

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

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



Visokošolski program Gradbeništvo,  
Smer operativno gradbeništvo

Kandidatka:

**Urška Stanek**

# **Revitalizacija in ocena potresne odpornosti muzeja Tobačna v Ljubljani**

**Diplomska naloga št.: 425**

**Mentor:**

doc. dr. Vlatko Bosiljkov

Ljubljana, 17. 6. 2011

Stanek, U. 2011. Revitalizacija in ocena potresne odpornosti muzeja Tobačna v Ljubljani.  
Dipl. naloga – VSŠ. Ljubljana, UL FGG, Oddelek za gradbeništvo, Operativno gradbeništvo.

---

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisana URŠKA STANEK izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:

»REVITALIZACIJA IN OCENA POTRESNE ODPORNOSTI MUZEJA TOBAČNA V LJUBLJANI«.

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

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

Ljubljana, 17.06.2011

Urška Stanek

Stanek, U. 2011. Revitalizacija in ocena potresne odpornosti muzeja Tobačna v Ljubljani.  
Dipl. naloga – VSŠ. Ljubljana, UL FGG, Oddelek za gradbeništvo, Operativno gradbeništvo.

---

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

- UDK:** 069 (Tobačna Ljubljana – Tobačni muzej): 69.059 (043.2)
- Avtor:** Urška Stanek
- Mentor:** doc. dr. Vlatko Bosiljkov
- Naslov:** Revitalizacija in ocena potresne odpornosti muzeja Tobačna v Ljubljani
- Obseg in oprema:** \_\_str., \_\_pregl., \_\_sl., \_\_en., \_\_graf.
- Ključne besede:** muzej Tobačna, potresna odpornost, revitalizacija starih zidanih objektov, kulturna dediščina

### **Izvodček**

V diplomskem delu je obravnavana revitalizacija in ocena potresne odpornosti muzeja Tobačna v Ljubljani. Po kratkem opisu poteka prenove objekta, skladne s pogoji zavoda za varstvo kulturne dediščine Slovenije, je v prvem delu opredeljena še potresna obtežba, obnašanje zidanih zgradb med potresom in utrditev obravnavanega objekta. V drugem delu je s pomočjo dveh različnih programov opravljena nelinearna seizmična analiza objekta ter primerjava med dobljenimi rezultati. Prvi uporabljen program je Sremb, ki deluje po nelinearni statični metodi, opisane so predpostavke njegovega delovanja, podajanje vhodnih podatkov in prikazovanje rezultatov. Drugi je program 3Muri, ki je prav tako namenjen nelinearni analizi, opisano je podajanje podatkov, računsko analizo in kontrola rezultatov. Analiza je v obeh programih narejena za dva modela in sicer model konstrukcije pred in po revitalizaciji. Dobljeni rezultati so primerjani z rezultati seizmične analize iz projektne dokumentacije za prenovo objekta.

Stanek, U. 2011. Revitalizacija in ocena potresne odpornosti muzeja Tobačna v Ljubljani.  
Dipl. naloga – VSŠ. Ljubljana, UL FGG, Oddelek za gradbeništvo, Operativno gradbeništvo.

---

## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

- UDC:** 069 (Tobačna Ljubljana – Tobačni muzej): 69.059 (043.2)
- Author:** Urška Stanek
- Supervisor:** Assist. Prof. Vlatko Bosiljkov, Ph.D.
- Title:** Revitalization and seismic assessment of Tobacco Museum in Ljubljana
- Notes:** \_\_p., \_\_tab., \_\_fig., \_\_eq., \_\_graph.
- Key words:** tobacco Museum, seismic resistance, revitalization of masonry structures, cultural heritage

### **Abstract**

Within this diploma work, revitalization works and seismic assessment of the Tobacco Museum in Ljubljana is presented. Following the short summary of the revitalization works carried out on the building according to the guidelines provided by the Institute for the protection of cultural heritage of Slovenia, seismic loading, behaviour of masonry structures as well as methods for the restrengthening of masonry buildings were defined and presented. In the second part of the work, non-linear seismic analysis of the structure by means of two different models for the assessment of the seismic resistance of masonry structures was evaluated. First, the software Sremb is presented, by explaining his main principles and assumptions. Following this, the preparation of input data and interpretation of the results is presented as well. Than the second used software is presented in the same manner. Seismic analysis of the structures was done in present state and following revitalization works. Obtained results were compared with the results from Project documentation and commented.

Stanek, U. 2011. Revitalizacija in ocena potresne odpornosti muzeja Tobačna v Ljubljani.  
Dipl. naloga – VSŠ. Ljubljana, UL FGG, Oddelek za gradbeništvo, Operativno gradbeništvo.

---

## **ZAHVALA**

Za pomoč pri izdelavi te diplomske naloge se zahvaljujem mentorju doc. dr. Vlatku Bosiljkovu ter mladima raziskovalkama asistentki Meti Kržan in asistentki Patriciji Cotič.

Zahvaljujem se tudi družini in prijateljem za podporo tako pri diplomi, kot pri celotnem študiju.



Stanek, U. 2011. Revitalizacija in ocena potresne odpornosti muzeja Tobačna v Ljubljani.  
Dipl. naloga – VSŠ. Ljubljana, UL FGG, Oddelek za gradbeništvo, Operativno gradbeništvo.

---

## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>KULTURNA DEDIŠČINA .....</b>	<b>2</b>
<b>2.1</b>	<b>Poseg v kulturno dediščino .....</b>	<b>3</b>
<b>2.1.1</b>	<b>Zunanja obdelava obravnavanega objekta .....</b>	<b>4</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Notranja obdelava obravnavanega objekta .....</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>UTRDITEV ZIDANIH STAVB .....</b>	<b>8</b>
<b>3.1</b>	<b>Obnašanje zidanih stavb med potresom.....</b>	<b>9</b>
<b>3.2</b>	<b>Potresna utrditev obravnavane zgradbe .....</b>	<b>10</b>
<b>4</b>	<b>POTRESNA OBTEŽBA .....</b>	<b>14</b>
<b>4.1</b>	<b>Računsko modeliranje obnašanja zidanih konstrukcij pri delovanju potresne obtežbe .....</b>	<b>18</b>
<b>4.1.1</b>	<b>Stene kot konzole .....</b>	<b>18</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Stene z odprtini – šibke prečke .....</b>	<b>18</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Stene z odprtini – močne prečke .....</b>	<b>19</b>
<b>5</b>	<b>SEIZMIČNA ANALIZA ZIDANE STAVBE .....</b>	<b>20</b>
<b>5.1</b>	<b>Program Sremb .....</b>	<b>20</b>
<b>5.1.1</b>	<b>Osnovne predpostavke delovanja programa .....</b>	<b>20</b>
<b>5.1.2</b>	<b>Podajanje vhodnih podatkov .....</b>	<b>22</b>
<b>5.1.3</b>	<b>Prikazovanje rezultatov .....</b>	<b>23</b>
<b>5.2</b>	<b>Program 3Muri .....</b>	<b>24</b>
<b>5.2.1</b>	<b>FME metoda.....</b>	<b>25</b>
<b>5.2.2</b>	<b>Podajanje vhodnih podatkov .....</b>	<b>26</b>
<b>5.2.3</b>	<b>Računska analiza .....</b>	<b>27</b>

5.2.4	Kontrola rezultatov .....	29
6	<b>PARAMETRIČNA ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI OBRAVNAVANE ZGRADBE .....</b>	<b>29</b>
6.1	Zasnova konstrukcije.....	30
6.2	Material.....	31
6.3	Obtežba .....	31
6.3.1	Stalna obtežba .....	31
6.3.2	Spremenljiva obtežba .....	32
6.3.3	Potresna obtežba .....	32
6.4	Kombinacije vplivov za potresno projektno stanje .....	32
6.5	Analiza.....	33
6.5.1	Analiza s programom 3Muri.....	33
6.5.1.1	Modeliranje konstrukcije .....	33
6.5.1.2	Nelinearna statična analiza .....	33
6.5.1.3	Rezultati .....	35
6.5.1.3.1	Potresna odpornost objekta pred prenovo .....	35
6.5.1.3.2	Potresna odpornost objekta po prenovi .....	40
6.5.2	Analiza s programom Sremb .....	42
6.5.2.1	Modeliranje konstrukcije .....	42
6.5.2.2	Nelinearna statična analiza .....	42
6.5.2.3	Rezultati .....	44
6.5.2.3.1	Potresna odpornost objekta pred prenovo .....	44
6.5.2.3.2	Potresna odpornost objekta po prenovi .....	50
6.5.3	Primerjava rezultatov dobljenih s programoma Sremb in 3Muri.....	55
6.5.4	Primerjava izračunanih rezultatov z rezultati iz projektne dokumentacije.....	58
7	<b>ZAKLJUČEK.....</b>	<b>60</b>
8	<b>VIRI IN LITERATURA.....</b>	<b>62</b>

## **KAZALO PREGLEDNIC**

<b>Tabela 1: Rezultati 3muri - primer pred prenovo.....</b>	<b>38</b>
<b>Tabela 2: Povprečne vrednosti za primerjavo programov - primer pred prenovo .....</b>	<b>39</b>
<b>Tabela 3: Rezultati 3muri - primer po prenovi .....</b>	<b>40</b>
<b>Tabela 4: Povprečne vrednosti za primerjavo programov - primer po prenovi.....</b>	<b>41</b>

## KAZALO GRAFIKONOV

<b>Grafikon 1: Primerjava vrednosti SRC iz Sremb-a in 3Muri-a za primer pred prenovo</b>	<b>56</b>
<b>Grafikon 2: Primerjava vrednosti SRC iz Sremb-a in 3Muri-a za primer po prenovi</b>	<b>56</b>
<b>Grafikon 3: Primerjava togosti za primer pred prenovo</b>	<b>57</b>
<b>Grafikon 4: Primerjava togosti za primer pred prenovo</b>	<b>57</b>
<b>Grafikon 5: Primerjava SRC vrednosti objekta po prenovi</b>	<b>59</b>

## KAZALO SLIK

<b>Slika 1: Tloris pritličja prenovljenega objekta .....</b>	<b>4</b>
<b>Slika 2: Prenova strehe – odstranitev letev levo in nameščanje svetlobnikov desno .....</b>	<b>5</b>
<b>Slika 3: Južni del objekta med prenovo .....</b>	<b>6</b>
<b>Slika 4: Severni del objekta med prenovo.....</b>	<b>6</b>
<b>Slika 5: Notranja obdelava objekta .....</b>	<b>7</b>
<b>Slika 6: Gradnja dvigalnega jaška levo in gradbena jama za dvigalni jašek desno .....</b>	<b>8</b>
<b>Slika 7: Fotografiji obravnavane zgradbe pred prenovo.....</b>	<b>10</b>
<b>Slika 8: Vpliv toge stropne konstrukcije in AB vezi na obnašanje konstrukcije med potresno obtežbo: a. lesen strop brez vezi, b. togi strop z AB vezmi .....</b>	<b>11</b>
<b>Slika 9: Izvedbeni načrt napenjalnih vezi obravnavane zgradbe .....</b>	<b>12</b>
<b>Slika 10: Detajli izvedbe jeklenih vezi .....</b>	<b>12</b>
<b>Slika 11: Plošča nad pritličjem – spodnja armatura.....</b>	<b>13</b>
<b>Slika 12: Plošča nad pritličjem – zgornja armatura .....</b>	<b>13</b>
<b>Slika 13: Detajl izvedbe AB dvigalnega jaška in AB stene .....</b>	<b>14</b>
<b>Slika 14: Faktor obnašanja konstrukcije <math>q</math> .....</b>	<b>17</b>
<b>Slika 15: Upogibni momenti za model št. 1 .....</b>	<b>18</b>
<b>Slika 16: Upogibni momenti za model št. 2 .....</b>	<b>19</b>
<b>Slika 17: Upogibni momenti za model št. 3 .....</b>	<b>19</b>
<b>Slika 18: Sestavljanje histerezne ovojnice.....</b>	<b>23</b>
<b>Slika 19: Stena, modelirana z mrežo makroelementov in pripadajoči okvir.....</b>	<b>25</b>

<b>Slika 20: 1-opredelitev kontrolne točke, 2-nanos začetne obtežbe, 3-prehod iz elastične v plastično fazo, meja elastičnega obnašanja. ....</b>	<b>28</b>
<b>Slika 21: 4-porušitev nekaterih elementov, element prenaša samo še horizontalne obremenitve, 5-večanje števila propadlih elementov, prekladni elementi in nosilci dosežejo mejno stanje, 6-porušitev zgradbe, »pushover« krivulja doseže 80% maksimalne vrednosti. ....</b>	<b>28</b>
<b>Slika 22: Tloris pritličja obravnavane zgradbe .....</b>	<b>30</b>
<b>Slika 23: Vzdolžni prerez obravnavane zgradbe .....</b>	<b>30</b>
<b>Slika 24: Model z mrežo makroelementov .....</b>	<b>34</b>
<b>Slika 25: Zaporedna števila vozlišč in sten obravnavanega objekta – model pred prenovo .....</b>	<b>35</b>
<b>Slika 26: Tabela rezultatov dobljenih s programom 3Muri .....</b>	<b>35</b>
<b>Slika 27: Okna s podrobnimi rezultati analize (primer 9) .....</b>	<b>35</b>
<b>Slika 28: Podrobni rezultati »pushover« analize .....</b>	<b>36</b>
<b>Slika 29: Barvna legenda poškodovanosti zidov (S.T.A. DATA, 2009) .....</b>	<b>36</b>
<b>Slika 30: Prikaz poškodb za najbolj kritičen primer potresa v 3D pogledu .....</b>	<b>37</b>
<b>Slika 31: Zaporedna števila vozlišč in sten obravnavanega objekta – model po prenovi .....</b>	<b>40</b>
<b>Slika 32: Prikaz poškodb za najbolj kritičen primer potresa v 3D pogledu .....</b>	<b>41</b>
<b>Slika 33: 3D Model konstrukcije iz katerega je razvidna geometrija nosilnih zidov etaže in njihova zaporedna številka .....</b>	<b>44</b>
<b>Slika 34: Etažna histerezna ovojnica za smer X .....</b>	<b>45</b>
<b>Slika 35: Etažna histerezna ovojnica za smer Y .....</b>	<b>45</b>
<b>Slika 36: stanje posameznih zidov na meji elastičnosti : <math>d/d_e</math>, smer X.....</b>	<b>47</b>

<b>Slika 37: stanje posameznih zidov pri maksimalni nosilnosti : <math>d/d_e</math>, smer X.....</b>	<b>47</b>
<b>Slika 38: stanje posameznih zidov pri mejni nosilnosti : <math>d/d_e</math>, smer X.....</b>	<b>47</b>
<b>Slika 39: stanje posameznih zidov na meji elastičnosti : <math>d/d_e</math>, smer Y .....</b>	<b>48</b>
<b>Slika 40: stanje posameznih zidov pri maksimalni nosilnosti : <math>d/d_e</math>, smer Y.....</b>	<b>48</b>
<b>Slika 41: stanje posameznih zidov pri mejni nosilnosti : <math>d/d_e</math>, smer Y.....</b>	<b>48</b>
<b>Slika 42: 3D Model konstrukcije iz katerega je razvidna geometrija nosilnih zidov etaže in njihova zaporedna številka.....</b>	<b>50</b>
<b>Slika 43: Etažna histerezna ovojnica za smer X.....</b>	<b>51</b>
<b>Slika 44: Etažna histerezna ovojnica za smer Y .....</b>	<b>51</b>
<b>Slika 45: stanje posameznih zidov na meji elastičnosti : <math>d/d_e</math>, smer X .....</b>	<b>53</b>
<b>Slika 46: stanje posameznih zidov pri maksimalni nosilnosti: <math>d/d_e</math>, smer X.....</b>	<b>53</b>
<b>Slika 47: stanje posameznih zidov pri mejni nosilnosti : <math>d/d_e</math>, smer X.....</b>	<b>53</b>
<b>Slika 48: stanje posameznih zidov na meji elastičnosti : <math>d/d_e</math>, smer Y .....</b>	<b>54</b>
<b>Slika 49: stanje posameznih zidov pri maksimalni nosilnosti: <math>d/d_e</math>, smer Y.....</b>	<b>54</b>
<b>Slika 50: stanje posameznih zidov pri mejni nosilnosti : <math>d/d_e</math>, smer Y.....</b>	<b>54</b>
<b>Slika 51: Model konstrukcije iz projektne dokumentacije.....</b>	<b>58</b>





## 1 UVOD

V diplomski nalogi obravnavam starejši zidan objekt, ki je služil za arhivsko in skladiščno dejavnost Tobačne tovarne, po načrtovani prenovi pa je preurejen za potrebe muzejske in galerijske dejavnosti. Zgradba je v osnovi pravokotnik s stranicami 9,60 x 28,60 metra z neizkoriščenim podstrešjem. Kasneje sta bila objektu dodana dva pritlična prizidka, ki sta se s prenovo odstranila. Kot večina starih zidanih stavb v Sloveniji obravnavani objekt ne ustreza današnjim zahtevam o potresni odpornosti, zato ga je ob prenovi potrebno preprojektirati in utrditi.

Objekt je lociran na seizmično aktivnem območju in pomembno je, da se konstrukcijo s prenovo tako ojača, da bo ustrezala veljavnim predpisom in standardom EC 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006) in EC 8-1 (SIST EN 1998-1, 2005).

Zidovje je nehomogen material in je v osnovi sestavljeno iz zidakov in malte. Zelo dobro prenaša tlačne obremenitve, problematična pa je natezna trdnost, saj ta dosega le od 4 do 8% svoje tlačne trdnosti. Posledično zidane zgradbe veljajo za potresno ranljive, a jih je s pravnimi ukrepi mogoče tako ojačati, da ustrezajo sodobnim predpisom.

Oceno obnašanja obstoječih objektov in kriterije o potrebi po utrjevanju zajema EC 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). Pri projektiranju takih objektov je potreben drugačen, največkrat zahtevnejši pristop v primerjavi s projektiranjem novogradenj, saj je poznavanje materialov stare stavbe, njene poškodovanosti oziroma preteklosti, omejeno. Metode, ki jih za potresno analizo predpisuje EC 8 – 1 so navedene v poglavju 4, za analizo obravnavanega objekta pa sem uporabila nelinearno analizo, pri kateri konstrukcijo razdelimo na elemente ter za vsak element ocenimo njegovo kapaciteto in zahtevo potresa. Ena od poenostavljenih metod nelinearne analize je N2 metoda, ki jo uporablja program 3Muri, s katerim je bila v nalogi določena potresna odpornost obravnavane zgradbe. To je nov program, razvit na univerzi v Genovi, ki se pri nas za projektiranje zaenkrat še ne uporablja. Že več let je v uporabi program Sremb (razvit na ZRMK, Ljubljana) na osnovi katerega je bila opravljena potresna odpornost obravnavane zgradbe kot del projektne dokumentacije za prenavo. Del diplomske naloge sta torej analizi z obema omenjenima programoma in primerjava med dobljenimi rezultati.

Obravnavani objekt je opredeljen kot kulturni spomenik drugega varstvenega režima. Pristop k sanaciji kulturno – zgodovinskega spomenika zahteva še dodatno pozornost. Srečujemo se s konzervatorskimi in restavratorskimi zahtevami, ki omejujejo gradbene posege. Velikokrat je potrebno obdržati in ojačati obstoječo konstrukcijo, kljub temu da bi bilo z ekonomskega in potresno-varstvenega vidika boljše nosilne dele zgradbe zamenjati z novimi in sodobnejšimi materiali. Glede na zgodovinsko vrednost stavbe se pri sanaciji odločamo med dvema pristopoma. Pri prvem skušamo ohraniti objekt z vsemi konstrukcijskimi elementi, ki jih po potrebi ojačamo in obnovimo, tako da so spremembe čim manj opazne. Pri drugem ohranimo le zunanji videz stavbe, konstrukcijo samo pa zamenjamo z novimi, odpornejšimi materiali. Dovoljene posege na podlagi idejnega projekta s kulturnovarstvenimi pogoji določi Zavod za varstvo kulturne dediščine, investitor pa jih mora za pridobitev gradbenega dovoljenja upoštevati.

Namen naloge je torej predstaviti problematiko, ki se pojavlja pri revitalizaciji starih zidanih konstrukcij. Glede na njihovo veliko zastopanost se vse bolj izpostavlja potreba po kvalitetnih konstrukcijskih posegih na tovrstnih zgradbah, saj je to podlaga za ohranjanje obstoječega gradbenega fonda. Slednje je potrebno tako zaradi prostorskih in ekonomskih potreb kot tudi zaradi ohranjanja kulturne dediščine ter revitalizacije starih mestnih jeder.

## **2 KULTURNA DEDIŠČINA**

Kulturna dediščina so viri in dokazi človeške zgodovine in kulture, ne glede na njihov izvor, razvoj in ohranjenost, ter s tem povezane kulturne dobrine. Zaradi njihove vrednosti sta varstvo in ohranjanje kulturne dediščine v državnem interesu. Njena osnovna funkcija je neposredno vključevanje v prostor in aktivno življenje v njem, predvsem na področju vzgoje, posredovanja znanj in izkušenj preteklih obdobj, ter krepitev narodove samobitnosti in kulturne istovetnosti. Stavbna dediščina so stavbe, vključno s pripadajočimi napeljavami, okrasjem, opremo in pripadajočimi zemljišči, drugi grajeni sestavi, naselja ter njihovi deli in prostorske ureditve, tudi če so oblikovane iz naravnih prvin.

Ohranjanje kulturne dediščine v širšem pomenu so ukrepi in dejanja, ki vodijo k zavarovanju, ohranjanju in skupnemu uživanju dediščine. Država in občine zagotavljajo pravno varstvo, omogočajo tudi izvajanje posameznih delov varstvene dejavnosti, kot na primer razporejanje

proračunskih sredstev, ter ustrezno vključevanje varstva v razvojne, prostorske, planske in izvedbene načrte ter spodbujajo dostop javnosti do dediščine. V vsebinskem pogledu se ohranjanje deli na:

- razvijanje politike in strategije varstva,
- zagotavljanje kakovosti varstva in nadzor nad njim,
- analiziranje učinkov varstva in oblikovanje varstvenih standardov,
- določanje zahtev za izvedbo varstva,
- pripravljanje in vodenje izvedbenih projektov,
- izvajanje posegov na dediščini,
- stalno upravljanje dediščinskih celot.

Celostno ohranjanje dediščine je smiselna porazdelitev nalog na različne državne organe in lokalne skupnosti ter sodelovanje med njimi. Lastniki dediščine in drugi zainteresirani (društva, združenja, nevladne organizacije) so pomemben in enakopraven soudeleženec pri sprejemanju odločitev na vseh ravneh odločanja.

Naloge varstva dediščine kot strokovne službe so predvsem:

- vodenje konservatorskih projektov,
- zagotavljanje kakovosti konservatorskih dejanj in nadzor,
- analiza rezultatov in oblikovanje standardov,
- stalno upravljanje spomeniških objektov in območij.

Konservatorji, ki delujejo na območnih enotah Zavoda za varstvo kulturne dediščine Slovenije, poskušajo čim bolj razviti zavest o dediščini, njenem pomenu in nalogah varstva pri lastnikih in najširšem krogu javnosti. Z odprtim delovanjem, s predstavljanjem dejavnosti in uspešnih rešitev, si prizadevajo vključiti dediščino v življenje in s tem tudi zagotoviti svojo prepoznavnost.

