

SEIZMIČKI PRORAČUN ZIDANIH ZGRADA PREMA EVROKODU 8

SEISMIC DESIGN OF MASONRY STRUCTURES BASED ON EUROCODE 8

UDK: 006.44:624.042.7(4)EN
Stručni rad

Prof. dr Ratko SALATIĆ, dipl.građ.inž.
Prof. dr Rastislav MANDIĆ, dipl.građ.inž.
Marko MARINKOVIĆ, mast.inž.građ.

REZIME

Seizmički proračun zidanih zgrada je nezaobilazan zadatak građevinskih inženjera u svakodnevnoj praksi. On je veoma značajan za objekte u seizmičkim područjima imajući u vidu da zidane zgrade po pravilu imaju znatno manju seizmičku otpornost u odnosu na savremene armiranobetonske i čelične objekte. U radu je razmatrano više tipova zidanih elemenata konstrukcije koji se pojavljuju u okviru novoprojektovanih ili već izgrađenih zidanih objekata. Seizmički proračun zidanih objekata analiziran je u skladu sa odredbama evropske inženjerske regulative Evrokod 6 i Evrokod 8, koji se odnosi na zidane konstrukcije. Data su praktična uputstva i procedure za seizmički proračun zidanih zgrada.

Ključne reči: zidane zgrade, zidani zidovi, Evrokod 6, Evrokod 8.

SUMMARY

Seismic design of masonry buildings is a very common task of civil engineers in their daily practice. It is very important for structures in seismic areas bearing in mind that the brick buildings typically have a much lower seismic resistance compared to modern reinforced concrete and steel structures. In this paper several types of masonry structural elements have been examined, which appear within the newly or already constructed masonry buildings. Seismic analysis of masonry structures has been analyzed in accordance with the provisions of European engineering regulations Eurocode 6 and Eurocode 8 relating to masonry. The paper presents the practical guidance and procedures for seismic analysis of masonry buildings.

Key words: masonry buildings, masonry walls, Eurocode 6, Eurocode 8.

1. UVOD

Zidani elementi i zidane konstrukcije su nezaobilazni činilac u građevinskim konstrukcijama, iako je opeka izgubila primat u nosećim elementima savremenih građevinskih objekata. Aktuelnost zidanih elemenata je zadržana u dugom graditeljskom razdoblju zahvaljujući osobinama kao što su: jeftina i jednostavna proizvodnja, ekološki materijal, jednostavna gradnja i dobre toplotne karakteristike. Međutim, zidane konstrukcije su izrazito nepovoljne sa aspekta seizmičke otpornosti, jer se odlikuju veoma nepovoljnim karakteristikama, kao što su velika masa, velika krutost, mala zatezna čvrstoća i niska duktilnost. Duktilnost materijala i konstrukcije i kapacitet disipacije energije su osobine na kojima se insistira u svim aktuelnim seizmičkim propisima. Zbog smanjene duktilnosti zidane zgrade po pravilu imaju znatno manju seizmičku otpornost u odnosu na savremene armiranobetonske i čelične objekte. U tom smislu, seizmičkom

proračunu zidanih konstrukcija mora se pristupiti sa posebnom pažnjom.

Preporukama najnovijih evropskih propisa EN 1996 (Evrokod 6) i EN 1998 (Evrokod 8), kao i preporukama FEMA-e (Federal Emergency Management Agency, SAD), detaljnije su dati postupci za projektovanje, proračun i oblikovanje zidanih konstrukcija. U Evrokodu 6 (EC6), Deo 1-1 mogu se naći opšta pravila za projektovanje nearmiranih i armiranih zidanih zgrada, dok se u Evrokodu 8 (EC8), navode dodatna pravila koja se moraju uzeti u obzir pri proračunu zidanih konstrukcija u seizmičkim područjima. Kako primena ovih evropskih tehničkih propisa postaje neminovnost u našoj državi, građevinskim inženjerima je neophodno poznavanje principa i odredbi proračuna, jer se razlikuju od važećih nacionalnih propisa. U ovom trenutku još nisu kompletirani i usvojeni nacionalni aneksi koji će biti sastavni delovi evropske tehničke regulative. U skladu sa tom činjenicom, u radu su usvojene preporučene vrednosti koje će se definitivno utvrditi nacionalnim aneksom. Iako se računarski programi svakodnevno koriste u inženjerskim

Adresa autora: Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd
E-mail: salatic@grf.rs

proračunima, još uvek postoji velika praznina u proračunu zidanih konstrukcija i zidanih elemenata na seizmičko dejstvo.

U ovom radu izložen je postupak seizmičkog proračuna zidanih konstrukcija prema Evrokodu 8, pri čemu je u potpunosti uvažavan i Evrokod 6, koji se odnosi na proračun zidanih konstrukcija. Ne ulazeći u detaljnu analizu i komentarisanje principa odredbi evropskih normativa, postupak praktičnog proračuna je prikazan na jednostavan i jasan način, primenljiv u svakodnevnoj inženjerskoj praksi. Primer proračuna je sproveden na jednom konkretnom izabranom zidanom objektu.

Seizmički proračun zidanih konstrukcija za građevinske inženjere – projektante građevinskih konstrukcija je interesantan posebno sa dva aspekta, kako za nove objekte tako i za postojeće izgrađene objekte. Čest je slučaj potrebe za rekonstrukcijom, a naročito dogradnjom, postojećih zidanih konstrukcija.

Pri razmatranju zidanih konstrukcija treba razlikovati više tipova zidanih konstrukcija: nearmirane (obične) zidane konstrukcije, zidane konstrukcije sa armiranobetonskim serklažima i armirane zidane konstrukcije. Nearmirane zidane konstrukcije po pravilu se vezuju za postojeće izgrađene zidane objekte, dok su zidane konstrukcije sa armiranobetonskim serklažima primenjene u novoizgrađenim objektima, ili u objektima koji su izgrađeni u skladu sa propisima koji su usvojeni nakon poznatog skopskog zemljotresa 1963. godine.

Seizmički proračun se po pravilu sprovodi nakon proračuna konstrukcije za vertikalno (stalno i korisno) opterećenje, tako što se utvrđuje da li je seizmička otpornost sa usvojenim dimenzijama konstrukcije u skladu sa zahtevanom seizmičkom nosivošću prema aktuelnim propisima. Seizmička otpornost zidanog objekta pre svega je prvenstveno uslovljena primenom opštih principa projektovanja zgrada i pravilnim izvođenjem konstruktivnih detalja. Podrazumevajući da su ti osnovni zahtevi ispoštovani treba spovesti i numeričku proveru seizmičke nosivosti zidanog objekta i nosivosti zidanih elemenata – zidova.

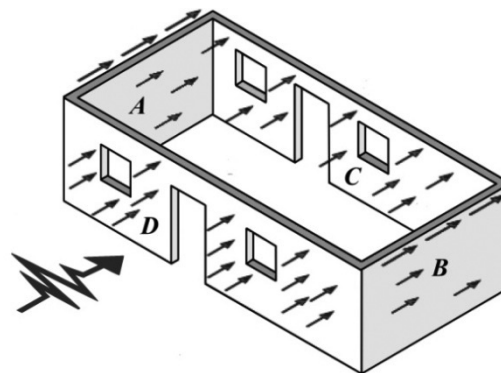
U cilju jasnoće izlaganja u radu, a ne umanjujući opštost proračuna, razmatranje će se ograničiti na zidove sa malterom opšte namene, sa spojnicama potpuno ispunjenim malterom i jednostruke zidove. Nadprozornici, nadvoji i međuprozorski stupci nisu bili predmet ovog rada i potrebno je da im se posveti posebna pažnja u seizmičkom projektovanju zidanih zgrada. Pored toga, treba napomenuti da su obrađene samo noseće zidane konstrukcije, a ne i zidana ispuna kod skeletnih sistema.

Konstruktivni zidovi u zidanim zgradama su glavni noseći elementi konstrukcije za prijem različitog opterećenja:

- aksijalno naprezanje gravitacionog opterećenja;
- fleksiono i smičuće naprezanje u ravni zida usled bočnog vetra i zemljotresa opterećenja koji deluju na zgradu u pravcu paralelnom ravni zida;
- fleksiono i smičuće naprezanje van ravni zida usled bočnog dejstva vetra, zemljotresa ili eksplozivnog

udara, kao i usled ekscentričnog dejstva vertikalnog opterećenja.

Zemljotresno opterećenje prouzrokuje horizontalne inercijalne sile u zidovima i tavanicama, koje su proporcionalne masi i ubrzanju na njihovom nivou. Tavanice kao horizontalne dijafragme prenose inercijalne sile na elemente konstrukcije koji imaju horizontalnu krutost – zidove. Na slici 1, gde je prikazan izometrijski izgled jednostavne prizemne zidane zgrade, mogu se uočiti dve vrste naprezanja za slučaj seizmičkog dejstva iz jednog pravca: naprezanje u svojoj ravni za zidove A i B i naprezanje van svoje ravni za zidove C i D.



