

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Siebenreich, N., 2015. Ocena potresne odpornosti stavbe UL FGG na Hajdrihovi ulici s programoma 3Muri in SAP2000. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bosiljkov, V., somentor Antolinc, D.): 163 str.

Datum arhiviranja: 07-09-2015

University  
of Ljubljana

Faculty of  
*Civil and Geodetic  
Engineering*



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

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

This is original version of final thesis.

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

Siebenreich, N., 2015. Ocena potresne odpornosti stavbe UL FGG na Hajdrihovi ulici s programoma 3Muri in SAP2000. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bosiljkov, V., co-supervisor Antolinc, D.): 163 p.

Archiving Date: 07-09-2015

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*

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



UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI  
PROGRAM GRADBENIŠTVO  
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidatka:

**NEVA SIEBENREICH**

**OCENA POTRESNE ODPORNOSTI STAVBE UL FGG  
NA HAJDRIHOVI ULICI S PROGRAMOMA 3MURI IN  
SAP2000**

Diplomska naloga št.: 3447/KS

**SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF THE UL  
FGG BUILDING ON HAJDRIHOVA ST. BY COMPUTER  
PROGRAMS 3MURI AND SAP2000**

Graduation thesis No.: 3447/KS

**Mentor:**  
izr. prof. dr. Vlatko Bosiljkov

**Predsednik komisije:**  
izr. prof. dr. Janko Logar

**Somentor:**  
asist. dr. David Antolinc

Ljubljana, 03. 09. 2015

## **STRAN ZA POPRAVKE**

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

»Ta stran je namenoma prazna.«

## **IZJAVE**

Podpisana Neva Siebenreich izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom »Ocena potresne odpornosti stavbe UL FGG na Hajdrihovi ulici s programoma 3Muri in SAP2000«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 20. 8. 2015

Neva Siebenreich

»Ta stran je namenoma prazna.«

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

<b>UDK:</b>	<b>624.042.7(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Neva Siebenreich</b>
<b>Mentor:</b>	<b>izr. prof. dr. Vlatko Bosiljkov</b>
<b>Somentor:</b>	<b>asist. dr. David Antolinc</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Ocena potresne odpornosti stavbe UL FGG na Hajdrihovi ulici s programoma 3Muri in SAP2000</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>diplomska naloga – univerzitetni študij</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>163 str., 60 preg., 133 sl., 56 en.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>zidana konstrukcija, kulturna dediščina, mehanske lastnosti zidovja, nelinearna statična »pushover« analiza, program 3Muri, program SAP2000, N2 metoda, ocena potresne odpornosti</b>

### **Izvleček**

V diplomski nalogi je bila izdelana ocena potresne odpornosti institutskega trakta stavbe UL FGG na Hajdrihovi ulici v Ljubljani s programoma 3Muri in SAP2000. V začetnem poglavju obravnavamo obnašanje zidanih konstrukcij med potresom in možne porušne mehanizme. Sledita opis določil Evrokoda 8-3, ki obravnava področje ocenjevanja obnašanja obstoječih stavb med potresi, ter opis postopka preverjanja potresne odpornosti zidov. V nadaljevanju je opisana poenostavljena nelinearna N2 metoda. V praktičnem delu naloge je predstavljen obravnavan objekt. Za dosego čim bolj primerljivih rezultatov modelov v obeh programih smo se z modeliranjem v SAP-u želeli čim bolj približati modelu v 3Muriju. Analiza lastnega nihanja je bila preverjena na treh modelih – modelu v 3Muriju, linijskem modelu v SAP-u ter ploskovnem modelu v SAP-u. Pri primerjavi nihajnih časov se je izkazalo, da modela v SAP-u dosežeta zgolj 67–96 % nihajnih časov modela v 3Muriju. Razlike smo pripisali različnemu podajanju masnih vztrajnostnih momentov, da bi njihov vpliv preverili, pa smo izvedli parametrično analizo. Izkaže se, da bi primerljive rezultate obeh programov dosegli s povečanjem masnih momentov v SAP-u na 220 % njihove začetne vrednosti, česar pa s fizikalno utemeljenim argumentom ne moremo upravičiti. Rezultati obenem kažejo, da sta modela v SAP-u med seboj bolj primerljiva, kot sta primerljiva posamezen model v SAP-u in model v 3Muriju. To smo pripisali uporabi različnih metod izračuna – SAP uporablja metodo FEM, 3Muri pa metodo FME. Da bi v čim večji meri eliminirali razlike med modeloma v različnih programih, smo kontrolo enakosti delovanja programov izvedli še na primeru enostavne konstrukcije brez odprtin. Izkaže se, da odstopanja res niso posledica različno definiranih elementov konstrukcije v obeh programih, zato se zdi pripis razlik različnim metodam izračuna smiseln. V nadaljevanju smo z obema programoma izvedli še nelinearno statično »pushover« analizo, pri čemer smo v SAP-u materialno nelinearnost zajeli z uvedbo plastičnih členkov. Ponovno se izkaže, da modela v različnih programih ne izkazujejo primerljivih rezultatov.

»Ta stran je namenoma prazna.«



---

## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION WITH ABSTRACT**

**UDC:** 624.042.7(043.2)  
**Author:** Neva Siebenreich  
**Supervisor:** Assoc. Prof. Vlatko Bosiljkov, Ph.D.  
**Cosupervisor:** Asist. David Antolinc, Ph.D.  
**Title:** Seismic performance assessment of the UL FGG building on Hajdrihova st. by computer programs 3Muri and SAP2000  
**Document type:** Graduation Thesis – University studies  
**Scope and tools:** 163 p., 60 tab., 133 fig., 56 eq.  
**Keywords:** masonry building, cultural heritage, mechanical properties of masonry, nonlinear static analysis, computer programs 3Muri and SAP2000, N2 method, seismic performance assessment

### **Abstract**

In this thesis, the seismic performance assessment of the UL FGG building on Hajdrihova st. was investigated by 3Muri and SAP2000 software. In the first chapter the behaviour of masonry buildings under seismic actions are presented with an emphasis on failure mechanisms of structural components. Then follow the provisions of the Eurocode 8-3 standard, which deals with seismic assessment of existing buildings. Further on, the simplified N2 method based on non-linear static (pushover) analysis is introduced. In the practical part of the thesis the UL FGG building is presented. To achieve similar results in both programs we tried to make the model in SAP similar to 3Muri model as much as possible. Eigenvalue analysis was performed on three models – the 3Muri model, the SAP frame model and the SAP shell model. A comparison of natural periods has shown 4 % to 33 % smaller values for SAP models. The reason for differences could be in different mass moments of inertia. To check the influence of MMI, parametric analysis was performed. Results of the analysis have shown the need for enhancement of the SAP model MMI to 220 % of its original value, but this kind of adjustment cannot be physically explained. Analysis also shows that the results for two SAP models are much closer in comparison to each other than the results of any SAP model in comparison to the 3Muri model. This could be the result of different analysis methods – 3Muri using FME and SAP using FEM. In an attempt to eliminate the differences between models in both programs, a simpler model was analyzed. It turns out, the differences between models are not a consequence of the definition of structural components. More likely the difference is caused by not considering the same analysis method. Further on, the non-linear static analysis in both programs was investigated. Non-linear behaviour of the material in SAP model was modeled by defining the plastic hinges into elements of the/an equivalent frame. Again it turned out, the results of SAP and 3Muri models were far from similar.

»Ta stran je namenoma prazna.«

## ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju *izr. prof. dr. Vlatku Bosiljkovu* in somentorju *asist. dr. Davidu Antolincu* za njuno strokovno usmerjanje, nasvete, potrpežljivost in ves porabljen čas. Hvala tudi za njuno dobro voljo, s katero je bilo delo lažje in prijetnejše. Posebna zahvala gre *izr. prof. dr. Violeti Bokan-Bosiljkov* – »ni vse tako tehnično kot se zdi« so namreč tiste njene besede, ki so me pripeljale k obravnavi teme diplomske naloge, ki je narekovala sprehod skozi zaprašene police arhivov in brisanje prahu iz arhitekturne zapuščine iz sredine 20. st.

Zahvaljujem se tudi *uslužbencem Arhiva RS*, ki so me v množici arhivskih vodnikov, popisov, inventarjev in drugih pripomočkov napotili k pregledu ravno tistega arhivskega popisa, ki me je pripeljal do iskanega gradiva.

Posebna zahvala gre *staršem* za vso pomoč in tople besede, ki so vedno našle pravo mesto, *Niki* in *Mateju* za vso podporo, razumevanje in potrpežljivost, ter *Eriku*, ki me je vseskozi tekom študija in pri pisanju diplome spodbujal in mi pomagal povsod, kjer je lahko.

Nenazadnje hvala tudi vsem *prijateljem*, ki so mi tekom študija stali ob strani, me motivirali in poskrbeli, da so bila študijska leta še toliko lepša.

»Ta stran je namenoma prazna.«

## KAZALO VSEBINE

IZJAVE .....	III
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK .....	V
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION WITH ABSTRACT .....	VII
ZAHVALA .....	IX
<b>1 UVOD.....</b>	<b>1</b>
<b>2 ZIDANE KONSTRUKCIJE IN PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI ZIDOV.....</b>	<b>3</b>
<b>2.1 Obnašanje zidanih konstrukcij med potresi in mehanizmi porušitve zidu.....</b>	<b>3</b>
<b>2.2 Vrednotenje stanja zgodovinskega objekta.....</b>	<b>6</b>
<b>2.3 Ravni poznavanja konstrukcije .....</b>	<b>7</b>
<b>2.4 Mejna stanja in kriteriji za oceno globalne kapacitete obstoječih stavb .....</b>	<b>9</b>
<b>2.5 Mejne deformacije nearmiranih zidov .....</b>	<b>11</b>
<b>2.6 Preverjanje potresne odpornosti zidov.....</b>	<b>12</b>
2.6.1 Upogibna nosilnost medokenskih slopov .....	12
2.6.2 Strižna nosilnost medokenskih slopov .....	14
2.6.3 Nosilnost prekladnih delov zidov.....	17
<b>3 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI KONSTRUKCIJ S POENOSTAVLJENO NELINEARNO ANALIZO .....</b>	<b>21</b>
<b>3.1 Povzetek N2 metode.....</b>	<b>21</b>
<b>3.2 Potek analize po korakih.....</b>	<b>22</b>
3.2.1 Podatki .....	22
3.2.2 Nelinearna statična («pushover») analiza.....	22
3.2.3 Določitev ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo.....	24
3.2.4 Idealizacija odnosa med silo in pomikom.....	25
3.2.5 Določitev diagrama kapacitete.....	26
3.2.6 Potresna obtežba v AD formatu.....	26
3.2.7 Potresna obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema.....	28
3.2.8 Globalne potresne obremenitve MDOF sistema .....	29
3.2.9 Ocena obnašanja .....	29

<b>4 STAVBA UL FGG NA HAJDRIHOVI ULICI .....</b>	<b>31</b>
<b>4.1 Opis objekta in lokacije.....</b>	<b>31</b>
4.1.1 Lokacija .....	31
4.1.2 Zgodovinski opis objekta .....	32
4.1.3 Vodogradbeni inštitut zapisan v zgodovino slovenske arhitekture.....	33
4.1.4 Iskanje projektne dokumentacije Vodogradbenega inštituta .....	34
4.1.5 Zasnova konstrukcije.....	37
<b>4.2 Stanje objekta .....</b>	<b>41</b>
4.2.1 Nosilna konstrukcija.....	41
4.2.2 Material .....	46
4.2.3 Opis dosedanjih sanacijskih in utrditvenih ukrepov .....	48
<b>4.3 Vplivi na konstrukcijo .....</b>	<b>49</b>
4.3.1 Stalni vplivi .....	49
4.3.2 Spremenljivi vplivi .....	51
4.3.3 Potresna obtežba .....	52
<b>5 RAČUNSKA POTRESNA ANALIZA STAVBE UL FGG NA HAJDRIHOVI ULICI .....</b>	<b>57</b>
<b>5.1 Splošno o programih .....</b>	<b>57</b>
5.1.1 3Muri .....	57
5.1.2 SAP2000 .....	60
<b>5.2 Računski model obravnavane konstrukcije .....</b>	<b>61</b>
5.2.1 Modeliranje institutskega trakta s programom 3Muri.....	62
5.2.2 Modeliranje institutskega trakta s programom SAP2000.....	71
<b>5.3 Analiza lastnega nihanja (elastična analiza).....</b>	<b>97</b>
<b>5.4 Nelinearna analiza .....</b>	<b>109</b>
5.4.1 Primerjava potresne odpornosti zidov po EC8-3 in po OPCM 3431 .....	110
5.4.2 Model za nelinearno analizo v SAP-u .....	111
5.4.3 Nelinearna statična (»pushover«) analiza modela v SAP-u .....	124
5.4.4 Nelinearna statična (»pushover«) analiza modela v 3Muriju .....	133
5.4.5 Primerjava rezultatov obeh programov .....	145
<b>6 ZAKLJUČEK.....</b>	<b>153</b>
<b>VIRI.....</b>	<b>157</b>
<b>PRILOGE .....</b>	<b>163</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Ugotovitve pregleda sond na zidovih ("Poročilo", 2007). .....	43
Preglednica 2: Sestava stropov na označenih mestih pregleda ("Poročilo", 2007). .....	45
Preglednica 3: Izbrane materialne karakteristike zidovja obravnavane konstrukcije (Tomaževič, 1987). .....	47
Preglednica 4: Izbrane materialne karakteristike betona C20/25 za nosilce. ....	48
Preglednica 5: Stalna obtežba strešne konstrukcije. ....	50
Preglednica 6: Koristne obtežbe stropnih plošč Vodnogospodarskega inštituta. ....	51
Preglednica 7: Različna modela v 3Muriju za analizo upoštevanja razpokanosti v 3Muriju. ....	64
Preglednica 8: Materialne karakteristike zidovja obravnavane konstrukcije z upoštevanjem razpokanosti in faktorja zaupanja. ....	67
Preglednica 9: Materialne karakteristike betona obravnane konstrukcije z upoštevanjem razpokanosti in faktorja zaupanja. ....	67
Preglednica 10: Definicija mreže ( <i>Define Grid System Data</i> ). ....	71
Preglednica 11: Prikaz debelin (t) in širin (D) zidov. ....	73
Preglednica 12: Karakteristike nad. prerezov PY11, PY21 in prerezov PY11_T, PY21_T ter redukcijski faktorji. ....	74
Preglednica 13: Prikaz debelin (t) in višin (D) preklad. ....	75
Preglednica 14: Prestavitev osi prekladnih oz. parapetnih elementov $\Delta$ . ....	77
Preglednica 15: Togi odseki zidov. ....	79
Preglednica 16: Primerjava ekvivalentnih okvirjev sten. ....	81
Preglednica 17: Lastna teža zidov. ....	83
Preglednica 18: Lastna teža preklad. ....	84
Preglednica 19: Obtežba preklad in nosilcev zaradi lastne teže plošče. ....	86
Preglednica 20: Obtežba preklad in nosilcev zaradi spremenljive obtežbe plošče. ....	88
Preglednica 21: Upoštevana površina sten v pritličju za izračun mas. ....	90
Preglednica 22: Upoštevana površina sten v prvi etaži za izračun mas. ....	91
Preglednica 23: Upoštevana površina sten v drugi etaži za izračun mas. ....	91
Preglednica 24: Izračun mas po posameznih etažah. ....	91
Preglednica 25: Mase, koordinate CM etaž, masni vztrajnostni polmerji plošč in masni vztrajnostni momenti posameznih etaž, kot smo jih podali v SAP-u. ....	92
Preglednica 26: Prikaz izračuna masnih vztrajnostnih momentov zidov v pritličju obravnavanega objekta. .....	93
Preglednica 27: Mase sten, preklad in plošč v posameznih etažah ter pripadajoči masni vztrajnostni momenti. ....	94
Preglednica 28: Mase, masni vztrajnostni polmerji plošč in masni momenti plošč, kot smo jih podali v SAP-u. ....	96
Preglednica 29: Rezultati modalne analize za vse 3 modele pri nerazpokanem prerezu. ....	97

---

Preglednica 30: Faktorji povečanja izhodiščnih masnih vztrajnostnih momentov in njihovi pripadajoči $m\varphi$ -ji.....	99
Preglednica 31: Rezultati modalne analize za model v 3Muriju ter za linijska modela v SAPu pri $k=2,2$ in $k=1$ .....	101
Preglednica 32: Mase, koordinate masnega središča etaž, masni vztrajnostni polmerji plošč, mase sten in plošč po posameznih etažah ter njihovi pripadajoči masni momenti, v zadnjem stolpcu pa celotni $m_{\varphi}$ etaž. ....	103
Preglednica 33: Rezultati modalne analize za oba modela pri nerazpokanem prerezu. ....	105
Preglednica 34: Rezultati modalne analize za vse 3 modele pri razpokanem prerezu.....	108
Preglednica 35: Enačbe za izračun nosilnosti plastičnih členkov. ....	112
Preglednica 36: Izračun upogibne nosilnosti zidov stene SY3 z enačbo po 3Muriju ( $M_u$ ) in po EC8 ( $M_f$ ). .....	113
Preglednica 37: Izračun strižne nosilnosti zidov $V_{u,f}$ , ki se navezuje na diagonalne razpoke, za steno SY3. ....	114
Preglednica 38: Izračun strižne nosilnosti zidov $V_{u,s}$ , ki se navezuje na zdrs, za steno SY3. ....	115
Preglednica 39: Izračun nosilnosti prekladnih delov zidov za steno SY3. ....	117
Preglednica 40: Lastnosti plastičnih členkov stene SY1. ....	119
Preglednica 41: Lastnosti plastičnih členkov stene SY2. ....	119
Preglednica 42: Lastnosti plastičnih členkov stene SY3. ....	120
Preglednica 43: Lastnosti plastičnih členkov stene SX1 in SX2. ....	120
Preglednica 44: Določitev horizontalnih sil v X smeri za modalno in enakomerno porazdelitev obtežbe. .....	122
Preglednica 45: Določitev horizontalnih sil v Y smeri za modalno in enakomerno porazdelitev obtežbe. .....	122
Preglednica 46: Masa SDOF sistema in transformacijski faktor $\Gamma$ za obe porazdelitvi obtežbe v X smeri. .....	126
Preglednica 47: Masa SDOF sistema in transformacijski faktor $\Gamma$ za obe porazdelitvi obtežbe v Y smeri. .....	126
Preglednica 48: Krivulja kapacitete za enakomerno porazdelitev v X smeri in prikaz njene določitve (desno).....	128
Preglednica 49: Tabela parametrov, določenih po N2 metodi. ....	130
Preglednica 50: Kriteriji za določitev merodajne analize. ....	132
Preglednica 51: Rezultati nelinearne statične analize modela v 3Muriju. ....	135
Preglednica 52: Prikaz poškodovanosti posameznih sten v 30. koraku analize za potres v X smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe.....	137
Preglednica 53: Prikaz poškodovanosti posameznih sten od 58. do 61. koraka analize za potres v X smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe. ....	138
Preglednica 54: Prikaz poškodovanosti posameznih sten v zadnjem, 85. koraku analize za potres v X smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe. ....	139
Preglednica 55: Prikaz poškodovanosti stene 2 v zadnjem koraku analize pri potresu v X smeri za enakomerno in modalno porazdelitev obtežbe.....	141
Preglednica 56: Prikaz poškodovanosti stene 5 po korakih analize za potres v Y smeri pri modalni porazdelitvi.....	144



Preglednica 57: Kriterija za določitev merodajne analize. ....	145
Preglednica 58: Rezultati nelinearne statične analize modelov v 3Muriju z upoštevanjem diagonalnih razpok (levo) in z upoštevanjem zdrsa (desno). ....	146
Preglednica 59: Rezultati nelinearne statične analize modela v SAP-u in modela v 3Muriju. ....	148
Preglednica 60: Kriterija za določitev merodajne analize. ....	150

## KAZALO SLIK

Slika 1: L'Aquila, april 2009: Po potresu prizadete zidane stavbe (Tomažević, 2009b).	3
Slika 2: Porazdelitev konstrukcijskih zidov v tlorisu – ustrezno (levo) in neustrezno (desno).	4
Slika 3: Mehanizem nihanja zidov med potresom pri nepovezanem zidovju (levo) in zidovju, povezanem s togo AB ploščo (desno) (Tomažević, 2009a).	4
Slika 4: Porušni mehanizmi v ravnini zidu (Bosiljkov in sod., 2010).	5
Slika 5: Porušni mehanizmi: a) zdrs b) diagonalne razpoke c) upogibna porušitev (Augenti, Parisi, 2010).	5
Slika 6: Imena posameznih delov zidovja.	6
Slika 7: Idealiziran elasto-plastičen diagram SDOF sistema in označena mejna stanja.	10
Slika 8: Mejne deformacije nearmiranega zidu na idealiziranem elasto-plastičnem diagramu.	11
Slika 9: Porušitev zidu zaradi upogiba v ravnini zidu (Snoj, 2014).	12
Slika 10: Primer porušitve zidu zaradi upogiba v ravnini zidu (Javed, Bashir, 2012).	13
Slika 11: Strižni porušni mehanizmi zidov: (a) in (b) zdrs, (c) tvorba diagonalnih razpok (Snoj, 2014).	14
Slika 12: (a) Strižna porušitev opečnih slopov med potresom s tvorjenjem diagonalnih razpok (Tomažević, 2008) (b) Diagonalna razpoka nearmirane opečne stene (Javed, 2012).	16
Slika 13: Primeri porušitev prekladnih delov zidu v obstoječih nearmiranih zidanih konstrukcijah (Cattari, 2008).	17
Slika 14: Upogibna porušitev prekladnih elementov zidane stavbe v potresu 6. aprila 2009 v L'Aquili (Dazio, Beyer, 2010).	18
Slika 15: Strižna porušitev prekladnih elementov zidane stavbe v potresu 6. aprila 2009 v L'Aquili (Dazio, Beyer, 2010).	19
Slika 16: MDOF model konstr. in odnos med momentom ter zasukom – bilinearni in trilinearni (Fajfar, 2008).	22
Slika 17: Nelinearna statična analiza (Fajfar, 2008).	22
Slika 18: Porazdelitve vodoravnih sil po višini konstrukcije a) modalna b) obrnjen trikotnik c) enakomerna (Bizjak, 2015).	23
Slika 19: Pomik na vrhu konstr. pod vplivom vodoravne obtežbe v CM in "pushover" krivulja (Fajfar, 2008).	24
Slika 20: Ekvivalenten SDOF model (Fajfar, 2008).	24
Slika 21: Dejanski in idealiziran diagram sila – pomik ekvivalentnega SDOF sistema (Evrokod 8-1).	25
Slika 22: Krivulja kapacitete (pospešek – pomik) (Fajfar, 2008).	26
Slika 23: Elastični spekter odziva za pospeške $S_{ae}$ in pomike $S_{de}$ za tip tal C in 5 % dušenje po EC8, normiran na 1,0 g v klasičnem formatu (levo) in AD formatu (desno) (Fajfar, 2008).	26
Slika 24: Redukcijski faktor v odvisnosti od nihajnega časa (levo) in neelastični spektri za konstantne duktilnosti (desno) (Fajfar, 2008).	27
Slika 25: Določitev ciljnega pomika ekvivalentnega SDOF sistema (Fajfar, 2008).	28
Slika 26: Lokacija Vodnogospodarskega inštituta (Najdi.si Zemljevid, 2014).	31
Slika 27: Gradnja Vodogradbenega laboratorija (Hidroinštitut, 2014).	32
Slika 28: Severovzhodna fasada Vodogradbenega laboratorija, kopija originalnega načrta J. Valentinčiča (SI AS 233, ŠK 173 PE 1398).	33

---

Slika 29: Skenirana vloga za izdajanje gradbenega dovoljenja (SI AS 233, ŠK 173 PE 1398). .....	36
Slika 30: Situacija Vodnogospodarskega inštituta. ....	37
Slika 31: Oznake posameznih traktov šolskega dela glavne stavbe (Hidroinštitut, 2014). ....	37
Slika 32: Tloris pritličja. ....	38
Slika 33: Tloris prvega nadstropja. ....	39
Slika 34: Tloris drugega nadstropja. ....	40
Slika 35: Mesta pregleda zidov v pritličju ("Poročilo", 2007). ....	42
Slika 36: Mesta pregleda zidov v drugem nadstropju ("Poročilo", 2007). ....	42
Slika 37: Mesta pregleda zidov na podstrešju ("Poročilo", 2007). ....	43
Slika 38: Mesta pregleda stropov na stropni konstrukciji nad prvim nadstropjem ("Poročilo, 2007"). ..	44
Slika 39: Mesta pregleda stropov na stropni konstrukciji nad drugim nadstropjem ("Poročilo, 2007").	44
Slika 40: Oblika elastičnega spektra odziva (EC8-1). ....	53
Slika 41: Karta Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal (MOP, Uprava RS za geofiziko, 2001). ....	54
Slika 42: Mreža makroelementov in ekvivalentni okvir (S.T.A. DATA, 2009a). ....	57
Slika 43: Prikaz rezultatov vseh analiz. ....	58
Slika 44: Podroben izpis rezultatov posamezne analize. ....	59
Slika 45: (a) legenda poškodovanosti konstr. (b) 3D prikaz poškodb za začetni in (c) končni korak analize. ....	60
Slika 46: Oblika deformacijske krivulje plastičnega členka (o tem FEMA; navaja Dolšek, 2004). ....	60
Slika 47: Barvne oznake za stanja plastifikacije členka. ....	61
Slika 48: Tloris obravnavanega objekta s pripadajočimi oznakami. ....	61
Slika 49: Dejanska (zgoraj) in poenostavljena (spodaj) geometrija stene SY2. ....	62
Slika 50: Dejanska (zgoraj) in poenostavljena (spodaj) geometrija stene SY3. ....	62
Slika 51: Tloris 2. etaže modela brez dodatnega nosilca (levo) in z dodatnim nosilcem (desno). ....	63
Slika 52: Napačen ekvivalentni okvir stene s spremenljivo debelino (zgoraj) in pravilen ekvivalentni okvir stene s povprečno debelino (spodaj). ....	63
Slika 53: Škatlasta konstrukcija za analizo upoštevanja razpokanosti v 3Muriju. ....	64
Slika 54: Tlorisi pritličja in nadstropij institutskega trakta. ....	65
Slika 55: (a) Različni tipi vozlišč (S.T.A. DATA, 2009a) in (b) stene institutskega trakta. ....	66
Slika 56: Definiranje sten. ....	68
Slika 57: Definiranje okenskih odprtin. ....	68
Slika 58: Definiranje nosilcev. ....	68
Slika 59: Geometrijske karakteristike dodatnega nosilca (levo) in predpostavljen material (desno). ...	68
Slika 60: Definiranje plošče v pritličju institutskega trakta. ....	69
Slika 61: Linijska obtežba na obodnih zidovih 2. etaže. ....	69
Slika 62: Prikaz posameznih etaž z odstranjenimi ploščami, da je omogočen vpogled v notranjost objekta. ....	70
Slika 63: Definiranje materialnih karakteristik zidovja (levo) in betona (desno) v SAP-u. ....	72
Slika 64: Prikaz označevanja zidov in preklad v pritličju institutskega trakta. ....	72

---

Slika 65: Definiranje prereza zidu SX11.....	73
Slika 66: Poljubni prerez in nadomestni prerez za preklade PY11, PY12, PY13, PY14, PY15, PY16.	74
Slika 67: Poljubni prerez in nadomestni prerez za preklade PY21, PY22, PY23, in PY24.....	74
Slika 68: Definiranje prereza preklade PY11.....	75
Slika 69: Definiranje prereza nosilca NY31.....	75
Slika 70: Definiranje prereza togega elementa.....	76
Slika 71: Definiranje prereza dodatnega nosilca in karakteristike pripadajočega materiala.....	76
Slika 72: Elementi stene SY1.....	77
Slika 73: 3D model institutskega trakta. Z rdečo so označeni zidovi, z zeleno prekladni elementi in s črno togi odseki.....	78
Slika 74: V AutoCAD-u narisani ekvivalentni okvir stene SY1 na podlagi podatkov <i>text</i> datoteke.....	79
Slika 75: Os zidu z vozlišči.....	79
Slika 76: Togi odsek zidu SY11.....	80
Slika 77: Točkovna obtežba stene SY1 zaradi lastne teže.....	82
Slika 78: Enakomerno porazdeljena obtežba preklad zaradi njihove lastne teže.....	84
Slika 79: Prenos lastne teže plošče na preklade po strešnem pravilu v tlorisu prvega nadstropja.....	87
Slika 80: Prenos lastne teže plošče na toge elemente po strešnem pravilu v tlorisu prvega nadstroja.....	87
Slika 81: Linijska obtežba na obodnih zidovih, ki nadomešča obtežbo strehe.....	88
Slika 82: Površina v pritličju za steno SY1.....	90
Slika 83: Površina v prvi etaži za steno SY1.....	91
Slika 84: Površina v drugi etaži za steno SY1.....	91
Slika 85: Prikaz centra mas v pritličju, v prvi in v drugi etaži.....	92
Slika 86: Določitev površin A v pritličju stene SY3.....	93
Slika 87: Določitev masnih vztrajnostnih polmerjev zidov v tlorisu pritličja. Modre črte predstavljajo osi zidov.....	94
Slika 88: Definicija ploskovnih elementov.....	96
Slika 89: 3D model institutskega trakta, modeliran s ploskovnimi elementi.....	96
Slika 90: Primerjava nihajnih časov iz 3Murija in linijskega modela v SAP-u.....	98
Slika 91: Primerjava nihajnih časov iz 3Murija in ploskovnega modela v SAP-u.....	98
Slika 92: Prikaz odstopanja efektivnih mas modela v SAP-u glede na efektivne mase v 3Muriju za 1., 2. in 3. nihajno obliko pri različnih faktorjih povečanja masnih vztrajnostnih momentov.....	100
Slika 93: Prikaz odstopanja nihajnih časov modela v SAP-u glede na nihajne čase v 3Muriju za 1., 2. in 3. nihajno obliko pri različnih faktorjih povečanja masnih vztrajnostnih momentov.....	100
Slika 94: Primerjava nihajnih časov linijskega in ploskovnega modela v SAP-u.....	102
Slika 95: Tloris obeh etaž (levo) in vzdolžni prerez (desno).....	103
Slika 96: Izpis lastnosti samodejno definiranih nosilcev v 3Muriju in njihov prikaz na ekvivalentnem okvirju.....	104
Slika 97: 3D prikaz ekvivalentnega okvirnega modela konstrukcije v 3Muriju (levo) in 3D prikaz linijskega modela konstrukcije v SAP-u (desno).....	104
Slika 98: Primerjava nihajnih časov modela.....	105

---

Slika 99: Primerjava učinkovitih mas modela .....	105
Slika 100: Prostorski linijski končni element (Lutar, Duhovnik, 2004).....	106
Slika 101: Model makroelementa (levo) in njegovi sestavni deli (desno) (Tremuri user guide, 2009).	107
Slika 102: Lokacija plastičnih členkov na ekvivalentnem okvirju (Pasticier, Amadio, Fragiaco, 2008). .....	111
Slika 103: Oblika diagrama za odnos prečna sila – pomik za strižni členek in za odnos moment – rotacija za upogibni členek.....	112
Slika 104: Definiranje upogibnega plastičnega člena (levo) in strižnega PČ (desno) za zid SY31. .	118
Slika 105: Vpliv nivoja tlačne osne sile $N$ na strižno nosilnost zidu (S.T.A. Data, 2009b).....	121
Slika 106: Horizontalne sile v X smeri za modalno porazdelitev obtežbe na 3D modelu v SAP-u (levo) in prikaz nanosa horizontalne sile v 2. etaži modela za statični obtežni primer Push_modX (desno). .....	123
Slika 107: Prikaz lokacije kontrolne točke v vozlišču 53. ....	123
Slika 108: Definicija nelinearne statične analize za modalno porazdelitev obtežbe v X smeri (levo) ter določitev načina nanosa horizontalne obtežbe na konstrukcijo – vodeni pomiki (desno).....	124
Slika 109: “Pushover” krivulji za enakomerno in modalno porazdelitev obtežbe v pozitivni X smeri..	125
Slika 110: “Pushover” krivulji za enakomerno in modalno porazdelitev obtežbe v pozitivni Y smeri..	125
Slika 111: Postopek idealizacije ekvivalentnega SDOF sistema, ki jo uporablja 3Muri (User Manual, 5.0.1). ....	126
Slika 112: Prikaz “redukcije pushover” krivulje za enakomerno porazdelitev obtežbe v X smeri. ....	127
Slika 113: “Reducirana pushover” krivulja z bilinearno idealizacijo za enakomerno porazdelitev v X smeri. .....	128
Slika 114: Elastični spekter pospeškov (pospešek .....	129
Slika 115: Elastični spekter pospeškov v AD .....	129
Slika 116: Primerjava zahteve potresa in kapacitete SDOF sistema v X smeri za obe porazdelitvi obtežbe.....	131
Slika 117: Primerjava zahteve in kapacitete SDOF sistema v Y smeri za obe porazdelitvi obtežbe..	131
Slika 118: Podroben prikaz rezultatov “pushover” analize v 3Muriju. ....	134
Slika 119: Legenda poškodovanosti konstrukcije. ....	136
Slika 120: Oznake sten, s katerimi smo pri prikazu poškodb stene poimenovali. ....	136
Slika 121: “Pushover” krivulja in njena bilinearna idealizacija za potres v X smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe. ....	136
Slika 122: “Pushover” krivulja in njena bilinearna idealizacija za potres v X smeri pri modalni porazdelitvi obtežbe.....	140
Slika 123: Poškodovanost stene 1 v zadnjem koraku “pushover” analize .....	141
Slika 124: “Pushover” krivulja in njena bilinearna idealizacija za potres v Y smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe. ....	142
Slika 125: Poškodovanost stene 5 (levo) in stene 4 (desno) v zadnjem koraku “pushover” analize pri enakomerni porazdelitvi obtežbe pri potresu v Y smeri. ....	143
Slika 126: “Pushover” krivulja in njena bilinearna idealizacija za potres v Y smeri pri modalni porazdelitvi obtežbe.....	143

Slika 127: Poškodovanost stene 5 (levo) in stene 4 (desno) v zadnjem koraku "pushover" analize pri enakomerni porazdelitvi obtežbe in pri potresu v Y smeri v modelu z zdrsom. ....	147
Slika 128: Poškodovanost konstrukcije v zadnjem koraku analize v X smeri pri modelu z diagonalnimi razpokami (levo) in modelu z zdrsom (desno).....	147
Slika 129: Nosilnosti objekta pri različnih analizah za modela v obeh programih. ....	149
Slika 130: Ciljni pomik konstrukcije pri različnih analizah za modela v obeh programih. ....	149
Slika 131: Mejni pomik konstrukcije pri različnih analizah za modela v obeh programih. ....	150
Slika 132: Dejanska duktilnost konstrukcije pri različnih analizah za modela v obeh programih.....	150
Slika 133: Nihajni časi SDOF sistema pri različnih analizah za modela v obeh programih. ....	151

## 1 UVOD

Zidovje je poleg lesa najstarejši in obenem najpomembnejši gradbeni material. V primeru ustrezne zasnove zidane konstrukcije in kakovostne gradnje uspešno prenaša tako obremenitve kot tudi vplive okolja ter ljudem zagotavlja ustrezno zaščito. Mnoge od teh stavb so bile zaradi svoje pomembnosti in vrednosti uvrščene med najdragocenejše spomenike arhitekturne kulturne dediščine (Arrigler, 2013).

Ker pa pri gradnji številnih starejših objektov potresna odpornost ni bila upoštevana in ker materiali zaradi vplivov okolja s časom propadajo, objekti pa so pogosto slabo vzdrževani, je nevarnost porušitve zaradi potresa precej večja, kot ga standardi za potresno odporno gradnjo dopuščajo. Ker večji del Slovenije leži na potresno aktivnem področju, je zagotavljanje potresne varnosti objektov obvezno. Za zmanjševanje potresnega tveganja je torej smiselno oceniti potresno nevarnost obstoječih zidanih zgradb in predvideti morebitne ukrepe za njihovo prenovu (EC8-3).

Ena izmed takšnih stavb, ki ni bila zgrajena v skladu s potresnimi predpisi in je zaradi svoje avtentičnosti, zgodovinskega, umetniškega in znanstvenega pomena vpisana v Register nepremične kulturne dediščine, je tudi Vodnogospodarski inštitut, ki ga obravnavamo v diplomski nalogi. Za oceno potresne odpornosti obravnavanega objekta smo uporabili poenostavljeno nelinearno analizo, N2 metodo, ki je vključena v standard za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij.

V teoretičnem delu naloge je najprej opisano obnašanje zidanih konstrukcij med potresi in mehanizmi porušitve zidu. V odvisnosti od geometrijskih in materialnih karakteristik, vpetostnih pogojev ter razmerja med vodoravno in navpično obtežbo se zidni elementi (slopi in preklade) poškodujejo ali porušijo na različne načine – zdrs, strižna porušitev s tvorjenjem diagonalnih razpok ali upogibna porušitev – način porušitve zidnih elementov pa narekuje njihovo nosilnost, ki je prav tako predstavljena v tem delu diplomske naloge. Sledi še kratek opis določil iz Evrokoda 8-3, ki obravnava področje ocenjevanja obnašanja in prenovu obstoječih stavb med potresi. V naslednjem poglavju je po korakih opisan postopek omenjene nelinearne metode, v skladu s katero potresno odpornost konstrukcije preverja tudi v diplomski nalogi uporabljen program 3Muri.

V praktičnem delu naloge je obravnavan Vodnogospodarski inštitut. Gre za stavbo Univerze v Ljubljani Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, kjer ima svoje prostore Katedra za splošno hidrotehniko. Poglavju, ki je namenjeno podrobnejši predstavitvi obravnavanega objekta, njegovi lokaciji, zgodovinskemu razvoju, opisu zasnove ter stanja objekta in predstavitvi vplivov na konstrukcijo, sledi poglavje o računski potresni analizi obravnavane stavbe.

Na kratko sta predstavljena oba programa, s katerima smo v diplomski nalogi operirali – 3Muri, ki je namenjen analizi obstoječih in novih zidanih konstrukcij in temelji na metodi FME (Frame by Macro Elements), in SAP2000, ki se uporablja za analizo konstrukcij po metodi končnih elementov (FEM). Sledi podrobnejši opis modeliranja obravnavane konstrukcije z obema programoma vključno s poenostavitvami, ki jih je bilo treba upoštevati zaradi omejitev programov. Namen diplomske naloge je bil poleg ocene potresne odpornosti obravnavane stavbe še primerjava delovanja obeh programov, zato smo se z modeliranjem modela v SAP-u v čim večji meri želeli približati modelu v 3Muriju. 3Muri na osnovi geometrije vstavljenih elementov steno za opis obnašanja v lastni ravnini modelira tako, da jo razdeli na tri komponente (slope, prekladne elemente in toge odseke), vsi elementi skupaj pa formirajo t. i. ekvivalentni okvir. Te smo uporabili kot podlogo za določitev ekvivalentnega okvirja v SAP-u ter tako ustvarili geometrijsko enake ekvivalentne okvirje v obeh programih. Izdelavi numeričnih modelov je sledila analiza lastnega nihanja konstrukcije, kjer smo veliko pozornosti posvetili prav primerjavi rezultatov obeh programov ter ugotavljanju razlogov za razlike med obema programoma. V zadnji fazi smo izvedli oceno potresne odpornosti obeh modelov ter podali rezultate »pushover« analize v obeh programih. Pri tem smo vrednosti potresne odpornosti primerjali s potresnimi zahtevami glede na določila Evrokoda 8-3, ki so odvisne od konstrukcije in lokacije objekta. Primerjavo smo izvedli za mejno stanje velikih poškodb, pri katerem pričakujemo vidno poškodovanost konstrukcije in le nekaj preostale togosti ter nosilnosti.

V zaključku sem povzela in združila ugotovitve diplomske naloge.



## 2 ZIDANE KONSTRUKCIJE IN PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI ZIDOV

Za potresno analizo obstoječe zidane stavbe, ki je predmet pričujoče diplomske naloge, je potrebno dobro poznavanje obnašanja zidanih konstrukcij med potresi, zato v nadaljevanju sledi kratek opis le-tega.

Ker so obstoječe konstrukcije morda že preživele prejšnje potrese ali druge nezgodne vplive z neznanimi posledicami, ali pa imajo skrite velike konstrukcijske napake, je ocenjevanje takih konstrukcij v primerjavi s projektiranjem novih objektov povezano z večjo stopnjo negotovosti. Z ozirom na to je pri potresni analizi obstoječih konstrukcij treba upoštevati določila iz Evrokoda 8-3 (Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, del 3: ocena in prenova stavb), ki vse to zajame z drugačnimi materialnimi in varnostnimi faktorji ter z drugačnimi metodami analize, odvisno od razpoložljivih informacij (Evrokod 8-3). Določila omenjenega Evrokoda, na katerih temelji pri diplomski nalogi uporabljen računalniški program 3Muri, so na kratko povzeta v nadaljevanju tega poglavja.

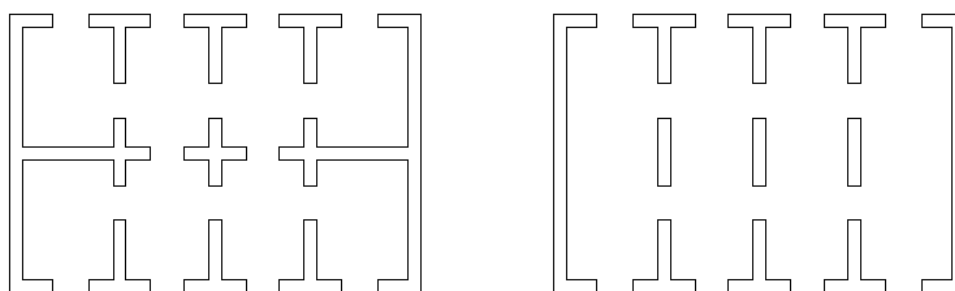
### 2.1 Obnašanje zidanih konstrukcij med potresi in mehanizmi porušitve zidu

Pri vseh potresih, tako v preteklosti kot tudi v novejših časih, so običajno zidane konstrukcije tiste, ki jih potresi najbolj poškodujejo. Vzrok ranljivosti starih zidanih stavb je običajno način gradnje, ki zagotavlja le prevzem težnostnih obtežb in z njimi povezanih navpičnih obremenitev, medtem ko ukrepov, ki bi izboljšali obnašanje stavbe med potresom, niso izvajali. Obenem zidovje ni sposobno prevzeti nategov in strigov, ki jih povzročijo vodoravne sile, nastale zaradi nihanja stavbe med potresom. Nosilna konstrukcija takšne stavbe se med potresom poškoduje (Tomažević, 2009a).



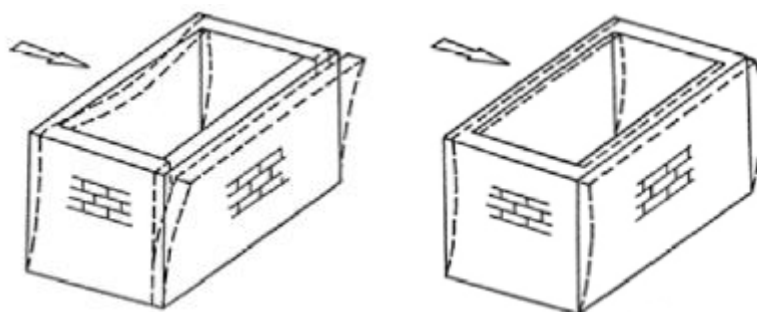
Slika 1: L'Aquila, april 2009: Po potresu prizadete zidane stavbe (Tomažević, 2009b).

Obnašanje zidanih stavb med potresi je odvisno od zasnove konstrukcije, kvalitete materialov in gradnje ter od povezanosti zidovja v višini stropov, saj od tega zavisi medsebojno sodelovanje posameznih zidov. Zgradbe z enostavnimi tlorisnimi zasnovami, ki so obenem ustrezno povezane v celoto in grajene iz kvalitetnih materialov, se navadno obnašajo dovolj dobro, četudi niso bile načrtno protipotresno projektirane. Pri snovanju konstrukcije je treba poskrbeti, da je zgradba čim bolj simetrična v obeh glavnih smereh. Nesimetrična razporeditev sten in stebrov v tlorisu zgradbe namreč povzroči odmik masnega težišča od težišča togosti, kar privede do nastanka torzijskih pojavov, ki še bolj obremenijo šibke dele objekta. Prav tako je treba zagotoviti kar se da enakomerno razporeditev togosti tako po tlorisu kot po višini stavbe (Tomažević, 1987).



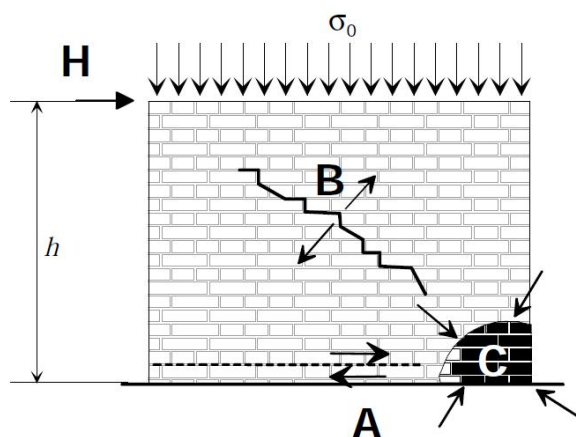
Slika 2: Porazdelitev konstrukcijskih zidov v tlorisu – ustrezno (levo) in neustrezno (desno).

Ustrezna zasnova in kvaliteta materialov pa še ne zadostujeta – šele ko so posamezni zidovi s horizontalnimi vezmi in togimi stropovi povezani v celoto, lahko stavba kot celota prevzame potresno obtežbo ter tako v celoti izkoristi razpoložljivo potresno odpornost stavbe. V tem primeru se potresna obremenitev razdeli na posamezne zidove v razmerju njihove togosti, s čimer celotno obtežbo prevzamejo zidovi, ki stojijo v smeri obtežbe, pri računu potresne odpornosti stavbe pa lahko upoštevamo tudi doprinos zidov, ki stojijo pravokotno na smer delovanja potresa. Pri novih zidanih stavbah v splošnem predpostavka o togih stropovih največkrat velja, pri starih pa je pogoj zaradi podajnih stropov težko izpolnjen (stare zidane stavbe običajno nimajo zidnih vezi, leseni stropniki pa niso sidrani v zidove).



Slika 3: Mehanizem nihanja zidov med potresom pri nepovezanem zidovju (levo) in zidovju, povezanem s togo AB ploščo (desno) (Tomažević, 2009a).

S povezavo zidov dosežemo, da potresno obtežbo prenesejo zidovi v smeri svoje ravnine. Nosilnost posameznega zidu v njegovi ravnini pa mora biti dovolj velika, da ne pride do strižne ali upogibne porušitve. Mehanizem obnašanja posameznega zidu med delovanjem potresa je odvisen od njegovega položaja v stavbi, razmerja med navpično in vodoravno potresno obtežbo, od geometrijskih in materialnih karakteristik zidu ter od vpetosti na višini stropov. Od tega je odvisno, kateri tip porušnega mehanizma se razvije. Različni mehanizmi so prikazani na sliki 4. Kadar delujejo na zid potresne sile v ravnini zidu, eksperimenti ter analize poškodb zidanih konstrukcij po potresih kažejo, da porušne mehanizme definirajo trije tipi mehanizmov, to so zdrsi, strižni ter upogibni (Tomažević, 1987).



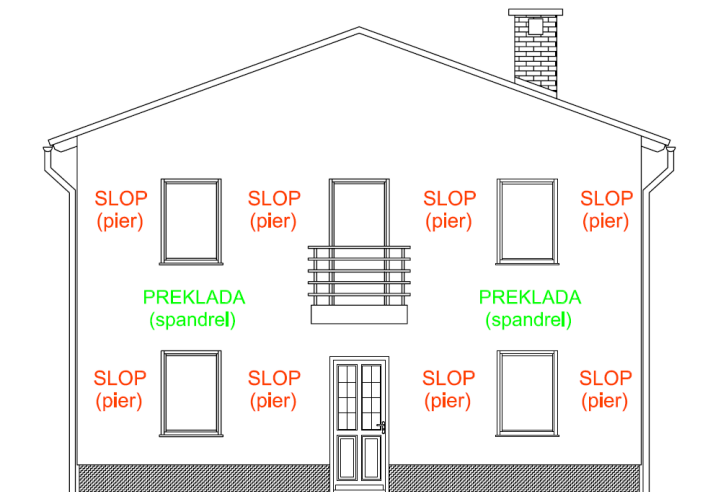
Slika 4: Porušni mehanizmi v ravnini zidu (Bosiljkov in sod., 2010).

- Pri *zdrsu* oziroma *prestrigu* (mehanizem A na sliki 4) nastane razpoka v eni od naležnih reg. Pojavlja se zlasti takrat, ko je nivo vertikalne obremenitve majhen.
- Strižni mehanizem porušitve (mehanizem B na sliki 4) nastopi, ko je presežena natezna trdnost zidovja v smeri glavnih napetosti, kar je povezano z nastankom *poševnih razpok*. Omenjeni mehanizem je pri zidanih stavbah najpogostejši.
- O *upogibnem porušnem mehanizmu* govorimo (mehanizem C na sliki 4), ko se zaradi presežene tlačne trdnosti zidakov le-ti na tlačnem robu zidu začnejo drobiti. Omenjeni mehanizem se pri nearmiranem zidovju ne pojavlja pogosto.



Slika 5: Porušni mehanizmi: a) zdrs b) diagonalne razpoke c) upogibna porušitev (Augenti, Parisi, 2010).

Posamezni zid, ki vsebuje odprtine, opišemo kot skupek vertikalnih in horizontalnih elementov. Dele zidovja med okenskimi in vratnimi odprtinami imenujemo slopi, prekladni oziroma parapetni deli zidu pa so tisti, ki se nahajajo nad oziroma pod odprtino.



Slika 6: Imena posameznih delov zidovja.

Običajno so deli konstrukcij med okenskimi in vratnimi odprtinami precej bolj podajni kot parapetni oziroma prekladni deli zidu in s tem bolj dovzetni za deformacije v primeru potresa. Pri nearmiranih zidanih konstrukcijah običajnih dimenzij, kjer lahko vpliv prevrtnenega momenta zanemarimo, so medokenski slopi tisti elementi zidu, ki narekujejo potresno odpornost in duktilnost zgradbe. To velja zlasti za novejša zgradbe, medtem ko se pri starih zidanih stavbah lahko zgodi, da slopi niso tisti elementi zgradbe, ki jih potres najprej poškoduje. Pri teh se namreč zaradi neizvedenih zidnih vezi ali masivnih stropov najprej poškodujejo parapetni in prekladni deli zidu. S tem, ko se poškoduje prekladni del zidu, lahko podporo izgubi tudi stropna konstrukcija, zato so take poškodbe lahko nevarne (Tomažević, 1987).

V nadaljevanju je opisana odpornost tako medokenskih slopov kot tudi preklad oziroma parapetov. V odvisnosti od njihove geometrije, materialnih karakteristik in vertikalnih obremenitev se le-ti lahko poškodujejo ali upogibno ali strižno.

## 2.2 Vrednotenje stanja zgodovinskega objekta

Eden največjih problemov pri projektiranju zgodovinskih objektov predstavlja nepoznavanje dejanskega stanja objekta. Nadalje je odločitev o izvajanju ustreznega obsega predhodnih preiskav, ki projektantu omogoča, da na dovolj zanesljiv način ugotovi njegovo nosilnost, običajno težka – preiskave objekta so v primerjavi s ceno projektiranja drage, a hkrati obsežne preiskave vodijo k dobremu poznavanju konstrukcije in s tem k bolj ekonomičnemu načinu projektiranja in utrjevanja (Gostič, Dolinšek, ZRMK).

Bolj kot so zanesljivi podatki o karakteristikah obstoječih materialov in o konstrukcijskem sistemu, bolj zanesljivi so tudi rezultati analize, kar omogoča projektiranje z nižjimi varnostnimi faktorji. V okviru evropskih standardov za projektiranje je bil izdan poseben standard za oceno in prenovo stavb pri projektiranju potresnoodpornih konstrukcij, Evrokod 8-3, ki določa pridobivanje vhodnih podatkov za analizo potresne odpornosti obstoječih stavb iz različnih virov, predvsem iz razpoložljive projektne dokumentacije objekta, iz standardov, ki so bili relevantni v času gradnje objekta, iz terenskih raziskav ter iz meritev in testov na objektu na terenu in v laboratoriju (Gostič, Dolinšek, ZRMK; Evrokod 8-3).

Po Evrokodu 8-3 so zahtevani vhodni podatki, ki jih je treba pridobiti za oceno konstrukcije, sledeči:

- podatki o konstrukcijskem sistemu in o njegovi skladnosti z zahtevami Evrokoda 8-1,
- podatki o vrsti temeljev stavbe,
- podatki o dimenzijah in lastnostih prečnih prerezov elementov stavbe,
- podatki o mehanskih lastnostih in stanju vgrajenih materialov,
- podatki o ugotovljenih pomanjkljivostih v materialu ali neustrezni izvedbi detajlov,
- podatki o kriterijih potresnega projektiranja vključno z vrednostjo redukcijskega faktorja  $q$ , če je bil uporabljen,
- opis sedanje in/ali načrtovane uporabe stavbe (z identifikacijo razreda pomembnosti),
- podatki o tipu in obsegu prejšnjih in obstoječih poškodb na konstrukciji, vključno z že opravljenimi popravili.

Glede na obseg in kakovost pridobljenih podatkov o konstrukciji Evrokod 8-3 razdeli védenje o objektu v tri stopnje, za vsako stopnjo pa predpiše dovoljene metode analize in faktorje zaupanja. Zaradi tega je treba na konstrukciji opraviti čim bolj optimalen obseg preiskav, ki se izvajajo s kombiniranjem neporušnih metod preskušanja, porušnih metod preskušanja in laboratorijskih preiskav (Gostič, Dolinšek, ZRMK; Cotič, 2010).

### **2.3 Ravni poznavanja konstrukcije**

Kot že omenjeno, je za čim bolj zanesljivo oceno potresne odpornosti treba kar največ podatkov o konstrukciji, ki so potrebni za analizo, ugotoviti z vizualnim pregledom, z opazovanji in meritvami na terenu ter s pregledom razpoložljive tehnične dokumentacije oziroma standardov in tehničnih predpisov, ki so veljali v času njene gradnje. Zanimajo nas predvsem podatki o geometriji objekta, načinu stikanja med stropnimi konstrukcijami in elementi, ki prevzamejo potresno obtežbo, ter mehanske lastnosti sestavnih materialov in zidovja v celoti (Tomaževič, 2009b).

Glede na obseg zbranih podatkov o konstrukciji Evrokod 8-3 loči tri ravni poznavanja konstrukcije (angl. *knowledge level (KL)*), od katerih je odvisen faktor zaupanja (angl. *confidence factor (CF)*):

– KL1: omejeno poznavanje ( $CF = 1,35$ )

Direktnih podatkov o mehanskih lastnostih materialov ni na razpolago niti iz originalne projektne dokumentacije niti iz originalnih poročil o testih. Predpostaviti je treba vrednosti, privzete iz podobnih zidov v skladu s standardi, veljavnimi v času gradnje.

– KL2: normalno poznavanje ( $CF = 1,20$ )

Podatki o mehanskih lastnostih materialov so na voljo ali iz testov na objektu ali iz originalnih projektnih specifikacij. V nasprotnem primeru so mehanske lastnosti zidovja povzete iz baze podatkov, izbira vrste zidovja iz literature pa je potrjena s pregledom konstrukcije (z odstranitvijo ometa in odpiranjem zidovja).

– KL3: popolno poznavanje konstrukcije ( $CF = 1,0$ )

Podatki o mehanskih lastnostih materialov so na voljo ali iz celovitih testov na objektu (terenske ali laboratorijske preiskave na vzorcih, odvzetih iz zidovja) ali iz originalnih projektnih specifikacij.

Od ravni poznavanja konstrukcije je odvisno tudi, katera vrsta računske metode je predpisana za analizo potresne odpornosti stavbe. Ocena konstrukcije, osnovana na ravni omejenega poznavanja, mora biti izvedena z linearnimi metodami analize, bodisi s statičnimi bodisi z dinamičnimi. V primeru, da dosegamo normalno ali popolno poznavanje konstrukcije, pa so mogoče tako linearne kot tudi nelinearne metode.

Pri preverjanju potresne odpornosti obstoječih zidanih stavb faktor zaupanja upoštevamo pri podajanju trdnosti materialov. Namesto karakterističnih vrednosti uporabljamo povprečne vrednosti, reducirane s  $CF$  in z delnim faktorjem varnosti za material. Slabše poznavanje konstrukcije je tako kaznovano z večjim faktorjem zaupanja in s tem z manjšo nosilnostjo elementov.

Delni faktor varnosti za zidovje  $\gamma_m$  je definiran v EN1998-1:2004, točka 9.6. Priporočena vrednost za  $\gamma_m$  je za tretjino zmanjšana vrednost, določena v nacionalnem dodatku k SIST EN 1996-1-1:2006, kjer se vrednosti v normalnih pogojih gibljejo med 1,5 (optimalna kontrola proizvodnje in strog nadzor na gradbišču) in 4,0 (ni dokazov o kontroli proizvodnje in nadzoru), v nobenem primeru ne smejo biti manjše od  $\gamma_m = 1,5$ .

Ker je pri zgodovinskih hišah težko govoriti o potrjevanju skladnosti materialov in o učinkovitem nadzoru nad gradnjo, na podlagi česar so vrednosti  $\gamma_m$  določene, bi morali po določilih nacionalnega dodatka upoštevati največjo možno vrednost delnega faktorja  $\gamma_m = 4,0$ . Če to vrednost zmanjšamo za tretjino, znaša vrednost, ki bi jo bilo treba upoštevati pri preverjanju potresne odpornosti,  $\gamma_m = 2/3 \times 4,0 = 2,67$ . Mehanske lastnosti zidovja bi torej morali reducirati s faktorjem 2,67 ne glede na to, da so le-te določene s preiskavami na sami stavbi, kar pa da nerealno sliko. V nadaljevanju zato upoštevamo  $\gamma_m = 1,0$ .

## 2.4 Mejna stanja in kriteriji za oceno globalne kapacitete obstoječih stavb

Tako kot pri konstrukcijah, ki jih projektiramo na novo, tudi pri preverjanju potresne odpornosti obstoječih stavb upoštevamo zahteve glede omejitve poškodb na sprejemljivo raven. Evrokod 8-3 ravni poškodb definira s tremi mejnimi stanji, ustrezno raven zaščite pa se doseže z izbiro povratne dobe potresa za vsako mejno stanje. Stavba je potresno odporna, če je odpornost večja od obremenitve, ki je pri vsakem mejnem stanju predpisana v obliki potresa s povratno dobo. Poleg mejnih stanj so v tem poglavju navedeni kriteriji za oceno globalne kapacitete obstoječih zidanih stavb za različna mejna stanja pri nelinearni analizi, kot jih navaja Evrokod 8-3 (dodatek C).

### – Mejno stanje blizu porušitve (angl. *limit state of near collapse (NC)*)

Konstrukcija je močno poškodovana, preostala nosilnost in togost konstrukcije je majhna, stavba pa je sposobna prenašati le še navpično obtežbo in se bo lahko povsem porušila pri naslednjem potresu, tudi pri takšnem z zmerno jakostjo. Večina nekonstrukcijskih elementov je porušenih.

Za mejno stanje NC je primerno zaščito mogoče doseči, če izberemo povratno dobo 2475 let, kar odgovarja 2 % verjetnosti porušitve v 50 letih. Nacionalni dodatek k Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3:2005/A101) pa določa, da mejnega stanja blizu porušitve ni treba kontrolirati.

### – Mejno stanje velikih poškodb (angl. *limit state of significant damage (SD)*)

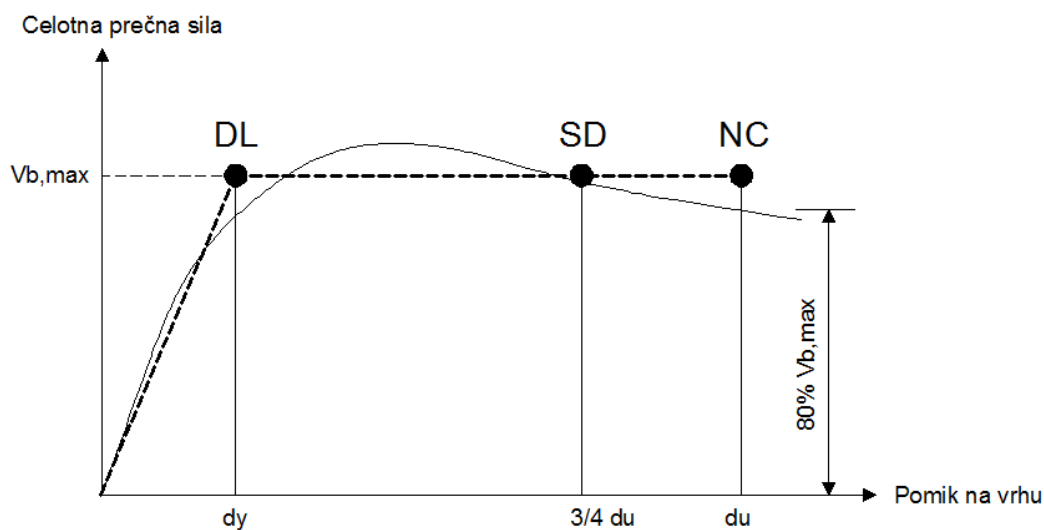
Konstrukcija je pomembno poškodovana, a s še nekaj preostale nosilnosti in togosti. Sposobna je prenesti popotresne sunke zmerne jakosti, sanacija stavbe pa večinoma ni ekonomična. Nekonstrukcijski elementi so poškodovani, vendar predelne stene in polnila ne padejo iz svoje ravnine. Za mejno stanje SD je primerno zaščito mogoče doseči, če izberemo povratno dobo 475 let, kar odgovarja 10 % verjetnosti porušitve v 50 letih. To ustreza mejnemu stanju, ki je v SIST EN 1998-1 definirano kot mejno stanje nosilnosti MSN (angl. *Ultimate Limit State (ULS)*).

Pri nelinearni analizi se lahko za globalno kapaciteto pri mejnem stanju velikih poškodb (SD) vzame 3/4 mejne kapacitete za pomik pri mejnem stanju NC. Ta je definirana s pomikom na vrhu stavbe in je določena s točko, kjer celotna vodoravna odpornost (celotna prečna sila na mestu vpetja) ustreza 80 % maksimalne odpornosti konstrukcije.

– Mejno stanje omejitve poškodb (angl. *limit state of damage limitation (DL)*)

Konstrukcija je le lažje poškodovana, nosilni elementi obdržijo svojo nosilnost in togost. Pri nekonstrukcijskih elementih lahko pride do razpok, a so poškodbe majhne in jih je mogoče ekonomično popraviti. Za mejno stanje DL se privzame vrednost 95 let, kar ustreza 10 % verjetnosti porušitve v 10 letih. To ustreza mejnemu stanju, ki ga SIST EN 1998-1 definira kot mejno stanje uporabnosti MSU (angl. *Damage Limit State (DLS)*).

Globalna kapaciteta pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL) je za nelinearno analizo definirana s točko pričetka tečenja na idealiziranem elasto-plastičnem diagramu sila–pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF). Postopek za določitev sile in pomika na mestu pričetka tečenja je podan v dodatku B k Evrokodu 8-1 in je podrobneje opisan v poglavju 3 pri opisu N2 metode.



Slika 7: Idealiziran elasto-plastičen diagram SDOF sistema in označena mejna stanja.

3Muri za oceno globalne odpornosti obstoječih zidanih stavb uporablja enake kriterije, kot so navedeni zgoraj. Mejno stanje nosilnosti, ki ustreza mejnemu stanju SD, 3Muri imenuje SLV (it. *Stato Limite di Salvaguardia della Vita*), mejno stanje uporabnosti, ki ustreza mejnemu stanju DL, pa SLD (it. *Stato Limite di Danno*). Od določil v Evrokodu 8-3 odstopa le, da kot dodaten kriterij za globalno kapaciteto za mejno stanje SD upošteva omejitev vrednosti  $q$  faktorja. ( $q = 1,5$  za nearmirano zidovje).



## 2.5 Mejne deformacije nearmiranih zidov

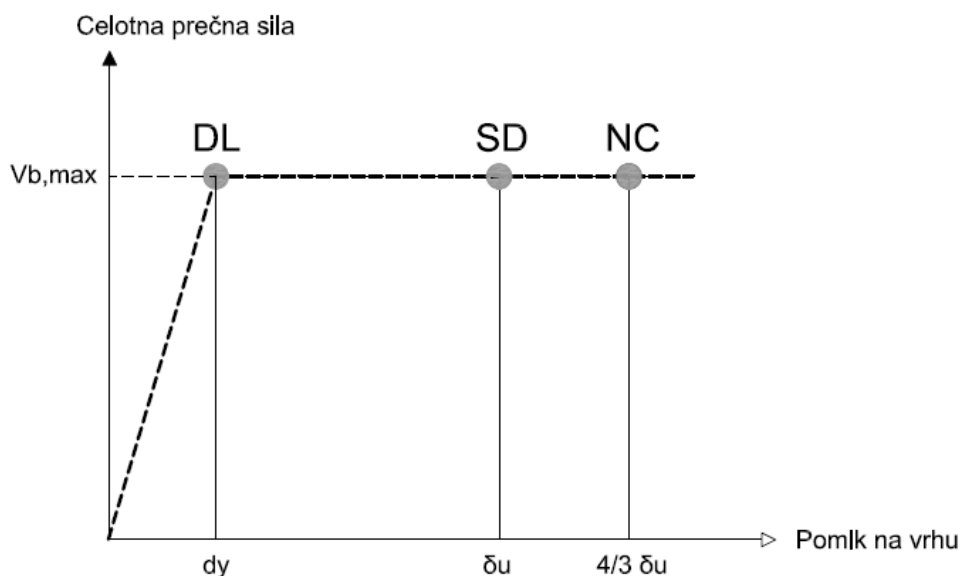
Kapaciteta nearmiranega zidu, ki jo določa upogib, se pri mejnem stanju SD lahko izrazi z rotacijo etaže (etažni pomik, deljen z višino netovega dela zidu) in za primarne potresne elemente (zidove) znaša 0,8 % efektivne višine zidu, deljene z njegovo dolžino. Kapaciteta, ki jo določa strig, pa se pri mejnem stanju SD izrazi z rotacijo etaže in vzame kot 0,004 za primarne potresne elemente. Mejni strižni pomik tako znaša 0,4 % višine netovega dela zidu.

$$\delta_u = \begin{cases} 0,008 \frac{H_o}{D} & \text{upogib} \\ 0,004 & \text{strig} \end{cases} \quad (1)$$

Pri tem so:

- $H_o$  razdalja med prerezom, kjer je dosežena upogibna kapaciteta, in prerezom z ničelnim momentom ( $H_o = \alpha h$ )
- $\alpha$  koeficient, ki določa položaj momentne infleksijske točke vzdolž višine zidu ( $\alpha = 0,5$  za polno vpet zid na spodnjem in zgornjem robu in  $\alpha = 1$  za konzolni zid)
- $h$  višina netovega dela zidu
- $D$  vodoravna dimenzija v ravnini stene (globina)

Mejna deformacija nearmiranega zidu je definirana v mejnem stanju SD, zato iz slike 7 sledi, da mejna kapaciteta za pomik pri mejnem stanju NC  $d_u$  znaša 4/3 mejne kapacitete za pomik pri mejnem stanju SD  $\delta_u$ . V mejnem stanju SD tako pomik na vrhu konstrukcije znaša  $\delta_u$  in v mejnem stanju NC 4/3  $\delta_u$  (slika 8).