## **2.1 Poseg v kulturno dediščino**

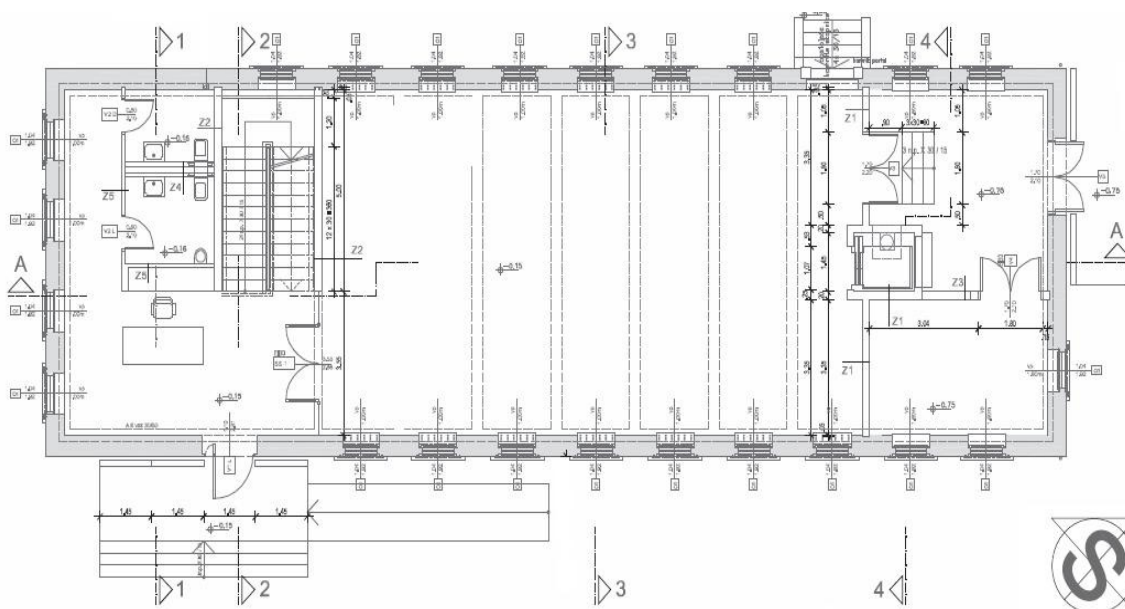
Za gradbeni poseg v objekt registriran kot kulturni spomenik, mora investitor pridobiti soglasje pristojnega zavoda. Zavod za varstvo kulturne dediščine s pogoji določi zahteve, ki jih mora izpolnjevati projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja in zahteve glede strokovne usposobljenosti izvajalcev specializiranih del. Kulturnovarstveni pogoji se določijo v skladu z

določbami prostorskega akta. Ob upoštevanju projektnih pogojev v celoti zavod na osnovi projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja izda kulturnovarstveno soglasje.

V nadaljevanju podajam izvleček del iz tehničnega poročila obravnavanega objekta, v katerem so v celoti upoštevani projektni pogoji.

### 2.1.1 Zunanja obdelava obravnavanega objekta

Ob prenovi je bilo potrebno ohraniti nosilno konstrukcijo nespremenjeno tako v pogledu nosilnih sten z obstoječimi temelji, kot glede nosilne strešne konstrukcije. Dopustna je bila dopolnitev z nekaterimi dodatnimi elementi.



Slika 1: Tloris pritličja prenovljenega objekta

Dodani so bili novi armiranobetonski temelji pod nosilnimi stenami ob novem stopnišču in na drugi strani, kjer je locirano novo dvigalo. Nosilna konstrukcija strehe je ob prenovi ostala nespremenjena, v istem naklonu in gabaritih. Odstranila se je obstoječa kritina, katero je nadomestil siv eternit. Ohranil se je dimnik s keramično kapo, ki zdaj služi odvodu zraka. V skladu s pogoji ZVKD so bili nameščeni svetlobniki v ravnini strehe.



Slika 2: Prenova strehe – odstranitev letev levo in nameščanje svetlobnikov desno

Potrebna je bila odstranitev letev, pri tem pa se je ohranilo ostrešje, zamenjali so se le poškodovani deli. Dimenzije špirovcev, goltnikov in opiral so povsem ustrezale statičnim zahtevam, le vmesne lege je bilo potrebno, zaradi povečane obtežbe, ojačati s kovinskim profilom.

Med obema nosilnima stenama novega stopnišča je v vodoravnem delu stropa nova armiranobetonska plošča, ki v horizontalni smeri povezuje obe steni. Na fasadi je bila dovoljena le odstranitev dotrajanih ometov, trdne dele ometov, obstoječ kamnit portal in ostale fasadne dekoracije je bilo potrebno ohraniti in ustrezno sanirati. Prav tako se je ohranilo zunanja okna, iz notranje strani pa so dodana nova s termoizolacijsko zasteklivitvijo. Objektu sta bila skladno s pogoji ZVKD dodana nova nadstreška in vhodna podesta.



Slika 3: Južni del objekta med prenovo



Slika 4: Severni del objekta med prenovo

### 2.1.2 Notranja obdelava obravnavanega objekta

Obstoječa tla v pritličju so bila v celoti odstranjena, nov nivo pritličja pa je nižji za 15 cm. Zidana obodna stena je obojestransko ometana z apneno cementno malto. Zlasti zunanji ometi so bili dokaj poškodovani, dodatne poškodbe so nastale ob predelavah stropa, okenskih in

vratnih odprtih ter prebojev zaradi inštalacij. Vsi obstoječi ometi so bili sanirani in obnovljeni.

Notranje nosilne stene v pritličju ob stopnišču in med razstavnim in pomožnimi prostori ter ob dvigalnem jašku so betonske debeline 20 cm. Nosilne stene ob stopnišču v nivoju nadstropja so zidane iz modularne opeke (19 cm). Vse predelne stene v nadstropju so suhomontažne v različnih izvedbah. Nosilna stena ob dvigalu in dvigalnem jašku je armirano betonska do vrha dvigalnega jaška.



Slika 5: Notranja obdelava objekta

Strop nad pritličjem je bil v celoti prenovljen in nekoliko nižan zaradi večje višine mansarde, pri tem je ostala svetla višina pritličja dovolj visoka. Nova stropna konstrukcija je iz AB plošče  $d=16$  cm in je v območju osrednjega razstavnega prostora ojačana z AB rebri na medsebojni razdalji 220 cm. Na bočnih krilih, kjer so razponi manjši, je plošča brez dodatnih reber. Strop nad mansardo je izveden kot »streha-strop«, razen nad stopniščem, kjer je v srednjem delu med stenama stopnišča AB plošča. Notranja vrata v sanitarijah in pisarnah so polna lesena, v kovinskih okvirjih in brez nadsvetlob, podobno so izvedena vrata v garsonjero in razstavni prostor, le da so nekoliko večja in požarno odporna. Prehod iz vhodne avle v galerijski prostor je izveden kot tridelna zastekljena stena. Notranje stopnice med etažama so dvoramne in ujete med novi betonski steni. Za izvedbo so uporabili demontirane kamnite stopnice iz opuščenega sosednjega objekta, ki so bile prav tako pod spomeniškim varstvom, s tem, da so jih nekoliko skrajšali (iz 190 na 120 cm) in vgradili na nove AB rame, ki so konzolno vpete v bočne stene. Notranje stopnice iz galerije v depo so kovinske z ustrezno,



preprosto ograjo. Novo dvigalo je namenjeno predvsem prevozu gibalno oviranih oseb in lažjemu tovoru (do 450 kg). Vgrajeno je v betonski jašek (svetle mere 145x170 cm). Dvigalo je hidravlično s stranskim direktnim cilindrom in avtomatskimi teleskopskimi vrati kabine in jaška. Strojnica je nameščena v niši jaška (na nivoju mansarde).



Slika 6: Gradnja dvigalnega jaška levo in gradbena jama za dvigalni jašek desno

### 3 UTRDITEV ZIDANIH STAVB

Obstoječe stavbe in stavbe kulturne dediščine so ranljive, saj njihove konstrukcije niso bile zasnovane za prevzem potresne obtežbe. Zgrajene so iz materialov in v sistemih, ki so odporni na tlačne obremenitve, ne pa na upogib in strig. Največkrat so slabo vzdrževane in materiali so propadli zaradi vplivov okolja in časa. Obstoječe konstrukcije odražajo stanje stroke v času gradnje, lahko skrivajo hude poškodbe in napake, ali so bile izpostavljene nepoznanim preobremenitvam.

Preverjanje in utrditev stavb zajema tretji del EC 8, kjer so podani kriteriji za vrednotenje obnašanja posameznih obstoječih konstrukcij pri potresu, opisani postopki za izbiro potrebnih korektivnih ukrepov in postavljeni kriteriji za projektiranje sanacijskih in utrditvenih ukrepov.

Pri odločanju o načinu utrditve konstrukcije moramo upoštevati več dejavnikov (Tomažević, 1987). Ne glede na izbrano metodo pa je treba zagotoviti, da bo obnašanje stavbe med potresom ustrezalo predpisom in bo s tem zagotovljena varnost lastnine in uporabnikov stavbe. Pogosto je to za stare stavbe težko dosegljivo, še težje pri objektih kulturne dediščine, saj je potrebno upoštevati konservatorske in restavratorske zahteve po ohranitvi pročelja in/ali notranjosti stavbe ter hkrati po ohranitvi prvotnega materiala.

Utrditev zgradbe pomeni, da njeno nosilno konstrukcijo z izbranimi tehničnimi ukrepi spremenimo tako, da bomo njeno obnašanje med bodočimi potresi do pričakovane stopnje izboljšali. Pri tem lahko utrdimo obstoječe elemente, ali vgradimo nove, ki bodo zagotovili večjo nosilnost in duktilnost konstrukcije. Za uspešno utrditev oziroma sanacijo stavbe je potrebno upoštevati naslednja priporočila:

- enakomerna razporeditev dovolj močnih nosilnih sten v obeh glavnih smereh po tlorisu,
- primerna povezanost zidov (sidranje stropov v obodne stene za preprečevanje izpada sten iz svoje ravnine),
- sposobnost temeljev, da prenesejo potresne obremenitve v tla,
- izboljšave potrjene z računom oziroma eksperimentom,
- preprosta in cenovno sprejemljiva izbrana rešitev in
- metoda ojačitve v skladu z načeli restavratorstva in varstva kulturne dediščine pri kulturnih spomenikih.

Ukrepe, s katerimi utrdimo zgradbo proti potresu, razdelimo na:

- ukrepe za utrditev nosilnega zidovja,
- ukrepe za zagotovitev celovitosti delovanja konstrukcije,
- ukrepe za izboljšanje tlorisne zasnove zgradbe in
- ukrepe za izboljšanje temeljev.

### **3.1 Obnašanje zidanih stavb med potresom**

Zidano zgradbo sestavljajo vodoravni in navpični konstrukcijski elementi. Navpične obtežbe se prenašajo preko stropov na nosilne zidove. Ti delujejo kot tlačni elementi, iz njih pa se navpične obtežbe prenašajo na temeljno konstrukcijo in v tla.

Kako se taka zgradba obnaša med potresom je odvisno od različnih dejavnikov. Najpomembnejši med njimi so tlorisna zasnova, razporeditev vertikalnih nosilnih elementov in povezanost zidovja v višini stropnih konstrukcij, saj ti vplivajo na medsebojno sodelovanje in nihanje zidane stavbe.

Pri starih zidanih zgradbah, ki nimajo zidnih vezi in katerih leseni stropniki niso sidrani v zidove, se med potresom skušajo posamezni zidovi ločiti med seboj. Zato v konstrukciji med potresno obtežbo navadno nastopijo razpoke zaradi striga oziroma upogiba v ravnini

delovanja potresne obtežbe ali zaradi upogiba izven ravnine zidov. Nihanja posameznih zidov so neuskkljena, kar je eden od razlogov, zaradi katerih pride do porušitve zunanjih zidov.

Povezanost zidov z zidnimi vezmi omogoča že bolj usklajeno nihanje, še večjo usklajenost pa poleg povezanosti z zidnimi vezmi dosežemo s togimi stropnimi ploščami. V teh primerih lahko pri računu potresne odpornosti stavbe upoštevamo tudi vpliv zidov v pravokotni ravnini glede na smer delovanja potresa.

Mehanizem obnašanja posameznega zidu v zidani stavbi pa je odvisen od svojih geometrijskih in materialnih lastnosti, položaja v stavbi, pogojev vpetosti ter razmerja med navpičnimi obremenitvami in vodoravno potresno obtežbo.

Prosto stoječi zid ne more prenašati sil, ki delujejo pravokotno na njegovo ravnino, saj se jim lahko upira le z upogibno odpornostjo pravokotno na svojo ravnino, ki je navadno premajhna, da bi preprečila prevrnitev zidu izven svoje ravnine.

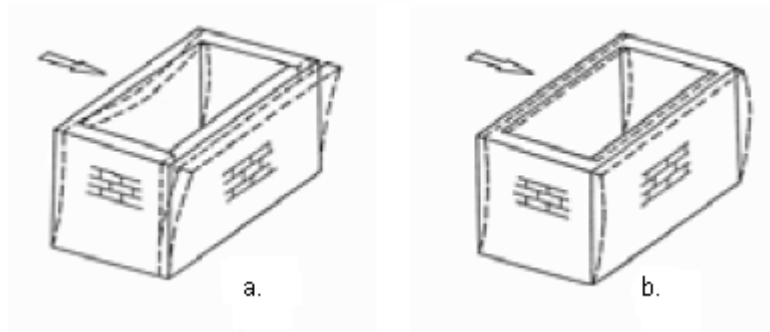
### 3.2 Potresna utrditev obravnavane zgradbe

Zgradba je v osnovi pravokotnik s stranicami 9,60 x 28,60 metra z neizkoriščenim podstrešjem. Kasneje sta bila objektu dodana dva pritlična prizidka, ki sta se prenovi odstranila. Grajena je klasično, z opečnimi obodnimi zidovi debeline 46 cm, ki po prenovi glede konstrukcije ostanejo nespremenjeni. Stropna konstrukcija je v prvotnem stanju lesena (preko dveh polj) z razponom približno 4,5 m. Strešna konstrukcija prvotnega stanja je šotorasta, sestavljena iz lesenih vešal na 3,60 metra, kar se je ob prenovi v celoti ohranilo.



Slika 7: Fotografiji obravnavane zgradbe pred prenovi

Zidano stavbo utrdimo na način, da povežemo posamezne elemente konstrukcije. S tem dosežemo, da se konstrukcija med potresom obnaša kot celota. Toge stropne konstrukcije omogočajo enake deformacije vseh zidov neke etaže. Razporeditev potresnih sil je odvisna od togosti zidov oz. njihove mase.

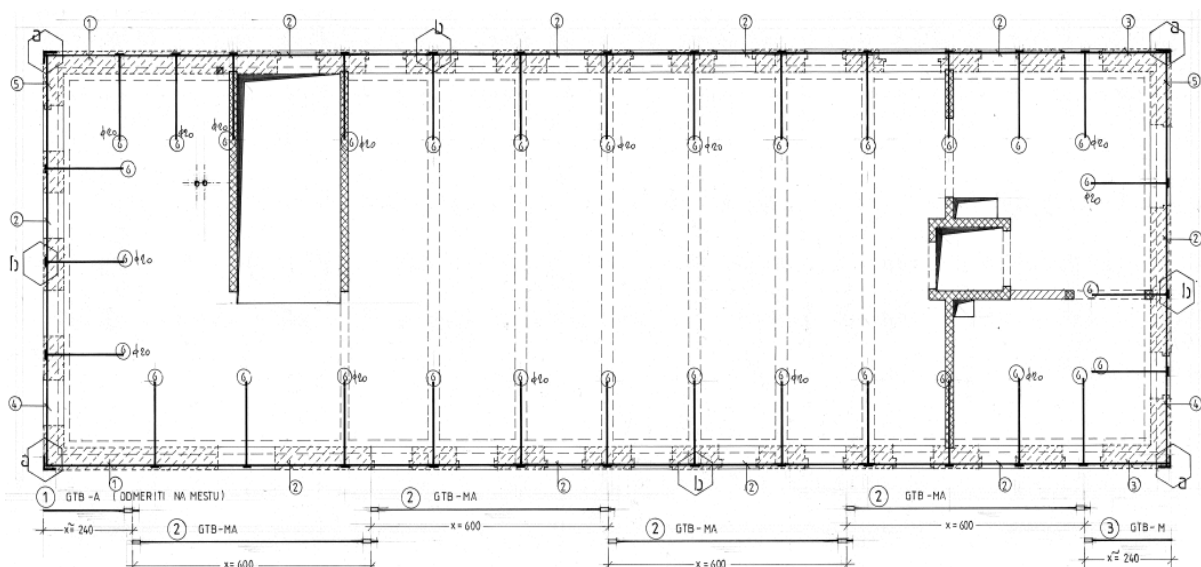


Slika 8: Vpliv toge stropne konstrukcije in AB vezi na obnašanje konstrukcije med potresno obtežbo: a. lesen strop brez vezi, b. togi strop z AB vezmi

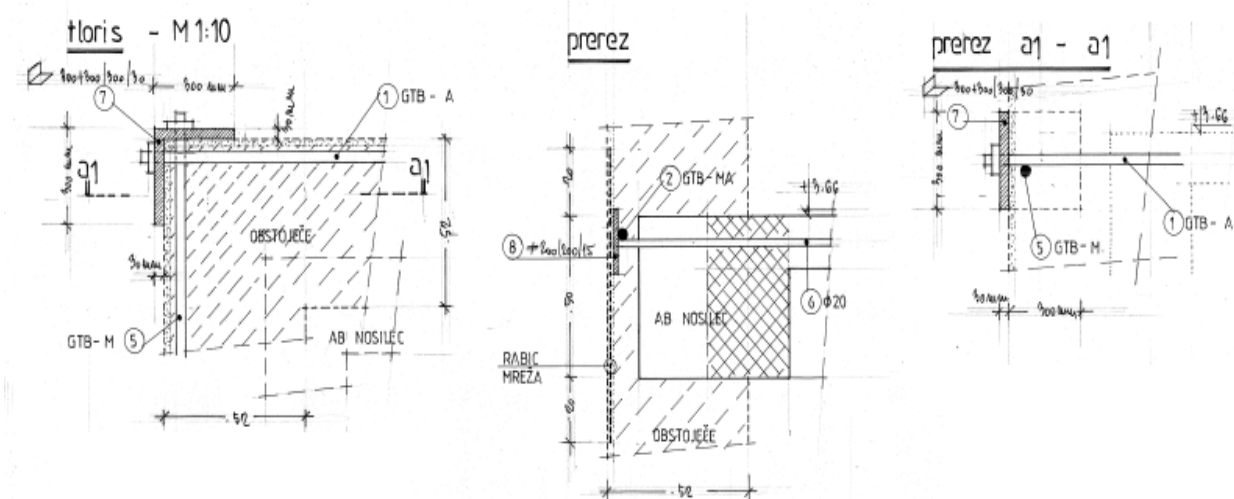
Protipotresna ojačitev obravnavane konstrukcije se je izvedla z ojačitvijo obodnih zidov z jeklenimi vezmi sidranimi v AB nosilce na medsebojni razdalji 3,20 m in z vmesno AB etažno ploščo (Slika 11).

Jeklene vezi se namestijo tik pod stropno konstrukcijo. Navadno se uporabi jeklene palice, ki imajo na koncu navoj, da se privijačijo na jeklene sidrne plošče. Vezi se namesti simetrično na vsako stran zidu v 4-5 cm globok utor v zidu ali pa se jih z jeklenimi stremeni prečno poveže preko lukenj v steni. Sidrne plošče morajo biti debeline vsaj 15 mm in nekoliko daljše od debeline zidu. Vstavijo se v steno na zglajeno površino. Jeklene vezi se med seboj poveže in prednapne. Pomembno je, da se vse jeklene dele zaščitijo pred korozijo. Priporočeno je, da imajo palice premer vsaj 20 mm in da se jih prednapne na polovico njihove natezne nosilnosti.

Razporeditev jeklenih vezi in detajli njihove izvedbe so razvidni iz slik 9 in 10.

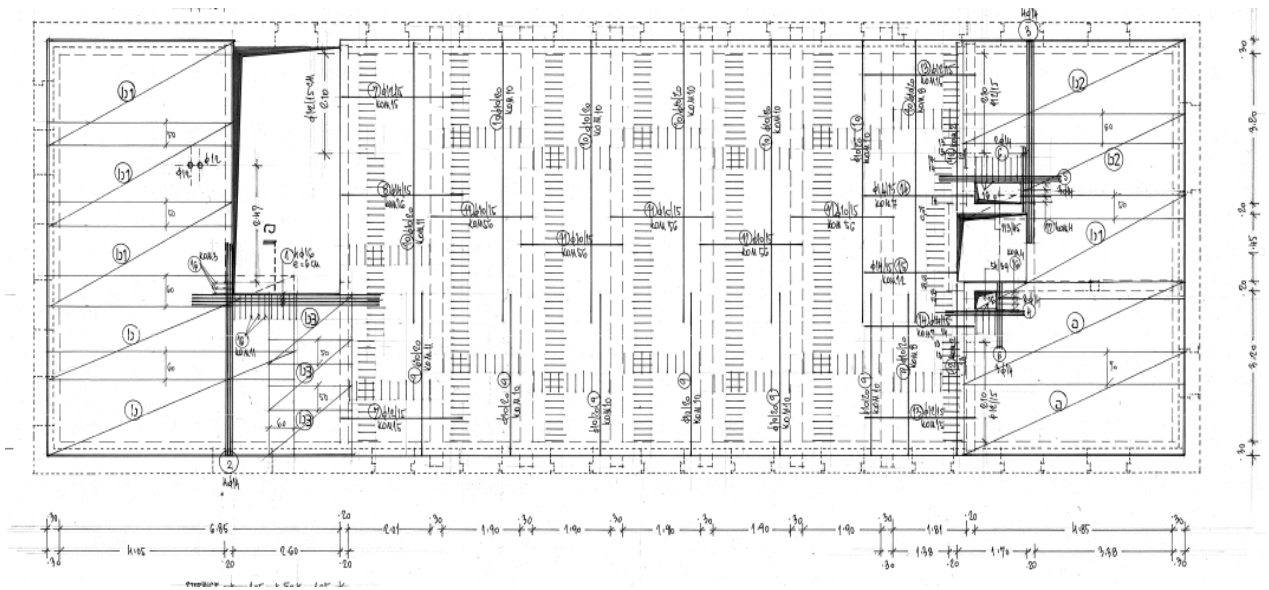


Slika 9: Izvedbeni načrt napenjalnih vezi obravnavane zgradbe

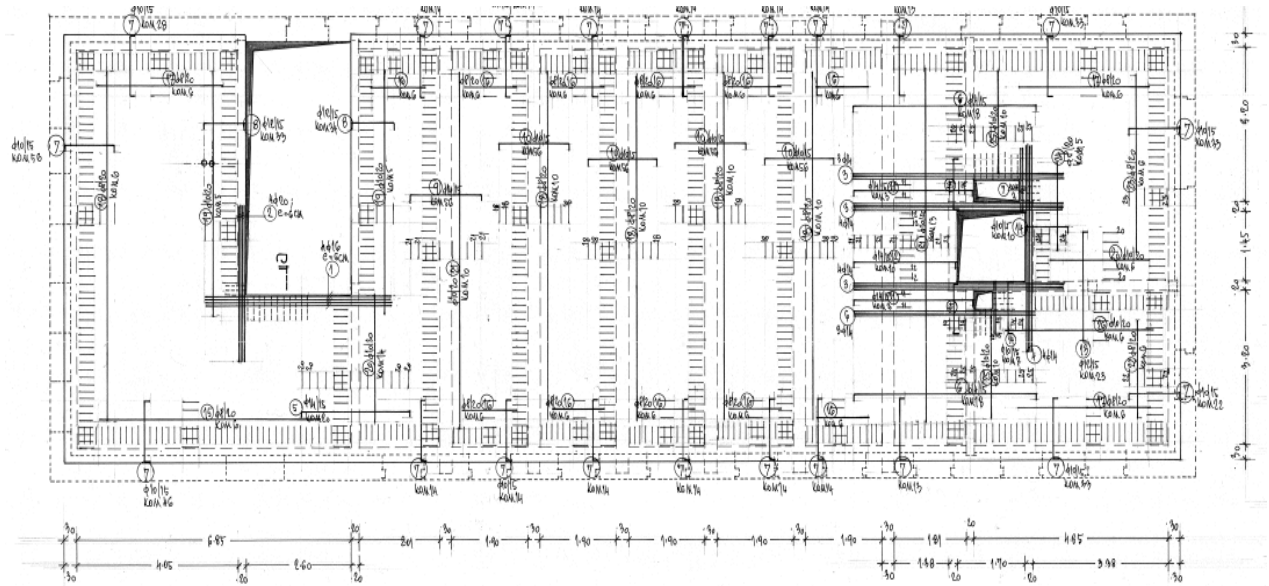


Slika 10: Detajli izvedbe jeklenih vezi

Osnovna naloga stropa je, da prenese navpično obtežbo. Lesen, največkrat preperel strop stare zidane zgradbe svoje primarne funkcije velikokrat ne izpolnjuje več in ga je potrebno zamenjati. V našem primeru smo strop zamenjali z armiranobetonsko rebrasto ploščo debeline 16 cm z rebri na cca 2,20 m visokimi (skupaj s ploščo) 50 cm. Plošča je z obodnim rebrom vgrajena v obstoječo steno za 15 cm, 15 cm rebra pa bo vidno v prostoru. Armaturna mreža nove stropne plošče je prikazana na slikah 11 in 12.

