino in širino zidu lahko dobimo tudi negativno strižno nosilnost z zdrsom, kar pa ni realno. Zaradi tega se računa lotimo na iterativen način, pri čemer je naša merodajna nosilnost enaka horizontalni sili na element.

### 5.2.2 Strižna nosilnost zidu – diagonalne razpoke

Na vsak zid deluje kombinacija navpičnih in horizontalnih sil. Zaradi tega lahko glavne natezne napetosti na sredini zidu prekoračijo natezno trdnost zidovja. V primeru, da se to zgodi, pride do značilnih poškodb zidu v obliki diagonalnih razpok, ki lahko potekajo po navpičnih in naležnih regah ali pa preko zidakov. Zaradi običajne geometrije nosilnih zidov in lastnosti materialov je ta način porušitve najbolj tipičen (Tomažević, 2009).

Nosilnost nearmiranega in nepovezanega zidu se izračuna tako, da določimo maksimalno prečno silo, ki jo zid še lahko prenese. Vpliv geometrije zidu zajamemo s faktorjem  $b$  (Tomažević, 2009).

$$R_{ds,w,diag} = A_w \cdot \frac{f_{td}}{b} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_d}{f_{td}} + 1} \quad (23)$$

kjer je:

$A_w$  površina prečnega prereza  
 $b$  faktor odvisen od razmerja  $h/l$ , med efektivno višino elementa in njegovo dolžino. Faktor je določen po enačbi (24)

$$b = \begin{cases} 1,5 & \frac{h}{l} > 1,5 \\ 1,1 & \frac{h}{l} < 0,7 \\ \text{lin. int ostalo} & \end{cases} \quad (24)$$

$\sigma_d$  povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu, zaradi dejanske konstantne navpične sile  $N$   
 $f_{td}$  projektna natezna trdnost zidu

Za določitev enačbe (23) smo izhajali iz enačbe (25) za določitev glavnih normalnih napetosti in upoštevali teorijo elastičnosti, saj predpostavimo, da je zid homogen in izotropen.

$$\sigma_{11}, \sigma_{22} = \frac{\sigma_{xx} - \sigma_{zz}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{zz} - \sigma_{xx}}{2}\right)^2 + \sigma_{xz}^2} \quad (25)$$

kjer je:

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

$\sigma_{xz}$     strižna napetost

$\sigma_{zz}$     napetost, ki deluje v smeri  $z$ , in je v našem primeru enaka  $\sigma_d$

Enačba (25) velja za zelo majhen delček zidu, zato moramo upoštevati faktor  $b$ , če želimo, da velja za celoten zid. Nanj delujeta navpična sila  $N$  in vodoravna sila  $H$ , zato se v srednjem prerezu zidu razvijeta glavna tlačna in glavna natezna napetost, kjer glavno natezno napetost izrazimo z enačbo:

$$f_t = \sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_d}{2}\right)^2 + b\tau_{max}} - \frac{\sigma_d}{2} \quad (26)$$

kjer je:

$\tau_{max}$     povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu pri največji vodoravni sili  $H_{max}$  oziroma nosilnosti  $R_{max}$

$b, \sigma_d$     definirana pri enačbi (23)

### 5.2.3 Upogibna nosilnost zidu

Upogibna nosilnost zidu je dosežena, ko napetosti na njegovem tlačnem robu dosežejo tlačno trdnost zidovja. Posledica tega je razpoka na nateznem delu zidu in drobljenje zidakov na tlačnem delu. Prof. Tomaževič (2009) v svoji knjigi definira mejni upogibni moment z enačbo (27):

$$M_{du,w} = N_d \cdot e = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_d}{0,85 \cdot f_d}\right) \quad (27)$$

kjer je:

$\sigma_d$     povprečna tlačna trdnost zidu

$t$     debelina zidu

$l$     dolžina zidu

$f_d$     tlačna trdnost zidu

V obliki maksimalne prečne sile lahko upogibno nosilnost za nepovezano, nearmirano zidovje zapišemo z naslednjo enačbo:

$$R_{df,w} = \frac{M_{du,w}}{\alpha \cdot h} \quad (28)$$

kjer je:

- $\alpha$  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

## 6 OCENA ODPORNOSTI

Potresno odpornost konstrukcije lahko ocenimo globalno ali pa na nivoju posameznega elementa. Posamezne elemente analiziramo za tri porušne mehanizme, ki so predstavljeni v prejšnjem poglavju. Merodajna nosilnost je minimalna.

Globalno odpornost pa izvedemo s primerjavo koeficienta odpornosti  $SRC_u$  in mejnega koeficienta prečne sile v etaži  $BSC_u$  ter mora veljati  $SRC_u \geq BSC_u$  (Podgorelec, 2011).

$$SRC_u = \frac{H_{tot,u}}{G_{tot}} \quad (29)$$

kjer je:

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

$G_{tot}$  teža objekta nad obravnavanim prerezom

$$BSC_u = \frac{\sum V_{Ed,u}}{G_{tot}} \quad (30)$$

kjer je:

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

$G_{tot}$  teža objekta nad obravnavanim prerezom

## 7 PRIMER: OCENA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE HIŠE

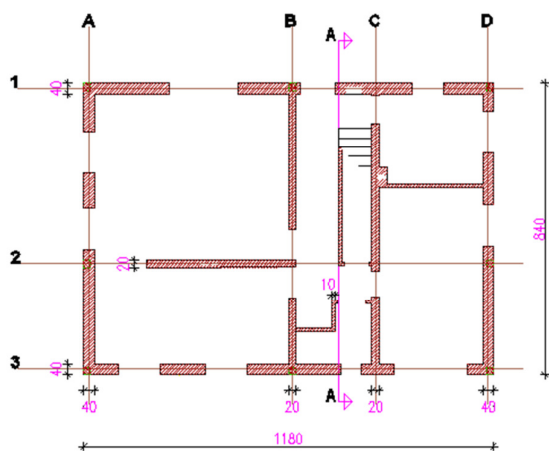
V zadnjem delu diplomske naloge se bomo ukvarjali s poenostavljeno potresno analizo zidane stavbe, v kateri bomo uporabili enačbe s katerimi smo se do sedaj seznanili.

Kot že vemo, se hiša nahaja v Zgornjem Posočju, natanko v kraju Bovec. Uvrščamo jo med stanovanjske objekte in je sestavljena iz kleti, pritličja, nadstropja in podstrešja. Pritličje je sestavljeno iz sedmih prostorov: kuhinja, jedilnica, dneva soba, wc s tušem, hodnik, kotlarna in garaža. V nadstropju pa so: hodnik, kopalnica, dve spalnici, soba, kabinet in balkon. Podstrešje je neobdelano in se delno uporablja za shrambo. Na severni strani hiše se drži prizidek – delavnica z ravno streho, vendar ni bila del analize (DTP, 2012)

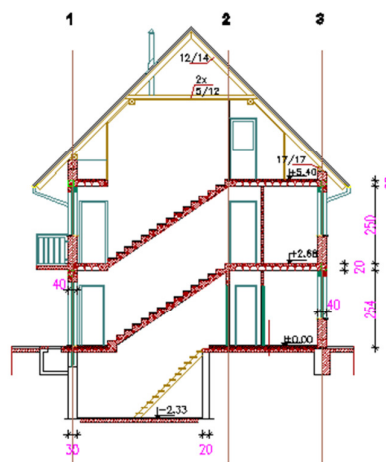
### 7.1 Zasnova in material

Vsi zidovi kleti so izdelani iz slabega nearmiranega betona z dodatki kamenja in so debeline 20 cm, razen zidu na osi 1, ki je debeline 30 cm. V pritličju in nadstropju so zidovi izdelani iz modularne opeke. Debelina obodnih zidov je 40 cm, notranjih 20 cm, predelne stene pa so iz porolita debeline 10 cm. Iz armiranega betona so vse stopniščne rame, stopniščni podesti in okenske preklade. Iz armiranega betona je tudi plošča nad kletjo in balkonska plošča. Plošči nad pritličjem in nadstropjem sta rebričasta stropova z opečnimi vložki. Debelina plošč je 15+5 cm, razdalja med osmi reber pa 50 cm (DTP, 2012).