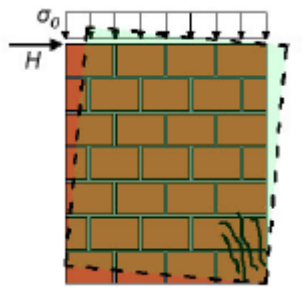


Slika 8: Mejne deformacije nearmiranega zidu na idealiziranem elasto-plastičnem diagramu.

## 2.6 Preverjanje potresne odpornosti zidov

### 2.6.1 Upogibna nosilnost medokenskih slopov

Pri računu upogibne nosilnosti zidu predpostavimo, da zidovje, ki prenaša navpično in vodoravno obtežbo, ne more prenašati nateznih obremenitev. Na tegnjem robu zidu zato nastane razpoka, ki se širi, dokler napetosti na tlačnem robu ne dosežejo tlačne trdnosti. Nearmiran zid tako doseže svojo upogibno nosilnost takrat, ko zaradi drobljenja zidakov na tlačnem robu zidu ne more več prenašati vodoravne obtežbe, večja vodoravna obtežba pa povzroči porušitev zidu zaradi upogiba v ravnini zidu (Tomažević, 1987).



Slika 9: Porušitev zidu zaradi upogiba v ravnini zidu (Snoj, 2014).

Nosilnost nearmirane zidane stene za mejno stanje velikih poškodb (SD), ki jo določa upogib ob delovanju osne sile  $N$ , je v SIST EN 1998-3:2005 (Dodatek C) definirana kot:

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

Pri tem so:

$$v_d = \frac{N}{D t f_d} \quad (3)$$

$v_d$  normirana osna sila

$t$  debelina stene

$D$  širina stene

$$f_d = \frac{f_m}{CF} \quad (4)$$

$f_d$  projektna tlačna trdnost

$f_m$  povprečna tlačna trdnost

$CF$  faktor zaupanja za zid, podan v standardu za ustrezen nivo poznavanja konstrukcije

Za razliko od Evrokoda 8-3 3Muri odpornost zaradi upogiba določa po enačbi (5), ki je enačbi (2) enakovredna, a zapisana v drugačni obliki. Le-ta je določena po enakih principih in ob enakih predpostavkah kot pri računu nosilnosti betonskih prerezov.

$$M_u = \frac{\sigma_0 D^2 t}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right) \quad (5)$$

Upogibnemu momentu  $M_u$  odgovarja vodoravna sila  $V_f$ , ki predstavlja strižno odpornost zaradi upogiba polnovpetega zidu, in je definirana kot:

$$V_f = \frac{M_u}{H_0} = \frac{\sigma_0 D^2 t}{2 H_0} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right) \quad (6)$$

Pri tem so:

- $t$  debelina stene
- $D$  širina stene
- $\sigma_0$  povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi navpične obtežbe  $N$
- $k = 0,85$  koeficient, ki upošteva vertikalno porazdelitev napetosti na tlačnem delu
- $f_d$  projektna tlačna trdnost ( $= f_{m}/CF$ )

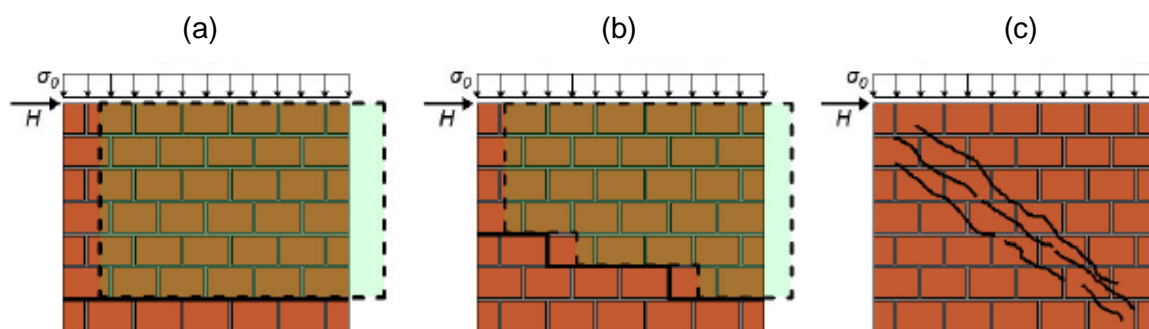


Slika 10: Primer porušitve zidu zaradi upogiba v ravnini zidu (Javed, Bashir, 2012).

## 2.6.2 Strižna nosilnost medokenskih slopov

Osnovni elementi, ki pri zidanih stavbah prenašajo potresne sile, so zidani slopi, v katerih zaradi vodoravnih sil, ki delujejo med potresom, prevladujejo strižne obremenitve.

Strižna porušitev je najbolj pogost način porušitve zidov med potresom in je prevladujoč pri dolgih zidovih. Prvi način strižne porušitve je porušitev z zdrsom oziroma prestrižni porušni mehanizem, pri katerem lahko zdrsa ploskev poteka po horizontalni naležni regi v eni vrsti (slika 11a) ali stopničasto po stičnih regah v več vrstah (slika 11b). Drugi način strižne porušitve je povezan z nastankom diagonalnih razpok, kjer se razpoke običajno širijo od sredine proti vogalom zidu (slika 11c). Merodajna strižna nosilnost zidu je minimalna izmed obeh strižnih odpornosti (Snoj, 2014).



Slika 11: Strižni porušni mehanizmi zidov: (a) in (b) zdrs, (c) tvorba diagonalnih razpok (Snoj, 2014).

Evrokod 8-3, ki daje kriterije za oceno potresnega obnašanja obstoječih konstrukcij, strižno odpornost zaradi striga definira le z enačbo (7), ki upošteva zgolj prestrižni porušni mehanizem, ne preverja pa drugega, čeprav fizikalno bolj utemeljenega porušnega mehanizma – mehanizma porušitve zaradi natega v diagonalni smeri (Tomažević 2008).

Nasprotno Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih iz leta 1981 ter veljavni italijanski pravilnik (NTC, 2008), na katerem 3Muri sloni, strižno nosilnost zidovja določa z ločenima enačbama glede na porušni mehanizem – v primeru zdrsa je nosilnost določena s strižno trdnostjo zidovja, enačba pa je enaka, kot strižno odpornost definira EC8-3 (enačba (7)), v primeru nastanka diagonalnih razpok pa je nosilnost določena z natezno trdnostjo zidovja.

3Muri torej stavbe računa po prestrižnem mehanizmu ob upoštevanju EC8-3 ter po strižnem mehanizmu, ki se nanaša na nastanek diagonalnih razpok, ob upoštevanju enačbe, ki sta jo razvila Turnšek in Čačovič (Turnšek, Čačovič, 1971).

### 2.6.2.1 Strižna nosilnost, ki se nanaša na zdrs zidu

Zdrs dela zidu po eni od zdrsni ploskev, do katerega pride po prekoračitvi strižne trdnosti zidu, povzroči nastanek horizontalne ali stopničaste razpoke (slika 11a in 11b).

Tak način porušitve je redek in se pojavi le v tistih zidovih, kjer so tlačne napetosti majhne in kjer je kvaliteta malte slaba. Najpogosteje se pojavijo v zgornjem delu stavbe pod togo strešno konstrukcijo, kjer so tlačne napetosti nizke, pospeški zaradi potresa pa največji (Tomažević, Gams, 2009).

Strižna nosilnost nearmirane zidane stene pri obstoječih stavbah za mejno stanje pomembnih poškodb (SD), ki jo določa strig ob istočasnem delovanju osne sile  $N$ , je v SIST EN 1998-3: 2005 (Dodatek C) definirana kot:

$$V_{u,s} = f_{vd} D' t \quad (7)$$

Pri tem so:

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 \frac{N}{D' t} \leq 0,065 f_m \quad (8)$$

$f_{vd}$	strižna trdnost zidovja ob upoštevanju vertikalne obtežbe
$f_{vm0}$	povprečna strižna trdnost brez osne sile
$f_m$	povprečna tlačna trdnost zidovja
$t$	debelina zidu
$D'$	dolžina tlačnega dela zidu

Evrokod 8-3 zahteva, da sta trdnosti  $f_{vm0}$  in  $f_m$  deljeni s faktorjem zaupanja  $CF$ , v primarnih elementih pa še dodatno z materialnim varnostnim faktorjem za zidovje  $\gamma_m$ .

Napetosti na robovih stene  $\sigma_1$  in  $\sigma_2$  izračunamo z enačbama (9) in (10). Na podlagi izračunanih napetosti nato s pomočjo podobnih trikotnikov pridemo do izraza za izračun globine tlačene cone zidu  $D'$  (enačba (11)).

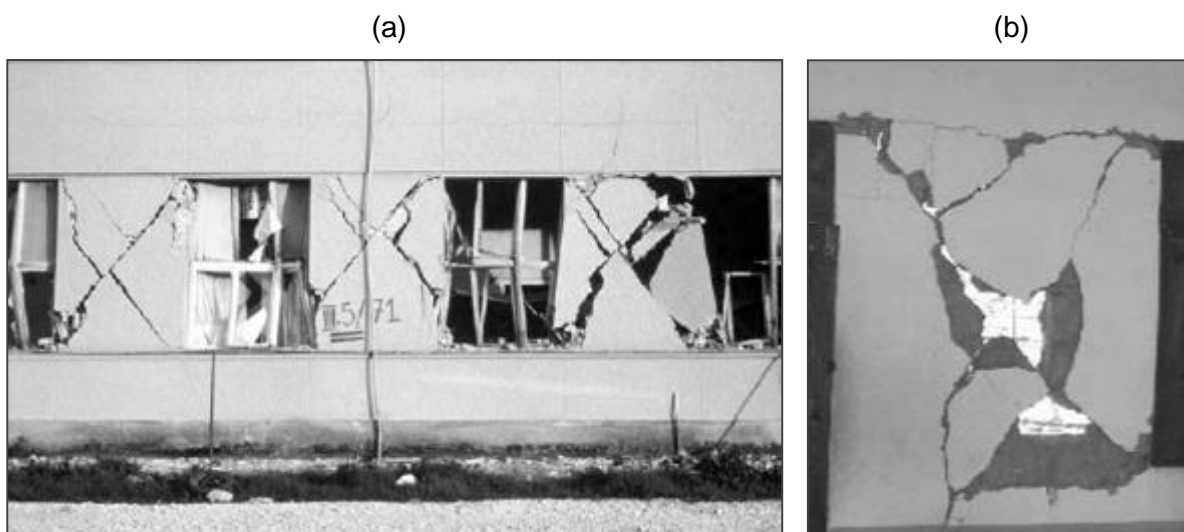
$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{|M|}{W} \quad (9)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{|M|}{W} \quad (10)$$

$$D' = \begin{cases} D & \text{če je } D \frac{\sigma_2}{\sigma_2 - \sigma_1} > D \\ D \frac{\sigma_2}{\sigma_2 - \sigma_1} & \text{če je } D \frac{\sigma_2}{\sigma_2 - \sigma_1} < D \end{cases} \quad (11)$$

### 2.6.2.2 Strižna nosilnost, ki se nanaša na diagonalne razpoke na sredini zidu

Gre za najpogostejšo porušitev zidov pri potresni obtežbi. Kombinacija navpične in vodoravne obtežbe povzroči naraščanje glavnih nateznih napetosti v sredini zidu, zaradi česar pride do prekoračitve natezne trdnosti zidu in s tem do nastanka diagonalno usmerjene strižne razpoke (slika 11b). Ta se širi v smeri diagonale od sredine proti robovoma. Glavna karakteristika materiala, ki določa strižno porušitev v diagonalni smeri, je referenčna natezna trdnost zidu  $f_t$  (o tem Turnšek, Čačovič; navaja Gostič, Jarc Simonič, Bosiljkov, 2011).



Slika 12: (a) Strižna porušitev opečnih stopenj med potresom s tvorjenjem diagonalnih razpok (Tomažević, 2008) (b) Diagonalna razpoka nearmirane opečne stene (Javed, 2012).

Enačbo, osnovano na ideji, da natezna trdnost zidovja določa strižno odpornost zidov, sta razvila Turnšek in Čačovič (1971). Tako je strižna odpornost zidu, ki se navezuje na strižno porušitev z diagonalnimi razpokami in je privzeta tako v potresnih predpisih v bivši Jugoslaviji (Pravilnik, 1981) kot tudi v obstoječih italijanskih pravilnikih (NTC08), definirana kot:

$$V_{u,f} = D t \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_0}} \quad (12)$$

Pri tem so:

$$\sigma_0 = \frac{N}{D t} \quad (13) \quad \sigma_0 \quad \text{povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi navpične obtežbe N}$$

$$\tau_0 = f_{v0d} \quad (14) \quad f_{v0d} \quad \text{začetna strižna trdnost brez upoštevanja vertikalne obtežbe}$$

$$f_t = 1,5 \tau_0 \quad (15) \quad f_t \quad \text{referenčna natezna trdnost zidu}$$

$$b = \begin{cases} 1 & \text{pri } \frac{h}{D} \leq 1 \\ 1,5 & \text{pri } \frac{h}{D} \geq 1,5 \\ \frac{h}{D} & \text{pri } 1 \leq \frac{h}{D} \leq 1,5 \end{cases} \quad (16)$$

$b$  faktor razporeditve strižnih napetosti po vodoravnem prerezu zidu, odvisen od geometrije zidu ter od razmerja med navpično obtežbo in vodoravno silo pri poružitvi zidu

### 2.6.3 Nosilnost prekladnih delov zidov

Preklade so horizontalni elementi, ki v primeru delovanja potresne obtežbe z medsebojnim povezovanjem vertikalnih elementov zagotavljajo, da le-ti ne delujejo vsak zase. Obenem pomembno vplivajo na robne pogoje vertikalnih elementov ter s tem na njihovo nosilnost. Napačno definirani robni pogoji vertikalnih elementov, do česar pride zaradi nezadostnega znanja o prekladah, lahko vodijo do nerealne napovedi globalnega odziva stene. Zaradi tega je natančna definicija prekladnih elementov še toliko bolj pomembna. Kar je napisano v nadaljevanju tega poglavja, je povzeto po Cattari, Lagomarsino, 2008.

Prekladni elementi zidanih konstrukcij so med potresom izpostavljeni velikim strižnim in upogibnim obremenitvam. Način porušitve je odvisen od razmerja med višino in dolžino prekladnega elementa ter od velikosti osne sile, s katero je element obremenjen. V odvisnosti od teh parametrov lahko v zidu pride do različnih porušnih mehanizmov: upogibne porušitve na tlačnih robovih zaradi dosežene mejne tlačne trdnosti in strižne porušitve s tvorjenjem diagonalnih razpok zaradi prekoračitve natezne trdnosti.



Slika 13: Primeri porušitev prekladnih delov zidu v obstoječih nearmiranih zidanih konstrukcijah (Cattari, 2008).

Merodajna nosilnost prekladnega elementa je definirana kot minimalna vrednost med strižno nosilnostjo, pogojeno z diagonalnimi razpokami ( $V_t$ ), in strigom, ki je pogojen z upogibno poružitvijo ( $V_p$ ).

$$V = \min\{V_t, V_p\} \quad (17)$$

Pri tem je nosilnost prekladnega elementa, ki jo določa upogib ( $M_u$ ), po italijanskem pravilniku NT08, ki je vključen v program 3Muri, definirana z enačbo (18). S tako definirano enačbo dosežemo, da je upogibna nosilnost različna od nič le v primeru, ko prekladni element vsebuje element, ki prenaša natezne obremenitve (npr. AB nosilec, horizontalna zidna vez).

$$M_u = \frac{DH'_p}{2} \left( 1 - \frac{H'_p}{0,85 D t f_{hu}} \right) \quad (18)$$

$$H'_p = \max\{N, H_p\} \quad (19)$$

$$H_p = \min\{0,4 f_{hu} D t; f_t\} \quad (20)$$

$$V_p = \frac{2M_u}{l} \quad (21)$$

Pri tem so:

- $H'_p$  maksimalna vrednost med osno silo v prekladnem elementu in vrednostjo  $H_p$
- $H_p$  minimalna vrednost med natezno trdnostjo elementa znotraj preklade (npr. AB nosilec) in med  $0,4f_{hu} D t$ .
- $f_{hu}$  tlačna trdnost zidovja v horizontalni smeri
- $D$  višina preklade
- $t$  debelina preklade
- $V_t$  strižna nosilnost preklade, ki se nanaša na diagonalne razpoke
- $V_p$  strižna nosilnost preklade, ki se nanaša na upogibno porušitev
- $f_{vod}$  začetna strižna trdnost brez upoštevanja vertikalne obtežbe
- $f_t$  referenčna natezna trdnost elementa znotraj preklade, ki prenaša natezne obremenitve



Slika 14: Upogibna porušitev prekladnih elementov zidane stavbe v potresu 6. aprila 2009 v L'Aquila (Dazio, Beyer, 2010).



Nosilnost prekladnega elementa, ki je pogojena s tvorjenjem diagonalnih razpok ( $V_t$ ), je določena z enačbo (22).

$$V_t = f_{v0d} D t \quad (22)$$



Slika 15: Strižna porušitev prekladnih elementov zidane stavbe v potresu 6. aprila 2009 v L`Aqui (Dazio, Beyer, 2010).

»Ta stran je namenoma prazna.«

### **3 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI KONSTRUKCIJ S POENOSTAVLJENO NELINEARNO ANALIZO**

Račun potresne odpornosti obstoječih zidanih stavb z linearno analizo ob upoštevanju manjše nosilnosti elementov zaradi redukcije trdnosti materialov s faktorjem zaupanja bi v veliki večini primerov pokazal, da konstrukcija ne dosega zahtevane potresne odpornosti. To bi lahko povečalo stroške utrjevanja, lahko bi se tudi izkazalo, da bi bilo bolj ekonomično obstoječi objekt nadomestiti z novim (v primeru, da ne gre za zgodovinsko zaščiten objekt) (Cotič, 2010).

Šele uporaba nelinearne analize doprinese k realnejši in zanesljivejši oceni obnašanja stavbe pri močni potresni obtežbi. Za račun potresnega odziva je najprimernejša nelinearna dinamična analiza, ki pa je za praktično uporabo še vedno prezahtevna. Kot alternativa se že nekaj časa razvijajo poenostavljene nelinearne metode za seizmično analizo konstrukcij, ki so zaradi svoje enostavnosti primerne tudi za praktično uporabo. Ena izmed takšnih metod je N2 metoda, ki temelji na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF) pri monotono naraščajoči horizontalni obtežbi in na pretvorbi tega modela na ekvivalentni model z eno prostostno stopnjo (SDOF), zahteve potresa pa se določijo z nelinearnimi spektri odziva (Kreslin, Fajfar, 2011).

Metoda je vključena v standard Evrokod 8-1 (Dodatek B), v skladu z njo pa poškodovanost in potresno odpornost konstrukcije preverja tudi v diplomski nalogi uporabljen program 3Muri. V nadaljevanju kratkemu povzetku N2 metode sledijo opisani koraki enostavne različice N2 metode, kot je to predvideno v Evrokodu 8-1.

#### **3.1 Povzetek N2 metode**

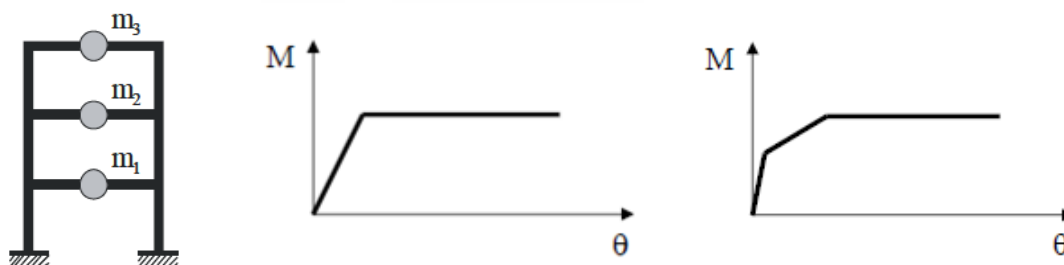
Metoda je bila razvita na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR), ki je del Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. Gre za razmeroma enostavno nelinearno metodo za analizo konstrukcij pri potresni obtežbi, ki združuje nelinearno statično analizo sistema z več prostostnimi stopnjami s spektralno analizo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (Fajfar, 2002).

Primerna je tako za projektiranje novih konstrukcij kot tudi za oceno obnašanja obstoječih konstrukcij. Zadovoljive rezultate daje predvsem pri konstrukcijah, ki nihajo pretežno v eni sami nihajni obliki. To običajno ne velja pri visokih stavbah in pri torzijsko podajnih stavbah. Metoda je uporabna tudi za prostorske modele konstrukcij, vendar bodo zaradi enostavnosti uporabljene konstrukcije, ki jih obravnavamo ravninsko (Fajfar, 2002).

## 3.2 Potek analize po korakih

### 3.2.1 Podatki

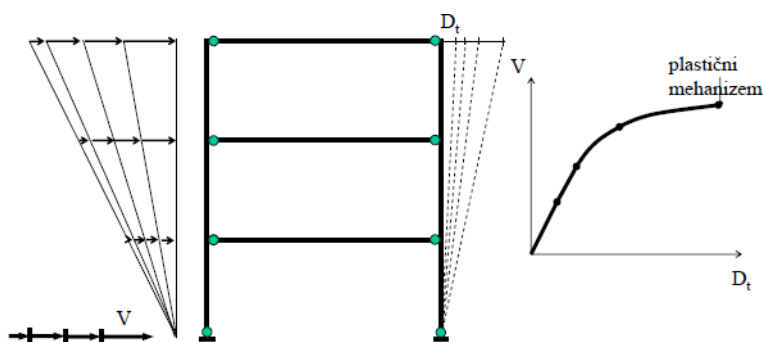
Konstrukcijo modeliramo z ravninskim modelom z več prostostnimi stopnjami (MDOF). Običajni matematični model, ki se uporablja pri linearni elastični analizi, je treba dopolniti s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezne elemente konstrukcije. Linijski element, ki običajno sestavlja model konstrukcije, najenostavneje razširimo v nelinearno območje tako, da uvedemo dva plastična členka, enega na začetku in drugega na koncu elementa, ter zanj določimo nelinearen odnos med upogibnim momentom in zasukom (Fajfar, 2002).



Slika 16: MDOF model konstr. in odnos med momentom ter zasukom – bilinearni in trilinearni (Fajfar, 2008).

### 3.2.2 Nelinearna statična («pushover») analiza

Ravninski model MDOF obremenimo z vodoravno statično obtežbo, s katero simuliramo vztrajnostne sile, ki se pojavijo med potresom. Obtežbo postopoma povečujemo in zasledujemo deformacije konstrukcije (slika 17). Pri določeni velikosti statične obtežbe pride do tečenja prvega elementa konstrukcije in s tem do zmanjšanja njegove togosti ter togosti celotne konstrukcije. Z večanjem obtežbe se tečenje pojavlja tudi v drugih elementih, kar vodi k postopnemu zmanjševanju togosti konstrukcije, dokler ne pride do plastičnega mehanizma. Nadaljnje povečevanje obtežbe je možno le še na račun morebitnega utrjevanja materiala (Fajfar, 2002).



Slika 17: Nelinearna statična analiza (Fajfar, 2008).

Če model konstrukcije vsebuje elemente, pri katerih se s povečevanjem deformacije nosilnost zmanjšuje, potem pri analizi namesto postopnega povečevanja vodoravne obtežbe postopoma povečujemo pomike. Le tako lahko določimo deformacijo, ki pomeni porušitev. V praksi se za to upošteva vrednost, ki predstavlja 80 % maksimalne nosilnosti (Fajfar, 2002).

### 3.2.2.1 Določitev porazdelitve vodoravne obtežbe

Na rezultate analize bistveno vpliva razporeditev vodoravnih sil po višini konstrukcije. Vodoravne sile v postopku analize postopoma povečujemo, vendar njena razporeditev po višini ostaja nespremenjena. Razporeditev določimo v skladu z enačbo po Evrokodu 8-1 (Dodatek B), ki predpostavlja naslednjo zvezo med normiranimi vodoravnimi silami in normiranimi pomiki:

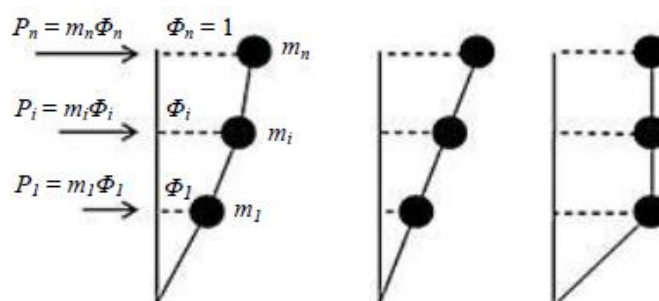
$$\bar{F}_i = m_i \phi_i \quad (23)$$

Pri tem so:

- $\bar{F}_i$  normirana vodoravna sila v i-ti etaži
- $m_i$  masa v i-ti etaži
- $\phi_i$  normiran pomik v i-ti etaži

Evrokod 8-1 predlaga dve razporeditvi vodoravne obtežbe po višini, ki morajo delovati v masnem središču:

- modalna porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne vodoravnim silam v obravnavani smeri, določenim z elastično analizo. Taka razporeditev ustreza osnovni nihajni obliki elastične konstrukcije, ki jo aproksimiramo z obrnjenim trikotnikom.
- enakomerna porazdelitev<sup>1</sup>, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam ne glede na višino. Taka razporeditev ustreza konstantni nihajni obliki  $\phi = 1$ ,

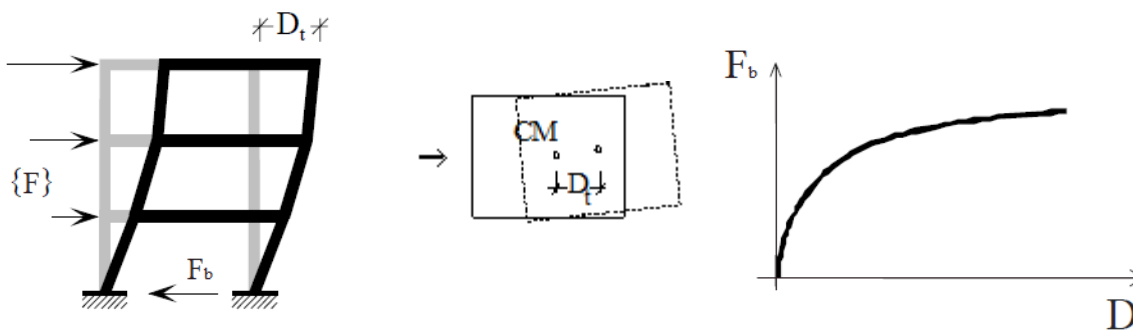


Slika 18: Porazdelitve vodoravnih sil po višini konstrukcije a) modalna b) obrnjen trikotnik c) enakomerna (Bizjak, 2015).

<sup>1</sup> Pri enakomerni porazdelitvi sil po višini največkrat prevladuje etažni porušni mehanizem, zato takšna razporeditev sil pri zidanih konstrukcijah ni priporočljiva za analizo večetažnih stavb.

### 3.2.2.2 Določitev odnosa med celotno prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije

Z nelinearno analizo s postopnim naraščanjem obtežbe izračunamo odnos med obtežbo in pomikom za celotno konstrukcijo. Običajno nas zanima odnos med celotno prečno silo v spodnji etaži konstrukcije, ki je enaka vsoti vseh vodoravnih sil v posameznih etažah ( $F_b$ ), in pomikom na vrhu konstrukcije ( $D_t$ ) v primeru obtežbe v centru mas. S tem je določena t. i. »pushover« krivulja (Fajfar, 2002).



Slika 19: Pomik na vrhu konstr. pod vplivom vodoravne obtežbe v CM in "pushover" krivulja (Fajfar, 2008).

### 3.2.3 Določitev ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo

V nadaljnji analizi se bodo uporabili spektri odziva, ki so definirani le za sisteme z eno prostostno stopnjo, zato je treba MDOF sistem in s tem sile ter pomike prevesti na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo – SDOF sistem (Fajfar, 2002).

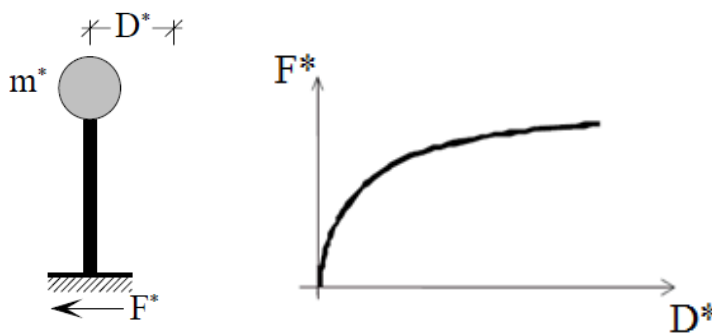
Transformacija sil in pomikov iz MDOF sistema v SDOF sistem je v Evrokodu 8-1 definirana s pomočjo transformacijskega faktorja  $\Gamma$ , ki je odvisen od predpostavljene nihajne oblike in od razporeditve mas. Ker pri transformaciji oblika odnosa med obtežbo in deformacijo ostane enaka, se ohranijo togosti in nihajni časi. To pomeni, da ima ekvivalenten SDOF sistem enak diagram obtežba – deformacija kot MDOF sistem, le s spremenjenim merilom (Fajfar, 2002).

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (24)$$

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (25)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (26)$$

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad (27)$$



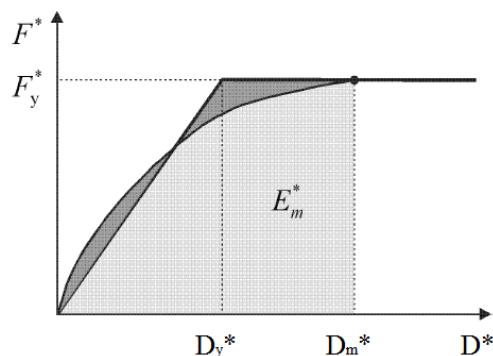
Slika 20: Ekvivalenten SDOF model (Fajfar, 2008).

Pri tem so:

- $F^*$  sila ekvivalentnega SDOF sistema
- $D^*$  pomik ekvivalentnega SDOF sistema
- $m^*$  masa ekvivalentnega SDOF sistema
- $\Gamma$  transformacijski faktor med MDOF in SDOF sistemoma

### 3.2.4 Idealizacija odnosa med silo in pomikom

Za nadaljnji račun je treba odnos med silo in pomikom ekvivalentnega SDOF sistema idealizirati, kar dosežemo s pretvorbo odnosa v bilinearno obliko, kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje brez utrditve. Ustrezno začetno ekvivalentno elastično togost idealiziranega sistema, katere izbira odločilno vpliva na rezultate analize, po Evrokodu 8 dosežemo tako, da zagotovimo enaki površini pod dejanskim in idealiziranim odnosom med obtežbo in deformacijo (Fajfar, 2002).



Slika 21: Dejanski in idealiziran diagram sila – pomik ekvivalentnega SDOF sistema (Evrokod 8-1).

Po zgornji predpostavki se za pomik  $D_y^*$ , ki predstavlja zgornjo mejo diagrama, vzame pomik, pri katerem se tvori plastični mehanizem. V skladu z EC8-1 je določen je z izrazom (28):

$$D_y^* = 2 \left( D_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (28)$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (29)$$

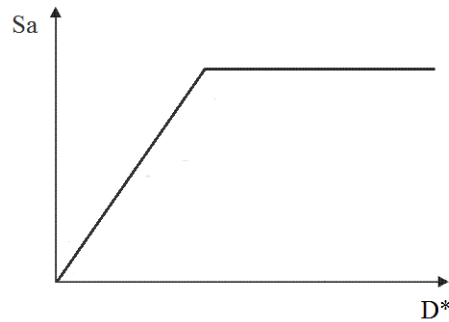
Pri tem so:

- $F_y^*$  sila tečenja, ki predstavlja nosilnost idealiziranega sistema in je enaka celotni prečni sili pri tvorbi plastičnega mehanizma
- $E_m^*$  dejanska deformacijska energija pri tvorbi plastičnega mehanizma
- $T^*$  nihajni čas idealiziranega sistema v elastičnem območju

### 3.2.5 Določitev diagrama kapacitete

Idealiziran odnos med silo in pomikom ekvivalentnega SDOF sistema bomo v nadaljevanju primerjali z zahtevami potresa, ki bodo definirane v AD formatu (pospešek – pomik), zato v ta namen silo  $F^*$  izrazimo s pospeški, kar dosežemo tako, da  $F^*$  delimo z maso ekvivalentnega SDOF sistema (enačba (30)). Dobljeni diagram imenujemo diagram kapacitete (Fajfar, 2002).

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (30)$$



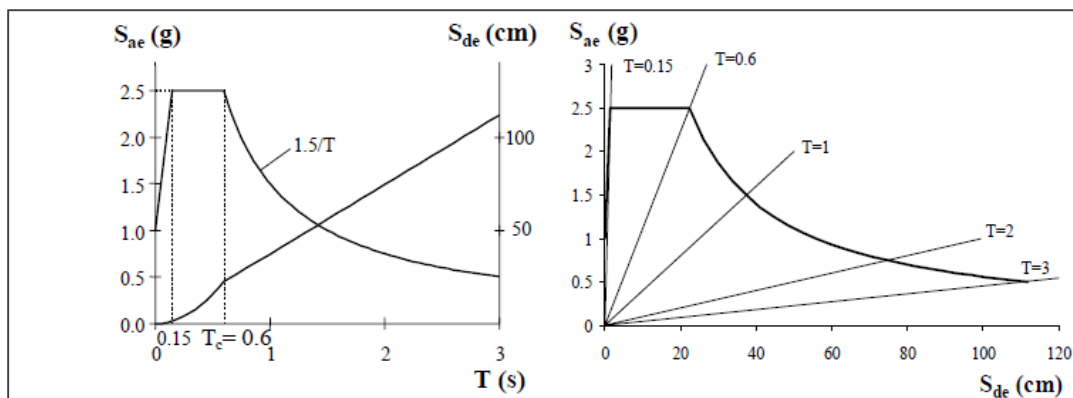
Slika 22: Krivulja kapacitete (pospešek – pomik) (Fajfar, 2008).

### 3.2.6 Potresna obtežba v AD formatu

#### 3.2.6.1 Elastični spekter v AD formatu

Namesto običajnega podajanja potresne obtežbe v obliki elastičnega spektra pospeškov  $S_{ae}$ , kjer so pospeški SDOF sistema podani v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije, za nadaljnjo analizo potrebujemo spekter v t. i. AD formatu (pospešek – pomik), kjer spekter pospeškov  $S_{ae}$  in spekter pomikov  $S_{de}$  prikažemo skupaj na istem diagramu. Elastični spekter pomikov je s spektrom pospeškov povezan z naslednjo enačbo:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (31)$$



Slika 23: Elastični spekter odziva za pospeške  $S_{ae}$  in pomike  $S_{de}$  za tip tal C in 5 % dušenje po EC8, normiran na 1,0 g v klasičnem formatu (levo) in AD formatu (desno) (Fajfar, 2008).



### 3.2.6.2 Neelastični spekter v AD formatu za konstante duktilnosti

Ugoden vpliv duktilnih konstrukcij, ki imajo sposobnost, da se deformirajo v neelastičnem območju in s tem sipajo energijo, zajamemo z redukcijskim faktorjem  $R$  (v EC8-1 imenovan  $q$ ). Na velikost tega faktorja vplivata dva faktorja, in sicer dodatna nosilnost, ki predstavlja nosilnost nad računsko potrebno nosilnostjo, in že prej omenjena duktilnost. Z redukcijskim faktorjem zmanjšamo vrednosti pospeškov v spektru, pri čemer pa upoštevamo le redukcijski faktor zaradi duktilnosti  $R_\mu$  (Fajfar, 2002).

Neelastični spekter pospeškov  $S_a$  in spekter pomikov  $S_d$  za neelastični sistem z bilinearnim odnosom med obtežbo in pomikom, ki ga obravnavamo v naši analizi, lahko določimo z naslednjima enačbama:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (32)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (33)$$

V N2 metodi uporabljamo enostavni bilinearni spekter:

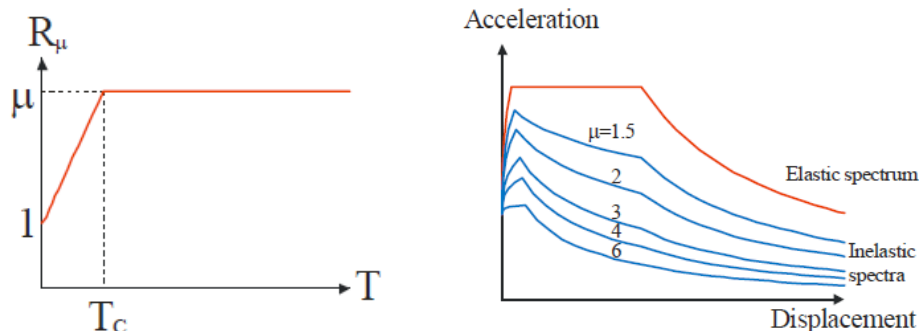
$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 & \text{pri } T < T_C \\ \mu & \text{pri } T \geq T_C \end{cases} \quad (34)$$

Pri tem so:

$T_C$  mejno območje med območjema kratkih in srednjih nihajnih časov; običajno predstavlja zgornjo mejo nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost

$R_\mu$  redukcijski faktor zaradi duktilnosti

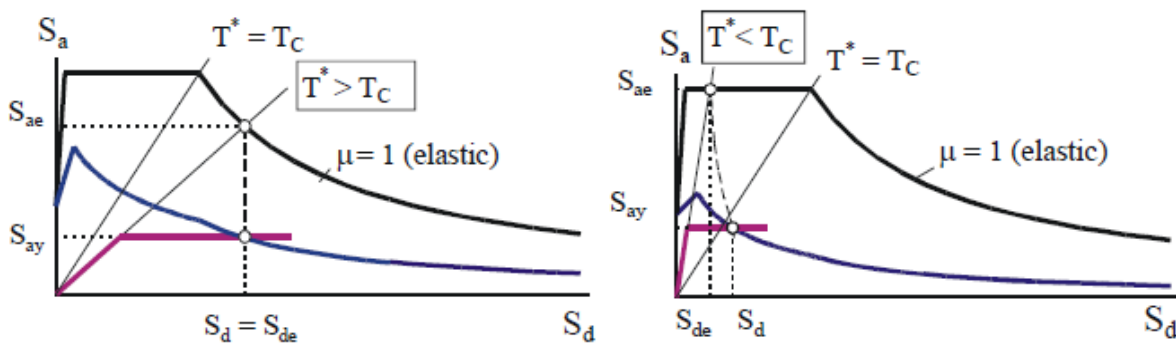
$\mu$  duktilnost



Slika 24: Redukcijski faktor v odvisnosti od nihajnega časa (levo) in neelastični spektri za konstantne duktilnosti (desno) (Fajfar, 2008).

### 3.2.7 Potresna obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema

Potresno obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema se določi grafično, in sicer tako, da na isti sliki v AD formatu prikažemo elastični spekter, neelastični spekter in krivuljo kapacitete. Presečišče radialne linije, ki predstavlja elastični nihajni čas idealiziranega bilinearnega sistema  $T^*$ , in elastičnega spektra  $S_{ae}$  določa zahteve potresa, tj. pospešek, ki bi ga konstrukcija morala prenesti, če bi naj med potresom ostala v elastičnem območju ( $S_{ae}$  na sliki 25), in pomik, ki bi ga morala prenesti taka konstrukcija ( $S_{de}$  na sliki 25) Presečišče neelastičnega spektra in krivulje kapaciteta predstavlja ciljni pomik  $S_d$  (Fajfar, 2002).



Slika 25: Določitev ciljnega pomika ekvivalentnega SDOF sistema (Fajfar, 2008).

Potresna obremenitev se posebej določi za področje srednjih in dolgih nihajnih časov ter za področje kratkih nihajnih časov. Če je elastični nihajni čas  $T^*$  večji ali enak kot  $T_C$ , velja pravilo o enakosti pomikov, ki pravi, da je pomik neelastične konstrukcije  $S_d$  enak pomiku pripadajoče elastične konstrukcije  $S_{de}$ . Od tod iz podobnosti trikotnikov sledi, da je zahtevana duktilnost enaka redukcijskemu faktorju (enačba (35)). Če pa je elastični nihajni čas  $T^*$  manjši od  $T_C$ , je zahtevana duktilnost določena z izrazom (36).

$$T^* \geq T_C \quad \mu = R_\mu \quad (35)$$

$$T^* < T_C \quad \mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \quad (36)$$

Pri tem je redukcijski faktor  $R_\mu$  definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema:  $R_\mu = S_{ae}(T^*)/S_{ay}$ . S spodnjima izrazoma določimo neelastične pomike SDOF sistema za področje srednjih in dolgih nihajnih časov (enačba (37)) in za področje kratkih nihajnih časov (enačba (38)).

$$T^* \geq T_C \quad S_d = S_{de}(T^*) \quad (37)$$

$$T^* < T_C \quad S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left( 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad (38)$$

### 3.2.8 Globalne potresne obremenitve MDOF sistema

Ciljni pomik MDOF sistema, tj. pomik kontrolne točke na vrhu MDOF sistema, izračunamo kot produkt ciljnega pomika ekvivalentnega SDOF sistema in transformacijskega faktorja med MDOF in SDOF sistemoma:

$$D_t = \Gamma \cdot S_d \quad (39)$$

### 3.2.9 Ocena obnašanja

Obnašanje konstrukcije lahko ocenimo s primerjavo zahtev potresa in kapaciteto konstrukcije, pri čemer se za ustrezno obnašanje konstrukcije šteje, kadar je njena kapaciteta večja od potresnih zahtev. Običajno se preverjajo plastični mehanizem, etažni pomiki, duktilnosti, plastične rotacije, napetosti v krhkih elementih, pospeški opreme in dodatna nosilnost (Fajfar, 2008).

»Ta stran je namenoma prazna.«

## 4 STAVBA UL FGG NA HAJDRIOVI ULICI

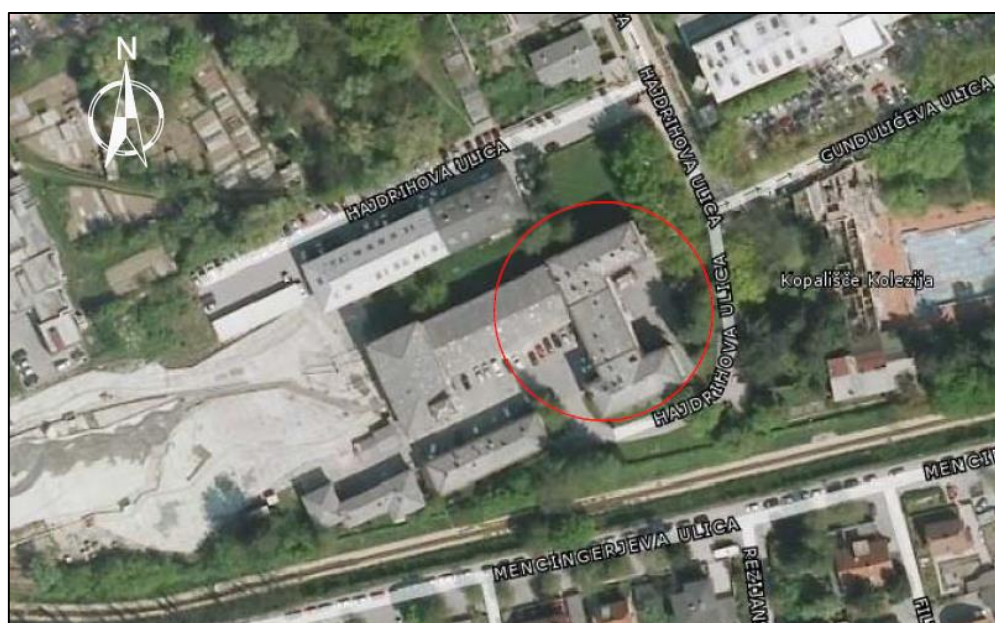
To poglavje je namenjeno podrobnejši predstavitvi obravnavanega objekta. Stavba Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na Hajdrihovi ulici, kjer ima svoje prostore Katedra za splošno hidrotehniko, je del sklopa večjega števila objektov, sprva imenovanega Vodogradbeni laboratorij in kasneje preimenovanega v Vodnogospodarski inštitut. Predmet diplomske naloge je le šolski del celotnega kompleksa, zato je, z izjemo zgodovine objekta, v nadaljevanju podrobneje predstavljen le ta del objekta.

Opisu lokacije in zgodovinskega razvoja Vodnogospodarskega inštituta sledi opis iskanja projektne dokumentacije obravnavane stavbe FGG (oddelka za hidrotehniko), temu pa opis zasnove konstrukcije. Nato je predstavljeno stanje objekta, ki zajema podrobnejšo predstavitev nosilne konstrukcije, materiala ter sanacijskih in utrditvenih ukrepov, ki so na objektu že bili izvedeni. V zadnjem delu poglavja so predstavljeni še vplivi na konstrukcijo.

### 4.1 Opis objekta in lokacije

#### 4.1.1 Lokacija

Vodnogospodarski inštitut leži na levem bregu Gradaščice, zahodno od kopališča Kolezija v Ljubljani na Hajdrihovi ulici 28. Glavni vhod v šolski del objekta je na vzhodni strani s Hajdrihove ulice, na njegovi zahodni strani pa se nahaja vhod na parkirišče kompleksa.

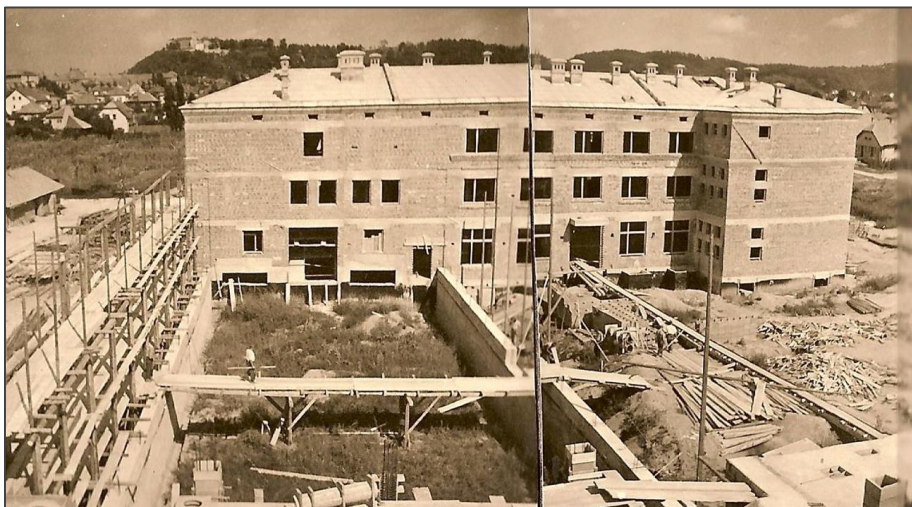


Slika 26: Lokacija Vodnogospodarskega inštituta (Najdi.si Zemljevid, 2014).

#### 4.1.2 Zgodovinski opis objekta

Zaradi vse večjih potreb po izkoriščanju do takrat le malo izrabljenega vodnega bogastva dežele ter potreb po gospodarskem razvoju države so si strokovnjaki z Instituta za vodne zgradbe na Tehnični fakulteti v Ljubljani že v prvi polovici 30-ih let 20. stoletja prizadevali za izgradnjo Vodogradbenega laboratorija. Na pobudo prof. ing. Cirila Žnidaršiča, predstojnika Instituta za vodne zgradbe na Tehnični fakulteti, je prof. dr. Goljevšček I. 1932 izdelal prve skice za ureditev manjšega laboratorija v kleti takrat snujočega novega poslopja za Tehnično fakulteto na Aškerčevi ulici, a so zaradi nenaklonjenih predvojnih razmer morali prvotno zamisel gradnje laboratorija opustiti in se zadovoljiti z gradnjo provizorija. Tako je bil februarja I. 1937, 35 let po ustanovitvi prvega evropskega vodogradbenega laboratorija v Dresdnu, dosežen prvi realni uspeh na poti do izgradnje Vodogradbenega laboratorija, Jugoslavija pa je z njegovo izgradnjo dobila prvo skromno možnost za eksperimentalno raziskovalno dejavnost, študij raznovrstnih hidrotehničnih objektov ter vzgojo inženirskega naraščaja (Bleiweis, 1965).

Kmalu po koncu druge svetovne vojne se je z začetkom elektrifikacije in industrializacije potreba po eksperimentalnih preiskavah še povečala, provizorij pa je kmalu postal pretesen za reševanje številnih vprašanj in nalog gospodarskih naročnikov. To je poleti I. 1946 sprožilo odobritev prvih sredstev za gradnjo novega Vodogradbenega laboratorija na Hajdrihovi ulici v centru Ljubljane (Bleiweis, 1965). Ob pomoči članov hidrotehničnega odseka je prof. dr. Goljevšček do septembra 1946 izdelal zazidalni načrt, ing. arh. Janez Valentinčič pa izvedbene načrte za celoten stavbni kompleks. Tako se je 1. oktobra leta 1946 začela gradnja Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani. Z njegovo dograditvijo je fakulteta pridobila tako prostore za pedagoško dejavnost kot tudi pomembno raziskovalno ustanovo, z namenom, da bi se s tem ustvarile zadostne možnosti za raziskavo hidravličnih problemov. (Sodelavci VL, 1976).



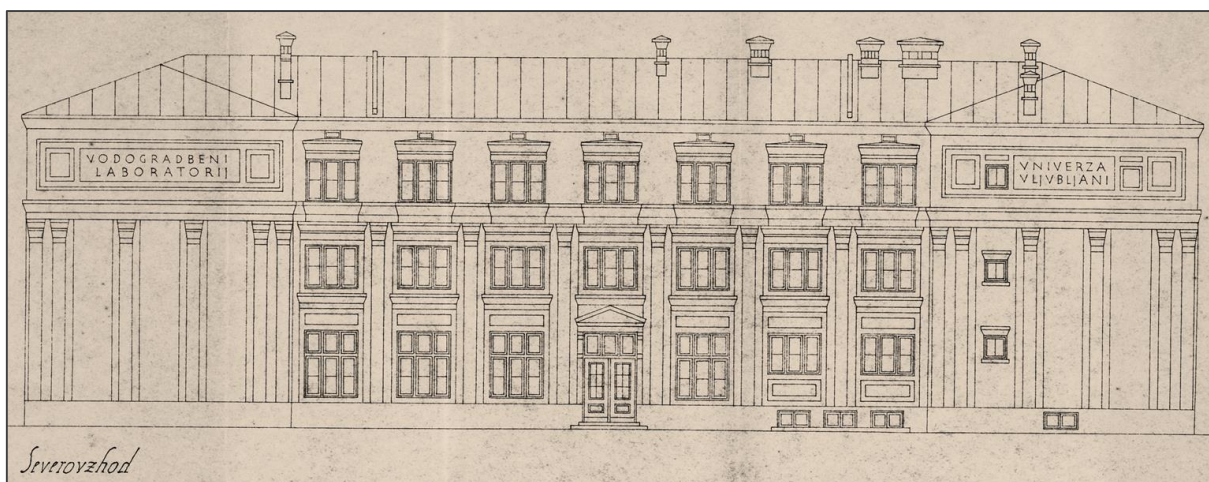
Slika 27: Gradnja Vodogradbenega laboratorija (Hidroinštitut, 2014).

### 4.1.3 Vodogradbeni inštitut zapisan v zgodovino slovenske arhitekture

Razsežno trinadstropno poslopje s pilastersko členjeno fasado, zgrajeno med leti 1947 in 1949, je delo arhitekta Janeza Valentinčiča, ki v slovenski arhitekturi velja za enega najbolj vidnih nadaljevalcev Plečnikovega izročila.

Leta 1927 je zaključil študij arhitekture ter leta 1931 prevzel mesto Plečnikovega asistenta. Svoja arhitekturna dela je nadaljeval v smeri Plečnikove klasike, dotlej neznane naloge pa je reševal v inovativnem duhu svojega vzornika. Preuredil je vrsto cerkva na Slovenskem in jih skrbno opremil ter tako postal nadaljevalec edinstvenega preroda sakralne umetnosti, ki ga je naša dežela prispevala v umetnostno zakladnico 20. stoletja (Prelovšek, 1995).

Po besedah umetnostnega zgodovinarja Damjana Prelovška je Valentinčič z izvršitvijo Vodogradbenega inštituta »dokazal, kako je mogoče tudi čisto funkcionalno arhitekturo oplemeniti in decentno uglasiti na klasično noto«. Fasado je okrasil z zasnovami stebrov s kapiteli, nad vhodna vrata je postavil klasičen trikoten nadstrešek s konzolami v obliki volut ter objekt v celoti opremil (Bernik, 2005).



Slika 28: Severovzhodna fasada Vodogradbenega laboratorija, kopija originalnega načrta J. Valentinčiča (SI AS 233, ŠK 173 PE 1398).

Zaradi svoje avtentičnosti, zgodovinskega, umetniškega in znanstvenega pomena je bil Vodogradbeni laboratorij vpisan v Register nepremične kulturne dediščine z varstvenim režimom *dediščina* in podrežimom *stavbna dediščina* (RKD, 2014). RKD predstavlja uradno zbirko podatkov o nepremični kulturni dediščini na območju Republike Slovenije. Z vpisom v register dobi vsaka enota evidenčno številko dediščine EŠD, ki se uporablja v postopkih varstva kulturne dediščine (Ministrstvo za kulturo, 2014). Evidenčna številka enote z imenom »Ljubljana – Vodogradbeni inštitut« je 15426 (Enota dediščine, 2014).

Za vsa vzdrževalna dela na objektih kulturne dediščine je treba predhodno pridobiti kulturnovarstvene pogoje in kulturnovarstveno soglasje. V pogojih so navedene usmeritve, ki jih je pri izvajanju vzdrževalnih del treba upoštevati, da se pri sanaciji varovane lastnosti kulturne dediščine ne poškodujejo ali uničijo (ZVKDS, 2014).

#### **4.1.4 Iskanje projektne dokumentacije Vodogradbenega inštituta**

Pogosto se zgodi, da pri zgodovinskih objektih projektna dokumentacija objekta ni na voljo, kar rezultira k projektiranju z višjimi varnostnimi faktorji, zanesljivost rezultatov analize pa se bistveno poslabša. Prvi korak vsakega projekta, ki ima opravka z obstoječimi objekti, je torej iskanje obstoječe projektne dokumentacije. Za hrambo dokumentarnega in arhivskega gradiva so pristojni arhivi.

Pristojni arhivi, ki opravljajo arhivsko javno službo, so Arhiv Republike Slovenije kot organ državne uprave in regionalni arhivi kot javni zavodi. Naloge državnega arhiva torej opravlja Arhiv Republike Slovenije, ki skrbi za enotno strokovno izvajanje javne arhivske dejavnosti. Naloge regionalnih arhivov, ki so organizirani kot javni zavodi, pa opravljajo: Zgodovinski arhiv Ljubljana, Pokrajinski arhiv Maribor, Zgodovinski arhiv Celje, Zgodovinski arhiv na Ptuj, Pokrajinski arhiv Koper in Pokrajinski arhiv v Novi Gorici (Ur. l. RS, št. 30-1229/2006).

Državni arhiv varuje javno arhivsko gradivo državnih organov, nosilcev javnih pooblastil oziroma izvajalcev javnih služb, ki jih zagotavlja država, Banke Slovenije ter državnih in javnih skladov, agencij in drugih pravnih oseb, ki jih ustanovi država in praviloma delujejo za območje celotne države. Regionalni arhivi pa varujejo na območju regionalnega arhiva nastalo javno arhivsko gradivo državnih organov ali njihovih organizacijskih enot ter izvajalcev javnih pooblastil oziroma javnih služb, ki jih zagotavlja država in opravljajo dejavnost na območju ene ali več samoupravnih lokalnih skupnosti, obenem pa varujejo še arhivsko gradivo samoupravnih lokalnih skupnosti, če te ne ustanovijo lastnega arhiva za varstvo svojega javnega arhivskega gradiva (Ur. l. RS, št. 30-1229/2006, člen 55).

V Ljubljani tako za varstvo dokumentarnega in arhivskega gradiva skrbita Arhiv Republike Slovenije in Zgodovinski arhiv Ljubljana. V okviru iskanja projektne dokumentacije Vodogradbenega inštituta sem se sprva napotila v Zgodovinski arhiv Ljubljane, kjer pa se je izkazalo, da obravnavanega objekta v seznamu gradenj po letu 1945 ni dokumentiranega. V nadaljevanju sem se zato obrnila na Arhiv Republike Slovenije, kjer je arhivsko gradivo v izvornikih ali kopijah na razpolago za raziskovalne, študijske, kulturne, uradne, poslovne, osebne in druge namene v čitalnicah Arhiva.



Obiskovalci čitalnice Arhiva RS na Zvezdarski 1 se z osebnim dokumentom identificirajo pri varnostniku arhiva, kjer morajo v posebne omare odložiti torbe in osebno prtljago. Uslužbenci arhiva nato prisluhneje željam uporabnika ter ga napotijo k uporabi tistih arhivskih vodnikov, inventarjev, popisov in drugih pripomočkov za uporabo, ki se po njihovi presoji za iskano gradivo zdi najbolj smiselna.

Prvi fond, ki sem ga dobila v pogled, je bil Zbirka Korpus slovenske arhitekture, 1966–2009 s signaturo SI AS 2067. Ta vsebuje 400 škatel v obsegu 64 tekočih metrov gradiva. Zbirka je nastajala v letih 1966–2009 na Fakulteti za arhitekturo Univerze v Ljubljani in vsebuje pretežno naloge, ki so nastajale pri predmetih Varstvo (Prenova) arhitekturne dediščine in Razvoj arhitekture (SI AS 2067, 2014).

Iskanje po prvem fondu ni obrodilo sadov, zato me je uslužbenec napotil k pregledu drugega: Slovenija projekt, 1945–2002 s signaturo SI AS 1966. Gre za fond, ki vsebuje 4603 kosov arhitekturnih in tehnoloških risb ter fotografskega gradiva različnih projektantov vse od leta 1945 (SI AS 1966, 2014).

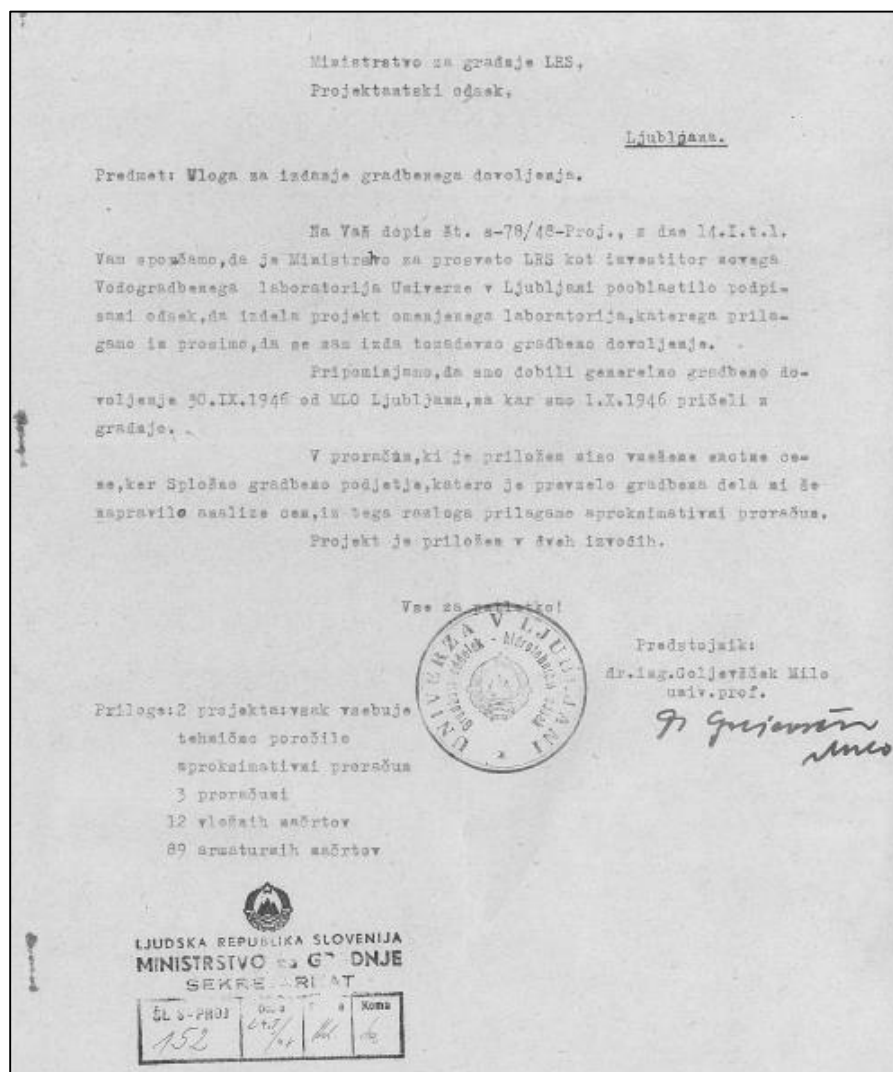
Tretji fond, ki me je le pripeljal do iskanega gradiva, je bil Ministrstvo za gradnje Ljudske republike Slovenije, 1945–1951 s signaturo popisne enote SI AS 233, ki spada v skupino fondov Najvišjih državnih in avtonomnih oblasti. Omenjen fond vsebuje 487 škatel in 7 knjig v obsegu 56 tekočih metrov gradiva. Vsebina popisne enote je: vojna škoda I. 1945, vojni ujetniki 1945–1948, letni plani podjetij 1947, bilance podjetij 1945–1951, finančni plani, projekti za gradnjo objektov 1945–1951, popisi strojev, poročila Gradbene inšpekcije 1948–1949, zapisniki o pregledu gradbišč itd. (SI AS 233, 2014).

Vsebino, ki se je nanašala na Vodogradbeni laboratorij, sem našla v škatli ŠK 172 s popisno enoto PE 1398 z naslovom *Projekt gradnje Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani (nasproti kopališča Kolezija)*, vsebina projekta pa je sledeča:

- vloga za izdajanje gradbenega dovoljenja,
- tehnično poročilo k projektu Vodogradbenega laboratorija v Ljubljani,
- proračun tesarskih, betonskih, železobetonskih in zidarskih del,
- proračun težaških, betonskih in zidarskih del pri srednje in visokotlačnem delu Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani,
- proračun za zgradbo Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani (šolski del glavne stavbe),
- arhitekturni načrti in
- armaturni načrti.

Arhiv dopušča skeniranje ali fotografiranje arhivskega gradiva, a le na podlagi naročilnice reprodukcij, v kateri mora uporabnik poleg identifikacijskih podatkov navesti še evidenčno oznako uporabe gradiva, v okviru katere želi reproducirati gradivo. V primeru, ko Arhiv nima tehničnih možnosti za izdelavo reprodukcij v potrebni obliki in kakovosti, sme uporabnik, ob upoštevanju navodil uslužbenec v čitalnicah, z dovoljenjem arhiva izdelati reprodukcije. Kadar reproduciranje poteka izven čitalnice Arhiva, ga nadzoruje uslužbenec arhiva (Navodilo za uporabo arhivskega gradiva v čitalnicah Arhiva RS, 2014).

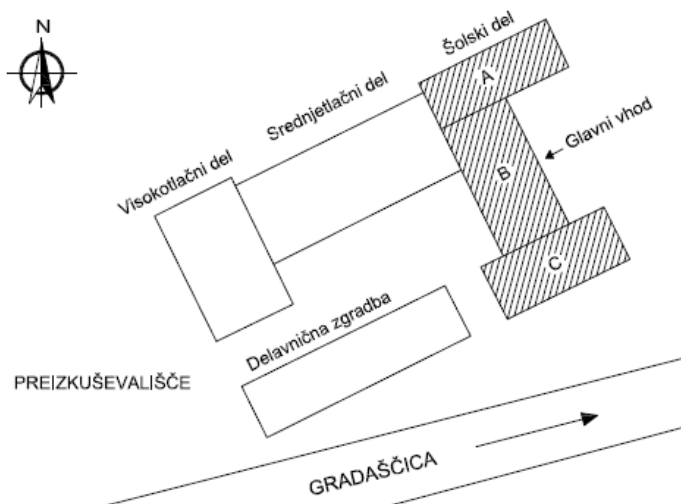
Našteti dokumenti Projekta gradnje Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani so bili za potrebe diplomske naloge ter na željo prof. dr. Violete Bokan Bosiljkov na podlagi naročilnice reprodukcij skenirani na CD v skupnem obsegu 49 strani, 15 arhitekturnih načrtov ter 90 armaturnih načrtov. Na podlagi teh dokumentov je bila upoštevana celotna geometrija obravnavanega objekta v nadaljevanju diplomske naloge.



Slika 29: Skenirana vloga za izdajanje gradbenega dovoljenja (SI AS 233, ŠK 173 PE 1398).

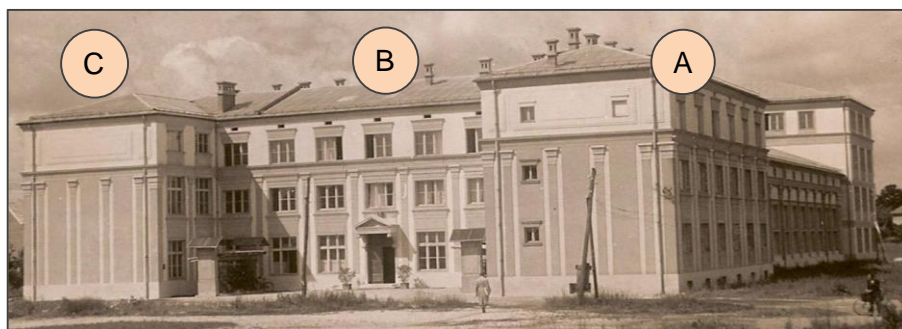
#### 4.1.5 Zasnova konstrukcije

Vodnogospodarski inštitut predstavlja sklop večjega števila objektov, ki v enem stavbnem bloku združuje dvonadstropni šolski del, pritlični srednjetačni del in trinadstropni visokotlačni del laboratorija. Inštitutu pripada še delavnično poslopje na dvorišču ter zunanje preizkuševališče. Pri tem je predmet sledeče analize le šolski del glavne stavbe, zato je v nadaljevanju opisana zasnova samo tega dela poslopja. Na sliki 30 je ta označen s šrafuro.