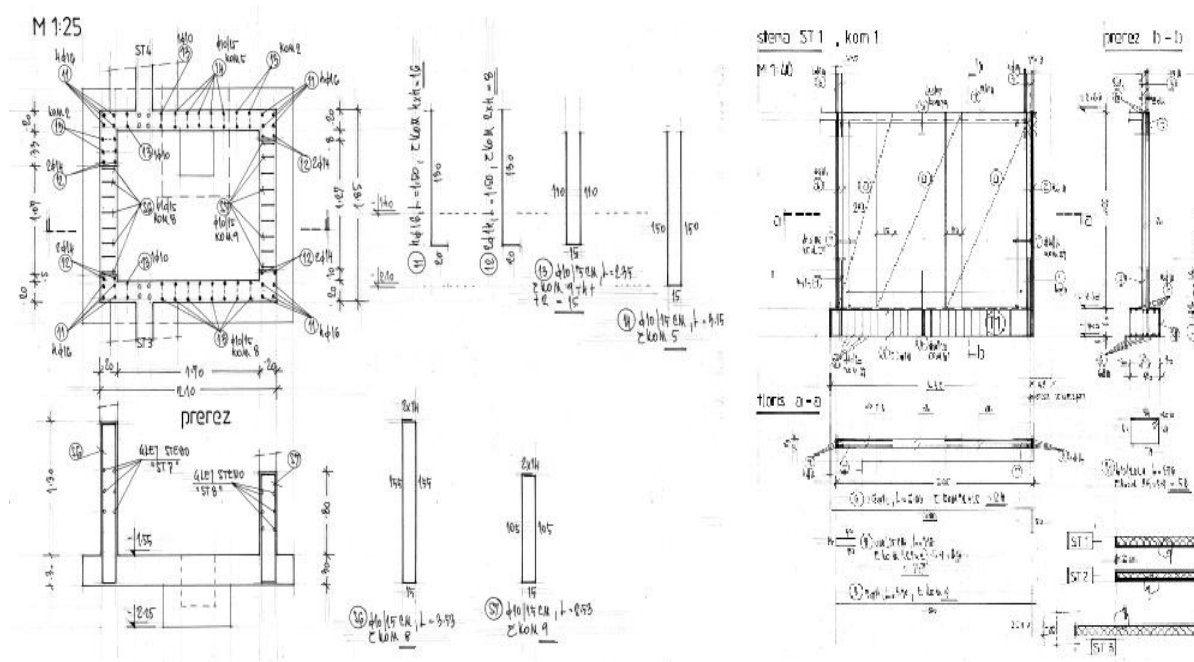


Slika 11: Plošča nad pritličjem – spodnja armatura



Slika 12: Plošča nad pritličjem – zgornja armatura

K boljši potresni odpornosti pripomorejo tudi nove AB stene ob stopnišču in AB dvigalni jašek.



Slika 13: Detajl izvedbe AB dvigalnega jaška in AB stene

Dodane armiranobetonske stene zmanjšujejo torzijske vplive in posledično ima konstrukcija enakomernjšo nosilnost v obeh smereh.

#### 4 POTRESNA OBTEŽBA

Prvi predpisi za seizmično gradnjo na področju Slovenije so bili pripravljene tik pred potresom v Skopju leta 1963. Ti predpisi so bili po Skopskem potresu z manjšimi spremembami sprejeti kot predpisi za bivšo Jugoslavijo. Vrednosti koeficientov potresne odpornosti, ki jih zahtevajo ti predpisi so nižje od tistih, ki jih predpisuje EC 8.

Na velikost potresne obtežbe vplivajo tako značilnosti gibanja tal kot dinamične lastnosti zgradbe. Značilnosti nihanja tal so najbolj odvisne od magnitude potresa, oddaljenosti od žarišča potresa ter geoloških karakteristik zemljine. Na dinamične lastnosti zgradbe pa najbolj vpliva nosilnost, duktilnost in togost konstrukcije ter dušenje v konstrukciji. Glede na željeno stopnjo natančnosti in zahtevnosti računa lahko zgradbo obremenimo:

- z nadomestno statično obtežbo, ki je lahko neodvisna od dinamičnih lastnosti konstrukcije. To je najmanj zahtevna metoda, kjer konstrukcijo obremenimo z ekvivalentno statično obtežbo;

- z nadomestno statično obtežbo, ki je odvisna od dinamičnih lastnosti konstrukcije. Tu uporabimo reducirane spektre odziva;
- dinamična analiza s spektri;
- s simulacijo eno ali več-komponentnega gibanja tal. V to skupino spadajo časovni zapisi gibanja tal potresov iz preteklosti. Uporabimo lahko tudi poljubni zapis gibanja tal.

Gibanje tal med potresom lahko zapišemo s seizmografi ter izdelamo spektre odziva  $S_e(t)$ , ki so izračunani tako, da predstavljajo ovojnico maksimalnih odzivov sistema z eno prostostno stopnjo pri določeni dinamični obtežbi, v odvisnosti od nihajne periode sistema in od dušenja. Poznamo spekter pospeškov, hitrosti, pomikov, energije, duktilnosti in druge. Izbira vrste spektra je odvisna od togosti konstrukcije. Raziskave in izkušnje kažejo, da je velikost pospeškov, ki so povezani s silami, kritična za toge konstrukcije, velike hitrosti, ki so povezane z energijo, za običajne konstrukcije, velikost pomikov pa za podajne konstrukcije. Uporabljamo projektne spektre, ki so ovojnica mogočih gibanj tal med potresom za določen tip tal ter jih dodatno korigiramo glede na sposobnost konstrukcije za disipacijo energije.

Sila, s katero je konstrukcija pri potresu obremenjena na mestu vpetja, je za vsako od glavnih smeri določena z enačbo:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (\text{en.1})$$

Kjer so:

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

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

$m$  celotna masa stavbe nad temelji,

$\lambda$  korekcijski faktor, ki upošteva dejstvo, da je pri stavbah z najmanj tremi etažami in translacijskimi prostostnimi stopnjami v obeh smereh efektivna modalna masa za osnovno nihajno obliko v povprečju 15% manjša od celotne mase stavbe; = 0,85; če  $T_1 \leq 2C$

Vrednost projektne spektra so:



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

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (\text{en.3})$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{en.4})$$

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

Pri čemer je:

$S_d$  projektni spekter,

$T$  nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,

$T_B$  spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

$T_C$  zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

$T_D$  vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika,

$a_g$  projektni pospešek tal,

$S$  faktor zemljine,

$\beta$  faktor, ki določa spodnjo mejo pri projektnejem pospešku in

$q$  faktor obnašanja konstrukcije.

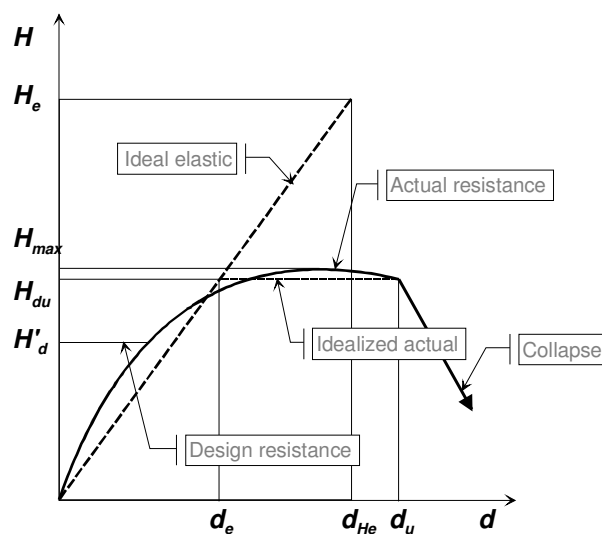
Običajne zgradbe (faktor pomembnosti  $\gamma_i=1.0$ ) z življenjsko dobo 100 let ponavadi dimenzioniramo na intenziteto referenčnega potresa, ki se lahko v dobi 475 let zgodi z verjetnostjo 19%. Takšen potres zgradba mora preživeti, dopušča pa se neelastično obnašanje in poškodbe nekaterih sten, vendar le dokler sama stabilnost zgradbe in življenja uporabnikov niso ogrožena.

Diagram vsakega materiala ima poleg elastičnega tudi neelastično področje, zato je smiselno, da izkoristimo vso nosilnost materiala do porušitve, ne samo elastične nosilnosti. Neelastično obnašanje pomeni disipiranje potresne energije s plastifikacijo najbolj obremenjenih elementov.

Faktor obnašanja konstrukcije  $q$  je razmerje med  $H_E$  in silo na meji nosilnosti  $H_{tot,max}$ .  $H_E$  pomeni potresno nosilnost, ki bi bila potrebna, da konstrukcija ob pričakovanem potresu še ostane v elastičnem območju. Ta vrednost je zelo velika, zato jo pri običajnih zgradbah reduciramo s  $q$  in dobimo silo na meji nosilnosti  $H_{tot,max}$ . Vrednost tega faktorja je odvisna od vrste konstrukcije in njene sposobnosti sipanja energije (duktilnosti) ter od materialov, iz katerih je grajena. Za zidane zgradbe veljajo sledeče vrednosti:

- gradnja z nearmiranim zidovjem: 1,5
- gradnja s povezanim zidovjem (zidovjem z navpičnimi vezmi): 2,0
- gradnja z armiranim zidovjem: 2,5
- gradnja s sistemi iz armiranega zidovja (velikopanelna montažna gradnja): vrednost se določi na osnovi preiskav.

Zgradbe, ki se med potresom obnašajo neelastično, lahko z uporabo faktorja obnašanja konstrukcije približno obravnavamo kot elastične tako, da reduciramo potresne sile s faktorjem  $q$ .



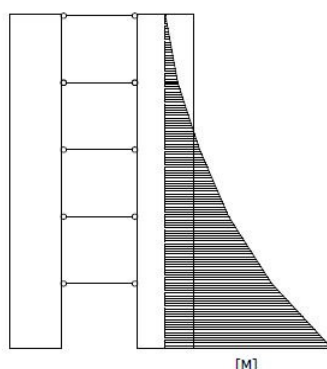
Slika 14: Faktor obnašanja konstrukcije  $q$

#### 4.1 Računsko modeliranje obnašanja zidanih konstrukcij pri delovanju potresne obtežbe

Izbira računskega modela je odvisna od lastnosti zgradbe in njenega obnašanja med potresom. Togost konstrukcije je največja, dokler je zgradba še nepoškodovana. Zaradi poškodb se zmanjšata tako togost kot nosilnost celotne konstrukcije, obtežba pa se prerazporedi na manj obremenjene elemente.

##### 4.1.1 Stene kot konzole

V prvem modelu stene modeliramo kot konzolne stene od temeljev do vrha. V višini etaž so sicer podprte s ploščami, vendar je prispevek nosilnosti plošč zanemarljiv in ga v računu ne upoštevamo. Plošče so v svoji ravnini neskončno toge in tako povzročajo enakost horizontalnih premikov vseh sten v isti etaži. Momentna linija je zato zvezna, brez skokov, moment pa narašča od vrha zgradbe proti tlom. Moment je največji ob vpetju zgradbe.

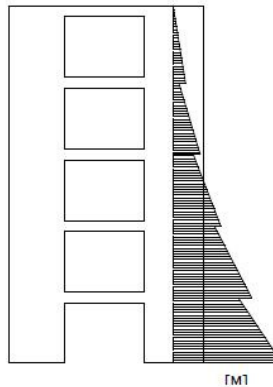


Slika 15: Upogibni momenti za model št. 1

##### 4.1.2 Stene z odprtinami – šibke prečke

V drugem modelu upoštevamo tudi upogibno togost prečk ter plošč tako, da stene v etažah tego povežemo s prečkami. Plošča oz. prekladni nosilec se drugače obnašata kot parapetni zid in stik med njima največkrat nima zadostne nosilnosti. Tako se pri računu lahko upošteva ali nosilnost nosilca – plošče in prekladne konstrukcije ali nosilnost parapetnega zidu nad ploščo ter pod odprtino. Prečke zmanjšajo upogibke sten tako, da same prevzamejo del momenta. Poleg zmanjšanja upogibne obremenitve stene dodatno nastopi še osna sila, v prečkah pa osna, prečna in upogibni moment. Pri potresu se predznak obtežbe spreminja. V stenah se

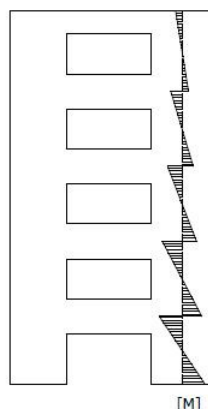
pojavijo tako tlaki, kot nategi. Momentna linija je stopničasta, narašča od vrhnje etaže proti spodnjim. Največji moment je ob tleh, vendar manjši kot v modelu št. 1.



Slika 16: Upogibni momenti za model št. 2

#### 4.1.3 Stene z odprtinami – močne prečke

Tretji model temelji na predpostavki neskončno togih plošč v horizontalni in navpični smeri. Tu predstavljajo šibko mesto medokenski slopi. Če so stene enako vpete na zgornjem in spodnjem robu, je ničelna momentna točka na sredini svetle razpetine stene med etažami. Sicer je bližje mestu manjše vpetosti. Momentna linija je žagasta, vrednosti upogibnih momentov se večajo od vrha proti tlom.



Slika 17: Upogibni momenti za model št. 3

## 5 SEIZMIČNA ANALIZA ZIDANE STAVBE

### 5.1 Program Sremb

Računalniški program Sremb (**angl. Seismic Resistance of Masonary Buildings**) je bil izdelan za računsko preverjane potresne odpornosti zidanih konstrukcij. Zasnovan je na podlagi izkustvenih rezultatov in eksperimentov. Prikaže histerezno ovojnico (krivulja, ki prikazuje razmerje med vsiljenimi vodoravnimi pomiki etaže in njeno odpornostjo) kritične etaže konstrukcije s pomočjo katere izračuna nosilnost ter duktilnost zgradbe. Obremenitve zgradbe predstavlja v obliki obrnjenega trikotnika, zato je kot kritična etaža zgradbe privzeta spodnja etaža. Odpornost določi tako, da večja pomik težišča togosti etaže v vsakem koraku, preko meje elastičnosti, vse do porušitve. Nato na podlagi deformacij in nosilnosti zidovja prikaže graf, ki se še idealizira – ob uporabi energetskega pogoja.

#### 5.1.1 Osnovne predpostavke delovanja programa

Program SREMB temelji na naslednjih predpostavkah: (Tomaževič, 1987)

- zidovi so povezani med seboj z vodoravnimi vezmi in s stropnimi konstrukcijami, ki so toge v svoji ravnini;
- da so zidovi vpeti na zgornjem in spodnjem robu v stropno konstrukcijo ali pa v prekladni in parapetni del zidu;
- zidove sestavljenih prerezov obravnavamo kot vsoto na navpičnih stikih med seboj ločenih zidov;
- doprinos zidov k odpornosti etaže je odvisen od njihove togosti in nosilnosti, pa tudi od njihove deformacije. Deformacija zidu je odvisna od njihovega položaja v tlorisu etaže;
- zidovi lahko prenašajo svoj delež obtežbe samo toliko časa, dokler njihove deformacije ne presežejo deformacije na meji porušitve. Zidovi prenašajo obtežbo tudi v nelinearnem področju;
- med potresom prevladuje osnovna nihajna oblika, zato je za obliko nihanja konstrukcije privzeta oblika narobe obrnjenega trikotnika;
- potres deluje le v vodoravni smeri.

Posledica predpostavke o vpetosti zidov na zgornjem in spodnjem robu je, da se upogibni momenti ne prenašajo iz zgornjih etaž v spodnje in da lahko upogibno obremenitev

nadomestimo s strižno obremenitvijo na zgornjem in spodnjem robu. Tako je merodajna manjša od nosilnosti iz enačb št. 6 in 7.

Strižno nosilnost zidu po sprembu-u računamo z naslednjo enačbo:

$$H_{u,s} = (C_R \cdot A) \cdot \frac{f_t}{b} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \quad (\text{en.6})$$

kjer so:

$C_R$  faktor redukcije nosilnosti, ki predstavlja razmerje med maksimalno, eksperimentalno doseženo, in računsko nosilnostjo idealizirane histerezne ovojnice zidu

$A$  površina vodoravnega prereza zidu

$f_t$  referenčna natezna trdnost zidu

$b$  faktor razporeditve strižnih napetosti po vodoravnem prerezu zidu

$\sigma_0$  povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi navpične obtežbe

upogibno pa:

$$H_{u,f} = \left( \frac{\sigma_0 \cdot t \cdot D^2}{2H_0} \right) \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85f_m} \right) \quad (\text{en.7})$$

in so:

$t$  debelina zidu

$D$  dolžina zidu

$H_0$  razdalja od točke, kjer se računa upogibna nosilnost, do ničelne točke momentov

$f_m$  povprečna tlačna trdnost zidu.

V primeru zidanih konstrukcij duktilnost ne pomeni klasične duktilnosti, se pravi sposobnosti plastifikacije materiala, temveč sposobnost zidovja, da pri velikih vodoravnih deformacijah in poškodbah še vedno prenaša navpično obtežbo in disipira energijo. Faktor duktilnosti

definiramo kot razmerje med deformacijo zidu pri njegovi porušitvi in deformacijo zidu na idealizirani meji elastičnosti, na idealizirani histerezni ovojnici za vodoravno obtežbo v odvisnosti od vodoravnih deformacij:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_e}$$

en.8

kjer je:

$\delta_u$  maksimalna dosežena deformacija zidu,

$\delta_e$  deformacija zidu pri idealizirani meji elastičnosti.

Za navadno, nearmirano zidovje se upošteva

$$\mu = 1,5,$$

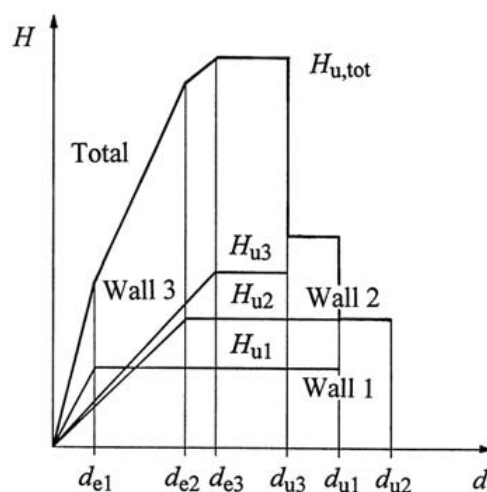
za armirano zidovje in zidovje z navpičnimi vezmi pa

$$\mu = 2,0 - 3,0.$$

### 5.1.2 Podajanje vhodnih podatkov

V vhodni datoteki v obliki preglednice podamo skupne količine vseh zidov (število zidov, višina etaže, elastični in strižni modul, tlačna in natezna trdnost, pričakovana duktilnost zidu), skupno težo stavbe nad prvo etažo ter za vsak element posebej oznako, dolžino in debelino zidu,  $x$  in  $y$  koordinati težišča, napetost v zidu zaradi vertikalne obtežbe (lastna in koristna) ter konstrukcijsko višino elementa. V primeru, da so mehanske lastnosti zidov v zgradbi različne, navedemo tudi te.

Račun poteka po korakih. Najprej izračunamo maso zgradbe, nato določimo povprečne tlačne napetosti v zidovih zaradi vertikalne obtežbe, izračunamo nosilnost vsakega zidu v etaži, položaj masnega težišča in težišča togosti. Postopek ponavljamo v vsakem naslednjem koraku, hkrati povečujemo pomike, vse dokler ni dosežena meja elastičnosti prvega zidu. Posamezne nosilnosti zidov se seštejejo in dobimo točko na histerezni ovojnici etaže (slika 18). Ko element doseže mejo elastičnosti ( $d_{el}$ ), se mu togost spremeni. S tem se spremeni celotna togost etaže in položaj težišča togosti. V naslednjem koraku zopet povečamo vsiljeno deformacijo, izračunamo togosti, položaj masnega težišča in težišča togosti. Z večanjem obtežbe dosežemo mejne deformacije in nastopi porušitev zidu ( $d_{u3}$ ). Zmanjša se nosilnost zgradbe in položaj težišča togosti etaže.



Slika 18: Sestavljanje histerezne ovojnice

Histerezno ovojnico na podlagi eksperimentalno dobljenih rezultatov še idealiziramo. Pri tem upoštevamo dva pogoja. Prvi je energetski pogoj, ki pravi da mora biti površina pod izračunano histerezno ovojnico enaka površini pod idealizirano ovojnico. Drugi je pogoj duktilnosti, po katerem mora biti izračunana duktilnost konstrukcije enaka ali večja od predpostavljene pri določanju potresne obtežbe z faktorjem obnašanja  $q$ .