Slika 1. Dejstvo inercijalnih sila na zidani objekat

2. OSNOVNE FAZE PRORAČUNA ZIDANIH KONSTRUKCIJA

Uvažavajući relevantne Evrokodove 6 i 8 proračun zidanih konstrukcija može se podeliti u osam osnovnih faza proračuna:

1. *Projektovanje zidanog objekta.* Sagledavanje prostorne noseće konstrukcije objekta za prijem kako vertikalnog tako i horizontalnog opterećenja. Potrebno je što je više moguće ispoštovati pravila za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija.

2. *Utvrđivanje eksploatacionog statičkog opterećenja.* U zavisnosti o namene objekta, a u skladu sa propisima i standardima usvaja se nivo i vrsta eksploatacionog opterećenja.

3. *Određivanje uticaja usled statičkog opterećenja.* Primenom poznatih postupaka teorije konstrukcija koji su implementirani u računarske programe, relativno jednostavno se određuju uticaji u nosećoj konstrukciji.

4. *Dimenzionisanje elemenata konstrukcije.* Za prethodno određene uticaje u konstrukciji i pretpostavljene materijale određuju se potrebne dimenzije i mehaničke karakteristike nosećih elemenata. Dimenzionisanje elemenata zidanih konstrukcija sprovodi se po metodi graničnih stanja, dokazivanjem graničnog stanja nosivosti.

5. *Provera graničnog stanja upotrebljivosti.*

6. *Utvrđivanje seizmičkog opterećenja.*

7. *Određivanje uticaja usled seizmičkog opterećenja.*

8. *Provera otpornosti konstrukcije na seizmičko opterećenje.*

Za postojeće izgrađene objekte (za slučaj rekonstrukcije, dogradnje objekta i sl.) treba uvažiti činjenicu da nije moguće uticati na fazu (1) projektovanja zidanog objekta, a da se faza dimenzionisanja (4) odnosi na proveru nosivosti za poznate dimenzije elemenata i utvrđeni kvalitet ugrađenog materijala.

Podrazumevajući da su faze proračuna koje se odnose na vertikalno opterećenje prethodno sprovedene, u radu detaljnije će se razmotriti faze (6), (7) i (8).

3. OSNOVE SEIZMIČKOG PRORAČUNA PREMA EVROKODU 8

Proračun po Evrokodu 8 zasnovan je na dva osnovna zahteva pri dejstvu očekivanog zemljotresa:

- zahtev da se konstrukcija ne sruši (bez lokalnog ili globalnog rušenja), i

- zahtev da se ograniči oštećenje konstrukcije.

Očekivani zemljotres za prvi zahtev ima povratni period $T_{NCR} = 475$ godina, što odgovara zemljotresu sa 10% verovatnoće pojave u 50 godina, dok očekivani zemljotres za drugi zahtev ima povratni period 95 godina, odnosno 10% verovatnoće pojave u 10 godina. Dovoljeno oštećenje konstrukcije mora da bude takvo da troškovi sanacije budu znatno manji od vrednosti same konstrukcije.

Seizmički proračun prema odredbama Evrokoda 8 može se sprovesti primenom linearno elastične i nelinearne analize. U zavisnosti od konstruktivnih karakteristika zgrade, linearna analiza se primenjuje koristeći jedan od dva tipa linearno elastične analize:

- metoda ekvivalentnih bočnih sila i
- multimodalna spektralna analiza.

Metoda ekvivalentnih bočnih sila može da se primeni na zgrade čiji odgovor ne zavisi bitno od uticaja viših svojstvenih oblika slobodnih oscilacija. Ovaj kriterijum se smatra ispunjenim, ako zgrada zadovoljava kriterijume regularnosti po visini i ima osnovne periode slobodnih vibracija T_1 za svaki od dva glavna pravca:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2,0s \end{cases}$$

Kada su u pitanju zidane zgrade gornji uslov je, po pravilu, zadovoljen. Procena seizmičke otpornosti svodi se na poređenje proračunske nosivosti (otpornosti) preseka elementa konstrukcije R_d i proračunske (granične) vrednosti seizmičkog uticaja E_d :

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

Proračunska nosivost R_d izračunava se na osnovu karakterističnih vrednosti čvrstoća materijala zida, a proračunska vrednost E_d primenom parcijalnih koeficijena sigurnosti za svaku od vrsta opterećenja.

4. SEIZMIČKI PRORAČUN ZIDANIH ZGRADA

4.1. Posebna pravila i zahtevi

Pri projektovanju zidanih zgrada primenjuju se odredbe Evrokoda 6, dok pri seizmičkom proračunu postoje dodatna pravila i zahtevi u skladu sa odredbama

Evrokoda 8. Tako na primer, propisane su minimalne vrednosti čvrstoće elemenata za zidanje i maltera, koje su date u tabeli 1.

Tabela 1. Minimalne čvrstoće prema Evrokodu 8

Minimalna čvrstoća	N/mm ²
Elementa za zidanje upravno na površinu spojnice $f_{b,min}$	5.0
Elementa za zidanje paralelno površini spojnice u ravni zida $f_{bh,min}$	2.0
Maltera za nearmirane zidove $f_{m,min}$	5.0
Maltera za armirane zidove $f_{m,min}$	10.0

Od pravila građenja naglašava se da je potrebno adekvatno obezbediti vezu između zidova i tavanica preko čeličnih spona i armiranobetonskih horizontalnih serklaža. Smičući zidovi moraju postojati u najmanje dva ortogonalna pravca, pri čemu smičući zidovi treba da ispunje određene geometrijske zahteve:

- efektivna debljina zidova $t_{ef} \geq t_{ef,min}$;

- odnos efektivne visine zida prema efektivnoj debljini zida $h_{ef}/t_{ef} \leq (h_{ef}/t_{ef})_{max}$;

- odnos dužine zida l i veće čiste visine otvora h po red zida ne sme biti manji od minimalnog odnosa $(l/h)_{min}$.

Preporučene vrednosti geometrijskih zahteva date su u tabeli 2.

Tabela 2. Zahtevi za smičuće zidove

Tip zida	$t_{ef,min}$	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Nearmirani, od kamena	350 mm	9	0.5
Nearmirani, bilo koji elementi	240 mm	12	0.4
Zidovi sa serklažima	240 mm	15	0.3
Armirani zidovi	240 mm	15	-

Smičući zidovi koji ne zadovoljavaju navedene zahteve tretiraju se kao sekundarni seizmički elementi.

U specijalnom slučaju kada zidane zgrade zadovoljavaju propisane uslove regularnosti, minimalne vrednosti mehaničkih karakteristika materijala i geometrijske zahteve elemenata konstrukcije (slučaj „Jednostavnih zidanih zgrada“), seizmički proračun nije potreban.

4.2. Utvrđivanje seizmičkog opterećenja

Proračun seizmičkog opterećenja zavisi od značaja i složenosti konstrukcije. Za slučaj regularnih zidanih konstrukcija, pretpostavlja se da deluje jedna komponenta seizmičkog opterećenja za svaki od dva ortogonalna pravca. Pretpostavka se zasniva na činjenici da odgovor zidanih konstrukcija po pravilu ne zavisi od viših glavnih oblika (tonova) oscilovanja. Ukupna smičuća projektna sila u osnovi (bazi) objekta F_b za svaki pravac se određuje kao:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (2)$$

gde su:

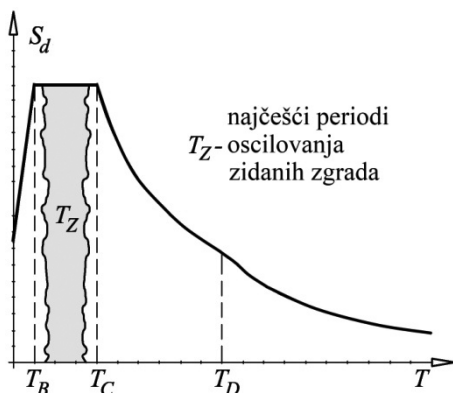
- $S_d(T_1)$ – ordinata projektnog spektra za sopstveni period oscilovanja T_1 ;
- m – ukupna masa objekta iznad nivoa temelja, odnosno iznad nivoa krute podzemne etaže;
- λ – korekcionni faktor ($\lambda = 0.85$ za $T_1 \leq 2T_c$ i ako zgrada ima više od dva sprata; $\lambda = 1.0$ za ostale slučajeve).

Ordinata projektnog spektra, određenog na osnovu elastičnog spektra tipa 1, za sopstveni period oscilovanja T_1 zidanih konstrukcija po pravilu je na gornjem konstantnom delu dijagrama spektra odgovora (slika 2), pa iznosi:

$$S_d(T_1) = \frac{2.5 a_g S}{q} \quad (3)$$

gde su:

- $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ – projektno ubrzanje tla kategorije A;
- a_{gR} – horizontalno ubrzanje na površini tla kategorije A (tlo za koje je osrednjena vrednost brzine smičućih talasa $v_s \geq 800$ m/s);
- γ_I – faktor značaja objekta, $\gamma_I = (0.8 - 1.4)$;
- S – faktor tla određen kategorijom tla, $S = (1.0 - 1.4)$;
- q – faktor ponašanja konstrukcija (tabela 3).