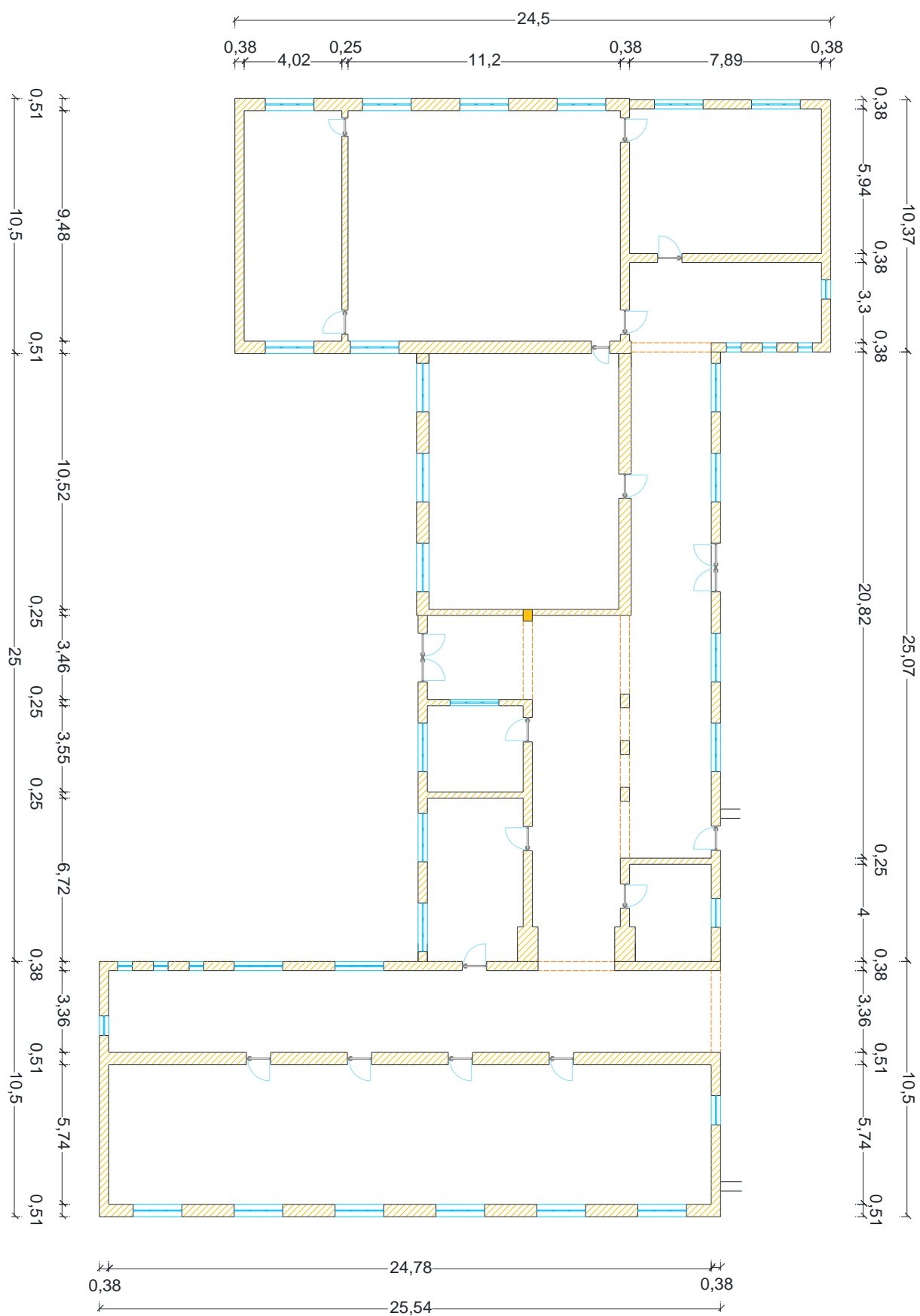


Slika 30: Situacija Vodnogospodarskega inštituta.

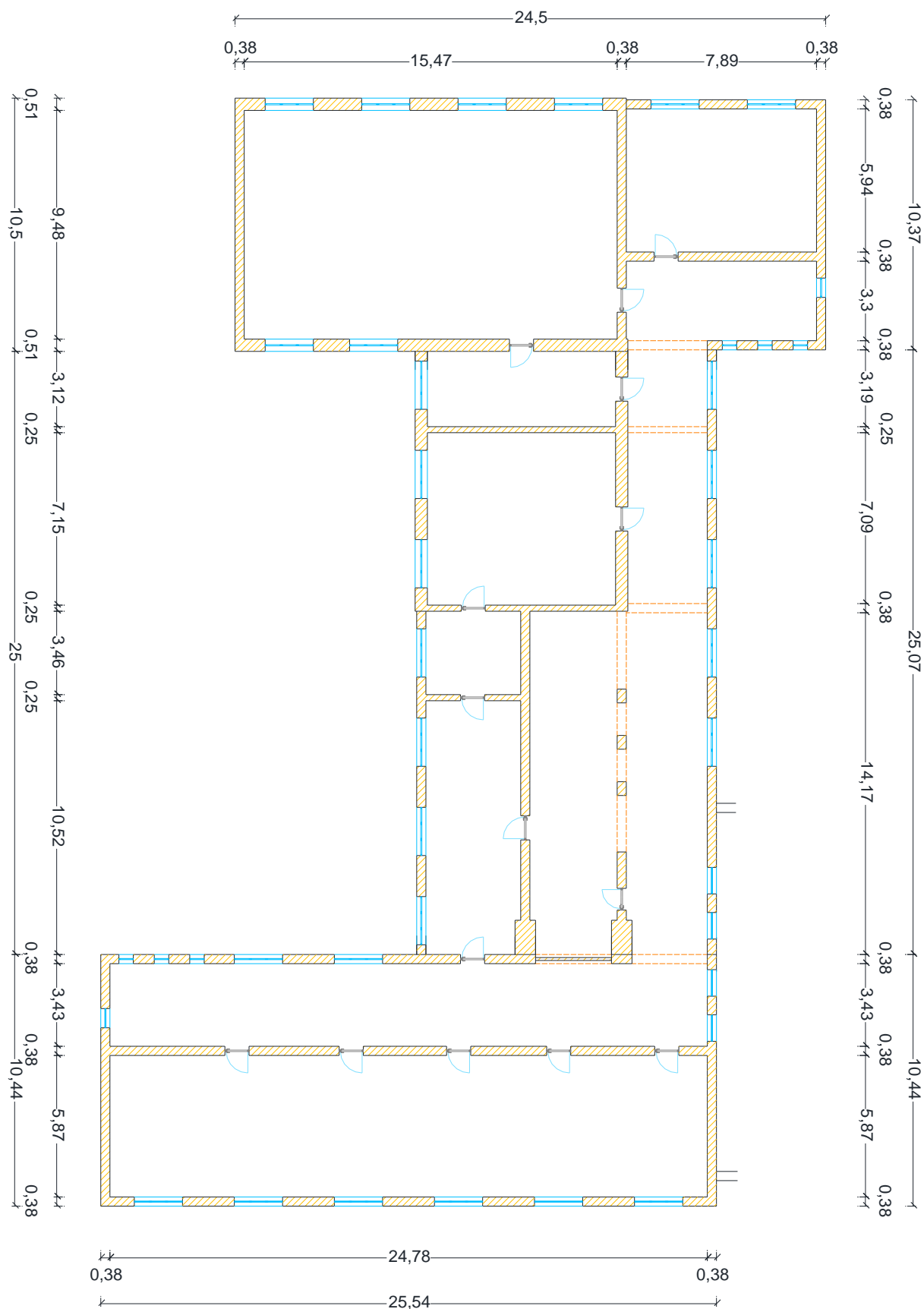
Šolski del glavne stavbe je po daljši stranici orientiran pretežno v smeri S–J (slika 30) in meri 46 m. Zasnovan je iz treh traktov, postavljenih v obliki črke »U«. V osrednjem traktu (objekt B na sliki 30) s tlorsnimi gabariti ca. 12,5 m × 25 m so nameščeni upravni prostori in glavne komunikacije, severni oz. institutski trakt (objekt A na sliki 30) gabaritov 10,5 m × 25,5 m služi za nastanitev institutov Univerze, v južnem oz. šolskem traktu gabaritov 10,5 m × 24,5 m (objekt C na sliki 30) pa so predavalnice in risalnice, namenjene študentom. Objekt obsega klet, pritličje in dva nadstropja, pri čemer sta podkletena le institutski ter osrednji trakt. Celotna višina šolskega dela glavne stavbe od kote terena do kapa znaša 12,05 m, etažne višine pa se v posameznih traktih med seboj razlikujejo. V pritličju in v prvem nadstropju znašajo od 2,8 m do 4,0 m, v drugem nadstropju pa 2,5 m do 2,8 m.



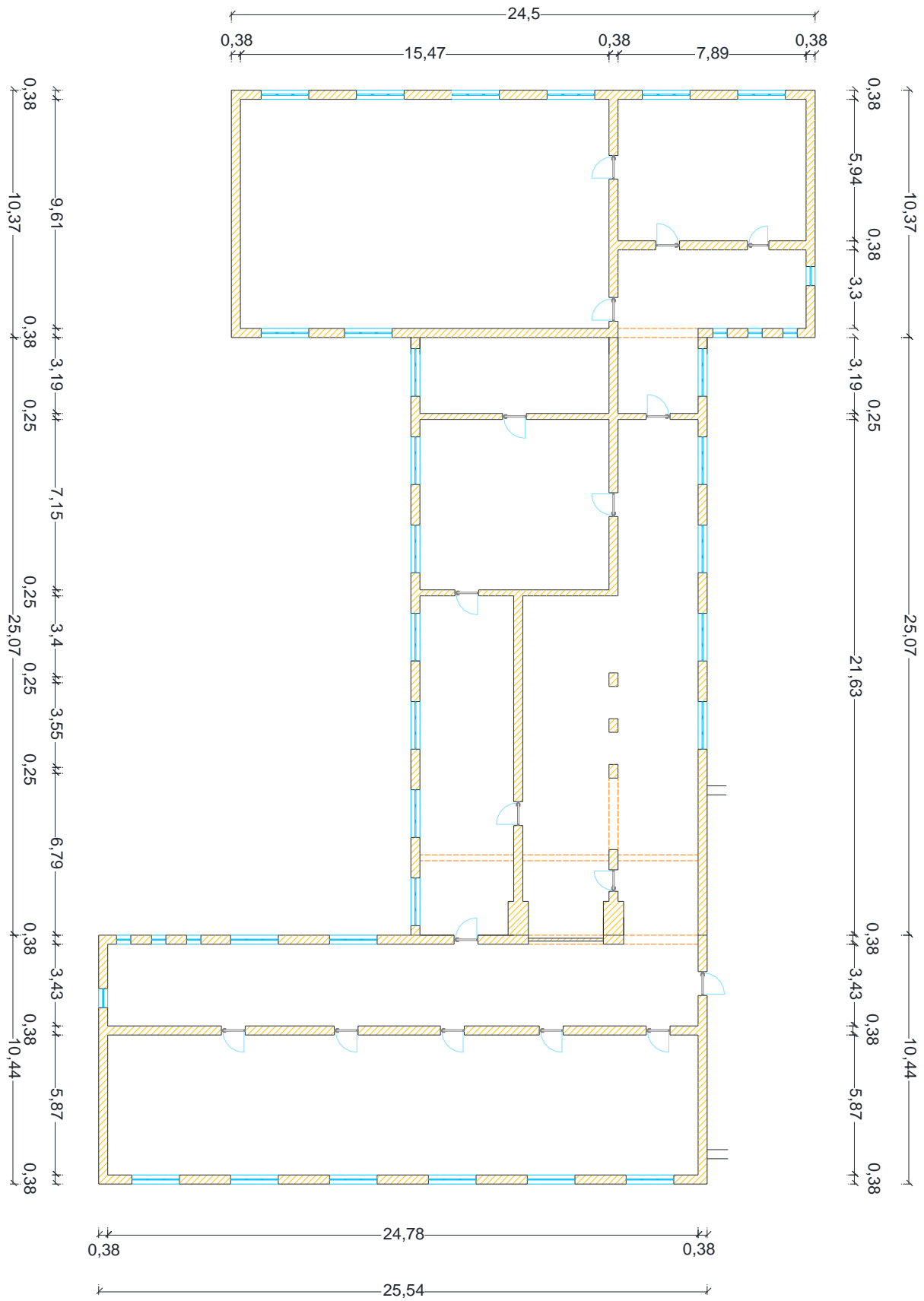
Slika 31: Oznake posameznih traktov šolskega dela glavne stavbe (Hidroinštitut, 2014).



Slika 32: Tloris pritličja.



Slika 33: Tloris prvega nadstropja.



Slika 34: Tloris drugega nadstropja.

## **4.2 Stanje objekta**

Prvotna zasnova objekta je do danes doživela kar nekaj sprememb – zaradi sprememb namembnosti posameznih prostorov je bilo nekaj zidov porušenih, nekaj dodanih, določene odprtine so bile v celoti pozidane. Bolj korenite spremembe pa je objekt doživel v letu 2008, ko so bili na osnovi naročila Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani izvedeni ojačitveno sanacijski posegi, s katerimi je bilo načrtovano zagotoviti višji nivo statične in potresne varnosti objekta. V nadaljevanju je opisano prvotno stanje objekta, kakršno je bilo načrtovano v letu 1946, in sicer na podlagi projektne dokumentacije SI AS 233, ŠK 173 PE 1398.

### **4.2.1 Nosilna konstrukcija**

Večji del zidov je usmerjen v daljših smereh posameznih traktov. Posamezni trakti so med seboj dilatirani, dilatacija na nosilnih zidovih pa je izvedena le kot prekinitev zidarske zveze.

Kot je razvidno iz razpoložljive dokumentacije, nosilno konstrukcijo objekta od spodaj navzgor sestavljajo armiranobetonski delno pasovni in delno točkovni temelji, nearmirani betonski zidovi v kleti ter masivni opečni zidovi v višjih etažah, zidani brez vertikalnih armiranobetonskih vezi. V centralnem traktu se pojavijo še zidani stebri, ki neprekinjeno potekajo do vrha stavbe.

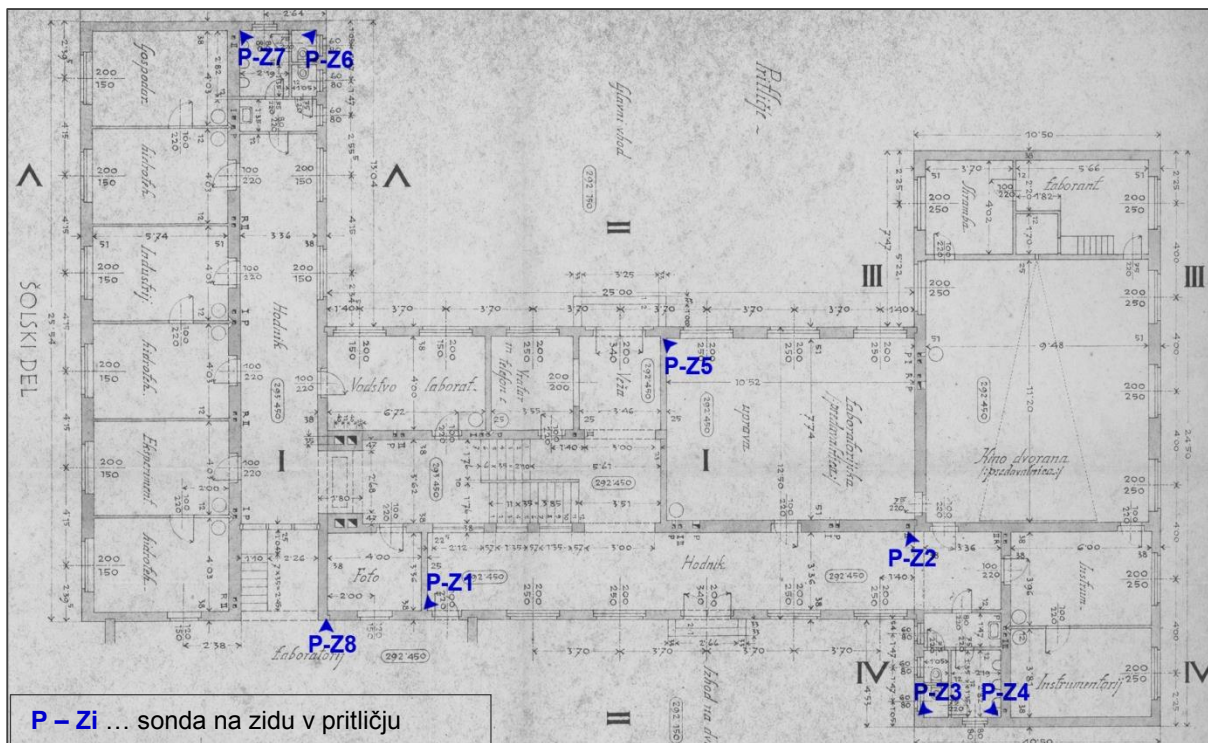
Medetažna stropna konstrukcija nad kletjo je masivna armiranobetonska, v višjih nadstropjih pa je izvedena deloma kot masivna, deloma pa kot rebričast armiranobetonski strop s smerjo reber v prečni smeri posameznih traktov.

Strešna konstrukcija je lesena dvokapnica s slemeni vzdolž posameznih traktov, zaključek šolskega in institutskega trakta pa je izveden s čopom.

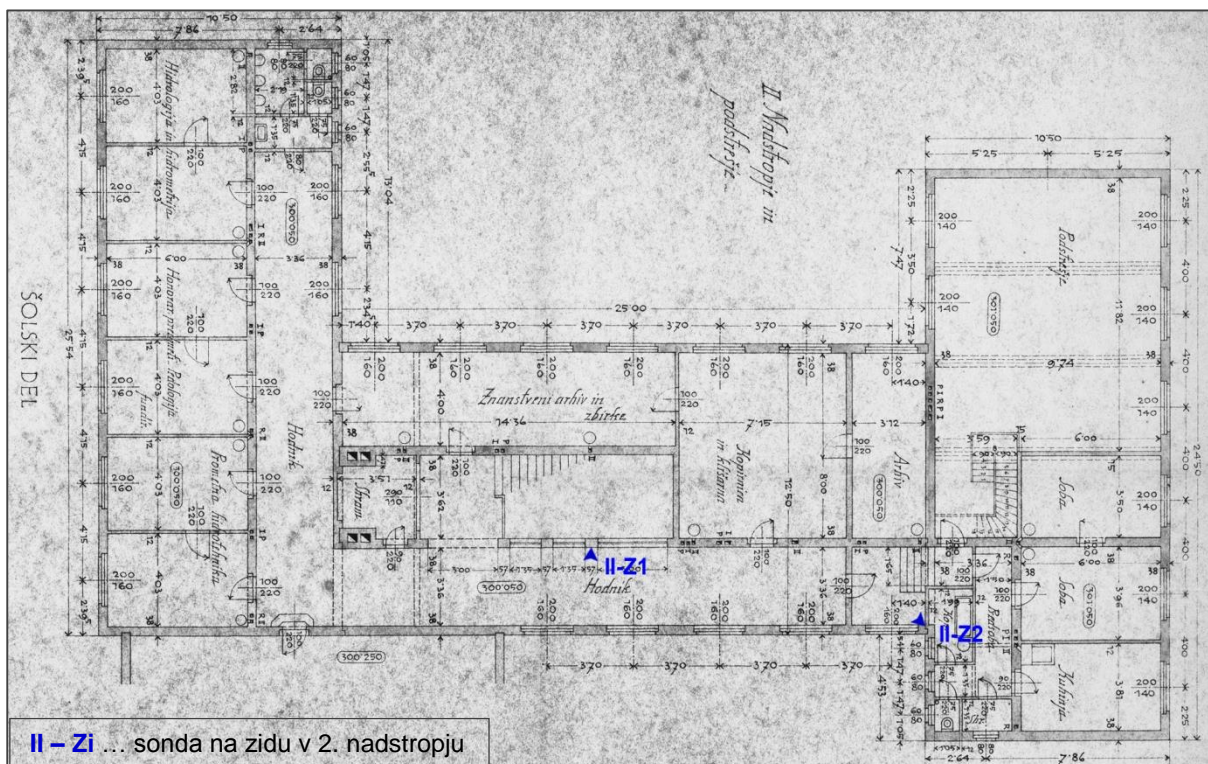
#### **4.2.1.1 Opis nosilnih opečnih zidov in zidanih stebrov**

Opis stanja zidov in stebrov temelji na »Poročilu o opravljenem pregledu nosilne konstrukcije objekta na Hajdrihovi 28 v Ljubljani s statično in seizmično analizo; DN 2002591/07, GI-ZRMK, december 2007« (v nadaljevanju »Poročilo«), v sklopu katerega so bile izvedene preiskave nosilnih zidov, ter na načrtih Vodogradbenega laboratorija, ki sem jih za potrebe diplomske naloge digitalizirala. Skenirani originalni načrti tlorisa pritličja, prvega in drugega nadstropja, prereзов ter ostrešja so priloženi na koncu diplomske naloge (priloge A, B, C).

Zasnova in kvaliteta nosilnih opečnih zidov objekta je bila pregledana v 15-ih sondažnih izkopih (1 v kleti, 8 v pritličju, 2 v II. nadstropju in 4 na podstrešju). Razporeditev sond je razvidna iz slik 35, 36 in 37.

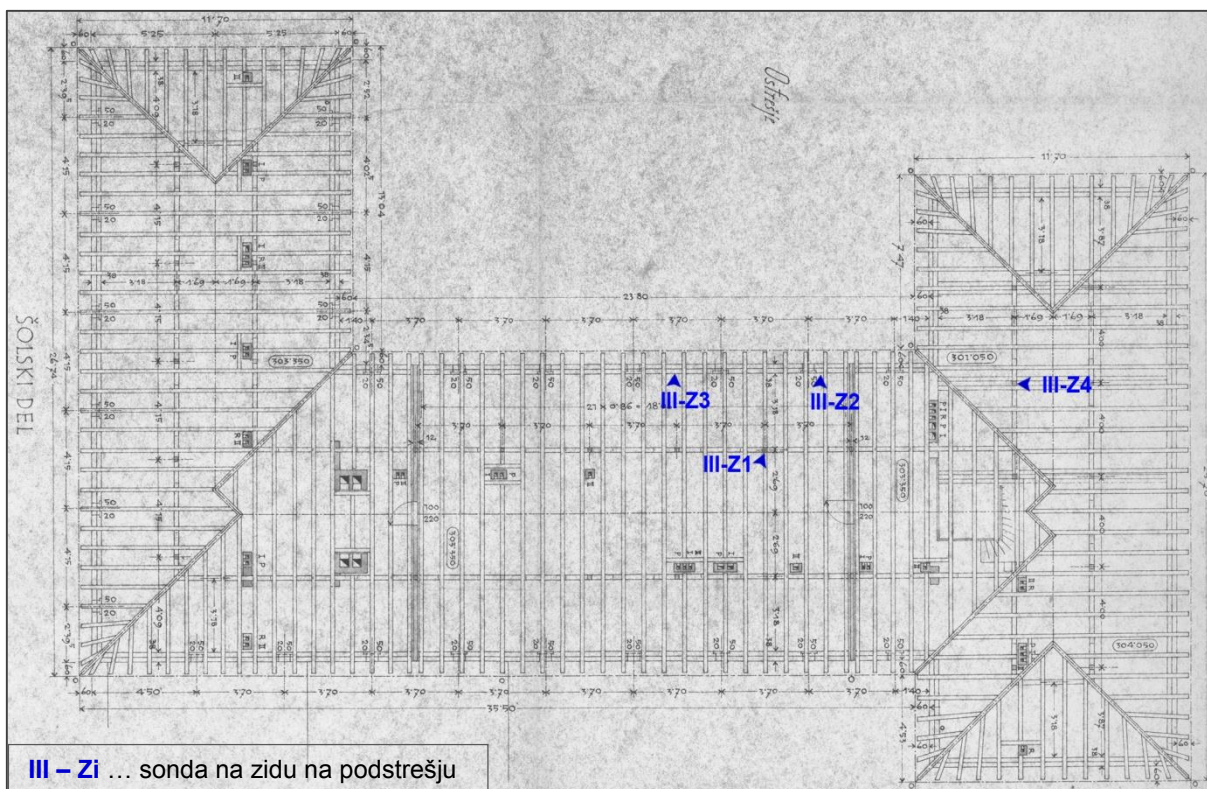


Slika 35: Mesta pregleda zidov v pritličju ("Poročilo", 2007).



Slika 36: Mesta pregleda zidov v drugem nadstropju ("Poročilo", 2007).





Slika 37: Mesta pregleda zidov na podstrešju ("Poročilo", 2007).

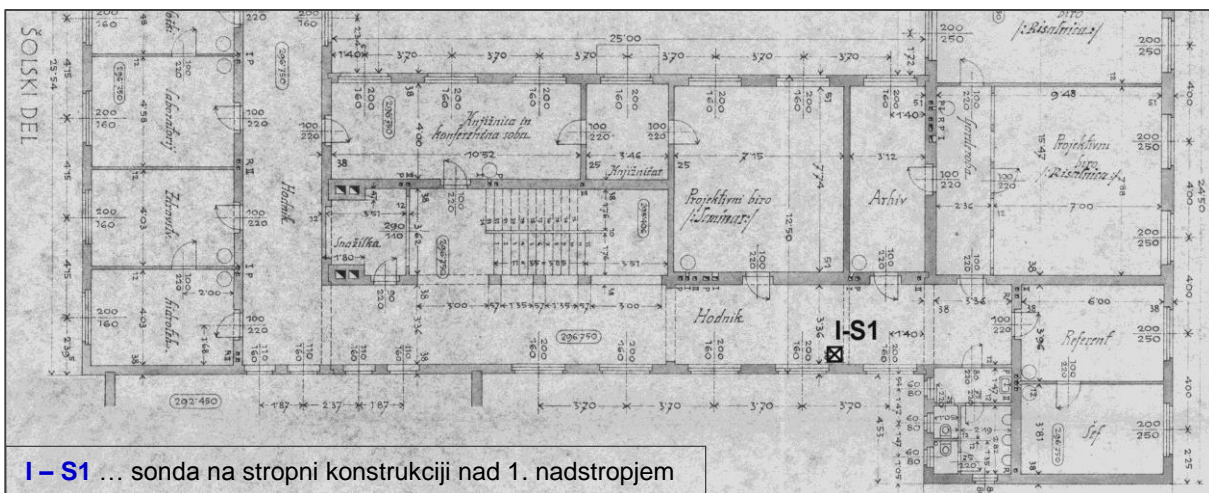
Opečni zidovi so zidani iz polne opeke formata 250/120/65 mm in so debelin 25 cm, 38 cm in 51 cm. Zidani so brez vertikalnih AB vezi, na stikih in vogalih zidov pa so izvedene pravilne zidarske zveze. Zapolnjenost horizontalnih in vertikalnih spojníc je dobra. Stebri, ki so locirani ob stopnišču v centralnem traktu ter prenašajo obremenitev stopnišča ter stropov, so prav tako iz polne zidne opeke in so pravokotnega prečnega prereza izmer 57 cm × 38 cm, v višjih etažah pa se njihovi prerezi ne spremenijo.

Preglednica 1: Ugotovitve pregleda sond na zidovih ("Poročilo", 2007).

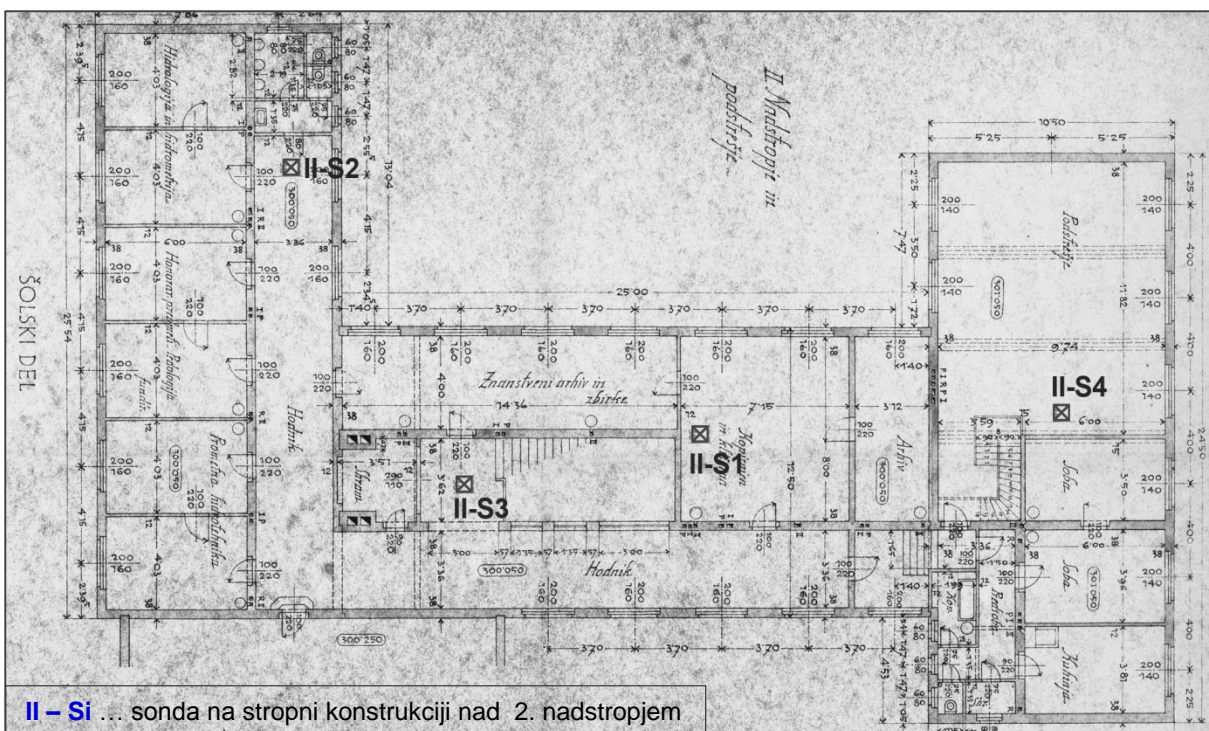
Ime sonde	Ugotovitve na mestu pregleda
P – Z1      P – Z6 P – Z4      P – Z7 P – Z5	– Polna opeka – Pravilna zidarska zveza v vogalu
P – Z2 P – Z8	– Polna opeka – Prekinjena zidarska zveza na dilataciji
P – Z3	– Polna opeka – Prekinjena zidarska zveza zaradi inštalacij
II – Z1 II – Z2	– Polna opeka – Ni zidarske zveze v vogalu
III – Z1      III – Z4	– AB-steber

#### 4.2.1.2 Opis stropnih konstrukcij

Zasnova stropnih konstrukcij je bila ugotovljena na osnovi 5-ih globinskih sond, mesta pregleda ter prerezi z ugotovljeno sestavo stropov pa so dokumentirani v »Poročilu« in prikazani na slikah 38 in 39. Prva sonda I-S1 je bila izkopana v stropni konstrukciji nad I. nadstropjem na hodniku osrednjega trakta, ostale sonde pa so bile izkopane v stropu nad II. nadstropjem – sonda II-S1 v osrednjem traktu v prostoru kopirnice, sonda II-S2 na hodniku severnega trakta, sonda II-S3 na stopnišču osrednjega trakta ter sonda II-S4 na hodniku južnega trakta.



Slika 38: Mesta pregleda stropov na stropni konstrukciji nad prvim nadstropjem ("Poročilo, 2007").

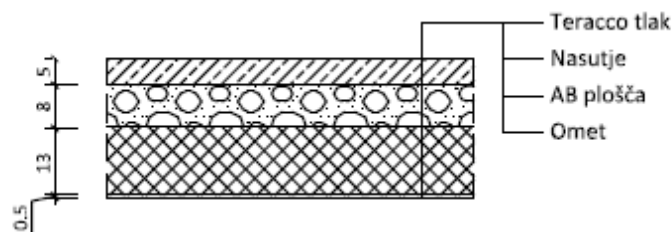


Slika 39: Mesta pregleda stropov na stropni konstrukciji nad drugim nadstropjem ("Poročilo, 2007").

Na osnovi pregleda izkopov je bila ugotovljena sestava stropnih konstrukcij, kot je prikazana v preglednici 2.

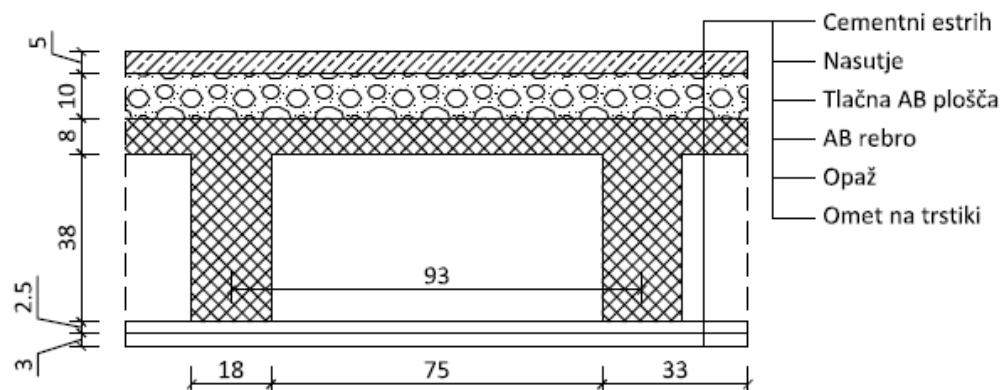
Preglednica 2: Sestava stropov na označenih mestih pregleda ("Poročilo", 2007).

Sonda I-S1



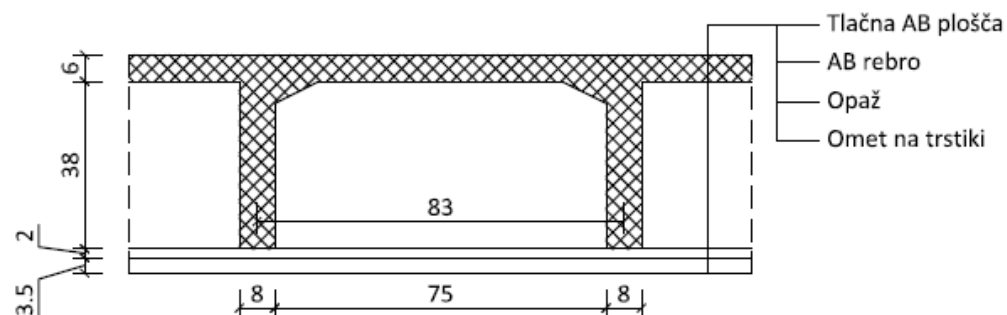
Strop nad I. nadstropjem na hodniku osrednjega trakta predstavlja masivna plošča debeline 13 cm, na katero je nasuto 8 cm nasutja. Sledita estrih in teracco tlak skupne debeline 5 cm.

Sonda II-S1



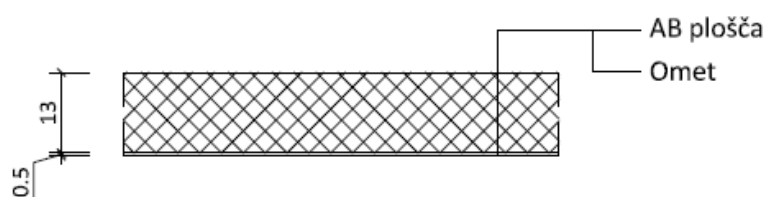
Strop nad II. nadstropjem osrednjega trakta, kjer se nahaja kopirnica, predstavlja armiranobetonska rebričasta konstrukcija z rebri dimenzij  $b/h = 18/38$  cm, preko katerih je izvedena tlačna plošča debeline 8 cm. Nad ploščo je še 10 cm nasutja in 5 cm cementnega estriha. Med rebri ni polnila, s spodnje strani pa je preko opaža izveden omet na trstiki.

Sonda II-S2



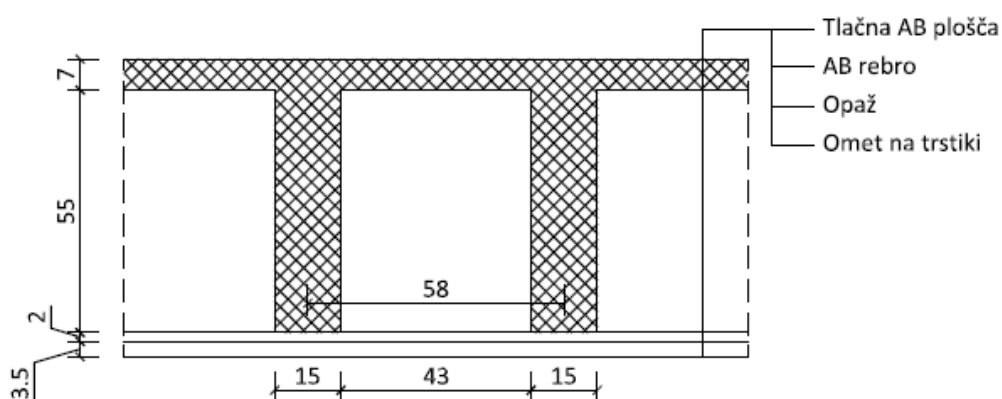
Strop nad II. nadstropjem na hodniku severnega trakta predstavlja armiranobetonska rebričasta konstrukcija z rebri dimenzij  $b/h = 8/38$  cm, preko katerih je izvedena tlačna plošča debeline 6 cm. Med rebri ni polnila, s spodnje strani pa je preko opaža izveden omet na trstiki.

Sonda II-S3



Strop nad II. nadstropjem na stopnišču osrednjega trakta predstavlja masivna plošča debeline 13 cm, s spodnje strani pa je izveden omet debeline 0,5 cm.

Sonda II-S4



Strop nad II. nadstropjem na hodniku južnega trakta predstavlja armiranobetonska rebrčasta konstrukcija z rebri dimenzij  $b/h = 15/55$  cm, preko katerih je izvedena tlačna plošča debeline 7 cm. Med rebri ni polnila, je pa prisoten lesen opaž od betoniranja. S spodnje strani je preko opaža izveden omet na trstiki.

#### 4.2.2 Material

Zidovje sodi med tipične kompozitne materiale, kjer ima vsaka od materialnih komponent, ki zidovje sestavlja, svoje specifične mehanske lastnosti. Prav zaradi tega ni zanesljivo na podlagi poznanih lastnosti sestavnih materialov (zidakov in malte) predvideti mehanskih lastnosti zidovja. Dejanske vrednosti posameznega tipa zidovja se lahko zanesljivo določijo le s preiskavo. A četudi razpolagamo z rezultati laboratorijskih preiskav vzorcev opeke in malte, ki so bili odvzeti med pregledom konstrukcije, lahko na podlagi teh rezultatov ugotovimo mehanske lastnosti zidovja le v primeru, če so na razpolago rezultati preiskav nosilnosti zidovja, sezidanega na podoben način in z materiali enakih mehanskih lastnosti, kot jih imajo materiali, odvzeti za preiskavo (Tomažević, 2009a).

V »Proračunu za zgradbo Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani«, ki je eden izmed sestavnih delov t. i. »Projekta gradnje Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani, 1946/1947« so navedeni le podatki o tipu uporabljenih zidakov (polna zidna opeka) ter o prostorninskem razmerju apna in peska za pripravo apnene malte, in sicer v razmerju »1 del apna in 3 deli čistega peska primerne granulacije« (SI AS 233, ŠK 173 PE 1398). Navedeni podatki ne zadostujejo za določitev dejanskih karakteristik zidovja, ki jih potrebujemo pri preverjanju nosilnosti zidov in pri računu potresne odpornosti konstrukcije. Ker eksperimentalnih preiskav v okviru diplomske naloge nismo izvajali, smo mehanske lastnosti zidov predpostavili glede na eksperimentalno določene karakteristike podobnih zidov.

V okviru opravljenega pregleda nosilne konstrukcije obravnavanega objekta (»Poročilo«) je bila trdnost vgrajene opeke ocenjena z instrumentom za sklerometriranje. Rezultati preverjanj so pokazali, da povprečna trdnost opeke ustreza najmanj MO 10 MPa. Kvaliteta malte je bila preverjena s primerjalnim drobljenjem pod prsti in ocenjena kot »razmeroma dobra«. Glede na izmerjene porušne trdnosti podobno zasnovanih zidov v laboratoriju, ki so dostopne v monografiji *Zidane zgradbe na potresnih območjih* (Miha Tomaževič), je bilo izbrano zidovje, sestavljeno iz polne opeke in povezano z malto tradicionalnega tipa brez posebnih karakteristik. Pripadajoče vrednosti analiziranega zidovja in s tem izbrane materialne karakteristike zidovja obravnavane konstrukcije so prikazane v preglednici 3. Glede na opravljene preiskave (odstranitev ometa in identifikacija zidovja) je bila predpostavljena stopnja poznavanja konstrukcije KL2 s pripadajočim faktorjem zaupanja  $CF = 1,2$ , s katerim je treba zmanjšati v preglednici podani tlačno in natezno trdnost zidovja.

Preglednica 3: Izbrane materialne karakteristike zidovja obravnavane konstrukcije (Tomaževič, 1987).

Simbol	Pomen	Vrednosti za analizo
$f_m$	tlačna trdnost zidovja	2,5 MPa
$f_{tk}$	karakteristična natezna trdnost zidovja	0,18 MPa
$E$	elastični modul	800 MPa
$G$	strižni modul	200 MPa
$w$	specifična prostorninska teža zidovja	16 kN/m <sup>3</sup>

Poleg opečnih sten se v konstrukciji pojavijo še betonski nosilci. V »Proračunu za zgradbo Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani« je v podpoglavju »Dela iz železobetona« naveden podatek o prostorninskem razmerju cementa in gotovega betona, in sicer v razmerju »300 kg cementa na 1 m<sup>3</sup> gotovega betona« (SI AS 233, ŠK 173 PE 1398).

Ker eksperimentalne preiskave v okviru diplomske naloge niso bile izvedene, smo glede na znano razmerje privzeli, da se vrednosti marke betona gibljejo med 15 in 25 MPa. Marko betona smo tako ocenili na MB 25, kar ustreza betonu C20/25.

Preglednica 4: Izbrane materialne karakteristike betona C20/25 za nosilce.

Simbol	Pomen	Vrednosti za analizo
$f_{cm}$	povprečna tlačna trdnost betona	12,5 MPa
$E$	elastični modul	30000 MPa
$G$	strižni modul	12500 MPa
$w$	specifična prostorninska teža betona	24 kN/m <sup>3</sup>

#### 4.2.3 Opis dosedanjih sanacijskih in utrditvenih ukrepov

V sklopu projekta »Stavbe Vodogradbenega laboratorija na Hajdrihovi ulici 28 v Ljubljani«, ki je bil izveden s strani ZRMK-ja (2007) in naročen s strani Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani, so bili na podlagi statične in seizmične analize objekta preverjeni vplivi sanacijsko ojačitvenih posegov na statično in protipotresno varnost objekta. Predvideno je bilo povezovanje posameznih traktov objekta na nivoju stropnih konstrukcij ter ojačitve stropnih plošč proti podstrešju, saj je želja podstrešje preurediti v učilnice (»Poročilo«, 2007).

Povezovanje traktov je dejansko bilo izvedeno z izvedbo armiranobetonskih povezovalnih vezi na vseh nadzemnih nivojih medetažnih konstrukcij. Te so s sidri, vgrajenimi z epoksidnim lepilom, sidrali v obstoječo stropno konstrukcijo. S povezovanjem posameznih traktov je bilo preprečeno nadaljnje širjenje razpok na mestu neustrezno izvedenih dilatacij, hkrati pa je bilo z izvedbo povezav doseženo, da posamezni trakti pri potresni obtežbi sodelujejo kot celota (Štampfl, 2007).

## 4.3 Vplivi na konstrukcijo

### 4.3.1 Stalni vplivi

#### 4.3.1.1 Zidovje

Za račun stalne obtežbe nosilnih opečnih sten in zidanih stebrov je upoštevana specifična teža  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ . Geometrija vertikalnih nosilnih elementov, ki je poleg specifične teže potrebna za izračun lastne teže elementov, je razvidna iz načrtov v prilogah A, B in C.

#### 4.3.1.2 Plošča nad pritličjem

Konstrukcijski sklop stropne konstrukcije nad pritličjem v dokumentaciji ni naveden, zato predpostavimo, da je le-ta enake sestave kot plošča nad I. nadstropjem:  **$g = 6,00 \text{ kN/m}^2$** .

#### 4.3.1.3 Plošča nad I. nadstropjem

Predpostavimo, da je plošča nad I. nadstropjem po celotni površini enake sestave kot na mestu pregleda sonde I-S1.

##### Sonda I-S1

Teracco tlak: 5 cm	$0,05 \times 19 =$	0,95 kN/m <sup>2</sup>
Nasutje: 8 cm	$0,08 \times 18 =$	1,44 kN/m <sup>2</sup>
AB plošča: 13 cm	$0,13 \times 25 =$	3,25 kN/m <sup>2</sup>
Omet: 2 cm	$0,02 \times 17 =$	0,34 kN/m <sup>2</sup>
		<b><math>g \approx 6,00 \text{ kN/m}^2</math></b>

#### 4.3.1.4 Plošča nad II. nadstropjem

##### Sonda II-S1

Cementni estrih: 5 cm	$0,05 \times 24 =$	1,20 kN/m <sup>2</sup>
Nasutje: 10 cm	$0,10 \times 18 =$	1,80 kN/m <sup>2</sup>
Tlačna AB plošča: 8 cm	$0,08 \times 25 =$	2,00 kN/m <sup>2</sup>
AB rebro: b/h = 18/38 cm	$(0,38 \times 0,18 \times (1/0,93)) \times 25 =$	1,84 kN/m <sup>2</sup>
Opaž : 2,5 cm	$0,025 \times 6 =$	0,15 kN/m <sup>2</sup>
Omet na trstiki: 3 cm	$0,03 \times 17 =$	0,51 kN/m <sup>2</sup>
		<b><math>g \approx 7,50 \text{ kN/m}^2</math></b>

Sonda II-S2

Tlačna AB plošča: 6 cm	$0,06 \times 25 =$	1,50	kN/m <sup>2</sup>
AB rebro: b/h = 8/35 cm	$(0,35 \times 0,08 \times (1/0,83)) \times 25 =$	0,84	kN/m <sup>2</sup>
Opaž : 2 cm	$0,02 \times 6 =$	0,12	kN/m <sup>2</sup>
Omet na trstiki: 3,5 cm	$0,035 \times 17 =$	0,60	kN/m <sup>2</sup>
		<b>g ≈ 3,10</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Sonda II-S3

AB plošča: 13 cm	$0,13 \times 25 =$	3,25	kN/m <sup>2</sup>
Omet: 0,5 cm	$0,005 \times 17 =$	0,09	kN/m <sup>2</sup>
		<b>g ≈ 3,30</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Sonda II-S4

Tlačna AB plošča: 7 cm	$0,07 \times 25 =$	1,75	kN/m <sup>2</sup>
AB rebro: b/h = 15/55 cm	$(0,55 \times 0,15 \times (1/0,43)) \text{ } \checkmark 25 =$	4,80	kN/m <sup>2</sup>
Opaž: 2,5 cm	$0,025 \times 6 =$	0,15	kN/m <sup>2</sup>
Omet na trstiki: 3 cm	$0,03 \times 17 =$	0,51	kN/m <sup>2</sup>
		<b>g ≈ 7,20</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

**4.3.1.5 Streha**

Azbestno cementna kritina		0,17	kN/m <sup>2</sup>
Letve b/h = 6/5 cm	$(0,06 \times 0,05 \times (1/0,50)) \times 4,2 =$	0,03	kN/m <sup>2</sup>
Špirovci b/h = 15/17 cm	$(0,15 \times 0,17 \times (1/0,83)) \times 4,2 =$	0,13	kN/m <sup>2</sup>
		<b>g ≈ 0,30</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Izračun stalnega vpliva strehe je zgolj približen, saj sestava strehe v dokumentaciji ni navedena. Da smo na varni strani, upoštevamo, da lastna teža strehe znaša  $g = 0,50 \text{ kN/m}^2$ . Obtežba se na obodne zidove posameznih traktov preko špirovcev in kapnih leg prenaša linijsko, vrednosti linijske obtežbe pa so podane v preglednici 5.

Preglednica 5: Stalna obtežba strešne konstrukcije.

	Linijska obtežba
Centralni trakt	0,41 kN/m
Šolski trakt	0,76 kN/m
Institutski trakt	0,76 kN/m



## 4.3.2 Spremenljivi vplivi

### 4.3.2.1 Koristna obtežba stropov

Koristna obtežba posameznih talnih oziroma strešnih površin se v skladu z Evrokodom 1-1 (SIST EN 1991-1-1:2004) določi glede na njihov namen. Glede na predvideno uporabo površin so le-te razvrščene v posamezne kategorije, kjer kategorija A zajema bivalne prostore, kategorija B pisarne, kategorija C površine, kjer se zbirajo ljudje, in kategorija H strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila. Kategoriji uporabe A, ki poleg »tal na splošno« zajema še stopnice in balkone, pripada vrednost koristne obtežbe  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$  za tla na splošno in stopnice ter  $2,5 \text{ kN/m}^2$  za balkone. Koristna obtežba za kategoriji B in C znaša  $3,0 \text{ kN/m}^2$ .

V 1. in 2. etaži centralnega trakta so poleg glavnih komunikacij nameščeni upravni prostori, kar stropno ploščo nad pritličjem in I. nadstropjem osrednjega trakta uvršča v kategorijo uporabe B. V institutskem traktu so po vseh etažah razporejeni prostori, namenjeni pisarniškemu delu, zato stropno ploščo nad pritličjem in I. nadstropjem omenjenega trakta prav tako uvrstimo v kategorijo B. V šolskem traktu pa se nahajajo predavalnice in risalnice, namenjene študentom, kar obe stropni plošči uvršča v kategorijo C. Nad stropno ploščo II. nadstropja se nahaja podstrešje. Ker v evrokodu tovrstna namembnost prostora ni na voljo, izberem najmanjšo vrednost koristne obtežbe za tla, tj.  $1,5 \text{ kN/m}^2$ .

Vrednosti koristnih obtežb v posameznih traktih za različne namembnosti prostorov so podane v preglednici 6.

Preglednica 6: Koristne obtežbe stropnih plošč Vodnogospodarskega inštituta.

	Koristna obtežba $q_k$
Stropni plošči nad pritličjem in I. nadstr. centralnega trakta	$3,0 \text{ kN/m}^2$
Stropni plošči nad pritličjem in I. nadstr. institutskega trakta	$3,0 \text{ kN/m}^2$
Stropni plošči nad pritličjem in I. nadstr. šolskega trakta	$3,0 \text{ kN/m}^2$
Stropna plošča nad II. nadstr. celotnega objekta	$1,5 \text{ kN/m}^2$
Streha	$0,4 \text{ kN/m}^2$

Na enak način kot lastna teža strehe se tudi koristna obtežba strehe preko špirovcev in kapnih leg prenese na obodne zidove kot linijska obtežba, ki znaša  $0,4/0,5 \times 0,76 \text{ kN/m} = 0,61 \text{ kN/m}$ .

#### 4.3.2.2 Sneg

Obtežbo snega določimo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-3:2004. Na podlagi "Karte obtežbe snega na tleh na nadmorski višini  $A = 0$ " (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008) določimo cono, kjer se obravnavan objekt nahaja, ter z enačbo za izračun obtežbe snega na tleh v odvisnosti od nadmorske višine  $A$  izračunamo  $s_k$ . Obtežbo snega na strehi se določi v odvisnosti od projektne stanja – za trajno oziroma začasno projektne stanje obtežbo izračunamo, kot je prikazano v nadaljevanju.

$S = \mu C_e C_t s_k = 1,21 \text{ kN/m}$	(40)	$S$	obtežba snega
$\mu = 0,8$ (Za naklon strehe $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ )		$\mu$	oblikovni koeficient obtežbe snega
$C_e = 1,0$		$C_e$	koeficient izpostavljenosti
$C_t = 1,0$		$C_t$	toplotni koeficient
A2 (območje Ljubljane)		$A_i$	cona za določanje $s_k$
$A = 300 \text{ m}$		$A$	nadmorska višina
$s_k = 1,293 [1 + (A/728)^2] = 1,51 \text{ kN/m}^2$		$s_k$	karakteristična obtežba snega na tleh

Na enak način kot lastna teža strehe se tudi obtežba snega prenese na obodne zidove kot linijska obtežba, ki znaša  $1,21/0,5 \times 0,76 \text{ kN/m} = 1,84 \text{ kN/m}$ .

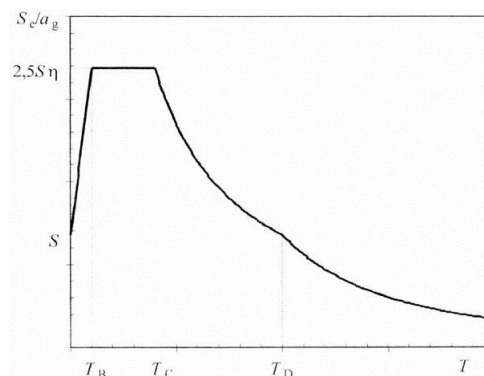
#### 4.3.3 Potresna obtežba

V okviru SIST EN 1998-1:2004 je potresno gibanje tal na ozemlju, kjer standard velja, predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov. Obliko elastičnega spektra odziva opisujejo vrednosti nihajnih časov  $T_B$ ,  $T_C$  in  $T_D$  ter faktor tal  $S$  in so odvisne od tipa tal. Velikost potresnega vpliva tako določa projektne pospešek tal v kombinaciji s predpisanim spektrom pospeškov za ustrezna tla. Oblika elastičnega spektra odziva  $S_e(T)$  je v Evrokodu 8-1 definirana, kot je prikazano na sliki 40, njegove vrednosti pa so opredeljene s spodnjimi enačbami:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B: S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned}
 \tag{41}$$

Pri tem so:

- $T$  nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo  
 $a_g$  projektni pospešek tal za tip tal A  
 $S$  faktor tal  
 $\eta$  faktor, ki zajema vpliv dušenja;  $\eta = 1$  pri 5 % dušenja



Slika 40: Oblika elastičnega spektra odziva (EC8-1).

#### 4.3.3.1 Tip tal

Vpliv temeljnih tal je zajet tako, da je oblika spektra ter njegove vrednosti odvisna od tipa tal. Tla so na podlagi značilnosti in sestave razvrščena v 5 standardnih tipov, ki se med seboj razlikujejo predvsem v svoji togosti.

Obravnavan objekt se nahaja na območju, kjer sestava tal kaže na postopen prehod iz težko gnetne gline preko mokrega peska do grobega melja, kar obravnavano območje uvršča v *tip tal B* – »zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo«.

Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji, so za tip tal B naslednje:

$$S = 1,2 \quad T_B = 0,15 \text{ s} \quad T_C = 0,5 \text{ s} \quad T_D = 2,0 \text{ s}$$

#### 4.3.3.2 Kategorija pomembnosti in faktor pomembnosti

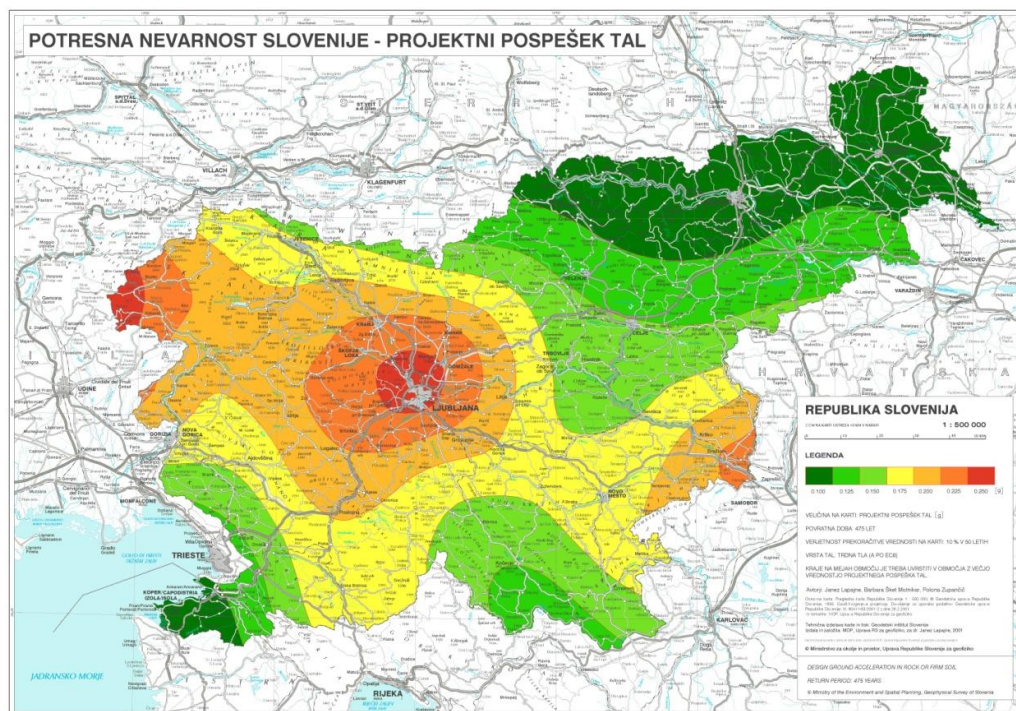
V EC8 je priporočeno, da se običajni objekti projektirajo na potres s povratno dobo 475 let, kar pomeni 10 % verjetnost, da se projektni potres zgodi v 50 letih. Če želimo pri bolj ali manj pomembnih objektih zmanjšati ali povečati stopnjo potresnega tveganja, moramo zmanjšati oziroma povečati izbrano povratno dobo potresa. Da se temu izognemo, uporabimo *faktor pomembnosti*, s katerim zmanjšamo oziroma povečamo potresne sile, s čimer se doseže enak učinek kot s spremembo povratne dobe potresa.

Stavbe so razdeljene v štiri kategorije pomembnosti glede na posledice, ki jih porušitev lahko povzroči (Beg, Pogačnik, 2009).

Vodnogospodarski inštitut po evropskem standardu sodi v III. kategorijo pomembnosti, kamor spadajo »/.../ stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno« (SIST EN 1998-1:2004, 45). Vrednost faktorja pomembnosti  $\gamma_I$  za kategorijo pomembnosti III znaša **1,2**, kar ustreza potresu s povratno dobo 780 let.

#### 4.3.3.3 Referenčna vrednost pospeška tal

Referenčne vrednosti maksimalnega pospeška na tleh tipa A, ki ustrezajo potresu s povratno dobo 475 let, so za ozemlje Slovenije podane s karto potresne nevarnosti. Obravnavani objekt se nahaja na območju, kjer se pričakuje potres z referenčnim pospeškom temeljnih tal  $a_{gR} = 0,25 \text{ g}$ .



Slika 41: Karta Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal (MOP, Uprava RS za geofiziko, 2001).

#### 4.3.3.4 Projektni pospešek tal za MSN

Za povratne dobe, ki se razlikujejo od referenčne, vpliv povečanja oziroma pomanjšanja le-te pa je zajet s faktorjem pomembnosti, je projektni pospešek tal na tleh tipa A enak produktu faktorja pomembnosti in referenčne vrednosti pospeška na tleh tipa A:  $a_g = \gamma_I a_{gR}$ . Za obravnavani objekt projektni pospešek tal (na tleh tipa B) za MSN znaša  $a_g = (\gamma_I \times a_{gR}) \times S = (1,2 \times 0,25 \text{ g}) \times 1,2 = 0,36 \text{ g}$ .

#### 4.3.3.5 Projektni pospešek tal za MSU

Evrokod 8-1 v točki 2.1(4) določa določitev projektne pospeška tal za MSU na način, kot je prikazano v nadaljevanju. S tem je dosežena enaka verjetnost prekoračitve v  $T_L$  letih, kot jo ima referenčni potresni vpliv v  $T_{LR}$  letih.

$$a_{g(MSU)} = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot \gamma_{MSU}$$

$$a_{g(MSU)} = 1,2 \cdot 0,25 \text{ g} \cdot 0,585 = 0,18 \text{ g} \quad \dots \quad \text{projektni pospešek tal za MSU za tip tal A}$$

$$\gamma_{MSU} = \left( \frac{T_{LR}}{T_L} \right)^{-\frac{1}{k}} = \left( \frac{50}{10} \right)^{-\frac{1}{3}} = 0,585 \quad \dots \quad \text{faktor pomembnosti za MSU – korekcijski faktor}$$

$$T_{LR} = 50 \text{ let} \quad \dots \quad \text{obdobje, v katerem je predvidena prekoračitev referenčnega potresa s povratno dobo 475 let}$$

$$T_L = 10 \text{ let} \quad \dots \quad \text{obdobje, v katerem je predvidena prekoračitev potresa s povratno dobo 95 let}$$

$$k = 3 \quad \dots \quad \text{koeficient, odvisen od seizmičnosti}$$

Za obravnavani objekt projektni pospešek tal za MSU znaša  $a_{g(MSU)} = 0,18 \text{ g} \times S = \mathbf{0,216 \text{ g}}$ .

»Ta stran je namenoma prazna.«

## 5 RAČUNSKA POTRESNA ANALIZA STAVBE UL FGG NA HAJDRIHOVI ULICI

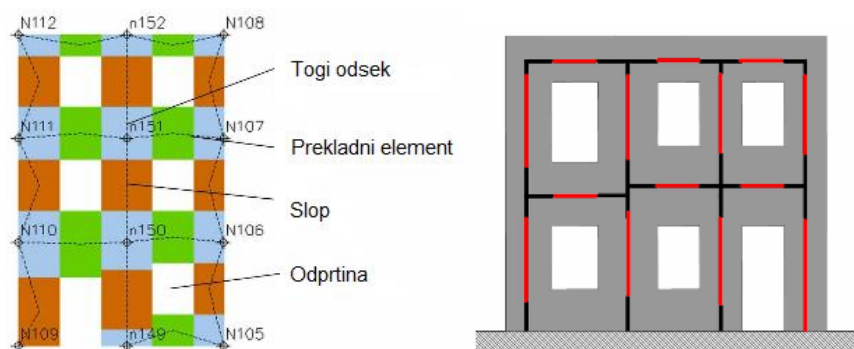
V tem poglavju je izvedena analiza lastnega nihanja konstrukcije in preverjena potresna odpornost obravnavanega objekta. Analiza je razdeljena na dva dela, in sicer na analizo s programom 3Muri in analizo s programom SAP2000. Krajšemu opisu uporabljene programske opreme sledi podrobnejši opis modeliranja obravnavane konstrukcije z obema programoma vključno s poenostavitvami, ki jih je bilo treba upoštevati zaradi omejitev programov. V tretji točki tega poglavja je prikazana analiza lastnega nihanja konstrukcije, kjer smo veliko pozornosti posvetili primerjavi rezultatov obeh programov ter ugotavljanju razlogov za razlike. V zadnji točki tega poglavja smo izvedli oceno potresne odpornosti obeh modelov obravnavane konstrukcije.

### 5.1 Splošno o programih

#### 5.1.1 3Muri

3Muri je računalniški program za analizo obstoječih in novih zidanih konstrukcij, ki poleg linearne statične in modalne analize omogoča določitev poškodovanosti konstrukcije pri potresni obtežbi na podlagi nelinearne statične analize. Računski postopek temelji na FME metodi (Frame by Macro Elements), ki je bila izpeljana na osnovi opazovanja konstrukcij, poškodovanih v potresih (S.T.A. DATA, 2009a).

Program na osnovi geometrije vstavljenih elementov generira mrežo makroelementov. Pri tem steno za opis obnašanja v lastni ravnini modelira tako, da jo razdeli na tri komponente: zidove oz. sople (angl. *piers*), prekladne elemente (angl. *spandrel beams*) in toge odseke (angl. *rigid elements*). Nelinearni nosilci so modelirani z linijskim elementom z dvema vozliščema, togi odseki, ki te elemente med seboj povezujejo, pa služijo za prenos statičnih in kinematičnih količin med vozlišči elementov. Vsi elementi skupaj formirajo t. i. ekvivalentni okvir (slika 42), kjer rdeče linije označujejo nelinearne elemente, črne linije pa toge odseke (S.T.A. DATA, 2009a).



Slika 42: Mreža makroelementov in ekvivalentni okvir (S.T.A. DATA, 2009a).

Naslednja faza računске analize je nelinearna statična analiza. Program od uporabnika zahteva podatek o kontrolnem vozlišču konstrukcije, kamor med analizo nanaša postopoma naraščajočo vodoravno obtežbo, ki se na konstrukcijo razporedi ob upoštevanju enakomerne ali modalne razporeditve. Na podlagi dogajanja v vseh fazah od nanosa potresne obtežbe pa do porušitve konstrukcije se oblikuje t. i. krivulja kapacitete za izbrano kontrolno vozlišče, s katero je izražena potresna odpornost konstrukcije. Le-ta ni odvisna od potresa, pač pa le od geometrijskih in materialnih značilnosti modela (S.T.A. DATA, 2009a; Triller, 2014).

Izračunan pomik konstrukcije nato primerja s pomikom, ki ga predpisuje standard. V primeru, da je prva vrednost večja od druge, je zahteva po neporušitvi izpolnjena, v nasprotnem primeru pa program opozori uporabnika o neugodnosti izračuna. V tem primeru lahko konstrukciji spremenimo lastnosti tako, da bo dosežena zadostna potresna odpornost.

Preden program izvrši izračun, izberemo analize, za katere želimo pridobiti rezultate. Celoten nabor obsega 24 računskih primerov, ki se med seboj razlikujejo glede na smer delovanja potresa (+X, -X, +Y, -Y), glede na razporeditev vodoravnih sil (enakomerna oz. modalna porazdelitev) in glede na upoštevanje slučajne ekscentričnosti, ki jo je mogoče spreminjati.