Ostrešje sestavljajo špirovci dimenzije 12/14 cm na medsebojni razdalji 1,05 m. Dimenzije slemenskih leg so 17/17 cm. Kritina je iz ravnih azbestnih plošč (eternit). Streha je sicer sidrana in preprečuje sam dvig, ne pa horizontalnih premikov (DTP, 2012).



Slika 3: Tloris pritličja



Slika 4: Prerez A-A

Ustreznih preiskav za določitev materialnih karakteristik v našem primeru ni bilo izvedenih, zato bomo za določitev le teh privzeli enačbe iz poglavja 5.1, kjer so podrobneje razložene.

### Karakteristična tlačna trdnost:

Za določitev karakteristične tlačne trdnosti zidovja potrebujemo enačbo (14), v kateri uporabimo ocenjene tlačne trdnosti zidakov in malte.

$f_b = 10 \text{ MPa}$	ocenjena tlačna trdnost zidaka
$f_m = 5 \text{ MPa}$	ocenjena tlačna trdnost malte
$K = 0,45$	koeficient za malte splošne uporabe in zidake razreda 2
$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$	tlačna trdnost za malte splošne uporabe

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

### Karakteristična začetna strižna trdnost:

V našem primeru imamo opečni modularni blok in malto za splošno uporabo trdnostnega razreda M2,5 – M9. S pomočjo preglednice 7 v poglavju 5, določimo začetno karakteristično strižno trdnost  $f_{vk0} = 0,2 \text{ MPa}$ .

### Karakteristična natezna trdnost:

Določimo jo s pomočjo enačbe (15) in izračunane karakteristične tlačne trdnosti.

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

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

Glede na dokumentacijo DTP (2012) smo se odločili za vrednost 0,22 MPa.

### Modul elastičnosti:

Modul elastičnosti  $E$  izračunamo po enačbi (19) v skladu z Evrokodom 6 (2006):

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

### Strižni modul:

Za izračun strižnega modula  $G$  smo vzeli enačbo (18). Predpostavili smo naslednjo vrednost:

$$G = 2000 \cdot f_{tk} = 2000 \cdot 0,22 \text{ MPa} = 440 \text{ MPa}$$

### Varnostni faktor:

Iz preglednice 8 določimo delni varnostni faktor. Odčitali smo ga za zidake iz kategorije II (skupina 2) in katerokoli malto, ter predpostavili srednje strog nadzor pri gradnji (razred 3). Dobili smo  $\gamma'_M = 2,5$ .

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

Skupni faktor določimo s pomočjo enačbe (20):

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

## 7.2 Obtežba

Konstrukcija je obremenjena z horizontalno (potresna obtežba) in vertikalno obtežbo, pri čemer slednjo razdelimo na stalno in spremenljivo vertikalno obtežbo. Za obtežbo strehe smo privzeli kar vrednost, ki jo podaja dokumentacija DTP (2012), ostalo obtežbo pa smo določili iz konstrukcijskih sklopov, ki jih lahko vidimo v preglednicah 9-14.

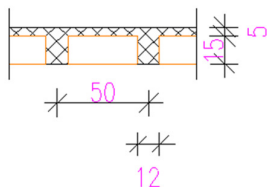
Preglednica 9: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem

Sloj	Debelina m	Spec.teža kN/m <sup>3</sup>	Obtežba kN/m <sup>2</sup>
parket	0,02	7	0,14
estrih	0,05	20	1
monta strop	0,2	15*	3
omet	0,02	18	0,36
SKUPAJ:			4,5

Preglednica 10: Konstrukcijski sklop stropa nad nadstropjem

Sloj	Debelina m	Spec.teža kN/m <sup>3</sup>	Obtežba kN/m <sup>2</sup>
monta strop	0,2	15*	3
omet	0,02	18	0,4
SKUPAJ:			3,4

\*Opomba: Specifično težo za monta strop smo določili tako, da smo ločeno izračunali težo na m<sup>2</sup> za rebra, AB ploščo in opečnato polnilo ter nato delili z debelino. Za opečnato polnilo smo vzeli specifično težo  $\gamma_{polnilo} = 6 \text{ kN/m}^3$ , ki smo jo dobili pri proizvajalcu. Primer monta plošče je na sliki 5, kjer je z oranžno barvo označeno polnilo, šrafirana površina pa je AB plošča z rebri.



Slika 5: Primer monta plošče

Preglednica 11: Konstrukcijski sklop balkona

Sloj	Debelina m	Spec.teža kN/m <sup>3</sup>	Obtežba kN/m <sup>2</sup>
keramika	0,025	8	0,2
AB plošča	0,12	25	3
SKUPAJ:			3,2



Preglednica 12: Konstrukcijski sklop zunanje stene

Sloj	Debelina m	Spec.teža kN/m <sup>3</sup>	Obtežba kN/m <sup>2</sup>
omet	0,02	18	0,36
izolacija	0,07	1.5	0,11
opeka	0,29	14	4,06
omet	0,02	18	0,36
SKUPAJ:			4,9

Preglednica 13: Konstrukcijski sklop notranje stene

Sloj	Debelina m	Spec.teža kN/m <sup>3</sup>	Obtežba kN/m <sup>2</sup>
omet	0,01	18	0,18
opeka	0,19	14	2,7
SKUPAJ:			2,9

Preglednica 14: Stopnice z naklonom  $\phi 34^\circ$ ,  $\text{š/v} = 18/27$  cm

Sloj	Debelina m	Spec.teža kN/m <sup>3</sup>	Obtežba kN/m <sup>2</sup>
les	0,03	6	0,18
stopnice	**	25	2,25
AB plošča	0,16	25	4,82
omet	0,02	18	0,36
SKUPAJ:			7,64

\*\*Opomba: stopnice smo razdelili na AB ploščo pod naklonom in pohodni del stopnic z višino 27 cm in širino 18 cm ter za vsak del ločeno izračunali obtežbo. Skupna obtežba konstrukcijskega sklopa je določena na tlorisno površino.

Za oba stropova in balkon smo uporabili še spremenljivo obtežbo  $q = 2 \text{ kN/m}^2$ , za stopnice pa  $2,5 \text{ kN/m}^2$ . Spremenljiva obtežba za zidovje in streho je enaka nič.

### 7.3 Določitev mase hiše

Maso smo ločeno izračunali za vsak konstrukcijski sklop in jo nato določil za vsako etažo ločeno. Celotno maso objekta smo dobili tako, da smo sešteli masi obeh etaž.

#### 7.3.1 Strop nad pritličjem in balkon

$$\begin{aligned}
 g_{strop,p} &= 4,5 \text{ kN/m}^2 & g_{balkon} &= 3,2 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{balkon} &= q_{strop,p} = 2,0 \text{ kN/m}^2 & A_{strop,p} &= 81,8 \text{ m}^2 \\
 A_{balkon} &= 10,7 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Lastna teža stropa:

$$m_{g,strop,p} = \frac{g_{strop,p} \cdot A_{strop,p}}{g} = \frac{4,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 81,8 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 37,5 \text{ t}$$

Spremenljiva obtežba stropa:

$$m_{q,strop,p} = \psi_2 \cdot \varphi \cdot \frac{q_{strop,p} \cdot A_{strop,p}}{g} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 81,8 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 2,5 \text{ t}$$

Lastna teža balkona:

$$m_{g,balkon} = \frac{g_{balkon} \cdot A_{balkon}}{g} = \frac{3,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 10,7 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 3,5 \text{ t}$$

Spremenljiva obtežba balkona:

$$m_{q,balkon} = \psi_2 \cdot \varphi \cdot \frac{q_{balkon} \cdot A_{balkon}}{g} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 10,7 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 0,3 \text{ t}$$