Slika 2. Projektni spektar

Dosadašnje iskustvo sa proračunom odgovora lokalnog tla na seizmičku pobudu u Srbiji (Radovanović, 2011) ukazuje na teškoće neposredne primene spektra odgovora u skladu sa odredbama Evrokoda 8. Zato se preporučuje da se, pre donošenja Nacionalnog aneksa za Evrokod 8, za konstrukcije koje imaju osnovni period oscilovanja $T_B \leq T \leq T_C$ relacija (3) koristi u obliku $S_d(T_1) = 2.5 \gamma_I PGA/q$, pri čemu PGA (*Peak Ground Acceleration*) određuje vršno horizontalno ubrzanje (sa povratnim periodom 475 godina) na koti fundiranja.

Tabela 3. Faktor ponašanja za zidane zgrade

Način građenja	q
Nearmirani zidovi prema EC6, slučaj niske seizmičnosti	1.5
Nearmirani zidovi prema EC8	1.5 – 2.5
Zidovi sa serklažima	2.0 – 3.0
Armirani zidovi	2.5 – 3.0

nearmirani zidovi ne smeju biti primenjeni u zgradama, ako vrednost $a_g S$ prelazi gornju granicu projektnog ubrzanja $a_{g,uram} = 0.2 g$.

Za zgrade neregularne u osnovi, vrednosti faktora ponašanja q se redukuju za 20%, ali ne treba ih uzimati manje od $q = 1.5$.

Inercijalne sile koje nastaju usled projektnog seizmičkog dejstva treba da se računaju na osnovu masa koje se javljaju pri kombinaciji gravitacionih dejstava:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

gde su:

- $\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i}$;
- φ – koeficijent koji uzima u obzir korelaciju opterećenja po spratovima (Tabela 4).

Tabela 4. Vrednosti parametra φ

Promenljivo dejstvo	Sprat	φ
Kategorija A-C	Krov	1.0
	Spratovi sa sadržajima u korelaciji	0.8
	Spratovi sa nezavisnim sadržajem	0.5
Kategorija D-F i arhive		1.0

Koeficijenti kombinacije $\Psi_{E,i}$ uzimaju u obzir verovatnoću da maksimalna opterećenja $Q_{k,i}$ nisu prisutna na celoj konstrukciji tokom dejstva zemljotresa. Vrednosti $\Psi_{2,i}$ date su u Tabeli A1.1., EN 1990, Aneks A1.

Za slučaj primene metode ekvivalentnih bočnih sila, kombinacija efekata komponenta seizmičkog dejstva može se razmatrati na jedan od dva načina. U prvom načinu ekstremna vrednost bilo kog uticaja procenjuje se kao kvadratni koren zbira kvadrata uticaja za svaku horizontalnu komponentu:

$$E_{Ed} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2} \quad (5)$$

Manje konzervativan način pretpostavlja merodavne uticaje prema kombinaciji vrednosti seizmičkih uticaja i to:

- a) $E_{Edx} + 0.3 E_{Edy}$
- b) $E_{Edy} + 0.3 E_{Edx}$ (6)

gde su:

E_{Edx} – vrednost uticaja usled seizmičkog dejstva u pravcu ose konstrukcije;

E_{Edy} – vrednost uticaja usled seizmičkog dejstva u pravcu ose konstrukcije.

Znak svake komponente u navedenim kombinacijama mora da se usvoji tako da bude najnepovoljniji za svaki posmatrani uticaj.

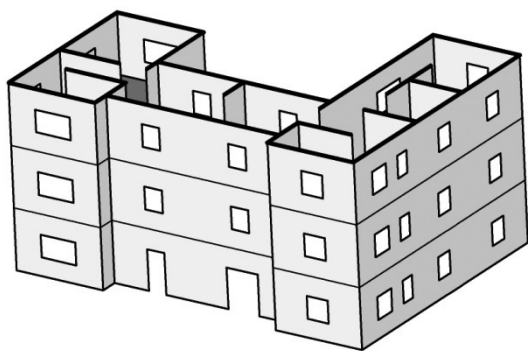
4.3. Preraspodela ukupne seizmičke sile na zidove

Uticaji u elementima zidane konstrukcije, za usvojeno seizmičko opterećenje, određuju se primenom uobičajenih postupaka teorije konstrukcija. Seizmičko opterećenje je po svojoj prirodi prostorno opterećenje, pa je potrebno sprovesti analizu razmatrajući objekat kao prostorni model. Prostorni model se sastoji od vertikalnih i horizontalnih nosećih elemenata konstrukcije, sa stvarnim odnosom krutosti svih elemenata konstrukcije, što uslovljava realnu raspodelu seizmičkog opterećenja na noseće elemente konstrukcije.

U čestim inženjerskim aproksimacijama za pojednostavljenje proračuna usvajaju se pretpostavke da postoji samo krutost zidova na smicanje, da su tavanice apsolutno krute, da se ne menja debljina zida po visini i da horizontalnu silu primaju samo zidovi koji su u pravcu delovanja sile. Ovim pretpostavkama ne razmatraju se činjenice koje su bitne u seizmičkom proračunu kao što su:

- uticaj krutosti ploče na preraspodelu opterećenja po vertikalnim elementima;
- odnos smičuće i fleksione krutosti zidova;
- uticaj otvora u zidovima na krutost zidova;
- torzioni uticaj seizmičkog opterećenja na konstrukciju.

Uvažavajući činjenicu da je opšte prihvaćena primena računarskih programa u teoriji konstrukcija, pretpostavke za racionalizaciju proračuna nemaju više opravdanja ni u standardnim inženjerskim proračunima. U radu se predlaže proračun koji je primeren sadašnjem vremenu, primenom Metode konačnih elemenata.

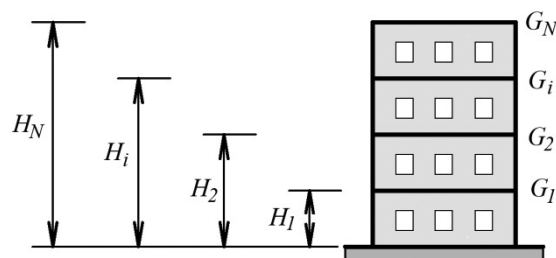


Slika 3. Prostorni model zidane zgrade

Prostorni model konstrukcije zidane zgrade može biti dosta složen usled velikog broja zidova različite dužine (krutosti) za svaki od dva ortogonalna pravca, kao i postojanja različitih veličina otvora u zidovima (slika 3).

Trodimenzionalni model zgrade adekvatno odražava krutost celog sistema, uzimajući u obzir krutost na fleksiono, smičuće i aksijalno naprezanje elemenata konstrukcije, za slučaj elastične krutosti preseka bez prslina. Elementi koji se koriste u modelu Metode konačnih elemenata su dvodimenzionalni elementi, pri čemu su zidovi napregnuti u svojoj ravni, a ploče upravno na svoju ravan. Integracijom smičućeg napona u bazi elemenata zidova određuju se preraspodeljene smičuće sile za svaki

od zidova. Zbirno preraspodeljene smičuće sile po zidovima su jednake ukupnoj sili smicanja, za svaki od dva ortogonalna pravca. Isto važi i za aksijalno opterećenje u zidovima (gravitaciono opterećenje).



Slika 4. Raspodela seizmičkih sila po visini zgrade

Seizmičke sile po visini zgrade raspodeljuju se prema približnom obrascu (slika 4):

$$F_i = F_b \frac{G_i H_i}{\sum_{i=1}^n G_i H_i}, \quad (7)$$

gde su:

F_i – seizmička horizontalna sila u i -tom spratu,

G_i – težina i -tog sprata,

H_i – visina i -tog sprata od ruba temelja.

Kako bi se uzelo u obzir nepouzdanosti u stvarnom položaju masa u prostornom modelu konstrukcije, pri dejstvu zemljotresnih uticaja, centar masa svake tavanice potrebno je razmatrati kao da je pomeren iz svog nominalnog položaja za dodatni slučajni ekscentricitet u svakom pravcu:

$$e_{ai} = \pm 0.05 L_i \quad (8)$$

gde su:

e_{ai} – slučajni ekscentricitet spratne mase i u odnosu na nominalni položaj centra mase, koji se primenjuje u istom smeru za sve spratove;

L_i – dimenzija tavanice upravna na pravac seizmičkog dejstva.

Seizmičko opterećenje, s obzirom na svoju prirodu, izaziva inercijalne sile alternativnog znaka. U slučaju proračuna zidova koji nisu simetrični za dejstvo horizontalnog seizmičkog opterećenja, potrebno je odrediti merodavan pravac dejstva zemljotresa.

4.4. Uticaji u zidovima

Potrebno je odrediti uticaje za svaki od elemenata zidane konstrukcije. Pored pripadajuće (preraspodeljene) projektne seizmičke sile zida, treba odrediti normalnu (vertikalnu) silu u zidu, odnosno proračunsku vrednost vertikalnog opterećenja N_{Ed} . Proračunske vrednosti uticaja određuju se u skladu sa odredbama za kombinaciju zemljotresnog dejstva sa drugim dejstvima. Proizvoljan uticaj E_d određuje se na osnovu kombinacije dejstava:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9)$$

gde su G_{ki} karakteristične vrednosti uticaja usled stalnog opterećenja, a A_{Ed} projektno seizmičko dejstvo. Koeficijenti kombinacije promenljivog dejstva $\Psi_{2,i}$ uzimaju u obzir verovatnoću prisutnosti opterećenja $Q_{k,i}$ na objektu tokom dejstva zemljotresa.