### 5.1.3 Prikazovanje rezultatov

Rezultate računa lahko prikažemo v obliki preglednice, diagrama ali slike. Na diagramu etažne histerezne ovojnice nosilnosti so navedene štiri točke: deformacija na meji elastičnosti prvega zidu ter pripadajoča nosilnost, etažni pomik in ekscentričnost težišča togosti in masnega težišča, enako na meji nosilnosti, meji porušitve in ob koncu računa. Označena je tudi idealizirana bilinearna histerezna ovojnica. Deformacija na meji porušitve je določena kot tista, pri kateri nosilnost še ne pade pod 80 % največje (mejne) nosilnosti. Na vsaki od treh mej je možno prikazati tudi slike nivoja duktilnosti zidov.

Pri kontroli potresne odpornosti konstrukcije se odpornost, izražena s koeficientom potresne odpornosti  $SRC_u$  (angl. ultimate seismic resistance coefficient), primerja z mejnim strižnim koeficientom  $BSC_u$  (angl. design base shear coefficient).



$BSC_u$  je izračunan kot razmerje med potresno silo in težo stavbe z enačbo:

$$BSC_u = \frac{F_b}{W} = \frac{\gamma_1 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0}{q} \quad \text{en.9}$$

$\gamma_1$  faktor pomembnosti stavbe (0,8-1,4),

$a_g$  brezdimenzijski projektni pospešek tal,

$S$  parameter tal (1,0-1,4),

$\eta$  faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo  $\eta=1$  pri 5% viskoznega dušenja,

$\beta_0$  maksimalna spektralna vrednost 2,5,

$q$  faktor obnašanja konstrukcije,

$SRC_u$  pa je določen kot razmerje med potresno odpornostjo kritične etaže in težo stavbe nad kritično etažo z enačbo:

$$SRC_u = \frac{H_u}{Q_{tot}} \quad \text{en.10}$$

Pri preverjanju odpornosti konstrukcije se preverja odpornost kritične etaže, odpornosti posameznih zidov pa ni potrebno preverjati, saj so te že upoštevane v izračunu odpornosti etaže. Veljati mora:

$$SRC_u \geq BSC_u . \quad \text{en.11}$$

Konstrukcija je potresno odporna, če sta izpolnjena tako pogoj nosilnosti, kot pogoj duktilnosti.

## 5.2 Program 3Muri

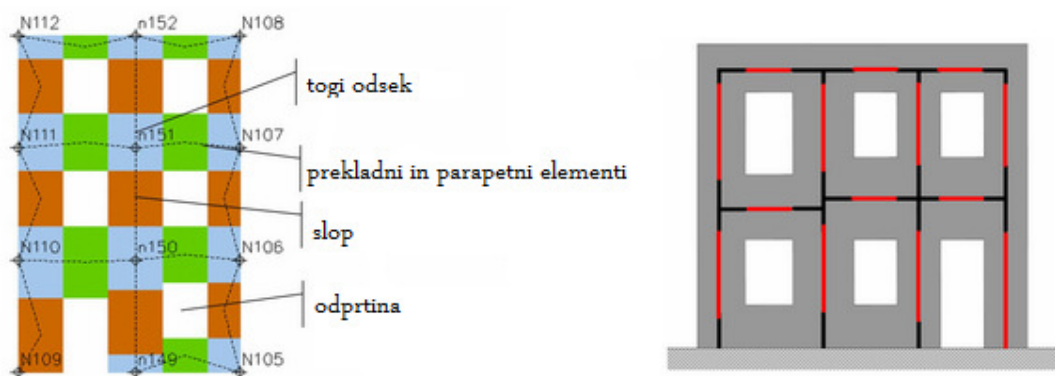
Program 3Muri je namenjen nelinearni statični analizi obstoječih in novih zidanih konstrukcij. Prednost je v njegovi inovativni metodi računanja, s katero je ob poznavanju strukture zidovja možno oceniti globalno obnašanje konstrukcije ob potresni obremenitvi (Sremb obravnava le etažno obnašanje), prav tako pa nam 3Muri v primerjavi z drugimi programi zelo pregledno prikaže poškodbe in porušitve elementov. Možno si je namreč ogledati poškodbe elementov

posamezne stene v vsakem koraku »pushover« analize, animacijo poškodb posamezne stene ter 3D prikaz poškodovanosti posameznih elementov.

### 5.2.1 FME metoda

Računski postopek programa 3Muri temelji na FME metodi (angl. Frame by Macro Elements), ki izhaja iz dejanskega opazovanja med potresom poškodovanih konstrukcij in upošteva različne mehanizme poškodb. Bistvo te metode je, da zidove zgradbe modeliramo z ekvivalentnim okvirjem, ki ga določajo nelinearni makroelementi; slopi, prekladni in parapetni vodoravni elementi ter togi odseki, ki ostale elemente med seboj povezujejo. Obnašanje slopov in prekladnih zidov ter parapetnih elementov modeliramo z linijskimi elementi z dvema vozliščema. Povezave teh s togimi odseki formirajo ekvivalentni okvir.

Na spodnji sliki je prikazana razdelitev stene na mrežo makroelementov in njej pripadajoči okvir. Rdeče linije označujejo slope ter parapetne in prekladne elemente, črne linije pa toge odseke.



Slika 19: Stena, modelirana z mrežo makroelementov in pripadajoči okvir

Modeliranje zidane stene na zgoraj prikazan način dovolj natančno opiše njeno obnašanje, hkrati pa omogoča redukcijo prostostnih stopenj in s tem krajši čas računanja. Makroelementi morajo omogočati tak kinematični model, ki dobro zajame poškodovanost, disipacijo energije in mehanizem porušitve. Na skrajnih robovih, ki so togi na strig se vzpostavi upogibni mehanizem, saj tam nastopa osna in upogibna deformabilnost, v srednjem delu pa strižni mehanizem, ki ima neskončno osno in upogibno togost. Celoten makroelement je tako določen z osmimi prostostnimi stopnjami, končno pa je definiran šele z uvedbo mehanizma

porušitve, kjer je mejni pomik stene zaradi strižnih in upogibnih mehanizmov določen v skladu z EC 8-3 (Dodatek C). Program tako poda za zidane stavbe vrednost deformacije, določene z enačbo:

$$\delta_u = \begin{cases} 0,008 \frac{H_0}{D} za & upogib \\ 0,004 za & strig \end{cases} \quad \text{en.12}$$

kjer sta:

- $H_0$     razdalja od točke, kjer se računa upogibna nosilnost do ničelne točke momentov  
 $D$      dolžina zidu.

Pri tem velja poudariti, da so v Sremb-u prekladni in parapetni deli upoštevani kot neskončno togi elementi, mehanizem porušitve zidov pa je določen le z nosilnostjo in predpostavljeno duktilnostjo ne pa z mejnimi deformacijami določenimi v EC 8-3. Poleg tega Sremb upošteva tudi izvenravninsko nosilnost zidov, vendar uporablja enak model porušitve kot v primeru zidov obremenjenih v svoji ravnini. EC 8-3 sloni na izračunu odpornosti zidov obremenjenih v svoji ravnini. Bistvena prednost 3Murija pred Srembom je tako tudi ugotovitev možnih poškodb v prekladnem in parapetnem delu.

V primeru, da je vrednost mejnega pomika presežena, se makroelement nadomesti s palico, ki ne nudi ne strižne in ne upogibne odpornosti na potresno obtežbo, prenaša pa težnostne sile.

3Muri nosilnosti določa v skladu z veljavnim italijanskim pravilnikom OPCM 3274 (vir). Za račun potresne odpornosti ne deluje točno v skladu z določili EC 8-3, ampak uporablja za račun strižne nosilnosti tudi druge primerljive enačbe.

Delovanje programa obsega tri faze. Prva je faza podajanja vhodnih podatkov, nato računski analiza in končno kontrola.

### 5.2.2 Podajanje vhodnih podatkov

Osnova za podajanje vhodnih podatkov je arhitekturna podloga, ki prikaže geometrijo posameznih etaž. Pri definiranju konstrukcijskih elementov je možno podajanje različnih izvedb sten, stropov, stebrov in nosilcev. Vsakemu elementu je potrebno določiti ustrezne

materialne in geometrijske karakteristike ter odprtine, če jih element vsebuje. Pri podajanju materialnih karakteristik program loči med analizo nove in obstoječe zgradbe. V primeru analiziranja nove zgradbe materialne lastnosti zidovja podamo sami, ali pa jih program izračuna prek podanih karakteristik gradbenih materialov. Pri analizi obstoječih zgradb pa materialne lastnosti (elastični modul  $E$ , strižni modul  $G$ , specifično teža  $w$ , tlačno trdnost  $f_m$  in natezno trdnost  $f_t=1,5\tau$ ) podamo z upoštevanjem ravni poznavanja konstrukcije. Za raven poznavanja  $KL1$  in  $KL2$  glede na izbrano vrsto zidovja program sam poda srednje vrednosti materialnih lastnosti iz baze podatkov, za raven  $KL3$  pa jih podamo sami na podlagi večjega števila predhodnih raziskav.

EC 8-3 loči tri ravni poznavanja konstrukcije (angl.:  $KL$  – knowledge level), od katerih je odvisen faktor zaupanja (angl.:  $CF$  – confidence faktor):

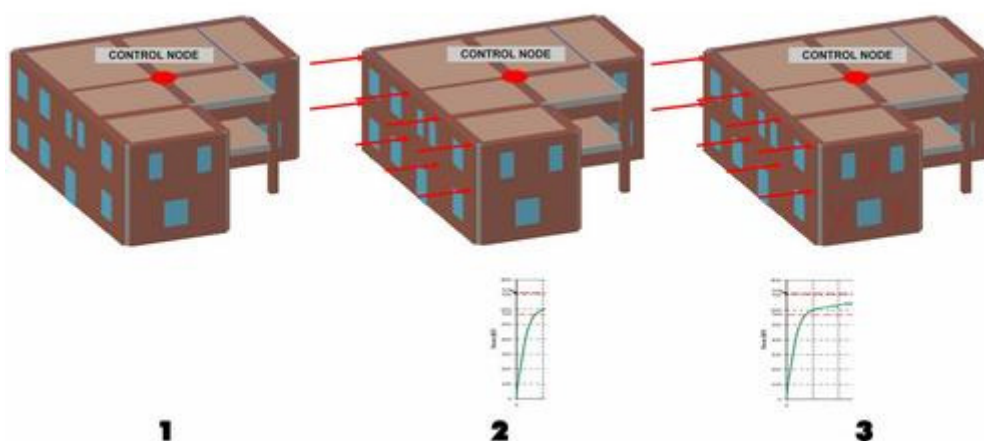
- $KL1$ : omejeno poznavanje ( $CF=1,35$ ), mehanske lastnosti zidovja so povzete iz baze podatkov brez opravljenih preiskav
- $KL2$ : običajno poznavanje ( $CF=1,20$ ), mehanske lastnosti so povzete iz baze podatkov, pri čemer izbiro vrste zidovja iz literature potrdimo s pregledom konstrukcije
- $KL3$ : popolno poznavanje ( $CF=1,0$ ), mehanske lastnosti zidovja so določene s terenskimi ali laboratorijskimi preiskavami na preizkušancih iz zidovja.

### 5.2.3 Računska analiza

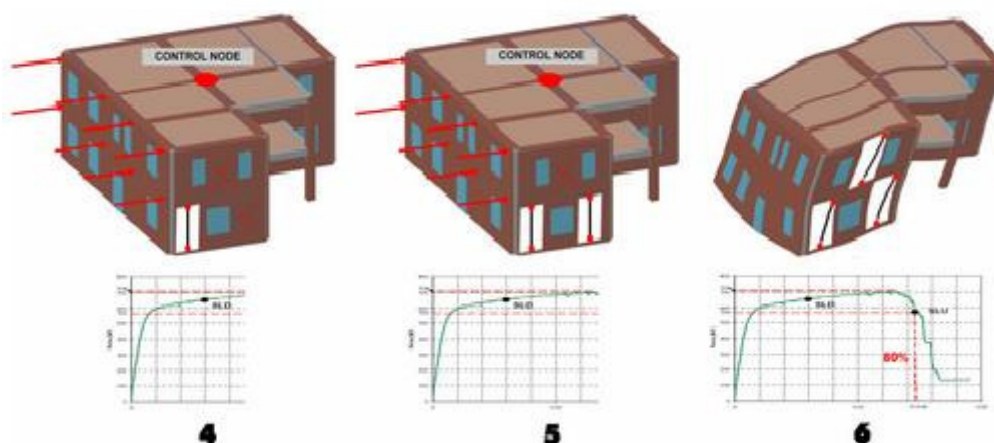
Globalno obnašanje konstrukcije med potresno obtežbo je določeno z nelinearno statično analizo prek spremljanja pomika v kontrolni točki v vseh fazah od nanosa obtežbe do porušitve konstrukcije. Začetna faza je generiranje okvirja in mreže makroelementov, kar program ustvari na osnovi geometrije vstavljenih elementov. V naslednji fazi računske analize so vodeni pomiki, monotono naraščajoča obtežba pa se na konstrukcijo razporedi z upoštevanjem masne ali modalne razporeditve. Obtežba je podana v skladu s SIST EN 1998-1 in vsebuje podatek o vrednosti pospeška temeljnih tal, tipu tal ter vrednosti faktorja pomembnosti. 3Muri maso razporedi po vseh vozliščih etaž in ne le v masno središče. Podati je potrebno še lego kontrolne točke, v kateri bo spremljan pomik konstrukcije na krivulji kapacitete. Nelinearna statična analiza obdela 24 obtežnih primerov. To so vse možne kombinacije glede na dve smeri potresa v  $X$  in  $Y$  smeri, pri čemer je možno upoštevanje 5% slučajne ekscentričnosti in enakomerno oz. modalno porazdeljevanje sil.

Program opravi tudi modalno analizo ter linearno statično analizo za kontrolo vertikalne obtežbe, ekscentričnosti masnega težišča in kontrolo vitkosti.

Rezultat nelinearne statične analize je »pushover« krivulja, kjer je prikazana odvisnost prečne sile ob vpetju od pomika kontrolne točke. Program nam omogoča opazovanje zgradbe v vseh fazah, od nanosa začetne obtežbe, do porušitve konstrukcije, kar je prikazano na spodnjih slikah:



Slika 20: 1-opredelitev kontrolne točke, 2-nanos začetne obtežbe, 3-prehod iz elastične v plastično fazo, meja elastičnega obnašanja.



Slika 21: 4-porušitev nekaterih elementov, element prenaša samo še horizontalne obremenitve, 5-večanje števila propadlih elementov, prekladni elementi in nosilci dosežejo mejno stanje, 6-porušitev zgradbe, »pushover« krivulja doseže 80% maksimalne vrednosti.

Uporabljamo dve vrsti obremenitev: gravitacijska obremenitev, ki je konstantna in sistem horizontalnih sil, ki se glede na razmerje samih sil poveča, da se omogoči vodoravni premik kontrolne točke in raste monotono dokler se zgradba ne poruši. Računski algoritem je optimiziran za hitro pridobitev rezultatov, tudi za zgradbe večjih dimenzij.

Na podlagi »pushover« krivulje je dobljena krivulja kapacitete, s katero je izražena potresna odpornost konstrukcije. Za potrebe tega dela program uporabi določila N2 metode. Krivulja kapacitete je neodvisna od parametrov obtežbe, določa jo le funkcija geometrije in odpornost materiala.

Poleg nelinearne statične analize lahko opazujemo tudi mehanizem porušitve in stopnjo poškodovanosti za vsak element v vsakem koraku analize.

#### **5.2.4 Kontrola rezultatov**

Program oceni potresno odpornost na podlagi mejnih stanj in faktorjev zaupanja. Izračunani pomik konstrukcije primerja s pomikom, ki ga predpisuje standard za mejno stanje nosilnosti, ki ustreza mejnemu stanju *SD*, in mejno stanje uporabnosti, ki ustreza mejnemu stanju *DL*. Mejne vrednosti za kontrolo *MSN* so določene z minimalnim pomikom, ki je dobljen:

- s točko, ki ustreza 80% vrednosti maksimalne nosilnosti (v skladu z EC 8-3, Dodatek C) ter
- z mejno vrednostjo faktorja obnašanja  $q^*$ , ki za nearmirane zidane stavbe znaša 1,5.

Mejne vrednosti za kontrolo *MSU* so določene z mejno vrednostjo pomika kontrolne točke.

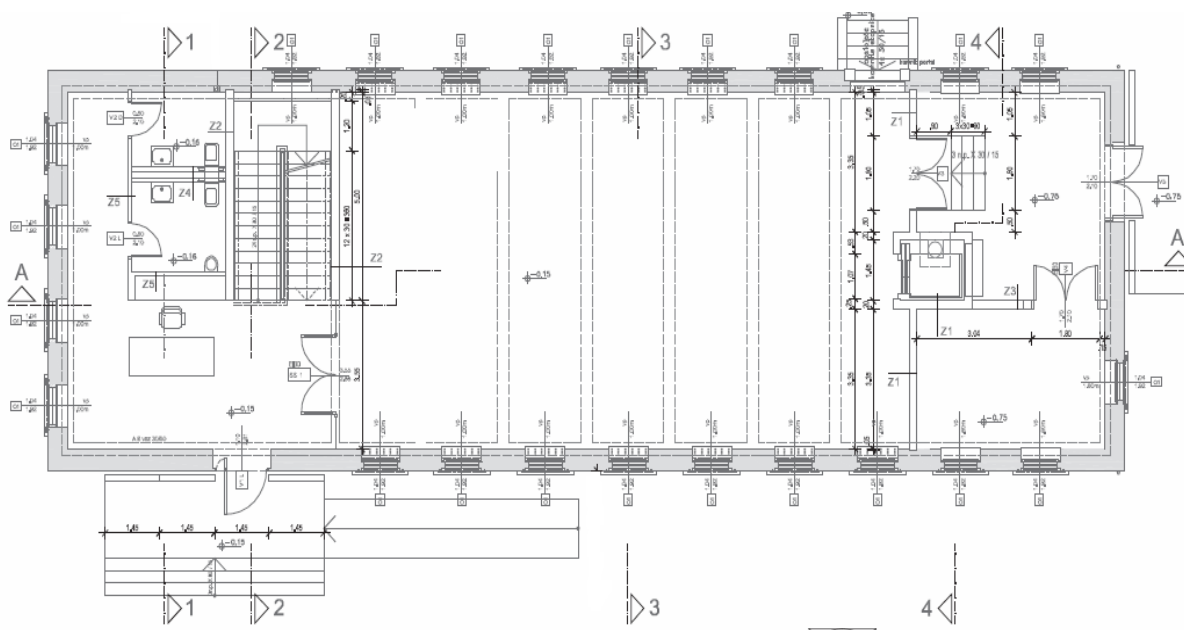
## **6 PARAMETRIČNA ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI OBRAVNAVANE ZGRADBE**

V tem poglavju je opravljena parametrična analiza potresne odpornosti obravnavane zgradbe. Opisana je zasnova, material, obtežba, obtežne kombinacije ter analiza potresne odpornosti.

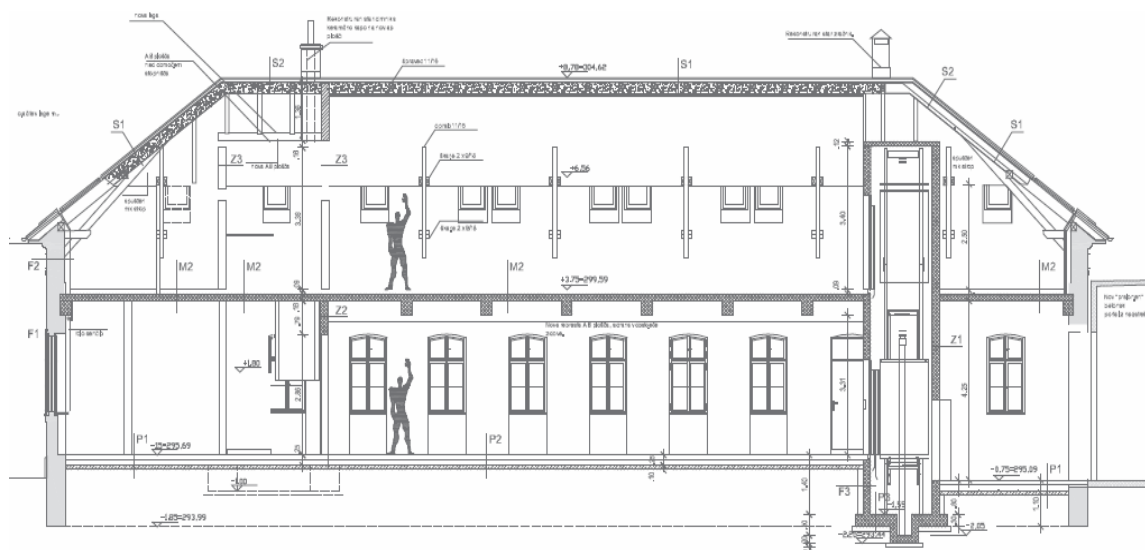
Analiza je opravljena s pomočjo obeh zgoraj opisanih programov Sremb in 3Muri. Opravljeni sta dve različni varianti, iz katerih je razvidno, kako na potresno odpornost stavbe vplivajo notranje armiranobetonske stene, menjava lesenega stropa z AB ploščo in objetje le te z jeklenimi vezmi.

## 6.1 Zasnova konstrukcije

Obravnavana stavba obsega pritličje ter mansardno nadstropje. Zaradi načina delovanja programov pri analizi nadstropja ne obravnavamo ločeno, upoštevamo ga le kot obtežbo na pritličje. Gre za razmeroma enostavno tlorisno zasnovo, ki se med etažama bistveno ne razlikuje. Tlorisni dimenziji sta 28,60 m x 9,60 m, etažna višina pritličja meri 3,80 m. Geometrija stavbe z načrti je podana v nadaljevanju.



Slika 22: Tloris pritličja obravnavane zgradbe



Slika 23: Vzdolžni prerez obravnavane zgradbe

Stavba je grajena klasično, z opečnimi obodnimi zidovi debeline 50 cm, ki po prenovi glede konstrukcije ostanejo nespremenjeni. Nove notranje nosilne stene ob stopnišču in nosilna stena ob dvigalu in dvigalnem jašku v prenovljenem stanju so v višini pritličja armiranobetonske, debeline 20 cm.

Stropna konstrukcija je bila v prvotnem stanju lesena (preko dveh polj) z razponom približno 4,5 m, nova medetažna plošča pa je armiranobetonska rebrasta plošča debeline 16 cm z rebri na cca 2,20 m visokimi (skupaj s ploščo) 50 cm. Plošča je z obodnim rebrom vgrajena v obstoječo steno za 15 cm, 15 cm rebra pa je vidno v prostoru.

Strešna konstrukcija prvotnega stanja je šotorasta, sestavljena iz lesenih vešal na 3,60 metra, kar se je ob prenovi v celoti ohranilo. Odstranila se je le obstoječa strešna kritina in letve, pri tem pa se je ohranilo ostrešje, zamenjali so se le poškodovani deli. Obstoječe vmesne lege je bilo potrebno zaradi povečane obtežbe ojačati s kovinskim profilom. Obtežba ostrešja in strešne konstrukcije se linijsko razporedi na vzdolžna zidova.