Skupna masa stropa in balkona:

$$\begin{aligned} m_{strop,p+balkon} &= m_{g,strop,p} + m_{q,strop,p} + m_{g,balkon} + m_{q,balkon} \\ &= 37,5 \text{ t} + 2,5 \text{ t} + 3,5 \text{ t} + 0,3 \text{ t} = 43,8 \text{ t} \end{aligned}$$

### 7.3.2 Strop nad nadstropjem

$$g_{strop,n} = 3,4 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{strop,n} = 81,8 \text{ m}^2$$

Lastna teža stropa:

$$m_{g,strop,n} = \frac{g_{strop,n} \cdot A_{strop,n}}{g} = \frac{3,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 81,8 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 28,4 \text{ t}$$

Spremenljiva obtežba stropa:

$$m_{q,strop,n} = \psi_2 \cdot \varphi \cdot \frac{q_{strop,n} \cdot A_{strop,n}}{g} = 0,3 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 81,8 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 5,0 \text{ t}$$

Skupna masa:

$$m_{strop,n} = m_{g,strop,n} + m_{q,strop,n} = 28,4 \text{ t} + 5,0 \text{ t} = 33,4 \text{ t}$$

### 7.3.3 Zidovje

Ker bomo računali maso zidovja na tlorisno površino, moramo najprej iz obtežb, ki jih imamo v preglednicah 12 in 13, dobiti specifično težo. To dobimo tako, da obtežbo delimo z debelino.

$$\begin{aligned} \gamma_{zunanji\ zid} &= 12,3\ \text{kN/m}^3 & \gamma_{notranji\ zid} &= 14,5\ \text{kN/m}^3 \\ A_{zunanji\ zid,p} &= 10,2\ \text{m}^2 & A_{notranji\ zid,p} &= 3,2\ \text{m}^2 \\ A_{zunanji\ zid,n} &= 11,1\ \text{m}^2 & A_{notranji\ zid,n} &= 2,8\ \text{m}^2 \\ h_{povp,p} &= 2,6\ \text{m} & h_{povp,n} &= 2,5\ \text{m} \end{aligned}$$

Zunanji in notranji zid – pritličje:

$$\begin{aligned} m_{zunanji\ zid,p} &= \frac{h_{povp,p} \cdot \gamma_{zunanji\ zid} \cdot A_{zunanji\ zid,p}}{g} = \frac{2,6\ \text{m} \cdot 12,3\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 10,2\ \text{m}^2}{9,81\ \text{m/s}^2} \\ &= 33\ \text{t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_{notranji\ zid,p} &= \frac{h_{povp,p} \cdot \gamma_{notranji\ zid} \cdot A_{notranji\ zid,p}}{g} = \frac{2,6\ \text{m} \cdot 14,5\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3,2\ \text{m}^2}{9,81\ \text{m/s}^2} \\ &= 12,3\ \text{t} \end{aligned}$$

Skupna masa  $m_{zidovje,p}$  za zidove v pritličju je 45,3 t.

Zunanji in notranji zid – nadstropje:

$$\begin{aligned} m_{zunanji\ zid,n} &= \frac{h_{povp,n} \cdot \gamma_{zunanji\ zid} \cdot A_{zunanji\ zid,n}}{g} = \frac{2,5\ \text{m} \cdot 12,3\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 11,1\ \text{m}^2}{9,81\ \text{m/s}^2} \\ &= 34,7\ \text{t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_{notranji\ zid,n} &= \frac{h_{povp,n} \cdot \gamma_{notranji\ zid} \cdot A_{notranji\ zid,n}}{g} = \frac{2,5\ \text{m} \cdot 14,5\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2,8\ \text{m}^2}{9,81\ \text{m/s}^2} \\ &= 10,3\ \text{t} \end{aligned}$$

Skupna masa  $m_{zidovje,n}$  za zidove v nadstropju je 45 t.

### 7.3.4 Parapeti in preklade

Ker smo pri masi zidovja upoštevali tlorisno površino samih zidov, nismo zajeli parapetov in preklad. Vplivne površine smo že določili tako, da upoštevamo površine parapetov v nadstropju in preklad v pritličju ločeno od preklad v nadstropju. Primer določitve vplivnih površin je prikazan na sliki 6. Vplivne površine so ločene tudi po debelini, kar nam pove indeks 0,2, pri katerem upoštevamo

specifično težo notranjih zidov iz prejšnjega podpoglavja, oziroma 0,4, pri katerem upoštevamo specifično težo zunanjih zidov.

$$A_{pritičje,0,2} = 1,7 \text{ m}^2 \quad A_{pritičje,0,4} = 12,1 \text{ m}^2$$

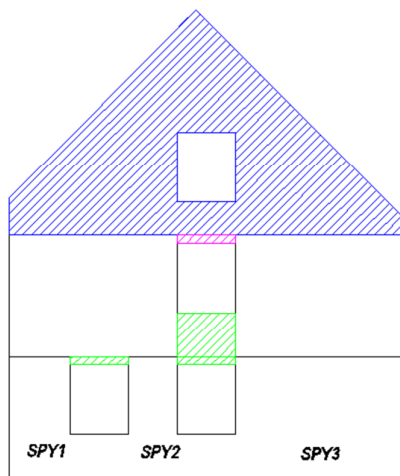
$$A_{nadstropje,0,2} = 0,9 \text{ m}^2 \quad A_{nadstropje,0,4} = 2,5 \text{ m}^2$$

$$m_{p+p,pritičje} = \frac{t \cdot A_{pritičje,0,2} \cdot \gamma_{notranji \ zid}}{g} + \frac{t \cdot A_{pritičje,0,4} \cdot \gamma_{zunanji \ zid}}{g}$$

$$= \frac{0,2 \text{ m} \cdot 1,7 \text{ m}^2 \cdot 14,5 \text{ kN/m}^3}{9,81 \text{ m/s}^2} + \frac{0,4 \text{ m} \cdot 12,1 \text{ m}^2 \cdot 12,25 \text{ kN/m}^3}{9,81 \text{ m/s}^2} = 6,5 \text{ t}$$

$$m_{p,nad} = \frac{t \cdot A_{nadstropje,0,2} \cdot \gamma_{notranji \ zid}}{g} + \frac{t \cdot A_{nadstropje,0,4} \cdot \gamma_{zunanji \ zid}}{g}$$

$$= \frac{0,2 \text{ m} \cdot 0,9 \text{ m}^2 \cdot 14,5 \text{ kN/m}^3}{9,81 \text{ m/s}^2} + \frac{0,4 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m}^2 \cdot 12,25 \text{ kN/m}^3}{9,81 \text{ m/s}^2} = 1,5 \text{ t}$$



Slika 6: Primer določanja vplivnih površin v pogledu za kolenčni zid (modro) ter parapete in preklade ločeno za etažo (zeleno za prvo etažo in roza za drugo)

### 7.3.5 Kolenčni zid in zidova na podstrešju

Pri celotni masi objekta moramo upoštevati še maso kolenčnega zidu in zidov na podstrešju. Za kolenčni zid uporabimo enako specifično težo kot za zunanjo zidovje v podpoglavju 7.3.3, v tem istem podpoglavju pa najdemo tudi specifično težo za zidove na podstrešju, ki je enaka specifični teži notranjih sten. Primer kako določimo vplivno površino v pogledu je prikazan na sliki 6.

$$A_{kolenčni \ zid} = 49,0 \text{ m}^2$$

$$A_{zid,podstrešje} = 18,8 \text{ m}^2$$

$$m_{\text{kolenčni zid}} = \frac{t \cdot A_{\text{kolenčni zid}} \cdot \gamma_{\text{zunani zid}}}{g} = \frac{0,4 \cdot 49,0 \text{ m}^2 \cdot 12,25 \text{ kN/m}^3}{9,81 \text{ m/s}^2} = 24,5 \text{ t}$$

$$m_{\text{zid, podstrešje}} = \frac{t \cdot A_{\text{zid, podstrešje}} \cdot \gamma_{\text{notranji zid}}}{g} = \frac{0,2 \cdot 18,8 \text{ m}^2 \cdot 14,5 \text{ kN/m}^3}{9,81 \text{ m/s}^2} = 5,6 \text{ t}$$