5. PROVERA SEIZMIČKE NOSIVOSTI NEARMIRANOG ZIDA

5.1. Provera nosivosti na smicanje nearmiranog zida

Za proveru nosivosti zida na smicanje treba odrediti proračunsku vrednost nosivosti zida na smicanje V_{Rd} :

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \quad (10)$$

gde su:

- f_{vd} – proračunska vrednost čvrstoće zida na smicanje;
- l_c – dužina pritisnutog dela zida, uz zanemarenje bilo kog dela zida koji je izložen zatezanju. Za nearmirane zidove, može se odrediti kao:

$$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) \leq l \quad (11)$$

Vrednosti uticaja momenta savijanja M_{Ed} i sile pritiska N_{Ed} predstavljaju proračunske vrednosti presečnih sila zida za slučaj kombinacije seizmičkog dejstva sa gravitacionim opterećenjem.

Proračunska vrednost čvrstoće zida na smicanje f_{vd} zasnovana na prosečnoj vrednosti vertikalnih napona pritisnutog dela zida, dobija se redukcijom karakteristične čvrstoće zida na smicanje f_{vk} sa parcijalnim koeficijentom sigurnosti za materijale γ_M :

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad (12)$$

Parcijalni koeficijenti sigurnosti za materijale γ_M zavise od vrste elementa za zidanje, primenjenog maltera, klase kontrole izvođenja i može imati vrednosti od 1.5 do 3.0 (Poglavlje 2.4., EC6). Ako ne postoje eksperimentalni rezultati ispitivanja, karakteristična čvrstoća zida na smicanje f_{vk} za standarne ispunjenosti horizontalnih i vertikalnih spojnica zida, određuje se prema izrazu:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_d \leq 0.065 f_b \quad (13)$$

gde su:

- σ_d – proračunska vrednost napona pritiska upravnog na ravan smicanja $\sigma_d = N_{Ed} / (t \cdot l_c)$;
- f_b – normalizovana srednja vrednost čvrstoće na pritisak elementa za zidanje u pravcu uticaja apliciranog dejstva – (prema deklaraciji proizvođača);
- f_{vko} – karakteristična vrednost početne čvrstoće zida na smicanje pri nultom naponu pritiska.

Ako nije određena na osnovu ispitivanja, karakteristična vrednost početne čvrstoće zida na smicanje pri nultom naponu pritiska f_{vko} može se uzeti iz tabele 5.

Uslov seizmičke otpornosti zadovoljen je ako je proračunska vrednost nosivosti zida na smicanje V_{Rd} veća od pripadajuće seizmičke smičuće sile u osnovi zida V_{Ed} :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (14)$$

Tabela 5. Vrednosti početne čvrstoće zida na smicanje f_{vko} (Tabela 3.4, EC6)

Element za zidanje	Malter opšte namene, klase čvrstoće	f_{vko} [N/mm ²]
Glina	M10 – M20	0.30
	M2.5 – M9	0.20
	M1 – M2	0.10

5.2. Zidovi sa armiranobetonskim serklažima

Horizontalni i vertikalni serklaži moraju biti međusobno povezani i usidreni za elemente glavnog konstruktivnog sistema. Prema preporukama Evrokoda 8 minimalna podužna armatura vertikalnih i horizontalnih serklaža ne sme biti manja od 300 mm², odnosno i 1% od površine poprečnog preseka serklaža. Minimalni prečnik armature za uzengije je 5 mm, koja se postavlja na razmaku ne većem od 150 mm.

Prema EC8 (Poglavlje 9.5.3) vertikalni serklaži treba da budu na sledećim mestima:

- na slobodnim krajevima zidova;
- sa obe strane otvora čija je površina veća od 1.5 m²;
- u okviru zida tako da se obezbedi uslov da rastojanje između vertikalnih serklaža ne pređe 5.0 m;
- u preseku zidova pod uslovom da su susedni vertikalni serklaži na rastojanju većem od 1.5 m;

Horizontalni serklaži treba budu u svakom zidu na svakom spratnom nivou. Ako je njihov razmak veći od 4.0 m postavljaju se dopunski horizontalni serklaži.

5.3. Provera nosivosti na smicanje nearmiranog zida sa armiranobetonskim serklažima

U slučaju da zid ima armiranobetonske serklaže, treba povećati proračunsku vrednost smičuće nosivosti zida. Smičuća nosivost zida bez serklaža V_{Rd1} uvećava se za proračunsku nosivost betona serklaža na smicanje V_{Rd2} , s tim što se ne uzima u obzir armatura u serklažu, pa je ukupna nosivost na smicanje:

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (15)$$

Proračunska nosivost betona serklaža na smicanje V_{Rd2} , dimenzija $b \times d$, određuje se prema odredbama Evrokoda 2:

$$V_{Rd2} = [v_{min} + k_1 \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d \quad (16)$$

gde su:

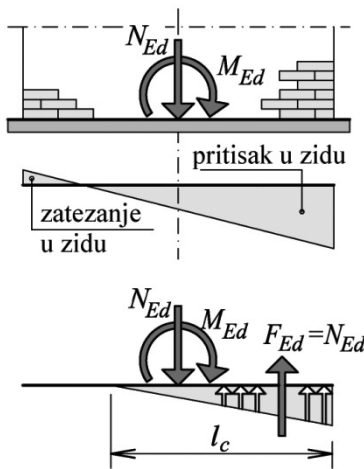
$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (d \text{ se unosi u mm});$$

- f_{ck} – karakteristična čvrstoća betona pri pritisku na cilindar starosti od 28 dana;
- $k_1 = 0.15$;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ – napon pritiska u betonu;
- N_{Ed} – normalna sila pritiska u serklažu;
- $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ – proračunska vrednost čvrstoće betona pri pritisku;
- A_c – površina poprečnog preseka serklaža;
- f_{cd} – karakteristična vrednost čvrstoće betona pri pritisku;
- $\gamma_c = 1.2$ – parcijalni koeficijent sigurnosti za beton (incidentno dejstvo).

5.4. Provera nosivosti pritisnutog dela nearmiranog zida

Usled seizmičkih sila koje deluju u nivou tavanica u zidovima se javlja i moment savijanja M_{Ed} . Kod zidova bez armiranobetonskih serklaža, zanemarujući uticaj napona zatezanja u zidu, sila pritiska F_{Ed} je jednaka ukupnoj normalnoj sili u poprečnom preseku $F_{Ed} = N_{Ed}$ (slika 5).



Slika 5. Naprezanje zida pri seizmičkom dejstvu

Sila pritiska u zidu F_{Ed} treba da bude manja ili jednaka od proračunske vrednosti nosivosti na pritisak pritisnutog dela zida F_{Rd} :

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} \quad (17)$$

gde su:

$F_{Rd} = x \cdot t \cdot f_d$ – proračunska vrednost nosivosti na pritisak pritisnutog dela zida;

x – zona sa konstantnim graničnim naponom;

$f_d = f_k/\gamma_M$ – proračunska vrednost čvrstoće zida na pritisak.

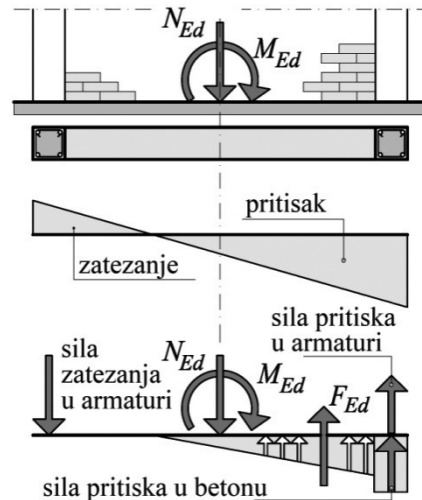
Karakteristična vrednost čvrstoće zida na pritisak za zid izveden uz upotrebu maltera opšte namene određuje se iz izraza:

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad (18)$$

gde su:

K – konstanta prema Tabeli 3.3, EC 6;

f_m – vrednost čvrstoće maltera na pritisak.



Slika 6. Naprezanje zida sa armiranobetonskim serklažima

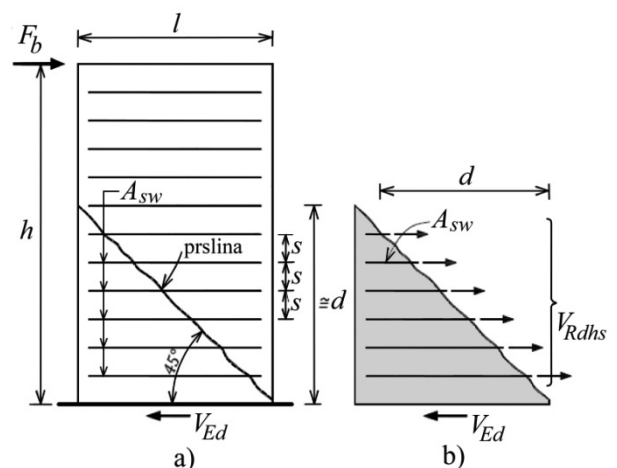
Veza između napona i dilatacije zida pretpostavljena je kao pravougaona (EC6, Poglavlje 6.6.2).