## 6.2 Material

Nosilna konstrukcija obravnavane zgradbe je zgrajena iz opečnatega zidovja avstrijskega formata, armiranobetonskih notranjih sten, iz lesenega stropa v prvotnem primeru in armiranobetonskega v novem. Uporabljena je apnena malta, za tlačno trdnost zidakov pa smo predpostavili 10 MPa. Pri računski analizi potresne odpornosti so bile uporabljene enotne specifične teže.

Opečnato zidovje  $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$

Armiranobetonske stene  $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$

## 6.3 Obtežba

Upoštevani so bili naslednji vplivi obtežbe:

### 6.3.1 Stalna obtežba

#### Zidovje

Opečnato zidovje  $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$

Armiranobetonske stene  $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$



**AB stropna plošča**  $G_{kAB} = 4,0 \text{ kN/m}^2$

**lesen strop**  $G_{kLES} = 3,5 \text{ kN/m}^2$

**Strešna konstrukcija**  $G_{kS} = 0,5 \text{ kN/m}^2$

### 6.3.2 Spremenljiva obtežba

**Stropna plošča**  $Q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

**Streha**  $Q_{kS} = 1,25 \text{ kN/m}^2$

Obtežba snega pri računu potresne odpornosti ni upoštevana.

### 6.3.3 Potresna obtežba

Obravnavan objekt stoji na območju mesta Ljubljane in je po prenovi preurejen za potrebe muzejske in galerijske dejavnosti. Pri seizmični analizi torej upoštevamo naslednje parametre:

- stavba spada v III. kategorijo pomembnosti – stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve) –  $\gamma_I = 1,2$  (SIST EN 1998-1:2005 (Preglednica 4.3))
- $a_g = 0,25$
- tip tal C – globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj 10 do več 100 metrov.

Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočen elastičen spekter odziva tipa 1 po nacionalnem dodatku (SIST EN 1998-1: 2005/A101), so:

$$S = 1,15 \quad T_B = 0,2 \text{ s} \quad T_C = 0,6 \text{ s} \quad T_D = 2,0 \text{ s}$$

## 6.4 Kombinacije vplivov za potresno projektno stanje

Za potresno projektno stanje je bila povzeta po projektu uporabljena naslednja kombinacija vplivov:

$$\Sigma G_{ki} + \Sigma \psi_{Ei} Q_{ki}$$

kjer je  $\psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i}$  in  $\varphi = 0,5$  za nepovezано zasedene etaže in  $\varphi = 1,0$  za vrhnjo etažo.

## **6.5 Analiza**

Seizmično analizo obravnavanega objekta sem naredila s pomočjo dveh različnih programov z namenom prikazati podobnost oz. različnost rezultatov ter primerjati dobljene rezultate z rezultati analize konstrukcije iz projektne dokumentacije.

### **6.5.1 Analiza s programom 3Muri**

S programom 3Muri sem sprva analizirala prvotno stanje konstrukcije, torej zgradbo z opečnatimi obodnimi zidovi, opečnatimi zidovi ob stopnišču in lesenim stropom nad pritličjem in pa stanje po prenovi, kjer zidane stene ob stopnišču zamenjam z armiranobetonskimi, dodam armiranobetonski dvigalni jašek in lesen strop zamenjam z AB ploščo, objeto z jeklenimi vezmi.

#### **6.5.1.1 Modeliranje konstrukcije**

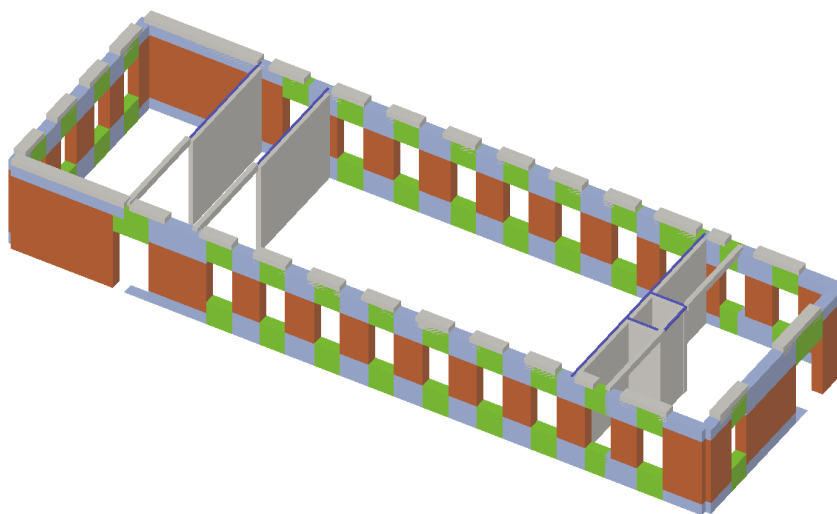
Programu je na začetku potrebno podati natančen opis konstrukcije. Definiram torej število etaž in etažno višino, nato na podlagi arhitekturne podloge v *dxf* formatu podam zidove z ustreznimi debelinami, odprtinami in materialnimi karakteristikami. Podane materialne karakteristike v obeh primerih povzamem iz projekta.

Pri podajanju stropne plošče v prvem primeru izberem lesen strop s stropniki, dimenzij 16/20 cm na medsebojni razdalji 80 cm, na katere so pribite lesene deske. Privzeto je, da so stropniki dobro vpeti v zidove. Definiranje dimenzij in vrste stropa ne vpliva na velikost obtežbe stropa, ta podatek je potrebno podati ločeno. V drugem primeru definiram stropno ploščo kot križem armirano AB ploščo in tako dosežem pogoje vpetosti, ki ustrezajo predpostavki togih stropov. Plošči dodam AB horizontalno vez dimenzij 46/46 cm s čimer dosežem povečanje togosti stropa, ki mi ga v realnem stanju da jeklena vez.

Potresna obtežba, obtežne kombinacije ter račun potresne odpornosti stavbe so določene po standardu EC 8.

#### **6.5.1.2 Nelinearna statična analiza**

Pred začetkom nelinearne statične analize program na podlagi geometrije vstavljenih elementov generira ekvivalentni okvir. Ustvari se mreža makroelementov, prikazana na spodnji sliki.



Slika 24: Model z mrežo makroelementov

Pri vseh obdelanih primerih smo spremljali nelinearne statične analize z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti in masno razporeditvijo horizontalnih sil. Pri tej razporeditvi se horizontalne sile razporedijo sorazmerno z masami etaž, torej so v našem primeru, kjer imamo model z eno samo etažo rezultati te razporeditve zelo podobni modalni razporeditvi.

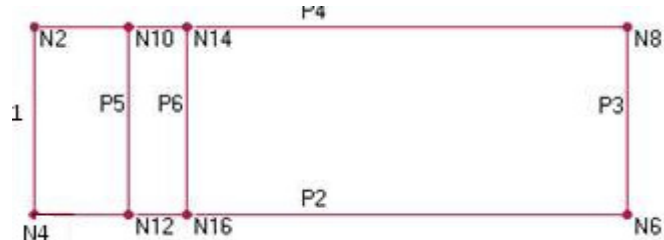
Verodostojnost rezultatov je močno odvisna od izbire kontrolne točke, v kateri 3Muri riše krivuljo kapacitete ter spremlja pomik konstrukcije. Za preučevanje porušitve konstrukcije kot celote, bi bilo za izbiro kontrolne točke najbolj smiselno mesto center mase. V nalogi obravnavan primer v bližini središča nima vertikalnih elementov (torej nima vozlišč za določitev kontrolne točke) zato smo pomike konstrukcije v obeh primerih kontrolirali v štirih vogalnih vozliščih, za primerjavo rezultatov pa vzeli njihovo povprečje.

V obeh primerih smo potresno odpornost obravnavali brez upoštevanja varnostnih faktorjev. 3Muri omogoča tako kontrolo mejnega stanja nosilnosti, kot tudi kontrolo mejnega stanja uporabnosti. Zaradi velikega obsega rezultatov smo spremljali stanje *SD*, ki ustreza mejnemu stanju nosilnosti. Obravnavali smo pozitivno in negativno stran vzbujanja potresa v smeri *X* in v smeri *Y*.

Delovanje programa in pomen rezultatov je v svojem diplomskem delu obravnaval že Jure Snoj, 2009.

### 6.5.1.3 Rezultati

#### 6.5.1.3.1 Potresna odpornost objekta pred prenovo

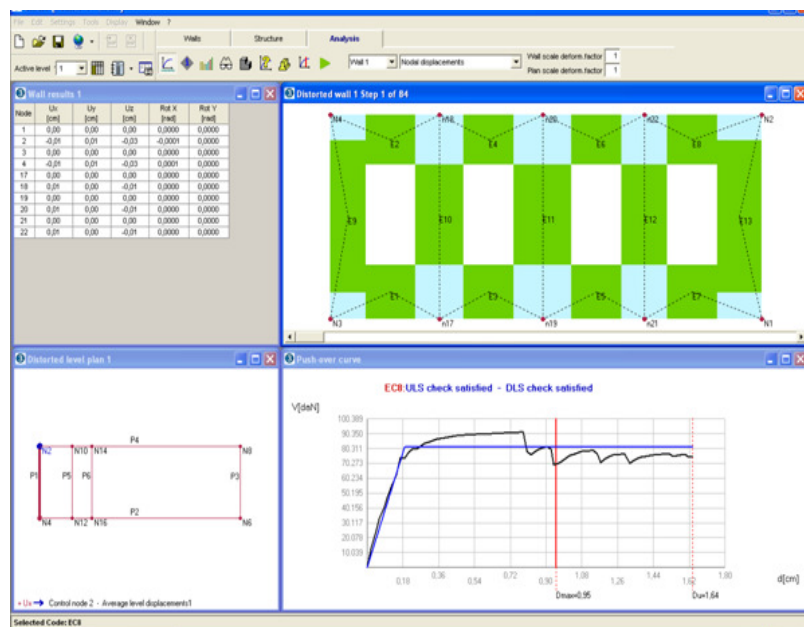


Slika 25: Zaporedna števila vozlišč in sten obravnavanega objekta – model pred prenovo

Po izvedeni analizi program najpomembnejše rezultate prikaže v obliki tabele (slika 26), vsako od analiz pa lahko tudi podrobneje pogledamo (slika 27).

	No.	Insert in report	Earthquake	Uniform pattern of lateral load	Ecc. [cm]	Dmax ULS [cm]	Du ULS [cm]	q* ULS	Dmax DLS [cm]	Dd DLS [cm]	Alpha u	Alpha e
▶	9	<input type="checkbox"/>	+X	Masses	45,1	0,92	1,64	2,014	0,34	0,57	1,489	1,275
	10	<input type="checkbox"/>	+X	Masses	-45,1	0,95	1,64	2,050	0,36	0,79	1,459	1,478
	13	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	45,1	1,01	2,07	2,074	0,38	0,81	1,446	1,458
	14	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	-45,1	0,98	2,01	2,073	0,37	0,86	1,447	1,535
	17	<input type="checkbox"/>	+Y	Masses	140,5	2,10	2,12	8,997	1,20	0,30	0,333	0,344
	18	<input type="checkbox"/>	+Y	Masses	-140,5	2,17	2,39	9,092	1,24	0,29	0,330	0,321
	21	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	140,5	2,37	0,91	3,258	1,23	0,91	0,487	0,811
	22	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	-140,5	2,34	1,39	2,964	1,19	1,22	0,671	1,019

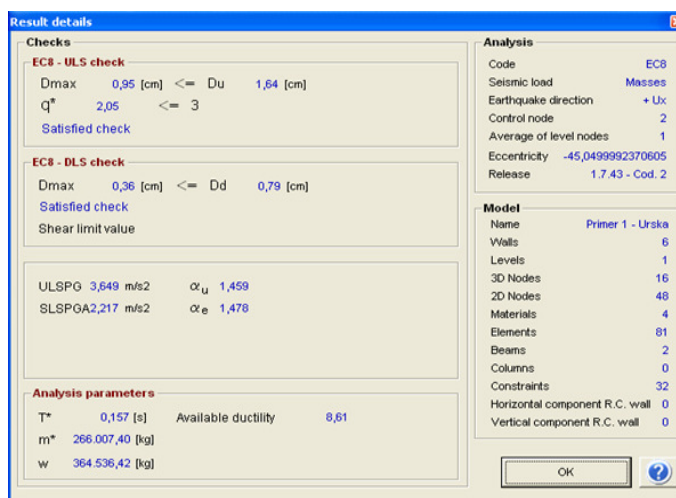
Slika 26: Tabela rezultatov dobljenih s programom 3Muri



Slika 27: Okna s podrobnimi rezultati analize (primer 9)

Za vsako od obravnavanih analiz nam program prikaže »pushover« krivuljo (slika 27 spodaj desno), pomike etaže v tlorisnem pogledu (slika 27 spodaj levo), poškodovanost elementov za posamezno steno (slika 27 zgoraj desno) in tabelarični prikaz rezultatov (pomiki, reakcije, notranje sile) (slika 27 zgoraj levo). Na sliki 27 je prikazan primer 9 za vozlišče št. 2.

Program prikaže še podrobne rezultate posamezne analize in sicer ciljni pomik, kapaciteto konstrukcije v smislu pomika, faktor obnašanja, zahtevo potresa, pospešek tal, nihajni čas in maso konstrukcije.



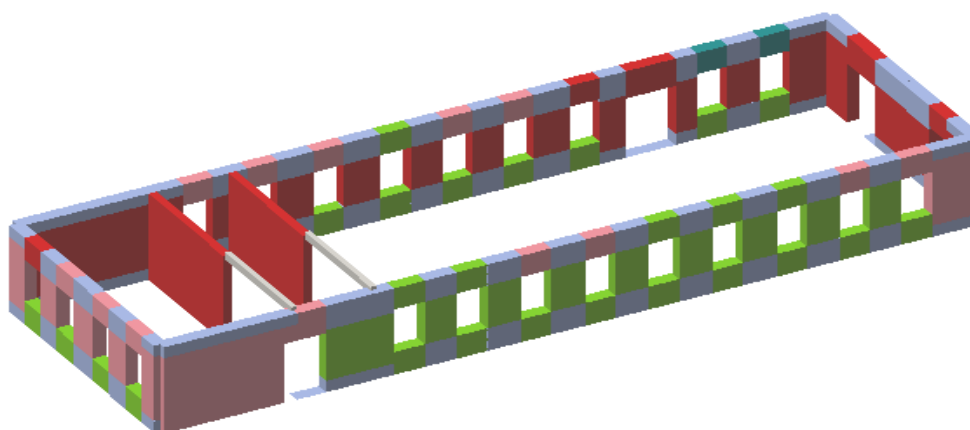
Slika 28: Podrobni rezultati »pushover« analize

Prednost 3Murija je tudi zelo pregledno prikazovanje poškodb in porušitve elementov. Ogledamo si lahko animacijo poškodb posamezne stene v vsakem koraku analize ter 3D prikaz poškodovanosti posameznih elementov. Na ta način hitro določimo najšibkejše točke v konstrukciji in jih po potrebi utrdimo.

Pri tem sta stopnja in vrsta poškodb določeni z barvno legendo, prikazano na spodnji sliki:



Slika 29: Barvna legenda poškodovanosti zidov (S.T.A. DATA, 2009)



Slika 30: Prikaz poškodb za najbolj kritičen primer potresa v 3D pogledu

Vidimo, da se v najbolj kritični smeri potresa (to je v tem primeru smer  $+Y$ ) v celoti upogibno porušijo medokenski zidovi na južni in vzhodni strani objekta, poškodbe zaradi upogiba pa utrpi tudi zahodni del. Natezno se poruši večji del zgornjih in spodnjih elementov med parapetnimi zidovi. Porušijo se tudi notranje opečnate stene ob stopnišču.

V tabeli 1 spodaj so zbrani rezultati nelinearnih statičnih analiz v štirih vogalnih vozliščih izbranih za kontrolne točke ter njihovo povprečje. Za vsako vozlišče so spremljani pospeški in pomiki konstrukcije v vseh smereh vzbujanja potresa, rezultati pa so izpisani za primer s pospeškom ( $\alpha_u$ ), pri katerem obravnavana konstrukcija odpove in pripadajočo vrednostjo ekscentričnosti.

Za lažjo primerjavo s programom Sremb, smo po enačbi št. 13 izračunali še koeficient potresne odpornosti  $SRC_u$ , ki nam ga 3Muri ne poda.

$$SRC_u = \frac{H_{id}}{w} \quad (\text{en. 13})$$

kjer sta:

$H_{id}$  nosilnost na idealizirani ovojnici,

$w$  teža celotne konstrukcije.

Tabela 1: Rezultati 3muri - primer pred prenovo

vozišče	smer potresa	Ecc [cm]	Dmax ULS [cm]	Du ULS [cm]	q* ULS	$\alpha_u$	q*	ULSPG [m/s <sup>2</sup> ]	T* [s]	m* [kg]	w [kg]	$\mu_{avail}$	De [cm]	Hid [MM]	SRC
2	+x	45,1	0,92	1,64	2,014	1,489	2,05	3,649	0,157	266.007,40	364.536,42	8,61	0,190	0,812	0,223
	-x	45,1	1,01	2,07	2,074	1,446	2,07	3,616	0,161	266.007,40	364.536,42	10,28	0,201	0,816	0,224
	+y	-140,5	2,17	2,39	9,092	0,330	9,09	0,825	0,219	271.081,66	364.536,42	25,50	0,094	0,209	0,057
	-y	140,5	2,37	0,91	3,258	0,487	3,26	1,217	0,268	271.081,66	364.536,42	2,31	0,394	0,587	0,161
4	+x	-45,1	0,95	1,87	2,104	1,426	2,10	3,564	0,156	266.007,40	364.536,42	10,33	0,181	0,781	0,214
	-x	-45,1	1,00	2,03	2,093	1,433	2,09	3,583	0,161	266.007,40	364.536,42	10,26	0,198	0,802	0,220
	+y	-140,5	2,12	2,41	9,037	0,332	9,04	0,830	0,215	271.081,66	364.536,42	26,65	0,090	0,209	0,057
	-y	140,5	2,36	0,90	3,304	0,485	3,3	1,213	0,267	271.081,66	364.536,42	2,36	0,381	0,572	0,157
6	+x	45,1	0,95	1,48	2,064	1,363	2,06	3,407	0,156	266.007,40	364.536,42	7,97	0,186	0,801	0,220
	-x	-45,1	1,04	2,02	2,113	1,420	2,11	3,550	0,163	266.007,40	364.536,42	9,93	0,203	0,804	0,221
	+y	-140,5	2,15	2,39	9,009	0,333	9,01	0,833	0,217	271.081,66	364.536,42	25,78	0,093	0,211	0,058
	-y	140,5	2,48	0,92	3,33	0,472	3,33	1,179	0,277	271.081,66	364.536,42	2,23	0,413	0,575	0,158
8	+x	-45,1	0,90	1,28	1,971	1,257	1,97	3,141	0,154	266.007,40	364.536,42	6,74	0,190	0,841	0,231
	-x	45,1	0,96	1,04	1,884	1,052	1,88	2,629	0,162	266.007,40	364.536,42	4,64	0,224	0,897	0,246
	+y	-140,5	2,17	2,39	9,085	0,330	9,09	0,826	0,219	271.081,66	364.536,42	25,41	0,094	0,210	0,058
	-y	140,5	2,38	0,92	3,34	0,489	3,34	1,223	0,267	271.081,66	364.536,42	2,42	0,380	0,571	0,157

Pomen simbolov v zgornji tabeli:

*Ecc* ekscentričnost mase v centimetrih,

*D<sub>max</sub> ULS* zahteva potresa v smislu pomika,

*D<sub>u</sub> ULS* kapaciteta konstrukcije v smislu pomika (pomik blizu porušitve),

*q\** redukcijski faktor oz. faktor obnašanja konstrukcije ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo,

$\alpha_u$  delež projektnega pospeška, ki ga konstrukcija prenese,

*ULSPG* pospešek tal, ki povzroči porušitev konstrukcije (angl. ultimate limit state peak ground acceleration),

*T\** nihajni čas ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo

*m\** masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo

$\mu_{avail}$   $\mu_{avail} = D_u/D_y$ ; duktilnost, kjer je  $D_y$  vrednost pomika na prelomu idealiziranega bilinearnega odnosa med silo in pomikom,

$D_e$  pomik na meji elastičnosti.

Program izračuna, da kontrola potresne odpornosti v prvotnem stanju ni zadoščena v nobeni od nadzorovanih kontrolnih točk. Potresna odpornost je prenizka v  $Y$  smeri vzbujanja potresa, kar je logično, glede na to, da je v tej smeri odstotek nosilnih elementov bistveno manjši kot v smeri vzbujanja  $X$ . Med rezultati posameznih točk ne opazimo večjega odstopanja. Iz tega sledi, da kasnejšo primerjavo rezultatov lahko opravimo z vrednostmi izračunanimi iz povprečja vseh štirih nadzorovanih točk.

Povprečne vrednosti so zapisane v spodnji tabeli:

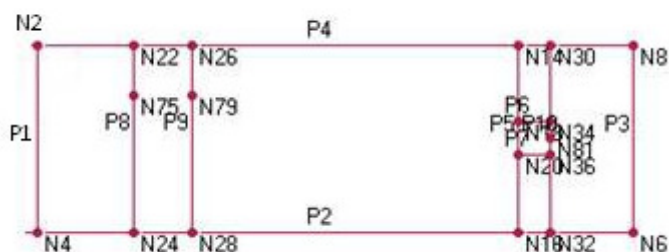
Tabela 2: Povprečne vrednosti za primerjavo programov - primer pred prenovo

smer	Hid pov. [MN]	SRC pov.	De pov [cm]	Ke [MN/cm]	T* [s]	ULSPG pov.	ni	Du [cm]
+x	0,809	0,222	0,187	4,330	0,157	3,440	8,413	1,568
-x	0,830	0,228	0,207	4,014	0,161	3,345	8,778	1,790
+y	0,210	0,058	0,093	2,262	0,219	0,829	25,835	2,395
-y	0,576	0,158	0,392	1,470	0,268	1,208	2,330	0,913

Nosilnost, potresni koeficient  $SRC$ , pomik na meji elastičnosti, nihajni čas ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo, pospešek tal, ki povzroči porušitev, duktilnost in mejni pomik so v tabeli 2 izračunane kot povprečne vrednosti štirih kontrolnih točk iz tabele 1. Na osnovi pomika elastičnosti je izračunana še togost za posamezno smer potresa. To so vrednosti, ki jih v poglavju 6.5.3 uporabim za primerjavo potresne analize med obema programoma.