No.	Insert in report	Earthquake	Uniform pattern of lateral load	Ecc. [cm]	Dmax ULS [cm]	Du ULS [cm]	q <sup>u</sup> ULS	Dmax DLS [cm]	Dd DLS [cm]	Alpha u	Alpha e
1	<input type="checkbox"/>	+X	Masses	0,0	5,48	4,94	3,053	3,13	3,03	0,903	0,968
2	<input type="checkbox"/>	+X	First mode	0,0	6,03	7,20	3,963	3,51	2,73	0,757	0,782
3	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	0,0	5,76	5,76	2,816	3,32	3,16	1,000	0,953
4	<input type="checkbox"/>	-X	First mode	0,0	6,46	7,52	3,427	3,77	2,85	0,438	0,757
5	<input type="checkbox"/>	+Y	Masses	0,0	6,79	1,90	4,301	3,97	1,90	0,280	0,480
6	<input type="checkbox"/>	+Y	First mode	0,0	7,34	2,44	4,600	4,29	1,96	0,326	0,458
7	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	0,0	7,01	1,82	4,220	4,09	1,82	0,259	0,444
8	<input type="checkbox"/>	-Y	First mode	0,0	7,58	2,12	3,954	4,42	2,12	0,279	0,479
9	<input type="checkbox"/>	+X	Masses	50,3	5,43	5,00	2,932	3,10	3,15	0,922	1,016
10	<input type="checkbox"/>	+X	Masses	-50,3	5,40	4,70	3,149	3,08	2,20	0,875	0,731
11	<input type="checkbox"/>	+X	First mode	50,3	6,18	5,41	3,556	3,61	2,73	0,422	0,757
12	<input type="checkbox"/>	+X	First mode	-50,3	6,11	7,03	4,037	3,56	2,74	0,743	0,770
13	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	50,3	5,64	5,88	2,854	3,24	3,09	1,042	0,957
14	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	-50,3	5,65	5,64	2,788	3,24	3,16	1,000	0,976
15	<input type="checkbox"/>	-X	First mode	50,3	6,47	7,46	3,424	3,78	2,79	0,438	0,739
16	<input type="checkbox"/>	-X	First mode	-50,3	6,34	7,40	3,491	3,70	2,92	0,430	0,787
17	<input type="checkbox"/>	+Y	Masses	125,8	6,84	1,84	4,743	3,99	1,78	0,269	0,447
18	<input type="checkbox"/>	+Y	Masses	-125,8	6,72	2,38	4,241	3,92	2,02	0,354	0,515
19	<input type="checkbox"/>	+Y	First mode	125,8	7,42	2,32	4,857	4,33	1,84	0,309	0,426
20	<input type="checkbox"/>	+Y	First mode	-125,8	7,28	2,68	4,292	4,25	2,02	0,349	0,476
21	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	125,8	7,11	1,69	4,445	4,15	1,69	0,238	0,409
22	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	-125,8	6,92	1,94	3,826	4,04	1,94	0,280	0,480
23	<input type="checkbox"/>	-Y	First mode	125,8	7,68	2,00	4,225	4,48	2,00	0,260	0,446
24	<input type="checkbox"/>	-Y	First mode	-125,8	7,48	2,24	3,735	4,37	2,24	0,299	0,513

**Colour legend**  
 Satisfied     Not satisfied     Self weight not converging

Slika 43: Prikaz rezultatov vseh analiz.

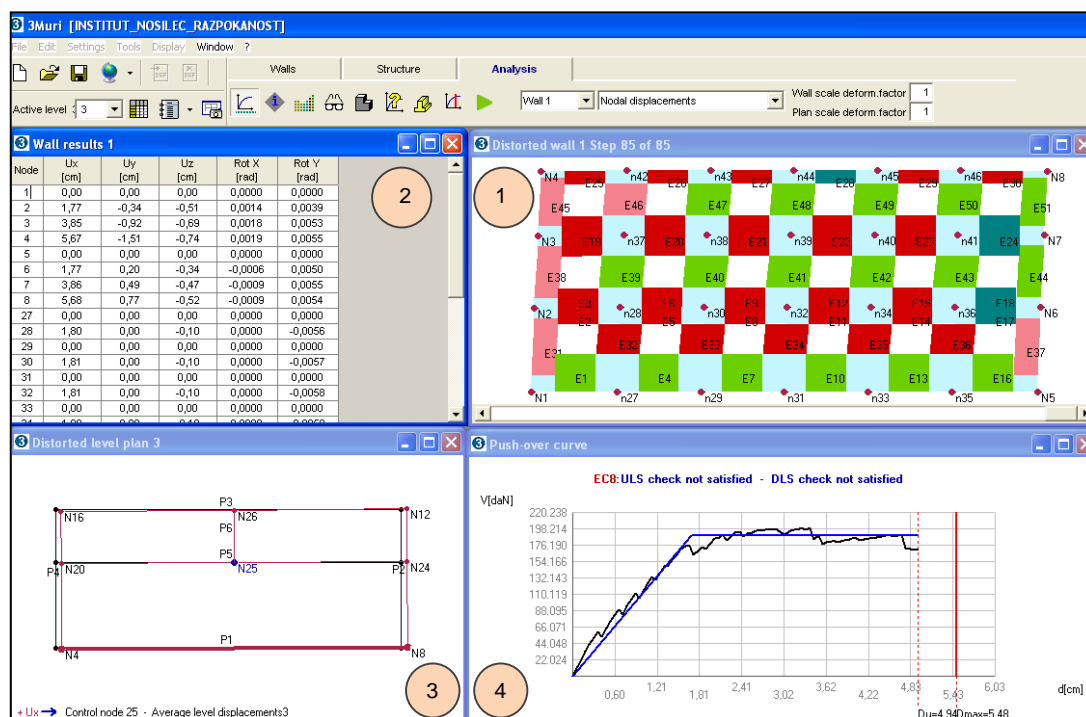
Okno, kakršno je prikazano na sliki 43, prikaže rezultate vseh izbranih analiz. Zeleno obarvane vrstice pomenijo izpolnitev zahtev glede pomikov, medtem ko rdeče obarvane vrstice pomenijo, da je razpoložljiva kapaciteta konstrukcije v smislu pomika premajhna. Ob enem program preveri še ustreznost duktilnosti konstrukcije, in sicer s primerjavo mejne vrednosti  $q$ -faktorja, ki ga dobimo z analizo konstrukcije, in izbranega  $q$ -faktorja, ki zavisi od geometrijskih in materialnih lastnosti stavbe (S.T.A. DATA, 2009a).



Pri tem so:

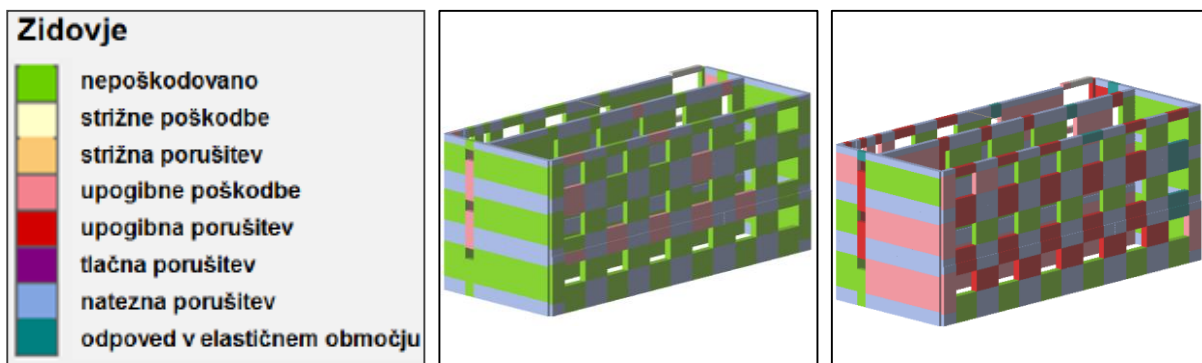
- $D_{max}$  ciljni pomik, ki ga predpisuje standard
- $D_u$  pomik, ki ga je konstrukcija v MSN sposobna doseči
- $D_d$  pomik, ki ga je konstrukcija v MSU sposobna doseči
- $q^*$  izračunan faktor obnašanja, ki ga konstrukcija prenese
- $\alpha_u$  delež referenčnega pospeška, ki ga konstrukcija prenese v MSN
- $\alpha_e$  delež referenčnega pospeška za MSU, ki ga konstrukcija prenese

Rezultate vsake izvršene analize si lahko podrobneje ogledamo. Le-ti so prikazani v štirih oknih, kakor je razvidno iz slike 44. Okno (1) predstavlja grafični prikaz poškodb izbrane stene v izbranem koraku analize, v oknu (2) so prikazani numerični rezultati analize za izbrano steno (pomiki vozlišč, reakcije), okno (3) služi prikazu deformirane oblike konstrukcije v tlorisu za izbrano etažo (3) in okno (4) za prikaz »pushover« krivulje.



Slika 44: Podroben izpis rezultatov posamezne analize.

Program pa ne omogoča zgolj grafičnega prikaza poškodb stene v enem koraku analize (okno (1) na sliki 44), pač pa celoten potek poškodovanosti stene od začetka nanosa obtežbe preko faz, ko število poškodovanih elementov narašča, pa vse do končne porušitve. Prav tako je možen 3D prikaz poškodb celotne konstrukcije v posameznem koraku analize (slika 45 (b) in (c)). S pomočjo barvne legende tako vidimo, kateri elementi so poškodovani, do katere stopnje so poškodovani in kaj je vzrok njihove poškodovanosti (slika 45 (a)).

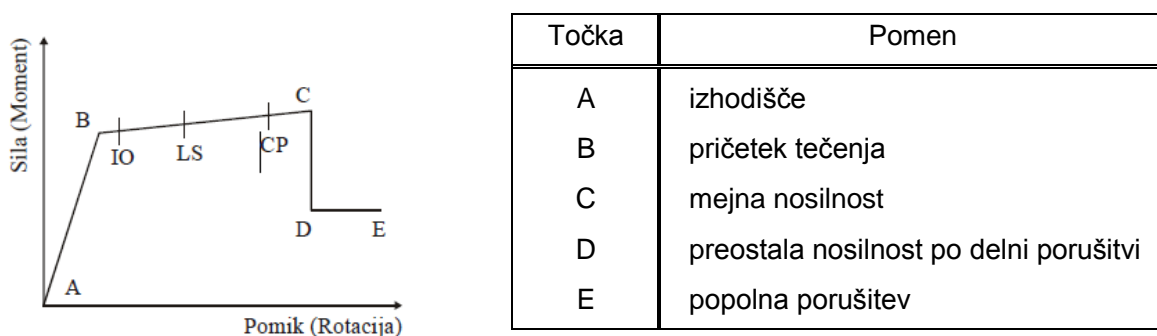


Slika 45: (a) legenda poškodovanosti konstr. (b) 3D prikaz poškodb za začetni in (c) končni korak analize.

### 5.1.2 SAP2000

SAP2000 je program, razvit v podjetju Computers and Structures, Inc. (CSI), ki se uporablja za analizo konstrukcij po metodi končnih elementov. Omogoča izvajanje tako enostavnejše linearno elastične analize kot kompleksnejše nelinearne statične analize in nelinearne dinamične analize (SAP2000, 2012). V nadaljevanju se bomo omejili na nelinearno statično analizo, ki se običajno uporablja v potresnem inženirstvu.

Program omogoča modeliranje različnih vrst nelinearnosti, med drugim modeliranje nelinearnosti v diskretnih točkah linijskih elementov (plastični členki). Modeliranje nelinearnega modela v SAP-u poteka postopoma. V prvem koraku se izvede običajna linearna elastična analiza, rezultati te analize pa služijo za kontrolo elastičnih lastnosti modela. V naslednjem koraku se model dopolni s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezne elemente konstrukcije, kar dosežemo z uvedbo dveh plastičnih členkov na obeh koncih elementa in za vsak členek določimo nelinearen odnos med upogibnim momentom in zasukom. Oblika  $M-\theta$  krivulje je določena s petimi točkami, kakor je prikazano na sliki 46. Obliko ovojnice lahko v točkah B, C, D in E poljubno spremenimo (Fajfar, 2002; Dolšek, 2004).



Slika 46: Oblika deformacijske krivulje plastičnega členka (o tem FEMA; navaja Dolšek, 2004).

Vmesna stanja, ki so na sliki 46 prikazana z oznakami IO (angl. *Immediate Occupany*), LS (*Life Safety*) in CP (*Collapse Prevention*), so informativna stanja poškodovanosti, ki jih lahko podamo za plastični členek, vendar na analizo ne vplivajo.

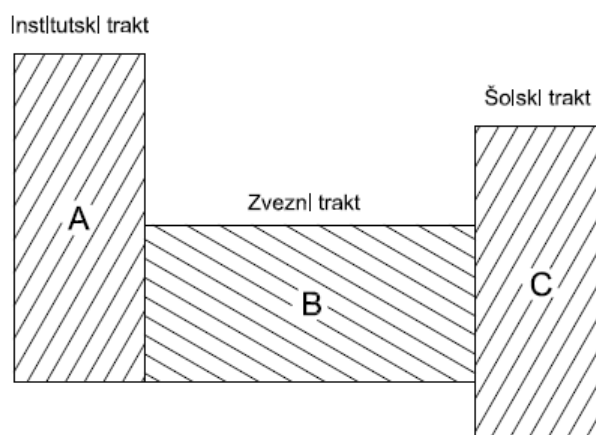
Rezultati analize s plastičnimi členki so prikazani podobno kot v primeru elastične analize, razlika je le v tem, da se v primeru nelinearne analize shranjujejo tudi vmesni rezultati, kar omogoča spremljanje nelinearnega obnašanja modela skozi celotno analizo (Dolšek, 2004).



Slika 47: Barvne oznake za stanja plastifikacije členka.

## 5.2 Računski model obravnavane konstrukcije

Kot je bilo omenjeno že pri opisu stanja objekta, so posamezni trakti, ki skupaj kot celota tvorijo obravnavani objekt, med seboj dilatirani, zato so v nadaljevanju obravnavani ločeno kot neodvisne pravokotne enote, kot je to prikazano na sliki 48. Zaradi obsežnosti naloge je bila izvedena zgolj obravnava inštitutskega trakta, za katerega pričakujemo najslabše obnašanje med potresom. Nosilni zidovi so namreč orientirani izrazito v vzdolžnih smereh trakta, kar rezultira v šibki potresni odpornosti trakta v njegovi prečni smeri. Tako v šolskem kot tudi v zveznem traktu je razporeditev togosti po konstrukciji v obeh smereh nekoliko bolj enakomerna. Omeniti velja, da posamezni trakti niso ločeni z ustreznimi dilatacijami, ki bi omogočale neovirane premike, zato bi med potresom na teh mestih prišlo do medsebojnih trkov in posledično velikih poškodb.



Slika 48: Tloris obravnavanega objekta s pripadajočimi oznakami.

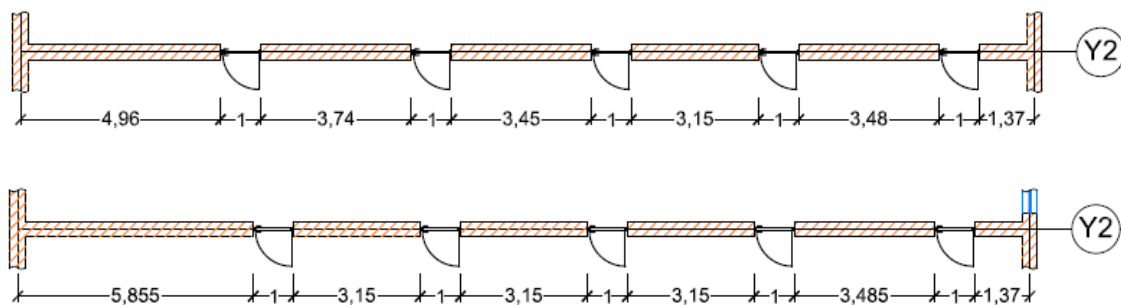
## 5.2.1 Modeliranje institutskega trakta s programom 3Muri

### 5.2.1.1 Poenostavitve zaradi omejitev programa

Pri modeliranju računskega modela konstrukcije se je izkazalo, da preveč kompleksna geometrija programu povzroča težave pri definiranju ekvivalentnega okvirja. Da bi se temu izognili, smo bili primorani v model vnesti določene poenostavitve, s katerimi pa smo minimalno spremenili dejanski nosilni sistem in geometrijo stavbe ter s tem odziv celotne konstrukcije.

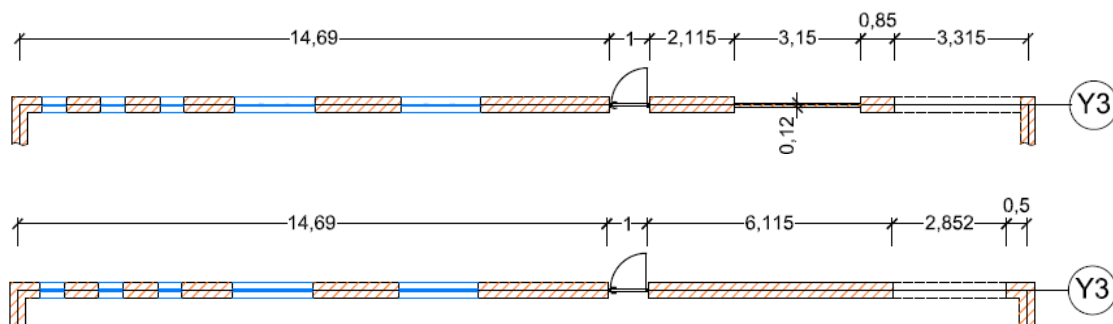
Vnesli smo sledeče poenostavitve:

- Sprememba položaja odprtin – vrata ali okna smo zamaknili za nekaj centimetrov tako, da se njihov položaj po višini konstrukcije ne spreminja (slika 49).



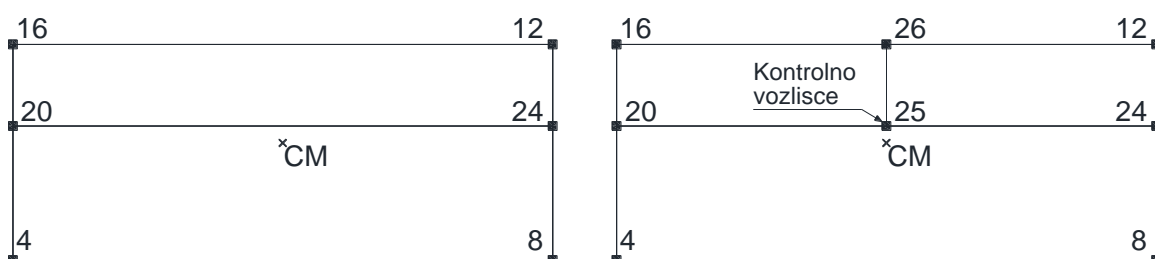
Slika 49: Dejanska (zgoraj) in poenostavljena (spodaj) geometrija stene SY2.

- Zaradi ravninskega obravnavanja posamezne stene program nosilec, ki se v dejanski konstrukciji naslanja na prečno postavljeno steno, obravnava kot konzolo. Temu smo se izognili z modeliranjem 50 cm dolge stene na mestih, kjer se je nosilec končal (slika 50).



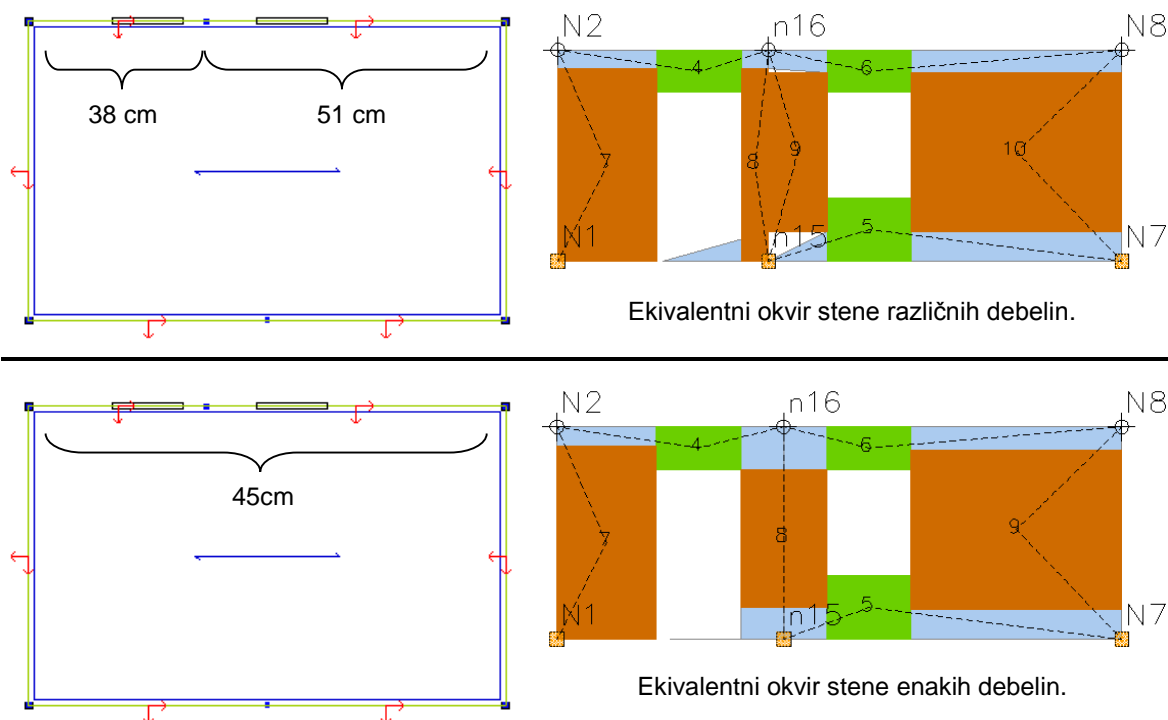
Slika 50: Dejanska (zgoraj) in poenostavljena (spodaj) geometrija stene SY3.

- Sprememba višine etaž na povprečno višino, s čimer smo poenotili višine etaž vseh obravnavanih traktov. Upoštevanje različnih višin tal znotraj iste etaže namreč vodi do nezanesljivih rezultatov.
- Sprememba višin parapetov in vrat tako, da so odprtine v vseh traktih poravnane na isti višini, kar je razvidno iz fasad. Sprememba izhaja iz predhodne predpostavke.
- Kontrolno točko, kamor program med analizo nanaša obtežbo oziroma pomik in mora biti čim bližje centru mas, je mogoče izbrati le v vozlišču tloriga objekta. V primeru, da v bližini najprimernejše lokacije kontrolne točke ni že obstoječega vozlišča, v program vnesemo dodaten nosilec, ki minimalno vpliva na nosilnost ali togost sistema (Triller, 2014).



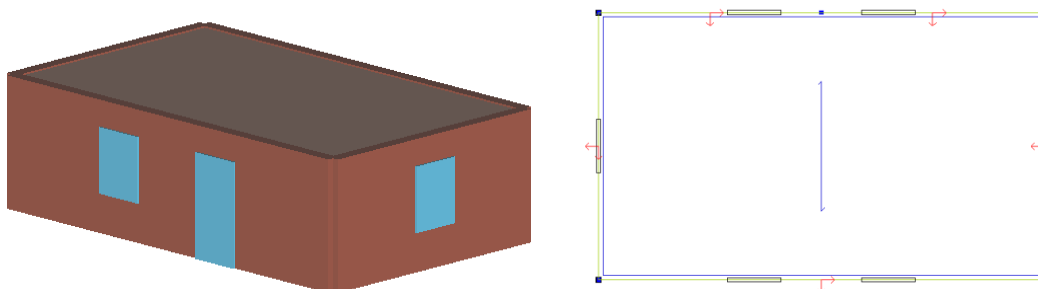
Slika 51: Tloris 2. etaže modela brez dodatnega nosilca (levo) in z dodatnim nosilcem (desno).

- Sprememba debeline sten na neko povprečno debelino v primeru, kjer se stikujeta steni različnih debelin s pripadajočima odprtinama na nezadostni razdalji (slika 52).



Slika 52: Napačen ekvivalentni okvir stene s spremenljivo debelino (zgoraj) in pravilen ekvivalentni okvir stene s povprečno debelino (spodaj).

- Pri upoštevanju razpokanosti prereza je treba biti posebej pozoren v primeru, ko v programu izberemo samodejno upoštevanje razpokanosti. Na podlagi analize enostavne škatlaste konstrukcije dimenzij 6 m × 10 m (slika 53) je namreč bilo ugotovljeno, da starejša različica 3Murija (4.0.305 PROFESSIONAL), ki se sklicuje na staro verzijo italijanskega pravilnika (OPCM 3431), redukcijo zaradi razpokanosti upošteva le pri elastičnem modulu  $E$ . Drugače je pri novejši verziji programa, ki upošteva veljavni italijanski pravilnik (NTC, 2008) (Cattari, 2015). Ta faktor redukcije togosti upošteva tako pri elastičnem kot pri strižnem modulu.



Slika 53: Škatlasta konstrukcija za analizo upoštevanja razpokanosti v 3Muriju.

V preglednici 7 sta prikazana dva različna modela, na podlagi katerih je bil ugotovljen način upoštevanja razpokanosti v 3Muriju verzije 4.0.305. V modelu 1 smo pri definiranju materiala upoštevali samodejno upoštevanje razpokanosti ter za modul elastičnosti in strižni modul vnesli njune polne vrednosti. V *text* datoteki, ki jo 3Muri vrne kot rezultat, opazimo, da je s faktorjem 0,5 reduciran zgolj modul elastičnosti, ne pa tudi strižni modul. Enake rezultate smo dobili v primeru modela 2, kjer smo pri definiranju materiala vnesli polovično vrednost modula elastičnosti in polno vrednost strižnega modula.

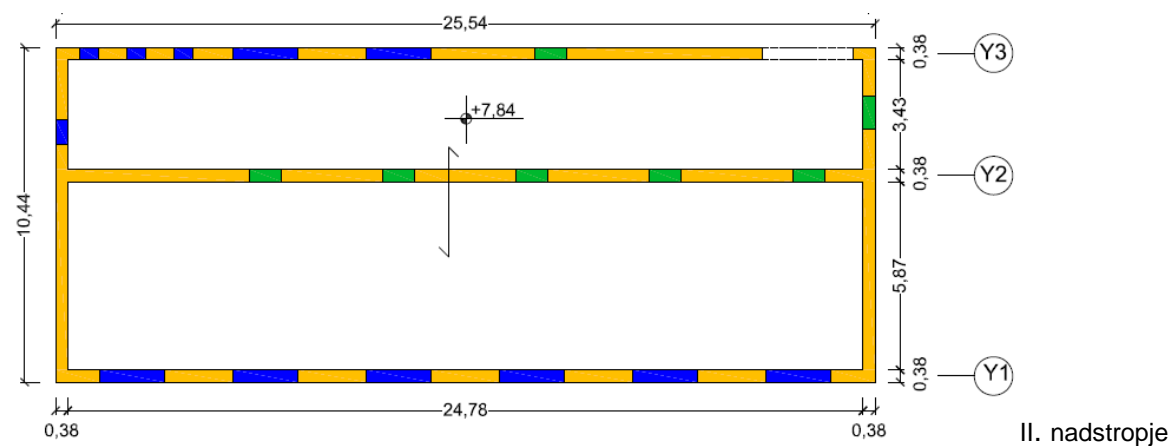
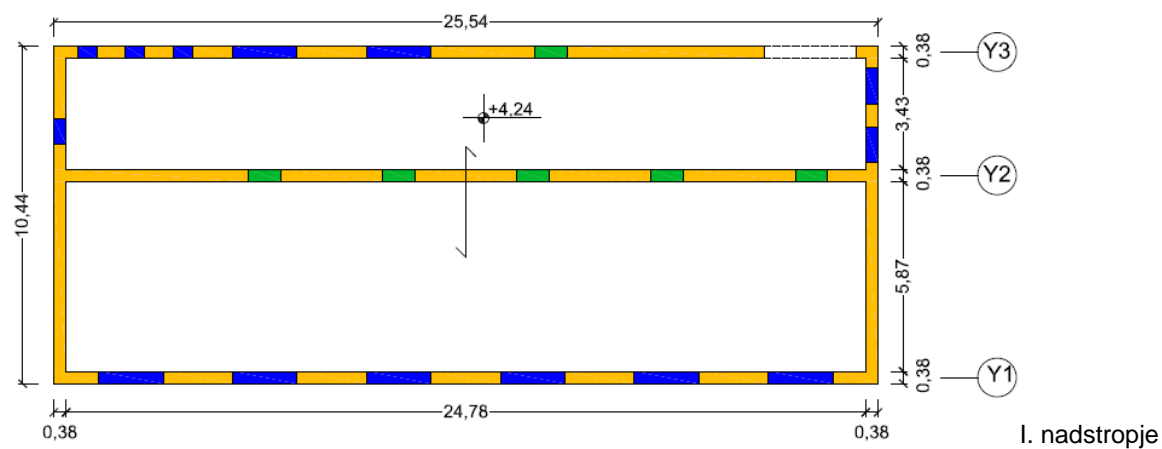
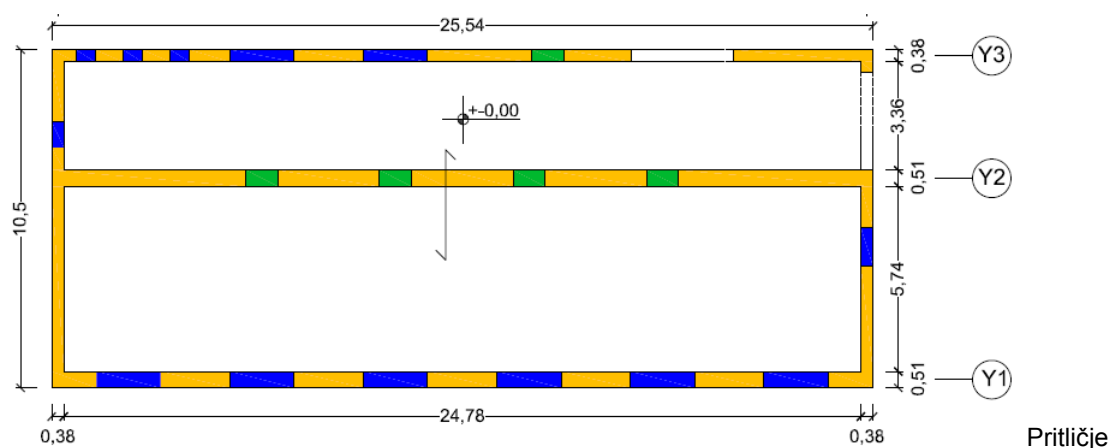
Ker zgolj redukcija modula elastičnosti za zajem razpokanosti ni smiselna in ker SAP, s katerim rezultate analize v nadaljevanju primerjamo, ne omogoča zgolj redukcije modula elastičnosti, v modelu obravnavanega institutskega trakta razpokanost ne zajamemo s samodejnim upoštevanjem, pač pa z vnosom polovičnih vrednosti tako  $E$ -ja kot  $G$ -ja.

Preglednica 7: Različna modela v 3Muriju za analizo upoštevanja razpokanosti v 3Muriju.

Model	Opombe	3Muri	Vrednosti		Rezultati	
			$E$ [MPa]	$G$ [MPa]	$E$ [MPa]	$G$ [MPa]
1	Razpokanost samodejno upoštevana	<input checked="" type="radio"/> Existing <input type="radio"/> New <input checked="" type="checkbox"/> User defined <input checked="" type="checkbox"/> Cracked stiffness	1700	300	850	300
2	Razpokanost upoštevana z ( $E/2$ )	<input checked="" type="radio"/> Existing <input type="radio"/> New <input checked="" type="checkbox"/> User defined <input type="checkbox"/> Cracked stiffness	850	300	850	300

### 5.2.1.2 Tlorisi objekta

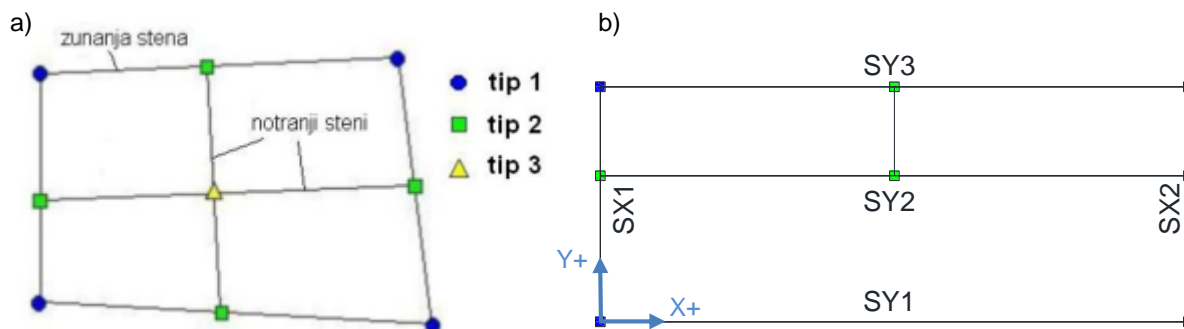
Na sliki 54 so prikazani tlorisi pritličja, prvega in drugega nadstropja institutskega trakta z vsemi poenostavitvami, ki smo jih vpeljali zaradi omejitev programa. Gre za model, kakršnega smo v nadaljevanju definirali z obema programoma.



Slika 54: Tlorisi pritličja in nadstropij institutskega trakta.

### 5.2.1.3 Definiranje geometrije sten

Kot osnova za nadaljnje podajanje konstrukcijskih elementov služi arhitekturna podloga z geometrijskimi podatki posameznih etaž. Le-to lahko uvozimo direktno iz AutoCAD-a, ali pa s pomočjo pomožnih linij sami določimo tlorise etaž. Obenem definiramo še etažne višine.



Slika 55: (a) Različni tipi vozlišč (S.T.A. DATA, 2009a) in (b) stene institutskega trakta.

Stene, ki jih definiramo na arhitekturni podlogi, se med seboj avtomatsko povežejo v vozliščih. Vozlišča tipa 1, ki so obarvana modro, predstavljajo meje zunanjih sten, vozlišča tipa 2 zelene barve predstavljajo zvezo zunanje stene z notranjo steno, vozlišča tipa 3 rumene barve pa predstavljajo sečišča notranjih sten (slika 55 (a)). V model vstavljamo celotne stene in jih ne delimo na manjše stene v vozliščih (slika 55 (b)).

### 5.2.1.4 Material

Program omogoča dva načina podajanja materialnih karakteristik. V primeru, da gre za analizo novogradnje, materialne lastnosti zidovja definiramo sami, ali pa jih program izračuna sam na podlagi podanih karakteristik malte in zidaka. V drugem primeru, ko gre za analizo obstoječe konstrukcije, lahko materialne lastnosti zidovja (elastični modul  $E$ , strižni modul  $G$ , specifično teža  $w$ , tlačno trdnost  $f_m$  in strižno trdnost  $\tau$ ) znova definiramo sami, lahko pa iz baze podatkov »Masonry parameters« izberemo tip zidovja in raven poznavanja konstrukcije. Če izberemo raven poznavanja KL1 ali KL2, program sam poda srednje vrednosti materialnih karakteristik za izbran tip zidovja, v primeru ravni poznavanja KL3 pa vrednosti podamo sami na podlagi rezultatov večjega števila preiskav.

Evrokod 8-3 v dodatku C zahteva, da se pri pripravi modela za analizo togost sten določi ob upoštevanju tako upogibne kot tudi strižne podajnosti, pri čemer je treba uporabiti razpokane preseke. V primeru, da se ne uporabijo bolj natančne metode, se lahko oba prispevka k togosti določita ob upoštevanju vrednosti, ki so enake polovičnim vrednostim za nerazpokane prereze.



Kot je že bilo omenjeno (poglavje 5.2.1.1), smo v izogib morebitnim napakam pri definiranju materialnih karakteristik samodejno upoštevanje razpokanosti izključili in razpokanost zajeli pri podajanju materialnih karakteristik tako, da smo  $E$  in  $G$  delili s faktorjem 2, materialne lastnosti zidovja obravnavane konstrukcije pa smo definirali sami, pri čemer smo upoštevali vrednosti, dostopne v literaturi (glej točko 4.2.2). Faktor zaupanja smo upoštevali pri podajanju trdnosti materialov, in sicer tako, da smo povprečne vrednosti tlačne in natezne trdnosti zidovja reducirali s faktorjem  $CF = 1,2$ , strižno trdnost zidovja pa smo določili ob upoštevanju, da je ta za faktor 1,5 manjša od natezne trdnosti zidovja ( $f_t = 1,5 \times \tau$ ), kot to predvideva NTC08.

Dodatno smo upoštevali, da SAP izračuna strižni modul po enačbi  $G = E / (2(1 + \nu))$ . Ob upoštevanju mej za Poissonov količnik ( $0 < \nu < 0.5$ ) ugotovimo, da ima strižni modul razpon  $0,33 E < G < 0,5 E$ . S tako postavljenimi mejami ni moč definirati strižnega modula, kakršnega predpostavlja izbrano zidovje ( $G = 200 \text{ MPa}$ ), zato smo z izbiro zgornje meje Poissonovega količnika določili najboljši približek strižnega modula izbranega zidovja ( $G = 0,33 E = 268 \text{ MPa}$ ) in ga zaradi boljše primerljivosti s programom SAP kot takega definirali tudi v 3Muriju.

Preglednica 8: Materialne karakteristike zidovja obravnavane konstrukcije z upoštevanjem razpokanosti in faktorja zaupanja.

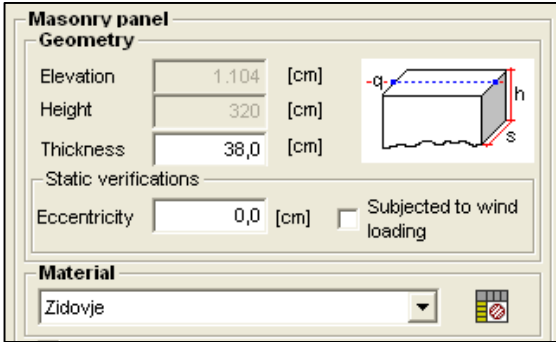
Simbol	Vrednosti za analizo
$E$	$0,5 \times 800 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ N/mm}^2$
$G$	$0,5 \times 268 \text{ N/mm}^2 = 134 \text{ N/mm}^2$
$w$	$16 \text{ kN/m}^3$
$f_m$	$250 \text{ N/cm}^2 / 1,2 = 208 \text{ N/cm}^2$
$\tau = f_{\text{vot}}$	$(18 \text{ N/cm}^2 / 1,5) / 1,2 = 10 \text{ N/cm}^2$

Preglednica 9: Materialne karakteristike betona obravnane konstrukcije z upoštevanjem razpokanosti in faktorja zaupanja.

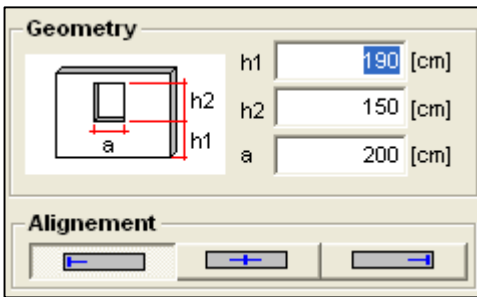
Simbol	Vrednosti za analizo
$E$	$0,5 \times 30000 \text{ N/mm}^2 = 15000 \text{ N/mm}^2$
$G$	$0,5 \times 12500 \text{ N/mm}^2 = 6250 \text{ N/mm}^2$
$w$	$24 \text{ kN/m}^3$
$f_{cm}$	$2500 \text{ N/cm}^2 / 1,2 = 2083 \text{ N/cm}^2$

### 5.2.1.5 Lastnosti konstrukcije

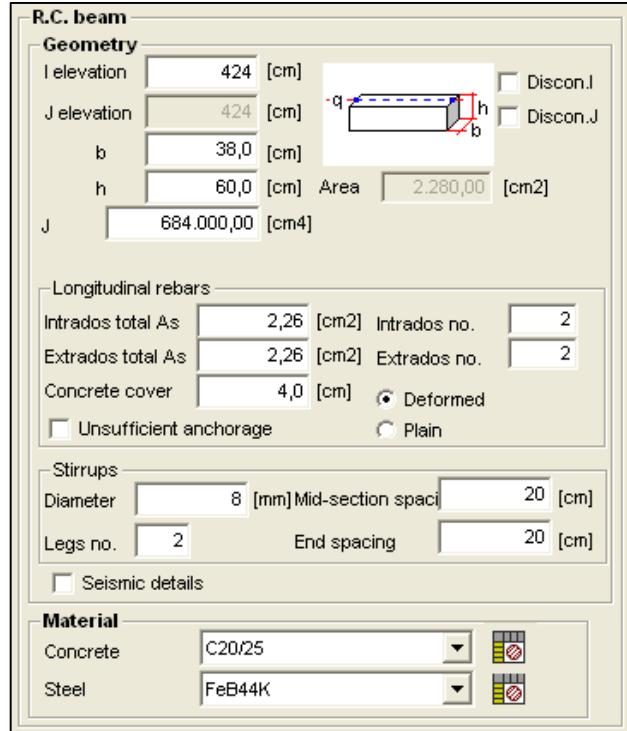
Narisanim stenam definiramo tip konstrukcijskega elementa (steber, nosilec, stena) in jim predpišemo dimenzije ter predhodno definiran material. Poleg geometrijskih in materialnih karakteristik vsakemu elementu definiramo še odprtine, če jih ta vsebuje.



Slika 56: Definiranje sten.

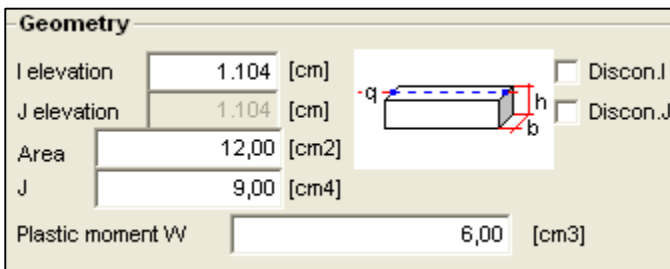


Slika 57: Definiranje okenskih odprtin.



Slika 58: Definiranje nosilcev.

Sledi definiranje dodatnega nosilca, ki je potreben za izbiro ustrezne kontrolne točke. Da bi z dodatnim nosilcem čim manj vplivali na nosilnost in togost obstoječega sistema<sup>2</sup>, smo izbrali prerez minimalnih dimenzij 4/3 cm. Za material nosilca smo izbrali enega od obstoječih v 3Muriju, in sicer topolov les, vrednosti materialnih karakteristik pa smo, za doseg čim manjših sprememb v primerjavi z modelom brez nosilca, še zmanjšali, in sicer na vrednosti, kot so prikazane na sliki 59 (desno).



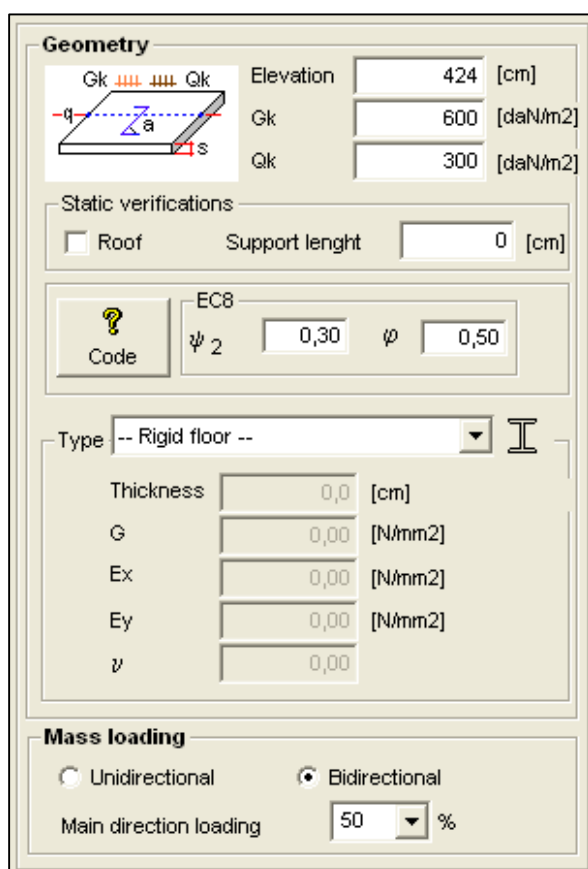
Material	
Name	Poplar2
E [N/mm <sup>2</sup> ]	1.950,00
G [N/mm <sup>2</sup> ]	650,00
w [kN/m <sup>3</sup> ]	1
fwm [N/mm <sup>2</sup> ]	13,5

Slika 59: Geometrijske karakteristike dodatnega nosilca (levo) in predpostavljen material (desno).

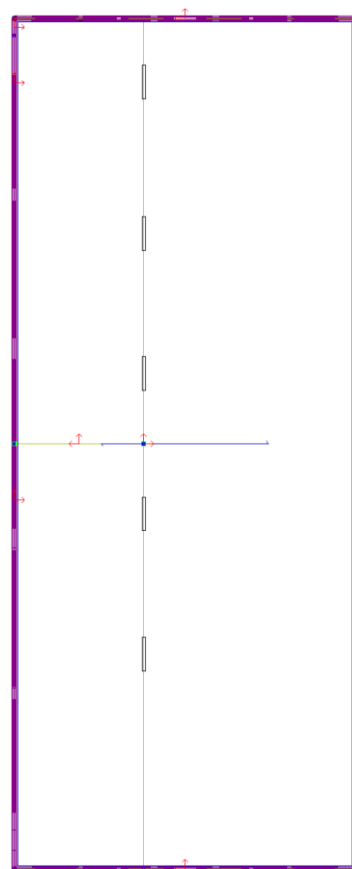
<sup>2</sup> Vpliv dodatnega nosilca na rezultate modalne analize in s tem na togost sistema je podan v prilogi D.

V nadaljevanju definiramo stropne konstrukcije. 3Muri omogoča modeliranje različnih tipov stropov – od lesenih stropov z deskami v eni ali dveh smereh oz. z estrihom pa do stropov iz jeklenih nosilcev in masivnih AB plošč. Poleg tipa plošče vsaki stropni konstrukciji določimo še način raznosa obtežbe. Ta je lahko enosmeren, v primeru izvedbe stropov kot armiranobetonske plošče pa je raznos dvosmeren. Pri določitvi deleža obtežbe, ki se prenese v določeno smer, se upošteva strešno pravilo. Hkrati s tipom stropu je treba podati še stalno in koristno obtežbo, ki je določena v skladu s standardom.

V obravnavanem primeru, kjer so stropne konstrukcije armiranobetonske, kot tip stropov izberemo »toga plošča«. Ta zaradi svoje togosti omogoča enakomeren raznos obtežbe po vseh zidovih konstrukcije. Stalna in koristna obtežba plošč, ki jo na tem mestu podamo hkrati s tipom plošč, je predstavljena v poglavju 4.3, način definiranja plošče pa na sliki 60. Vpliv obtežbe strešne konstrukcije je bil upoštevan z linijsko obtežbo na obodnih zidovih, in sicer z 0,76 kN/m za stalni vpliv ter z 0,61 kN/m (koristna obtežba) + 1,84 kN/m (sneg) = 2,45 kN/m za spremenljivi vpliv obtežbe. Potresna obtežba je podana v skladu s SIST EN 1998-1 in zahteva podatek o referenčni vrednosti pospeška temeljnih tal, tipu tal ter vrednosti faktorja pomembnosti.

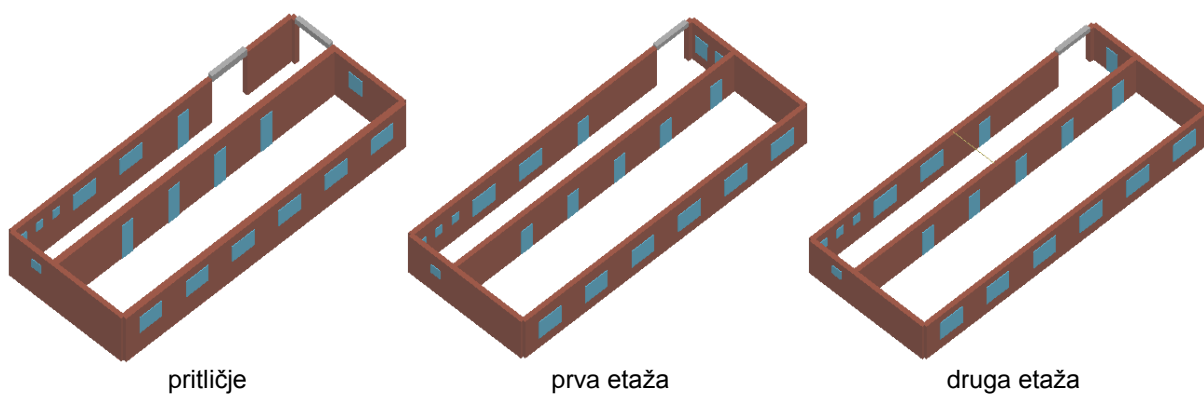


Slika 60: Definiranje plošče v pritličju institutskega trakta.



Slika 61: Linijska obtežba na obodnih zidovih 2. etaže.

Model konstrukcije je s tem ustvarjen, 3D model po posameznih etažah pa je prikazan na sliki 62. Višinske kote etaž po tem, ko smo jih poenotili po vseh traktih, znašajo: + 4,24 m (pritličje) + 7,84 m (prva etaža) in + 11,04 m (druga etaža). V naslednjem koraku program s pomočjo ukaza *mesh* ustvari mreže makroelementov posameznih sten, ki jih lahko uporabnik po potrebi spreminja in so za obravnavani objekt prikazane v preglednici 16.



Slika 62: Prikaz posameznih etaž z odstranjenimi ploščami, da je omogočen vpogled v notranjost objekta.

## 5.2.2 Modeliranje institutskega trakta s programom SAP2000

V tem poglavju sta modelirana dva modela – prvi za nelinearno statično analizo, ki je modeliran z linijskimi elementi in ga bomo v nadaljevanju primerjali z modelom iz linijskih makroelementov v 3Muriju, in drugi za analizo nihajnih oblik, ki je modeliran s ploskovnimi elementi in ki ga bomo primerjali z modelom v 3Muriju in z linijskim modelom v SAP-u.

### 5.2.2.1 Model, modeliran z linijskimi elementi

Pri splošnem opisu programa smo povedali, da se nelinearna analiza v SAP-u izvaja postopoma. V prvem koraku izdelamo model, ki se uporablja za elastično analizo (definicija mreže, materialov in prerezov, risanje elementov in podpiranje modela, definicija obtežbe, zagon analize in kontrola rezultatov). Temu sledi definiranje statičnega obtežnega primera, ki se uporablja za nelinearno statično analizo (*Define/Load Patterns*). Ko imamo definiran obtežni primer, določimo parametre nelinearne statične analize. V zavihku (*Define/Load Cases*) določimo še način nanosa horizontalne obtežbe na konstrukcijo (po korakih glede na velikost kontrolnega pomika ali postopen nanos celotne horizontalne sile po korakih) ter parametre za natančnost analize. V naslednjem koraku definiramo plastične členke (*Define/Hinge Properties*). Njihove lastnosti običajno določi uporabnik, možno pa je tudi, da se lastnosti plastičnih členkov samodejno izračunajo po pravilih FEMA-273 [FEMA, 1997] ali ATC-40 [ATC, 1996]. Definirane plastične členke nato pripišemo linijskim elementom (*Assign/Frame/Hinges*), v zadnjem koraku pa zaženemo analizo ter pregledamo rezultate (*Display/Show Static Pushover Curve*) (Dolšek, 2004).

Obravnavano konstrukcijo smo modelirali kot prostorski model, ki je sestavljen iz linijskih končnih elementov za zidove, prečke in nosilce. Predpostavili smo, da so plošče neskončno toge v svoji ravnini, kar smo modelirali z diafragmo, ki smo jo pripeli v vsa vozlišča na ravnini plošče.

#### 5.2.2.1.1 Definicija mreže

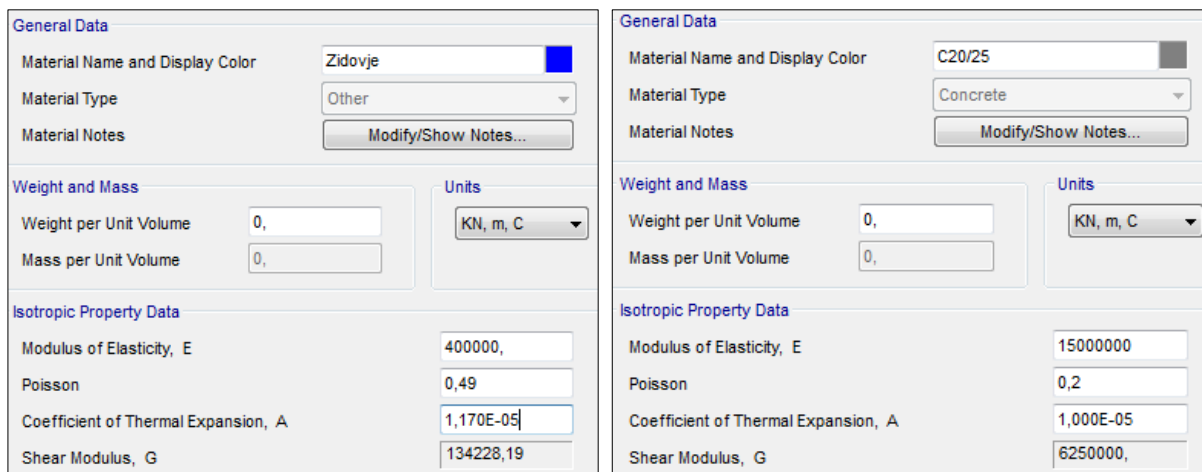
Preglednica 10: Definicija mreže (*Define Grid System Data*).

X1:	0	Y2:	6,25	Z2:	4,24
X2:	25,16	Y3:	10,055	Z3:	7,84
Y1:	0	Z1:	0	Z4:	11,04



### 5.2.2.1.2 Material

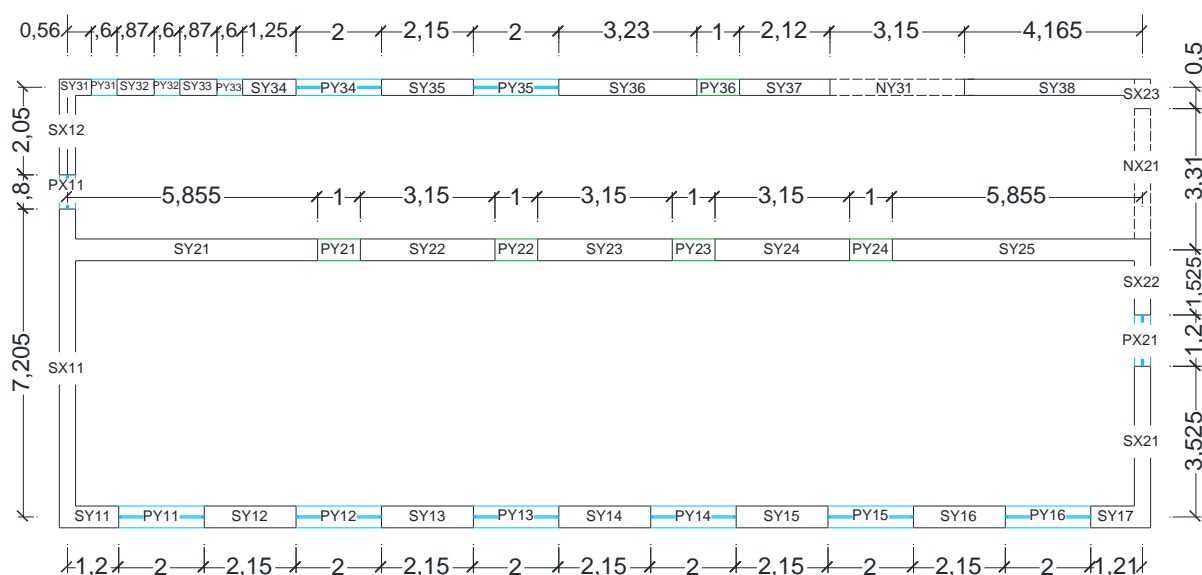
Material smo definirali enak kakor pri analizi s programom 3Muri (poglavje 5.2.1.4). Razpokanosti prerezov zaradi večje primerljivosti modelov v obeh programih tako nismo upoštevali z zmanjšanjem vztrajnostnih momentov in strižnih prerezov elementov na polovico (kakor to običajno storimo pri analizi s programom SAP), pač pa z zmanjšanjem modula elastičnosti in strižnega modula obeh »vgrajenih« materialov (zidovja in betona).



Slika 63: Definiranje materialnih karakteristik zidovja (levo) in betona (desno) v SAP-u.

### 5.2.2.1.3 Definicija prerezov

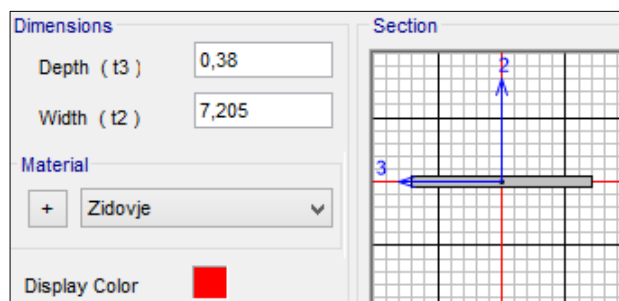
Na tem mestu je bilo treba definirati prereze posameznih elementov. Pri tem so zidovi označeni z oznako S, preklade oziroma parapeti z oznako P, togi elementi z oznako TOG, nosilci pa z oznako N.



Slika 64: Prikaz označevanja zidov in preklad v pritličju institutskega trakta.

Črka (X oz. Y) in prva številka, ki črki sledi, skupaj označujeta os, na kateri element leži (Y1, Y2, Y3, X1 ali X2), zadnja številka oz. številka za piko pa označuje zaporedno številko zidu, preklade oziroma nosilca na izbrani osi (od leve proti desni, iz pritličja v nadstropje).

Dimenzije posameznih zidov, s katerimi smo v nadaljevanju modelirali objekt, so podane v preglednici 11, primer definiranja prereza posameznega zidu pa je prikazan na sliki 65.



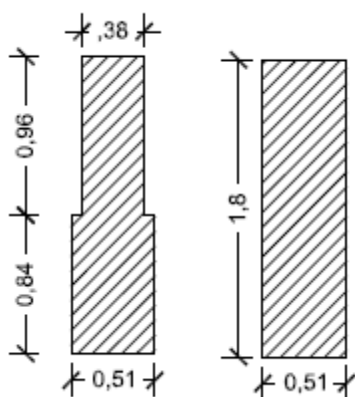
Slika 65: Definiranje prereza zidu SX11.

Preglednica 11: Prikaz debelin (t) in širin (D) zidov.

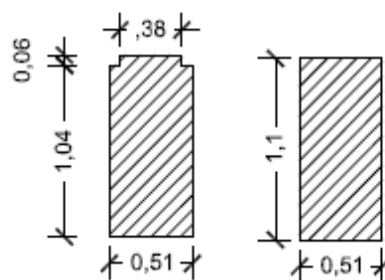
SY1_pritličje	t [m]	D [m]	SY1_prva etaža	t [m]	D [m]	SY1_druga etaža	t [m]	D [m]
SY11	0,51	1,2	SY18	0,38	1,2	SY1.15	0,38	1,2
SY12	0,51	2,15	SY19	0,38	2,15	SY1.16	0,38	2,15
SY13	0,51	2,15	SY1.10	0,38	2,15	SY1.17	0,38	2,15
SY14	0,51	2,15	SY1.11	0,38	2,15	SY1.18	0,38	2,15
SY15	0,51	2,15	SY1.12	0,38	2,15	SY1.19	0,38	2,15
SY16	0,51	2,15	SY1.13	0,38	2,15	SY1.20	0,38	2,15
SY17	0,51	1,21	SY1.14	0,38	1,21	SY1.21	0,38	1,21
SY2_pritličje	t [m]	D [m]	SY2_prva etaža	t [m]	D [m]	SY2_druga etaža	t [m]	D [m]
SY21	0,51	5,855	SY26	0,38	5,855	SY2.12	0,38	5,855
SY22	0,51	3,15	SY27	0,38	3,15	SY2.13	0,38	3,15
SY23	0,51	3,15	SY28	0,38	3,15	SY2.14	0,38	3,15
SY24	0,51	3,15	SY29	0,38	3,15	SY2.15	0,38	3,15
SY25	0,51	5,855	SY2.10	0,38	3,485	SY2.16	0,38	3,485
			SY2.11	0,38	1,37	SY2.17	0,38	1,37
SY3_pritličje	t [m]	D [m]	SY3_prva etaža	t [m]	D [m]	SY3_druga etaža	t [m]	D [m]
SY31	0,38	0,56	SY39	0,38	0,56	SY3.18	0,38	0,56
SY32	0,38	0,87	SY3.10	0,38	0,87	SY3.19	0,38	0,87
SY33	0,38	0,87	SY3.11	0,38	0,87	SY3.20	0,38	0,87
SY34	0,38	1,25	SY3.12	0,38	1,25	SY3.21	0,38	1,25
SY35	0,38	2,15	SY3.13	0,38	2,15	SY3.22	0,38	2,15
SY36	0,38	3,23	SY3.14	0,38	3,23	SY3.23	0,38	3,23
SY37	0,38	2,115	SY3.15	0,38	6,115	SY3.24	0,38	6,115
SY38	0,38	4,165	SY3.16	0,38	0,5	SY3.25	0,38	0,5
SX1_pritličje	t [m]	D [m]	SX1_prva etaža	t [m]	D [m]	SX1_druga etaža	t [m]	D [m]
SX11	0,38	7,205	SX13	0,38	7,205	SX15	0,38	7,205
SX12	0,38	2,05	SX14	0,38	2,05	SX16	0,38	2,05
SX2_pritličje	t [m]	D [m]	SX2_prva etaža	t [m]	D [m]	SX2_druga etaža	t [m]	D [m]
SX21	0,38	3,525	SX24	0,38	6,645	SX27	0,38	7,715
SX22	0,38	1,525	SX25	0,38	0,71	SX28	0,38	1,34
SX23	0,38	0,5	SX26	0,38	0,5			

Na stenah SY1 in SY2 se na prehodu iz pritličja v prvo etažo debelina preklad iz 51 cm zmanjša na 38 cm. Preklade na tem mestu tako niso pravokotnega prereza, pač pa imajo obliko narobe obrnjenega T-prereza.

Prerez poljubne oblike najlažje definiramo z aplikacijo *Section Designer*, ki deluje znotraj programa SAP2000. A ker program prereza, narisane z omenjeno aplikacijo, iz neznanega razloga v modelu ni upošteval, smo zagato rešili z uvedbo nadomestnega prereza, s katerim smo različne debeline preklad pod in nad osjo zajeli znotraj enega pravokotnega prereza, kateremu smo spremenili karakteristike v takšne, kot jih je *Section Designer* definiriral za prerez poljubne oblike. Pravokotnemu prerezu smo tako z ukazom *Set modifiers* določili faktorje, s katerimi program reducira posamezne karakteristike pravokotnega prereza.



Slika 66: Poljubni prerez in nadomestni prerez za preklade PY11, PY12, PY13, PY14, PY15, PY16.



Slika 67: Poljubni prerez in nadomestni prerez za preklade PY21, PY22, PY23, in PY24.

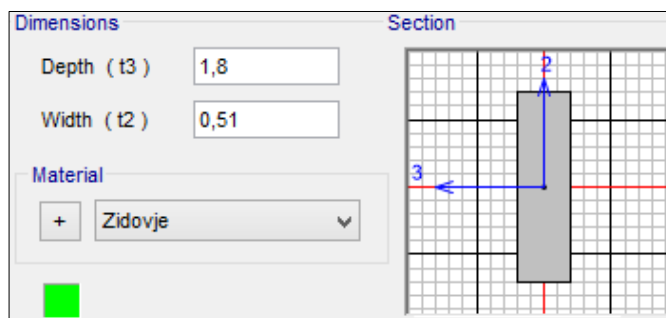
Redukcijski faktorji, s katerimi smo dosegli enake geometrijske karakteristike prereza preklade poljubne oblike in nadomestnega pravokotnega prereza, so prikazani v preglednici 12. Te smo določili s količnikom lastnosti poljubnega prereza in pravokotnega prereza.

Preglednica 12: Karakteristike nad. prerezov PY11, PY21 in prerezov PY11\_T, PY21\_T ter redukcijski faktorji.

	PY11	PY11_T	Redukcija	PY21	PY21_T	Redukcija
Površina prereza	0,918	0,7932	0,8641	0,561	0,5531	0,9859
Torzijska konstanta	0,0654	0,0436	0,6667	0,0345	0,0341	0,9884
Vztrajnostni moment okrog osi 3	0,2479	0,2128	0,8584	0,0566	0,0544	0,9611
Vztrajnostni moment okrog osi 2	0,0199	0,0137	0,6884	0,0122	0,0118	0,9672
Strižni prerez v smeri 2	0,765	0,6509	0,8508	0,4675	0,4649	0,9944
Strižni prerez v smeri 3	0,765	0,698	0,9124	0,4675	0,4665	0,9979



Dimenzije posameznih preklad, s katerimi smo v nadaljevanju modelirali objekt, so podane v preglednici 13, primer definiranja prereza posamezne preklade pa na sliki 68.

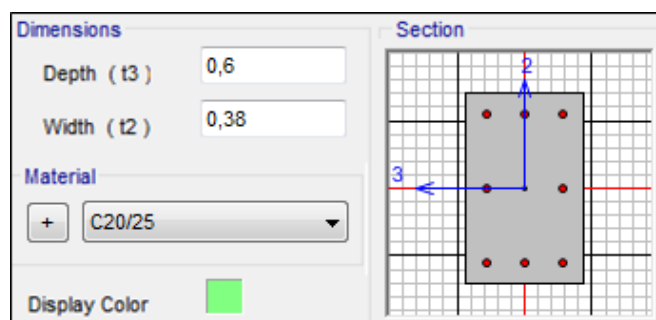


Slika 68: Definiranje prereza preklade PY11.

Preglednica 13: Prikaz debelin (t) in višin (D) preklad.