Kod zidova sa armiranobetonskim serklažima F_{Ed} je sila u pritisnutom delu zida (slika 6).

5.5. Proračun horizontalne armature zida za prijem horizontalne sile

Za slučaj da je proračunska vrednost nosivosti zida na smicanje V_{Rd} određena prema jednačini (8), manja od pripadajuće seizmičke smičuće sile u osnovi razmatranog zida V_{Ed} po pravilu se vrši armiranje zidova horizontalnom armaturom (slika 7).

U proračunu treba obratiti pažnju na efektivnu visinu d , koja zavisi od odnosa dimenzija zida h/l i postojaće grede (serklaža) na vrhu zida (slika 8).



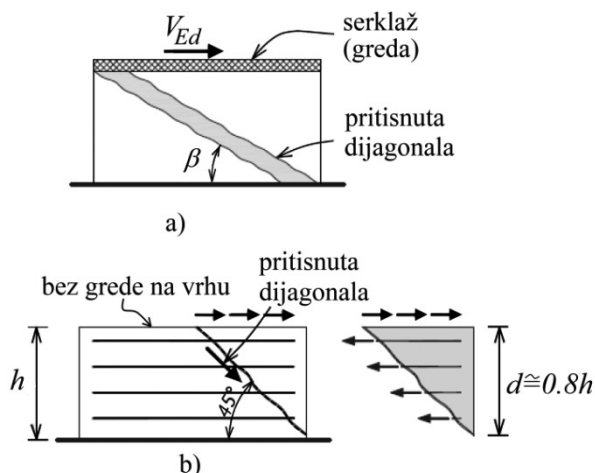
Slika 7. Proračun horizontalne armature zida

Horizontalnu armaturu zida za prihvatanje smicanja treba usvojiti tako da je zadovoljen uslov:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} + V_{Rdhs} \quad (19)$$

gde su:

$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$ – proračunska vrednost nosivosti nearmiranog zida na smicanje;



Slika 8. Ugao pritisnute dijagonale u zidu

$$V_{Rdhs} = 0.9 A_{sw} d/s f_{yd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (20)$$

– proračunska vrednost doprinosa armature nosivosti na smicanje;

A_{sw} – površina horizontalne armature za prihvatanje smicanja na delu zida koji se razmatra;

d – efektivna visina zida;

s – razmak šipki armature za prihvatanje smicanja;

f_{yd} – proračunska vrednost čvrstoće čelika za armiranje;

α – ugao između armature i ose zida.

Pri tome treba pokazati da je:

$$V_{Rd} + V_{Rdhs} \leq 0.25 f_d t_1 d \quad (21)$$

gde je:

t_1 – minimalna debljina zida u okviru efektivne visine zida.

Na mestima u elementu gde se zahteva armatura za prijem smicanja, površina takve armature ne treba da bude manja od 0.05% efektivne površine poprečnog preseka elementa, koja je definisana kao proizvod efektivne širine i efektivne visine zidanog elementa koji se razmatra.

5.6. Provera nosivosti armiranog zida na smicanje

Proračunska vrednost nosivosti na smicanje armiranih zidanih elemenata može se izračunati na dva načina:

– zanemarenjem doprinosa bilo kakve armature za prihvatanje smicanja, ukoliko nije obezbeđena bar minimalna armature za prihvatanje smicanja;

– uzimanjem u obzir doprinosa armature za prihvatanje smicanja, ukoliko je bar minimalna površina takve armature obezbeđena.

Za armirane zidove koji sadrže vertikalnu armaturu, kada se doprinos bilo kakve armature za prihvatanje smicanja zanemaruje, treba pokazati da je:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad (22)$$

gde je:

$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot l$ – proračunska vrednost nosivosti nearmiranog zida na smicanje.

Za armirane zidove koji sadrže vertikalnu armaturu, kada je doprinos bilo kakve armature za prihvatanje smicanja uzet u obzir, treba pokazati da je:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (23)$$

gde je:

$V_{Rd2} = 0.9 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}$ – proračunska vrednost doprinosa armature nosivosti na smicanje;

A_{sw} – ukupna površina horizontalne armature za prihvatanje smicanja na delu zida koji se razmatra;

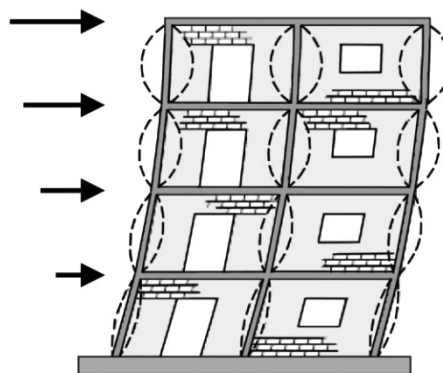
f_{yd} – proračunska vrednost čvrstoće čelika za armiranje.

Kada je armatura za prihvatanje smicanja uzeta u obzir, treba pokazati da je:

$$\frac{V_{Rd1} + V_{Rd2}}{t \cdot l} \leq 2.0 \text{ N/mm}^2 \quad (24)$$

6. PROVERA NOSIVOSTI ZIDA NA BOČNO INERCIJALNO OPTEREĆENJE

Pri seizmičkom delovanju na konstrukciju mogu se javiti i inercijalna opterećenja upravna na ravan zida, koja u pojedinim slučajevima mogu biti uzrok lokalne pojave gubitka nosivosti zidanog elementa konstrukcije.



Slika 9. Bočne oscilacije zidova

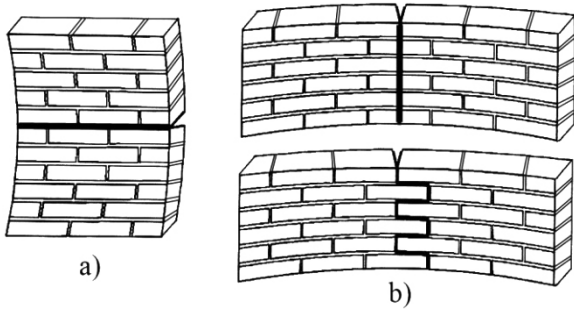
Efekat oscilacija zida van svoje ravni je izraženiji na višim etažama (Tomažević, 1999) (slika 9).

Iz tih razloga potrebno je proveriti nosivost zida na bočno opterećenje. Usled bočnog opterećenja ravan loma zida može biti paralelna sa horizontalnim spojnicama ili upravna na horizontalne spojnice zida (slika 10).

Proračun se sastoji u poređenju proračunske vrednosti momenta koji deluje na zid M_{Ed} i proračunske vrednosti momenta poprečne nosivosti zida M_{Rd} :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (25)$$

Kada je zid oslonjen duž tri ili četiri strane zida proračunska vrednost momenta po jedinici dužine koji deluje na zid, za svaki od dva ortogonalna pravca, može se utvrditi kao:



Slika 10. Ravni loma pri bočnom opterećenju: a) ravan loma paralelna horizontalnim spojnica b) ravan loma upravna na horizontalne spojnice

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{ed} l^2$$

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{ed} l^2 \quad (26)$$

gde su:

α_1, α_2 – koeficijenti momenta savijanja kojima se uzima u obzir stepen ukrućenja (uklještenja) na ivicama zida i odnos visine prema dužini zida (EC6 – Aneks E) pri čemu je, $\alpha_1 = \mu \alpha_2$ (μ – odnos čvrstoća zida na savijanje za dva ortogonalna pravca);

W_{Ed} – proračunska vrednost poprečnog inercijalnog opterećenja po jedinici površine.

Proračunska vrednost momenta poprečne nosivosti zida po jedinici visine ili dužine određuju se iz izraza:

$$M_{Rd} = f_{xd} Z \quad (27)$$

gde su:

f_{xd} – proračunska vrednost čvrstoće zida na savijanje, koja se odnosi na posmatranu ravan savijanja;

Z – otporni moment preseka zida, jedinične visine ili jedinične dužine.

Proračunska vrednost čvrstoće zida na savijanje, definisana karakterističnom vrednošću čvrstoće zida na savijanje za ravan loma paralelnu sa horizontalnim spojnica f_{xk1} , odnosno upravnu na horizontalne spojnice f_{xk2} . Vrednosti f_{xk1} i f_{xk2} određuju se na osnovu rezultata ispitivanja ili prema EC6 (tabela 6). Primenom parcijalnog koeficijenta sigurnosti γ_M dobija se proračunska vrednost čvrstoće zida na savijanje:

$$f_{xd} = f_{xk} / \gamma_M \quad (28)$$

Tabela 6. Vrednosti f_{xk} za glineni element za zidanje

f_{xk}	$f_m < 5 \text{ N/mm}^2$	$f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$
f_{xk1}	0.10	0.10
f_{xk2}	0.20	0.40

Kada je prisutno vertikalno opterećenje, povoljan efekat vertikalnog napona može se uzeti u obzir koristeći prividnu čvrstoću na savijanje $f_{xd1,app}$:

$$M_{Rd} = f_{xd1,app} Z \quad (29)$$

gde su:

$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d$ – prividna čvrstoća na savijanje;

$f_{xd1} = f_{xk1} / \gamma_M$ – proračunska vrednost čvrstoće zida na savijanje za ravan loma paralelnu sa horizontalnim spojnica;

σ_d – proračunska vrednost napona pritiska zida, pri čemu ona ne treba da bude veća od $0.2 f_d$.