### 6.5.1.3.2 Potresna odpornost objekta po prenovi



Slika 31: Zaporedna števila vozlišč in sten obravnavanega objekta – model po prenovi

Podobno kot za primer pred prenovi, tudi za primer po prenovi opravimo več nelinearnih statičnih analiz konstrukcije. Rezultati za primer s pospeškom ( $\alpha_u$ ), pri katerem obravnavana konstrukcija odpoje, so zbrani v spodnji tabeli:

Tabela 3: Rezultati 3muri - primer po prenovi

vozlišče	smer potresa	Ecc [cm]	Dmax ULS [cm]	Du ULS [cm]	q* ULS	$\alpha_u$	q*	ULSPG [m/s <sup>2</sup> ]	T* [s]	m* [kg]	w [kg]	$\mu_{avail}$	De [cm]	Hid [MN]	SRC
2	+x	45,1	0,14	1,10	1,006	2,185	1,01	5,463	0,104	310.165,46	420.070,16	7,89	0,139	1,578	0,376
	-x	45,1	0,17	1,16	0,693	2,460	0,69	6,150	0,112	310.165,46	420.070,16	4,76	0,244	2,379	0,566
	+y	-141	0,02	0,05	0,389	2,632	0,39	6,580	0,043	319.806,01	420.070,16	1,32	0,038	2,586	0,616
	-y	-141	0,02	0,04	0,371	2,695	0,37	6,737	0,043	319.806,01	420.070,16	1,01	0,040	2,704	0,644
4	+x	45,1	0,15	1,11	1,011	2,189	1,01	5,473	0,104	310.165,46	420.070,16	7,98	0,139	1,575	0,375
	-x	45,1	0,17	1,03	0,688	2,330	0,69	5,826	0,112	310.165,46	420.070,16	4,22	0,244	2,383	0,567
	+y	-141	0,02	0,05	0,395	2,587	0,39	6,469	0,043	319.806,01	420.070,16	1,30	0,038	2,626	0,625
	-y	-141	0,02	0,04	0,382	2,623	0,38	6,557	0,043	319.806,01	420.070,16	1,01	0,040	2,704	0,644
6	+x	-45	0,15	1,12	1,013	2,203	1,01	5,508	0,104	310.165,46	420.070,16	8,08	0,139	1,569	0,374
	-x	45,1	0,17	1,16	0,696	2,462	0,70	6,154	0,112	310.165,46	420.070,16	4,81	0,241	2,354	0,560
	+y	141	0,02	0,07	0,253	3,961	0,25	9,904	0,043	319.806,01	420.070,16	1,02	0,069	4,686	1,116
	-y	-141	0,02	0,03	0,544	1,838	0,54	4,594	0,043	319.806,01	420.070,16	1,00	0,030	2,048	0,488
8	+x	-45	0,15	1,50	1,011	2,674	1,01	6,686	0,104	310.165,46	420.070,16	10,80	0,139	1,572	0,374
	-x	45,1	0,17	1,15	0,694	2,449	0,69	6,123	0,113	310.165,46	420.070,16	4,73	0,243	2,331	0,555
	+y	141	0,02	0,07	0,253	3,956	0,25	9,889	0,043	319.806,01	420.070,16	1,02	0,069	4,686	1,116
	-y	-141	0,02	0,03	0,546	1,830	0,55	4,575	0,043	319.806,01	420.070,16	1,00	0,030	2,048	0,488

Ugotovimo, da ima obravnavana konstrukcija po prenovi zadostno potresno odpornost v vseh kontrolnih točkah in vseh smereh zbujanja potresa. Vidimo, da potresna odpornost močno naraste predvsem v Y smeri, zvišajo se vrednosti koeficienta SRC in mejnih pospeškov. Na povečanje potresne odpornosti imajo velik vpliv dodane armiranobetonske notranje stene, kar v zgornji tabeli jasno prikaže vrednost  $H_{id}$ . Po prenovi je namreč nosilnost in hkrati seizmična

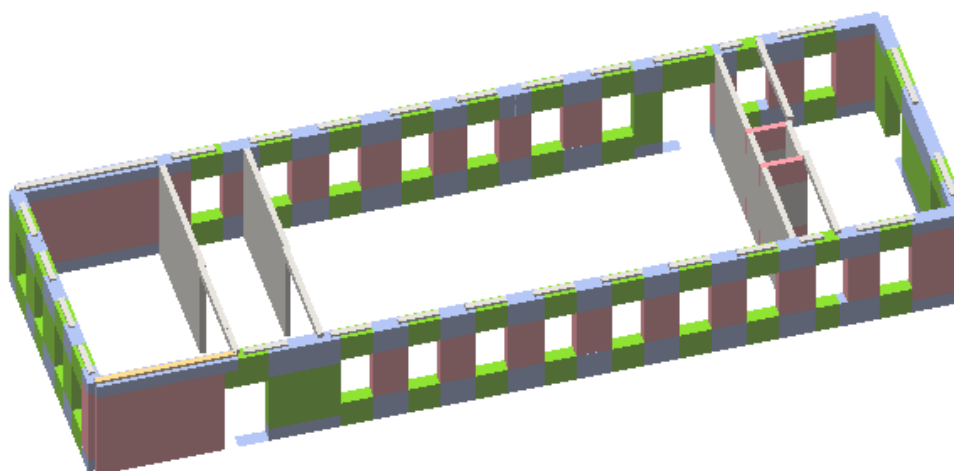
odpornost večja v smeri  $Y$ , to je v smeri, v kateri smo dodali nosilne stene. Seveda ne gre zanemariti vpliva menjave stropa, povezanega z jeklenimi vezmi, ki omogoča, da zidovi med potresom ne odstopijo iz svoje ravnine.

Spodaj je pripravljena še tabela povprečnih vrednosti za primerjavo rezultatov:

Tabela 4: Povprečne vrednosti za primerjavo programov - primer po prenovi

smer.	Hid pov. [MN]	SRC pov.	De pov [cm]	Ke [MN/cm]	T* [s]	ULSPG pov.	ni	Du [cm]
+x	1,574	0,375	0,139	11,321	0,104	5,783	8,688	1,208
-x	2,362	0,562	0,243	9,718	0,112	6,063	4,630	1,125
+y	3,646	0,868	0,053	68,283	0,043	8,211	1,165	0,060
-y	2,376	0,566	0,035	68,283	0,043	5,616	1,005	0,035

Potresna odpornost konstrukcije se po prenovi močno izboljša, kar jasno prikaže tudi spodnja slika. V nasprotju s stanjem v primeru 1 (slika 30) tako zasnovana zgradba obstoji tudi po najbolj kritičnem potresu (smer +X), utrpi pa poškodbe zaradi upogiba in delno natezno porušitev elementov.



Slika 32: Prikaz poškodb za najbolj kritičen primer potresa v 3D pogledu

### **6.5.2 Analiza s programom Sremb**

V tem delu naloge sta prav tako analizirana oba primera. Potrebno je upoštevati, da v programu Sremb ni možno definiranje stropa, podamo torej samo obtežbo, ne pa materialnih lastnosti. Primerjava zato temelji na osnovi ojačitve potresne odpornosti, če notranjosti konstrukcije dodamo armiranobetonsko jedro in obstoječe zidane stene ob stopnišču zamenjamo z armiranobetonskimi.

#### **6.5.2.1 Modeliranje konstrukcije**

Za kritično etažo pri seizmični analizi s programom Sremb zaradi maksimalnih pričakovanih potresnih obremenitev vedno izberemo spodnjo etažo (ponavadi pritlično). Pred samim izračunom izdelamo vhodno datoteko, ki vsebuje podatke o koordinatah težišča, dimenzijah, višini in vertikalni obremenitvi elementov ter o materialnih karakteristikah zidov.

Celotno težo konstrukcije nad kritično etažo porazdelimo po posameznih elementih. Strešno konstrukcijo porazdelimo po strešnem pravilu, obtežbo armiranobetonskega stropa pa enosmerno, oz. upoštevamo prerazporeditev obtežbe tam, kjer so dodane armiranobetonske stene.

Pri računu z omenjenim programom je obnašanje elementov med potresom potrebno vnaprej predpostaviti z definiranjem njihovih višin. V nalogi upoštevam za višino zidu med dvema okenskima odprtinama kar višino okna, za višino zidu med oknom in vrati povečanje na spodnjem delu, za višino krajnih elementov pa še povečanje višine v zgornji prekladni del zidu. Na ta način je dejansko obnašanje elementov med potresno obtežbo opisano zadovoljivo.

#### **6.5.2.2 Nelinearna statična analiza**

Idealizirana etažna histerezna ovojnica je s programom Sremb določena po postopku opisanem v poglavju 5.1.2.

Rezultati nelinearne statične analize omogočajo spremljanje stanja konstrukcije kot celote oziroma spremljanje posameznih zidov v grafični obliki za pet mejnih stanj analize. Pravilnost podajanja materialnih in geometrijskih karakteristik ter vertikalnih obremenitev elementov prikaže začetno stanje, stanje na meji elastičnosti ko prvi element doseže mejo elastičnosti, v stanju mejne nosilnosti je dosežena najvišja točka na histerezni ovojnici. Točka, ki dosega 80

% maksimalne nosilnosti je meja stanja porušitve in pa stanje ob koncu računa, ki je določeno s prekoračenjem maksimalnega dovoljenega pomika oz. z odpovedjo 50 % zidov.

Kriterija, ki jima mora potresno varen objekt zadostiti sta definirana spodaj. Mejni strižni koeficient  $BSC_u$  z enačbo:

$$BSC_u = \gamma_1 \cdot \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0}{q} = 1,2 \cdot \frac{0,25 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 2,5}{1,5} = 0,575 \quad \text{en.14}$$

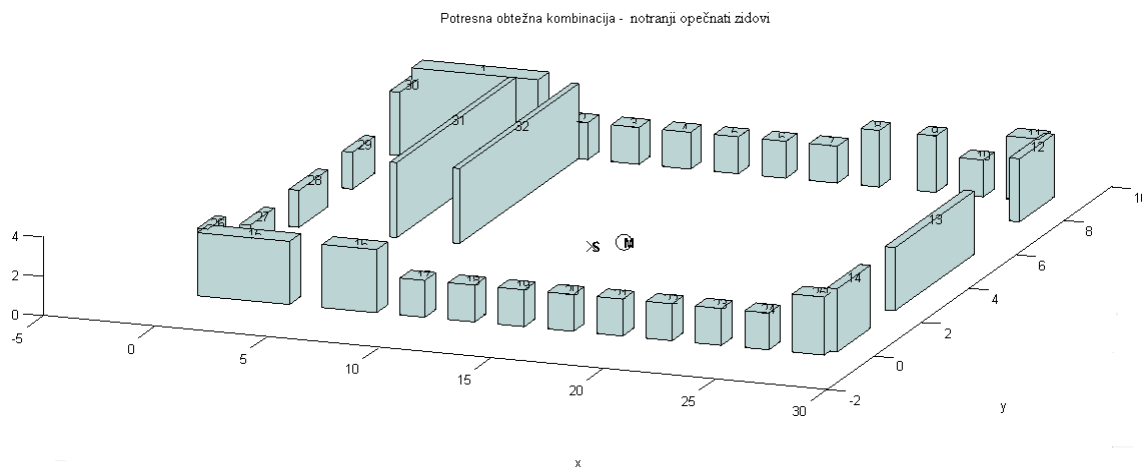
In zahtevana duktilnost:

$$\mu_u = \frac{q^2 + 1}{2} = \frac{1,5^2 + 1}{2} = 1,625 \quad \text{en.15}$$

pri čemer s  $q$  označimo faktor obnašanja konstrukcije in znaša za nearmirano zidovje 1,5.

### 6.5.2.3 Rezultati

#### 6.5.2.3.1 Potresna odpornost objekta pred prenovo

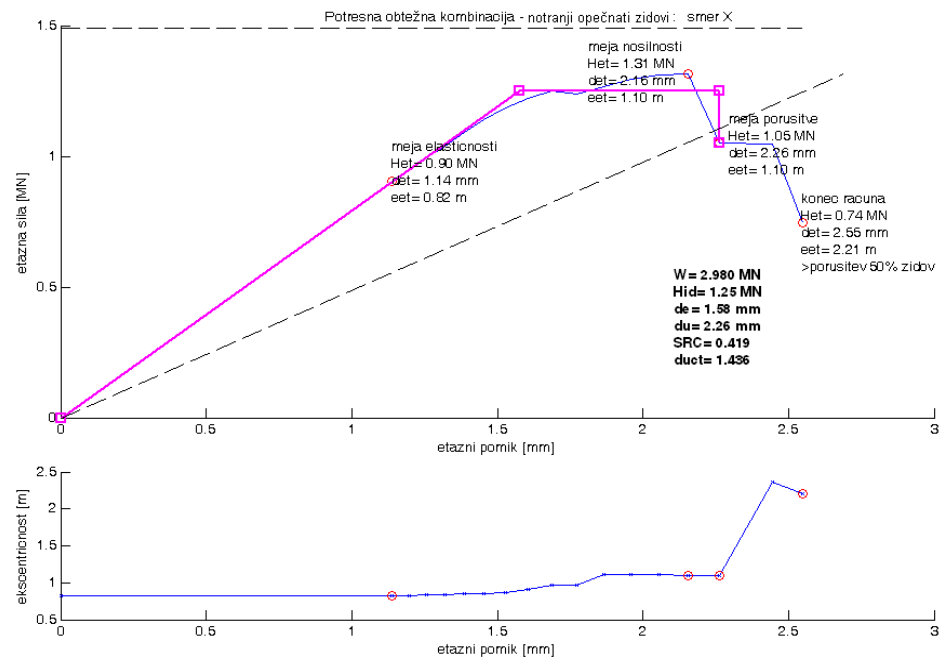


Slika 33: 3D Model konstrukcije iz katerega je razvidna geometrija nosilnih zidov etaže in njihova zaporedna številka

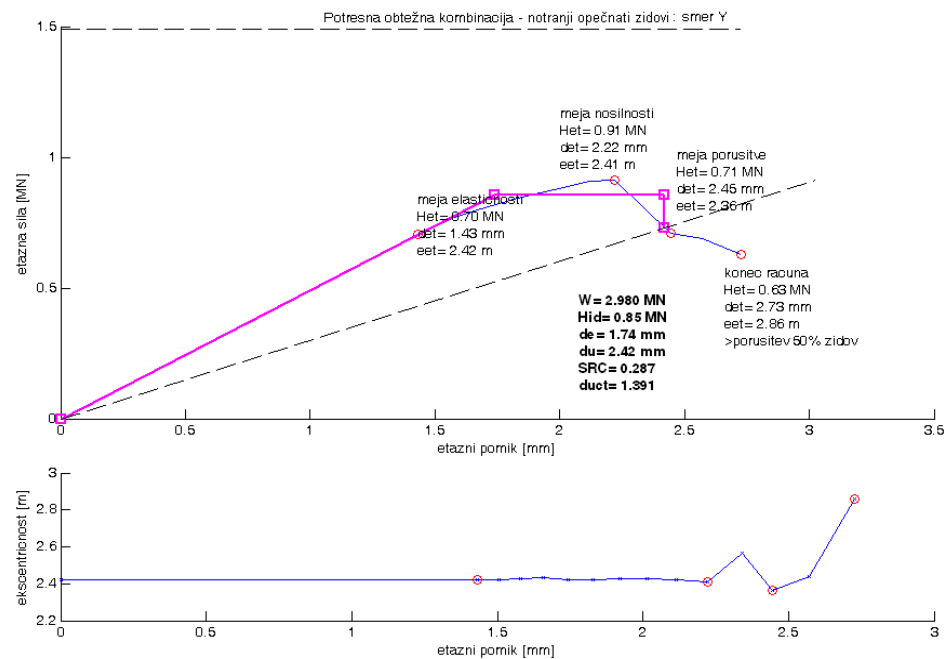
#### Rezultati:

Z opravljeno analizo ugotovimo, da se konstrukcija obnaša različno v  $X$  oziroma v  $Y$  smeri. Zgradba tako v  $X$  smeri prenaša večje potresne obremenitve v primerjavi z  $Y$  smerjo, kar potrди ugotovitev s programom 3Muri. Prav tako ima zgradba v  $X$  smeri večjo duktilnost. Razlika v duktilnosti sicer ni velika in je v obeh primerih večja od zahtevane vrednosti po EC 8. Razlog je v zasnovi tlorisa – razporeditvi in orientaciji sten.

Etažni histerezni ovojnici za obe smeri vzbujanja potresa:



Slika 34: Etažna histerezna ovojnica za smer X



Slika 35: Etažna histerezna ovojnica za smer Y

### **Komentar:**

Iz diagrama etažnih histereznih ovojnic (sliki 34 in 35) je razvidno, da obstoječa stavba ne ustreza kriterijem potresne odpornosti. SRC za nobeno smer potresa ne dosega zahtevane vrednosti 0,575 in znaša v  $X$  smeri 0,419, v  $Y$  smeri pa 0,287. Vidimo pa, da je pogoj duktilnosti zadoščen. Potresna odpornost stavbe je v  $X$  smeri precej večja kot v  $Y$  smeri, kar je razvidno že iz 3D modela konstrukcije (slika 32), saj imamo v  $X$  smeri opazno večje število nosilnih elementov.

Ekscentričnost masnega središča se začne občutneje spreminjati ob doseženi največji nosilnosti etaže. Iz začetne vrednosti 0,8 metra v  $X$  smeri poskoči preko 2,5 metra in v  $Y$  smeri iz 2,4 proti 3 metre. Z ekscentričnostjo je povezana torzijska obremenitev zidov.

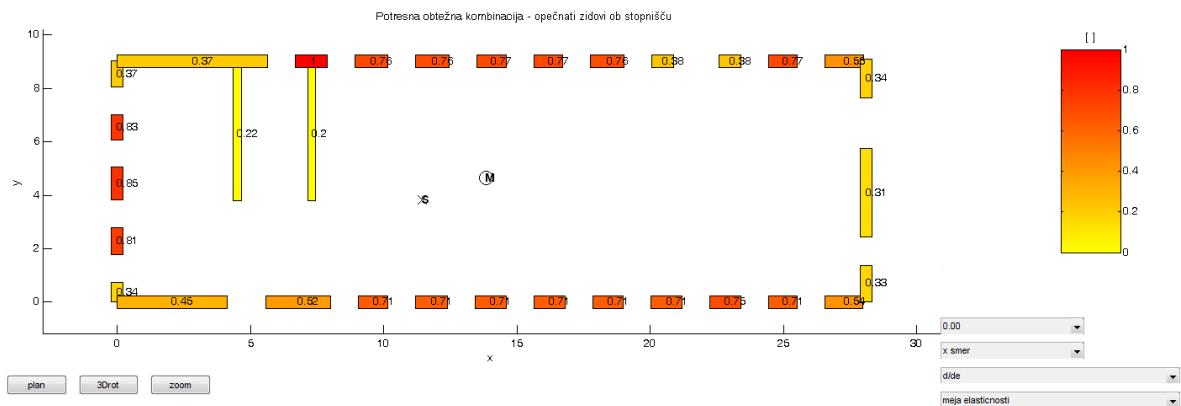
Uporabnost programa Sremb se pokaže tudi pri oceni poškodovanosti konstrukcije pri obremenitvi s predpisano potresno obtežbo, kar je v svojem diplomskem delu natančneje obravnavala Meta Kržan, 2008. Podaja stanje posameznega zidu na meji elastičnosti, meji nosilnosti, meji porušitve in ob koncu računa, kar pravzaprav govori o stopnji porušenosti objekta. Iz tega lahko vidimo kateri zidovi so med potresom najbolj obremenjeni in kateri se med potresom verjetno že porušijo. Iz teh podatkov lahko ocenimo stanje obravnavane konstrukcije in jih uporabimo pri načrtovanju ojačitev ali dodatnih elementov v objektu. Mera poškodovanosti izhaja iz razmerja pomika opazovanega zidu na meji nosilnosti etaže ( $d$ ) in pomika zidu na meji njegove elastičnosti ( $d_e$ ). Vrednosti razmerja  $d/d_e$  se gibljejo na treh različnih intervalih:

$0 \leq d/d_e < 1$                       obravnavan zid je v elastičnem področju, zato ni poškodovan in je sposoben prevzeti še večjo obtežbo,

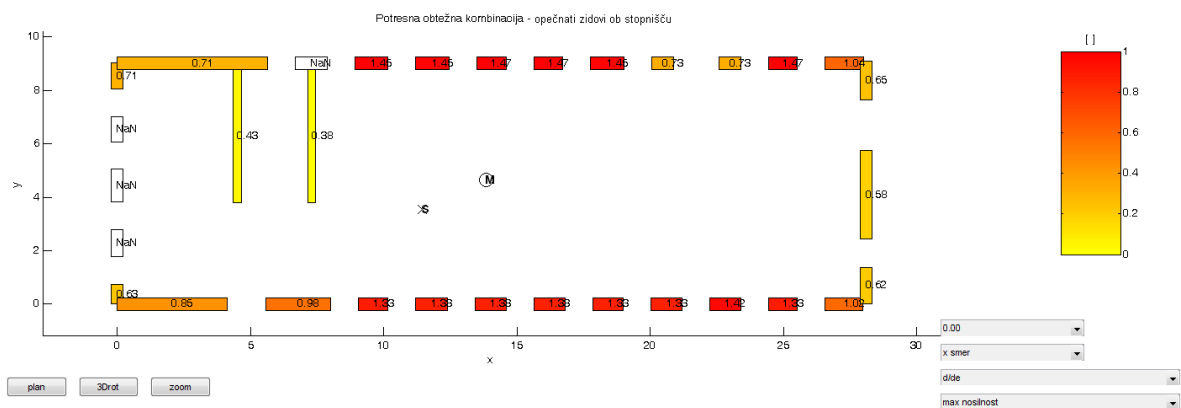
$0 \leq d/d_e < \mu_u$                       obravnavan zid je v plastičnem področju, torej je že poškodovan, a še sposoben prenašati obtežbo, vendar nima več rezerve,

$\mu_u \leq d/d_e$                       obravnavan zid je porušen, saj je njegova duktilnost  $\mu_u$  že presežena.