### 7.3.6 Streha in stopnice

$$\begin{array}{lll} g_{\text{streha}} = 0,35 \text{ kN/m}^2 & g_{\text{stopnice}} = 7,64 \text{ kN/m}^2 & q_{\text{stopnice}} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \\ A_{\text{streha}} = 127,1 \text{ m}^2 & A_{\text{stopnice}} = 3,5 \text{ m}^2 & \end{array}$$

Lastna teža – streha:

$$m_{g, \text{streha}} = \frac{g_{\text{streha}} \cdot A_{\text{streha}}}{g} = \frac{0,35 \text{ kN/m}^2 \cdot 127,1 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 4,5 \text{ t}$$

Lastna teža – stopnice:

$$m_{g, \text{stopnice}} = \frac{g_{\text{stopnice}} \cdot A_{\text{stopnice}}}{g} = \frac{7,64 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 2,7 \text{ t}$$

Spremenljiva obtežba – stopnice:

$$m_{q, \text{stopnice}} = \psi_2 \cdot \varphi \cdot \frac{q_{\text{stopnice}} \cdot A_{\text{stopnice}}}{g} = 0,3 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,5 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 0,3 \text{ t}$$

Skupna masa stopnic je  $m_{\text{stopnic}} = m_{g, \text{stopnice}} + m_{q, \text{stopnice}} = 2,7 \text{ t} + 0,3 \text{ t} = 3 \text{ t}$

### 7.3.7 Celotna masa konstrukcije

Najprej smo določili maso za obe etaži in jih nato sešteli.

Masa 1.etaže:

Upoštevali smo polovično maso pritličnega zidovja, polovično maso zidovja v nadstropju, maso stropa nad pritličjem in balkona, maso stopnic, polovično maso predelnih sten ter maso preklad v pritličju in parapetov v nadstropju.

$$\begin{aligned} m_{1. \text{etaže}} &= \frac{m_{\text{zidovje, p}} + m_{\text{zidovje, n}}}{2} + m_{\text{strop, p+balkon}} + m_{\text{stopnice}} + m_{\text{p+p, pritličje}} = \\ &= \frac{45,3 \text{ t} + 45 \text{ t}}{2} + 43,8 \text{ t} + 3 \text{ t} + 6,5 \text{ t} = 98,5 \text{ t} \end{aligned}$$

Masa 2.etaže:

Upoštevali smo polovično maso zidovja v nadstropju, maso stropa nad nadstropjem, polovično maso stopnic, maso strehe, maso zidov na podstrešju in kolenčih zidov ter maso preklad v nadstropju.

$$\begin{aligned}
 m_{2.etaže} &= \frac{m_{zidovje,n} + m_{stopnic}}{2} + m_{strop,n} + m_{g,streha} + m_{zid,podstrešje} + \\
 &\quad + m_{kolenčni\ zid} + m_{p,nad} = \\
 &= \frac{45\ t + 3\ t}{2} + 33,4\ t + 4,5\ t + 5,6\ t + 24,5\ t + 1,5\ t = 93,5\ t
 \end{aligned}$$

Skupna masa konstrukcije:

$$m = m_{1.etaže} + m_{2.etaže} = 98,5\ t + 93,5\ t = 192\ t$$

**7.4 Določitev celotne potresne sile**

Za običajne zidane konstrukcije je značilno, da imajo nihajni čas večinoma na platoju spektra odziva, zato smo tudi mi predpostavili, da je nihajni čas naše hiše med  $T_B$  in  $T_C$ . Ker smo predpostavili tip tal  $B$ , velja za naš primer naslednji nihajni čas:

$$0,15\ s \leq T \leq 0,5\ s$$

Za tip tal  $B$  velja:

$$\begin{array}{ll}
 S = 1,2 & T_B = 0,15\ s \\
 q = 1,5 & T_C = 0,5\ s \\
 a_g = 0,225\ g & T_D = 2\ s
 \end{array}$$

Z enačbo (7) določimo spektralno vrednost odziva  $S_d(T)$ :

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

Celotno potresno silo določimo z enačbo (1):

$$F_{b,d} = 4,41\ m/s^2 \cdot 192\ t \cdot 1,0 = 847\ kN$$

Ker bomo delali analizo potresne odpornosti samo za zidovje v pritličju, nam potresne sile ni potrebno razdeliti na posamezno etažo, saj je etažna sila v pritličju enaka celotni potresni sili.

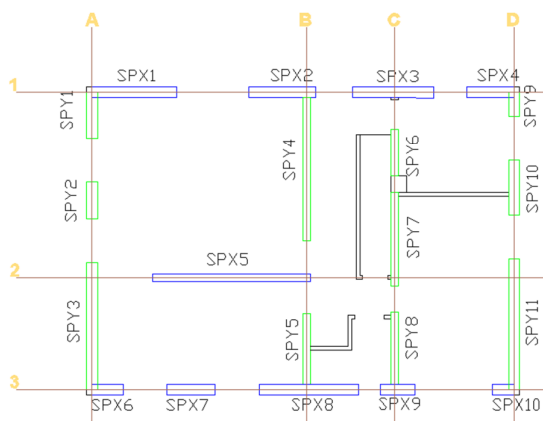
**7.5 Analiza potresne odpornosti**

Naslednji korak pri analizi je razdelitev nosilnih sten na posamezne zidove, ki jih bomo ločeno obravnavali na vse tri mehanizme porušitve.

Vsi izračuni so izvedeni na 2D modelu. To pomeni, da potres v  $X$  smeri prevzamejo zidovi vzporedni  $X$  osi, v  $Y$  smeri pa zidovi, ki so vzporedni  $Y$  osi, zato nosilnosti zidovja izven ravnine ne upoštevamo.

### 7.6.1 Delitev zidov

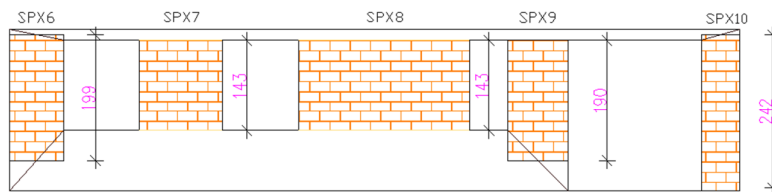
Slika 7 prikazuje delitev sten na zidove za prvo etažo (pritličje). Za vsak zid smo določili geometrijske karakteristike (priloga A), kjer je v prvem stolpcu dolžina, nato ji sledijo debelina, višina, efektivna višina in površina zidu. Ime zidu je sestavljeno iz treh črk in zaporedne številke. Prva črka je enaka pri vseh elementih in predstavlja steno oziroma zid (S), druga nam pove, da se stena nahaja v pritličje (P), tretja črka pa določa smer delovanja potresa –  $X$  ali  $Y$ .



Slika 7: Označitev zidov v pritličju

### 7.6.2 Efektivna višina zidu

Pri zidanih konstrukcijah je potrebna določitev efektivne višine posameznega zidu. Efektivno višino zidu določimo tako, da med seboj povežemo vogale odprtin na vsaki strani zidu in določimo srednjo višino (slika 8). Če je razmerje zidu  $\frac{h}{l} < 1$  in je na koncu zidu okenska odprtina, se zmanjša samo zgornji del zidu.