Ako je zid armiran armaturom u horizontalnim spojnica, povećava se nosivost na bočna opterećenja. Prividna čvrstoća na savijanje $f_{xd2,app}$ može se izračunati izjednačavanjem proračunskog momenta nosivosti armiranog preseka horizontalne spojnice i proračunskog momenta nosivosti nearmiranog preseka iste debljine, koristeći izraz:

$$f_{xd2,app} = \frac{6 A_s f_{yd} z}{t^2} \quad (30)$$

gde su:

A_s – površina poprečnog preseka zategnute armature horizontalne spojnice po metru dužnom;

f_{yd} – proračunska vrednost čvrstoće armature horizontalne spojnice;

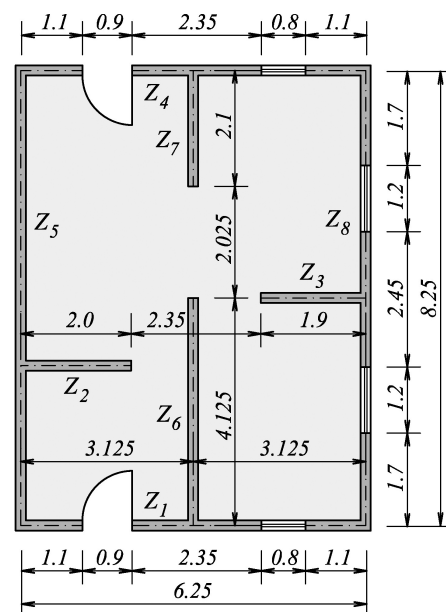
t – debljina zida;

z – krak unutrašnjih sila.

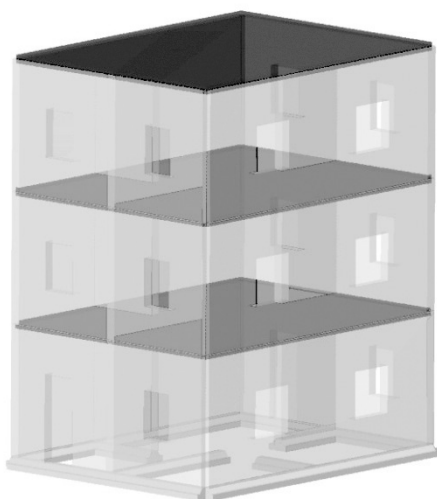
U zidovima kod kojih je predviđena armatura horizontalnih spojnica da bi se povećala nosivost na bočno opterećenje, ukupna površina takve armature ne treba da bude manja od 0.03% bruto površine poprečnog preseka zida (tj. 0.015% za svako lice).

7. PRIMER

Za ilustraciju navedenog postupka seizmičkog proračuna zidanih zgrada urađen je primer proračuna zgrade spratnosti P+2 sa nearmiranim zidanim zidovima. Osnova zgrade data je na slici 11, a prostorni model na slici 12.



Slika 11. Osnova zgrade



Slika 12. Prostorni model zgrade

7.1. Osnovni podaci o zidanoj konstrukciji zgrade:

- zidovi su jednostruki, nearmirani, bez serklaža;
- debljina zidova je $t = 25$ cm;
- zidovi su izvedeni od opekarskih glinenih elemenata kategorije 1 i maltera opšte namene klase čvrstoće M5;
- ozidani su sa kontrolom izvođenja klase 1;
- prema podacima seizmičke mikrorejnzicije utvrđeno je da je na koti fundiranja objekta $PGA = 0.1g$ (povratni period 475 godina).

7.2. Analiza opterećenja

- a) Stalno opterećenje:
 - ploča, slojevi poda i plafona: $g_1 = 6.5$ kN/m²
 - težina zidova: $g_2 = 3.25$ kN/m²
- b) Korisno (promenljivo) opterećenje: $q_k = 2.0$ kN/m²

7.3. Određivanje mase

$\Sigma G_{k,i} = 2192$ kN – ukupna težina usled stalnog opterećenja uzimajući prema analizi opterećenja;

$\Psi_{2i} = 0.3$ (Tabela A1.1., EN 1990, Aneks A1)

$\varphi = 1.0$ za krovnu etažu, a $\varphi = 0.8$ za spratove (Tabela 4., Tabela 4.2 EC8)

$\Psi_{E,i} = 1.0 \cdot 0.3 = 0.3$ – koeficijent kombinacije promenljivog dejstva za krov

$\Psi_{E,i} = 0.8 \cdot 0.3 = 0.24$ – koeficijent kombinacije promenljivog dejstva za spratove

$Q_{k,i} = 2 \cdot (6.25 \cdot 8.25 \cdot 2.0) = 206.25$ kN – težina rasodeljenog opterećenja promenljivog dejstva za prvi i drugi sprat

$Q_{k,i} = 6.25 \cdot 8.25 \cdot 2.0 = 103.125$ kN – težina rasodeljenog opterećenja promenljivog dejstva za krov

$\Sigma \Psi_{E,i} Q_{k,i} = 0.3 \cdot 103.125 + 0.24 \cdot 206.25 = 80.5$ kN

$\Sigma G_{k,i} + \Sigma \Psi_{E,i} Q_{k,i} = 2192 + 80.5 = 2272.5$ kN

$m = 2272.5 / 9.81 = 231.65$ t = 231650 kg

7.4. Određivanje osnovnog perioda slobodnih vibracija zidane zgrade

Prvi period oscilovanja zgrade određuje se primenom približnog obrasca za zgrade visine do 40 m:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

gde su:

H [m] – visina zgrade, od temelja ili od vrha krutog podruma;

$$C_1 = \frac{0.75}{\sqrt{A_c}};$$

$$A_c = \sum \left[A_i \left(0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right) \right)^2 \right]$$

A_c [m²] – totalna efektivna površina smičućih zidova prvog sprata zgrade u posmatranom pravcu;

A_i [m²] – efektivna površina poprečnog preseka smičućeg zida i u posmatranom pravcu prvog sprata zgrade;

l_{wi} [m] – dužina smičućeg zida i u prvom spratu u pravcu koji je paralelan sa primenjenim silama, sa ograničenjem da odnos l_{wi}/H ne prelazi 0.9.

$$A_{cx} = 2.1034 C_{1x} = 0.517 \rightarrow T_{1x} = 0.2886$$
 s

$$A_{cy} = 4.2034 C_{1y} = 0.0366 \rightarrow T_{1y} = 0.2042$$
 s

7.5. Određivanje ukupne poprečne projektne sile u osnovi objekta

$$(2) \rightarrow F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

$\lambda = 0.85$ – ispunjen uslov: zgrada ima tri sprata i $T_{1x}, T_{1y} \leq 2T_c = 0.8$ s

$$(3) \rightarrow S_d(T_{1x}) = S_d(T_{1y}) = \frac{2.5 \cdot 0.1g \cdot 1.0}{1.5} = 0.1667$$
 g

$$F_b = 0.1667$$
 g · 231650 kg · 0.85 = 322 kN

7.6. Raspodela seizmičke sile po tavanicama

$$(5) \rightarrow F_i = F_b \frac{G_i H_i}{\sum_{i=1}^3 G_i H_i}$$

$$F_1 = 53.67$$
 kN

$$F_2 = 107.33$$
 kN

$$F_3 = 161$$
 kN

7.7. Preraspodela ukupne seizmičke sile na zidove

Rezultujuće presečne sile u zidovima mogu se odrediti iz dijagrama napona. Vrednosti napona smicanja τ_{xy} za svaki od zidova zgrade određene su trodimenzional-

nom analizom primenom računarskog programskog paketa Tower 6.0. Merodavne vrednosti smičućih sila V_{Ed} sračunatih na osnovu relacija (6) date su u tabeli 7.

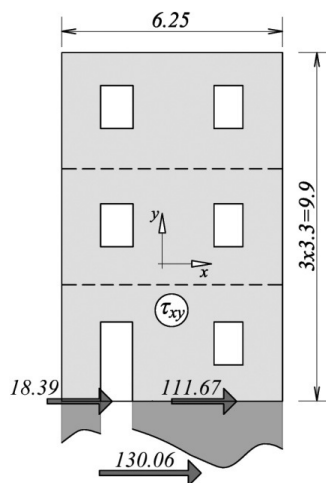
Provera u preseku a-a, deo – $Z_{1,a1}$:

Smičuća sila u preseku:

$$V_{Ed} = 29.19 \text{ kN}$$

Tabela 7. Provera nosivosti zidova na smicanje

Zid	t [m]	l [m]	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	σ_d [MPa]	f_{vk} [MPa]	f_{vd} [MPa]	M_{Ed} [kNm]	l_c [m]	V_{Rd} [kN]	V_{Ed}/V_{Rd}
$Z_{1,a1}$	0.25	1.1	29.19	126.69	0.461	0.325	0.217	11.34	1.10	59.58	0.49
$Z_{1,a2}$	0.25	4.25	111.67	412.26	0.388	0.325	0.217	26.09	4.25	230.21	0.49
$Z_{1,b1}$	0.25	1.1	28.88	128.36	0.467	0.325	0.217	9.81	1.10	59.58	0.48
$Z_{1,b2}$	0.25	2.35	77.45	242.86	0.413	0.325	0.217	19.64	2.35	127.29	0.61
$Z_{1,b3}$	0.25	1.1	33.24	130.94	0.476	0.325	0.217	8.26	1.10	59.58	0.56
Z_2	0.25	2.0	38.02	163.94	0.328	0.325	0.217	49.60	2.00	108.33	0.35
Z_3	0.25	1.9	34.87	165.27	0.348	0.325	0.217	43.97	1.90	102.92	0.34
$Z_{4,a1}$	0.25	1.1	32.19	129.79	0.472	0.325	0.217	11.63	1.10	59.58	0.54
$Z_{4,a2}$	0.25	4.25	116.30	410.14	0.386	0.325	0.217	31.28	4.25	230.21	0.51
$Z_{4,b1}$	0.25	1.1	31.23	132.26	0.481	0.325	0.217	10.55	1.10	59.58	0.52
$Z_{4,b2}$	0.25	2.35	79.60	236.01	0.402	0.325	0.217	12.45	2.35	127.29	0.63
$Z_{4,b3}$	0.25	1.1	34.26	133.98	0.487	0.325	0.217	8.35	1.10	59.58	0.57
Z_5	0.25	8.25	132.83	846.67	0.411	0.325	0.217	127.50	8.25	446.88	0.30
Z_6	0.25	4.125	68.06	324.92	0.315	0.325	0.217	164.08	4.125	223.44	0.30
Z_7	0.25	2.1	28.06	159.18	0.303	0.325	0.217	28.40	2.10	113.75	0.25
$Z_{8,a}$	0.25	8.25	121.27	764.91	0.371	0.325	0.217	86.02	8.25	446.88	0.27
$Z_{8,b1}$	0.25	1.7	38.08	202.01	0.475	0.325	0.217	20.55	1.70	92.08	0.41
$Z_{8,b2}$	0.25	2.45	55.31	267.60	0.437	0.325	0.217	5.13	2.45	132.71	0.42
$Z_{8,b3}$	0.25	1.7	40.18	205.56	0.484	0.325	0.217	20.55	1.70	92.08	0.44

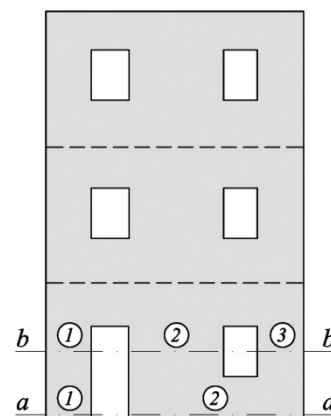


Slika 13. Raspodela smičuće sile u zidu Z_1 (za kombinaciju dejstava $G + A_{Edx} + 0.3 A_{Edy} + 0.3 Q$)

7.8. Provera nosivosti zida na smicanje

Zid Z_1

Zid Z_1 ima otvore, tako da se za proveru nosivosti na smicanje posmatraju dva preseka (slika 14).



Slika 14. Merodavni preseki za zid Z_1

Mehaničke karakteristike:

$$f_{vko} = 0.2 \text{ MPa}$$

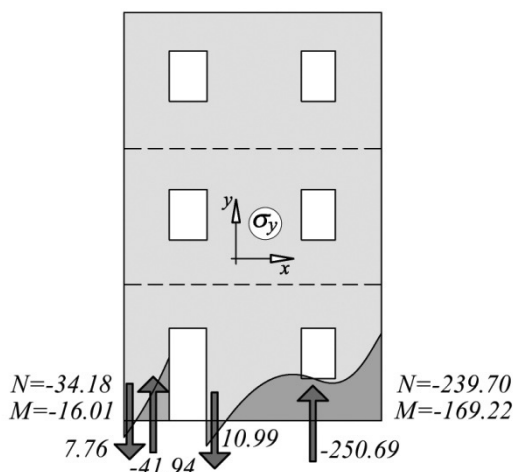
$$(13) \rightarrow f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_{di} \leq 0.065 f_b$$

$$0.065 f_b = 0.065 \cdot 5 \text{ MPa} = 0.325 \text{ MPa}$$

Određivanje proračunske vrednosti nosivosti zida na smicanje:

$$(10) \rightarrow V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \text{ [kN]}$$

$$(11) \rightarrow l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) \leq l$$



Slika 15. Određivanje sila u preseku za zid Z_1 (za kombinaciju dejstava $G + A_{Edx} + 0.3 A_{Edy} + 0.3 Q$)

$$l_c = 3 \left(\frac{1.1}{2} - \frac{11.34}{126.69} \right) = 1.381 \text{ m}$$

$$11.381 > l = 1.1 \rightarrow l_c = 1.1 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{t \cdot l_c} = \frac{126.69}{0.25 \cdot 1.1} = 0.461 \text{ MPa}$$

$$(13) \rightarrow f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_d \leq 0.065 f_b$$

$$f_{vk} = 0.2 + 0.4 \cdot 0.461 = 0.384 \text{ MPa}$$

$$0.384 \text{ MPa} > 0.325 \text{ MPa} \rightarrow f_{vk} = 0.325 \text{ MPa}$$

$$(12) \rightarrow f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0.325}{1.5} = 0.217 \text{ MPa}$$

$$(10) \rightarrow V_{Rd} = 0.217 \cdot 0.25 \cdot 1.1 = 59.58 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{29.19}{59.58} = 0.49$$

Provera u preseku a-a, deo - $Z_{1,a2}$:

Smičuća sila u preseku:

$$V_{Ed} = 111.67 \text{ kN}$$

Određivanje proračunske vrednosti nosivosti zida na smicanje:

$$(11) \rightarrow l_c = 3 \left(\frac{4.25}{2} - \frac{26.09}{412.26} \right) = 6.19 \text{ m}$$

$$6.19 > l = 4.25 \rightarrow l_c = 4.25 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \frac{412.26}{0.25 \cdot 4.25} = 0.388 \text{ MPa}$$

$$(13) \rightarrow f_{vk} = 0.2 + 0.4 \cdot 0.388 = 0.355 \text{ MPa}$$

$$0.355 \text{ MPa} > 0.325 \text{ MPa} \rightarrow f_{vk} = 0.325 \text{ MPa}$$

$$(12) \rightarrow f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0.325}{1.5} = 0.217 \text{ MPa}$$

$$(10) \rightarrow V_{Rd} = 0.217 \cdot 0.25 \cdot 4.25 = 230.21 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{111.67}{230.21} = 0.49$$

Provera u preseku b-b, deo - $Z_{1,b1}$:

Smičuća sila u preseku:

$$V_{Ed} = 28.88 \text{ kN}$$

Određivanje proračunske vrednosti nosivosti zida na smicanje:

$$(11) \rightarrow l_c = 3 \left(\frac{1.1}{2} - \frac{9.81}{128.36} \right) = 1.42 \text{ m}$$

$$1.42 > l = 1.1 \rightarrow l_c = 1.1 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \frac{128.36}{0.25 \cdot 1.1} = 0.467 \text{ MPa}$$

$$(13) \rightarrow f_{vk} = 0.2 + 0.4 \cdot 0.467 = 0.387 \text{ MPa}$$

$$0.387 \text{ MPa} > 0.325 \text{ MPa} \rightarrow f_{vk} = 0.325 \text{ MPa}$$

$$(12) \rightarrow f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0.325}{1.5} = 0.217 \text{ MPa}$$

$$(10) \rightarrow V_{Rd} = 0.217 \cdot 0.25 \cdot 1.1 = 59.58 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{28.88}{59.58} = 0.48$$

Provera u preseku b-b, deo - $Z_{1,b2}$:

Smičuća sila u preseku:

$$V_{Ed} = 77.45 \text{ kN}$$

Određivanje proračunske vrednosti nosivosti zida na smicanje:

$$(11) \rightarrow l_c = 3 \left(\frac{2.35}{2} - \frac{19.64}{242.86} \right) = 3.28 \text{ m}$$

$$3.28 > l = 2.35 \rightarrow l_c = 2.35 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \frac{242.86}{0.25 \cdot 2.35} = 0.413 \text{ MPa}$$

$$(13) \rightarrow f_{vk} = 0.2 + 0.4 \cdot 0.413 = 0.365 \text{ MPa}$$

$$0.365 \text{ MPa} > 0.325 \text{ MPa} \rightarrow f_{vk} = 0.325 \text{ MPa}$$

$$(12) \rightarrow f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0.325}{1.5} = 0.217 \text{ MPa}$$

$$(10) \rightarrow V_{Rd} = 0.217 \cdot 0.25 \cdot 2.35 = 127.29 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{77.45}{127.29} = 0.61$$

Provera u preseku b-b, deo - $Z_{1,b3}$:

Smičuća sila u preseku:

$$V_{Ed} = 33.24 \text{ kN}$$

Određivanje proračunske vrednosti nosivosti zida na smicanje:

$$(11) \rightarrow l_c = 3 \left(\frac{1.1}{2} - \frac{8.26}{130.94} \right) = 1.46 \text{ m}$$

$$1.47 > l = 1.1 \rightarrow l_c = 1.1 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \frac{130.94}{0.25 \cdot 1.1} = 0.476 \text{ MPa}$$

$$(13) \rightarrow f_{vk} = 0.2 + 0.4 \cdot 0.476 = 0.390 \text{ MPa}$$

$$0.390 \text{ MPa} > 0.325 \text{ MPa} \rightarrow f_{vk} = 0.325 \text{ MPa}$$

$$(12) \rightarrow f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0.325}{1.5} = 0.217 \text{ MPa}$$

$$(10) \rightarrow V_{Rd} = 0.217 \cdot 0.25 \cdot 1.1 = 59.58 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{33.24}{59.58} = 0.56$$

Provera nosivosti na smicanje svih zidova data je tabelarno u tabeli 7.