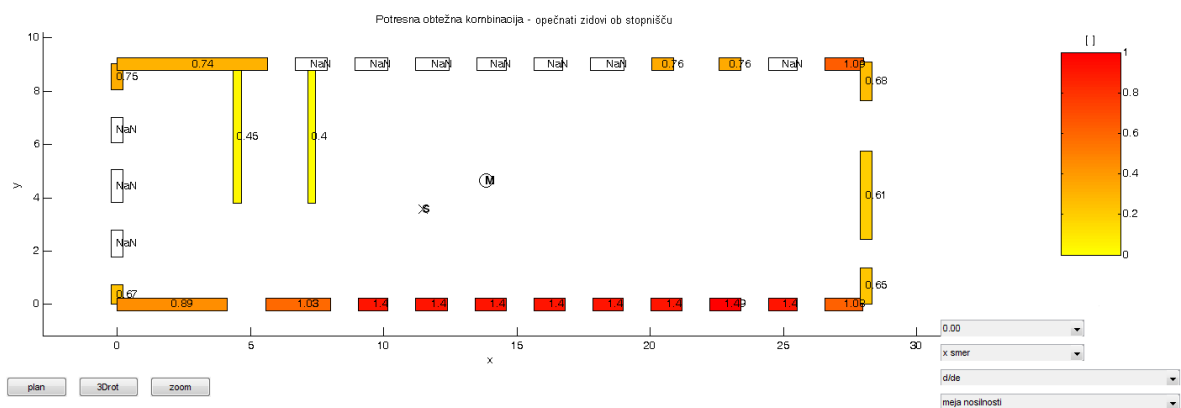
### Stanje posameznih zidov v treh ključnih fazah za obe smeri vzbujanja potresa:



Slika 36: stanje posameznih zidov na meji elastičnosti :  $d/d_e$ , smer X

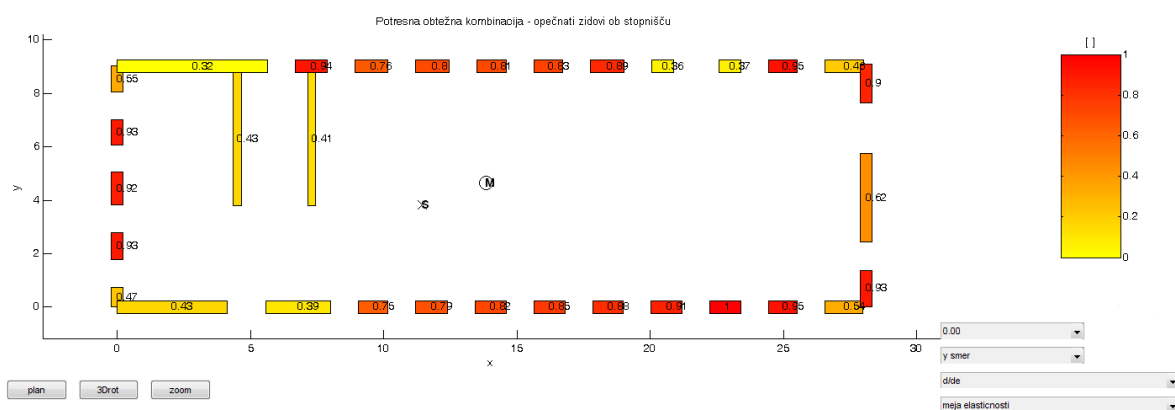


Slika 37: stanje posameznih zidov pri maksimalni nosilnosti :  $d/d_e$ , smer X

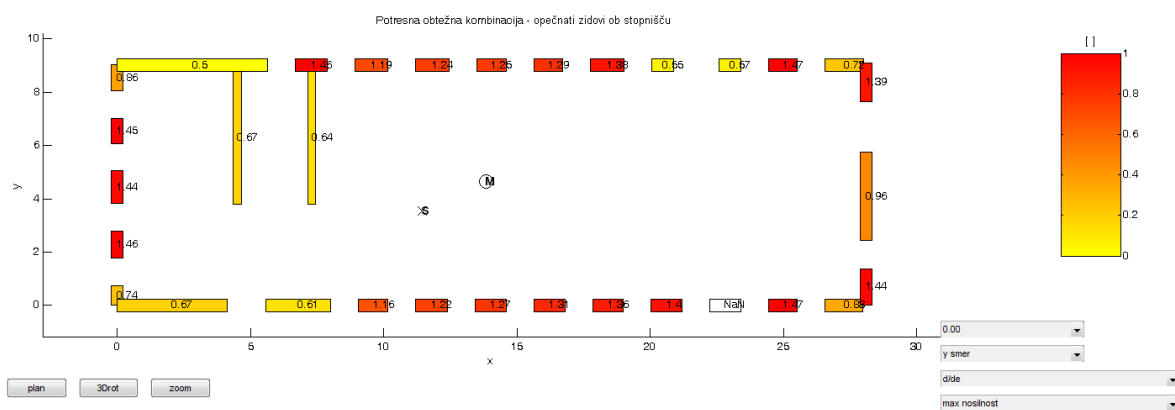


Slika 38: stanje posameznih zidov pri mejni nosilnosti :  $d/d_e$ , smer X

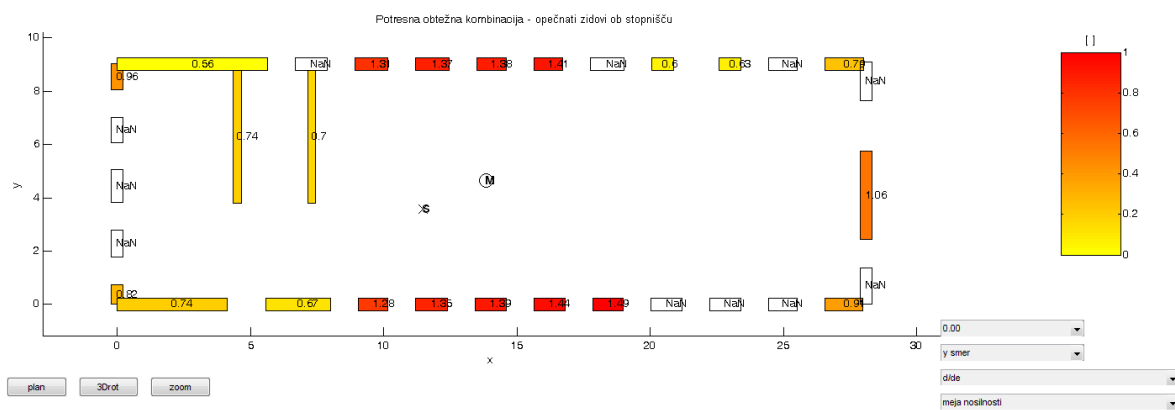




Slika 39: stanje posameznih zidov na meji elastičnosti :  $d/d_e$ , smer Y



Slika 40: stanje posameznih zidov pri maksimalni nosilnosti :  $d/d_e$ , smer Y



Slika 41: stanje posameznih zidov pri mejni nosilnosti :  $d/d_e$ , smer Y

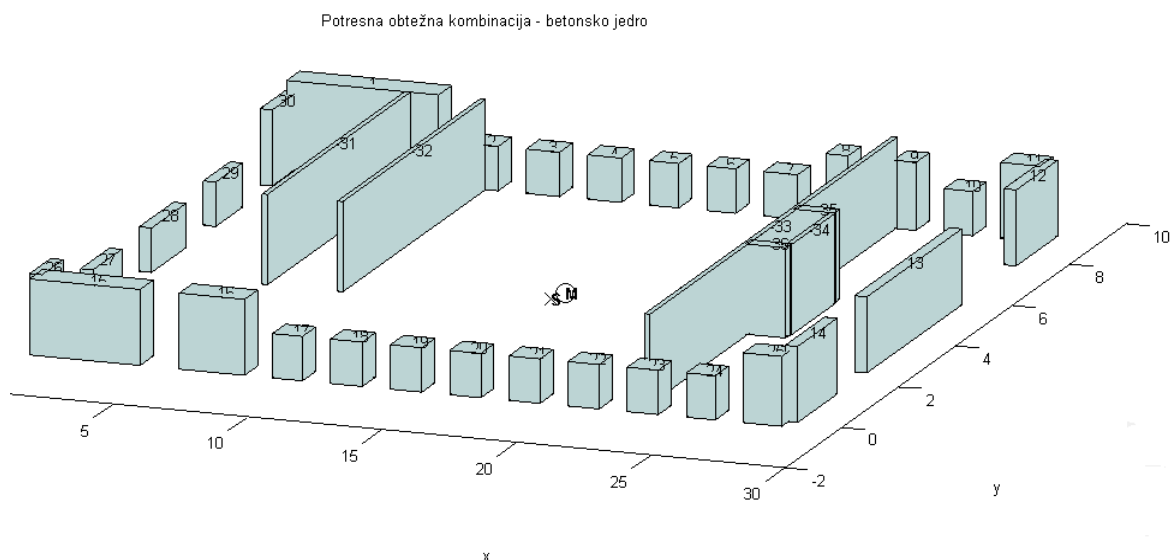
Stanje na meji elastičnosti, ki ga prikazujeta sliki 36 in 39, je stanje, ko prvi element doseže mejo elastičnosti na svoji idealizirani histerezni ovojnici. Do tu je dejanska histerezna ovojnica linearna, saj so vsi elementi v linearnem območju. Opazimo torej, da prvi doseže mejo elastičnosti v *X* smeri potresa element št. 2, v *Y* smeri pa element št. 23. Vidimo tudi, da se meji elastičnosti bliža že večina obodnih zidov, z izjemo štirih sten, ki na dolžini vsaj 2,4 metra ne vsebujejo odprtine.

Stanje pri maksimalni nosilnosti (sliki 37 in 40) predstavlja najvišjo točko na diagramu histerezne ovojnice etaže. Vidimo, da so v primeru potresne obtežbe v *X* smeri poleg elementa št. 2 porušeni še trije elementi na zahodni strani, preko meje elastičnosti pa so že skoraj vsi elementi na severni in južni strani objekta. V primeru potresne obtežbe v *Y* smeri je v stanju maksimalne nosilnosti porušen samo element št. 23.

Pri stanju porušitve (sliki 38 in 41) sila na histerezni ovojnici pade pod 80% maksimalne nosilnosti. Pri pomiku, pri katerem nosilnost elementa pade pod ta odstotek, nastopi porušitev. Glede na ta pomik je izračunana idealizirana histerezna ovojnica. Gre za predpostavko, da zidane konstrukcije lahko še nekaj časa nosijo obtežbo s prerazporejanjem obremenitev. V smeri *X* je pri mejni nosilnosti porušenih 10 od 32ih elementov, v smeri *Y* pa 11 elementov. Porušeni elementi so na slikah označeni z belo barvo.

Program zaključí z računom, ko odpove 50% vseh zidov ali ko so prekoračeni maksimalni dovoljeni etažni pomiki.

### 6.5.2.3.2 Potresna odpornost objekta po prenovi



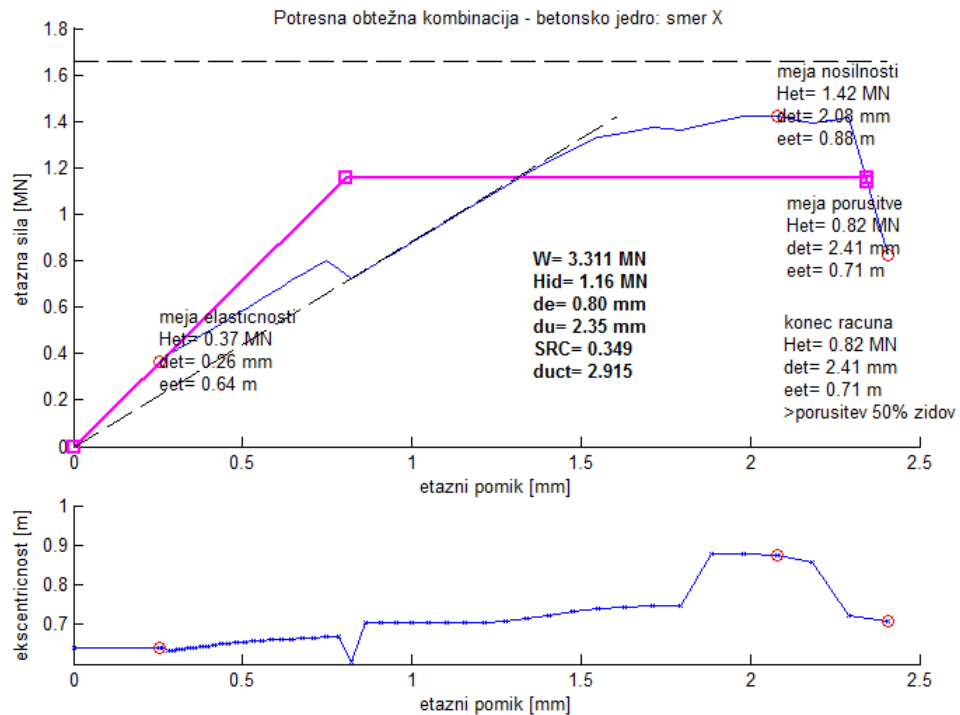
Slika 42: 3D Model konstrukcije iz katerega je razvidna geometrija nosilnih zidov etaže in njihova zaporedna številka

#### Rezultati:

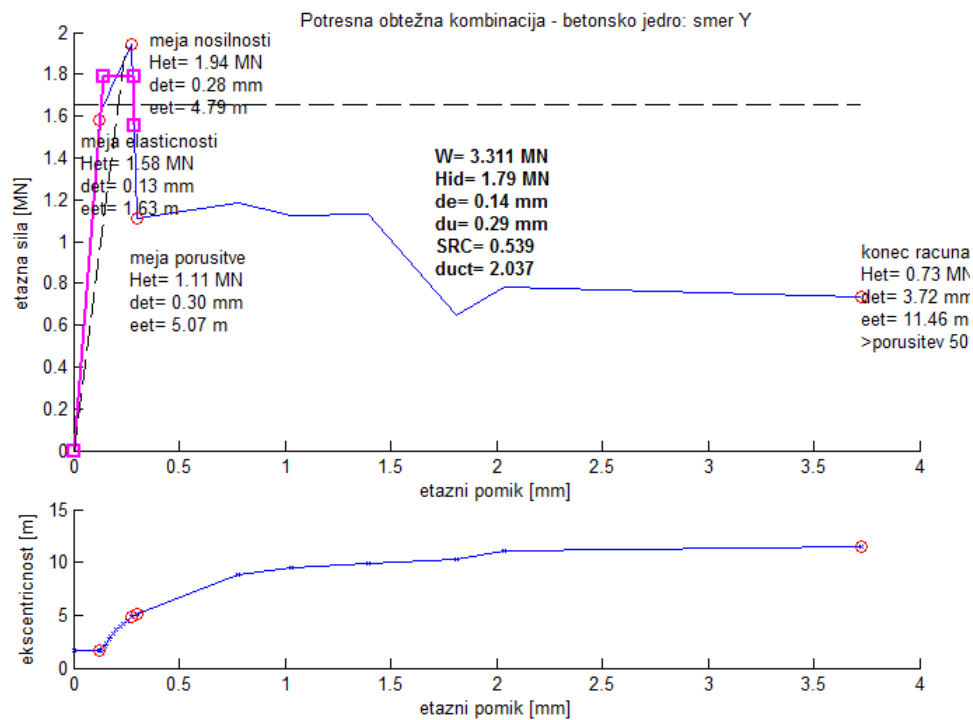
V primeru, ko notranjost konstrukcije ojačamo z armiranobetonskim jedrom na desnem delu zgradbe in armiranobetonskimi notranjimi stenami ob stopnišču na levem (slika 42), ugotovimo, da se potresna odpornost v obeh smereh poveča in bolj rizičen postane potres v  $X$  smeri. Tako zasnovana zgradba v  $Y$  smeri prenaša večje obremenitve in ima tudi večjo duktilnost, prav tako opazimo manjša odstopanja pri ekscentričnosti masnega središča in središča togosti.

Opazimo tudi, da ima ojačana konstrukcija večjo togost, kar je vidno iz strmejšega naklona histerezne ovojnice oziroma dejstva, da stene dosežejo mejo elastičnosti že pri manjših pomikih.

Etažni histerezni ovojnici za obe smeri vzbujanja potresa:



Slika 43: Etažna histerezna ovojnica za smer X

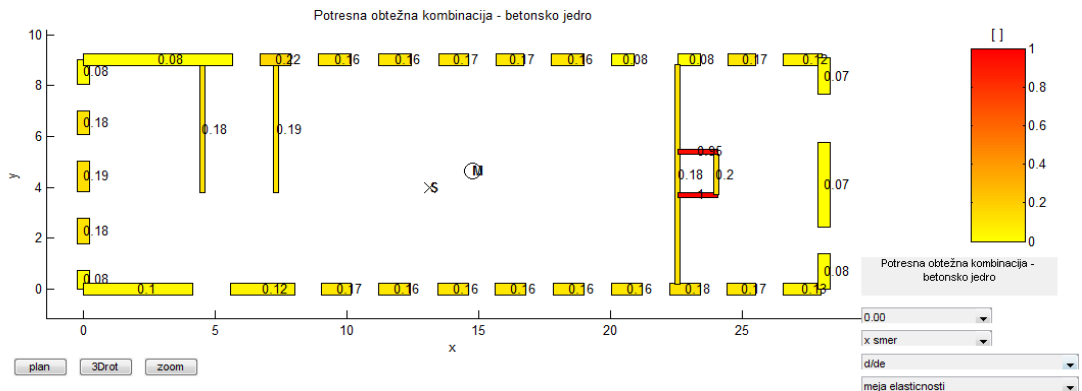


Slika 44: Etažna histerezna ovojnica za smer Y

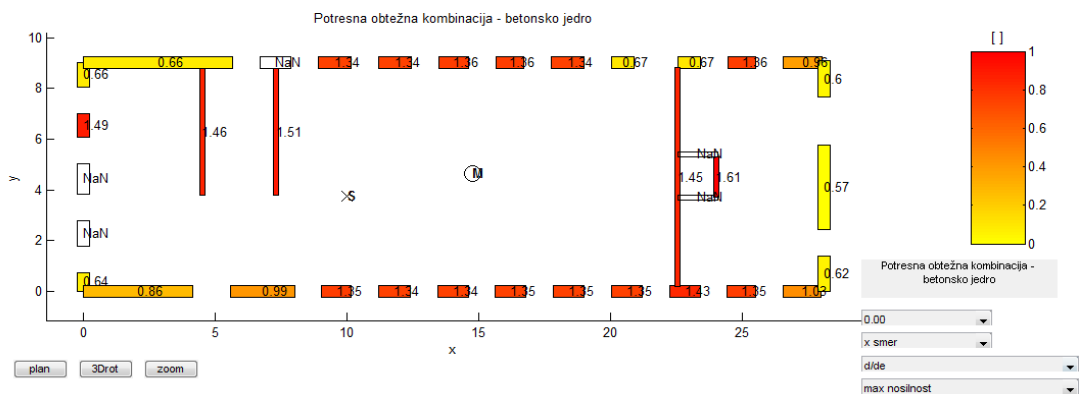
**Komentar:**

Iz zgornjih diagramov etažnih histereznih ovojníc (sliki 43 in 44) je razvidno, da novo zasnovana stavba z analizo programa Sremb še vedno ne ustreza kriterijem potresne odpornosti. V  $X$  smeri znaša koeficient potresne odpornosti  $SRC$  0,349, kar je celo manj od tistega pred prenovo in ob upoštevanju vseh zahtev EC 8 ne zadošča. Manjši  $SRC$  je verjetno posledica drugačnega odziva, vsekakor pa to ob tolikšnem povečanju duktilnosti (ta vrednost iz 1,436 naraste na 2,915) ne pomeni manjše potresne odpornosti. Za potres v  $Y$  smeri je vrednost  $SRC$  enaka 0,539, kar že skoraj zadošča izračunani vrednosti  $BSC$ , ki znaša 0,575. Duktilnost zgradbe ustreza v obeh primerih.

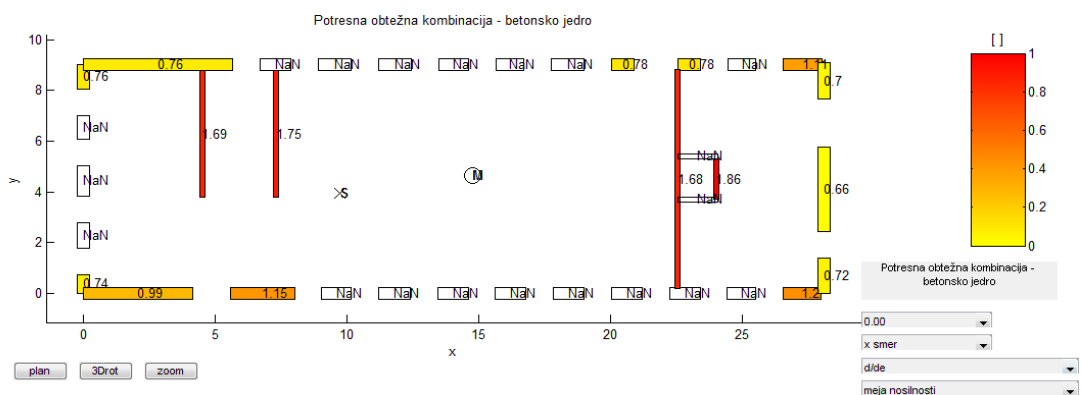
**Stanje posameznih zidov v treh ključnih fazah za obe smeri vzbujanja potresa:**



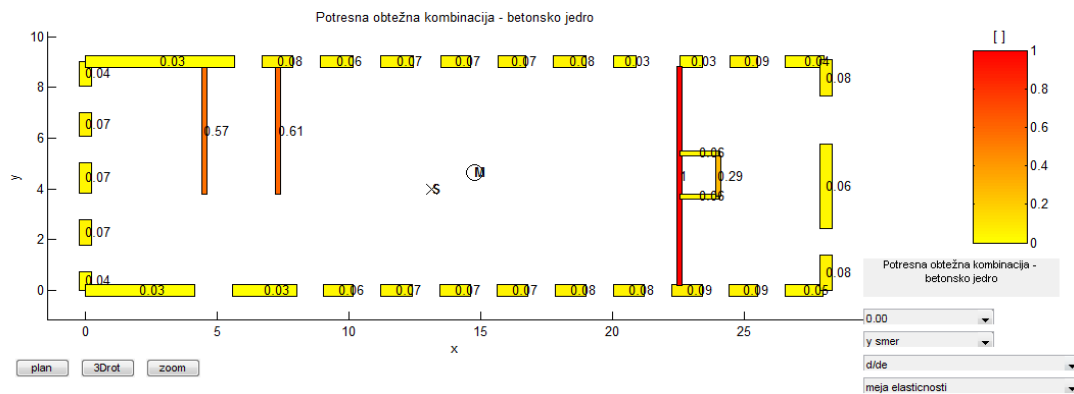
Slika 45: stanje posameznih zidov na meji elastičnosti :  $d/d_e$ , smer X



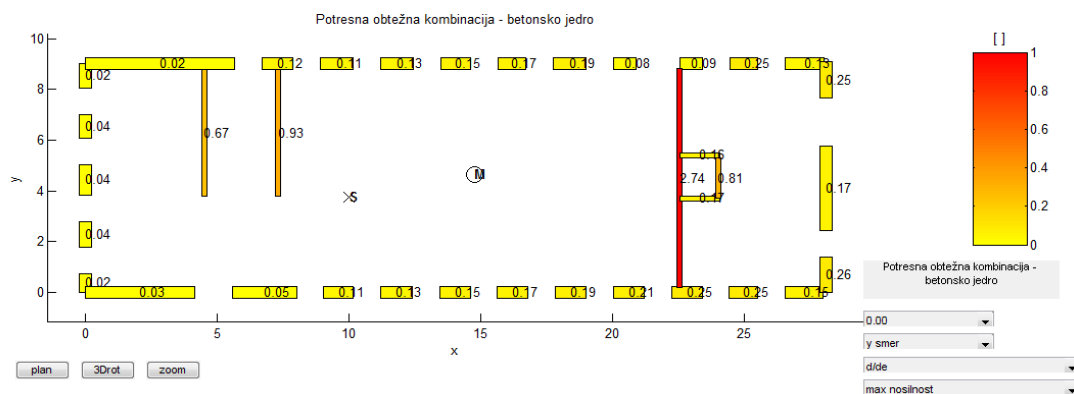
Slika 46: stanje posameznih zidov pri maksimalni nosilnosti:  $d/d_e$ , smer X



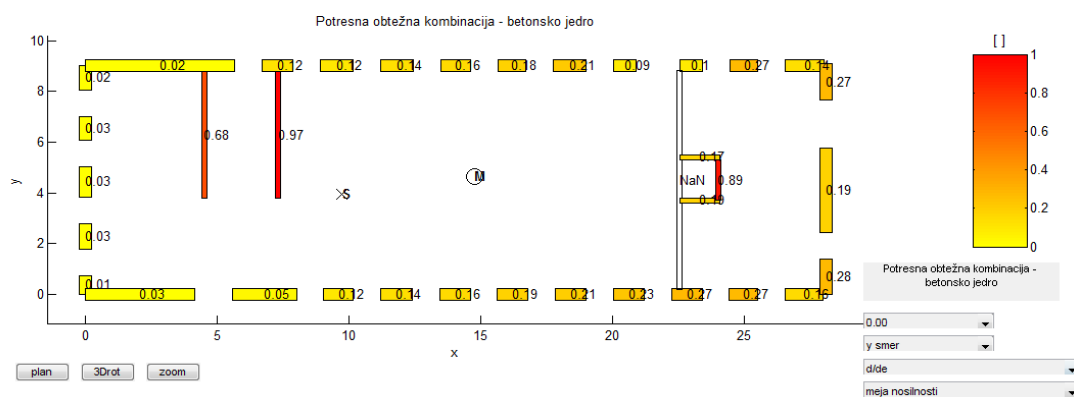
Slika 47: stanje posameznih zidov pri mejni nosilnosti :  $d/d_e$ , smer X



Slika 48: stanje posameznih zidov na meji elastičnosti :  $d/d_e$ , smer Y



Slika 49: stanje posameznih zidov pri maksimalni nosilnosti:  $d/d_e$ , smer Y



Slika 50: stanje posameznih zidov pri mejni nosilnosti :  $d/d_e$ , smer Y

Vidimo, da se stanje na meji elastičnosti (sliki 45 in 48) zaradi ojačanih notranjih zidov bistveno spremeni. Prvi mejo elastičnosti v smeri  $X$  doseže dodani armiranobetonski element št. 36, v  $Y$  smeri pa dodani element št. 33. Notranje ojačanje v tem stanju vpliva tudi na ostale elemente, saj vidimo, da imajo večinoma še veliko »rezerve« preden dosežejo mejo elastičnosti. Opazna je razlika pri potresni obtežbi v smeri  $Y$ , saj nosilnost konstrukcije na meji elastičnosti naraste iz 0,70 MN na 1,58 MN.