Slika 8: Določitev efektivne višine

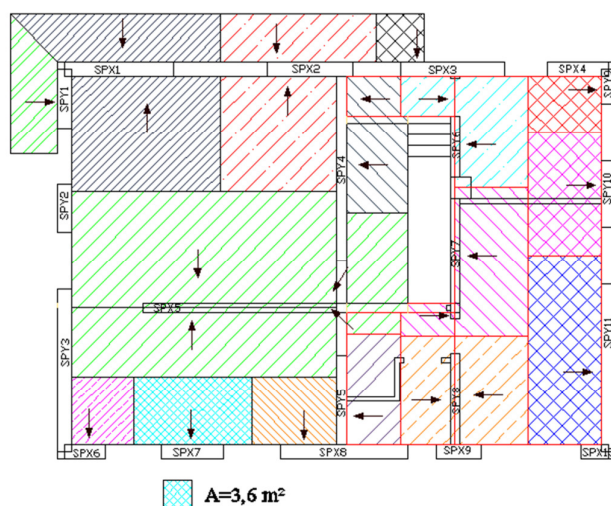
### 7.6.3 Določitev osne obremenitve posameznega elementa

Oсна obremenitev v posameznem zidu se določi iz teže horizontalnih elementov, teže zidovja in preostale obtežbe, ki delujejo nad njim. Pomembno je, da se obremenitev določi na sredini obravnavanega zidu in se s tem upošteva še polovica njegove lastne teže.

Da bi lahko določili kolikšen del teže horizontalnih elementov odpade na posamezen zid, je potrebno določiti vplivne površine. Ko imamo celotno težo, ki deluje na posamezen zid, lahko določimo osno silo v sredini elementa.

### Horizontalni elementi:

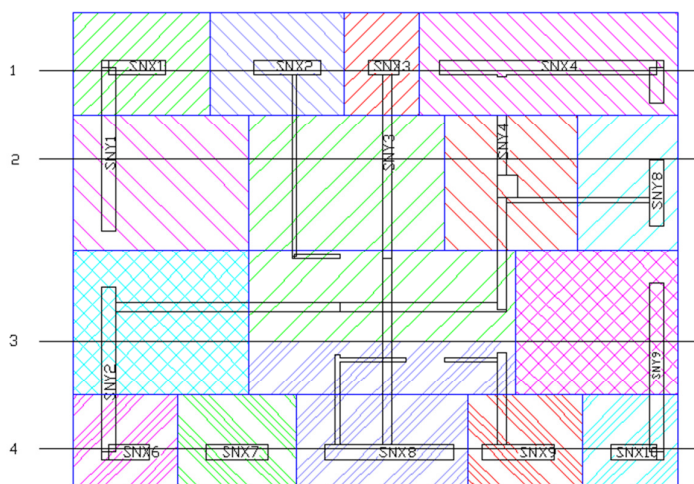
Oba stropova v objektu sta rebrasta stropova z opečnimi vložki. To pomeni, da se obtežba prenaša samo preko reber na zidovje. Rebra ponavadi postavljamo v kratki smeri. Na sliki 9 si lahko ogledamo vplivne površine za strop nad pritličjem. Vplivne površine za strop nad nadstropjem so določene na podoben način. Na sliki je označena tudi velikost vplivne površine za zid SPX7, katero bomo kasneje uporabili za primer izračuna osne sile v tem zidu.



Slika 9: Vplivne površine za strop nad pritličjem in velikost vplivne površine za zid SPX7

Streha je v našem primeru dvokapnica. Predpostavili smo, da se obtežba prenaša na vsako lego (imamo štiri lege) in nato iz lege na zidovje v odvisnosti od vplivne dolžine. Na sliki 10 je prikazana razdelitev vplivnih površin oziroma dolžin pri strehi in zidovi, ki so obteženi. Ker se obtežba mora prenesti prvo na zidove v nadstropju in šele nato preko njih v pritlične zidove, imamo na sliki drugačne oznake. Črka N pomeni, da se zidovi nahajajo v nadstropju, ostali znaki pa so že razloženi v podpoglavju 7.6.1.

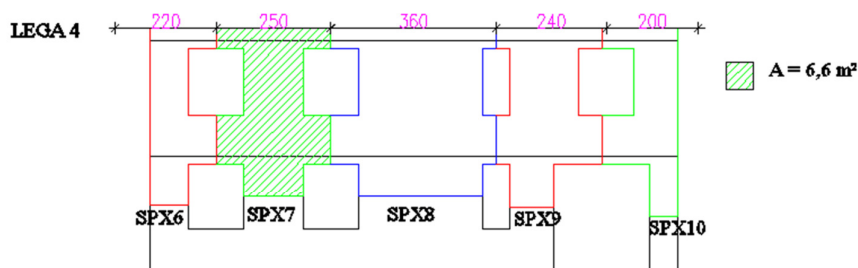




Slika 10: Vplivne površine za streho

Vertikalni elementi:

Vertikalno obremenitev določamo na sredini višine zidu. Primer, kako določimo vplivne površine v pogledu stene in kako se lastna teža zidov nad obravnavanim prerezem prenese na posamezen zid, je prikazan na sliki 11.



Slika 11: Primer vplivnih površin v pogledu za zidove

Na primeru SPX7 pa bomo prikazali, kako smo vertikalno obremenitev izračunali.

Primer za SPX7:

Na zid SPX7 deluje celotna teža zidu SNX7 , polovica lastne teže in ustrezni parapeti. Poleg tega pa deluje še vplivna površina stropa nad pritličjem in nad nadstropjem ter obtežba lege 4 na določeni vplivni dolžini. Pri stropovih deluje še spremenljiva obtežba zato upoštevamo potresno kombinacijo obtežbe (enačbi (3) in (4)).

$$\begin{aligned}
 A_{\text{zidovje}} &= 6,6 \text{ m}^2 & t &= 0,40 \text{ m} \\
 A_{\text{strop,p}} &= 3,6 \text{ m}^2 & A_{\text{strop,n}} &= 3,6 \text{ m}^2 \\
 g_{\text{lega 4}} &= g_{\text{streha}} \cdot \text{\textit{\textless}}(vplivna \textit{\textless}}\text{šina}) = 0,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,95\text{m} = 0,68 \text{ kN/m}' \\
 l_{\text{streha,SPX7}} &= 2,5 \text{ m} & \gamma_{\text{zidovje}} &= 12,25 \text{ kN/m}^3 \\
 g_{\text{strop,p}} &= 4,5 \text{ kN/m}^2 & g_{\text{strop,n}} &= 3,4 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned} N_{SPX7} &= A_{zidovje} \cdot t \cdot \gamma_{zidovje} + (g_{strop,p} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot q_{strop,p}) \cdot A_{strop,p} + \\ &+ (g_{strop,n} + 0,3 \cdot q_{strop,n}) \cdot A_{strop,n} + g_{lega4} \cdot l_{streha,SPX7} = \\ &= 6,6 \text{ m}^2 \cdot 0,40 \text{ m} \cdot 12,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + \left( 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 3,6 \text{ m}^2 + \\ &+ \left( 3,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,3 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 3,6 \text{ m}^2 + 0,68 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2,5 \text{ m} = 66 \text{ kN} \end{aligned}$$

Priloga B nam prikazuje skupno vertikalno obremenitev za vsak zid v pritličju. Razdeljena je na štiri glavne dele: strop nad pritličjem, zidovje, strop nad nadstropjem in streha. V vsakem delu so prikazane osne sile, ki delujejo na elemente. Osne sile so določene kot zmnožek vplivnih površin in predpisane obtežbe konstrukcijskega sklopa. Preglednica se konča s seštevkom posameznih prispevkov na element. Pri elementu SPY6 in SPY7 smo pri seštevku upoštevali še obtežbo zaradi stopnic.

#### 7.6.4 Razdelitev potresne sile na zidove v razmerju togosti

Ker analiza potresne odpornosti temelji na posameznem elementu, je potrebno celotno potresno silo razdeliti na vsak zid v razmerju togosti. Zaradi upoštevanja vpliva torzije zaradi slučajne ekscentričnosti je potresna obremenitev dodatno povečana za približno 25%. Priloga C nam prikazuje, poleg geometrijskih karakteristik, še ostale manjkajoče parametre:

$A_s$	strižni prerez
$I$	vztrajnostni moment
$k$	togost, izračunana po enačbi (11), kjer smo vpoštevali obojestransko vpetje
$\delta$	vpliv torzije zaradi slučajne ekscentričnosti, enačba (13) – za $x$ – smer je $L = 8,1 \text{ m}$ , za $y$ – smer pa je $L = 11,5 \text{ m}$ (priloga D)
$x$	razdalja od stene pa do masnega središča $S_{mase}$ (6,15 m, 4,1 m), pravokotno na smer delovanja potresa. Točka $T(0,0)$ je v spodnjem levem kotu tlorisa pritličja
$F_{bi}$	potresna sila na posamezen element (enačba (12))

Pri izračunih smo upoštevali modul elastičnosti  $E = 3660 \text{ MPa}$  in strižni modul  $G = 440 \text{ MPa}$ .