7.9. Provera nosivosti pritisnutog dela zida

Pri proveru nosivosti zida na smicanje utvrđene su vrednosti sile N_{Ed} i vrednost momenta savijanja M_{Ed} . Primenom jednačine

$$(11) \rightarrow l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) \leq l$$

određene su vrednosti l_c .

U proračunu nosivosti pritisnutog dela zida usvaja se dužina zone pritiska u zidu $x = 0.8 \cdot l_c$ prema pretpostavljenom blok dijagramu σ - ε , a zatim se izračunava proračunska vrednost nosivosti na pritisak pritisnutog dela zida N_{Rd} . Prethodno je potrebno odrediti i proračunsku vrednost čvrstoće zida na pritisak f_d :

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$$f_b = 5 \text{ MPa}$$

$f_b = 5 \text{ MPa}$ – malter opšte namene, M5 klase čvrstoće

$K = 0.55$ – elementi od gline Grupe 1

$$(18) \rightarrow f_k = 0.55 \cdot 5.0^{0.7} \cdot 5.0^{0.3} = 2.75 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{2.75}{1.5} = 1.833 \text{ MPa}$$

Sada se može odrediti proračunska vrednost nosivosti na pritisak pritisnutog dela zida prema formuli $N_{Rd} = x \cdot t \cdot f_d$, koja se poredi sa vrednošću N_{Ed} :

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

Tabela 8. Provera nosivosti pritisnutog dela zida

Zid	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	l_c [m]	x [m]	N_{Rd} [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$
Z _{1,a1}	126.69	11.34	1.10	0.88	403.33	0.31
Z _{1,a2}	412.26	26.09	4.25	3.40	1558.33	0.26
Z _{1,b1}	128.36	9.81	1.10	0.88	403.33	0.32
Z _{1,b2}	242.86	19.64	2.35	1.88	861.67	0.28
Z _{1,b3}	130.94	8.26	1.10	0.88	403.33	0.32
Z ₂	163.94	49.60	2.00	1.60	733.33	0.22
Z ₃	165.27	43.97	1.90	1.52	696.67	0.24
Z _{4,a1}	129.79	11.63	1.10	0.88	403.33	0.32
Z _{4,a2}	410.14	31.28	4.25	3.40	1558.33	0.26
Z _{4,b1}	132.26	10.55	1.10	0.88	403.33	0.33
Z _{4,b2}	236.01	12.45	2.35	1.88	861.67	0.27
Z _{4,b3}	133.98	8.35	1.10	0.88	403.33	0.33
Z ₅	846.67	127.50	8.25	6.60	3025.00	0.28
Z ₆	324.92	164.08	4.125	3.30	1512.50	0.21
Z ₇	159.18	28.40	2.10	1.68	770.00	0.21
Z _{8,a}	764.91	86.02	8.25	6.60	3025.00	0.25
Z _{8,b1}	202.01	20.55	1.70	1.36	623.33	0.32
Z _{8,b2}	267.60	5.13	2.45	1.96	898.33	0.30
Z _{8,b3}	205.56	20.55	1.70	1.36	623.33	0.33

Proračun je prikazan tabelarno u tabeli 8.

7.10. Provera nosivosti zida na bočno inercijalno opterećenje

Provera nosivosti zida na bočno inercijalno opterećenje prikazaće se za slučaj zida Z_5 . Razmatra se polje Z_5 dužine 5.35m i visine 3.3m.

Proračunska vrednost momenta koji deluje na zid M_{Ed} za svaki od dva ortogonalna pravca, može se utvrditi prema izrazima:

$$(26) \rightarrow M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2$$

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2$$

$$W_{Ed} = \frac{g_{zida} \cdot a}{g} = \frac{3.25 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.375 \text{ g}}{g} = 1.219 \text{ kN/m}^2$$

– proračunska vrednost poprečnog inercijalnog opterećenja po jedinici površine, gde je:

a – ubrzanje zida;

$$\alpha_1 = \mu \alpha_2$$

$$\mu = \frac{f_{xd1,app}}{f_{xd2}}$$

$f_{xk1} = 0.1 \text{ MPa}$ i $f_{xk2} = 0.4 \text{ MPa}$, prema Tabeli 6

$$f_{xd1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} = \frac{0.1}{1.5} = 0.067 \text{ MPa}$$

$$f_{xd2} = \frac{f_{xk2}}{\gamma_M} = \frac{0.4}{1.5} = 0.267 \text{ MPa}$$

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d$$

$$f_{xd1,app} = 0.067 + 0.411 = 0.478 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0.478}{0.267} = 1.79 > 1 \rightarrow \mu = 1$$

$$\frac{h}{l} = \frac{3.3}{5.35} = 0.62$$

$\alpha_2 = 0.44$ – uzimajući u obzir vrednosti μ i h/l i da je zid uklješten sa tri strane i (EC6 – Aneks E).

$$\alpha_1 = 1.0 \cdot 0.44 = 0.44$$

$$M_{Ed1} = 0.44 \cdot 1.219 \cdot 5.35^2 = 1.535 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed2} = 0.44 \cdot 1.219 \cdot 5.35^2 = 1.535 \text{ kNm/m}$$

$$(27) \rightarrow M_{Rd} = f_{xd} Z$$

$$Z = \frac{t^2 \cdot 1.0}{6} = \frac{0.25^2 \cdot 1.0}{6} = 0.0104 \text{ m}^3$$

$$(29) \rightarrow M_{Rd1} = f_{xd1,app} Z = 0.478 \cdot 0.0104 = 4.971 \text{ kNm/m}$$

$$(27) \rightarrow M_{Rd2} = f_{xd2} Z = 0.267 \cdot 0.0104 = 2.777 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{M_{Ed1}}{M_{Rd1}} = \frac{1.535}{4.971} = 0.31$$

$$\frac{M_{Ed2}}{M_{Rd2}} = \frac{1.535}{2.777} = 0.55$$

LITERATURA

- [1] Anderson D., Brzev S.: *Seismic design guide for masonry buildings*, Canadian Concrete Masonry Producers Association, Toronto, 2009.
- [2] Aničić D., Fajfer P., Petrović B., Szavits – Nossan A., Tomažević M., *Zemljotresno inženjerstvo – visokogradnja*, Građevinska knjiga, Beograd, 1990.
- [3] Evrokodovi za konstrukcije Evrokod 2: EN 1992-1-1:2004, Proračun betonskih konstrukcija Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2006.
- [4] Evrokodovi za konstrukcije Evrokod 6: EN 1996-1-1:2005, Proračun zidanih konstrukcija Deo 1-1: Opšta pravila za armirane i nearmirane zidane konstrukcije, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2009.
- [5] Evrokodovi za konstrukcije Evrokod 8: EN 1998-1-1:2004, Proračun seizmički otpornih konstrukcija Deo 1-1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2009.
- [6] Ladinović Đ., Ačić M.: Koncept projektovanja zidanih zgrada u seizmičkim područjima prema Evrokodu EN 1998-1, *Izgradnja*, (2011), Vol. 65, No. 5-6, pp. 289-302
- [7] Ladinović Đ.: Seizmička analiza zidanih zgrada prema EN 1998-1, *Savetovanje Zidane konstrukcije zgrada i tehnička regulative – Savremena građevinska praksa u Srbiji i Evropi*, Udruženje inženjera građevinarstva, geotehnike, arhitekture i urbanista, Beograd, pp. 193-210, 2012.
- [8] Meli R. et al., *Seismic design guide for low-rise confined masonry buildings*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California 2011.
- [9] Muravljov M., Stevanović B., *Zidane i drvene konstrukcije zgrada*, Građevinski fakultet u Beogradu, Beograd, 1999.
- [10] Petrović B., *Odabrana poglavlja iz zemljotresnog inženjerstva*, Građevinska knjiga, Beograd, 1989.
- [11] Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, Službeni list SFRJ, broj 87/81
- [12] Pravilnik o tehničkim normativima za zidane zidove, Službeni list SFRJ, broj 87/91
- [13] Radovanović S., *Seizmička mikrorejzonizacija za definisanje ulaznih parametara u skladu sa EC-8 za konstrukciju petlje Radnička*, Republički seizmološki zavod Srbije, 2011.
- [14] Stevanović B.: Evrokod 6 – Zidane konstrukcije, *Izgradnja*, (2010), Vol. 64, No. 1-2, pp. 79-82
- [15] Tomažević M., *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*, Imperial College Press, London, 1999.
- [16] Tomažević M.: Uvođenje eurokodova i proračun seizmičke otpornosti zidanih konstrukcija, *Materijali i konstrukcije*, (2008), Vol. 51, No. 2, pp. 3-24