Tudi v stanju maksimalne nosilnosti (sliki 46 in 49) nam ojačanje konstrukcije izboljša nosilnost predvsem za potresno obtežbo iz  $Y$  smeri. Maksimalna nosilnost za to smer iz 0,91 MN naraste na 1,94 MN. V  $X$  smeri potresa je v stanju maksimalne nosilnosti porušenih 5 elementov. Pri mejni nosilnosti je v primeru potresa v  $X$  smeri porušenih kar 20 elementov, v  $Y$  smeri pa le betonski element št. 33, kar je glede na tolikšno togost povsem logično.

### 6.5.3 Primerjava rezultatov dobljenih s programoma Sremb in 3Muri

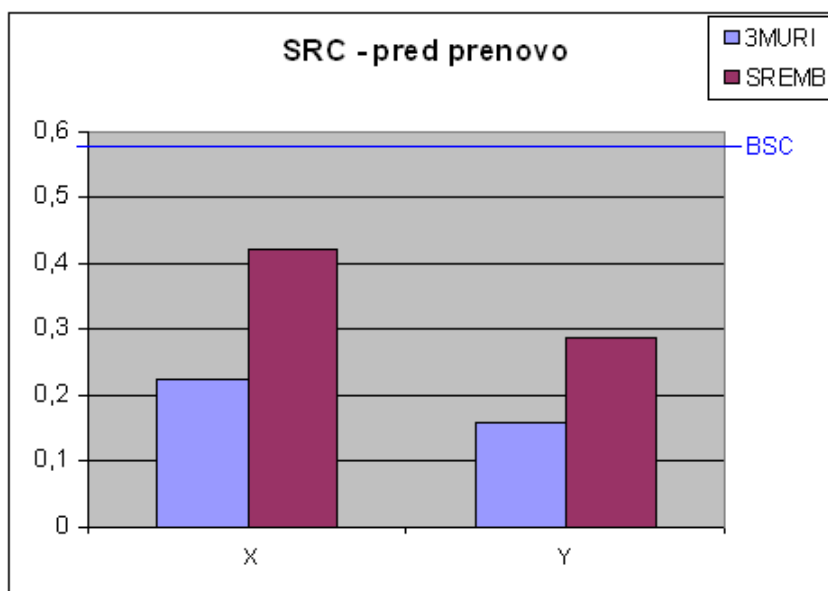
V obravnavanem primeru nam potresni analizi navedenih programov podata dokaj različne rezultate. S programom Sremb so vse analize opravljene za dve smeri vzbujanja potresa ( $X$  in  $Y$ ), s programom 3Muri pa za štiri smeri ( $+X$ ,  $-X$ ,  $+Y$  in  $-Y$ ). Za primerjavo med obema programoma smo za  $X$  smer izbrali merodajno vrednost, to je tista, ki nam da bolj kritične rezultate, za  $Y$  pa negativno smer  $-Y$ , saj zaradi prekladnih zidov v notranjosti zgradbe pozitivna smer ne poda realnih vrednosti.

Analiza s programom 3Muri potrdi ugotovitev analize s Srembom, da je potresna odpornost objekta pred prenovno večja v smeri  $X$ , po prenovi pa v smeri  $Y$ . Razlog za spremembo je v tem, da objektu dodamo nosilne armiranobetonske elemente predvsem v  $Y$  smeri, v  $X$  smeri se tloris ne spremeni bistveno.

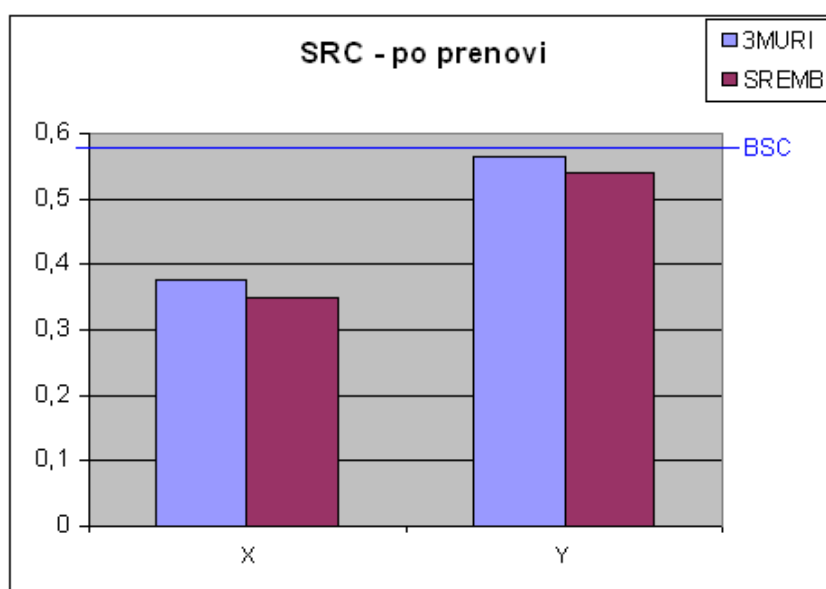
Razlogi za precejšnja odstopanja med vrednostmi koeficientov potresne odpornosti SRC izračunanih z obema programoma najverjetneje izhajajo iz ozadja samega delovanja programov. Ena osnovnih predpostavk Sremba je, da so zidovi vpeti poleg stropne plošče tudi v prekladni in parapetni del stene, 3Muri pa te predpostavlja kot deformabilne. Iz tega sledi, da je pri Srembu upoštevano boljše sodelovanje zidov pri prevzemu potresne obtežbe in posledično izračuna višje vrednosti nosilnosti. Prav tako Sremb pri računu nosilnosti



posameznih zidov upošteva prispevek upogibne nosilnosti izven ravnine zidu, 3Muri pa sledi Evrokodom in tega zanemarja.

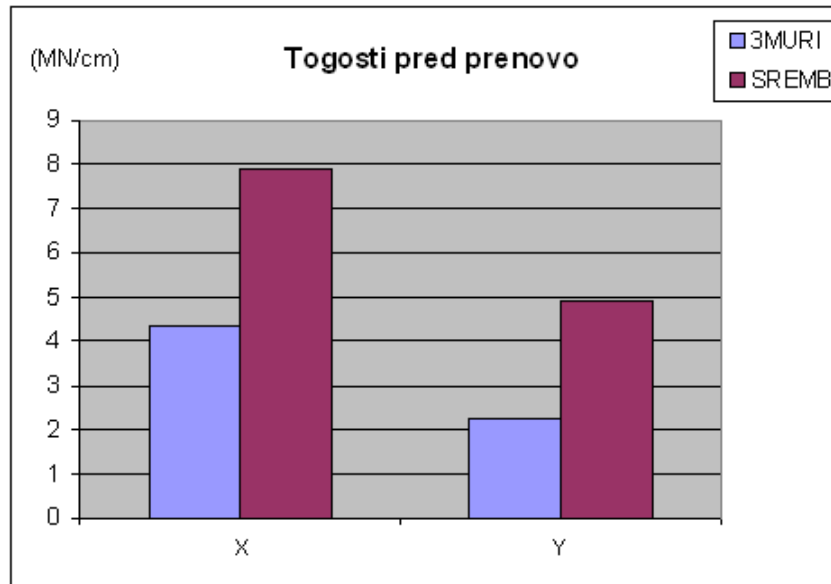


Grafikon 1: Primerjava vrednosti SRC iz Sremb-a in 3Muri-a za primer pred prenovo

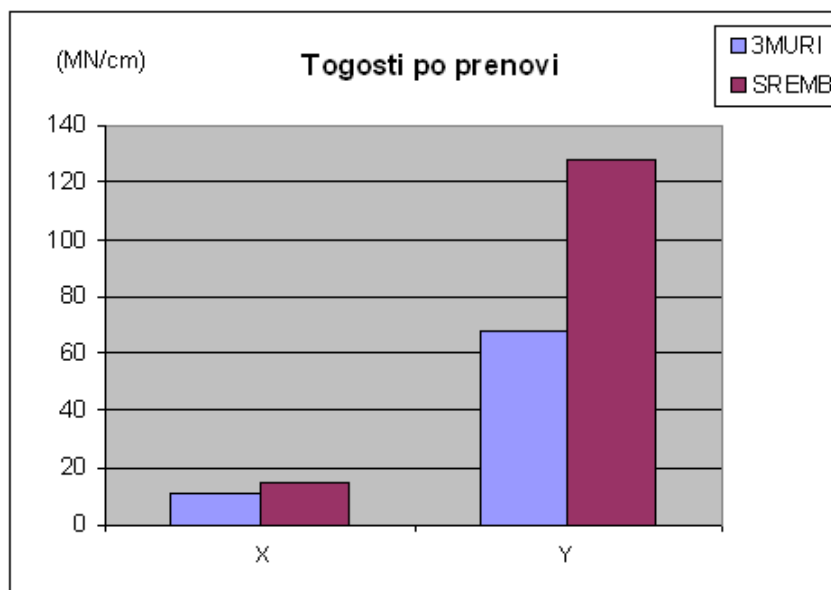


Grafikon 2: Primerjava vrednosti SRC iz Sremb-a in 3Muri-a za primer po prenovi

Jasno je, da se s prenovo poveča tudi togost konstrukcije. Povečanje togosti je posledica dodanih betonskih elementov, kar jasno prikaže grafikon 4.



Grafikon 3: Primerjava togosti za primer pred prenovo



Grafikon 4: Primerjava togosti za primer pred prenovo

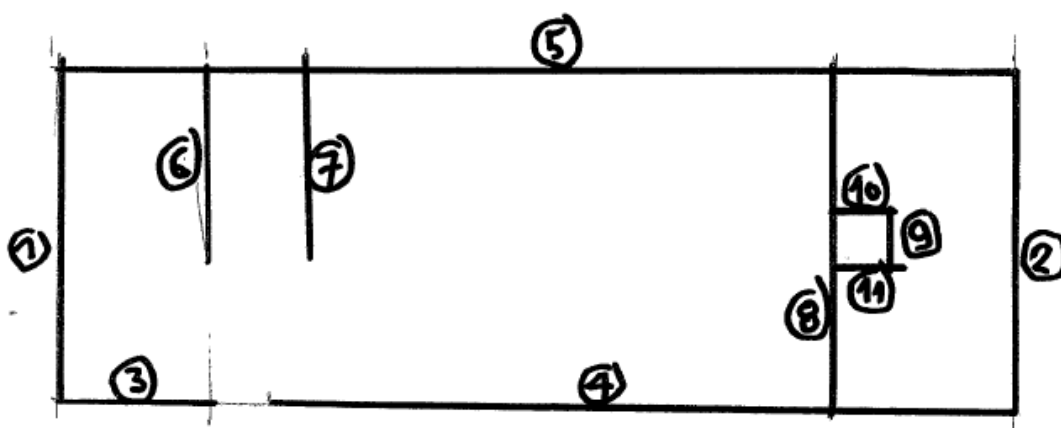
Glede na to, da je v X smeri dodanih le 14 odstotkov vseh betonskih elementov, ostali so dodani v Y smeri, je jasno, da je togost po prenovi v tej smeri tako velika. Togosti izračunane

s Sremb-om so v vseh primerih večje od izračunanih s pomočjo programa 3Muri, kar je zaradi osnovnih predpostavk delovanja programa Sremb povsem logično.

S primerjavo programov ugotovimo tudi, da so duktilnosti v splošnem vedno nekoliko višje pri programu 3Muri, ker upošteva deformacije vseh etaž in tudi parapetnih zidov in prekladnih delov, Sremb pa upošteva, da se deformirajo le slopi kritične etaže. Na mejne pospeške vpliva kombinacija obojega, duktilnosti in nosilnosti. Mejni pospeški izračunani s programom 3Muri so predvidoma večji predvsem zaradi večje duktilnosti. 3Muri potrdi tudi dejstvo, da se s prenovo zmanjšajo pomiki, saj konstrukcija postane bolj toga in obenem manj duktilna.

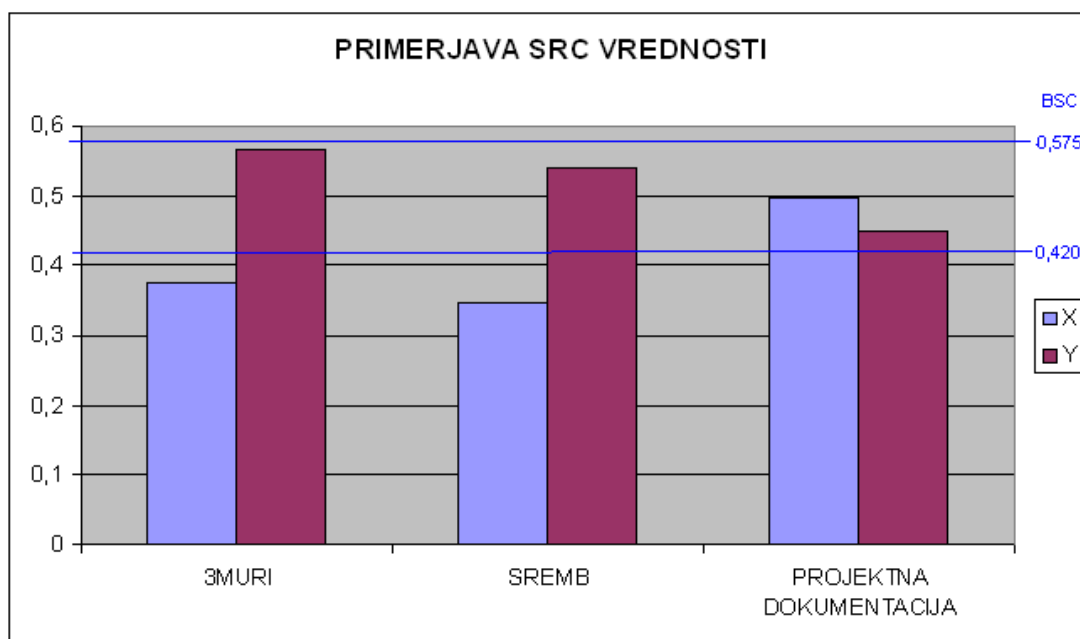
#### 6.5.4 Primerjava izračunanih rezultatov z rezultati iz projektne dokumentacije

Za seizmično analizo prenovljenega objekta je projektant v projektni dokumentaciji (vir) močno poenostavil model konstrukcije, kar prikazuje spodnja slika.



Slika 51: Model konstrukcije iz projektne dokumentacije

Neustrezno je podano število elementov objekta, saj projektant upošteva le vhodna vrata, zanemari pa kar 24 odprtín, od tega 23 oken in stranski vhod. Glede na to, da so med potresno obtežbo najbolj ogroženi ravno medokenski elementi, je jasno, da se rezultati analize s tako poenostavljenim modelom močno razlikujejo od tistih dobljenih ob upoštevanju dejanske konstrukcije. Tudi vrednosti materialnih karakteristik kot sta strižni in elastični modul zidovja ter tlačna trdnost vgrajene opeke so v projektni dokumentaciji vprašljive in po vsej verjetnosti prilagojene želenim rezultatom. Preiskave zidovja, s katerimi bi te karakteristike določili, za obravnavani objekt niso bile opravljene.



Grafikon 5: Primerjava SRC vrednosti objekta po prenovi

Tudi koeficient potresne odpornosti  $BSC_u$  (0,420) v projektni dokumentaciji ni določen skladno z določili Evrokoda 8. Za faktor pomembnosti objekta  $\gamma_I$  je vzeta kar vrednost 1,0, kljub temu, da gre za muzej ( $\gamma_I=1,2$ ), prav tako je vrednost parametra tal  $S$  v projektni dokumentaciji 1,0, čeprav objekt stoji na tleh tipa C in bi ta vrednost morala biti 1,15.

Tako je izračunana potresna odpornost obravnavanega objekta zadostna in kriterij  $SRC_u \geq BSC_u$  je izpolnjen za obe analizirane smeri konstrukcije.

## 7 ZAKLJUČEK

Nekoč značilna strnjena mestna jedra so postala kulturni spomenik vsakega mesta, v njem pa prevladujejo zidane stavbe. Pri teh najpogosteje prihaja do poškodb in celo poružitve zaradi potresnih vplivov. Take zgradbe so potresno najbolj ranljive, vzroki za to pa so slabi materiali, neustrezna zasnova in način razporeditve nosilnih sten po tlorisu in višini ter povezava med nosilnimi zidovi in izvedba detajlov. Eno takih zgradb in njeno revitalizacijo sem preučevala v diplomski nalogi.

Ob rekonstrukciji zidanega objekta moramo le-temu z utrditvenimi ukrepi zagotoviti ustrezno nosilnost in stabilnost ter potresno odpornost skladno s predpisi in aktualnimi dognanji stroke. Potresna analiza stanja objekta v obstoječem in prenovljenem stanju je v nalogi narejena s pomočjo dveh programov. Oba potrdita, da potresna odpornost obstoječega objekta nikakor ne zadošča današnjim predpisom. Program Sremb, ki deluje le delno v skladu z EC 8 nam izračuna koeficienta strižne odpornosti  $SRC_u = 0,419$  v  $X$  smeri in  $SRC_u = 0,287$  v  $Y$  smeri, kar še zdaleč ne dosega zahtevane projektne vrednosti  $BSC_u = 0,575$ . Tudi 3Muri potrди, da obstoječa konstrukcija ni potresno varna, predvsem v  $Y$  smeri. 3Muri omogoča hitro in enostavno podajanje elementov, upoštevanje podajnih stropov ter pregleden prikaz stopnje poškodovanosti, zato sem za vmesno analizo preverila, kako na potresno odpornost vpliva le menjava lesenega stropa z betonskim. Ugotovila sem, da z omenjenim sanacijskim ukrepom že nekoliko izboljšamo stanje, vsekakor pa k porastu potresne odpornosti najbolj pripomorejo dodane notranje armiranobetonske stene. Izboljšanje potrди tudi analiza s Srembom, vseeno pa z upoštevanjem vseh zahtev Evrokoda konstrukcija v prenovljenem stanju še ne doseže zadostne potresne odpornosti. Koeficienta  $SRC_u$  za smeri  $X$  in  $Y$  v prenovljenem stanju dosejata vrednosti  $0,349$  in  $0,539$ .

V nasprotju s tem pa analiza prenovljenega objekta v projektni dokumentaciji narejena s programom Sremb potrди zadostno potresno odpornost konstrukcije v obeh računanih smereh potresa. Že sam koeficient potresne odpornosti  $BSC_u$  ni določen skladno z določili Evrokoda, prav tako je močno poenostavljen model obravnavane konstrukcije. Tako koeficient  $BSC_u$  v projektni dokumentaciji znaša  $0,420$ ,  $SRC_u$  pa  $0,496$  za smer  $X$  in  $0,450$  za smer  $Y$ .

3Muri omogoča enostavno izvedbo potresne analize tako za obstoječe, kot nove zidane konstrukcije ter nazorno prikaže šibke točke in na ta način omogoča optimalno utrditev

objekta pri rekonstrukciji. Program omogoča globalno analizo celotne konstrukcije in ne le njene kritične etaže. Po vsej verjetnosti bo z še nekaj raziskovalnega dela uspel nadomestiti program Srebn, ki je zaenkrat pri nas še najpogosteje uporabljen program pri projektiranju zidanih konstrukcij.

## 8 VIRI IN LITERATURA

Kržan M. 2008. Parametrična analiza potresne odpornosti Kolizeja v Ljubljani. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 95 str.

Ordinance of the Prime Minister. General Criteria for Seismic Classification of National Territory and Technical Guidelines for Structures in Seismic Zones. 2004. OPCM 3431, Rome

Snoj J. 2009. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe s programom 3Muri. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 82 str.

S.T.A. Data.2009. 3Muri v4.0x User manual. 2009

[http://www.3muri.com/3muri/documenti/3muri4.0\\_User\\_Manual.pdf](http://www.3muri.com/3muri/documenti/3muri4.0_User_Manual.pdf)

S.T.A. Data.2009. 3Muri v4.0x General description. 2009.

<http://www.3muri.com/3muri/documenti/3MuriGeneralDescription.pdf>

S.T.A. Data.2009. Non-linear Seismic Analysis of Masonary Buildings. 2009.

[http://13wcee\\_Vancouver\\_843\\_NonLinear\\_SismicAnalisiss.pdf](http://13wcee_Vancouver_843_NonLinear_SismicAnalisiss.pdf)

Tomažević, M., 1987. Zidane zgradbe na potresnih območjih. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo.

Tomažević, M., 2007. Protipotresna utrditev in preprojektiranje: primeri zidanih stavb, 1., 2. in 3. del. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

PGD – Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja, marec 2010, Objekt št. 1 v območju Tobačna Mesto – Tobačni muzej, št. načrta:136/10 – A, 1 Arhitektura. DIA d.o.o., Ljubljana.

PGD – Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja, marec 2010, Objekt št. 1 v območju Tobačna Mesto – Tobačni muzej, št. načrta:136/10 – K, 3/1 Načrt gradbene konstrukcije. DIA d.o.o., Ljubljana.

Zakon o varstvu kulturne dediščine (ZVKD), 2011

<http://predpisi.sviz.si/kultura/posebnidel/1.html>, 15.4.2011

Stanek, U. 2011. Revitalizacija in ocena potresne odpornosti muzeja Tobačna v Ljubljani. Dipl. naloga – VSS. Ljubljana, UL FGG, Oddelek za gradbeništvo, Operativno gradbeništvo.

---

SIST EN 1996-1-1: 2006, Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje. Ljubljana, Slovesni 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, Slovesni inštitut za standardizacijo: 229 str.

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

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