#### 7.6.5 Določitev nosilnosti posameznega zidu

Za nosilnost posameznega elementa smo uporabili enačbe iz 5. poglavja. V preglednici 15 so še zapisane potrebne materialne karakteristike, ki so izračunane v podpoglavju 7.1.

Preglednica 15: Materialne karakteristike zidovja

	OPEKA
$f_k$ (MPa)	3,66
$f_{vko}$ (MPa)	0,2
$f_{ik}$ (MPa)	0,22
$E$ (MPa)	3660
$G$ (MPa)	440
$\gamma_M$	2,25

Nosilnost posameznega zidu je prikazana v preglednici v prilogi E. Preglednica je razdeljena na šest delov. V prvem delu so geometrijski podatki ter sile in napetosti, nato sledijo vsi trije porušni mehanizmi, na koncu pa odpornost z in brez upoštevanja zdrsa. Vsak del pa se še naprej deli. V prvem delu si po vrsti sledijo debelina nosilnega zidu  $t^*$ , dolžina  $l$  in efektivna višina  $h_{eff}$ . Naslednji stolpec določa tlorisno površino posameznega zidu, kateremu sledita še razmerje med efektivno višino in dolžino  $\frac{h_{eff}}{l}$  ter faktor  $b$ , ki ga izračunamo po enačbi 24. Prvi del se zaključi z osno silo  $N_d$  v elementu (priloga B), povprečno tlačno napetostjo  $\sigma_d$  v vodoravnem prerezu zaradi konstantne navpične sile in jo določimo kot količnik osne sile in prereza elementa, in horizontalno silo  $F_d$ . Ko imamo vse potrebne podatke, se lotimo izračuna za vse tri mehanizme porušitev: strižna porušitev z zdrsom (enačba 21), strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok (enačba 23) ter upogibna porušitev (enačba 28). Kontrolo odpornosti smo določili kot razmerje med minimalno nosilnostjo ter prečno obremenitvijo zidu  $F_d/R_d$ . Če je obremenitev večja od nosilnosti, zid ne zdrži obremenitve in se poškoduje.

Težave so se pojavljale pri izračunu za strižno porušitev z zdrsom. Zaradi razmerji med dolžino in višino ter potresno in osno silo na posamezen zid se pojavijo negativne vrednosti nosilnosti, kar pa ni mogoče. Problem smo rešili tako, da smo potresno silo povečevali toliko časa, da je bila obremenitev enaka izračunani nosilnosti.

Rezultati nosilnosti zidov kažejo, da je minimalna nosilnost v primeru strižne porušitve zaradi zdrsa. Ker smo delali analizo za pritlične zidove je verjetnost za tako vrsto porušitve majhna in zato ta rezultat ni merodajen. Analizo smo opravili še enkrat in upoštevali samo strižno porušitev z diagonalnimi razpokami in upogibno porušitev.

\*Opomba: ko smo računali maso objekta smo za debelino sten vzeli celotno debelino konstrukcijskega sklopa. Pri analizi pa upoštevamo samo debelino nosilnega zidu (29 cm).

### 7.6.6 Globalna kontrola potresne odpornosti

Zadnji del analize predstavlja potresno odpornost na nivoju konstrukcije za smer X in smer Y ločeno. Pomagali si bomo z enačbami (29) in (30) ter preverjali pogoj  $SRC_u \geq BSC_u$ . Ker preverjamo pritlične zidove uporabimo nosilnost, kjer se strižna porušitev zaradi zdrsa ne upošteva.

Smer X:

$$SRC_x = \frac{H_{tot,x}}{G_{tot}} = \frac{590 \text{ kN}}{1867 \text{ kN}} = 0,32$$

$$BSC_x = \frac{\sum V_{Ed,x}}{G_{tot}} = \frac{1074 \text{ kN}}{1867 \text{ kN}} = 0,58$$

$$SRC_x < BSC_x$$

Smer Y:

$$SRC_y = \frac{H_{tot,y}}{G_{tot}} = \frac{695 \text{ kN}}{1867 \text{ kN}} = 0,37$$

$$BSC_y = \frac{\sum V_{Ed,y}}{G_{tot}} = \frac{1025 \text{ kN}}{1867 \text{ kN}} = 0,55$$

$$SRC_y < BSC_y$$

Idealizirani koeficient potresne odpornosti celotnega objekta je v obeh smereh manjši od mejnega koeficienta prečne sile v etaži. To pomeni, da naša konstrukcija ni sposobna prenesti predvidenega potresa.

## 7.7 Komentar in ugotovitve

Pri izračunu potresne odpornosti obstoječega objekta se je izkazalo, da je ta manjša od zahtevane. Poškodbe, ki smo jih dobili z analizo, so bile v nekaterih primerih podobne dejanskim poškodbam na objektu. Vedeti pa moramo, da je to poenostavljena metoda, v kateri nismo upoštevali AB vezi in model, ki smo ga uporabili, ni bil enak dejanskemu.

Glede na idealizirani koeficient odpornosti za vsako smer, lahko ugotovimo, da so zidovi enakomerno porazdeljeni v obe smeri.

Z eksperimenti izvedenimi na ZRMK je bilo pokazano, da se nosilnost opečnih zidov z armiranimi oblogami poveča za 2 do 4-krat zato bi bila to ena od primernih rešitev sanacije objekta (DTP, 2012).

## 8 ZAKLJUČEK

V prvem delu diplomske naloge smo podrobneje opisali nastanek in delovanje potresa ter obnašanje zidanih stavb med potresom. V nadaljevanju je bila predstavljena teoretična podlaga izračuna nosilnosti nepovezanega in nearmiranega zidu. Posvetili smo se trem porušnim mehanizmom: strižna porušitev z zdrsom, strižna porušitev, kjer pride do nastanka diagonalnih razpok, ter upogibna porušitev.

V drugem delu je sledila uporaba enačb iz četrtega, petega in šestega poglavja na dejanskem primeru. Objekt, ki smo ga obravnavali, je bila stanovanjska hiša iz Zgornjega Posočja. Ker je šlo za poenostavljeno analizo na nepovezanem zidu, nismo upoštevali AB vezi. Konstrukcijo smo ločeno obravnavali v dveh pravokotnih smereh, pri čemer nismo upoštevali zidov, ki so bili pravokotni na obravnavano smer. Ena od predpostavk je bila tudi, da upoštevamo delovanje samo v ravnini zidu. Potresno silo smo izračunali za tip tal B, s faktorjem obnašanja  $q = 1,5$  in s projektnim pospeškom tal  $a_g = 0,225 g$ . Dobljeno potresno obtežbo smo porazdelili v razmerju togosti na vsak zid in nato obravnavali vsak zid ločeno za vse mehanizme porušitve. Na koncu smo naredili še potresno odpornost na globalni ravni.

Glede na vse predpostavke analize in privzete vrednosti mehanskih lastnosti materiala ter ostalih parametrov računa sklepamo, da potresna odpornost objekta ni dosegla zahtevane odpornosti po Evrokodu 6 in 8. Projektna nosilnost konstrukcije je bila približno enaka v obe smeri. Analiza je pokazala, da je bila najmanjša nosilnost na strižni zdrs, vendar so možnosti, da bi do takih poškodb prišlo, zelo majhne.

V primerjavi z dejanskimi poškodbami na objektu, smo dobili nekatere podobnosti, vendar se moramo zavedati, da smo analizo delali za projektno vrednost potresa in model, ki smo ga uporabili, ni bil enak dejanskemu modelu. Glede na preiskave izvedene na ZRMK, bi objekt lahko sanirali z armiranimi oblogami, saj se odpornost poveča za 2 do 4-krat (DTP, 2012).