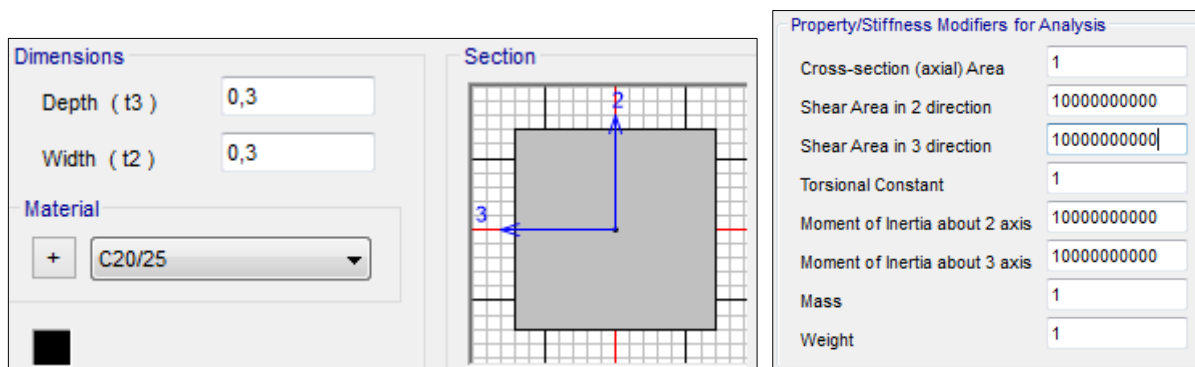
PY1_pritličje	t [m]	D [m]	PY1_prva etaža	t [m]	D [m]	PY1_druga etaža	t [m]	D [m]
PY11	0,51	1,8	PY17	0,38	2	PY1.13	0,38	0,64
PY12	0,51	1,8	PY18	0,38	2	PY1.14	0,38	0,64
PY13	0,51	1,8	PY19	0,38	2	PY1.15	0,38	0,64
PY14	0,51	1,8	PY1.10	0,38	2	PY1.16	0,38	0,64
PY15	0,51	1,8	PY1.11	0,38	2	PY1.17	0,38	0,64
PY16	0,51	1,8	PY1.12	0,38	2	PY1.18	0,38	0,64
PY2_pritličje	t [m]	D [m]	PY2_prva etaža	t [m]	D [m]	PY2_druga etaža	t [m]	D [m]
PY21	0,51	1,1	PY25	0,38	1,4	PY2.10	0,38	0,94
PY22	0,51	1,1	PY26	0,38	1,4	PY2.11	0,38	0,94
PY23	0,51	1,1	PY27	0,38	1,4	PY2.12	0,38	0,94
PY24	0,51	1,1	PY28	0,38	1,4	PY2.13	0,38	0,94
			PY29	0,38	1,4	PY2.14	0,38	0,94
PY3_pritličje	t [m]	D [m]	PY3_prva etaža	t [m]	D [m]	PY3_druga etaža	t [m]	D [m]
PY31	0,38	2,6	PY37	0,38	2,8	PY3.13	0,38	0,64
PY32	0,38	2,6	PY38	0,38	2,8	PY3.14	0,38	0,64
PY33	0,38	2,6	PY39	0,38	2,8	PY3.15	0,38	0,64
PY34	0,38	1,8	PY3.10	0,38	2	PY3.16	0,38	0,64
PY35	0,38	1,8	PY3.11	0,38	2	PY3.17	0,38	0,64
PY36	0,38	1,1	PY3.12	0,38	1,4	PY3.18	0,38	0,94
PX1_pritličje	t [m]	D [m]	PX1_prva etaža	t [m]	D [m]	PX1_druga etaža	t [m]	D [m]
PX11	0,38	2,6	PX12	0,38	2,8	PX13	0,38	0,64
PX2_pritličje	t [m]	D [m]	PX2_prva etaža	t [m]	D [m]	PX1_druga etaža	t [m]	D [m]
PX21	0,38	0,96	PX22	0,38	1,111	PX24	0,38	0,94
			PX23	0,38	1,111			

Nosilec, ki so pravokotnega prereza, smo pripisali material »C20/25« ter sledeče dimenzije: nosilec NY31 je dimenzij 38/60 cm, NX21 meri 38/50 cm, mere nosilcev NY32 in NY33 pa znašajo 38/40 cm.



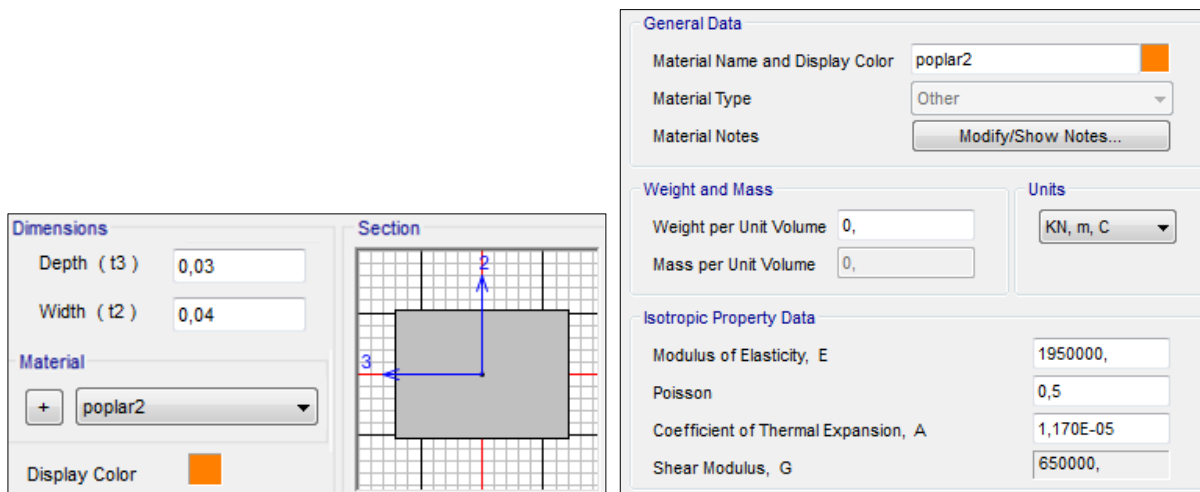
Slika 69: Definiranje prereza nosilca NY31.

Toge elemente, s katerimi povežemo vozlišča sten in preklad, smo definirali s pravokotnim prečnim prerezemom dimenzij 30/30 cm (slika 70), da smo dosegli »neskončno« togost, kakor so definirani togi odseki v 3Muriju, pa smo vztrajnostne momente in strižne prereze togih elementov povečali s faktorjem  $10^{10}$ . Povečevanje omenjenega faktorja ni vplivalo na izračun nihajnih časov konstrukcije in s tem na njeno togost, kar dokazuje, da smo s tako definiranim faktorjem dosegli zadostno (neskončno) togost.



Slika 70: Definiranje prereza togega elementa.

Sledi definiranje dodatnega nosilca<sup>3</sup>, ki je v 3Muriju potreben za izbiro ustrezne kontrolne točke, v SAP-u pa ga modeliramo, da dosežemo čim bolj primerljiva modela. Nosilec je dimenzij 4/3 cm in modeliran z enakimi materialnimi karakteristikami kot v 3Muriju.

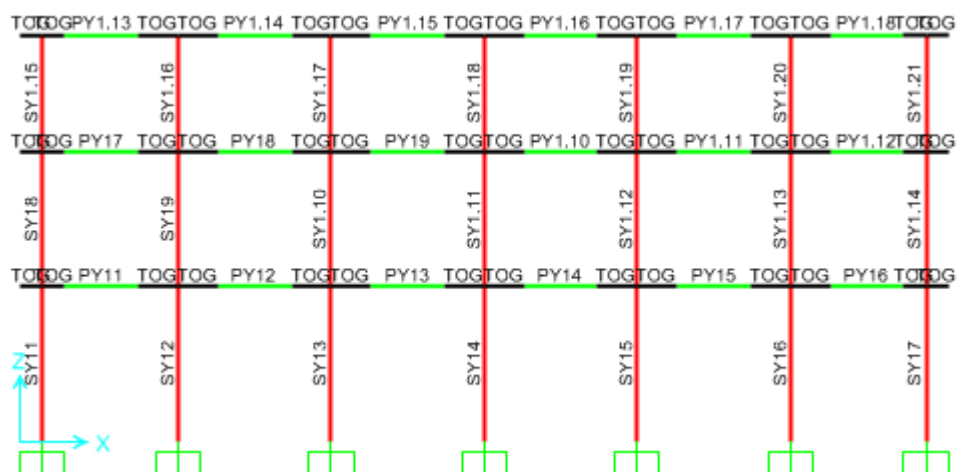


Slika 71: Definiranje prereza dodatnega nosilca in karakteristike pripadajočega materiala.

#### 5.2.2.1.4 Risanje elementov in podpiranje konstrukcije

Lokacije osi posameznih elementov definiramo s točkami, ki jih določimo z definiranjem njihove oddaljenosti od neke znane točke (npr. od koordinatnega izhodišča). Ko so vse točke narisane, posamezne dvojice točk ustrezno povežemo z elementom ustreznega prereza.

<sup>3</sup> Vpliv dodatnega nosilca na rezultate modalne analize in s tem na togost sistema je podan v prilogi D.



Slika 72: Elementi stene SY1.

SAP elemente riše osno, 3Muri pa prekladne oz. parapetne elemente v ekvivalentnem okvirju definira tako, da se ti z enim robom stikajo osi, ki podaja višino etaže. Da v SAP-u dosežemo enak ekvivalentni okvir, kot ga podaja 3Muri, v nadaljevanju z ukazom *Assign/Frame/Insertion Point* vsakemu prekladnemu oziroma parapetnemu elementu prestavimo os v smeri globalne Z osi za vrednost  $\Delta$  (preglednica 14). V nadaljevanju konstrukcijo še togo vpnemo v podlago, s čimer preprečimo vse translacijske pomike in rotacije v podprtih vozliščih.

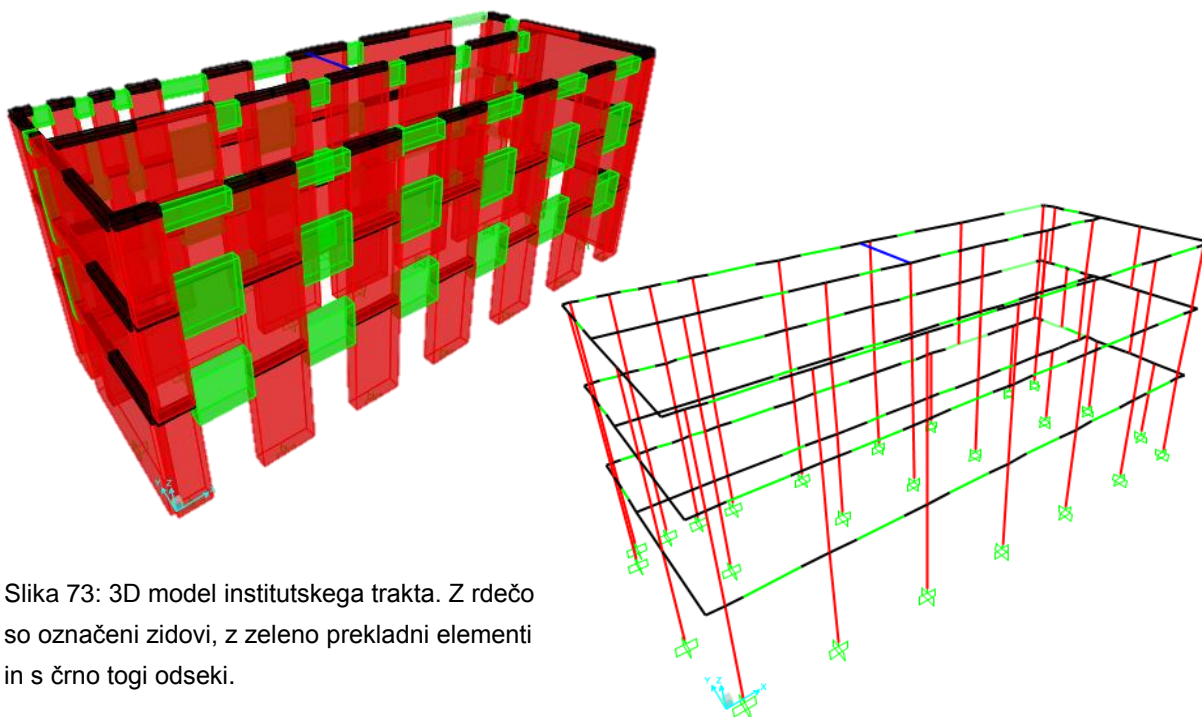
Preglednica 14: Prestavitev osi prekladnih oz. parapetnih elementov  $\Delta$ .

PY1_pritličje	$\Delta$ [m]	PY1_prva etaža	$\Delta$ [m]	PY1_druga etaža	$\Delta$ [m]
PY11	0,06	PY17	-0,04	PY1.13	-0,32
PY12	0,06	PY18	-0,04	PY1.14	-0,32
PY13	0,06	PY19	-0,04	PY1.15	-0,32
PY14	0,06	PY1.10	-0,04	PY1.16	-0,32
PY15	0,06	PY1.11	-0,04	PY1.17	-0,32
PY16	0,06	PY1.12	-0,04	PY1.18	-0,32
PY2_pritličje	$\Delta$ [m]	PY2_prva etaža	$\Delta$ [m]	PY2_druga etaža	$\Delta$ [m]
PY21	-0,489	PY25	-0,639	PY2.10	-0,47
PY22	-0,489	PY26	-0,639	PY2.11	-0,47
PY23	-0,489	PY27	-0,639	PY2.12	-0,47
PY24	-0,489	PY28	-0,639	PY2.13	-0,47
		PY29	-0,639	PY2.14	-0,47
PY3_pritličje	$\Delta$ [m]	PY3_prva etaža	$\Delta$ [m]	PY3_druga etaža	$\Delta$ [m]
PY31	0,46	PY37	0,36	PY3.13	-0,32
PY32	0,46	PY38	0,36	PY3.14	-0,32
PY33	0,46	PY39	0,36	PY3.15	-0,32
PY34	0,06	PY3.10	-0,04	PY3.16	-0,32
PY35	0,06	PY3.11	-0,04	PY3.17	-0,32
PY36	-0,49	PY3.12	-0,64	PY3.18	-0,47

se nadaljuje ...

... nadaljevanje preglednice 14: Prestavitve osi prekladnih oz. parapetnih elementov  $\Delta$ .

PX1_pritličje	$\Delta$ [m]	PX1_prva etaža	$\Delta$ [m]	PX1_druga etaža	$\Delta$ [m]
PX11	0,46	PX12	0,36	PX13	-0,32
PX2_pritličje	$\Delta$ [m]	PX2_prva etaža	$\Delta$ [m]	PX1_druga etaža	$\Delta$ [m]
PX21	0,48	PX22	-0,4845	PX24	-0,47
		PX23	-0,4845		



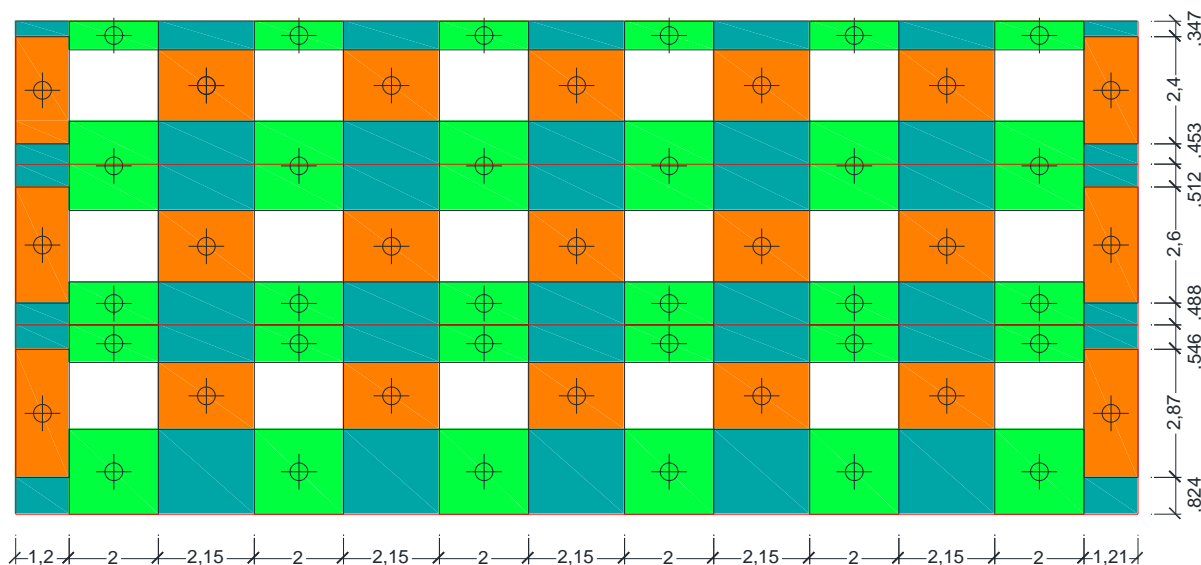
Slika 73: 3D model institutskega trakta. Z rdečo so označeni zidovi, z zeleno prekladni elementi in s črno togi odseki.

### 5.2.2.1.5 Ekvivalentni okvir

Do tega, da bi v SAP-u ustvarili enak<sup>4</sup> model, kot ga 3Muri po definiranju geometrije sam avtomatsko ustvari, manjka še definiranje togih odsekov posameznih zidov. Za določitev deleža togega dela posameznega zidu si pomagamo s *text* datoteko 3Murija, ki ga program ustvari, ko shranimo model.

V poglavju */elementoOPCM* omenjene *text* datoteke se nahajajo informacije o geometriji ekvivalentnih okvirjev posameznih zidov oz. preklad, ki si sledijo v sledečem vrstnem redu: zaporedna številka vrstice, številka zidu, ime začetnega in končnega vozlišča elementa, X in Z koordinati središča elementa, širina zidu oz. višina nosilca, višina/dolžina netovega dela zidu/preklade, debelina zidu oz. preklade in tip elementa (1, če gre za preklado in 0, če gre za zid). Na podlagi teh podatkov v AutoCAD-u izrišemo ekvivalentni okvir posamezne stene ter odčitamo višino togih delov elementov.

<sup>4</sup> Enak model do te mere, kot to dopuščajo znani podatki o geometriji modela v 3Muriju.



Slika 74: V AutoCAD-u narisani ekvivalentni okvir stene SY1 na podlagi podatkov *text* datoteke.

V preglednici 15 so prikazane višine togih odsekov zidov. Pri tem oznaka *h* pomeni višino neto tega dela zidu, oznaka *i* višino tega dela zidu na njegovem dnu (razdalja od vozlišča *i* do začetka neto tega dela zidu) in *j* višino tega dela na njegovem vrhu (razdalja od konca neto tega dela zidu do vozlišča *j*).



Slika 75: Os zidu z vozlišči.

Preglednica 15: Togi odseki zidov.

SY1_prit	h [m]	i [m]	j [m]	1. etaža	h [m]	i [m]	j [m]	2. etaža	h [m]	i [m]	j [m]
SY11	2,87	0,824	0,546	SY18	2,6	0,488	0,512	SY1.15	2,4	0,453	0,347
SY12	1,5	1,9	0,84	SY19	1,6	0,96	1,04	SY1.16	1,6	0,96	0,64
SY13	1,5	1,9	0,84	SY1.10	1,6	0,96	1,04	SY1.17	1,6	0,96	0,64
SY14	1,5	1,9	0,84	SY1.11	1,6	0,96	1,04	SY1.18	1,6	0,96	0,64
SY15	1,5	1,9	0,84	SY1.12	1,6	0,96	1,04	SY1.19	1,6	0,96	0,64
SY16	1,5	1,9	0,84	SY1.13	1,6	0,96	1,04	SY1.20	1,6	0,96	0,64
SY17	2,87	0,824	0,546	SY1.14	2,6	0,488	0,512	SY1.21	2,4	0,453	0,347
SY2_prit	h [m]	i [m]	j [m]	1. etaža	h [m]	i [m]	j [m]	2. etaža	h [m]	i [m]	j [m]
SY21	3,79	0	0,447	SY26	2,9	0,061	0,64	SY2.12	2,7	0,061	0,44
SY22	3,2	0	1,04	SY27	2,2	0,061	1,34	SY2.13	2,2	0,061	0,94
SY23	3,2	0	1,04	SY28	2,2	0,061	1,34	SY2.14	2,2	0,061	0,94
SY24	3,2	0	1,04	SY29	2,2	0,061	1,34	SY2.15	2,2	0,061	0,94
SY25	3,79	0	0,447	SY2.10	2,2	0,061	1,34	SY2.16	2,2	0,061	0,94
				SY2.11	2,9	0,061	0,64	SY2.17	2,7	0,061	0,44

se nadaljuje ...

... nadaljevanje preglednice 15: Togi odseki zidov.

<b>SY3_prit</b>	<b>h [m]</b>	<b>i [m]</b>	<b>j [m]</b>	<b>1. etaža</b>	<b>h [m]</b>	<b>i [m]</b>	<b>j [m]</b>	<b>2. etaža</b>	<b>h [m]</b>	<b>i [m]</b>	<b>j [m]</b>
SY31	2,52	1	0,72	SY39	2,2	0,765	0,635	SY3.18	2	0,712	0,488
SY32	0,8	2,6	0,84	SY3.10	0,8	1,76	1,04	SY3.19	0,8	1,76	0,64
SY33	0,8	2,6	0,84	SY3.11	0,8	1,76	1,04	SY3.20	0,8	1,76	0,64
SY34	1,15	2,25	0,84	SY3.12	1,2	1,36	1,04	SY3.21	1,2	1,36	0,64
SY35	1,5	1,9	0,84	SY3.13	1,6	0,96	1,04	SY3.22	1,6	0,96	0,64
SY36	2,35	0,95	0,94	SY3.14	1,9	0,51	1,19	SY3.23	1,9	0,51	0,79
SY37	3,79	0	0,448	SY3.15	2,9	0,06	0,64	SY3.24	2,7	0,06	0,44
SY38	4,24	0	0	SY3.16	3,6	0	0	SY3.25	3,2	0	0

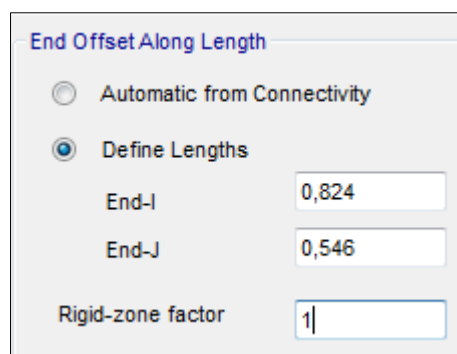
  

<b>SX1_prit</b>	<b>h [m]</b>	<b>i [m]</b>	<b>j [m]</b>	<b>1. etaža</b>	<b>h [m]</b>	<b>i [m]</b>	<b>j [m]</b>	<b>2. etaža</b>	<b>h [m]</b>	<b>i [m]</b>	<b>j [m]</b>
SX11	2,52	1	0,72	SX13	2,2	0,765	0,635	SX15	2	0,712	0,488
SX12	2,52	1	0,72	SX14	2,2	0,765	0,635	SX16	2	0,712	0,488

<b>SX2_prit</b>	<b>h [m]</b>	<b>i [m]</b>	<b>j [m]</b>	<b>1. etaža</b>	<b>h [m]</b>	<b>i [m]</b>	<b>j [m]</b>	<b>2. etaža</b>	<b>h [m]</b>	<b>i [m]</b>	<b>j [m]</b>
SX21	2,87	0,824	0,546	SX24	2,6	0,488	0,512	SX27	2,7	0,071	0,429
SX22	2,87	0,824	0,546	SX25	1,6	0,96	1,04	SX28	2,7	0,071	0,429
SX23	4,24	0	0	SX26	2,6	0,488	0,512				

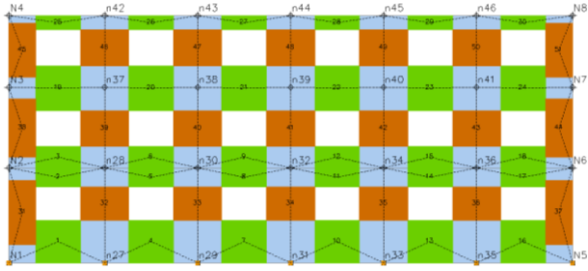
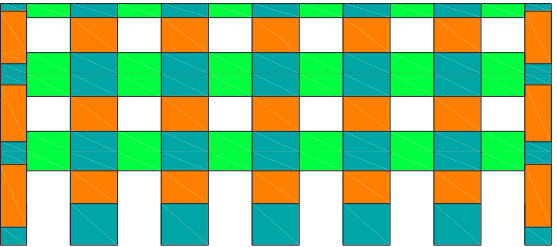
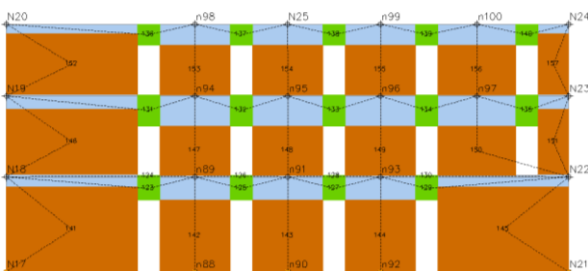
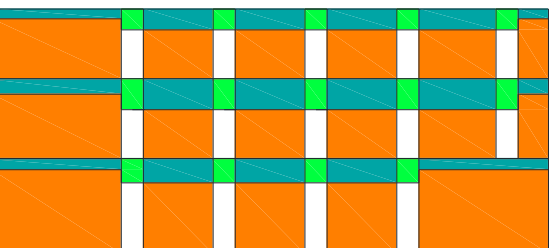
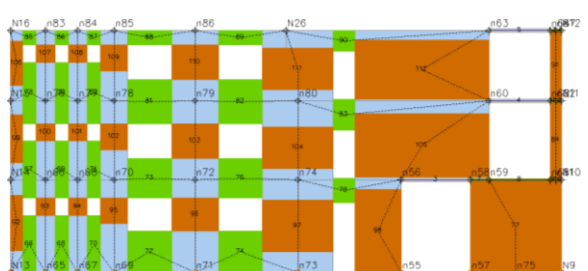
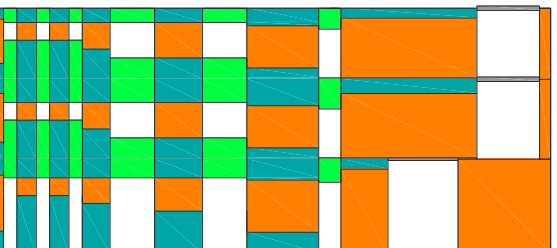
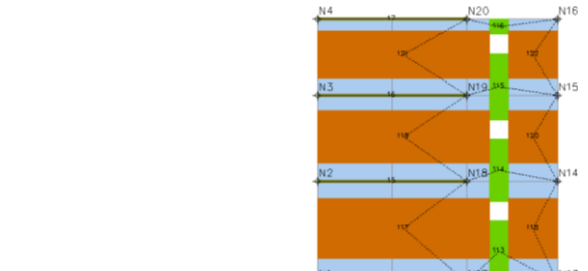
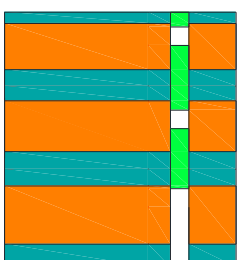
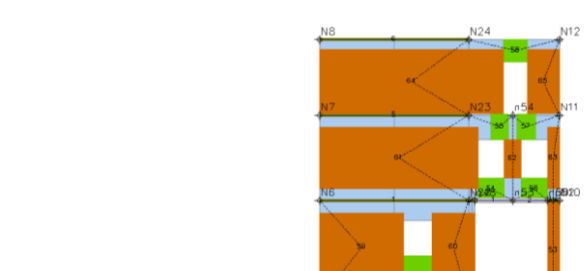
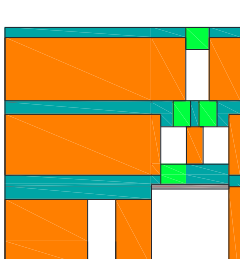
V SAP-u toge odseke posameznega zidu določimo z ukazom *Assign/Frame/End (Length) Offsets*. S t. i. *End Offsets* definiramo območje okrog vozlišča, v katerem je upogib elementa omejen, v primeru, da za faktor togosti (angl. *Rigid Zone Factor*) izberemo vrednost 1, pa celo preprečen. V obravnavanem primeru smo vsakemu zidu definirali dolžino togega odseka v vozlišču i (na dnu zidu) in v vozlišču j (na vrhu zidu).



Slika 76: Togi odsek zidu SY11.

Tako definirani ekvivalentni okvirji sten so na tem mestu geometrijsko enaki ekvivalentnim okvirjem v 3Muriju. Edina razlika, ki jo s primerjavo okvirjev v obeh programih opazimo, je grafične narave – v SAP-u okenskih odprtih v pritličju ne moremo definirati, a njihov vpliv zajamemo s togimi odseki. Primerjava ekvivalentnih okvirjev sten, definiranih v 3Muriju in v SAP-u, je prikazana v preglednici 16.

Preglednica 16: Primerjava ekvivalentnih okvirjev sten.

Ekvivalentni okvirji sten v 3Muriju	Ekvivalentni okvirji sten v SAP-u
	
<b>Stena SY1.</b>	
	
<b>Stena SY2.</b>	
	
<b>Stena SY3.</b>	
	
<b>Stena SX1.</b>	
	
<b>Stena SX2.</b>	

### 5.2.2.1.6 Stalna in spremenljiva obtežba

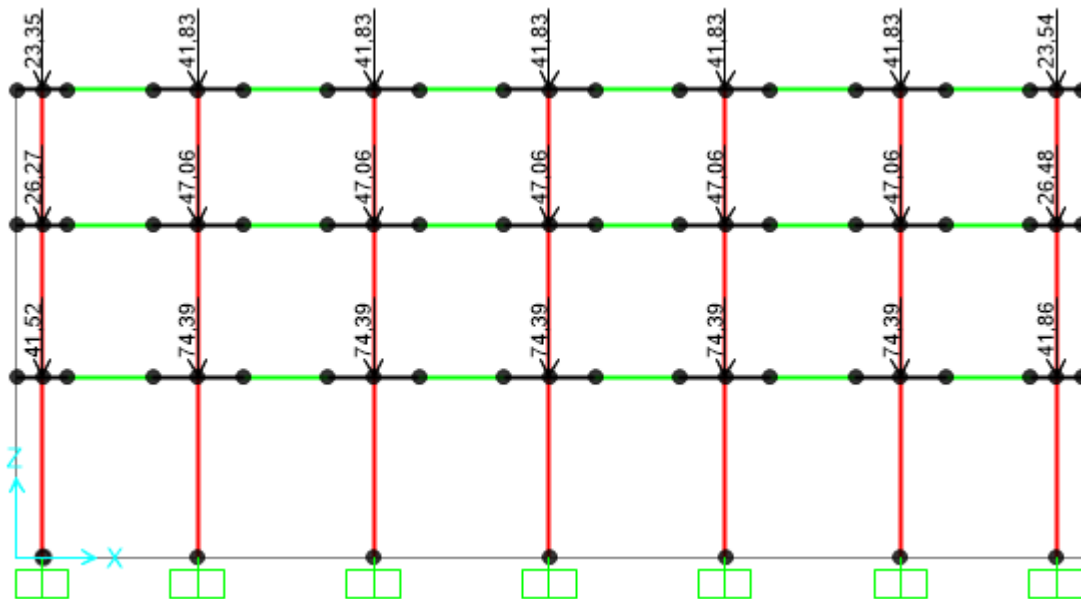
Z ukazom *Define/Load Patterns* definiramo dva obtežna primera, in sicer za lastno in spremenljivo obtežbo. Pri tem je pomembno, da izključimo delovanje lastne teže konstrukcije (*Self Weight Multiplier = 0*). Nato izračunamo obtežbo posameznih elementov ter jo nanesimo na vsak element posebej.

#### 1) Lastna teža zidov

Za razliko od 3Murija, ki lastno težo nosilnih zidov izračuna sam na podlagi definirane geometrije in podatka o specifični teži zidovja, v SAP-u vsak zid sami obremenimo z lastno obtežbo, ki jo predhodno izračunamo po enačbi (42). Vrednosti so prikazane v preglednici 17. Zidove nato obremenimo točkovno na vrhu posameznega elementa v smeri globalne Z osi z ukazom *Assign/Joint Loads/Forces*.

$$G_i = \gamma D_i t_i H_i \quad (42)$$

- $G_i$  točkovna obtežba i-tega zidu zaradi lastne teže  
 $\gamma$  specifična teža zidovja  
 $D_i$  širina i-tega zidu  
 $t_i$  debelina i-tega zidu  
 $H_i$  celotna višina i-tega zidu



Slika 77: Točkovna obtežba stene SY1 zaradi lastne teže.



Preglednica 17: Lastna teža zidov.

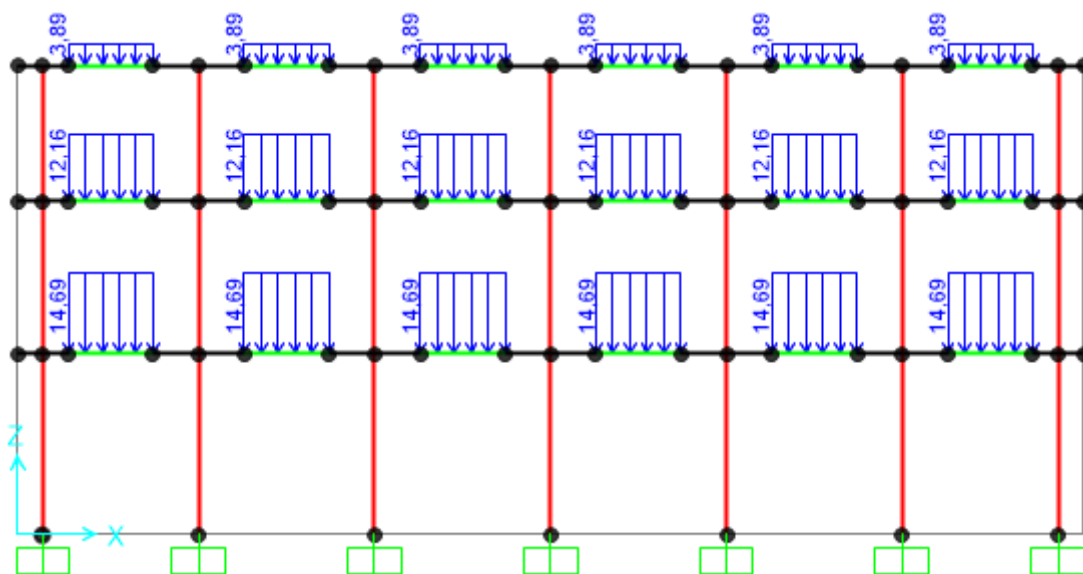
<b>SY1_pritličje</b>	<b>G [kN]</b>	<b>SY1_prva etaža</b>	<b>G [kN]</b>	<b>SY1_druga etaža</b>	<b>G [kN]</b>
SY11	41,52	SY18	26,27	SY1.15	23,35
SY12	74,39	SY19	47,06	SY1.16	41,83
SY13	74,39	SY1.10	47,06	SY1.17	41,83
SY14	74,39	SY1.11	47,06	SY1.18	41,83
SY15	74,39	SY1.12	47,06	SY1.19	41,83
SY16	74,39	SY1.13	47,06	SY1.20	41,83
SY17	41,86	SY1.14	26,48	SY1.21	23,54
<b>SY2_pritličje</b>	<b>G [kN]</b>	<b>SY2_prva etaža</b>	<b>G [kN]</b>	<b>SY2_druga etaža</b>	<b>G [kN]</b>
SY21	202,57	SY26	128,15	SY2.12	113,91
SY22	108,98	SY27	68,95	SY2.13	61,29
SY23	108,98	SY28	68,95	SY2.14	61,29
SY24	108,98	SY29	68,95	SY2.15	61,29
SY25	202,57	SY2.10	76,28	SY2.16	67,80
		SY2.11	29,99	SY2.17	26,65
<b>SY3_pritličje</b>	<b>G [kN]</b>	<b>SY3_prva etaža</b>	<b>G [kN]</b>	<b>SY3_druga etaža</b>	<b>G [kN]</b>
SY31	14,44	SY39	12,26	SY3.18	10,90
SY32	22,43	SY3.10	19,04	SY3.19	16,93
SY33	22,43	SY3.11	19,04	SY3.20	16,93
SY34	32,22	SY3.12	27,36	SY3.21	24,32
SY35	55,43	SY3.13	47,06	SY3.22	41,83
SY36	83,27	SY3.14	70,70	SY3.23	62,84
SY37	54,52	SY3.15	133,85	SY3.24	118,97
SY38	107,37	SY3.16	10,94	SY3.25	9,73
<b>SX1_pritličje</b>	<b>G [kN]</b>	<b>SX1_prva etaža</b>	<b>G [kN]</b>	<b>SX1_druga etaža</b>	<b>G [kN]</b>
SX11	185,74	SX13	157,70	SX15	140,18
SX12	52,85	SX14	44,87	SX16	39,88
<b>SX2_pritličje</b>	<b>G [kN]</b>	<b>SX2_prva etaža</b>	<b>G [kN]</b>	<b>SX2_druga etaža</b>	<b>G [kN]</b>
SX21	90,87	SX24	145,45	SX27	150,10
SX22	39,31	SX25	15,54	SX28	26,07
SX23	12,89	SX26	10,94		

## 2) Stalna obtežba preklad in nosilcev

Stalno obtežbo prekladnih oz. parapetnih elementov in nosilcev sestavljata njihova lastna teža ( $g_P/g_N$ ) in lastna teža plošče ( $g_{PL}$ ), ki se na elemente prenese po strešnem pravilu. Izračunano obtežbo vsako posebej nanese na posamezni prekladni element/nosilec v smeri gravitacije (*Gravity*) z ukazom *Assign/Frame Loads/Distributed*. Pri tem je obtežba zaradi lastne teže preklad/nosilcev enakomerna po celotni dolžini elementov, medtem ko se obtežba zaradi lastne teže plošče po dolžini elementa lahko spreminja.

Lastno težo preklad, ki je odvisna od njihove geometrije in specifične teže zidovja, izračunamo z enačbo (43). Pri tem je  $D_i$  višina i-te preklade in  $t_i$  debelina i-te preklade. Lastno težo nosilcev prav tako določimo z enačbo (43), pri tem pa  $D_i$  predstavlja višino i-tega nosilca,  $t_i$  njegovo debelino,  $\gamma$  pa specifično težo betona. Izračunane vrednosti so prikazane v preglednici 18.

$$g_{Pi} = \gamma D_i t_i \quad (43)$$



Slika 78: Enakomerno porazdeljena obtežba preklad zaradi njihove lastne teže.

Preglednica 18: Lastna teža preklad.

PY1_pritličje	$g_P$ [kN/m]	PY1_prva etaža	$g_P$ [kN/m]	PY1_druga etaža	$g_P$ [kN/m]
PY11	14,69	PY17	12,16	PY1.13	3,89
PY12	14,69	PY18	12,16	PY1.14	3,89
PY13	14,69	PY19	12,16	PY1.15	3,89
PY14	14,69	PY1.10	12,16	PY1.16	3,89
PY15	14,69	PY1.11	12,16	PY1.17	3,89
PY16	14,69	PY1.12	12,16	PY1.18	3,89
PY2_pritličje	$g_P$ [kN/m]	PY2_prva etaža	$g_P$ [kN/m]	PY2_druga etaža	$g_P$ [kN/m]
PY21	8,98	PY25	8,51	PY2.10	5,72
PY22	8,98	PY26	8,51	PY2.11	5,72
PY23	8,98	PY27	8,51	PY2.12	5,72
PY24	8,98	PY28	8,51	PY2.13	5,72
		PY29	8,51	PY2.14	5,72
PY3_pritličje	$g_P$ [kN/m]	PY3_prva etaža	$g_P$ [kN/m]	PY3_druga etaža	$g_P$ [kN/m]
PY31	15,81	PY37	17,02	PY3.13	3,89
PY32	15,81	PY38	17,02	PY3.14	3,89
PY33	15,81	PY39	17,02	PY3.15	3,89

se nadaljuje ...

... nadaljevanje preglednice 18: Lastna teža preklad.

<b>PY3_pritličje</b>	<b>g<sub>P</sub> [kN/m]</b>	<b>PY3_prva etaža</b>	<b>g<sub>P</sub> [kN/m]</b>	<b>PY3_druga etaža</b>	<b>g<sub>P</sub> [kN/m]</b>
PY34	10,94	PY3.10	12,16	PY3.16	3,89
PY35	10,94	PY3.11	12,16	PY3.17	3,89
PY36	6,69	PY3.12	8,51	PY3.18	5,72
<b>PX1_pritličje</b>	<b>g<sub>P</sub> [kN/m]</b>	<b>PX1_prva etaža</b>	<b>g<sub>P</sub> [kN/m]</b>	<b>PX1_druga etaža</b>	<b>g<sub>P</sub> [kN/m]</b>
PX11	15,81	PX12	17,02	PX13	3,89
<b>PX2_pritličje</b>	<b>g<sub>P</sub> [kN/m]</b>	<b>PX2_prva etaža</b>	<b>g<sub>P</sub> [kN/m]</b>	<b>PX2_druga etaža</b>	<b>g<sub>P</sub> [kN/m]</b>
PX21	5,84	PX22	6,75	PX24	5,72
		PX23	6,75		
<b>N_pritličje</b>	<b>g<sub>N</sub> [kN/m]</b>	<b>N_prva etaža</b>	<b>g<sub>N</sub> [kN/m]</b>	<b>N_druga etaža</b>	<b>g<sub>N</sub> [kN/m]</b>
NY31	5,47	NY32	3,65	NY33	3,65
NX21	4,56				

Lastno težo posameznih plošč smo določili v poglavju o vplivih na konstrukcijo (poglavje 4.3.1), kjer smo za plošči nad pritličjem in prvim nadstropjem izračunali vrednost obtežbe  $g_1 = g_2 = 6,0 \text{ kN/m}^2$ , za ploščo nad drugim nadstropjem institutskega trakta pa  $g_3 = 3,10 \text{ kN/m}^2$ . Ker pa plošč ne modeliramo, obtežbe ne moremo nanesti neposredno nanje. Njihov vpliv zato zajamemo s tem, da jo po strešnem pravilu prenesemo na horizontalne elemente (preklade, toge elemente in nosilce).

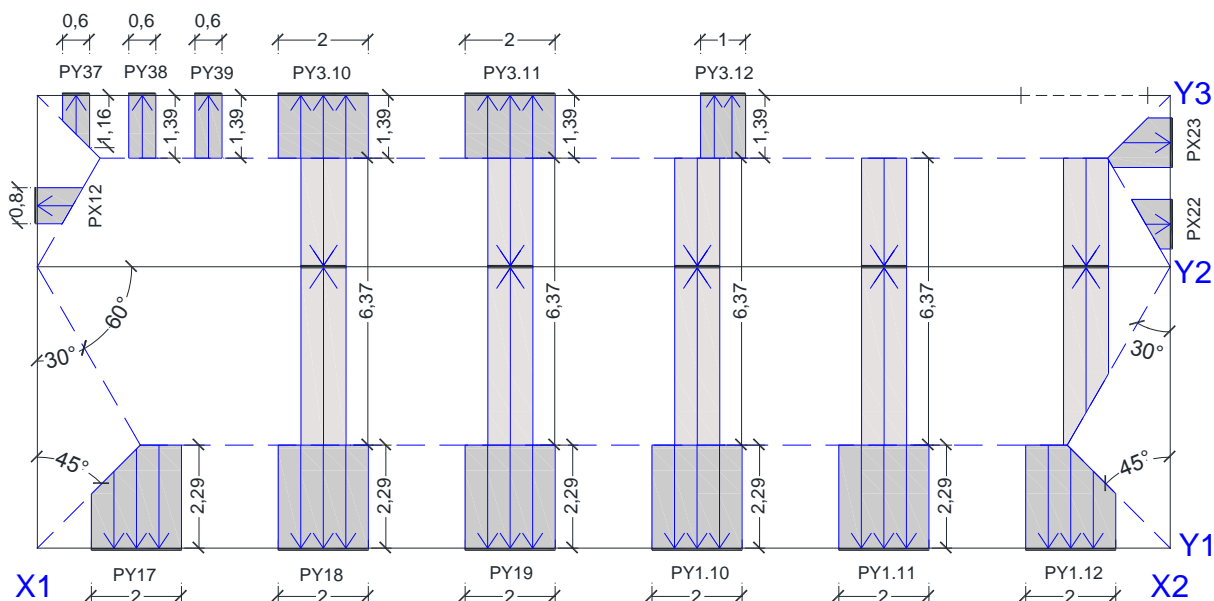
Na sliki 79 je prikazan prenos lastne teže plošče ( $g_{PL}$ ) na preklade po strešnem pravilu. Na osi Y1 so v vseh etažah robne preklade obtežene s spremenljivo obtežbo, medtem ko notranje preklade prenašajo enakomerno porazdeljeno obtežbo. Na osi Y2 se po dolžini elementa spreminjata le obtežbi na prekladah, ki se nahajata na desnem robu konstrukcije v prvem in drugem nadstropju, na osi Y3 pa je spremenljiva obtežba na prekladah na levem robu v vseh etažah.

Vrednosti obtežbe na preklado  $g_{PL}$  so prikazane v preglednici 19. Pri tem  $d$  pri prekladah, pri katerih se obtežba po dolžini spreminja, predstavlja mesto, na katerem je obtežba definirana, in sicer na začetku preklade, na koncu preklade ter na neki vmesni razdalji, kjer se obtežba spremeni. Pri prekladah z enakomerno obtežbo  $d$  predstavlja celotno dolžino elementa (od začetne vrednosti 0 do njegove končne dolžine).

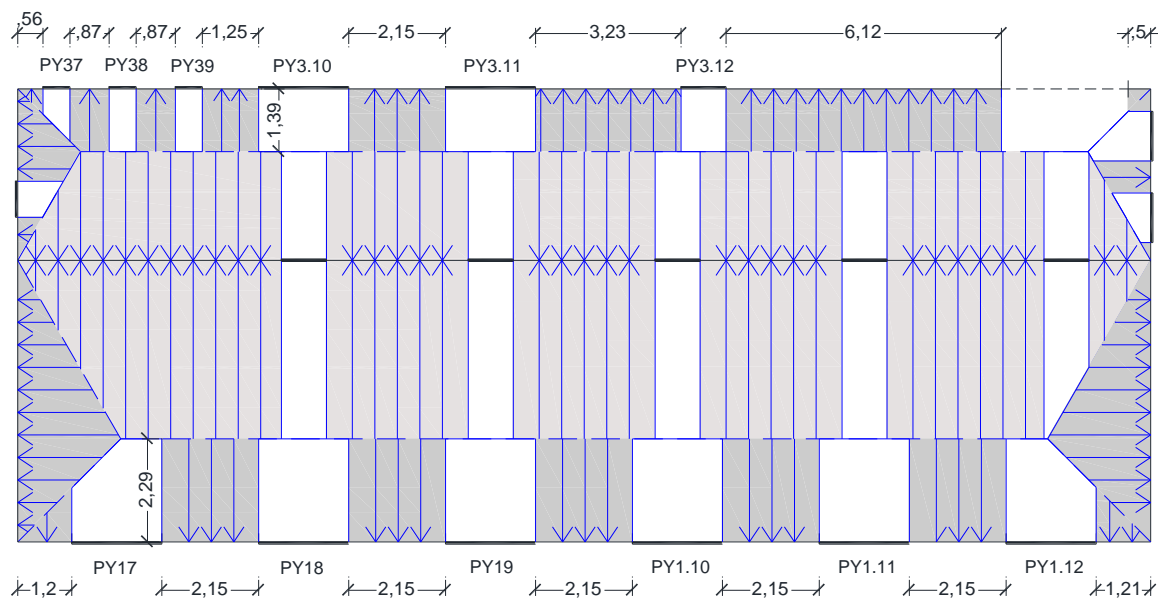
Na enak način, kot se lastna teža plošče prenese na preklade in nosilce, se prenese tudi na toge elemente, kakor je to prikazano na sliki 80.

Preglednica 19: Obtežba preklad in nosilcev zaradi lastne teže plošče.

<b>PY(X)<sub>i</sub></b> <b>Pritl.</b>	<b>d</b> <b>[m]</b>	<b>g<sub>PL</sub></b> <b>[kN/m]</b>	<b>PY(X)<sub>i</sub></b> <b>1. etaža</b>	<b>d</b> <b>[m]</b>	<b>g<sub>PL</sub></b> <b>[kN/m]</b>	<b>PY(X)<sub>i</sub></b> <b>2. etaža</b>	<b>d</b> <b>[m]</b>	<b>g<sub>PL</sub></b> <b>[kN/m]</b>
PY11	0	1,20 g <sub>1</sub> = 7,2	PY17	0	1,20 g <sub>2</sub> = 7,2	PY1.13	0	1,20 g <sub>3</sub> = 3,72
	1,09	2,29 g <sub>1</sub> = 13,74		1,09	2,29 g <sub>2</sub> = 13,74		1,09	2,29 g <sub>3</sub> = 7,10
	2	2,29 g <sub>1</sub> = 13,74		2	2,29 g <sub>2</sub> = 13,74		2	2,29 g <sub>3</sub> = 7,10
12 - 15	0 - 2	2,29 g <sub>1</sub> = 13,74	18 - 1.11	0 - 2	2,29 g <sub>2</sub> = 13,74	1.14-1.17	0 - 2	2,29 g <sub>3</sub> = 7,10
PY16	0	2,29 g <sub>1</sub> = 13,74	PY1.12	0	2,29 g <sub>2</sub> = 13,74	PY1.18	0	2,29 g <sub>3</sub> = 7,10
	0,92	2,29 g <sub>1</sub> = 13,74		0,92	2,29 g <sub>2</sub> = 13,74		0,92	2,29 g <sub>3</sub> = 7,10
	2	1,21 g <sub>1</sub> = 7,26		2	1,21 g <sub>2</sub> = 7,26		2	1,21 g <sub>3</sub> = 3,75
21 - 24	0 - 1	6,37 g <sub>1</sub> = 38,22	25 - 28	0 - 1	6,37 g <sub>2</sub> = 38,22	2.10-2.13	0 - 1	6,37 g <sub>3</sub> = 19,75
			PY29	0	6,37 g <sub>2</sub> = 38,22	PY2.14	0	6,37 g <sub>3</sub> = 19,75
				0,08	6,37 g <sub>2</sub> = 38,22		0,08	6,37 g <sub>3</sub> = 19,75
				1	4,79 g <sub>2</sub> = 28,74		1	4,79 g <sub>3</sub> = 14,85
PY31	0	0,56 g <sub>1</sub> = 3,36	PY37	0	0,56 g <sub>2</sub> = 3,36	PY3.13	0	0,56 g <sub>3</sub> = 1,74
	0,6	1,16 g <sub>1</sub> = 6,96		0,6	1,16 g <sub>2</sub> = 6,96		0,6	1,16 g <sub>3</sub> = 3,60
32 - 36	0 - 2	1,39 g <sub>1</sub> = 8,34	38 - 3.12	0 - 2	1,39 g <sub>2</sub> = 8,34	3.14- 3.18	0 - 2	1,39 g <sub>3</sub> = 4,31
PX11	0	0,55 g <sub>1</sub> = 3,3	PX12	0	0,55 g <sub>2</sub> = 3,3	PX13	0	0,55 g <sub>3</sub> = 1,71
	0,8	1,01 g <sub>1</sub> = 6,06		0,8	1,01 g <sub>2</sub> = 6,06		0,8	1,01 g <sub>3</sub> = 3,13
PX21	0	1,57 g <sub>1</sub> = 9,42	PX22	0	0,23 g <sub>2</sub> = 1,38	PX24	0	0,85 g <sub>3</sub> = 2,64
	1,2	0,88 g <sub>1</sub> = 5,28		1,1	0,86 g <sub>2</sub> = 5,16		0,95	1,39 g <sub>3</sub> = 4,31
							1	1,34 g <sub>3</sub> = 4,15
			PX23	0	1,27 g <sub>2</sub> = 7,62			
				0,21	1,39 g <sub>2</sub> = 8,34			
				1,1	0,50 g <sub>2</sub> = 3			
<b>NY(X)<sub>i</sub></b> <b>Pritl.</b>	<b>d</b> <b>[m]</b>	<b>g<sub>PL</sub></b> <b>[kN/m]</b>	<b>NY<sub>i</sub></b> <b>1. etaža</b>	<b>d</b> <b>[m]</b>	<b>g<sub>PL</sub></b> <b>[kN/m]</b>	<b>NY<sub>i</sub></b> <b>2. etaža</b>	<b>d</b> <b>[m]</b>	<b>g<sub>PL</sub></b> <b>[kN/m]</b>
NX21	0	0,00 g <sub>1</sub> = 0,00	NY32	0	1,39 g <sub>2</sub> = 8,34	NY33	0	1,39 g <sub>3</sub> = 4,31
	2,41	1,39 g <sub>1</sub> = 8,34		1,92	1,39 g <sub>2</sub> = 8,34		1,92	1,39 g <sub>3</sub> = 4,31
	3,31	0,50 g <sub>1</sub> = 3,00		2,82	0,50 g <sub>2</sub> = 3,00		2,82	0,50 g <sub>3</sub> = 1,55
NY31	3,15	1,39 g <sub>1</sub> = 8,34						



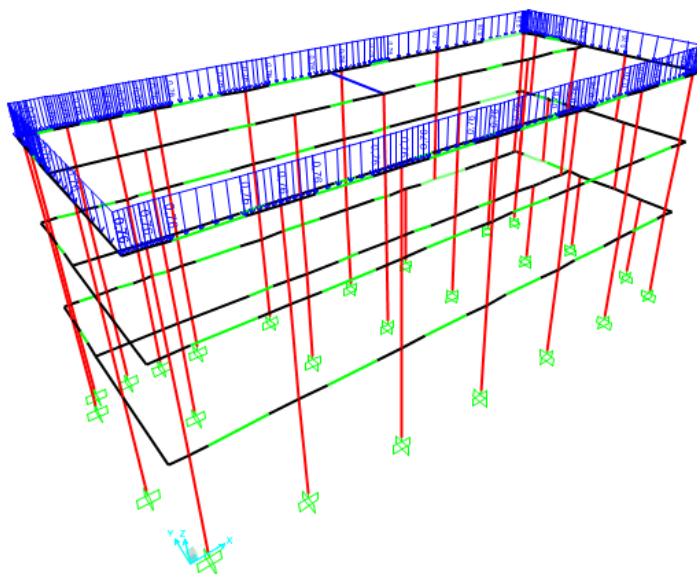
Slika 79: Prenos lastne teže plošče na preklade po strešnem pravilu v tlorisu prvega nadstropja.



Slika 80: Prenos lastne teže plošče na toge elemente po strešnem pravilu v tlorisu prvega nadstroja.

### 3) Stalna obtežba strehe

Stalno obtežbo strehe kot linijsko obtežbo velikosti 0,76 kN/m nanesimo na obodne elemente v smeri gravitacije (*Gravity*) z ukazom *Assign/Frame Loads/Distributed*, kot je to prikazano na sliki 81.



Slika 81: Linijska obtežba na obodnih zidovih, ki nadomešča obtežbo strehe.

#### 4) Spremenljiva obtežba preklad in nosilcev

Spremenljivo obtežbo posameznih plošč smo določili v poglavju o vplivih na konstrukcijo (poglavje 4.3.1). Ta za plošči nad pritličjem in prvim nadstropjem znaša  $g_1 = g_2 = 3,0 \text{ kN/m}^2$ , za ploščo nad drugim nadstropjem institutskega trakta pa  $g_3 = 1,50 \text{ kN/m}^2$ . Enako kot stalna obtežba plošč se tudi spremenljiva obtežba plošč na horizontalne elemente prenese po strešnem pravilu kot linijska obtežba.

Na enak način, kot se spremenljiva obtežba plošče prenese na preklade in nosilce, se prenese tudi na toge elemente.

Preglednica 20: Obtežba preklad in nosilcev zaradi spremenljive obtežbe plošče.

<b>PY(X)<sub>i</sub></b> <b>Pritl.</b>	<b>d</b> <b>[m]</b>	<b>g<sub>PL</sub></b> <b>[kN/m]</b>	<b>PY(X)<sub>i</sub></b> <b>1. etaža</b>	<b>d</b> <b>[m]</b>	<b>g<sub>PL</sub></b> <b>[kN/m]</b>	<b>PY(X)<sub>i</sub></b> <b>2. etaža</b>	<b>d</b> <b>[m]</b>	<b>g<sub>PL</sub></b> <b>[kN/m]</b>
PY11	0	1,20 $g_1 = 3,60$	PY17	0	1,20 $g_2 = 3,60$	PY1.13	0	1,20 $g_3 = 1,80$
	1,09	2,29 $g_1 = 6,87$		1,09	2,29 $g_2 = 6,87$		1,09	2,29 $g_3 = 3,44$
	2	2,29 $g_1 = 6,87$		2	2,29 $g_2 = 6,87$		2	2,29 $g_3 = 3,44$
12 - 15	0 - 2	2,29 $g_1 = 6,87$	18 - 1.11	0 - 2	2,29 $g_2 = 6,87$	1.14-1.17	0 - 2	2,29 $g_3 = 3,44$
PY16	0	2,29 $g_1 = 6,87$	PY1.12	0	2,29 $g_2 = 6,87$	PY1.18	0	2,29 $g_3 = 3,44$
	0,92	2,29 $g_1 = 6,87$		0,92	2,29 $g_2 = 6,87$		0,92	2,29 $g_3 = 3,44$
	2	1,21 $g_1 = 3,63$		2	1,21 $g_2 = 3,63$		2	1,21 $g_3 = 1,82$
21 - 24	0 - 1	6,37 $g_1 = 19,11$	25 - 28	0 - 1	6,37 $g_2 = 19,11$	2.10-2.13	0 - 1	6,37 $g_3 = 9,56$

se nadaljuje ...

... nadaljevanje preglednice 20: Obtežba preklad in nosilcev zaradi spremenljive obtežbe plošče.

			PY29	0 0,08 1	6,37 g <sub>2</sub> = 19,11 6,37 g <sub>2</sub> = 19,11 4,79 g <sub>2</sub> = 14,37	PY2.14	0 0,08 1	6,37 g <sub>3</sub> = 9,56 6,37 g <sub>3</sub> = 9,56 4,79 g <sub>3</sub> = 7,19
PY31	0 0,6	0,56 g <sub>1</sub> = 1,68 1,16 g <sub>1</sub> = 3,48	PY37	0 0,6	0,56 g <sub>2</sub> = 1,68 1,16 g <sub>2</sub> = 3,48	PY3.13	0 0,6	0,56 g <sub>3</sub> = 0,84 1,16 g <sub>3</sub> = 1,74
32 - 36	0 - 2	1,39 g <sub>1</sub> = 4,17	38 - 3.12	0 - 2	1,39 g <sub>2</sub> = 4,17	3.14- 3.18	0 - 2	1,39 g <sub>3</sub> = 2,09
PX11	0 0,8	0,55 g <sub>1</sub> = 1,65 1,01 g <sub>1</sub> = 3,03	PX12	0 0,8	0,55 g <sub>2</sub> = 1,65 1,01 g <sub>2</sub> = 3,03	PX13	0 0,8	0,55 g <sub>3</sub> = 0,83 1,01 g <sub>3</sub> = 1,52
PX21	0 1,2	1,57 g <sub>1</sub> = 4,71 0,88 g <sub>1</sub> = 2,64	PX22	0 1,1	0,23 g <sub>2</sub> = 0,69 0,86 g <sub>2</sub> = 2,58	PX24	0 0,95 1	0,85 g <sub>3</sub> = 1,28 1,39 g <sub>3</sub> = 2,09 1,34 g <sub>3</sub> = 2,01
			PX23	0 0,21 1,1	1,27 g <sub>2</sub> = 3,81 1,39 g <sub>2</sub> = 4,17 0,50 g <sub>2</sub> = 1,50			
<b>NY(X)<sub>i</sub></b>	<b>d</b>	<b>g<sub>PL</sub></b>	<b>NY<sub>i</sub></b>	<b>d</b>	<b>g<sub>PL</sub></b>	<b>NY<sub>i</sub></b>	<b>d</b>	<b>g<sub>PL</sub></b>
<b>Pritl.</b>	<b>[m]</b>	<b>[kN/m]</b>	<b>1. etaža</b>	<b>[m]</b>	<b>[kN/m]</b>	<b>2. etaža</b>	<b>[m]</b>	<b>[kN/m]</b>
NX21	0 2,41 3,31	0,00 g <sub>1</sub> = 0,00 1,39 g <sub>1</sub> = 4,17 0,50 g <sub>1</sub> = 1,50	NY32	0 1,92 2,82	1,39 g <sub>2</sub> = 4,17 1,39 g <sub>2</sub> = 4,17 0,50 g <sub>2</sub> = 1,50	NY33	0 1,92 2,82	1,39 g <sub>3</sub> = 2,09 1,39 g <sub>3</sub> = 2,09 0,50 g <sub>3</sub> = 0,75
NY31	3,15	1,39 g <sub>1</sub> = 4,17						

## 5) Spremenljiva obtežba strehe

Spremenljivo obtežbo strehe sestavljata koristna obtežba, ki znaša 0,4 kN/m<sup>2</sup>, in obtežba snega, ki znaša 1,21 kN/m<sup>2</sup>. Obe obtežbi na obodne elemente nanese kot linijsko obtežbo velikosti 0,608 kN/m (koristna obtežba) + 1,84 kN/m (sneg) = 2,45 kN/m v smeri gravitacije (*Gravity*) z ukazom *Assign/Frame Loads/Distributed*.

### 5.2.2.1.7 Račun mas

Kot to zahteva Evrokod 8-1 (člen 3.2.4), je pri določanju projektnega potresnega vpliva treba upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\Sigma G_{k,i} + \Sigma \psi_{E,i} Q_{k,j} \quad (44)$$

Pri tem je  $\psi_{E,i}$  koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv  $i$ , ki upošteva verjetnost, da obtežba  $Q_{k,i}$  ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa in upošteva zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju konstrukcije (EC8-1). Določen je z naslednjo enačbo:

$$\psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2,i} \quad (45)$$

V tej enačbi  $\psi_{2,i}$  predstavlja kombinacijski faktor, ki za kategorijo uporabe površin B (pisarne), kamor uvrščamo stropne plošče obravnavane konstrukcije, znaša 0,3. Za faktor  $\varphi$  je bila zaradi predpostavke o nepovezani zasedbi etaž za prvi dve etaži upoštevana vrednost 0,5, za vrhno etažo pa vrednost 1,0. To pomeni, da pri računu mase v prvih dveh etažah upoštevamo 15 % spremenljive obtežbe, pri zgornji etaži pa 30 %.

Mase so bile ob upoštevanju zgornjih določil izračunane z enačbo (46). Pri določanju površin posameznih zidov je bila upoštevana stena v obsegu polovice višine spodnje in zgornje etaže, kot je to prikazano v preglednicah 21, 22 in 23.

$$m_i = m_{plosce,i} + m_{sten,i} + m_{nosilev,i}$$

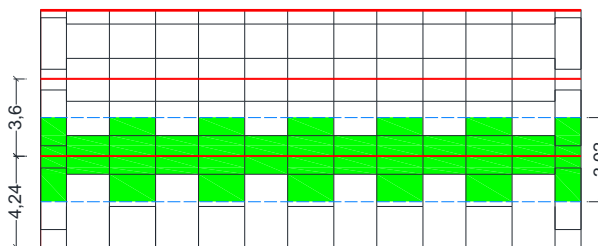
$$m_i = [A_{T,i} \times (g_i + \varphi_i \times \psi_{2,i} \times q_i) + \Sigma A_{sten,i} \times t_i \times \gamma_z + V_{n,i} \times \gamma_b] / 9,81 \quad (46)$$

Pri tem so:

$m_i$	masa i-te etaže	$t_i$	debelina sten v i-ti etaži
$A_{T,i}$	tlorisna površina i-te etaže	$\gamma_z$	specifična teža zidovja
$g_i$	stalna obtežba plošče v i-ti etaži	$V_n$	volumen nosilcev v i-ti etaži
$q_i$	spremenljiva obtežba plošče v i-ti etaži	$\gamma_b$	specifična teža betona
$\Sigma A_{sten,i}$	delež površin vseh sten v i-ti etaži		

Preglednica 21: Upoštevana površina sten v pritličju za izračun mas.

	$t=0,38$ m	$t=0,51$ m
SY1	$A1 = 35,21 \text{ m}^2$	$37,98 \text{ m}^2$
SY2	$A2 = 36,21 \text{ m}^2$	$49,02 \text{ m}^2$
SY3	$A3 = 72,89 \text{ m}^2$	
SX1	$A4 = 38,36 \text{ m}^2$	
SX2	$A5 = 28,34 \text{ m}^2$	
	$\Sigma A_i = 211,01 \text{ m}^2$	$\Sigma A_i = 87,00 \text{ m}^2$
$A_{T,1}$	$(9,61 - 0,51) \times 24,78 = 225,5 \text{ m}^2$	

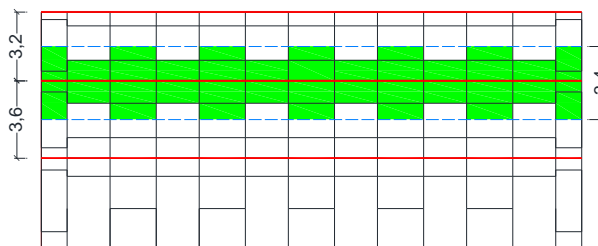


Slika 82: Površina v pritličju za steno SY1.



Preglednica 22: Upoštevana površina sten v prvi etaži za izračun mas.

	$t = 0,38 \text{ m}$
SY1	$A1 = 68,74 \text{ m}^2$
SY2	$A2 = 75,54 \text{ m}^2$
SY3	$A3 = 67,01 \text{ m}^2$
SX1	$A4 = 33,58 \text{ m}^2$
SX2	$A5 = 30,98 \text{ m}^2$
	$\Sigma A_i = 275,85 \text{ m}^2$
$A_{T,2}$	$(9,68 - 0,38) \times 24,78 = 230,45 \text{ m}^2$



Slika 83: Površina v prvi etaži za steno SY1.

Preglednica 23: Upoštevana površina sten v drugi etaži za izračun mas.

	$t = 0,38 \text{ m}$
SY1	$A1 = 28,74 \text{ m}^2$
SY2	$A2 = 36,95 \text{ m}^2$
SY3	$A3 = 29,18 \text{ m}^2$
SX1	$A4 = 15,45 \text{ m}^2$
SX2	$A5 = 15,43 \text{ m}^2$
	$\Sigma A_i = 126,38 \text{ m}^2$
$A_{T,3}$	$(9,68 - 0,38) \times 24,78 = 230,45 \text{ m}^2$



Slika 84: Površina v drugi etaži za steno SY1.

Preglednica 24: Izračun mas po posameznih etažah.

$$m_1 = \frac{225,5 \times (6 + 0,5 \times 0,3 \times 3) + (211,01 \times 0,38 + 87,00 \times 0,51) \times 16}{(3,13 \times 0,6 + 3,31 \times 0,5) \times 0,38 \times 24} + \frac{16}{9,81} = 354,7 \text{ t}$$

$$m_2 = \frac{230,45 \times (6 + 0,5 \times 0,3 \times 3) + 275,85 \times 0,38 \times 16 + 3,13 \times 0,4 \times 0,38 \times 24}{9,81} = 323,7 \text{ t}$$

$$m_3 = \frac{230,45 \times (3,1 + 1 \times 0,3 \times 1,5) + 126,38 \times 0,38 \times 16 + 3,13 \times 0,4 \times 0,38 \times 24}{9,81} = 162,9 \text{ t}$$

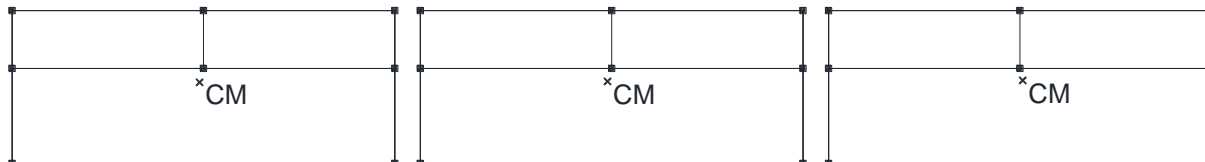
3Muri izračuna, da celotna masa konstrukcije znaša 1028 t, kar se na prvi pogled razlikuje od našega primera, kjer celotna masa znaša  $354,7 \text{ t} + 323,7 \text{ t} + 162,9 \text{ t} = 841,3 \text{ t}$ . Upoštevati je treba, da 3Muri pri računu celotne mase konstrukcije upošteva tudi spodnjo polovico zidov v pritličju, kar doprinese še dodatnih 108,3 t, ki jih v računu nismo upoštevali. Če torej k 841,3 t prištejemo še 108,3, sta izračunana celotna masa in masa v 3Muriju primerljivi.

Izračunana masa je torej smiselna, a ker se z modelom v SAP-u želimo čim bolj približati tistemu v 3Muriju, namesto izračunanih mas v modelu upoštevamo tiste, ki jih poda TREMURI. TREMURI je raziskovalna verzija 3Murija, ki poleg »pushover« analize omogoča tudi nelinearno dinamično analizo zidanih konstrukcij (Snoj, 2014).

Vrednosti za mase po posameznih etažah ( $m_i$ ) in koordinate centra mas v posamezni etaži (glede na izhodišče v desnem vogalu na presečišču sten SY1 in SX1), ki jih TREMURI poda in smo jih kasneje uporabili pri modeliranju v SAP-u, ter pripadajoči masni vztrajnostni momenti ( $m_{\phi,i}$ ), ki smo jih izračunali, kot je to prikazano v nadaljevanju, so prikazane preglednici 25.

Preglednica 25: Mase, koordinate CM etaž, masni vztrajnostni polmerji plošč in masni vztrajnostni momenti posameznih etaž, kot smo jih podali v SAP-u.

	$m_i$ [t]	$X_i$ [m]	$Y_i$ [m]	$Z_i$ [m]	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$r^2$ [m <sup>2</sup> ]	$m_{\phi}$ [tm <sup>2</sup> ]
Pritličje	368,50	12,33	5,33	4,24	25,54	10,50	63,55	28368
Prva etaža	347,71	12,31	5,39	7,84	25,54	10,44	63,44	26454
Druga etaža	181,54	12,77	5,46	11,04	25,54	10,44	63,44	13575



Slika 85: Prikaz centra mas v pritličju, v prvi in v drugi etaži.

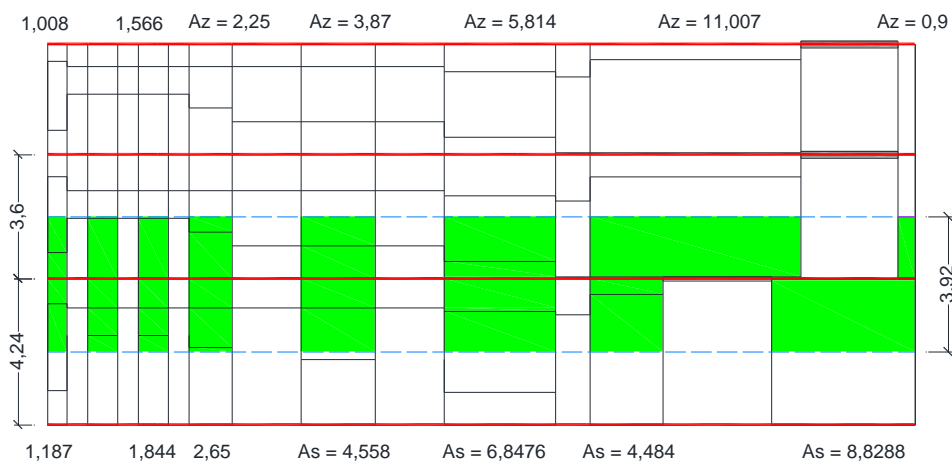
Masne vztrajnostne momente posamezne etaže smo izračunali po enačbi (47) kot produkt mase etaže in masnega vztrajnostnega polmera posamezne etaže. Posebej smo določili masni vztrajnostni moment za zidove v posamezni etaži ( $m_{\phi,s}$ ), za prekladne elemente ( $m_{\phi,p}$ ) in za ploščo ( $m_{\phi,p}$ ).

$$m_{\phi} = m \times r^2 \quad (47)$$

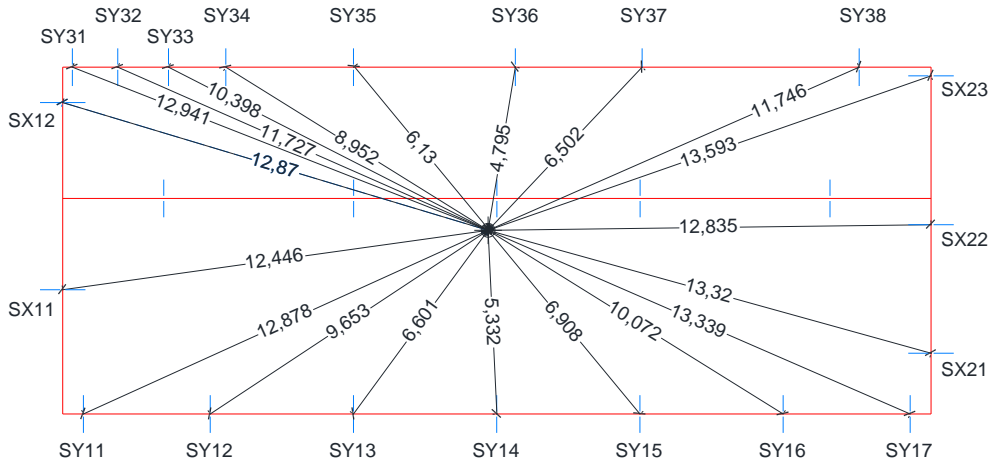
Izračun masnih vztrajnostnih momentov zidov je za pritličje prikazan v preglednici 26. Pri tem  $A$  predstavlja delež površine obravnavanega zidu (polovica višine spodnje in zgornje etaže),  $t$  njegovo debelino,  $r$  njegov masni vztrajnostni moment, ki je enak oddaljenosti težišča obravnavanega zidu od centra mas,  $m_{1,s}$  pripadajočo maso zidu v pritličju in  $m_{\phi,1}$  pripadajoč masni vztrajnostni moment. Površino zidov smo določili, kot je to prikazano na sliki 86, prikaz določitve polmerov pa je prikazan na sliki 87. Na enak način smo določili masne vztrajnostne momente prekladnih elementov.

Preglednica 26: Prikaz izračuna masnih vztrajnostnih momentov zidov v pritliču obravnavanega objekta.

	$A$	$t$	$r$	$m_{1,s}$	$m_{\phi,1,s}$		$A$	$t$	$r$	$m_{1,s}$	$m_{\phi,1,s}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[tm <sup>2</sup> ]		[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[tm <sup>2</sup> ]
SY1	2,544	0,51	12,878	2,12	350,9	SY3	1,187	0,38	12,941	0,74	123,2
	4,558	0,51	9,653	3,79	353,3		1,844	0,38	11,727	1,14	157,2
	4,558	0,51	6,601	3,79	165,2		1,844	0,38	10,398	1,14	123,6
	4,558	0,51	5,332	3,79	107,8		2,65	0,38	8,952	1,64	131,6
	4,558	0,51	6,908	3,79	180,9		4,558	0,38	6,13	2,82	106,2
	4,558	0,51	10,072	3,79	384,6		6,848	0,38	4,795	4,24	97,6
	2,565	0,51	13,339	2,13	379,7		4,484	0,38	6,502	2,78	117,5
	2,16	0,38	12,878	1,34	222,0		8,829	0,38	11,746	5,47	754,9
	3,87	0,38	9,653	2,40	223,5		1,008	0,38	12,941	0,62	104,6
	3,87	0,38	6,601	2,40	104,5		1,566	0,38	11,727	0,97	133,5
	3,87	0,38	5,332	2,40	68,2		1,566	0,38	10,398	0,97	104,9
	3,87	0,38	6,908	2,40	114,5		2,25	0,38	8,952	1,39	111,8
	3,87	0,38	10,072	2,40	243,3		3,87	0,38	6,13	2,40	90,1
	2,18	0,38	13,339	1,35	240,2		5,814	0,38	4,795	3,60	82,8
	SY2	12,412	0,51	9,444	10,32		920,8	SY1	15,274	0,38	12,446
6,678		0,51	4,004	5,55	89,1	4,346	0,38		12,87	2,69	446,2
6,678		0,51	0,959	5,55	5,1	12,968	0,38		12,446	8,04	1245,0
6,678		0,51	4,5	5,55	112,5	3,69	0,38		12,87	2,29	378,8
12,413		0,51	9,95	10,33	1022,2	SY2	7,472	0,38	13,32	4,63	821,6
10,538		0,38	9,444	6,53	582,5		3,231	0,38	12,835	2,00	329,9
5,67		0,38	4,004	3,51	56,3		1,06	0,38	13,593	0,66	121,4
5,67		0,38	0,959	3,51	3,2		11,97	0,38	12,99	7,42	1251,3
5,67		0,38	4,5	3,51	71,2		1,278	0,38	13,131	0,79	136,6
6,273		0,38	8,771	3,89	299,1		0,9	0,38	13,593	0,56	103,1
2,466	0,38	12,184	1,53	226,9							
$\Sigma:$										176,6	15605



Slika 86: Določitev površin A v pritliču stene SY3.



Slika 87: Določitev masnih vztrajnostnih polmerjev zidov v tlorisu pritličja. Modre črte predstavljajo osi zidov.

Masni vztrajnostni polmer posamezne plošče smo izračunali po enačbi (48), kjer je  $L_x$  dimenzija tlorisa etaže v X smeri in  $L_y$  dimenzija tlorisa etaže v Y smeri. Maso plošče pa smo dobili tako, da smo od celotne mase posamezne etaže odšteli maso sten in maso preklad, ki smo jo predhodno izračunali, kot je prikazano zgoraj.

$$r^2 = \frac{L_x^2 + L_y^2}{12} \quad (48)$$

Preglednica 27: Mase sten, preklad in plošč v posameznih etažah ter pripadajoči masni vztrajnostni momenti.

PRITLIČJE				PRVA ETAŽA				DRUGA ETAŽA			
$m_{1,s}$	173,6	$m_{\varphi,1,s}$	15605	$m_{2,s}$	140,2	$m_{\varphi,2,s}$	12901	$m_{3,s}$	66,6	$m_{\varphi,3,s}$	6177
$m_{1,p}$	28,2	$m_{\varphi,1,p}$	2172	$m_{2,p}$	30,1	$m_{\varphi,2,p}$	2298	$m_{3,p}$	11,5	$m_{\varphi,3,p}$	839
$m_{1,pl}$	166,7	$m_{\varphi,1,pl}$	10594	$m_{2,pl}$	177,4	$m_{\varphi,2,pl}$	11255	$m_{3,pl}$	103,4	$m_{\varphi,3,pl}$	6559
$\Sigma$ :		$m_{\varphi,1}$	28372	$\Sigma$ :		$m_{\varphi,2}$	26454	$\Sigma$ :		$m_{\varphi,3}$	13575

### 5.2.2.1.8 Vpliv naključne torzije

Evrokod 8-1 (člen 4.3.2) poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti zahteva zajem naključne ekscentričnosti mase v vsaki etaži s premikom masnega središča iz nazivne lege v vsaki smeri za vrednost  $e_{ai}$ , ki znaša 5 % tlorisne dimenzije etaže, pravokotne na smer potresnega vpliva:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i \quad (49)$$

V obravnavanem primeru smo se omejili na primer brez upoštevanja slučajne ekscentričnosti mase, saj je stavba zasnovana in obremenjena tako, da ni velikih odstopanj mas iz centra mas.

### 5.2.2.1.9 Spekter pospeškov

Potresno obtežbo smo definirali s projektnim spektrom pospeškov, pri čemer smo upoštevali, da je konstrukcija locirana v Ljubljani na tleh tipa B in da faktor pomembnosti za obravnavan objekt znaša 1,2. Projektni pospešek tal torej znaša  $a_g = 0.30 \text{ g}$ , faktor obnašanja konstrukcije  $q$  pa je za nearmirane zidane konstrukcije enak 1,5 (SIST EN 1998-1:2006). Parametri, ki so odvisni od tipa tal in vplivajo na obliko elastičnega spektra, so naslednji:  $S = 1,2$ ,  $T_B = 0,15 \text{ s}$ ,  $T_C = 0,15 \text{ s}$  in  $T_D = 2,0 \text{ s}$ .

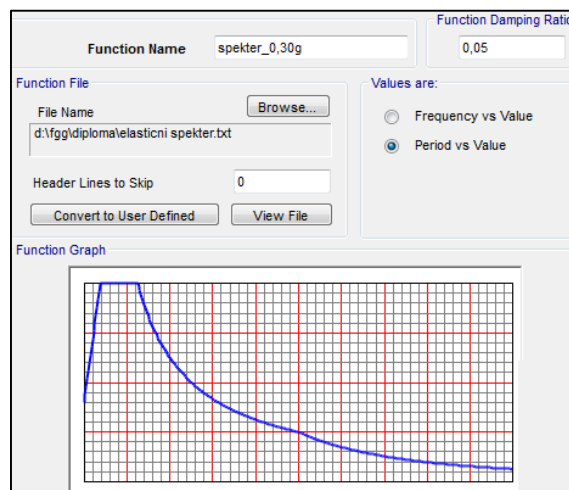
Z ukazom *Define/Functions/Response Spectrum* definiramo elastični spekter pospeškov za izbran tip tal in pospešek tal, ki ga predhodno s spodnjimi enačbami določimo v Excelu.

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

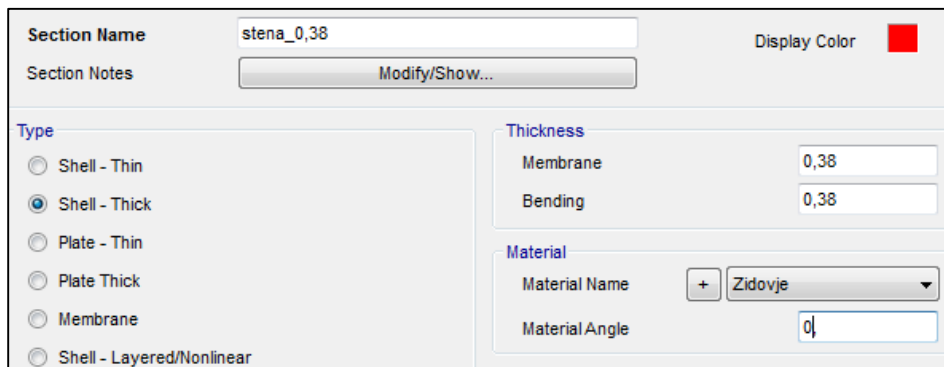
$$T_D \leq T \leq 4s: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$



### 5.2.2.2 Model, modeliran s ploskovnimi elementi

Kot že omenjeno, smo drugi model v SAP-u modelirali za linearno elastično analizo oziroma za primerjavo analiz lastnega nihanja vseh treh modelov – linijskega v SAP-u, linijskega iz makroelementov v 3Muriju in modela iz ploskovnih elementov v SAP-u.

Stene obravnavane konstrukcije smo modelirali s ploskovnimi elementi tipa »shell«. Enako kot pri linijskem modelu smo tudi v tem primeru predpostavili togo vpetje sten v temelje ter plošče nadomestili s togo diafragmo, s katero smo vse točke na nivoju posameznih stropov medsebojno povezali.

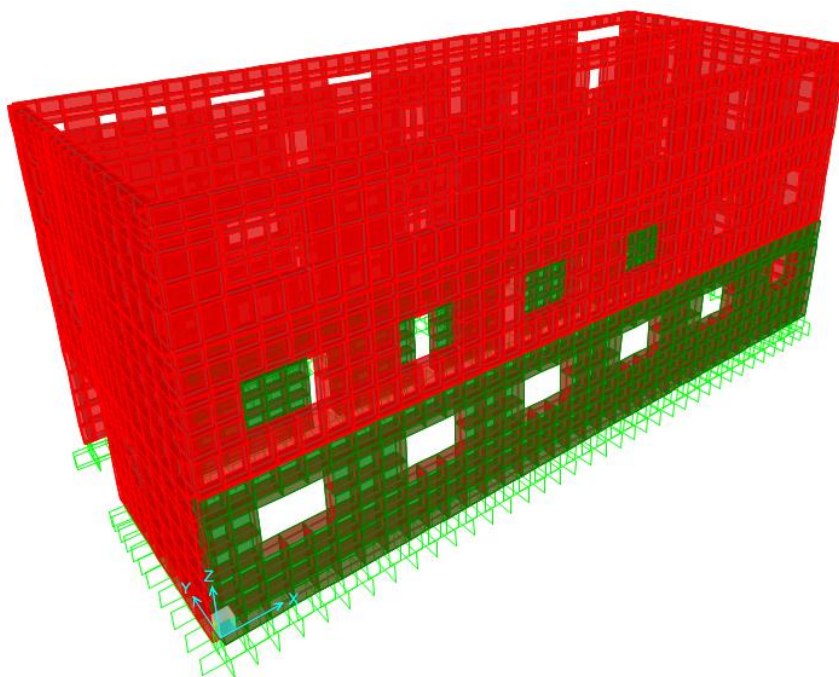


Slika 88: Definicija ploskovnih elementov.

Material smo definirali enak kot pri obeh predhodnih modelih, le da tokrat z upoštevanjem specifične teže zidovja. Program s tem sam določi maso zidov, zato smo v center mas, ki je tokrat kar enak težišču etaže, vstavili zgolj maso in masni moment plošče.

Preglednica 28: Mase, masni vztrajnostni polmerji plošč in masni momenti plošč, kot smo jih podali v SAP-u.

	$m_i$ [t]	$r^2$ [m <sup>2</sup> ]	$m_\varphi$ [tm <sup>2</sup> ]
Pritličje	$m_1 = [(25,16 \times 10,06) \times (6 + 0,5 \times 0,3 \times 3)] / 9,81 = 166,3$	63,55	10570
1. etaža	$m_2 = [(25,16 \times 10,06) \times (6 + 0,5 \times 0,3 \times 3)] / 9,81 = 166,3$	63,44	10552
2. etaža	$m_3 = [(25,16 \times 10,06) \times (3,1 + 1 \times 0,3 \times 1,5)] / 9,81 = 91,6$	63,44	5808



Slika 89: 3D model inštitutskega trakta, modeliran s ploskovnimi elementi.

### 5.3 Analiza lastnega nihanja (elastična analiza)

Nihajni čas je karakteristika konstrukcije in zavisi od njene mase in togosti. Večja kot je togost konstrukcije, manjša je njena nihajna doba. Teoretična vrednost nihajnega časa neskončno toge konstrukcije znaša 0, tla in masa pa imata enak pospešek. Nasprotno za zelo podajno konstrukcijo velja, da ima velik nihajni čas, ob premiku tal pa se zvije in pospeška na konstrukciji skoraj ni. Neugodni so primeri stavb s takimi nihajnimi časi, da se pospešek tal zaradi resonančnih pojavov močno poveča (Fischinger, Isaković, 2002).

Nihajne čase in nihajne oblike smo določili z obema programoma za razpokan in nerazpokan prerez pri enakem materialu. 3Muri izračuna veliko več nihajnih oblik, saj upošteva, da je masa razporejena v več točkah etaže, kar ne velja za SAP, kjer smo vsako izmed etaž modelirali kot togo v svoji ravnini in predpostavili, da se vsa masa skoncentrira na nivoju etaž, število nihajnih oblik pa je enako trikratnemu številu etaž.

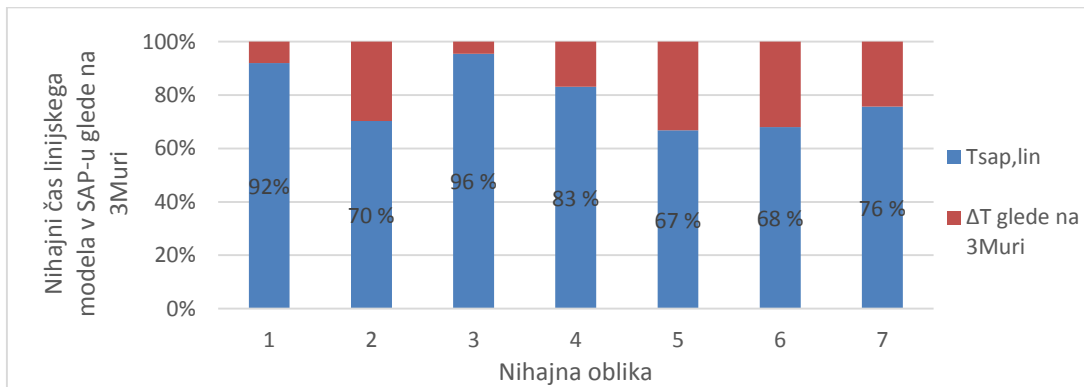
Preglednica 29: Rezultati modalne analize za vse 3 modele pri nerazpokanem prerezu.

Nihajna oblika	3Muri			SAP – linijski model			SAP – ploskovni model		
	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]
1	0,446	0	69,2	0,410	0	84,6	0,398	0	80,9
2	0,319	0,4	21,1	0,224	11,6	2,8	0,226	3,9	1,2
3	0,228	83,1	0	0,218	74,6	0,6	0,212	76,9	0
4	0,161	0,3	5,8	0,134	0,0	10,2	0,131	0,1	9,2
5	0,120	0	3,1	0,080	0,1	0,1	0,082	0,1	0
6	0,114	6,5	0,3	0,078	9,4	0,4	0,078	7,1	0,6
7	0,100	0	0	0,076	2,3	1,3	0,077	2,7	1,3
8	0,092	0,1	0,2	0,051	1,6	0	0,071	0,0	0
9	0,088	3,2	0	0,049	0,3	0,1	0,067	0,2	0

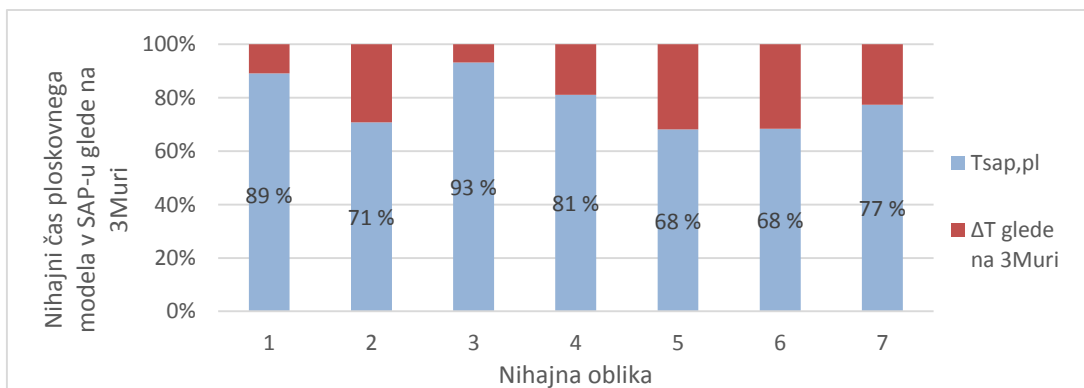
Pri modelu v 3Muriju največji nihajni čas znaša 0,45 s, pripadajoča nihajna oblika pa ima največji vpliv na odziv konstrukcije pri vzbujanju v Y smeri, kar nam pove velikost efektivne mase v tej smeri, ki znaša 69,2 %, zato sklepamo, da je pretežno translacijska v tej smeri. Iz rezultatov za drugo nihajno obliko lahko sklepamo, da je pretežno torzijska, tretja nihajna pa je pretežno translacijska v X smeri, saj efektivna masa v tej smeri znaša 83,1 %. Enako kot v 3Muriju sta tudi pri obeh modelih v SAP-u prva in tretja nihajna oblika translacijski, druga pa je torzijska.

Za zadovoljitev standarda, ki pravi, da je treba upoštevati toliko nihajnih oblik, da vsota efektivnih modalnih mas znaša 90 % celotne mase konstrukcije, bi v obravnavanem primeru zadostovalo, če bi upoštevali prvih 8 nihajnih oblik pri modelu v 3Muriju, prvih 6 pri linijskem modelu v SAP-u oziroma prvih 7 pri ploskovnem modelu v SAP-u.

Na naslednjih slikah so prikazane primerjave nihajnih časov iz 3Murija in linijskega oziroma ploskovnega modela v SAP-u. Rdeče področje predstavlja nihajne čase modalne analize programa 3Muri, modro polje pa delež nihajnega časa, ki ga model v SAP-u doseže. S slik je razvidno, da so nihajni časi v vseh nihajnih oblikah tako pri linijskem kot pri ploskovnem modelu v SAP-u manjši od nihajnih časov v 3Muriju. Rezultati za linijski model v SAP-u tako dosežejo 67–96 % nihajnih časov, dobljenih s 3Murijem, za ploskovni model v SAP-u pa 68–93 %.



Slika 90: Primerjava nihajnih časov iz 3Murija in linijskega modela v SAP-u.



Slika 91: Primerjava nihajnih časov iz 3Murija in ploskovnega modela v SAP-u.

Razlog za razlike v izračunih nihajnih časov in efektivnih mas je lahko v tem, da 3Muri maso upošteva v več točkah na nivoju posamezne plošče v etaži, medtem ko v SAP-u maso podamo skoncentrirano v eni sami točki (centru mas). Zaradi tega se najverjetneje masni vztrajnostni momenti v obeh programih med seboj razlikujejo, kar vpliva tudi na račun nihajnih časov, oblik in efektivnih mas (Snoj, ustno).



Da bi preverili, kako masni vztrajnostni moment vpliva na nihajne čase in efektivne mase, smo izvedli parametrično analizo – masne vztrajnostne momente, ki smo jih določili v poglavju 5.2.2.1.7, smo postopoma povečevali za faktor 0,1 in pri tem opazovali spremembo nihajnih časov ter efektivnih mas. Ko so se pri določenem faktorju rezultati modalne analize v SAP-u začeli oddaljevati od rezultatov v 3Muriju, s katerimi smo jih primerjali, smo z analizo zaključili. Izbrane vrednosti v analizi upoštevanih masnih vztrajnostnih momentov in pripadajoči faktorji povečanja so prikazani v preglednici 30. Pri tem so masni vztrajnostni momenti pri faktorju  $k = 1$  izhodiščni masni momenti obravnavane konstrukcije.

Preglednica 30: Faktorji povečanja izhodiščnih masnih vztrajnostnih momentov in njihovi pripadajoči  $m\varphi$ -ji.

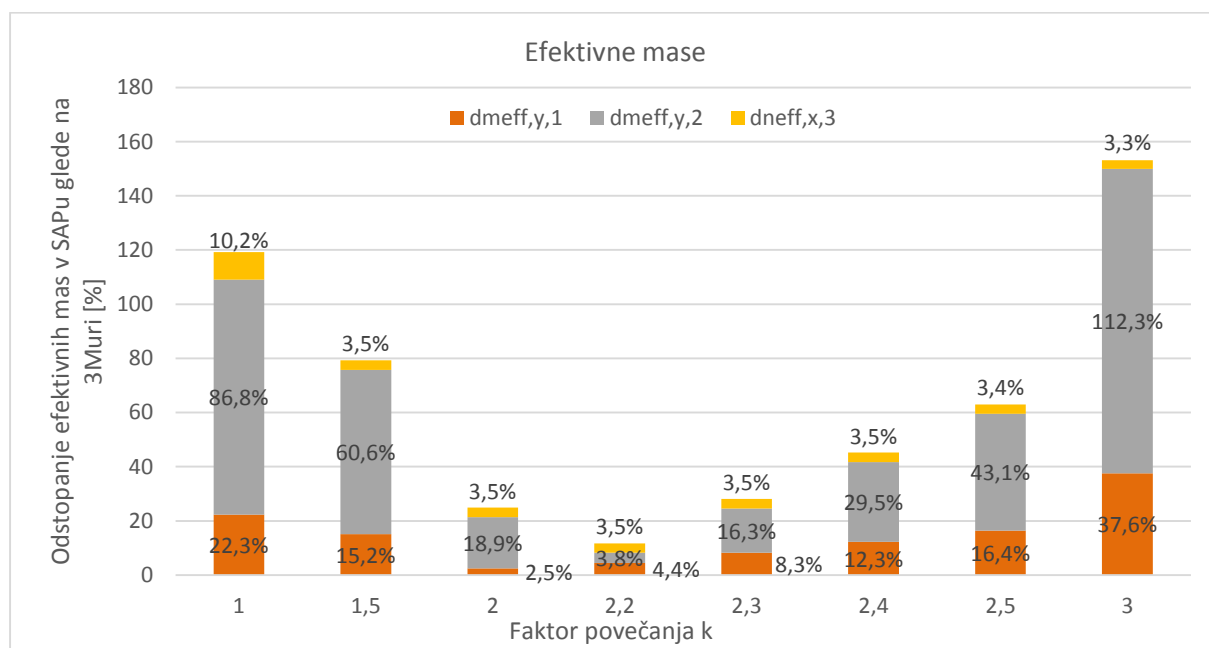
$k$	$m_{\varphi 1}$	$m_{\varphi 2}$	$m_{\varphi 3}$	$k$	$m_{\varphi 1}$	$m_{\varphi 2}$	$m_{\varphi 3}$
1,0	28372	26454	13575	2,3	65256	60844	31223
1,5	42558	39681	20363	2,4	68093	63489	32581
2,0	56744	52908	27151	2,5	70930	66134	33938
2,2	62418	58198	29866	3,0	85116	79361	40726

Rezultati omenjene parametrične analize so prikazani na spodnjih slikah. Pri tem slika 92 prikazuje, za koliko % efektivna masa v SAP-u odstopa od efektivne mase v 3Muriju za obe smeri (X in Y) in za prve tri nihajne oblike. Oznaka  $\Delta m_{eff,X,1}$  tako pomeni, da je efektivna masa v SAP-u pri 1. nihajni obliki z obtežbo v X smeri za delež  $\Delta$  [%] večja oziroma manjša od efektivne mase v 3Muriju. Enako velja za sliko 93, le da namesto efektivnih mas prikazuje nihajne čase. Oznaka  $\Delta T_1$  torej pomeni odstopanje [%] nihajnega časa pri 1. nihajni obliki v SAP-u od nihajnega časa za 1. nihajno obliko v 3Muriju.

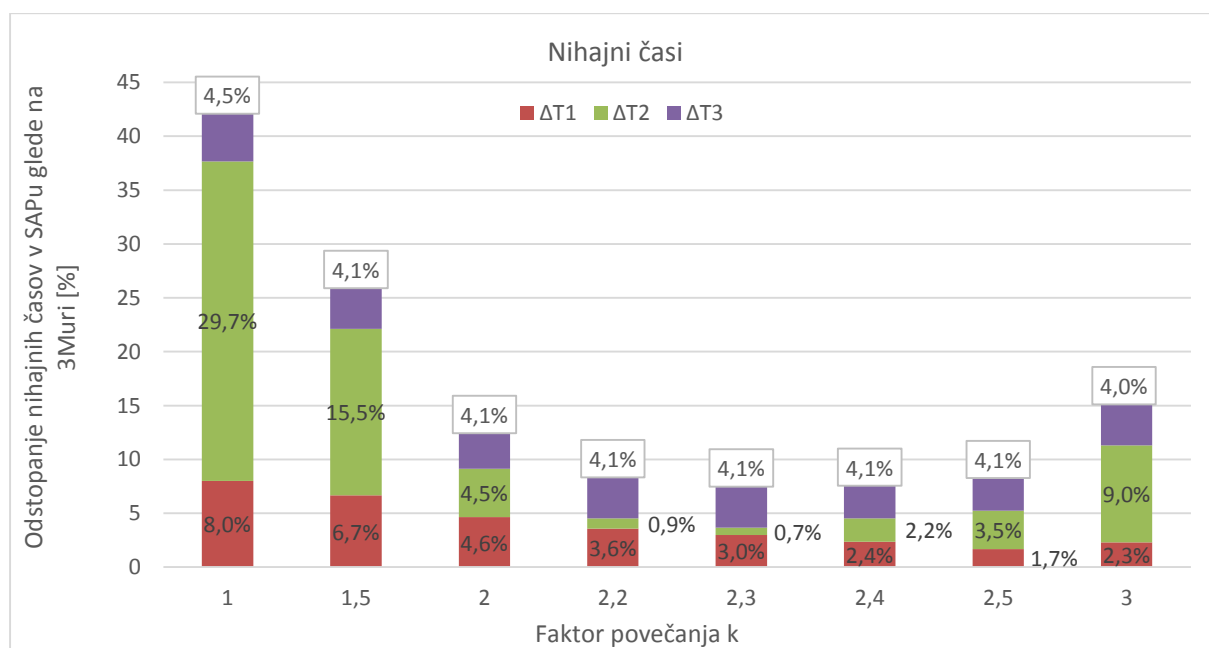
Iz prikaza efektivnih mas (slika 92) vidimo, da se v splošnem odstopanja od rezultatov v 3Muriju zmanjšujejo vse do faktorja povečanja masnih momentov za 2,2, nato pa se vrednosti znova oddaljujejo od rezultatov v 3Muriju. Izjema je efektivna masa v X smeri za 3. nihajno obliko, ki pada zelo počasi, zato bi za dosego enakih rezultatov potrebovali bistveno večji faktor  $k$ . Z vidika efektivnih mas bi torej najbolj primerljive rezultate s 3Murijem dosegli, če bi izračunane masne vztrajnostne momente v SAP-u povečali na 220 % začetne vrednosti.

Prikaz nihajnih časov (slika 93) kaže nekoliko drugačno sliko. Nihajnemu času v 3Muriju se pri prvi nihajni obliki najbolj približamo pri faktorju med 2,5 in 3,0, pri drugi nihajni obliki pri 2,3, pri tretji pa se, podobno kot pri efektivni masi v X smeri za tretjo nihajno obliko, s faktorjem večjim od 3,0 vrednost nihajnega časa še naprej približuje rezultatu v 3Muriju, a odstopanje pada zelo počasi, kar bi zahtevalo velik faktor povečanja masnih vztrajnostnih momentov. Z vidika nihajnih časov bi torej najbolj primerljive rezultate s 3Murijem dosegli, če bi izračunane masne vztrajnostne momente v SAP-u povečali na 230 % začetne vrednosti.

Ker pa se s faktorjem 2,2 namesto 2,3 pri nihajnih časih od najbolj ugodnih rezultatov ne oddaljimo toliko, kot bi se pri efektivnih masah s faktorjem 2,3 namesto 2,2, za najbolj ugodno vrednost povečanja masnih vztrajnostnih momentov tako za efektivne mase kot za nihajne čase privzamemo vrednost 2,2. Za doseg najbolj primerljivih rezultatov linijskega modela v SAP-u in modela v 3Muriju bi torej morali masne vztrajnostne momente v SAP-u povečati na 220 % začetne vrednosti.



Slika 92: Prikaz odstopanja efektivnih mas modela v SAP-u glede na efektivne mase v 3Muriju za 1., 2. in 3. nihajno obliko pri različnih faktorjih povečanja masnih vztrajnostnih momentov.



Slika 93: Prikaz odstopanja nihajnih časov modela v SAP-u glede na nihajne čase v 3Muriju za 1., 2. in 3. nihajno obliko pri različnih faktorjih povečanja masnih vztrajnostnih momentov.

Za boljšo preglednost vrednosti podajamo še tabelarično. V preglednici 31 so tako prikazani rezultati modalne analize modela v 3Muriju ter rezultati linijskega modela v SAP-u, pri čemer so v drugem stolpcu masni momenti povečani za 120 %, v tretjem stolpcu pa so osnovni, kot smo jih izračunali. Kot vidimo, se rezultati modalne analize izboljšajo tudi pri ostalih nihajnih oblikah. Največji učinek dosežemo pri torzijski nihajni obliki, kar je razumljivo – če namreč podamo samo mase, dobimo translacijske pomike, masni vztrajnostni moment pa je tisti, ki omogoči še zasuke. Nihajni časi se tako bistveno ne razlikujejo, v posameznih smereh pa se aktivira primerljiv delež mase v določeni nihajni obliki.

Preglednica 31: Rezultati modalne analize za model v 3Muriju ter za linijska modela v SAPu pri  $k=2,2$  in  $k=1$

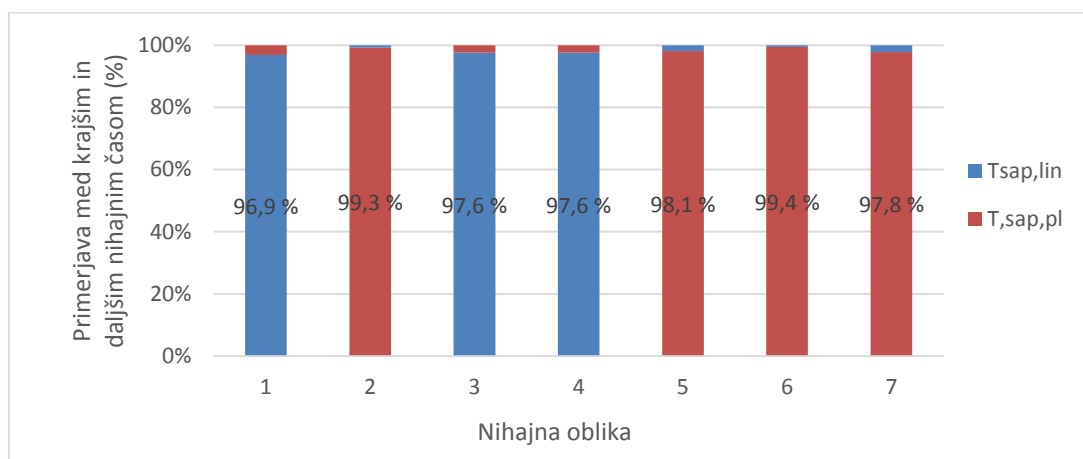
Nihajna oblika	3Muri			SAP - linijski model ( $k = 2,2$ )			SAP - linijski model ( $k = 1,0$ )		
	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]
1	0,446	0,02	69,15	0,430	0,00	66,08	0,410	0,01	84,58
2	0,319	0,35	21,13	0,316	0,07	21,93	0,224	11,63	2,79
3	0,228	83,12	0,02	0,219	86,04	0,03	0,218	74,65	0,57
4	0,161	0,27	5,78	0,142	0,13	6,58	0,134	0,01	10,16
5	0,120	0,03	3,09	0,108	0,17	4,07	0,080	0,12	0,12

Ker pa nam povečanja masnega vztrajnostnega modela z nobenim fizikalno utemeljenim argumentom ni uspelo upravičiti, niti nam ni uspelo preveriti, kakšne masne vztrajnostne momente določi 3Muri in ali so ti res večji od izračunanih za faktor  $\approx 2,2$ , ali pa so dejanski vzroki za razlike med modeloma drugje, smo v nadaljevanju še naprej operirali z modelom z izhodiščnimi masnimi vztrajnostnimi momenti, ki so fizikalno utemeljeni. Iskanje odgovorov na ta vprašanja namreč presega okvir diplomske naloge, so pa lahko iztočnica za nadaljnje študije.

Če se torej vrnemo na rezultate 3Murija in modelov v SAP-u (preglednica 29), lahko sklepamo, da sta modela v SAP-u (tako linijski kot ploskovni) bolj toga od modela v 3Muriju. Ker smo v SAP-u upoštevali enake vrednosti mas v centru mas po etažah, kot jih določi 3Muri, je namreč togost tisti parameter, ki vpliva na velikost nihajnih časov. Zaradi različnih masnih vztrajnostnih momentov v 3Muriju in SAP-u<sup>5</sup>, kar je posledica različnega podajanja mas, se najbolj razlikujejo rezultati modalne analize pri torzijski, tj. drugi nihajni obliki, kjer pri linijskem modelu v SAP-u dosežemo zgolj 70 % nihajnega časa v 3Muriju, pri ploskovnem modelu pa 71 % (sliki 90 in 91). Drugače je pri translacijskih nihajnih oblikah (1. in 3. oblika), kjer so razlike med nihajnima časoma, izračunanima z obema programoma, relativno majhne – pri linijskem modelu v prvi nihajni obliki dosežemo 92 % in v tretji 96 % nihajnega časa v 3Muriju, pri ploskovnem modelu pa 92 % oziroma 96 % za prvo oziroma tretjo nihajno obliko.

<sup>5</sup> Vemo, da se masni momenti v obeh programih med seboj razlikujejo, ne vemo pa, v kolikšni meri.

V nadaljevanju primerjamo še nihajne čase posameznih nihajnih oblik obeh modelov v SAP-u (slika 94). Za razliko od primerjave z modelom v 3Muriju (sliki 90 in 91), kjer so bili nihajni časi obeh modelov v SAP-u v vseh nihajnih oblikah manjši od nihajnih časov v 3Muriju, zaradi česar smo nihajne čase v 3Muriju lahko izbrali za referenčne, pri primerjavi modelov v SAP-u temu ni tako. Tako na sliki 94 nihajnih časov ploskovnega ali linijskega modela nismo izbrali za referenčne, pač pa smo izvedli primerjavo med krajšim in daljšim nihajnim časom izmed obeh modelov. Če je torej daljši nihajni čas v ploskovnem modelu, smo na grafu prikazali, kolikšen delež tega nihajnega časa doseže nihajni čas linijskega modela, in obratno pri daljšem nihajnem času v linijskem modelu. Ne glede na to, kateri model smo izbrali za referenčnega, pa nam graf pove enako kot graf pri primerjavi modelov v SAP-u z modelom v 3Muriju: razliko med nihajnimi časi pri posameznih nihajnih oblikah za primerjana modela.

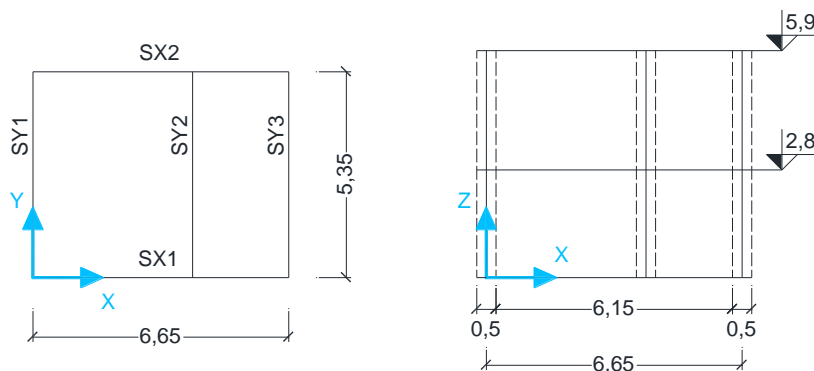


Slika 94: Primerjava nihajnih časov linijskega in ploskovnega modela v SAP-u.

Izkaže se, da nihajni časi enega modela v SAP-u dosežejo kar od 97 % pa vse do 99 % drugega modela v SAP-u, za razliko od primerjave s 3Murijem, kjer se rezultati približajo zgolj na 67 % pa do 96 %. Rezultati modalne analize modelov v SAP-u so torej veliko bolj primerljivi, kot so primerljivi rezultati analize modela v 3Muriju in katerega koli izmed modelov v SAP-u, kar bi posledično lahko pomenilo, da sta modela v SAP-u med seboj bolj primerljiva, kot sta primerljiva posamezen model v SAP-u in model v 3Muriju.

Razlike med rezultati modelov v obeh programih so »dovolj« velike, da vzbudijo dvom o enakosti obravnave »enako« definiranih modelov v obeh programih. O enakosti oziroma neenakosti smo se zato skušali prepričati še na primeru enostavne škatlaste konstrukcije brez odprtin. Če nam namreč v primeru institutskega trakta kljub geometrijski enakosti ekvivalentnih okvirjev zaradi kompleksnosti konstrukcije »enakosti« modelov morda ni uspelo doseči, je konstrukcija z enostavno geometrijo veliko lažje obvladljiva.

V ta namen smo modelirali dvoetažni model iz petih sten brez odprtin, ki je simetrična v X smeri. Tlorisa etaž sta enaka, njegove dimenzije pa znašajo 7,15 m × 5,85 m. Debelina vseh sten je 50 cm. Tlorisa etaže, na katerem so stene prikazane osno, in vzdolžni prerez stavbe, je prikazan na sliki 95. Material smo v obeh programih definirali z enakimi materialnimi karakteristikami:  $E = 800 \text{ N/mm}^2$ ,  $G = 268 \text{ N/mm}^2$ ,  $w = 16 \text{ kN/m}^3$ . Razpokanosti prerezov nismo upoštevali.



Slika 95: Tloris obeh etaž (levo) in vzdolžni prerez (desno).

V 3Muriju smo definirali še vertikalno obtežbo, na podlagi katere je program določil maso konstrukcije. Vrednosti za mase po posameznih etažah in koordinate centra mas v posamezni etaži (glede na izhodišče v spodnjem desnem vogalu stavbe), ki jih je TREMURI izračunal, smo uporabili pri modeliranju v SAP-u, masne vztrajnostne momente pa smo izračunali po enakem postopku, kot je prikazan v poglavju 5.2.2.1.7. V SAP-u upoštewane vrednosti so prikazane v preglednici 32.

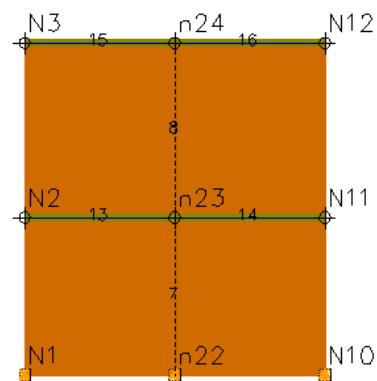
Preglednica 32: Mase, koordinate masnega središča etaž, masni vztrajnostni polmerji plošč, mase sten in plošč po posameznih etažah ter njihovi pripadajoči masni momenti, v zadnjem stolpcu pa celotni  $m_{\varphi}$  etaž.

	$m_i$ [t]	$X_i$ [m]	$Y_i$ [m]	$Z_i$ [m]	$r^2$ [m <sup>2</sup> ]	$m_{sten,i}$ [t]	$m_{plosc,i}$ [t]	$m_{\varphi,sten,i}$ [tm <sup>2</sup> ]	$m_{\varphi,plosc,i}$ [tm <sup>2</sup> ]	$m_{\varphi}$ [tm <sup>2</sup> ]
Pritličje	94,0	3,71	2,675	2,8	7,11	70,61	23,41	524,7	166,5	691,2
Prva etaža	61,2	3,64	2,675	5,9	7,11	37,10	24,05	274,0	171,0	445,0

V *text* datoteki 3Murija, ki ga program ustvari, ko shranimo model, so v poglavju */traveElastica* definirani nosilci, ki povezujejo po dva vozlišča iste stene. V obravnavanem primeru jih program sam modelira na vrhu vsake stene v obeh etažah in jim pripiše prečne prereze velikosti 10 m<sup>2</sup> ter vztrajnostne momente velikosti 5 m<sup>4</sup>.

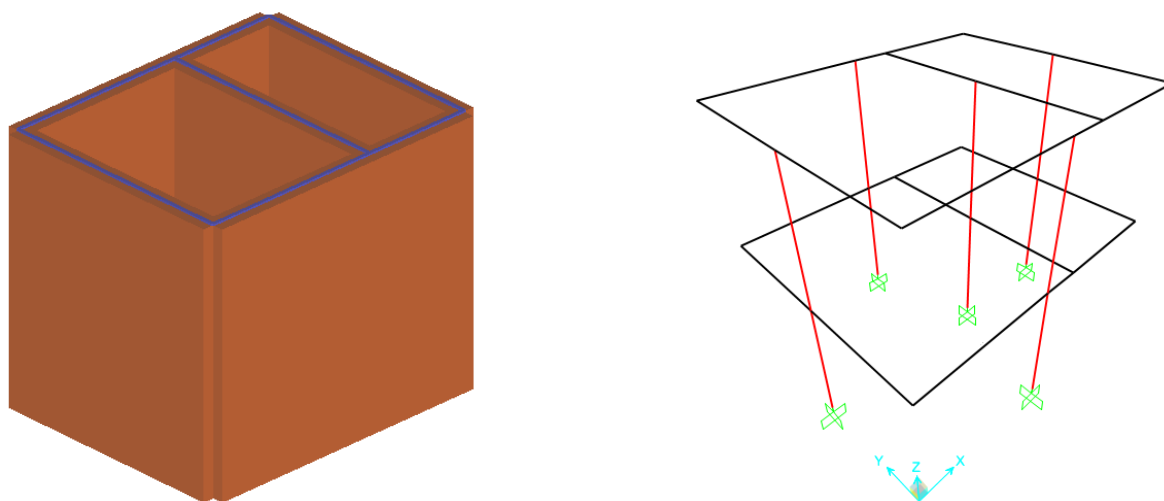
Na primeru stene SY1 (oziroma stene 4 v 3Muriju) vidimo, da nosilci nad pritličjem povezujejo vozlišča 2 in 23 ter 23 in 11, nad prvo etažo pa vozlišča 3 in 24 ter 24 in 12.

/traveElastica						
!num	parete	incI	incJ	mat	Area	J
23	4	2	23	7	10	5
24	4	23	11	7	10	5
25	4	3	24	7	10	5
26	4	24	12	7	10	5



Slika 96: Izpis lastnosti samodejno definiranih nosilcev v 3Muriju in njihov prikaz na ekvivalentnem okvirju.

V SAP-u smo prerez takega nosilca modelirali kot prerez velikosti 100 cm × 100 cm, ustrezen prečni prerez ter vztrajnostni moment pa smo dosegli z ukazom *Set Modifiers*, kjer smo prečni prerez povečali s faktorjem 10, vztrajnostna momenta v obeh smereh pa s faktorjem 60. Modela v obeh programih sta prikazana na sliki 97. Pri tem so nosilci na levi sliki prikazani z modro, kot jih v ekvivalentnem okvirju 3Muri sam definira (na sliki 96 so označeni z zeleno), na desni sliki pa s črno.



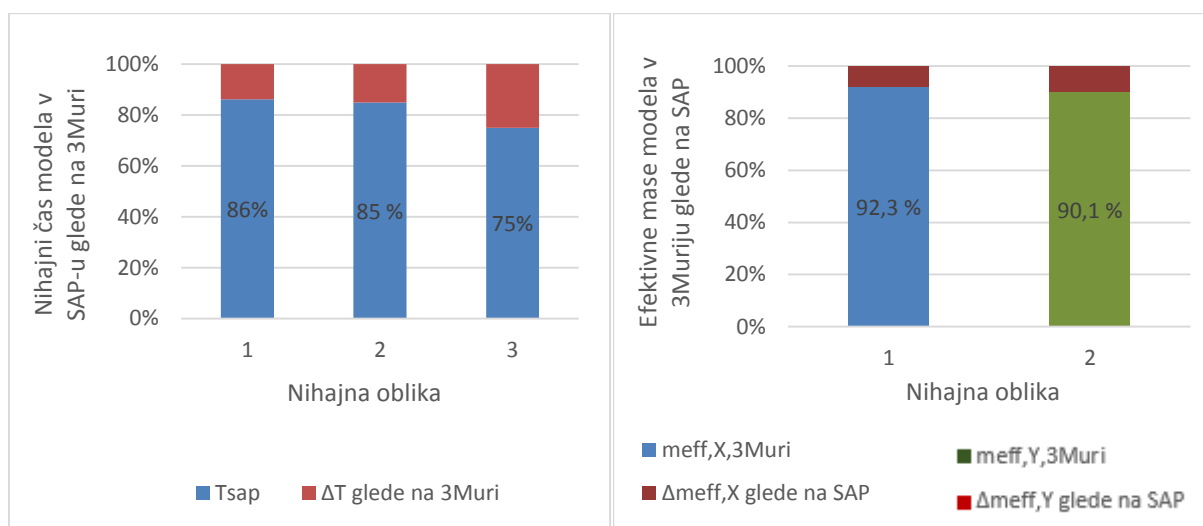
Slika 97: 3D prikaz ekvivalentnega okvirnega modela konstrukcije v 3Muriju (levo) in 3D prikaz linijskega modela konstrukcije v SAP-u (desno).

Rezultati modalne analize za modela v obeh programih so prikazani v preglednici 33. Pri modelu v 3Muriju največji nihajni čas znaša 0,123 s, pripadajoča nihajna oblika pa ima največji vpliv na odziv konstrukcije pri vzburjanju v X smeri. Druga nihajna oblika je pretežno translacijska v Y smeri, tretja pa je torzijska. Tudi v SAP-u smo ustvarili torzijsko stabilno konstrukcijo (prvi nihajni obliki sta translacijski), tretja je torzijska. Osnovna nihajna oblika (najdaljši nihajni čas) deluje v smeri najmanjše togosti, kar v obravnavanem primeru pri obeh modelih pomeni večjo togost konstrukcije v Y smeri. Razlike med nihajnimi časi obeh modelov so prikazane na sliki 98, razlike med efektivnimi masami pa na sliki 99.

Preglednica 33: Rezultati modalne analize za oba modela pri nerazpokanem prerezu.

Nihajna oblika	3Muri			SAP		
	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]
1	0,123	92,25	0	0,1060	100,0	0
2	0,118	0	89,63	0,1002	0	99,5
3	0,099	0	0,52	0,0742	0	0,5

S slike 98 je razvidno, da so nihajni časi v vseh nihajnih oblikah pri modelu v SAP-u manjši od nihajnih časov v 3Muriju. Rezultati za model v SAP-u tako dosežejo 75–86 % nihajnih časov, dobljenih s 3Murijem. Iz rezultatov obeh modelov lahko sklepamo podobno kot pri primerjavi rezultatov inštitutskega trakta, in sicer, da je model v SAP-u bolj tog od modela v 3Muriju. Efektivna masa modela v 3Muriju v X smeri (prva nihajna oblika) doseže 92 % efektivne mase v SAP-u, v Y smeri (druga nihajna oblika) pa 90 %, kot je to razvidno iz slike 99.



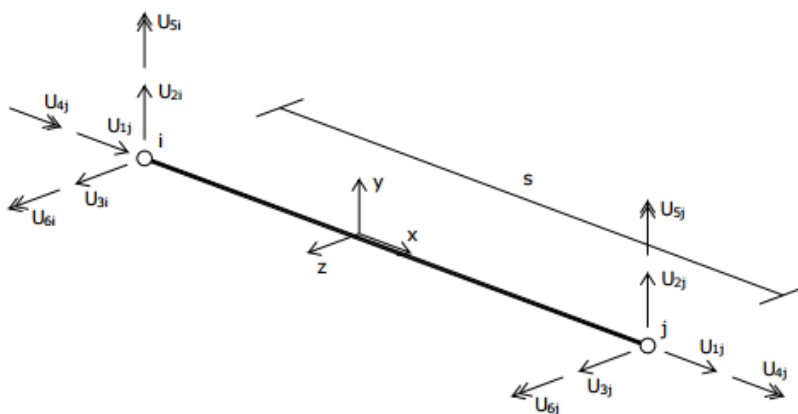
Slika 98: Primerjava nihajnih časov modela v 3Muriju in modela v SAP-u.

Slika 99: Primerjava efektivnih mas modela v 3Muriju in modela v SAP-u.

Kot smo videli, so se razlike, ki so sicer manjše kot pri obravnavi inštitutskega trakta, pojavile tudi pri obravnavi geometrijsko bistveno preprostejšega modela. Odstopanja se torej ne pojavijo zaradi morebitno različno definiranih prekladnih elementov ali togih odsekov v različnih programih, pač pa bi razlika med modeloma v SAP-u in 3Muriju lahko bila posledica uporabe različnih metod izračuna. SAP uporablja metodo končnih elementov FEM, 3Muri pa metodo FME (Frame by Macro Elements). V nadaljevanju sta zato na kratko predstavljeni obe metodi.

### Metoda končnih elementov (FEM metoda)

Pri metodi končnih elementov se konstrukcija razdeli na končne elemente, ki so pri ravnih elementih s konstantnim prečnim prerezom običajno kar celi linijski elementi, med seboj pa so povezani le v vozliščih. Končni elementi skupaj tvorijo mrežo končnih elementov, s preostalimi geometrijskimi podatki o elementih, podatki o materialu ter o obtežbi pa predstavljajo računski model konstrukcije. Linijski končni element ima na vsakem koncu po eno vozlišče, v vsakem vozlišču pa ima po šest prostostnih stopenj: tri pomike in tri zasuke. Za krajevni koordinatni sistem je izbran kartezijski desnosučni koordinatni sistem z x osjo usmerjeno od začetnega proti končnemu vozlišču, osi y in z pa sta usmerjeni v smereh glavnih vztrajnostnih osi prereza elementa (Lutar, Duhovnik, 2004).



Slika 100: Prostorski linijski končni element (Lutar, Duhovnik, 2004).

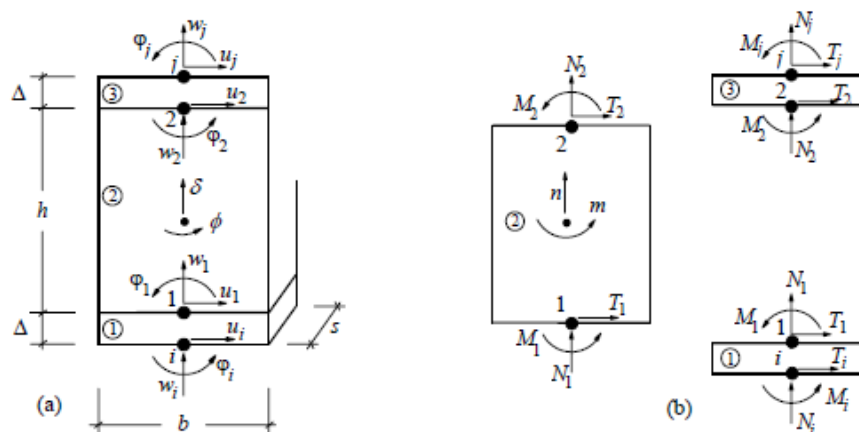
### FME metoda

Kot je že bilo omenjeno pri splošnem opisu programa, 3Muri steno za opis obnašanja v lastni ravnini obravnava tako, da jo razdeli na tri komponente: zidove, prekladne elemente in toge odseke. Slope in prekladne elemente modelira z linijskimi elementi z dvema vozliščema, vsi elementi skupaj pa formirajo t. i. ekvivalentni okvir. Za linijski element, ki predstavlja zidano steno, FME metoda uporablja posebno vrsto končnih elementov, t. i. »sendvič«, ki je prikazan na sliki 101.

Širina makroelementa je označena z  $b$  in debelina s  $s$ . sestavljen pa je iz treh delov: zgornjega in spodnjega dela z infinitezimalno majhno višino  $\Delta$ , ki sta strižno neskončno toga in osno ter upogibno podajna, in iz osrednjega dela višine  $h$ , ki je, ravno nasprotno, osno in upogibno neskončno tog ter strižno podajen. Strižni porušni mehanizem se torej vzpostavi v osrednjem delu, upogibni mehanizem pa na skrajnih robovih (S.T.A. DATA, 2009a).



Celotni kinematični model makroelementa je opisan s tremi prostostnimi stopnjami na skrajnih robovih (v vozliščih  $i$  in  $j$ ), in sicer z osnim pomikom  $w$ , s horizontalnim pomikom  $u$  in z zasukom  $\phi$ , ter z dvema v vmesnem delu, in sicer z osnim pomikom  $\delta$  in rotacijo  $\phi$ , skupaj torej z osmimi prostostnimi stopnjami za vsak makroelement (Tremuri user guide, 2009).



Slika 101: Model makroelementa (levo) in njegovi sestavni deli (desno) (Tremuri user guide, 2009).

Vsaka stena je obravnavana ravninsko. Sestavljajo jo 2-vozliščni makroelementi, ki imajo v vsakem vozlišču po tri prostostne stopnje (dva pomika in zasuk), in togi odseki, ki služijo kot povezava makroelementov ter skrbijo za prenos statičnih in kinematičnih količin med vozlišči elementov. Izjema so vogalna vozlišča makroelementov in vozlišča makroelementov na presečišču sten, kjer ima vsako vozlišče po pet prostostnih stopenj ( $u_x, u_y, u_z, rot_x, rot_y$ ).

### Primerjava obeh metod

Iz zgoraj opisanega opazimo, da SAP linijske končne elemente obravnava prostorsko s šestimi prostostnimi stopnjami, medtem ko 3Muri uporablja ravninske makroelemente s tremi oziroma petimi prostostnimi stopnjami. 3Muri torej v primerjavi s SAP-om operira z manjšim številom prostostnih stopenj. Obenem opazimo, da je KE v 3Muriju (makroelement) specializiran za zidane konstrukcije. Izpeljan je na podlagi opazovanja objektov, poškodovanih v potresih. Ta zajame možne porušne mehanizme zidanih konstrukcij, dokončno definiran pa je šele z uvedbo porušnega mehanizma, ki je določen skladno z Evrokodom 8-3 (Dodatek C).

Če je vrednost mejnega pomika presežena, se makroelement nadomesti s palico, ki še vedno lahko prenaša težnostne sile, ne nudi pa odpornosti na potresno obtežbo. Drugače je pri modeliranju v SAP-u, ki je splošen program za modeliranje različnih tipov konstrukcij iz različnih materialov. Četudi v SAP-u z modeliranjem plastičnih členkov na istih mestih, kot 3Muri samodejno predpostavlja porušne mehanizme, v veliki meri posnemamo delovanje 3Murija, pa se mu zaradi nezadostnega poznavanja delovanja programa povsem ne moremo približati.

## Zaključek

V tem poglavju smo se ukvarjali s primerjavo rezultatov modalnih analiz v programih SAP in 3Muri ter z vzroki za razlike med rezultati. Odstopanja v rezultatih so se pojavila že pri preprostem modelu, zato ni smiselno pričakovati boljšega ujemanja rezultatov pri bolj kompleksnem modelu. Razlike med rezultati obeh programov smo pripisali različnim masnim vztrajnostnim momentov v obeh programih zaradi različnega podajanja mas ter zaradi uporabe različnih metod izračuna. Ker pa za obravnavan model eksperimentalnih podatkov nismo imeli na voljo, ni bilo mogoče preveriti, kako računaska analiza sovпада z dejanskim odzivom eksperimentalno preizkušene stavbe. Tako opredelitev, s katerim izmed obeh programov se bolj približamo realnemu obnašanju konstrukcije, ni mogoča.

V nadaljevanju, kjer se ukvarjamo z nelinearno analizo, izhajamo iz istih modelov, zato odstopanja pričakujemo tudi pri rezultatih naslednjega poglavja. Edina razlika je v tem, da namesto nerazpokanega prereza v nadaljevanju prikazujemo rezultate za razpokan prerez. Pri elastični analizi smo namreč primerjali rezultate nerazpokanih prerezov ter s tem skušali eliminirati morebitne razlike zaradi upoštevanja le-tega. V spodnji preglednici so zato prikazani še rezultati modalne analize vseh treh modelov za razpokan prerez.

Preglednica 34: Rezultati modalne analize za vse 3 modele pri razpokanem prerezu.

Nihajna oblika	3Muri			SAP - linijski model			SAP - ploskovni model		
	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]
1	0,631	0	68,3	0,580	0	84,6	0,562	0	80,9
2	0,454	0,3	22,0	0,317	11,6	2,8	0,320	3,9	1,2
3	0,322	83,1	0	0,308	74,6	0,6	0,300	76,9	0,0
4	0,229	0,3	5,6	0,189	0	10,2	0,185	0,1	9,2
5	0,170	0	3,4	0,113	0,1	0,1	0,116	0,1	0
6	0,162	6,6	0,2	0,110	9,4	0,4	0,111	7,1	0,6
7	0,143	0	0	0,107	2,3	1,3	0,109	2,7	1,3
8	0,131	0,1	0,2	0,072	1,6	0	0,100	0,0	0
9	0,125	2,8	0	0,069	0,3	0,1	0,095	0,2	0

## 5.4 Nelinearna analiza

To poglavje je namenjeno določitvi ocene potresne odpornosti obravnavanega objekta na osnovi N2 metode, ki temelji na nelinearni statični analizi in je bila podrobneje predstavljena v poglavju 3. Kar nekaj pozornosti smo v tem poglavju posvetili primerjavi preverjanja potresne odpornosti zidov po Evrokodu 8-3 in po starem italijanskem pravilniku OPCM 3431, katerih določila uporablja v diplomski nalogi uporabljena verzija programa 3Muri (4.0.305 PROFESSIONAL). V nasprotju z Evrokodom 8-3, ki strižno odpornost zaradi striga definira le z enačbo, ki upošteva zgolj prestrižni porušni mehanizem, OPCM loči račun strižne odpornosti zidovja glede na porušni mehanizem. V novih stavbah je tako upoštevan model, kakršnega definira EC6 in predpostavlja zdrs, v obstoječih stavbah pa privzame model, kot sta ga definirala Turnšek in Čačovič (model s tvorjenjem diagonalnih razpok). Upogibni porušni mehanizem je upoštevan tako pri novih kot tudi pri že obstoječih konstrukcijah.

Pri izdelavi modela za nelinearno analizo v SAP-u smo model, ki smo ga uporabili pri linearni elastični analizi, dopolnili s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezne elemente konstrukcije. Nosilnost teh elementov je bila definirana na osnovi možnih mehanizmov porušitve v skladu z enačbami iz poglavja 2.6, mejne deformacije pa smo upoštevali, kot je to prikazano v poglavju 2.5. Pri določitvi strižnih odpornosti zidov smo upoštevali oba možna porušna mehanizma ter za merodajnega izbrali minimalnega. Tako določene lastnosti plastičnih členkov so v točki 5.4.2 tega poglavja tudi predstavljene.

Opisu izdelave modela za nelinearno analizo v SAP-u sledi prikaz rezultatov (»pushover« krivulj) nelinearne statične analize modela v SAP-u za posamezne obtežbe. Kontrolno vozlišče je bilo v vseh primerih izbrano v vozlišču 53 v drugi etaži, ki sovпада z vozliščem 25 v 3Muriju, saj je to vozlišče precej blizu centra mas (slika 107). Nato je za analizo pri enakomerni porazdelitvi obtežbe v pozitivni X smeri prikazan potek računa po N2 metodi. Sledita še grafični in tabelarni prikaz izračunov, na podlagi katerih sta določena in nato primerjana ciljni pomik in pomik, ki ga je konstrukcija v MSN sposobna doseči.

Četrta točka tega poglavja je namenjena prikazu rezultatov nelinearne statične analize v 3Muriju, ki računa skladno z N2 metodo. Na začetku sta prikazana aplikacija N2 metode v 3Muriju ter način prikaza rezultatov v 3Muriju in izvedene kontrole, sledi pa prikaz ocene obnašanja oziroma potresne odpornosti obravnavanega institutskega trakta.

Na koncu sledi še primerjava rezultatov potresne odpornosti – v prvi točki tega poglavja primerjamo rezultate modelov v 3Muriju z dvema različno predpostavljenima porušnima mehanizmoma, v drugi točki pa primerjamo še rezultate modelov v SAP-u in 3Muriju pri enako predpostavljenem strižnem mehanizmu porušitve.