## VIRI

DTP, 2012. Projektna dokumentacija za utrditev poškodovanosti objektov v Posočju. Dokumentacija je bila pridobljena na osnovi pogodbe med Državno tehnično pisarno in IKPIRom.

Fajfar, P. 1995. Osnove potresnega inženirstva. Ljubljana, FGG: 83 str.

Jenko, A. 2012. Ocena potresne odpornosti enodružinske hiše. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer (samozaložba A. Jenko): 35 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.

Potres 12. julija 2004 v Zgornjem posočju, Renato Vidrih. 2005.  
[http://www.sos112.si/slo/tdocs/ujma/2005/potres\\_12.pdf](http://www.sos112.si/slo/tdocs/ujma/2005/potres_12.pdf) (Pridobljeno 28.8.2013)

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

Posočje 2004. 2009. [http://www.potres.mop.gov.si/vpr\\_2004.htm](http://www.potres.mop.gov.si/vpr_2004.htm) (Pridobljeno 1.9.2013)

Standardi:

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/A 101, 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 prenova stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 89 str.

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

Slike:

Diagonalne razpoke. 2011. <https://www.eeri.org/wp-content/uploads/025.png> (Pridobljeno 1.9.2013)

Zdrs. 2012. <http://www.inpro-projektiranje.com/images/stories/Reference/1.JPG>  
(Pridobljeno 4.9.2013)

Haach V.G., Ramalho M.A., Corrêa M.R.S. Parametrical study of unreinforced flanged masonry walls subjected to horizontal loading through numerical modeling. 2013. 56: 207-217.

## **SEZNAM PRILOG**

PRILOGA A: GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZA ZIDOVE V PRITLIČJU

PRILOGA B: OSNE SILE ZIDOV V PRITLIČJU V X IN Y SMERI

PRILOGA C: RAZDELITEV POTRESNE SILE PO POSAMEZNIH ZIDOVIH V RAZMERJU  
TOGOSTI V SMERI X IN Y

PRILOGA D: VPLIV TORZIJE ZARADI EKSCENTRIČNOSTI V X IN Y SMERI

PRILOGA E: ANALIZA PRITLIČJA V SMERI X IN Y

PRILOGA F: SLIKE POŠKODB





PRILOGA A: GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZA ZIDOVE V PRITLIČJU

STENA	$l$ (m)	$t$ (m)	$h$ (m)	$h_{eff}$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )
SPX1	2,3	0,4	2,54	2,01	0,9
SPX2	1,8	0,4	2,54	2,27	0,7
SPX3	2,2	0,4	2,54	2,17	0,9
SPX4	1,3	0,4	2,54	2,36	0,5
SPX5	4,3	0,2	2,54	2,54	0,9
SPX6	0,9	0,4	2,54	1,99	0,3
SPX7	1,3	0,4	2,54	1,43	0,5
SPX8	2,7	0,4	2,54	1,43	1,1
SPX9	0,9	0,4	2,54	1,9	0,4
SPX10	0,6	0,4	2,54	2,42	0,2
SPY1	1,3	0,4	2,54	1,99	0,5
SPY2	1,0	0,4	2,54	1,43	0,4
SPY3	3,5	0,4	2,54	2,46	1,4
SPY4	3,9	0,2	2,54	2,31	0,8
SPY5	1,9	0,2	2,54	2,31	0,4
SPY6	1,3	0,2	2,56	2,28	0,3
SPY7	2,5	0,2	2,56	2,28	0,5
SPY8	1,9	0,2	2,56	2,32	0,4
SPY9	0,8	0,4	2,84	2,14	0,3
SPY10	1,4	0,4	2,84	1,43	0,6
SPY11	3,6	0,4	2,84	2,68	1,4
		$h_{povp}$	2,6	Skupaj	13,3
				Skupaj v x	6,5
				Skupaj v y	6,9

## PRILOGA B: OSNE SILE ZIDOV V PRITLIČJU V X IN Y SMERI

	Strop nad pritličjem			Zidovi			Strop <sub>nad</sub>	Streha	Skupaj
	$A_{strop}$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{balkon}$ [m <sup>2</sup> ]	$N_d$ [kN]	$A_{0,2}$	$A_{0,4}$	$N_d$ [kN]	$N_d$ [kN]	$N_d$ [kN]	$N_d$ [kN]
SPX1	7,7	3.9	51	0	9,8	48	19	2	120
SPX2	6,0	3.3	40	0	11,4	55	35	3	134
SPX3	0	1	4	0	13,2	64	0	2	70
SPX4	0	0	0	0	7,6	37	0	2	39
SPX5	25	0	120	22,7	0	64	103	0	287
SPX6	1,9	0	9	0	4,2	21	8	2	39
SPX7	3,6	0	17	0	6,6	32	14	2	65
SPX8	2,6	0	12	0	11,2	55	17	5	89
SPX9	0	0	0	0	6,5	32	0	2	33
SPX10	0	0	0	0	4,6	22	0	1	24
SPY1	0	2,5	9	0	9,2	45	0	2	55
SPY2	0	0	0	0	13,0	63	0	2	65
SPY3	0	0	0	0	22,7	111	0	4	115
SPY4	3,7	0	18	25,7	0	73	15	8	114
SPY5	2,7	0	13	3,9	0	11	0	0	24
SPY6	4,7	0	37	8,3	0	24	18	3	82
SPY7	5,7	0	42	15,9	0	45	22	0	109
SPY8	6,2	0	30	8	0	23	24	0	76
SPY9	1,9	0	9	0	5,5	27	7	0	43
SPY10	4,0	0	19	0	13,7	67	16	3	105
SPY11	6,2	0	30	0	24,3	118	25	4	177
								<b>Skupaj:</b>	1867

**PRILOGA C: RAZDELITEV POTRESNE SILE PO POSAMEZNIH ZIDOVIH V RAZMERJU  
 TOGOSTI V SMERI X IN Y**

Razdelitev potresne sile po posameznih zidovih v razmerju togosti v smeri *x*:

STENA	<i>l</i> (m)	<i>t</i> (m)	<i>h</i> (m)	<i>h<sub>eff</sub></i> (m)	<i>A</i> (m <sup>2</sup> )	<i>A<sub>s</sub></i> (m <sup>2</sup> )	<i>I</i> (m <sup>4</sup> )	<i>k</i> (kN/m)	<i>F<sub>bi</sub></i>
SPX1	2,3	0,29	2,54	2,01	0,7	0,6	0,29	116328	154
SPX2	1,8	0,29	2,54	2,27	0,5	0,4	0,14	77453	102
SPX3	2,2	0,29	2,54	2,17	0,6	0,5	0,26	102354	135
SPX4	1,3	0,29	2,54	2,36	0,4	0,3	0,05	48878	65
SPX5	4,3	0,19	2,54	2,54	0,8	0,7	1,26	115514	125
SPX6	0,9	0,29	2,54	1,99	0,2	0,2	0,01	34152	45
SPX7	1,3	0,29	2,54	1,43	0,4	0,3	0,05	90104	118
SPX8	2,7	0,29	2,54	1,43	0,8	0,7	0,48	197436	258
SPX9	1,0	0,29	2,54	1,90	0,3	0,2	0,02	42850	56
SPX10	0,6	0,29	2,54	2,42	0,2	0,1	0,01	13321	17
<b>Skupaj</b>								<b>838389</b>	

Razdelitev potresne sile po posameznih zidovih v razmerju togosti v *y* smeri:

STENA	<i>l</i> (m)	<i>t</i> (m)	<i>h</i> (m)	<i>h<sub>eff</sub></i> (m)	<i>A</i> (m <sup>2</sup> )	<i>A<sub>s</sub></i> (m <sup>2</sup> )	<i>I</i> (m <sup>4</sup> )	<i>k</i> (kN/m)	<i>F<sub>bi</sub></i>
SPY1	1,3	0,29	2,54	1,99	0,4	0,3	0,05	57952	75
SPY2	1,0	0,29	2,54	1,43	0,3	0,2	0,02	66210	86
SPY3	3,5	0,29	2,54	2,46	1,0	0,8	0,99	144698	188
SPY4	3,9	0,19	2,54	2,31	0,7	0,6	0,94	115187	115
SPY5	1,9	0,19	2,54	2,31	0,4	0,3	0,11	52620	53
SPY6	1,3	0,19	2,56	2,28	0,2	0,2	0,03	32840	36
SPY7	2,5	0,19	2,56	2,28	0,5	0,4	0,26	73703	82
SPY8	1,9	0,19	2,56	2,32	0,4	0,3	0,11	53318	59
SPY9	0,8	0,29	2,84	2,14	0,2	0,2	0,01	25010	32
SPY10	1,4	0,29	2,84	1,43	0,4	0,3	0,07	97952	125
SPY11	3,6	0,29	2,84	2,68	1,0	0,9	1,08	136181	174
<b>Skupaj</b>								<b>855670</b>	

## PRILOGA D: VPLIV TORZIJE ZARADI EKSCENTRIČNOSTI V X IN Y SMERI

Vpliv torzije zaradi ekscentričnosti v x smeri:

	SPX1	SPX2	SPX3	SPX4	SPX5	SPX6	SPX7	SPX8	SPX9	SPX10
$x$ (m)	4,15	4,15	4,15	4,15	0,9	3,95	3,95	3,95	3,95	3,95
$\delta$	1,3	1,3	1,3	1,3	1,1	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3

Vpliv torzije zaradi ekscentričnosti v y smeri:

	SPY1	SPY2	SPY3	SPY4	SPY5	SPY6	SPY7	SPY8	SPY9	SPY10	SPY11
$x$ (m)	6,0	6,0	6,0	0,15	0,15	2,26	2,26	2,26	5,5	5,5	5,5
$\delta$	1,3	1,3	1,3	1,0	1,0	1,12	1,12	1,12	1,3	1,3	1,3

PRILOGA E: ANALIZA PRITLIČJA V SMERI X IN Y

ZID	GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE						SILE IN NAPETOSTI			ZDRS		DIAG. RAZPOKE		UPOGIB		ZDRS SE UPOŠTEVA		ZDRS SE NE UPOŠTEVA			
	$t$ (m)	$l$ (m)	$h_{ef}$ (m)	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$h_{ef}/l$	faktor $b$	$N_d$ (kN)	$\sigma_d$ Mpa	$F_d$ (kN)	$R_d$ (kN)	$F_d/R_d$	$R_d$ (kN)	$F_d/R_d$	$R_d$ (kN)	$F_d/R_d$	$R_d$ (kN)	$F_d/R_d$	porušitev	$R_d$ (kN)	$F_d/R_d$	porušitev
SPV1	0,29	1,3	1,99	0,4	1,6	1,50	55	0,15	75	14	5,5	38	2,0	31	2,4	14	5,5	zdrs	31	2,4	upogib
SPV2	0,29	1,0	1,43	0,3	1,4	1,47	65	0,23	86	16	5,3	35	2,4	38	2,3	16	5,3	zdrs	35	2,4	diag. rasp.
SPV3	0,29	3,5	2,46	1,0	0,7	1,10	115	0,11	188	54	3,5	131	1,4	148	1,3	54	3,5	zdrs	131	1,4	diag. rasp.
SPV4	0,19	3,9	2,31	0,7	0,6	1,10	114	0,15	115	55	2,1	106	1,1	170	0,7	55	2,1	zdrs	106	1,1	diag. rasp.
SPV5	0,19	1,9	2,31	0,4	1,2	1,36	24	0,07	53	8	6,3	34	1,6	19	2,8	8	6,3	zdrs	19	2,8	upogib
SPV6	0,19	1,3	2,28	0,2	1,8	1,50	82	0,34	36	16	2,3	33	1,1	35	1,0	16	2,3	zdrs	33	1,1	diag. rasp.
SPV7	0,19	2,5	2,28	0,5	0,9	1,20	109	0,23	82	37	2,2	71	1,1	101	0,8	37	2,2	zdrs	71	1,1	diag. rasp.
SPV8	0,19	1,9	2,32	0,4	1,2	1,35	76	0,21	59	22	2,7	47	1,3	54	1,1	22	2,7	zdrs	47	1,3	diag. rasp.
SPV9	0,29	0,8	2,14	0,2	2,9	1,50	43	0,20	32	6	5,0	25	1,3	13	2,5	6	5,0	zdrs	13	2,5	upogib
SPV10	0,29	1,4	1,43	0,4	1,0	1,26	105	0,26	125	32	3,9	60	2,1	84	1,5	32	3,9	zdrs	60	2,1	diag. rasp.
SPV11	0,29	3,6	2,68	1,0	0,8	1,13	177	0,17	174	72	2,4	148	1,2	206	0,8	72	2,4	zdrs	148	1,2	diag. rasp.
							SKUPAJ		1025			SKUPAJ		352	SKUPAJ		695				
ZID	GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE						SILE IN NAPETOSTI			ZDRS		DIAG. RAZPOKE		UPOGIB		ZDRS SE UPOŠTEVA		ZDRS SE NE UPOŠTEVA			
	$t$ (m)	$l$ (m)	$h_{ef}$ (m)	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$h_{ef}/l$	faktor $b$	$N_d$ (kN)	$\sigma_d$ Mpa	$F_d$ (kN)	$R_d$ (kN)	$F_d/R_d$	$R_d$ (kN)	$F_d/R_d$	$R_d$ (kN)	$F_d/R_d$	$R_d$ (kN)	$F_d/R_d$	porušitev	$R_d$ (kN)	$F_d/R_d$	porušitev
SPX1	0,29	2,3	2,01	0,7	0,9	1,19	120	0,18	154	44	3,5	93	1,7	119	1,3	44	3,5	zdrs	93	1,7	diag. rasp.
SPX2	0,29	1,8	2,27	0,5	1,3	1,38	134	0,26	102	36	2,9	71	1,4	87	1,2	36	2,9	zdrs	71	1,4	diag. rasp.
SPX3	0,29	2,2	2,17	0,6	1,0	1,24	70	0,11	135	27	5,1	74	1,8	66	2,0	27	5,1	zdrs	66	2,0	upogib
SPX4	0,29	1,3	2,36	0,4	1,8	1,50	39	0,10	65	9	7,1	35	1,8	20	3,3	9	7,1	zdrs	20	3,3	upogib
SPX5	0,19	4,3	2,54	0,8	0,6	1,10	287	0,35	125	105	1,2	156	0,8	363	0,3	105	1,2	zdrs	156	0,8	OK
SPX6	0,29	0,9	1,99	0,2	2,3	1,50	39	0,16	45	7	6,5	26	1,7	15	3,0	7	6,5	zdrs	15	3,0	upogib
SPX7	0,29	1,3	1,43	0,4	1,1	1,30	65	0,17	118	21	5,7	47	2,5	52	2,3	21	5,7	zdrs	47	2,5	diag. rasp.
SPX8	0,29	2,7	1,43	0,8	0,5	1,10	89	0,11	258	51	5,1	102	2,5	155	1,7	51	5,1	zdrs	102	2,5	diag. rasp.
SPX9	0,29	1,0	1,50	0,3	2,0	1,50	33	0,12	56	7	7,9	27	2,1	15	3,7	7	7,9	zdrs	15	3,7	upogib
SPX10	0,29	0,6	2,42	0,2	4,0	1,50	24	0,14	17	3	6,5	18	1,0	5	3,3	3	6,5	zdrs	5	3,3	upogib
							SKUPAJ		1074			SKUPAJ		308	SKUPAJ		590				

## PRILOGA F: SLIKE POŠKODB

Primer poškodbe z nastankom diagonalnih razpok (Diagonalne razpoke, 2011):



Strižna porušitev z zdrsom (Zdrs, 2012):



Glavne napetosti (a) pri upogibni porušitvi in (b) pri nastanku diagonalnih razpok (Haach, 2013):