#### 5.4.1 Primerjava potresne odpornosti zidov po EC8-3 in po OPCM 3431

Kot je že bilo omenjeno, Evrokod 8-3 strižno odpornost zaradi striga definira le z enačbo (7), medtem ko italijanski pravilnik loči račun strižne odpornosti zidovja glede na porušni mehanizem – pri zdrsu je nosilnost določena s strižno trdnostjo zidovja  $f_{vd}$ , pri strižnem mehanizmu, povezanem z nastankom diagonalnih razpok, pa je nosilnost določena z natezno trdnostjo zidovja  $f_t$ .

Slednje upošteva tudi 3Muri, pri katerem se račun strižne odpornosti zaradi striga razlikuje za primer obstoječe in za primer nove zidane stavbe. Tako 3Muri pri preverjanju **novih zidanih stavb** strižno odpornost zaradi striga določa v skladu s prestrižnim mehanizmom, kot ga EC8-3 definira za obstoječe stavbe (enačba (7)). Pri tem je  $f_{vd}$  definirana enako kot pri EC8-3 (enačba (8)), a omejen z mejno vrednostjo  $f_{v,lim}$ , ki je določena z enačbo (50).  $f_m'$  predstavlja povprečno tlačno trdnost zidu v horizontalni smeri in je enaka karakteristični vrednosti tlačne trdnosti zidu v horizontalni smeri, deljeni s faktorjem  $\alpha_{mv} = 0,7$ .

$$f_{v,lim} = \min(1,4 \times f_m' ; 2,2 \text{ MPa}) \quad (50)$$

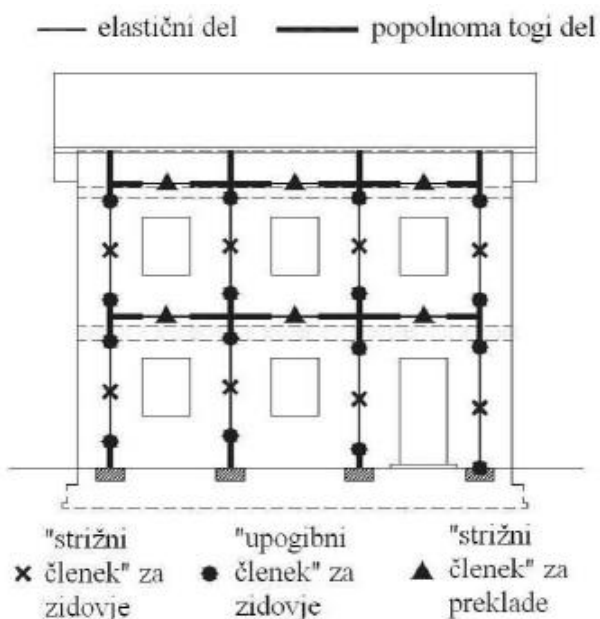
Pri preverjanju **obstojećih zidanih stavb** za račun strižne odpornosti zaradi striga 3Muri uporabi enačbo (12), ki se nanaša na tvorjenje diagonalnih razpok. Pri tem je referenčna natezna trdnost za nelinearno statično analizo deljena s faktorjem  $CF$ .

Upogibni moment narmiranega zidovja je tako pri novih kot pri obstojećih zidanih stavbah v 3Muriju določen v skladu z enačbo (5), ki je enakovredna enačbi, ki jo za račun odpornosti zaradi upogiba določa EC8-3.

Za uporabnika programa 3Muri to pomeni, da mora v analizah, kjer strižne poškodbe nastopijo v obliki pojava diagonalnih razpok, v 3Muri vnesti podatek o strižni trdnosti zidovja  $\tau_0$ . V preostalih primerih se upošteva pojav zdrsa, zato v program vnesemo vrednosti začetne ( $f_{vm0}$ ) in limitne ( $f_{v,lim}$ ) strižne trdnosti zidovja. 3Muri namreč ne omogoča možnosti računa, kjer bi hkrati lahko nastopile strižne poškodbe v obliki diagonalnih razpok in v obliki zdrsa. Vsako vrsto strižnih poškodb je zato treba obravnavati posebej.

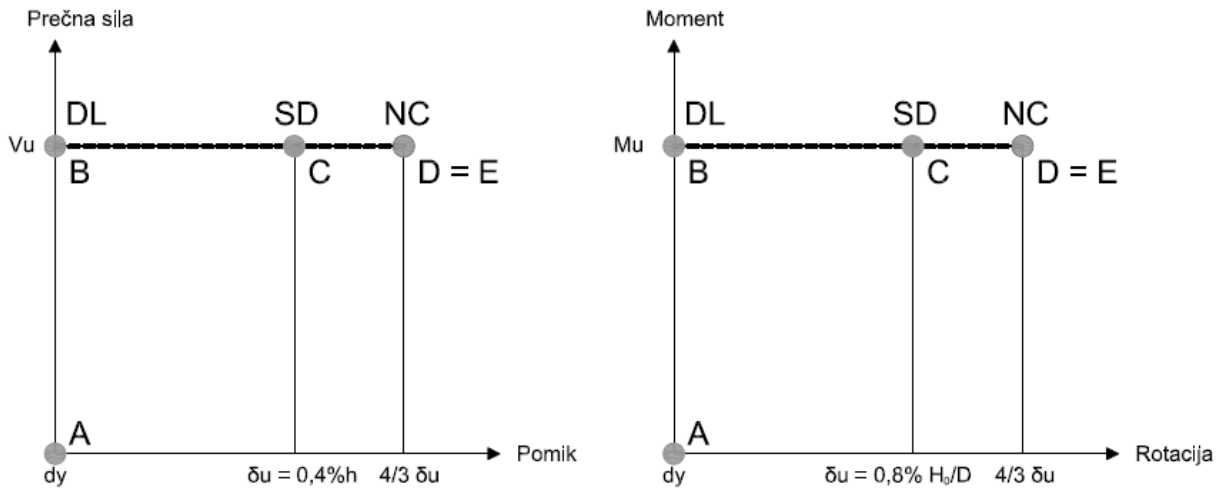
## 5.4.2 Model za nelinearno analizo v SAP-u

V poglavju 5.2.2.1 smo modelirali model za elastično analizo. Za izvedbo nelinearne statične analize smo obstoječemu elastičnemu prostorskemu modelu dodali plastične členke, s katerimi smo v diskretnih točkah linijskih elementov modelirali materialno nelinearnost. Pri tem smo strižne plastične členke upoštevali na sredini linijskih elementov, ki nadomeščajo sipe, upogibne plastične členke pa na obeh koncih teh elementov. Pri prekladnih elementih smo upoštevali strižne plastične členke na njihovi sredini (slika 102).



Slika 102: Lokacija plastičnih členkov na ekvivalentnem okvirju (Pasticier, Amadio, Fragiaco, 2008).

Vsakemu členku smo predpisali obliko diagrama za odnos moment – rotacija (upogibni členek) oziroma za odnos prečna sila – pomik (strižni členek). Kot je že bilo povedano pri splošnem opisu programa (poglavje 5.1.2), je oblika diagrama v SAP-u določena s petimi točkami, pri čemer točka A predstavlja izhodišče, točka B pričetek tečenja, s katero je v EC8-3 definirana globalna kapaciteta pri mejnem stanju DL, točka C mejno nosilnost, ki ustreza mejnemu stanju SD, točka D preostalo nosilnost po delni porušitvi, ki je ekvivalentna mejnemu stanju NC, in točka E popolno porušitev. Pri tem je mejna deformacija nearmirane zidane stene pri mejnem stanju SD v primeru upogiba določena z rotacijo, ki znaša  $0,8\% H_0/D$ , v primeru striga s pomikom, ki znaša  $0,4\% h$ , v mejnem stanju NC pa s  $4/3$  teh vrednosti (poglavje 2.5), kar je prikazano na spodnjem diagramu (slika 103). Točka B je določena z momentom/prečno silo na meji tečenja in rotacijo/pomikom 0, saj elastični del deformacij upoštevamo na nivoju linijskega elementa (Antolinc, 2010).



Slika 103: Oblika diagrama za odnos prečna sila – pomik za strižni členek in za odnos moment – rotacija za upogibni členek.

Moment oziroma prečno silo na meji elastičnosti smo določili za vsak element posebej v skladu z enačbami, ki so navedene v poglavju 2.6. Upogibno nosilnost v upogibnem plastičnem členku na koncih medokenskega slopa (● na sliki 102) smo izračunali v skladu z enačbo (5), nosilnost strižnega plastičnega členka na sredini elementa, ki predstavljajo medokenski slop (× na sliki 102), pa z enačbama (7) in (12), pri čemer smo za merodajno izbrali minimalno izmed obeh vrednosti. Strižno nosilnost na sredini prekladnega dela zidu (▲ na sliki 102) smo določili z enačbama (21) in (22), za merodajno nosilnost pa izbrali minimalno. Zaradi večje preglednosti v spodnji preglednici enačbe podajamo ponovno:

Preglednica 35: Enačbe za izračun nosilnosti plastičnih členkov.

Medokenski slop (pier)	Upogibna nosilnost	$M_u = \frac{\sigma_0 D^2 t}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right) \quad (5)$
	Strižna nosilnost	$V_{u,f} = D t \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_0}} \quad (12)$ $V_{u,s} = f_{vd} D' t = D' t f_{vm0} + 0,4 N \leq 0,065 f_m D' t \quad (7)$
Prekladni del zidu (spandrel)	Upogibna nosilnost	$V_p = \frac{2M_u}{l}; M_u = \frac{DH'_p}{2} \left( 1 - \frac{H'_p}{0,85 D t f_{hu}} \right) \quad (21)$
	Strižna nosilnost	$V_t = f_{vod} D t \quad (22)$

### 5.4.2.1 Določitev upogibnih nosilnosti medokenskih slopov

Na tem mestu je prikazan izračun upogibne nosilnosti zidu po enačbah iz poglavja 2.6.1. Nosilnost je določena ob upoštevanju osne sile zaradi gravitacijske obtežbe in ob upoštevanju projektne tlačne trdnosti materiala  $f_d$ , ki je za faktor  $CF$  reducirana glede na povprečno tlačno trdnost  $f_m$ . Za obravnavan objekt je predpostavljen faktor zaupanja  $CF = 1,2$ . V obravnavanem primeru tako  $f_d$  znaša  $2083 \text{ kN/m}^2$ .

Narejena je primerjava izračunanih vrednosti upogibne nosilnosti z enačbo (5), ki jo uporablja 3Muri ( $M_u$ ), in vrednosti, določene z enačbo (2), ki jo podaja Evrokod EC8-3 ( $V_f$ ).  $M_f$  je določen tako, da strižno odpornost  $V_f$ , ki jo podaja Evrokod, pomnožimo z višino posameznega zidu  $h$ .

Preglednica 36: Izračun upogibne nosilnosti zidov stene SY3 z enačbo po 3Muriju ( $M_u$ ) in po EC8 ( $M_f$ ).

	Zid	$t$ [m]	$D$ [m]	$h$ [m]	$N$ [kN]	$\sigma_o$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_u$ [kNm]	$M_f$ [kNm]		
								1,35	1,2	1
G+0,15Q	SY31	0,38	0,56	2,52	62,6	294,2	14,6	14,3	14,7	15,2
	SY32	0,38	0,87	0,8	103,3	312,6	37,0	36,2	37,2	38,5
	SY33	0,38	0,87	0,8	108,6	328,3	38,5	37,6	38,7	40,1
	SY34	0,38	1,25	1,15	163,0	343,2	82,1	80,2	82,6	85,8
	SY35	0,38	2,15	1,5	286,3	350,5	246,9	240,8	248,3	258,2
	SY36	0,38	3,23	2,35	406,8	331,4	534,0	521,7	536,7	556,8
	SY37	0,38	2,115	3,793	315,0	391,9	259,4	252,0	261,0	273,1
	SY38	0,38	4,165	4,24	438,7	277,2	770,6	756,3	773,8	797,1
	SY39	0,38	0,56	2,2	39,3	184,8	9,9	9,8	9,9	10,1
	SY3.10	0,38	0,87	0,8	63,5	192,0	24,6	24,3	24,7	25,2
	SY3.11	0,38	0,87	0,8	66,1	200,0	25,5	25,2	25,6	26,1
	SY3.12	0,38	1,25	1,2	98,7	207,7	54,4	53,7	54,6	55,8
	SY3.13	0,38	2,15	1,6	174,4	213,5	164,9	162,6	165,4	169,1
	SY3.14	0,38	3,23	1,9	293,6	239,2	410,1	403,7	411,5	422,0
	SY3.15	0,38	6,115	2,9	315,8	135,9	891,4	884,0	893,1	905,1
	SY3.16	0,38	0,5	3,6	70,3	369,9	13,9	13,5	14,0	14,6
G+0,30Q	SY3.18	0,38	0,56	2	16,0	75,4	4,3	4,3	4,3	4,3
	SY3.19	0,38	0,87	0,8	27,2	82,3	11,3	11,2	11,3	11,4
	SY3.20	0,38	0,87	0,8	28,0	84,6	11,6	11,5	11,6	11,7
	SY3.21	0,38	1,25	1,2	43,2	91,0	25,6	25,5	25,7	25,9
	SY3.22	0,38	2,15	1,6	75,5	92,5	77,0	76,5	77,1	77,8
	SY3.23	0,38	3,23	1,9	116,7	95,1	178,3	177,3	178,6	180,2
	SY3.24	0,38	6,115	2,7	157,0	67,6	461,6	459,8	462,0	465,0
	SY3.25	0,38	0,5	3,2	22,7	119,4	5,3	5,3	5,3	5,4

Izkaže se, da so upogibne nosilnosti  $M_u$  primerljive z nosilnostmi  $M_f$  pri vrednosti  $CF = 1,2$ , kar je tudi bilo pričakovano, saj sta enačbi, po katerih ju določimo, enakovredni, le zapisani v drugačni obliki.

#### 5.4.2.2 Določitev strižnih nosilnosti medokenskih slopov s tvorjenjem diagonalnih razpok

Na tem mestu je prikazan izračun strižne nosilnosti zidu, ki se navezuje na strižno porušitev z diagonalnimi razpokami in je določen po enačbah iz poglavja 2.6.2.2. Nosilnost je določena ob upoštevanju tlačne osne sile zaradi navpične obtežbe in ob upoštevanju referenčne natezne trdnosti materiala  $f_{t,}$ , ki je za faktor 1,5 večja od začetne strižne trdnosti zidu brez upoštevanja vertikalne obtežbe  $f_{\text{vod}}$ , ki znaša  $100 \text{ kN/m}^2$ . Upoštevali smo namreč redukcijo s faktorjem zaupanja  $CF = 1,2$ . V preglednici 37 je prikazan izračun strižne nosilnosti  $V_{u,f}$  za steno SY3, za ostale stene pa smo postopali enako.

Definicija faktorja  $b$ , ki predstavlja faktor razporeditve strižnih napetosti po prerezu zidu, se razlikuje v Evrokodu in v 3Muriju. V slednjem se vrednost spreminja od 1,0 za čokate zidove do 1,5 za vitke zidove, medtem ko Evrokod predpisuje vrednost  $b$ -ja med 1,1 in 1,5. V izračunu smo zaradi boljše primerljivosti obeh modelov upoštevali vrednosti, kot jih definira 3Muri.

Preglednica 37: Izračun strižne nosilnosti zidov  $V_{u,f}$ , ki se navezuje na diagonalne razpoke, za steno SY3.

	Zid	$t$ [m]	$D$ [m]	$h$ [m]	$N$ [kN]	$\sigma_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$b$ [ / ]	$V_{u,f}$ [kN]
G+0,15Q	SY31	0,38	0,56	2,52	62,6	294,2	1,50	36,6
	SY32	0,38	0,87	0,8	103,3	312,6	1,00	87,1
	SY33	0,38	0,87	0,8	108,6	328,3	1,00	88,6
	SY34	0,38	1,25	1,15	163,0	343,2	1,00	129,2
	SY35	0,38	2,15	1,5	286,3	350,5	1,00	223,9
	SY36	0,38	3,23	2,35	406,8	331,4	1,00	329,8
	SY37	0,38	2,115	3,793	315,0	391,9	1,50	152,8
	SY38	0,38	4,165	4,24	438,7	277,2	1,02	393,5
	SY39	0,38	0,56	2,2	39,3	184,9	1,50	31,8
	SY3.10	0,38	0,87	0,8	63,5	192,0	1,00	74,9
	SY3.11	0,38	0,87	0,8	66,1	200,0	1,00	75,7
	SY3.12	0,38	1,25	1,2	98,7	207,7	1,00	110,0
	SY3.13	0,38	2,15	1,6	174,4	213,5	1,00	190,8
	SY3.14	0,38	3,23	1,9	293,6	239,2	1,00	296,6
	SY3.15	0,38	6,115	2,9	315,8	135,9	1,00	481,2
	SY3.16	0,38	0,5	3,6	70,3	369,9	1,50	35,4
G+0,30Q	SY3.18	0,38	0,56	2	16,0	75,4	1,50	26,1
	SY3.19	0,38	0,87	0,8	27,2	82,3	1,00	61,7
	SY3.20	0,38	0,87	0,8	28,0	84,6	1,00	62,0
	SY3.21	0,38	1,25	1,2	43,2	91,0	1,00	90,3
	SY3.22	0,38	2,15	1,6	75,5	92,5	1,00	155,8
	SY3.23	0,38	3,23	1,9	116,7	95,1	1,00	235,3
	SY3.24	0,38	6,115	2,7	157,0	67,6	1,00	419,8
	SY3.25	0,38	0,5	3,2	22,7	119,4	1,50	25,5

se nadaljuje ...



Nadaljevanje preglednice 37: Izračun strižne nosilnosti zidov, ki se navezuje na diagonalne razpoke.

	Zid	$t$ [m]	$D$ [m]	$h$ [m]	$N$ [kN]	$\sigma_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$b$ [ / ]	$V_{u,f}$ [kN]
G+0,30Q	SY3.18	0,38	0,56	2	16,0	75,4	1,50	26,1
	SY3.19	0,38	0,87	0,8	27,2	82,3	1,00	61,7
	SY3.20	0,38	0,87	0,8	28,0	84,6	1,00	62,0
	SY3.21	0,38	1,25	1,2	43,2	91,0	1,00	90,3
	SY3.22	0,38	2,15	1,6	75,5	92,5	1,00	155,8
	SY3.23	0,38	3,23	1,9	116,7	95,1	1,00	235,3
	SY3.24	0,38	6,115	2,7	157,0	67,6	1,00	419,8
	SY3.25	0,38	0,5	3,2	22,7	119,4	1,50	25,5

#### 5.4.2.3 Določitev strižne nosilnosti medokenskih slopov, ki se nanaša na zdrs

Na tem mestu je prikazan izračun strižne nosilnosti zidu, ki se navezuje na strižno porušitev zidu in je določen po enačbah iz poglavja 2.6.2.1. Nosilnost je izračunana ob upoštevanju strižne trdnosti zidovja  $f_{vd}$ , ki jo podaja enačba (8). Pri tem sta tako povprečna tlačna trdnost zidovja ( $f_m$ ) kot tudi povprečna strižna trdnost zidovja brez osne sile ( $f_{vm0}$ ) deljeni s faktorjem zaupanja  $CF = 1,2$ . Izkaže se, da je strižna trdnost zidovja pri veliki večini zidov določena z mejno vrednostjo, ki znaša 6,5 % povprečne tlačne trdnosti zidovja.

Omejitev strižne trdnosti zidovja pa se po Evrokodu EC8-3 precej razlikuje od omejitve, ki jo predpostavlja italijanski pravilnik in s tem 3Muri. Za primerjavo sta določeni obe omejitvi –  $0,065 f_m$  za omejitev po Evrokodu (kar v obravnavanem primeru znaša  $135,4 \text{ kN/m}^2$ ) in  $f_{v,lim}$  za omejitev po 3Muriju, ki je določena z enačbo (50). Pri tem je v obravnavanem primeru, kjer imamo opravka s polno opeko, povprečna tlačna trdnost zidu v horizontalni smeri ( $f_m$ ) enaka (približno) polovični vrednosti povprečne tlačne trdnosti zidovja, ta pa je določena kot količnik karakteristične tlačne trdnosti zidovja in faktorja 0,7. Izkaže se, da v obravnavanem primeru po tako določenih kriterijih limitna vrednost strižne trdnosti znaša<sup>6</sup>  $2200 \text{ kN/m}^2$ .

Preglednica 38: Izračun strižne nosilnosti zidov  $V_{u,s}$ , ki se navezuje na zdrs, za steno SY3.

	Zid	$N$ [kN]	$M_{max}$ [kNm]	$M_{min}$ [kNm]	$A$ [m <sup>2</sup> ]	$W$ [m <sup>3</sup> ]	$D'$ [m]	$f_{vd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$0,065 f_m$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$V_{u,s}$ [kN]
G+0,15Q	SY31	62,6	0,63	0,50	0,21	0,02	0,56	217,7	135,4	28,82
	SY32	103,3	8,10	4,74	0,33	0,05	0,87	225,0	135,4	44,77
	SY33	108,6	6,60	3,95	0,33	0,05	0,87	231,3	135,4	44,77
	SY34	163,0	6,47	5,84	0,48	0,10	1,25	237,3	135,4	64,32

se nadaljuje ...

<sup>6</sup> 3Muri omogoča, da sami definiramo vrednost  $f_{v,lim}$ . V modelu, kjer smo kot vrsto strižne poškodbe privzeli zdrs, smo upoštevali vrednost, ki jo določa EC8-3 in v obravnavanem primeru znaša  $0,13 \text{ MPa}$ .

Nadaljevanje preglednice 38: Izračun strižne nosilnosti zidov  $V_{u,s}$ , ki se navezuje na zdrs.

	Zid	$N$ [kN]	$M_{max}$ [kNm]	$M_{min}$ [kNm]	$A$ [m <sup>2</sup> ]	$W$ [m <sup>3</sup> ]	$D'$ [m]	$f_{vd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$0,065 f_m$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$V_{u,s}$ [kN]
G+0,15Q	SY35	286,3	2,97	0,26	0,82	0,29	2,15	240,2	135,4	110,64
	SY36	406,8	12,97	4,95	1,23	0,66	3,23	232,6	135,4	166,21
	SY37	315,0	97,08	22,54	0,80	0,28	2,12	256,8	135,4	108,83
	SY38	438,7	192,6	34,55	1,58	1,10	4,17	210,9	135,4	214,32
G+0,15Q	SY39	39,3	0,89	0,86	0,21	0,02	0,56	173,9	135,4	28,82
	SY3.10	63,5	12,31	8,95	0,33	0,05	0,76	187,9	135,4	39,12
	SY3.11	66,1	8,69	6,50	0,33	0,05	0,87	180,0	135,4	44,77
	SY3.12	98,7	6,63	6,36	0,48	0,10	1,25	183,1	135,4	64,32
	SY3.13	174,4	14,60	11,59	0,82	0,29	2,15	185,4	135,4	110,64
	SY3.14	293,6	33,69	25,60	1,23	0,66	3,23	195,7	135,4	166,21
	SY3.15	315,8	80,64	1,41	2,32	2,37	6,12	154,4	135,4	314,67
	SY3.16	70,3	2,47	1,94	0,19	0,02	0,50	248,0	135,4	25,73
G+0,30Q	SY3.18	16,0	1,22	1,19	0,21	0,02	0,56	130,2	135,4	28,82
	SY3.19	27,2	11,32	5,53	0,33	0,05	0,59	148,8	135,4	30,19
	SY3.20	28,0	7,58	3,71	0,33	0,05	0,67	144,1	135,4	34,36
	SY3.21	43,2	7,13	5,99	0,48	0,10	1,25	136,4	135,4	64,32
	SY3.22	75,5	14,62	5,23	0,82	0,29	2,15	137,0	135,4	110,64
	SY3.23	116,7	17,75	3,65	1,23	0,66	3,23	138,0	135,4	166,21
	SY3.24	157,0	37,97	23,08	2,32	2,37	6,12	127,0	135,4	314,67
	SY3.25	22,7	3,41	3,38	0,19	0,02	0,39	161,5	135,4	20,00

#### 5.4.2.4 Določitev nosilnosti prekladnih delov zidov

Na tem mestu je prikazan izračun nosilnosti prekladnih delov zidov po enačbah iz poglavja 2.6.3.

Upogibna nosilnost  $V_p$  je določena ob upoštevanju tlačne trdnosti zidovja v horizontalni smeri  $f_{hu}$ , ki je reducirana s faktorjem  $CF = 1,2$ . Vrednost  $H_p$ , ki je definirana kot minimalna vrednost med natezno trdnostjo elementa znotraj preklade, ki prenaša natezne obremenitve ( $f_t$ ), in med 40 %  $f_{hu} D t$ , je v obravnavanem primeru pri vseh prekladnih elementih kar enaka 0, saj je objekt grajen brez horizontalnih vezi, v katerih bi armatura lahko prispevala k prenosu nateznih obremenitev.

Strižna nosilnost  $V_i$  je določena ob upoštevanju začetne strižne trdnosti zidu brez upoštevanja vertikalne obtežbe  $f_{vd}$ , ki znaša 100 kN/m<sup>2</sup>. Upoštevali smo namreč redukcijo s faktorjem zaupanja  $CF = 1,2$ .

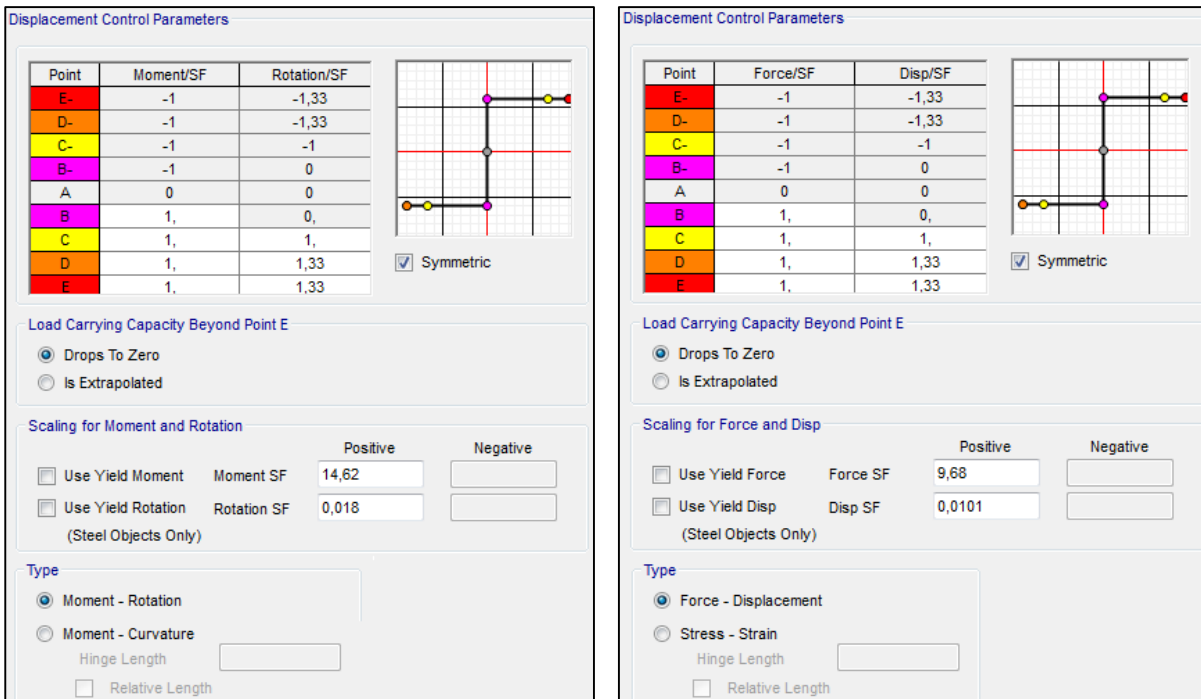
V preglednici 39 je prikazan izračun nosilnosti  $V_t$  za preklade na steni SY3, za ostale stene pa smo postopali enako. Pri tem  $t$  predstavlja debelino preklade,  $D$  njeno višino in  $l$  dolžino, ki je kar enaka širini odprtin.

Preglednica 39: Izračun nosilnosti prekladnih delov zidov za steno SY3.

Zid	$t$ [m]	$D$ [m]	$l$ [m]	$V_t$ [kN]
PY31	0,38	2,6	0,6	98,8
PY32	0,38	2,6	0,6	98,8
PY33	0,38	2,6	0,6	98,8
PY34	0,38	1,8	2,0	68,4
PY35	0,38	1,8	2,0	68,4
PY36	0,38	1,1	1,0	41,8
PY37	0,38	2,8	0,6	106,4
PY38	0,38	2,8	0,6	106,4
PY39	0,38	2,8	0,6	106,4
PY3.10	0,38	2,0	2,0	76,0
PY3.11	0,38	2,0	2,0	76,0
PY3.12	0,38	1,4	1,0	53,2
PY3.13	0,38	0,64	0,6	24,3
PY3.14	0,38	0,64	0,6	24,3
PY3.15	0,38	0,64	0,6	24,3
PY3.16	0,38	0,64	2,0	24,3
PY3.17	0,38	0,64	2,0	24,3
PY3.18	0,38	0,94	1,0	35,7

### 5.4.2.5 Lastnosti plastičnih členkov

Ko izračunamo mejne nosilnosti plastičnih členkov in pripadajoče mejne deformacije, jih z ukazom *Define/Hinge Properties* določimo v SAP-u, kot je to prikazano na sliki 104. Tako definirane plastične členke nato z ukazom *Assign/Frame/Hinges* pripišemo elementom.



Slika 104: Definiranje upogibnega plastičnega členka (levo) in strižnega PČ (desno) za zid SY31.

Lastnosti plastičnih členkov, kot smo jih podali v SAP-u, so za vsako steno posebej prikazane v preglednicah 40, 41, 42 in 43. Pri tem so:

- $t$  debelina zidu
- $D$  širina zidu
- $h$  višina neto tega dela zidu
- $M_u$  upogibna odpornost narmiranega zidu pri obstoječih stavbah
- $\phi_u$  kapaciteta narmirane zidane stene, ki jo določa upogib (mejni zasuk)
- $V_{u,f}$  strižna odpornost narmiranega zidu pri obstoječih stavbah, ki se nanaša na strižno porušitev z diagonalnimi razpokami
- $V_{u,s}$  strižna odpornost narmiranega zidu pri obstoječih stavbah, ki se nanaša na zdrs na robu zidu
- $V_u$  merodajna strižna odpornost zidu
- $\delta_u$  kapaciteta narmirane zidane stene, ki jo določa strig (mejni pomik)

Preglednica 40: Lastnosti plastičnih členkov stene SY1.

Geometrija zidov				Upogibna nosilnost		Strižna nosilnost			
Zid	$t$ [m]	$D$ [m]	$h$ [m]	$M_u$ [kNm]	$\phi_u$ [ / ]	$V_{u,f}$ [kN]	$V_{u,s}$ [kN]	$V_u$ [kN]	$\delta_u$ [m]
SY11	0,51	1,2	2,87	81,76	0,0096	101,3	37,8	37,8	0,0115
SY12	0,51	2,15	1,5	315,10	0,0028	293,6	128,3	128,3	0,0060
SY13	0,51	2,15	1,5	327,56	0,0028	298,8	150,0	150,0	0,0060
SY14	0,51	2,15	1,5	329,90	0,0028	299,8	123,7	123,7	0,0060
SY15	0,51	2,15	1,5	328,71	0,0028	299,3	136,3	136,3	0,0060
SY16	0,51	2,15	1,5	320,36	0,0028	295,8	150,2	150,2	0,0060
SY17	0,51	1,21	2,87	89,49	0,0095	105,2	42,3	42,3	0,0115
SY18	0,38	1,2	2,6	43,18	0,0087	67,1	24,5	24,5	0,0104
SY19	0,38	2,15	1,6	186,26	0,0030	199,2	87,6	87,6	0,0064
SY1.10	0,38	2,15	1,6	197,08	0,0030	203,5	91,1	91,1	0,0064
SY1.11	0,38	2,15	1,6	198,72	0,0030	204,2	100,9	100,9	0,0064
SY1.12	0,38	2,15	1,6	197,99	0,0030	203,9	103,7	103,7	0,0064
SY1.13	0,38	2,15	1,6	190,49	0,0030	200,9	99,7	99,7	0,0064
SY1.14	0,38	1,21	2,6	46,16	0,0086	68,7	26,0	26,0	0,0104
SY1.15	0,38	1,2	2,4	18,89	0,0080	55,5	13,5	13,5	0,0096
SY1.16	0,38	2,15	1,6	87,44	0,0030	160,1	58,6	58,6	0,0064
SY1.17	0,38	2,15	1,6	89,54	0,0030	160,9	52,7	52,7	0,0064
SY1.18	0,38	2,15	1,6	90,08	0,0030	161,1	55,0	55,0	0,0064
SY1.19	0,38	2,15	1,6	89,77	0,0030	161,0	55,8	55,8	0,0064
SY1.20	0,38	2,15	1,6	88,09	0,0030	160,3	55,9	55,9	0,0064
SY1.21	0,38	1,21	2,4	19,93	0,0079	56,3	13,8	13,8	0,0096

Preglednica 41: Lastnosti plastičnih členkov stene SY2.

Zid	$t$ [m]	$D$ [m]	$h$ [m]	$M_u$ [kNm]	$\phi_u$ [ / ]	$V_{u,f}$ [kN]	$V_{u,s}$ [kN]	$V_u$ [kN]	$\delta_u$ [m]
SY21	0,51	5,855	3,793	2309,42	0,0026	795,5	388,7	388,7	0,0152
SY22	0,51	3,15	3,2	796,10	0,0041	458,0	168,3	168,3	0,0128
SY23	0,51	3,15	3,2	814,70	0,0041	463,6	214,5	214,5	0,0128
SY24	0,51	3,15	3,2	804,05	0,0041	460,4	178,6	178,6	0,0128
SY25	0,51	5,855	3,793	2479,05	0,0026	821,5	390,7	390,7	0,0152
SY26	0,38	5,855	2,9	1334,39	0,0020	535,7	263,1	263,1	0,0116
SY27	0,38	3,15	2,2	489,49	0,0028	316,5	132,5	132,5	0,0088
SY28	0,38	3,15	2,2	505,00	0,0028	320,8	169,8	169,8	0,0088
SY29	0,38	3,15	2,2	499,45	0,0028	319,3	154,6	154,6	0,0088
SY2.10	0,38	3,485	2,2	596,34	0,0025	349,4	171,9	171,9	0,0088
SY2.11	0,38	1,37	2,9	67,05	0,0085	81,1	28,8	28,8	0,0116
SY2.12	0,38	5,855	2,7	606,24	0,0018	429,6	189,8	189,8	0,0108
SY2.13	0,38	3,15	2,2	220,30	0,0028	243,5	88,3	88,3	0,0088
SY2.14	0,38	3,15	2,2	228,85	0,0028	245,8	106,8	106,8	0,0088

... se nadaljuje

Nadaljevanje preglednice 41: Lastnosti plastičnih členkov stene SY2.

SY2.15	0,38	3,15	2,2	226,73	0,0028	245,2	102,3	102,3	0,0088
SY2.16	0,38	3,485	2,2	267,52	0,0025	268,8	114,1	114,1	0,0088
SY2.17	0,38	1,37	2,7	29,57	0,0079	65,5	16,5	16,5	0,0108

Preglednica 42: Lastnosti plastičnih členkov stene SY3.

Zid	$t$ [m]	$D$ [m]	$h$ [m]	$M_u$ [kNm]	$\phi_u$ [ / ]	$V_{u,f}$ [kN]	$V_{u,s}$ [kN]	$V_u$ [kN]	$\delta_u$ [m]
SY31	0,38	0,56	2,52	14,62	0,0180	36,6	9,7	9,7	0,0101
SY32	0,38	0,87	0,8	37,02	0,0037	87,1	38,3	38,3	0,0032
SY33	0,38	0,87	0,8	38,46	0,0037	88,6	39,2	39,2	0,0032
SY34	0,38	1,25	1,15	82,14	0,0037	129,2	61,4	61,4	0,0046
SY35	0,38	2,15	1,5	246,89	0,0028	223,9	95,2	95,2	0,0060
SY36	0,38	3,23	2,35	533,97	0,0029	329,8	151,5	151,5	0,0094
SY37	0,38	2,115	3,793	259,38	0,0072	152,8	65,1	65,1	0,0152
SY38	0,38	4,165	4,24	770,55	0,0041	393,5	141,9	141,9	0,0170
SY39	0,38	0,56	2,2	9,87	0,0157	31,8	8,0	8,0	0,0088
SY3.10	0,38	0,87	0,8	24,62	0,0037	74,9	31,6	31,6	0,0032
SY3.11	0,38	0,87	0,8	25,51	0,0037	75,7	32,5	32,5	0,0032
SY3.12	0,38	1,25	1,2	54,43	0,0038	110,0	49,3	49,3	0,0048
SY3.13	0,38	2,15	1,6	164,88	0,0030	190,8	92,7	92,7	0,0064
SY3.14	0,38	3,23	1,9	410,10	0,0024	296,6	159,0	159,0	0,0076
SY3.15	0,38	6,115	2,9	891,40	0,0019	481,2	197,2	197,2	0,0116
SY3.16	0,38	0,5	3,6	13,90	0,0288	35,4	7,1	7,1	0,0144
SY3.18	0,38	0,56	2	4,30	0,0143	26,1	4,0	4,0	0,0080
SY3.19	0,38	0,87	0,8	11,29	0,0037	61,7	16,6	16,6	0,0032
SY3.20	0,38	0,87	0,8	11,58	0,0037	62,0	16,9	16,9	0,0032
SY3.21	0,38	1,25	1,2	25,64	0,0038	90,3	29,0	29,0	0,0048
SY3.22	0,38	2,15	1,6	76,97	0,0030	155,8	48,7	48,7	0,0064
SY3.23	0,38	3,23	1,9	178,34	0,0024	235,3	80,8	80,8	0,0076
SY3.24	0,38	6,115	2,7	461,63	0,0018	419,8	178,0	178,0	0,0108
SY3.25	0,38	0,5	3,2	5,29	0,0256	25,5	3,2	3,2	0,0128

Preglednica 43: Lastnosti plastičnih členkov stene SX1 in SX2.

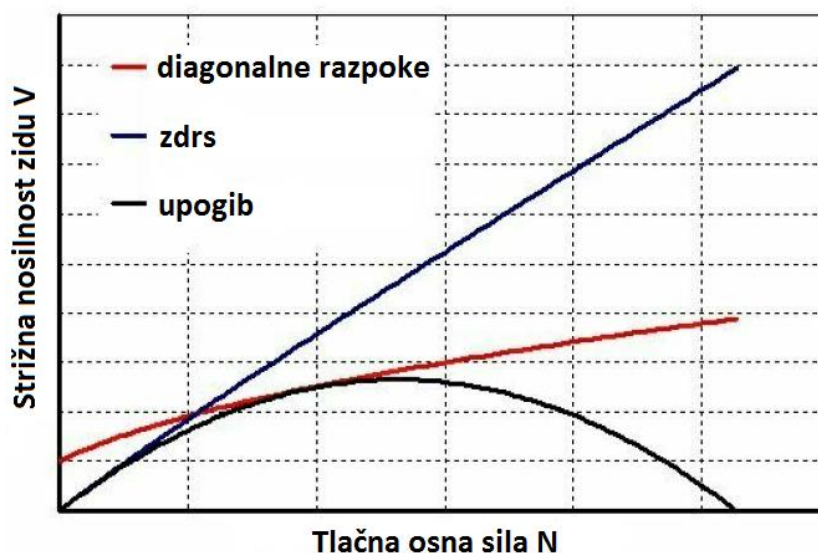
Zid	$t$ [m]	$D$ [m]	$h$ [m]	$M_u$ [kNm]	$\phi_u$ [ / ]	$V_{u,f}$ [kN]	$V_{u,s}$ [kN]	$V_u$ [kN]	$\delta_u$ [m]
SX11	0,38	7,205	2,52	2204,43	0,0014	680,9	436,1	436,1	0,0101
SX12	0,38	2,05	2,52	191,80	0,0049	162,2	76,6	76,6	0,0101
SX13	0,38	7,205	2,2	1557,31	0,0012	604,7	392,8	392,8	0,0088
SX14	0,38	2,05	2,2	130,54	0,0043	162,0	66,2	66,2	0,0088
SX15	0,38	7,205	2	734,08	0,0011	506,2	284,8	284,8	0,0080
SX16	0,38	2,05	2	56,85	0,0039	142,9	42,8	42,8	0,0080

... se nadaljuje

Nadaljevanje preglednice 43: Lastnosti plastičnih členkov stene SX1 in SX2.

Zid	$t$ [m]	$D$ [m]	$h$ [m]	$M_u$ [kNm]	$\phi_u$ [ / ]	$V_{u,f}$ [kN]	$V_{u,s}$ [kN]	$V_u$ [kN]	$\delta_u$ [m]
SX21	0,38	3,525	2,87	574,16	0,0033	344,5	156,0	156,0	0,0115
SX22	0,38	1,525	2,87	116,41	0,0075	102,8	35,3	35,3	0,0115
SX23	0,38	0,5	4,24	8,72	0,0339	29,4	3,2	3,2	0,0170
SX24	0,38	6,645	2,6	1378,72	0,0016	564,6	283,7	283,7	0,0104
SX25	0,38	0,71	1,6	10,75	0,0090	36,2	10,7	10,7	0,0064
SX26	0,38	0,5	2,6	12,39	0,0208	33,6	8,1	8,1	0,0104
SX27	0,38	7,715	2,7	828,95	0,0014	540,5	222,2	222,2	0,0108
SX28	0,38	1,34	2,7	31,80	0,0081	65,6	15,8	15,8	0,0108

Iz preglednic 40, 41, 42 in 43 je razvidno, da mehanizem z zdrsom opečnim zidovom nudi manjšo odpornost kot mehanizem s tvorjenjem diagonalnih razpok -  $V_{u,s}$  je namreč v vseh zidovih manjši od  $V_{u,f}$ . Vrednosti strižne nosilnosti iz enega ali drugega porušnega mehanizma se razlikujejo tudi do 76 %, tako velika odstopanja pa so bolj izrazita pri zidovih z majhno tlačno osno silo. To je skladno s sliko 105, ki prikazuje vpliv nivoja tlačne osne sile  $N$  na strižno nosilnost zidu pri različnih porušnih mehanizmih, kjer opazimo, da je pri majhni tlačni sili merodajen mehanizem z zdrsom, pri večjem nivoju tlačne sile pa postane merodajen mehanizem z diagonalnimi razpokami. V obravnavanem primeru so torej tlačne sile v zidovih očitno tako majhne, da je v analizi kritičen porušni mehanizem z zdrsom.



Slika 105: Vpliv nivoja tlačne osne sile  $N$  na strižno nosilnost zidu (S.T.A. Data, 2009b).

#### 5.4.2.6 Definicija nelinearne analize

Nelinearno statično analizo smo izvedli na modelu konstrukcije, kateremu smo pripisali izračunane lastnosti plastičnih členkov. Model smo v kontrolnem vozlišču obremenili z vodoravno statično obtežbo, ki je, skladno z izbrano porazdelitvijo (modalna ali enakomerna), razporejena po posameznih etažah. V analizi sta upoštevani obe razporeditvi vodoravne obtežbe po višini, kot to predlaga standard EC8-1 v členu 4.3.3.4.2.2 (glej poglavje 3.2.2.1). Ti razporeditvi sta enakomerna porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam ne glede na višino, in modalna porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne vodoravnim silam v obravnavani smeri, določenim z elastično analizo.

Pri modalni porazdelitvi smo upoštevali prvo nihajno obliko v Y smeri in tretjo nihajno obliko v X smeri. Horizontalne sile v X smeri so tako sorazmerne s tretjo nihajno obliko in v Y smeri s prvo nihajno obliko. Porazdelitve obtežb v posameznih smereh so prikazane v preglednicah 44 in 45, kjer je v drugem stolpcu ( $\Phi$ ) navedena tretja nihajna oblika za X smer oziroma prva za Y smer. Temu sledijo normirane nihajne oblike ( $\Phi_{norm}$ ), mase posameznih etaž ( $m_i$ ) ter sile v posameznih smereh pri modalni razporeditvi obtežbe ( $P_{mod,i}$ ), ki jih z ukazom *Assign/Joint Loads/Forces* nanesimo v kontrolno vozlišče modela. V zadnjem stolpcu so prikazane sile v posamezni smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe ( $P_{enak,i}$ ).

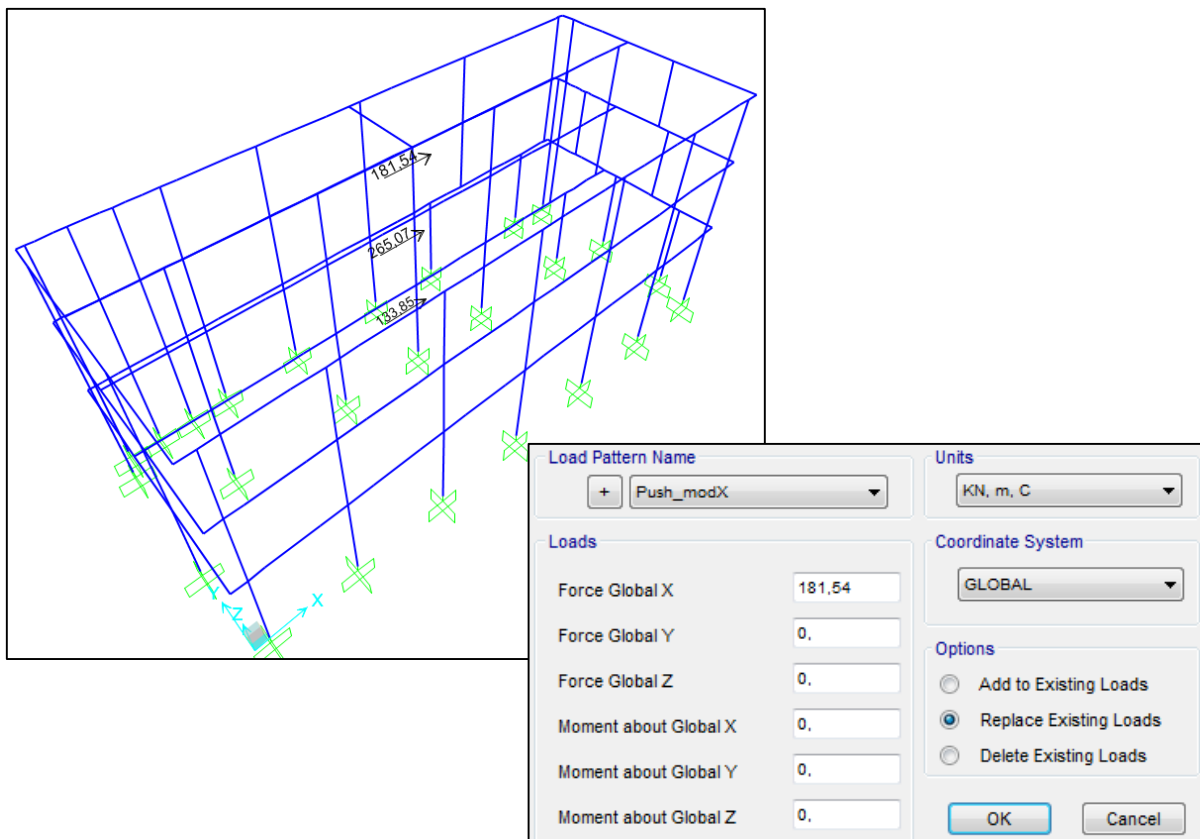
Preglednica 44: Določitev horizontalnih sil v X smeri za modalno in enakomerno porazdelitev obtežbe.

Etaža	$\Phi$	$\Phi_{norm}$	$m_i$ [t]	$P_{mod,i}$ [kN]	$P_{enak,i}$ [kN]
Pritličje	0,016	0,363	368,5	133,9	368,5
Prva etaža	0,034	0,762	347,7	265,1	347,7
Druga etaža	0,045	1,000	181,5	181,5	181,5

Preglednica 45: Določitev horizontalnih sil v Y smeri za modalno in enakomerno porazdelitev obtežbe.

Etaža	$\Phi$	$\Phi_{norm}$	$m_i$ [t]	$P_{mod,i}$ [kN]	$P_{enak,i}$ [kN]
Pritličje	-0,019	0,400	368,5	147,6	368,5
Prva etaža	-0,036	0,768	347,7	267,	347,7
Druga etaža	-0,046	1,000	181,5	181,5	181,5





Slika 106: Horizontalne sile v X smeri za modalno porazdelitev obtežbe na 3D modelu v SAP-u (levo) in prikaz nanosa horizontalne sile v 2. etaži modela za statični obtežni primer Push\_modX (desno).

Ko je obtežni primer definiran, določimo parametre nelinearne statične analize. Izberemo način nanosa horizontalne obtežbe na konstrukcijo po korakih glede na velikost kontrolnega pomika. Vodoravno obtežbo, ki jo vodimo s pomiki, postopno povečujemo, pri tem pa izhajamo iz stanja, ki na konstrukciji nastane zaradi delovanja težnostnih sil (EC8-1, člena 4.3.3.4.1 (5)P in 3.2.4).

Kontrolno vozlišče v obravnavanem primeru ni bilo definirano v centru mas, kot bi bilo najbolj smiselno, pač pa v vozlišču 53, v katerem se sekata stena SY2 in dodaten nosilec, ki smo ga vnesli v program za večjo primerljivost modela s 3Murijem. Le-ta namreč obtežbo oziroma pomik med analizo nanaša v kontrolno točko, ki leži na tlorisu objekta.



Slika 107: Prikaz lokacije kontrolne točke v vozlišču 53.

The screenshot displays the SAP2000 software interface for defining a nonlinear static analysis. The interface is organized into several functional areas:

- Load Case Name:** Set to "Push\_mod\_X+" with a "Set Def Name" button.
- Initial Conditions:** "Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State" is selected.
- Modal Load Case:** "All Modal Loads Applied Use Modes from Case" is set to "MODAL".
- Loads Applied:** A table with columns "Load Type", "Load Name", and "Scale Factor". It contains one entry: "Load Pattern", "Push\_modX", and "1".
- Other Parameters:** Includes "Load Application" (Displ Control), "Results Saved" (Multiple States), and "Nonlinear Parameters" (Default).
- Load Case Type:** Set to "Static".
- Analysis Type:** "Nonlinear" is selected.
- Geometric Nonlinearity Parameters:** "None" is selected.
- Mass Source:** Set to "Previous".
- Load Application Control:** "Displacement Control" is selected.
- Control Displacement:** "Use Monitored Displacement" is selected, with a value of "0,4416".
- Monitored Displacement:** "DOF" is selected, set to "U1" at "Joint 53".

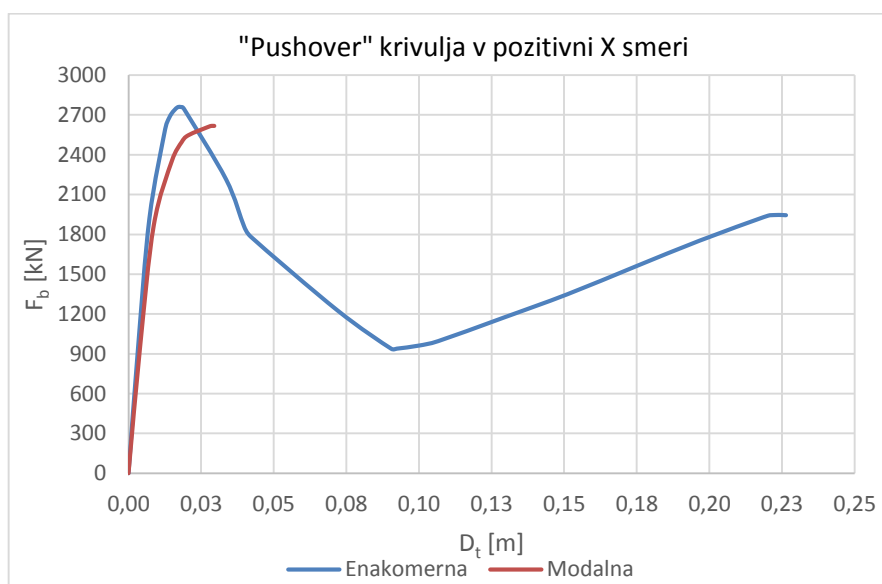
Slika 108: Definicija nelinearne statične analize za modalno porazdelitev obtežbe v X smeri (levo) ter določitev načina nanosa horizontalne obtežbe na konstrukcijo – vodeni pomiki (desno).

### 5.4.3 Nelinearna statična («pushover») analiza modela v SAP-u

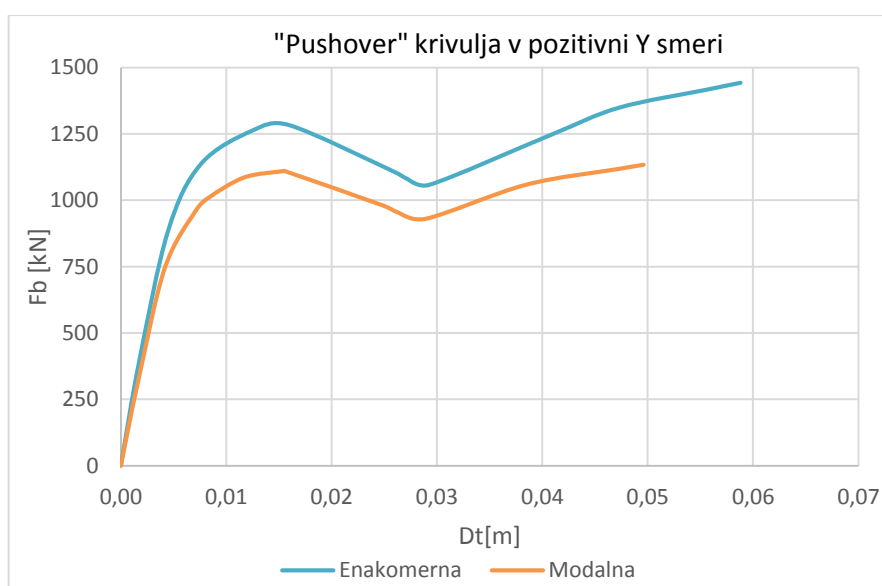
V prvi točki tega poglavja so podane »pushover« krivulje modela v SAP-u, ki jih po zagonu nelinearne analize vrne program. V naslednjih točkah sledi prikaz poteka računa po N2 metodi na primeru analize pri enakomerni porazdelitvi obtežbe v pozitivni X smeri – od določitve ekvivalentnega okvirja SDOF sistema, idealizacije »pushover« krivulje SDOF sistema v bilinearen diagram po enakih kriterijih, kot jih upošteva 3Muri, preko določitve krivulj kapacitete za posamezne analize pa do določitve potresne obremenitve ekvivalentnega SDOF sistema. V zadnji točki tega poglavja sledi ocena potresne odpornosti na podlagi rezultatov iz prejšnjih točk tega poglavja.

### 5.4.3.1 »Pushover« krivulje

Kot rezultat nelinearne statične analize v SAP-u dobimo t. i. »pushover« krivulje za posamezne obtežbe, ki predstavljajo odnos med celotno prečno silo v spodnji etaži konstrukcije ( $F_b$ ) in pomikom izbrane točke na vrhu zgornje etaže ( $D_t$ ). Na naslednjih diagramih so prikazane »pushover« krivulje za modalno in enakomerno razporeditev obtežbe po višini konstrukcije. V splošnem je »pushover« analizo treba izvesti za obe smeri (X in Y) v pozitivni in negativni smeri. Ker pa se rezultati v pozitivni in negativni smeri dobro ujemajo, so v nadaljnjem računu obravnavani le rezultati iz pozitivne smeri.



Slika 109: "Pushover" krivulji za enakomerno in modalno porazdelitev obtežbe v pozitivni X smeri.



Slika 110: "Pushover" krivulji za enakomerno in modalno porazdelitev obtežbe v pozitivni Y smeri.

### 5.4.3.2 Določitev ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo

Obravnavana konstrukcija je sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF) in jo moramo zaradi spektrov odziva, ki so uporabni le za sisteme z eno prostostno stopnjo in jih bomo v nadaljevanju uporabili, prevesti na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF). Transformacijo smo izvedli z enačbami iz poglavja 3.2.3, rezultati pa so za posamezne smeri in porazdelitve obtežbe prikazani v preglednicah 46 in 47. Pri tem  $m^*$  predstavlja maso ekvivalentnega SDOF sistema,  $\Gamma$  pa faktor transformacije med MDOF in SDOF sistemoma.

Preglednica 46: Masa SDOF sistema in transformacijski faktor  $\Gamma$  za obe porazdelitvi obtežbe v X smeri.

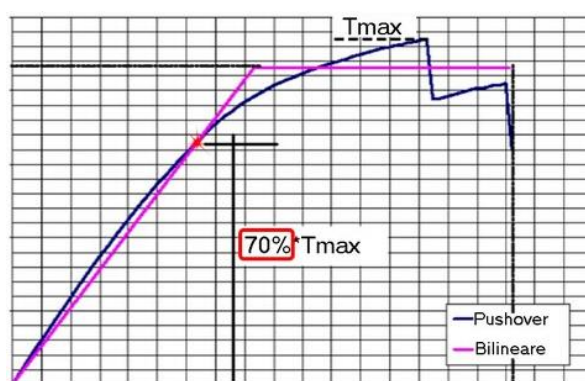
Modalna porazdelitev			Enakomerna porazdelitev		
$m^*$	$\Sigma m_i \times \phi^2$	$\Gamma$	$m^*$	$\Sigma m_i \times \phi^2$	$\Gamma$
580,46	432,23	1,343	897,75	897,75	1,00

Preglednica 47: Masa SDOF sistema in transformacijski faktor  $\Gamma$  za obe porazdelitvi obtežbe v Y smeri.

Modalna porazdelitev			Enakomerna porazdelitev		
$m^*$	$\Sigma m_i \times \phi^2$	$\Gamma$	$m^*$	$\Sigma m_i \times \phi^2$	$\Gamma$
596,28	445,93	1,337	897,75	897,75	1,00

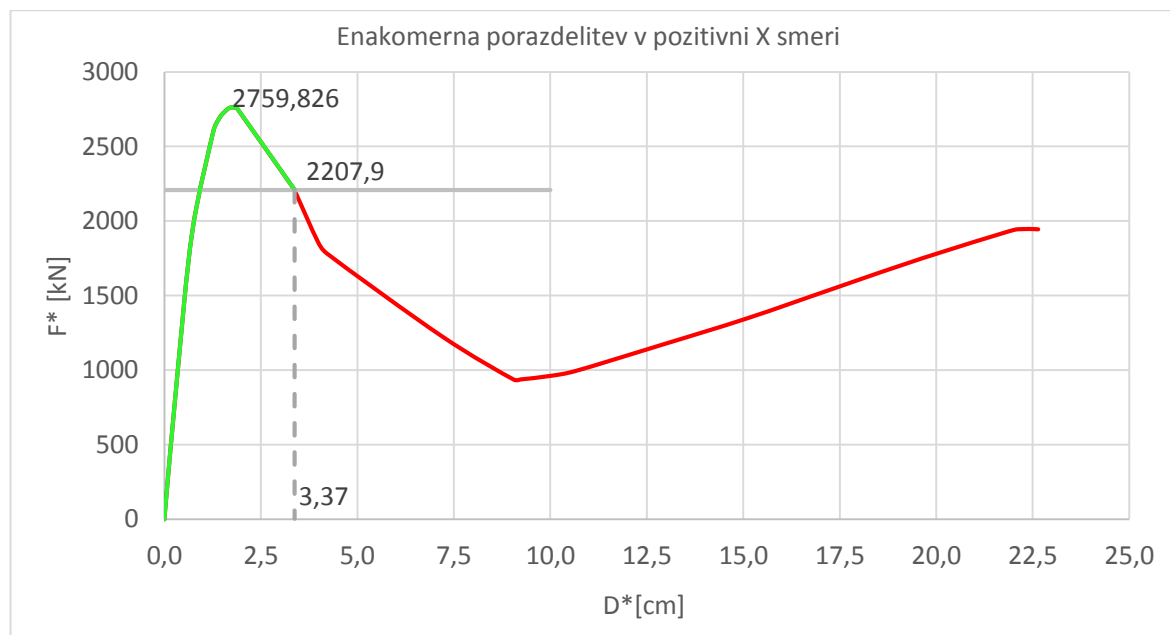
### 5.4.3.3 Idealizacija »pushover« krivulje

Generiranje idealiziranega bilinearnega diagrama v 3Muriju poteka po postopku N2 metode, kot je to opisano v točki 3.2.4. V skladu z Evrokodom 8-1 se idealiziran mejni pomik, ki pomeni porušitev, določi s točko, ki ustreza 80 % maksimalne nosilnosti, presečišče idealiziranega bilinearnega diagrama in »pushover« krivulje SDOF sistema pa program definira pri 70 % maksimalne prečne sile, kot je to prikazano na sliki 111. Za doseg čim bolj primerljivih rezultatov pri modelu v SAP-u postopamo enako.



Slika 111: Postopek idealizacije ekvivalentnega SDOF sistema, ki jo uporablja 3Muri (User Manual, 5.0.1).

Postopek idealizacije je v nadaljevanju prikazan za analizo pri enakomerni porazdelitvi obtežbe v X smeri. 80 % od maksimalne prečne sile SDOF sistema  $F^*$  znaša 2207,9 kN, njen pripadajoči pomik  $D_m^*$ , ki predstavlja porušitev in znaša 3,37 cm, pa smo določili z linearno interpolacijo med najbližjima vrednostma na grafu. V nadaljevanju analize tako upoštevamo le del grafa, ki je na sliki 112 obarvan zeleno.

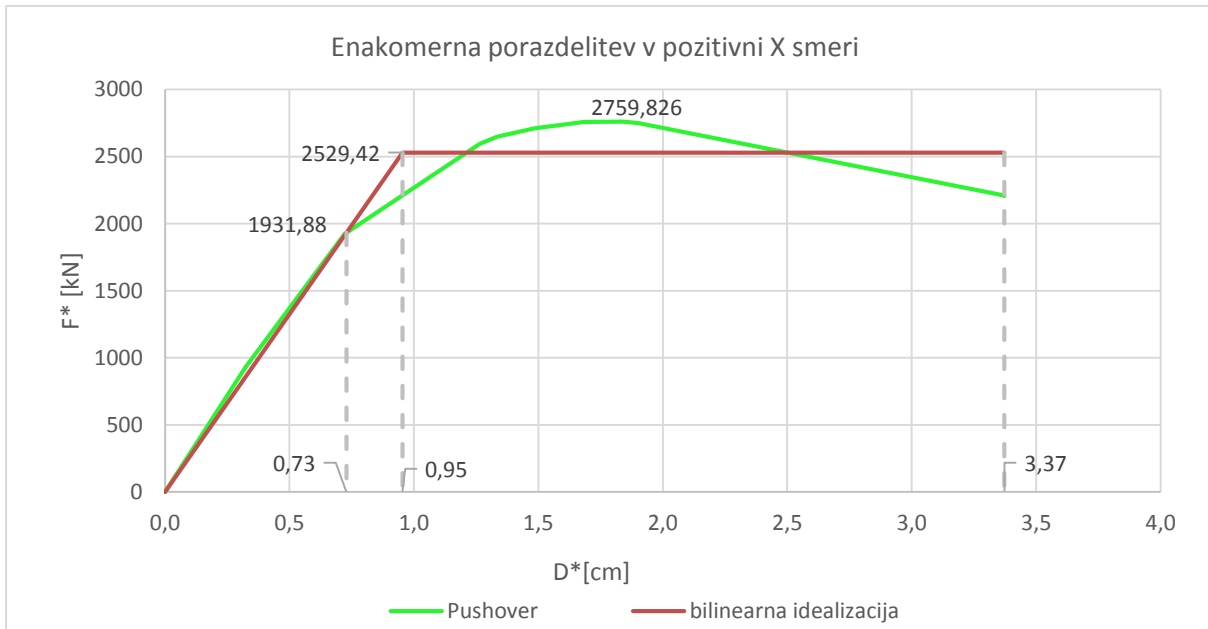


Slika 112: Prikaz "redukcije pushover" krivulje za enakomerno porazdelitev obtežbe v X smeri.

Sledi določitev togosti začetnega dela bilinearnega diagrama, kot je to prikazano na sliki 113. Naklon določa točka na (reducirani) »pushover« krivulji pri 70% maksimalne prečne sile. 70% maksimalne vrednosti  $F^*$  znaša 1931,9 kN, pripadajoč pomik, ki služi za določitev naklona in je določen z linearno interpolacijo, pa 0,73 cm. Iz kvadratne enačbe, ki je določena tako, da sta površini pod dejanskim in idealiziranim diagramom enaki, sledi izraz za določitev sile tečenja idealiziranega SDOF sistema  $F_y^*$  (enačba (51)). Pri tem je  $E^*$  deformacijska energija pri tvorbi plastičnega členka, ki jo določimo z izračunom površine pod dejanskim diagramom,  $\tan \alpha$  pa je definiran kot količnik med  $0,7 F_{max}^*$  in med pripadajočim pomikom (0,73 cm). Pomik, pri katerem se tvori plastični mehanizem ( $D_y^*$ ), je določen kot količnik med  $F_y^*$  in  $\tan \alpha$  in v obravnavani analizi znaša 0,95 cm. Enako vrednost dobimo, če pomik izračunamo z izrazom, kot ga določa standard (enačba (28)). Sledi še določitev nihajnega časa idealiziranega sistema v elastičnem območju z izrazom (29).

$$F_y^* = \frac{-D_m^* - \sqrt{(D_m^*)^2 - \frac{4 E^*}{2 \tan \alpha}}}{\tan \alpha} \quad (51)$$

Vrednosti idealiziranega diagrama (sila na meji elastičnosti SDOF sistema  $F_y^*$ , pomik na meji elastičnosti  $D_y^*$  in mejni pomik  $D_m^*$ ) so za analizo pri enakomerni porazdelitvi obtežbe v X smeri prikazane na sliki 113. Nihajni čas idealiziranega SDOF sistema  $T^*$  pri obravnavani analizi znaša 0,366 s.

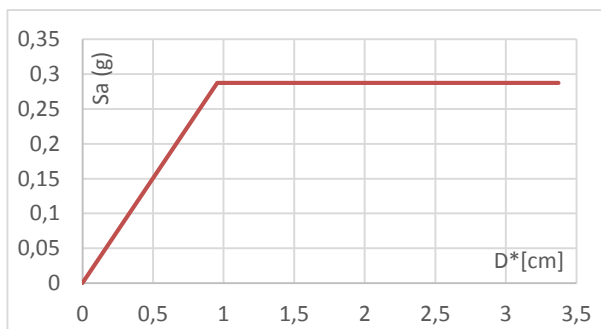


Slika 113: "Reducirana pushover" krivulja z bilinearno idealizacijo za enakomerno porazdelitev v X smeri.

#### 5.4.3.4 Določitev krivulje kapacitete

Krivulje kapacitete, ki jih bomo v nadaljevanju primerjali z zahtevami potresa, določimo tako, da idealizirane odnose med silo in pomikom SDOF sistema izrazimo v formatu pospešek – pomik, kar dosežemo tako, da sile  $F^*$  delimo z maso ekvivalentnega SDOF sistema  $m^*$  (poglavje 3.2.5). Določitev krivulje kapacitete za enakomerno porazdelitev obtežbe v X smeri je prikazana v preglednici 48.

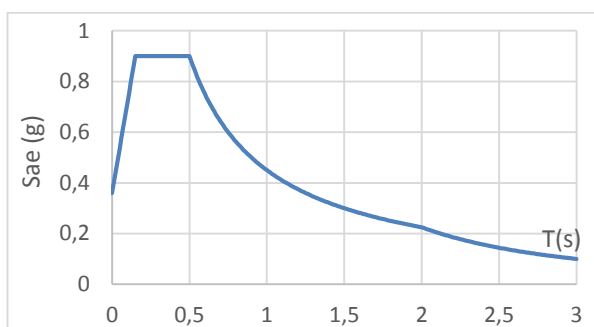
Preglednica 48: Krivulja kapacitete za enakomerno porazdelitev v X smeri in prikaz njene določitve (desno).



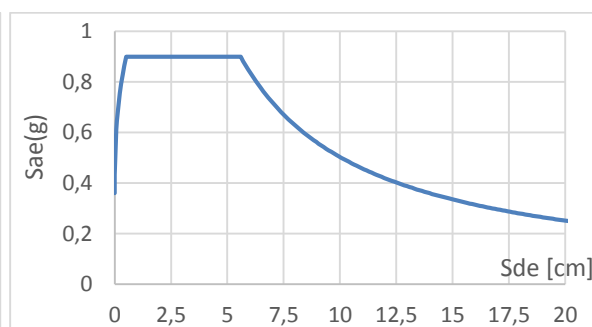
$D^*$ [cm]	$F^*$ [kN]	$S_a$ [m/s <sup>2</sup> ]	$S_a$ (g) [g]
0	0	0	0
0,95	2529,4	2,82	0,287
3,37	2529,4	2,82	0,287

### 5.4.3.5 Elastični in neelastični spekter v AD formatu

Potresno obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema smo določili na način, kot je opisan v poglavjih 3.2.6 in 3.2.7. Najprej smo določili elastični spekter pospeškov (slika 114), ki je opisan z enačbami (41). Pri tem smo za opis elastičnega spektra odziva za tip tal B upoštevali naslednje vrednosti parametrov:  $S = 1,2$ ,  $T_B = 0,15$  s,  $T_C = 0,5$  s in  $T_D = 2,0$  s. Potem, ko smo elastični spekter pospeškov z enačbo (31) povezali s spektrom pomikov ter tako dobili elastični spekter v AD formatu (slika 115), smo z redukcijskim faktorjem zaradi duktilnosti ( $R_\mu$ ) v elastičnih spektrih zmanjšali zahtevano nosilnost konstrukcije. V literaturi so podani številni predlogi za upoštevanje redukcijskega faktorja  $R_\mu$  v odvisnosti od nihajnega časa  $T$  in duktilnosti  $\mu$ , v N2 metodi pa se uporablja enostaven bilinearni spekter (enačba (34)). Za primer analize pri enakomerni porazdelitvi obtežbe v X smeri, kjer je nihajni čas SDOF sistema manjši od  $T_c$ , zahtevana duktilnost znaša  $\mu = 3,918$ , redukcijski faktor zaradi duktilnosti pa  $R_\mu = 3,134$ .



Slika 114: Elastični spekter pospeškov (pospešek nihajni čas) za tla tipa B in pospešek tal  $a_g = 0,36$  g.



Slika 115: Elastični spekter pospeškov v AD formatu za tla tip B in pospešek tal  $a_g = 0,36$  g.

### 5.4.3.6 Določitev ciljnega pomika SDOF ter MDOF sistema

Izračunali smo še elastični ciljni pomik ekvivalentnega SDOF sistema  $S_{de}$  in neelastični pomik  $S_d$  (enačbi (37) in (38)). Ciljni pomik za dejanski MDOF sistem pa smo dobili tako, da smo ciljni pomik SDOF sistema pomnožili z ustreznim transformacijskim faktorjem  $\Gamma$  (enačba (39)). Te količine so tabelarično prikazane v preglednici 49 v naslednji točki tega poglavja, kjer so predstavljene izračunane količine za obe smeri.

### 5.4.3.7 Ocena potresne odpornosti institutskega trakta

Na podlagi »pushover« krivulj iz SAP-a smo v prejšnjih točkah tega poglavja s pomočjo N2 metode določili parametre, ki služijo za oceno potresne odpornosti obravnavanega institutskega trakta. Številčni rezultati so za izbrane analize prikazani v preglednici 49. Pri tem so  $\Gamma$  transformacijski faktor,  $F_y^*$  sila na meji elastičnosti,  $D_y^*$  pomik na meji elastičnosti,  $D_m^*$  mejni pomik,  $S_{de}$  elastični ciljni pomik in  $S_d$  neelastični ciljni pomik SDOF sistema.  $D_t$  predstavlja ciljni pomik in  $D_m$  kapaciteto MDOF sistema.

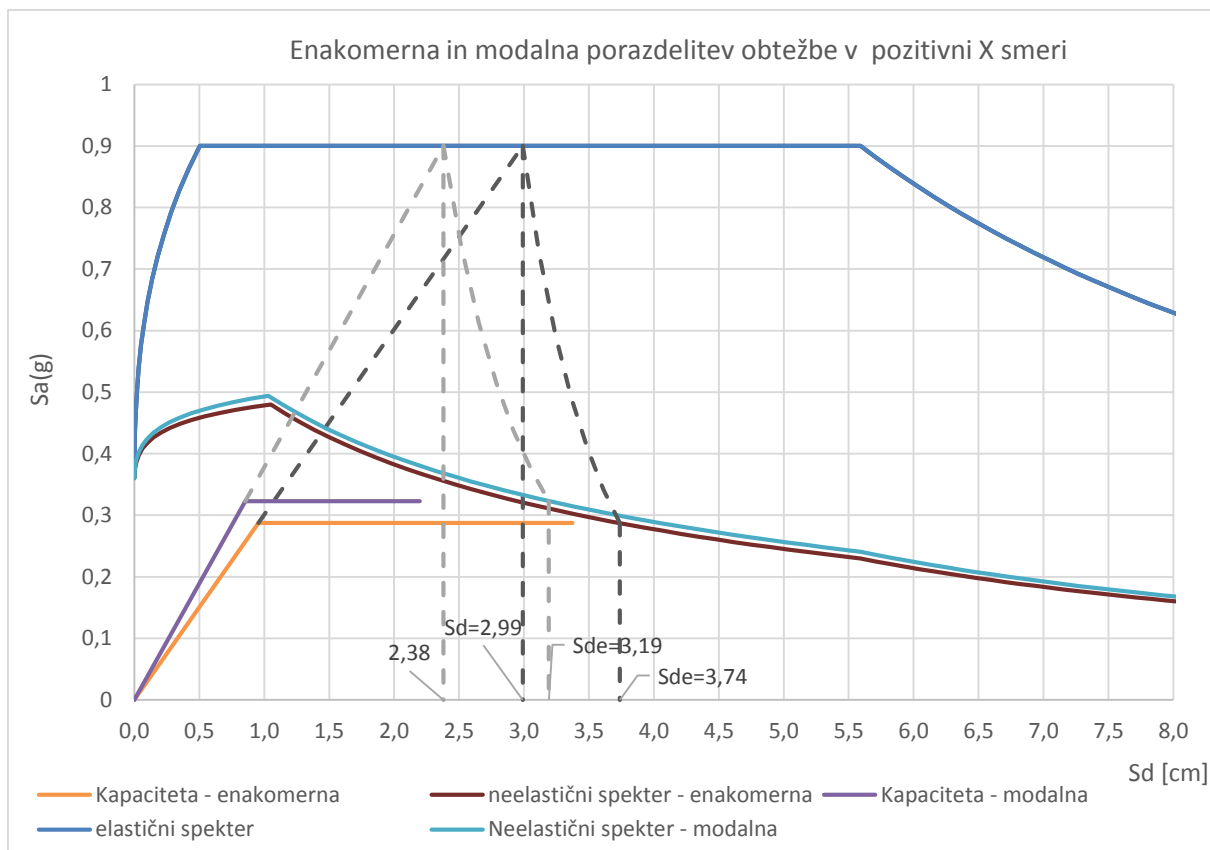
Preglednica 49: Tabela parametrov, določenih po N2 metodi.

		X smer		Y smer	
		Enak.	Modalna	Enak.	Modalna
SDOF	$\Gamma$ [I]	1	1,343	1	1,337
	$F_y^*$ [kN]	2529	1840	1185	771
	$D_y^*$ [cm]	0,95	0,85	0,61	0,46
	$D_m^*$ [cm]	3,37	2,2	2,82	2,16
	$T^*$ [s]	0,366	0,326	0,429	0,374
	$S_{de} (T^*)$ [cm]	2,99	2,38	4,11	3,12
	$S_d$ [cm]	3,74	3,19	4,69	4,03
MDOF	$D_t$ [cm]	3,74	4,29	4,69	5,38
	$D_m$ [cm]	3,37	2,95	2,93	2,89

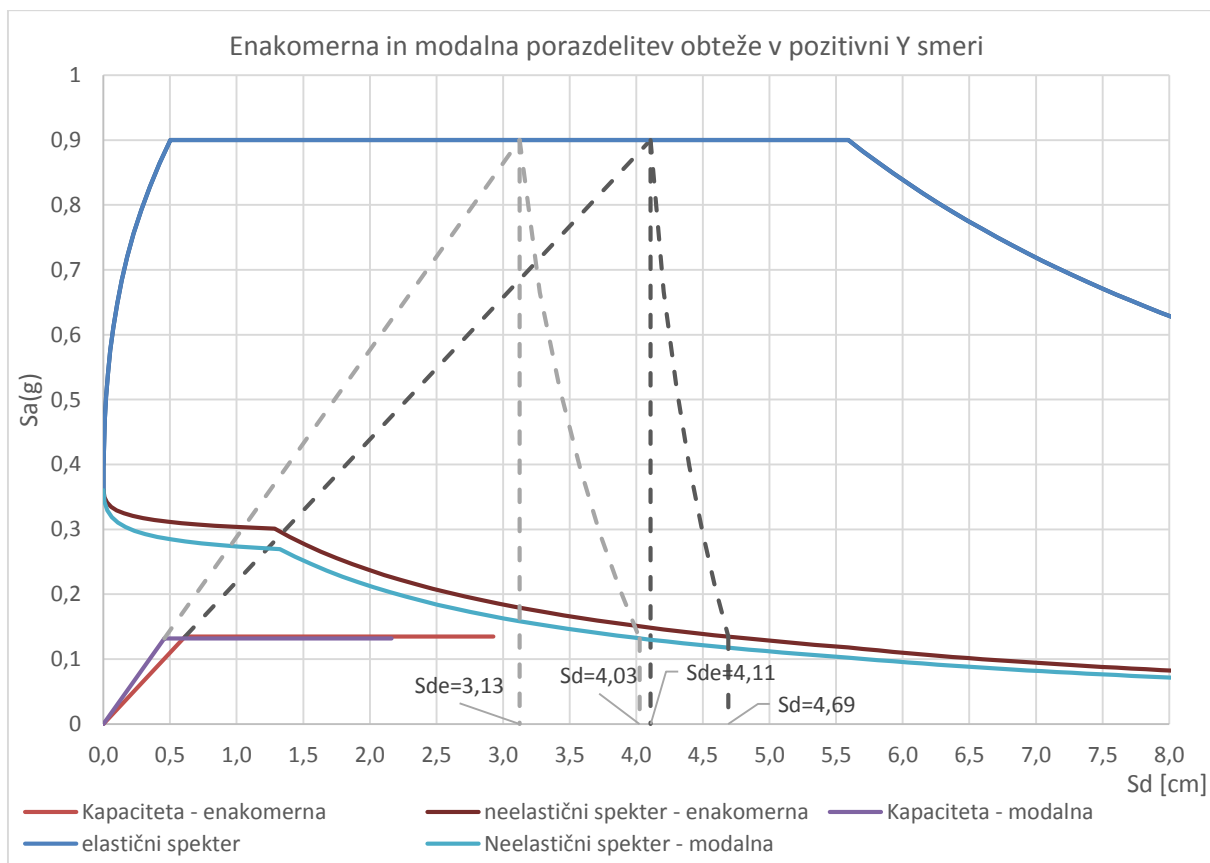
Grafični prikaz rezultatov v AD formatu (pospešek – pomik), kjer so na isti sliki narisani spektri obremenitev in krivulje kapacitete, so prikazani na slikah 116 in 117. Na sliki 116, kjer so prikazani rezultati analize v X smeri, smo z oranžno/vijolično označili krivuljo kapacitete SDOF sistema za enakomerno/modalno porazdelitev obtežbe, naklon sive/črne črte v AD formatu pa določa nihajni čas sistema z eno prostostno stopnjo. Elastični spekter pospeškov je določen pri projektnem pospešku tal  $a_g = 0,36$  g in je na sliki označen s temno modro, svetlo modra in rdeča črta pa predstavljata neelastična spektra.

Na grafih je za vsako posamezno analizo prikazan elastični pomik SDOF sistema  $S_{de}$ . Gre za pomik, ki bi ga konstrukcija morala prenesti, če bi naj med potresom ostala v elastičnem območju. Obenem so prikazani še neelastični pomiki SDOF sistema  $S_d$ , ki predstavljajo zahtevo potreso v smislu pomika.





Slika 116: Primerjava zahteve potresa in kapacitete SDOF sistema v X smeri za obe porazdelitvi obtežbe.



Slika 117: Primerjava zahteve in kapacitete SDOF sistema v Y smeri za obe porazdelitvi obtežbe.

Iz diagramov je razvidno, da je v vseh primerih nihajni čas  $T^*$  manjši od  $T_c = 0,5$  s, kar pomeni, da sta elastični in neelastični pomik SDOF sistema različna in da je bila potrebna korekcija redukcijskega faktorja  $R_\mu$ . Razvidno je tudi, da odpornost konstrukcije v nobeni izmed analiz ni dovolj velika za prevzem potresnih zahtev projektnega spektra pospeškov. Potresna zahteva v smislu pomika je namreč določena s presečiščem krivulje kapacitete in neelastičnega spektra, ki pa pri obravnavani konstrukciji v nobeni izmed analiz ni doseženo. Do enakih sklepov pridemo tudi pri pregledu tabeliranih vrednosti – vrednosti zahtev potresa v smislu pomika  $D_t$  so namreč večje od mejnih pomikov  $D_m$ , pri katerem pride do porušitve konstrukcije.

V nadaljevanju podajamo še nosilnost obravnavane konstrukcije, ki smo jo določili na podlagi nosilnosti SDOF sistema, razmerje med ciljnim in mejnim pomikom, ki služi kot kriterij za določitev merodajne analize, ter dejansko duktilnost konstrukcije. Za potresno najmanj odporno se izkaže analiza v Y smeri pri modalni porazdelitvi horizontalnih sil, kjer je razmerje  $D_t/D_m$  največje, nosilnost konstrukcije pa najmanjša.

Preglednica 50: Kriteriji za določitev merodajne analize.

	<b>ANALIZA</b>	<b>V</b> [kN]	<b><math>D_t/D_m</math></b> [/]	<b><math>\mu</math></b> [/]
<b>X smer</b>	<b>Enakomerna</b>	2529	1,11	3,53
	<b>Modalna</b>	2471	1,45	2,57
<b>Y smer</b>	<b>Enakomerna</b>	1185	1,60	4,59
	<b>Modalna</b>	1031	1,86	4,72

## 5.4.4 Nelinearna statična (»pushover«) analiza modela v 3Muriju

### 5.4.4.1 Aplikacija N2 metode v 3Muriju

Teoretična podlaga za izračun potresnih zahtev je osnovana na N2 metodi, ki v programu 3Muri poteka po enakih korakih, kot so bili predstavljeni v poglavju 5.4.3. Na podlagi modela, ki smo ga predhodno definirali (poglavje 5.2.1), in zahtev standarda, program določi nosilnosti in deformacijske kapacitete posameznih zidov. Rezultat nelinearne statične analize je »pushover« krivulja MDOF sistema, ki prikazuje odvisnost prečne sile ob vpetju od pomika kontrolne točke. Sledi definiranje karakteristik SDOF sistema, pri čemer transformacijski faktor  $\Gamma$  program določi z modalno analizo. V naslednjem koraku sledi generiranje bilinearnega diagrama. Program presečišče idealiziranega bilinearnega diagrama in »pushover« krivulje definira pri 70 % maksimalne prečne sile, porušitev pa je določena z mejo, kjer nosilnost pade za 20 %. Na podlagi idealizirane »pushover« krivulje SDOF sistema je nato z določili N2 metode dobljena krivulja kapacitete, s katero je izražena potresna odpornost konstrukcije.

Krivuljo kapacitete program nato primerja z elastičnim in neelastičnim spektrom v AD formatu. Z enačbo  $R_{\mu} = m^* \times S_{ae}(T^*)/F_y^*$  določi redukcijski faktor zaradi duktilnosti in z enačbama (37) in (38) določi ciljna pomika SDOF sistema za obe mejne stanji. V zadnjem koraku še z enačbo (39) določi ciljna pomika MDOF sistema  $D_{max,MSN}$  in  $D_{max,MSU}$ . Slednja sta, skupaj z mejnim pomikom konstrukcije za MSN ( $D_u$ ) in mejnim pomikom za MSU ( $D_d$ ), označena na »pushover« krivulji konstrukcije pri kontroli MSN in MSU.

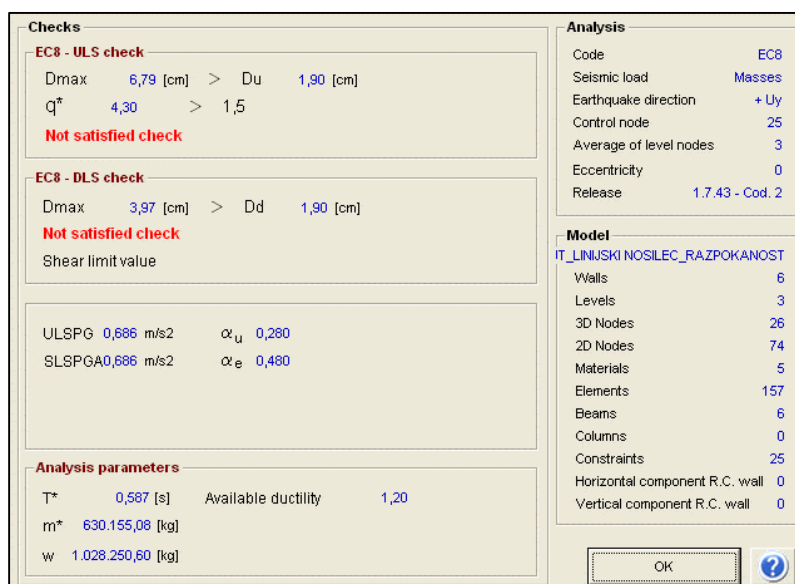
Program dodatno omogoča oceno maksimalnega pospeška tal, ki ga konstrukcija prenese. Poda pospešek tal, ki povzroči porušitev konstrukcije v smislu MSN ( $ULSPG$ ), in pospešek tal, ki povzroči poškodbe konstrukcije v smislu MSU ( $SLSPGA$ ), obenem pa poda še delež pospeška, ki ga konstrukcija prenese v MSN ( $\alpha_u$ ) ter delež pospeška, ki ga konstrukcija prenese v MSU ( $\alpha_e$ ). Pri tem sta faktorja  $\alpha_u$  in  $\alpha_e$  določena z izrazoma (52) in (53). Dejanska duktilnost konstrukcije je določena z izrazom  $\mu_{available} = D_u^*/D_y^*$ .

$$\alpha_u = ULSPG/a_{gR,MSN} \quad (52)$$

$$\alpha_e = SLSPGA/a_{gR,MSU} \quad (53)$$

#### 5.4.4.2 Način prikaza rezultatov v 3Muriju in izvedene kontrole

Program po končanem računu prikaže rezultate vseh izbranih analiz v tabelarični obliki, kot je že bilo prikazano na sliki 43. Pri vsaki analizi za MSN izpiše mejni pomik  $D_{u,ULS}$  (v nadaljevanju  $D_u$ ) in ciljni pomik  $D_{max,ULS}$  (v nadaljevanju  $D_{max}$ ), ki ju program izračuna po določenih N2 metode. Preveri tudi MSU, le da tam uporabi manjši pospešek tal. Pri vsaki analizi tako za MSU izpiše kapaciteto konstrukcije  $D_{d,DLS}$  in pripadajočo zahtevo potresa  $D_{max,DLS}$ . Podrobne rezultate posamezne »pushover« analize program prikaže, kot je to prikazano na sliki 118.



Slika 118: Podroben prikaz rezultatov »pushover« analize v 3Muriju.

Program primerja izračunani mejni pomik konstrukcije (kapaciteto konstrukcije v smislu pomika)  $D_u$  s potresno zahtevo v smislu pomika  $D_{max}$ . Če je pogoj (54) izpolnjen, potem ima konstrukcija zadostno potresno odpornost. V primeru, da je torej kapaciteta konstrukcije v smislu pomika večja od potresne zahteve, je konstrukcija sposobna prenesti podani projektni pospešek temeljnih tal  $a_g$ . V tem primeru velja, da je  $a_g$  manjši od pospeška tal, ki povzroči porušitev konstrukcije v smislu MSN ( $ULSPG$ ). Program preveri tudi  $q^*$ , ki predstavlja faktor redukcije zaradi duktilnosti  $R_u$  (enačba (55)). Podobno kot za MSN program primerja kapaciteto konstrukcije in zahtevo pomika še v MSU (56). Če katera izmed naštetih kontrol ni izpolnjena, program tisto področje v tabeli označi z rdečo.

$$D_{max} \leq D_u \quad (54)$$

$$q^* \leq q_{max} = 1,5 \quad (55)$$

$$D_{max,DLS} \leq D_{d,DLS} \quad (56)$$

### 5.4.4.3 Ocena potresne odpornosti institutskega trakta

V 3Muriju smo institutski trakt modelirali tako, kot je prikazano v poglavju 5.2.1. Omenili smo že, da program ponuja 24 različnih analiz, ki se med seboj razlikujejo glede na smer delovanja potresa, glede na razporeditev vodoravne obtežbe in glede na upoštevanje slučajne ekscentričnosti mas. Ker bi bilo obravnavanje vseh analiz preveč zamudno in v nadaljevanju pri primerjavi rezultatov s SAP-om nepregledno, smo izbrali le analize, ki potekajo v pozitivnih smereh, in analize, ki ne upoštevajo slučajne ekscentričnosti mase, saj je stavba zasnovana in obremenjena tako, da ni velikih odstopanj mas iz njihovega centra.

Zanimalo nas je, kako bi se obravnavana konstrukcija obnašala, če bi se na njegovi lokaciji pojavil potres s pričakovanim projektnim pospeškom temeljnih tal, ki v našem primeru za MSN znaša  $a_g = 0,36 g$ . Številčni rezultati so za izbrane analize prikazani v preglednici 51, kjer smo navedli nosilnost ( $V$ ), ciljni pomik ( $D_{max}$ ), mejni pomik, ki ga je konstrukcija sposobna doseči v MSN ( $D_u$ ), pospešek tal, pri katerem se konstrukcija v smislu MSN poruši ( $ULSPGA$ ), in delež pospeška, ki ga konstrukcija prenese ( $\alpha_u$ )<sup>7</sup>. Dodali smo še nihajni čas SDOF ( $T^*$ ) sistema ter dejansko duktilnost konstrukcije ( $\mu_{available}$ ).

Preglednica 51: Rezultati nelinearne statične analize modela v 3Muriju.

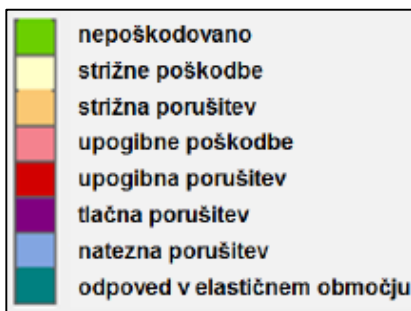
	ANALIZA	$V$ [kN]	$D_{max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	$ULSPGA$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\alpha_u$ [/]	$T^*$ [s]	$\mu_{available}$ [/]
<b>X</b> smer	<b>Enakomerna</b>	1880	5,48	4,94	2,213	0,903	0,457	2,92
	<b>Modalna</b>	1445	6,03	7,2	1,855	0,757	0,49	4,81
<b>Y</b> smer	<b>Enakomerna</b>	1136	6,79	1,9	0,686	0,28	0,587	1,2
	<b>Modalna</b>	1000	7,34	2,44	0,799	0,326	0,635	1,53

Iz preglednice 51 sledi, da v nobeni izmed analiz kontrole niso izpolnjene. V vseh primerih (z izjemo analize v X smeri pri modalni porazdelitvi obtežbe) je to posledica velike potresne zahteve, saj je mejni pomik, ki ga konstrukcija prenese ( $D_u$ ), večinoma manjši od potresne zahteve ( $D_{max}$ ). Mejni pomiki objektov so določeni glede na maksimalne sprejemljive deformacije zidane stene zaradi upogiba oziroma striga, kot to določa EC8-3. Opazimo, da so izračunane vrednosti, zlasti pri delovanju potresa v Y smeri, dokaj majhne. Ker so zidane konstrukcije precej toge, se namreč razpoke pojavijo hitro in že pri majhnih pomikih pride do precejšnjih poškodb.

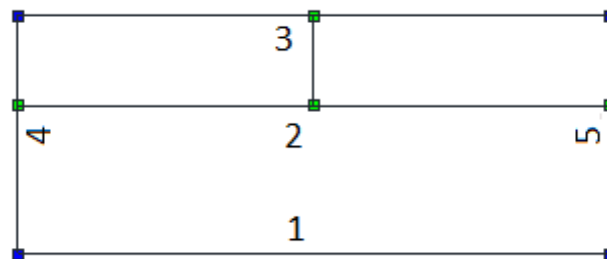
<sup>7</sup>  $\alpha_u$  predstavlja delež referenčnega pospeška tal  $a_{gR,MSN}$ , ta pa predstavlja pospešek temeljnih tal tipa A brez upoštevanja faktorja pomembnosti objekta in ne pričakovanega projektnega pospeška tal.

Omeniti velja tudi velik faktor redukcije potresnih sil, ki je v vseh primerih večji od vrednosti 1,5, s katero 3Muri omeji vrednost faktorja obnašanja in s tem redukcijo sil. V kolikor je ta vrednost presežena, kontrola v MSN ni izpolnjena.

3Muri omogoča tudi grafičen prikaz poškodovanosti za vsako steno konstrukcije od začetka nanosa obtežbe pa vse do njene končne porušitve. Barve, s katerimi so posamezni elementi stene obarvani, prikazujejo, kakšne vrste poškodb so prisotne in do kakšne stopnje so te poškodovane. V nadaljevanju smo poškodovanost sten za vsako vrsto analize tudi prikazali, izbrali pa smo tiste korake analize, kjer pride do večjih sprememb na »pushover« krivulji. Legenda, na podlagi katere smo sklepali o vzroku poškodbe oziroma porušitve posameznega elementa, je prikazana na sliki 119, oznake sten, s katerimi smo v nadaljevanju pri prikazu poškodb stene poimenovali, pa prikazuje slika 120.

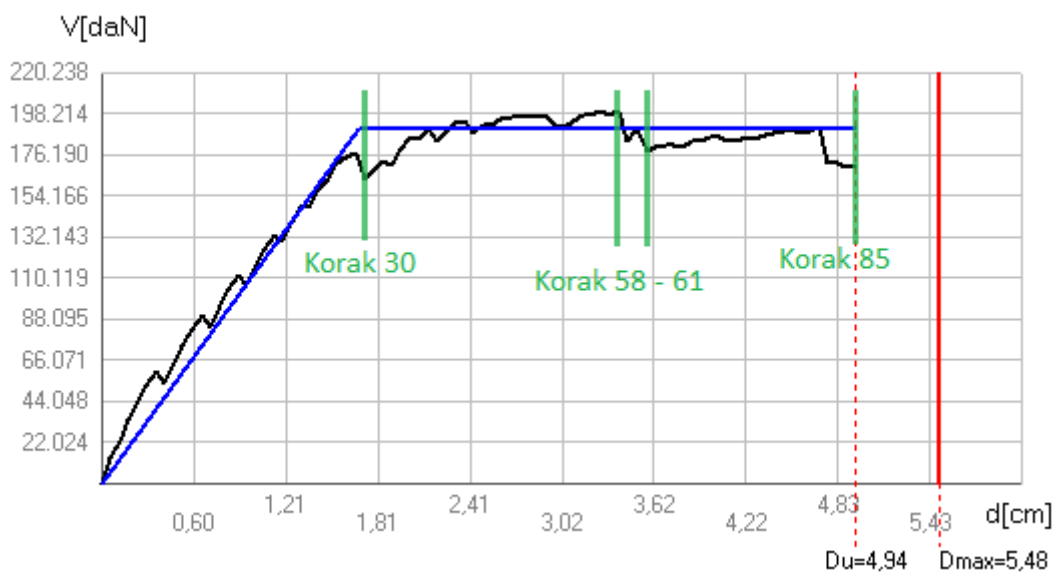


Slika 119: Legenda poškodovanosti konstrukcije.



Slika 120: Oznake sten, s katerimi smo pri prikazu poškodb stene poimenovali.

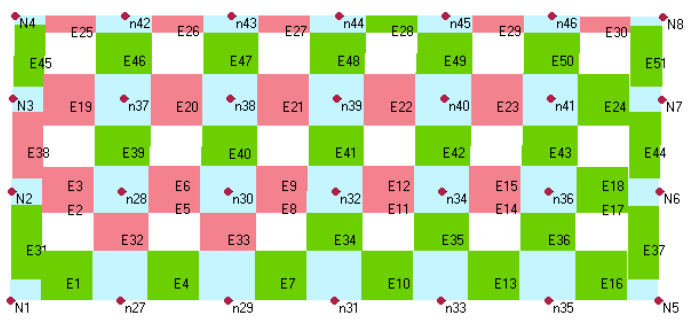


### Enakomerna porazdelitev obtežbe v X smeri



Slika 121: "Pushover" krivulja in njena bilinearna idealizacija za potres v X smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe.

Iz slike 121, ki prikazuje »pushover« krivuljo in njeno bilinearno idealizacijo za enakomerno porazdelitev obtežbe v X smeri, razberemo, da nosilnost konstrukcije znaša približno 1880 kN, maksimalni pomik, ki ga konstrukcija prenese, pa je 4,94 cm, kar znaša 0,5 % celotne višine stavbe. Zelene oznake na sliki označujejo korake analize, v katerih bomo v nadaljevanju za vse stene, ki so usmerjene v X smeri (stena 1, 2 in 3), prikazali njihovo poškodovanost. Prvi večji padec na »pushover« krivulji opazimo v koraku 30, nato v korakih 58 – 61 ter na koncu v koraku 85, kjer pride do porušitve.

Preglednica 52: Prikaz poškodovanosti posameznih sten v 30. koraku analize za potres v X smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe.

Poškodovanost konstrukcije v 30. koraku »pushover« analize	
	<p>V steni 1 v 30. koraku analize do porušitev elementov stene še ne pride. Pojavijo se zgolj upogibne poškodbe, večinoma v prekladnih elementih.</p>
<b>Stena 1.</b>	
	<p>V steni 2 se na prehodu iz 29. v 30. korak analize poleg poškodb prekladnih elementov pojavijo še upogibne porušitve le-teh, kar je tudi vzrok za padec nosilnosti na »pushover« krivulji.</p>
<b>Stena 2.</b>	
	<p>V steni 3 se v 30. koraku analize poruši zgolj en prekladni element, ki pa prav tako prispeva k padcu nosilnosti na krivulji. Podobno kot v ostalih dveh stenah se tudi tu pojavijo zlasti upogibne poškodbe prekladnih delov zidov.</p>
<b>Stena 3.</b>	

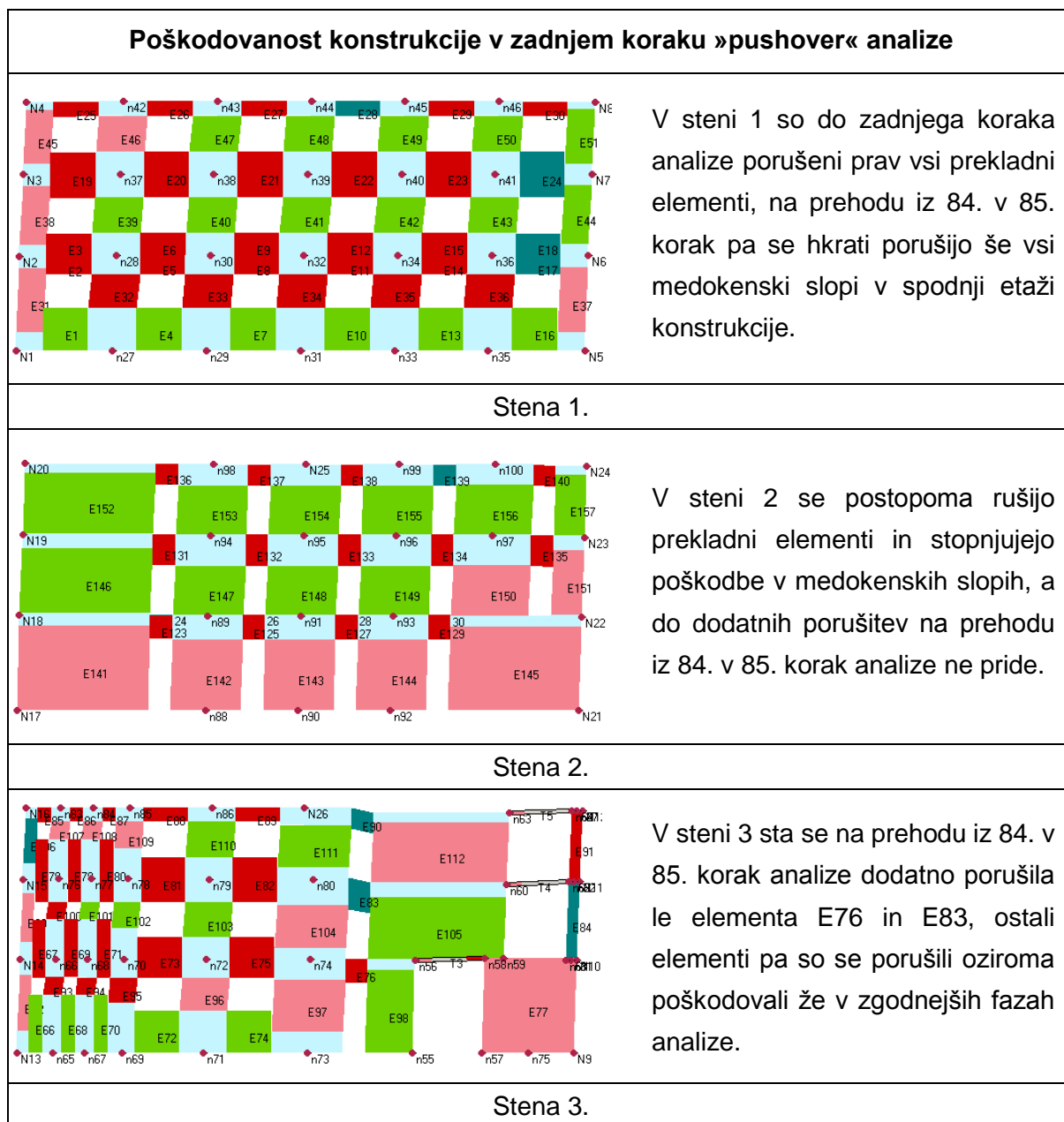
Preglednica 53: Prikaz poškodovanosti posameznih sten od 58. do 61. koraka analize za potres v X smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe.

Poškodovanost konstrukcije od 58. do 61. koraka »pushover« analize	
	<p>V steni 1 se do 58. koraka analize poleg preklad na vrhu zgornje etaže upogibno porušijo še elementi E21, E22 in E23, od koraka 58 do 61 pa se porušijo še elementi E19, E20 in E3, kot to prikazuje slika.</p>
Stena 1.	
	<p>V steni 2 se od 58. pa do 61. koraka ne pojavijo dodatne porušitve. Vse so se namreč izvršile že v korakih 30 – 42.</p>
Stena 2.	
	<p>V steni 3 sta se od 58. pa do 61. koraka analize poleg elementov, ki so se porušili že v zgodnejših fazah analize, dodatno porušila še dva elementa, in sicer E85 ter E89. Enako kot v ostalih stenah je tudi tu najpogostejši vzrok za porušitev prekoračitev upogibne nosilnosti.</p>
Stena 3.	

V naslednjih korakih se v steni 1 vse do zadnjega koraka postopoma porušijo še ostali prekladni elementi, povečujejo pa se tudi poškodbe medokenskih slopov. Enako obnašanje izkazuje tudi stena 2, kjer se prav tako prvi medokenski elementi porušijo šele v zadnjem koraku analize. Drugače je v steni 3, kjer se prvi medokenski slop poruši že v 44. koraku analize (element 93 na sliki stene 3 v zgornji preglednici). Sledi prikaz poškodovanosti sten v zadnjem koraku analize, kjer naj bi bil izpolnjen en izmed pogojev za porušitev objekta (preglednica 54).

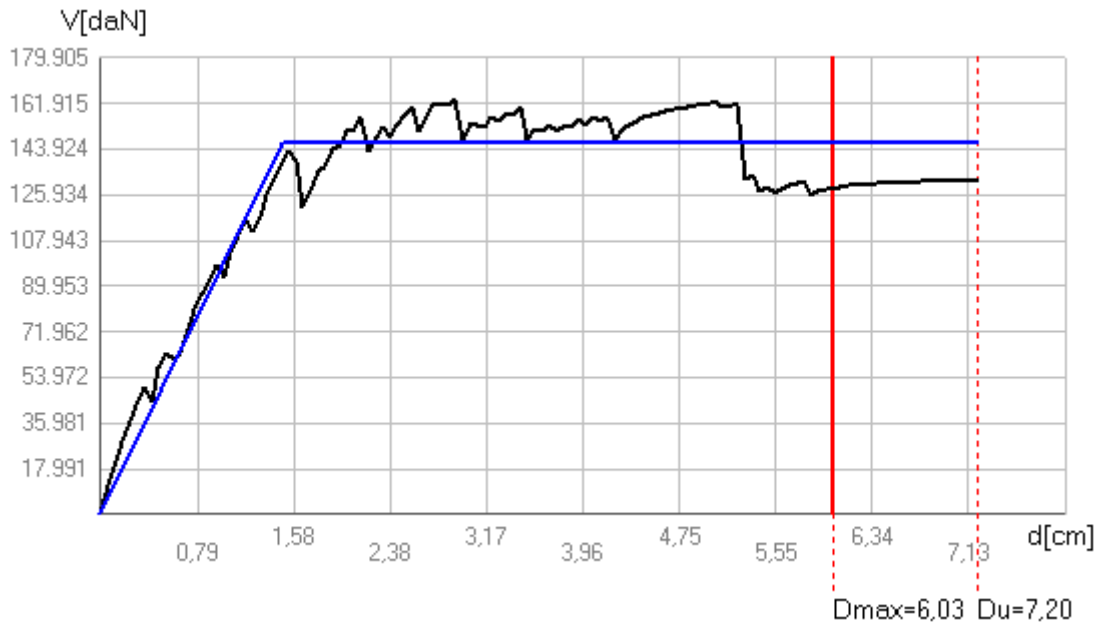


Preglednica 54: Prikaz poškodovanosti posameznih sten v zadnjem, 85. koraku analize za potres v X smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe.



Iz zgornjih slik opazimo, da v analizi, kjer je pri strižnem mehanizmu predvideno tvorjenje diagonalnih razpok (kot je to bilo predvideno v obravnavanem modelu institutskega trakta s podajanjem materialnih karakteristik za obstoječo konstrukcijo), nastopajo predvsem upogibne poškodbe in porušitve elementov. Drugačne rezultate (kombinacijo upogibnih in strižnih poškodb ter porušitev) pričakujemo v modelu, kjer je pri strižnem mehanizmu predviden zdrs. Pri določitvi nosilnosti medokenskih slopov se je namreč ta izkazal za najbolj kritičnega. Rezultati modela s tako predpostavljenim strižnim mehanizmom so prikazani v poglavju 5.4.5.

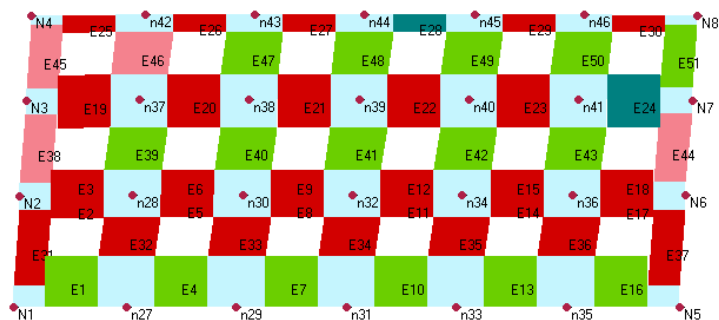
### Modalna porazdelitev obtežbe v X smeri



Slika 122: "Pushover" krivulja in njena bilinearna idealizacija za potres v X smeri pri modalni porazdelitvi obtežbe.

Iz slike 122, na kateri je prikazana »pushover« krivulja in njena bilinearna idealizacija za modalno porazdelitev obtežbe v X smeri, vidimo, da nosilnost konstrukcije doseže približno 1445 kN, kar je 23 % manj, kot pri enakomerni porazdelitvi. Kapaciteta konstrukcije v smislu pomika znaša 7,2 cm, zahteva potresa  $D_{max}$  pa 6,03 cm. Kriterij pomikov v MSN je torej izpolnjen, obratno pa je s kriterijem glede pospeškov, ki kaže, da konstrukcija pri tej analizi prenese zgolj 76 % referenčnega pospeška tal oziroma 53 % projektnega pospeška tal, ki znaša  $a_g = 0,36$  g.

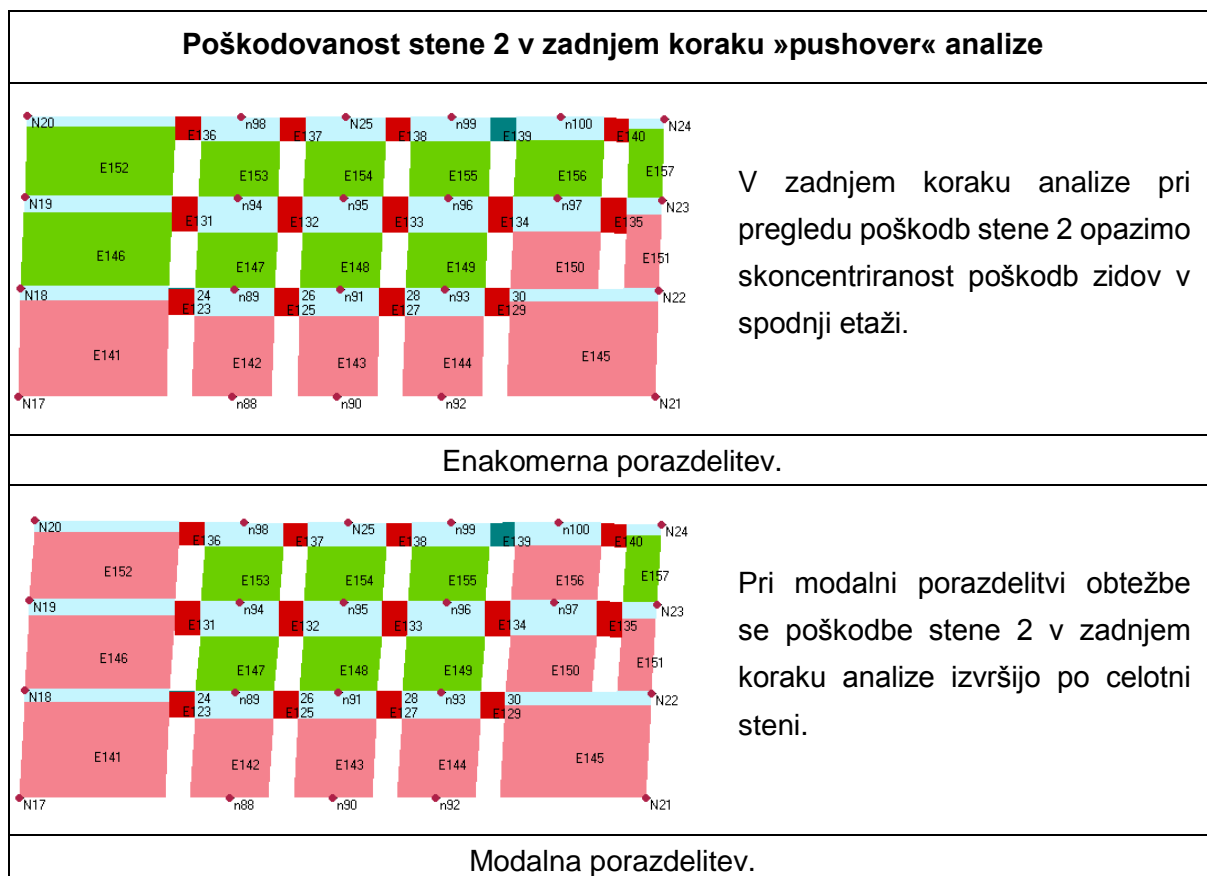
Pregled poškodovanosti konstrukcije v steni 1 izkazuje dokaj podobno obnašanje kot v primeru z enakomerno porazdelitvijo obtežbe – sprva se upogibno poškodujejo prekladni elementi in nato medokenski slopi v pritličju, sledi postopna porušitev prekladnih elementov. V 90. koraku analize pride do hkratne porušitve medokenskih slopov v pritličju, kar pa še ne pomeni globalne porušitve konstrukcije. Do globalne porušitve pride, ko se v pritličju hkrati porušita še slopa na zunanjih robovih stene (slika 123). Večje razlike med obnašanjem pri enakomerni in modalni porazdelitvi obtežbe so razvidne pri pregledu poškodovanosti stene 2 (preglednica 55).



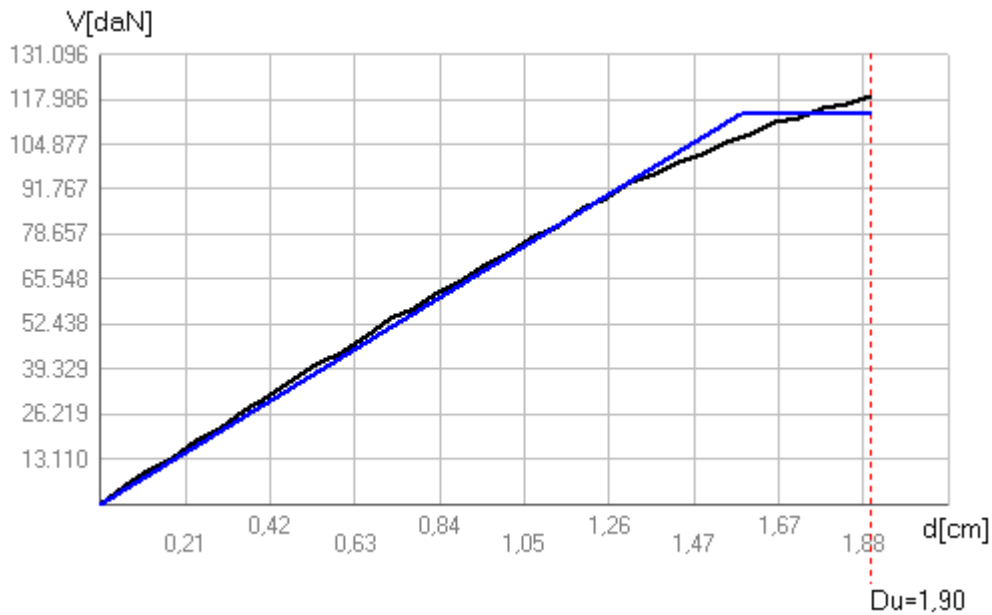
Slika 123: Poškodovanost stene 1 v zadnjem koraku "pushover" analize pri modalni porazdelitvi obtežbe pri potresu v X smeri.

Iz preglednice 55 je razvidno, da pri enakomerni porazdelitvi večina zidov, z izjemo zidov v pritličju konstrukcije, ostane nepoškodovana, pri modalni porazdelitvi obtežbe pa so zidovi poškodovani bolj enakomerno. To je skladno s predpostavko programa, da pri enakomerni porazdelitvi potresnih sil upošteva etažni porušni mehanizem. To pomeni, da potresna sila pri enakomerni porazdelitvi obtežbe poruši kritično etažo, medtem ko pri modalni poruši konstrukcijo kot celoto.

Preglednica 55: Prikaz poškodovanosti stene 2 v zadnjem koraku analize pri potresu v X smeri za enakomerno in modalno porazdelitev obtežbe.



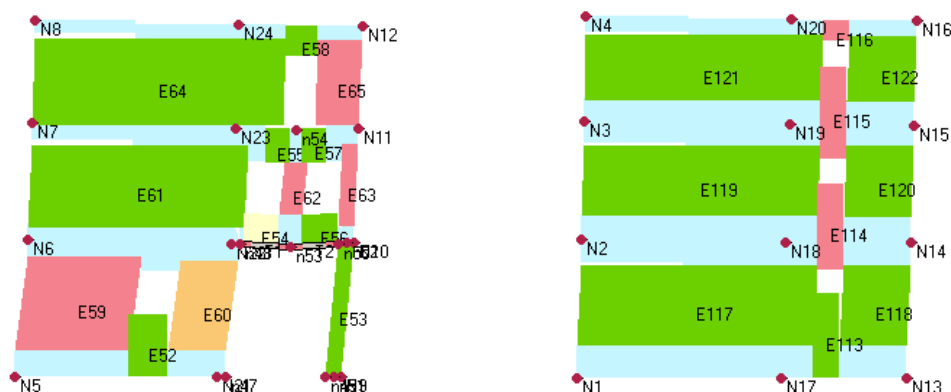
### Enakomerna porazdelitev obtežbe v Y smeri



Slika 124: "Pushover" krivulja in njena bilinearna idealizacija za potres v Y smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe.

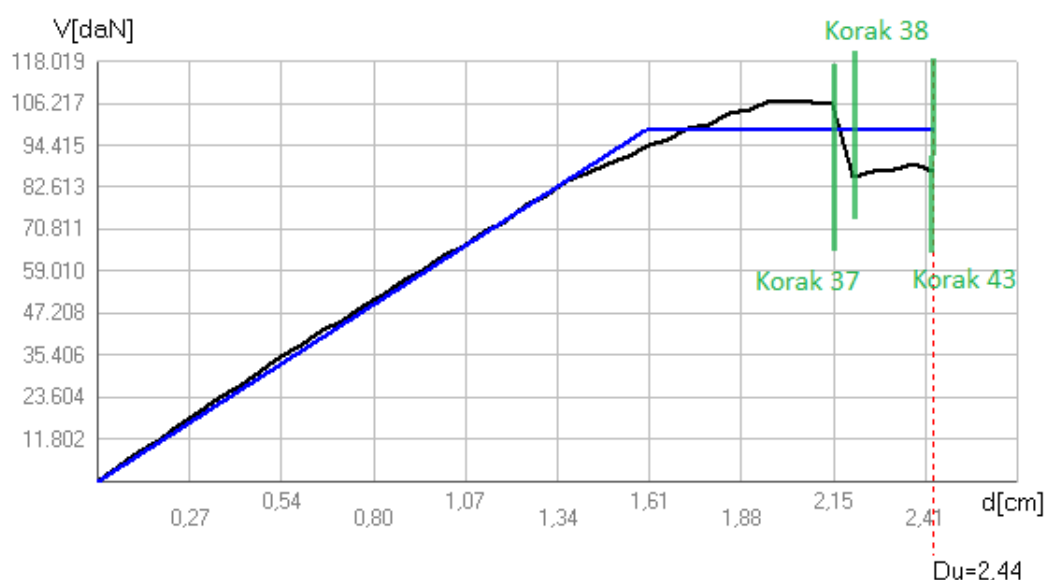
Na podlagi slike 124 razberemo, da nosilnost konstrukcije pri potresu v Y smeri pri porazdelitvi obtežbe, ki je sorazmerna masam posameznih etaž, znaša približno 1136 kN. Maksimalni pomik, ki ga konstrukcija prenese, znaša 1,90 cm, zahteva potresa, ki je izražena s ciljnim pomikom, pa je 6,79 cm, kar pomeni, da kriterij pomikov v MSN ni izpolnjen. »Pushover« krivulja nima izrazitega platoja, kar pomeni majhno duktilnost, to pa posledično pomeni krhko porušitev stavbe in malo sipanja energije pri potresu. Vidimo tudi, da do padca krivulje ne pride, pač pa program izračun ustavi, ko krivulja še narašča. To nakazuje, da ima program poleg kriterija, ki narekuje porušitev, ko prečna sila pade pod 80 % največje prečne sile, še dodaten kriterij porušitve (npr. presežene deformacije posameznih elementov), zapisov o tem v dokumentaciji 3Murija, ki je na voljo, pa nismo našli.

Pri pregledu poškodovanosti konstrukcije opazimo, kar smo na podlagi »pushover« krivulje tudi pričakovali – za globalno porušitev konstrukcije, ki na sliki 124 pomeni konec »pushover« krivulje, je zaslužna strižna porušitev zidu v steni 5 (slika 125 levo). Na steni 4 se v zadnjem koraku analize pojavijo zgolj upogibne poškodbe prekladnih elementov, medtem ko do porušitev še ne pride (slika 125 desno). Prav tako niso merodajne poškodbe elementov v stenah, ki so pravokotne na smer delovanja potresa.



Slika 125: Poškodovanost stene 5 (levo) in stene 4 (desno) v zadnjem koraku "pushover" analize pri enakomerni porazdelitvi obtežbe pri potresu v Y smeri.

### Modalna porazdelitev obtežbe v Y smeri



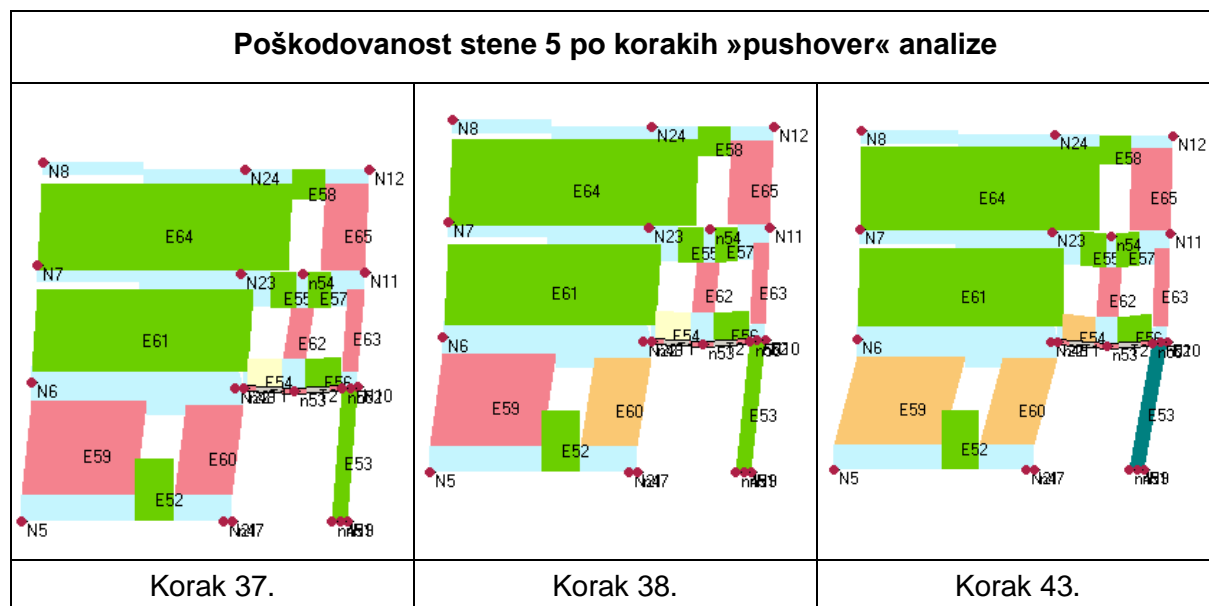
Slika 126: "Pushover" krivulja in njena bilinearna idealizacija za potres v Y smeri pri modalni porazdelitvi obtežbe.

»Pushover« krivulja na sliki 126 kaže, da konstrukcija pri potresu v Y smeri in pri porazdelitvi, pri kateri so horizontalne sile po višini razporejene sorazmerno s prvo nihajno obliko, doseže nosilnost približno 1000 kN, kriterij pomikov v MSN pa ni izpolnjen, saj je zahteva konstrukcije v smislu pomika kar 3-krat manjša od ciljnega pomika potresa.

Enako kot pri potresu v X smeri se tudi pri potresu v Y smeri pokaže, da konstrukcija manjšo nosilnost doseže pri modalni porazdelitvi horizontalnih sil, hkrati pa ima konstrukcija pri modalni porazdelitvi večjo sposobnost sipanja energije. Poškodovanost konstrukcije tudi pri modalni porazdelitvi obtežbe kaže na to, da do porušitve konstrukcije pride, ko se porušijo

elementi v steni 5, medtem ko poškodbe elementov v ostalih stenah niso merodajne. Zeleni oznaki na sliki 126 označujeta koraka analize, v katerih bomo v nadaljevanju (preglednica 56) za steno 5 prikazali stopnjo poškodovanosti. Prvi korak (korak 37) označuje stopnjo poškodovanosti konstrukcije pred padcem na »pushover« krivulji, ki se zgodi v 38. koraku analize. Zadnji korak označuje fazo, kjer se konstrukcija poruši (korak 43).

Preglednica 56: Prikaz poškodovanosti stene 5 po korakih analize za potres v Y smeri pri modalni porazdelitvi.



Iz preglednice 56 vidimo, da se do 37. koraka analize posamezni zidovi upogibno poškodujejo, v 38. koraku pa se element E60 strižno poruši, kar je tudi vzrok za padec nosilnosti na »pushover« krivulji. Do koraka 43 se poškodbe v elementih še povečujejo, vse do zadnjega koraka, kjer se porušita še element E59 in E53 ter s tem celotna konstrukcija.

### Komentar rezultatov

Konstrukcija v X smeri doseže nekoliko večjo nosilnost kot v Y smeri. Iz geometrije objekta vidimo, da ima konstrukcija v X smeri zaradi treh velikih sten (v primerjavi z dvema manjšima v Y smeri) veliko večjo površino, zato zidovi v X smeri predstavljajo večji delež nosilne konstrukcije, ki sodeluje pri prenašanju potresne obtežbe. Iz istega razloga je tudi kapaciteta v smislu mejnega pomika ( $D_u$ ) in v smislu pospeška tal ( $ULSPGA$ ) v X smeri večja kot v Y smeri.

Globalno potresno odpornost program določi s primerjavo mejnega pomika s ciljnimi ter s primerjavo projektnega pospeška temeljnih tal z maksimalnim pospeškom tal, ki povzroči porušitev konstrukcije. Vidimo, da so za obe smeri in za obe porazdelitvi horizontalnih sil potresne zahteve v smislu pomika večje od kapacitete konstrukcije, zato konstrukcija ne izpolnjuje zahtev standarda.

Izjema je zgolj analiza pri modalni porazdelitvi v X smeri, kjer kapaciteta konstrukcije presega zahtevo potresa. Enako se izkaže tudi pri kontroli pospeškov – v obeh smereh in pri obeh razporeditvah so izračunani pospeški bistveno manjši od pričakovanega projektnega pospeška tal, ki v obravnavanem primeru znaša  $a_g = 0,36$  g. Posledično konstrukcija tudi s tega vidika ne izpolnjuje zahtev standarda.

Iz obnašanja konstrukcije vidimo, da je konstrukcija v X smeri bolj duktilna kot v Y smeri. V X smeri se med potresom aktivira večje število zidov, ki prenašajo obremenitve, kar omogoča boljše sipanje energije po večjem delu konstrukcije, v Y smeri pa je kapaciteta konstrukcije omejena na manjše število zidov na stenah 4 in 5, kar vodi h krhki porušitvi. Posledično imajo »pushover« krivulje« v Y smeri izrazito manjši plato.

Upoštevali smo, da je merodajna analiza tista, pri kateri je razmerje med ciljnim in mejnim pomikom največje, hkrati pa ima tudi najmanjši mejni pospešek oziroma najmanjši delež pospeška, ki ga konstrukcija prenese ( $\alpha_u$ ). Iz preglednice 57 razberemo, da je na podlagi teh kriterijev najbolj kritična analiza v Y smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe, kjer zahteva potresa kar 3,57 – krat presega kapaciteto konstrukcije, konstrukcija pa prenese pospešek, ki doseže zgolj 28 % referenčnega pospeška tal  $a_{gR,MSN}$ . Glede na projektni pospešek temeljnih tal  $a_g = 0,36$  g pa zgolj 19 %.

Preglednica 57: Kriterija za določitev merodajne analize.

	ANALIZA	$D_{max}/D_u$ [/]	$\alpha_u$ [/]
X smer	Enakomerna	1,11	0,903
	Modalna	0,84	0,757
Y smer	Enakomerna	3,57	0,28
	Modalna	3,01	0,326

#### 5.4.5 Primerjava rezultatov obeh programov

V poglavju 5.4.3.7 smo ocenili potresno odpornost obravnavanega institutskega trakta, modeliranega s programom SAP2000, in v poglavju 5.4.4.3 odpornost iste konstrukcije, modelirane s programom 3Muri. V tem poglavju rezultate obeh modelov med seboj primerjamo.

Pri primerjavi strižne odpornosti zidovja zaradi striga se je izkazalo, da mehanizem z zdrsom zidovom nudi manjšo odpornost kot mehanizem, ki je pogojen s tvorjenjem diagonalnih razpok. V modelu v SAP-u smo tako pri definiranju lastnosti plastičnih členkov v strigu upoštevali merodajno, tj. z zdrsom pogojeno strižno nosilnost.

Obratno smo pri modelu v 3Muriju z izbiro modeliranja obstoječe zidane stavbe zraven zajeli predpostavko, da strižne poškodbe nastopijo v obliki pojava diagonalnih razpok. Smiselno se je namreč zdelo konstrukcijo s tako dolgo zgodovino in z že nekaj preživeli potresi modelirati kot obstoječo.

Ker pa modela, pri katerem je v enem upoštevan mehanizem z zdrsom, v drugem pa mehanizem s tvorjenjem diagonalnih razpok, medsebojno nista primerljiva, smo v 3Muriju modelirali še model, kjer smo z definiranjem novega materiala namesto obstoječega zajeli zdrs namesto diagonalnih razpok. Tako smo dosegli primerljivost že modeliranega modela v SAP-u in modela v 3Muriju, za katerega so rezultati »pushover« analiz prikazani v nadaljevanju tega poglavja. S tem smo hkrati izpolnili tudi zahtevo Evrokoda 8-3, ki kot kritičen mehanizem zaradi strižnih napetosti predpostavlja le strižni mehanizem z zdrsom, medtem ko strižnega mehanizma z nastankom diagonalnih razpok ne upošteva.

#### 5.4.5.1 Primerjava modelov v 3Muriju pri upoštevanju različnih strižnih mehanizmov

Da bi v analizi zajeli vpliv prestrižnega mehanizma, smo v modelu, modeliranem v poglavju 5.2.1, namesto podatka o strižni trdnosti zidovja ( $\tau_0$ ) v program vnesli vrednosti začetne strižne trdnosti ( $f_{vm0} = 10 \text{ N/cm}^2$ ) in limitne strižne trdnosti zidovja ( $f_{v,lim} = 0,1354 \text{ N/mm}^2$ ). Ostale karakteristike zidovja so ostale nespremenjene:  $E = 400 \text{ N/mm}^2$ ,  $G = 134 \text{ N/mm}^2$ ,  $w = 16 \text{ kN/m}^3$  in  $f_m = 208 \text{ N/cm}^2$ . Rezultati obeh modelov so prikazani v preglednici 58. Za vsako analizo smo navedli nosilnost ( $V$ ), ciljni pomik ( $D_{max}$ ), mejni pomik, ki ga je konstrukcija sposobna doseči v MSN ( $D_u$ ), razmerje med ciljnim in mejnim pomikom ter delež pospeška, ki ga konstrukcija prenese ( $\alpha_u$ ).

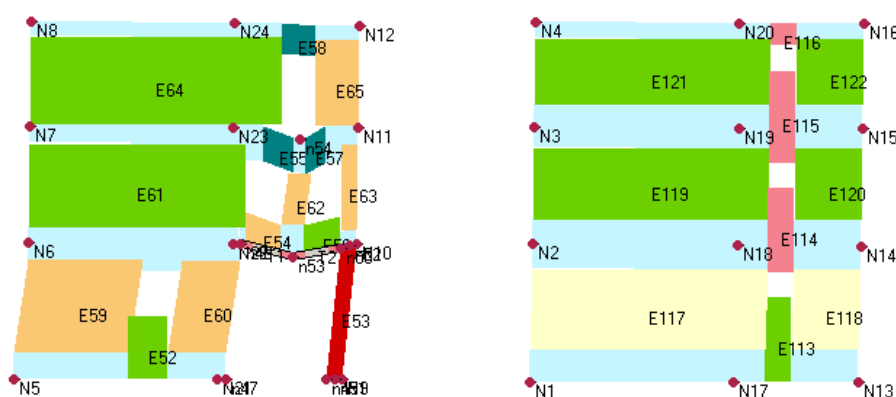
Preglednica 58: Rezultati nelinearne statične analize modelov v 3Muriju z upoštevanjem diagonalnih razpok (levo) in z upoštevanjem zdrsa (desno).

ANALIZA		Diagonalne razpoke					Zdrs				
		$V$ [kN]	$D_{max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	$D_{max}/D_u$ [/]	$\alpha_u$ [/]	$V$ [kN]	$D_{max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	$D_{max}/D_u$ [/]	$\alpha_u$ [/]
<b>X</b> smer	<b>Enakomerna</b>	1880	5,48	4,94	1,11	0,903	1545	5,30	3,21	1,65	0,617
	<b>Modalna</b>	1445	6,03	7,2	0,84	0,757	1330	6,23	3,62	1,72	0,348
<b>Y</b> smer	<b>Enakomerna</b>	1136	6,79	1,9	3,57	0,28	545	6,77	1,37	4,94	0,164
	<b>Modalna</b>	1000	7,34	2,44	3,01	0,326	530	7,35	1,49	4,93	0,177

Na podlagi primerjave mejnega in ciljnega pomika v preglednici 58 vidimo, da pri modelu z zdrsom v nobeni izmed analiz kontrola ni izpolnjena, vzrok pa pripišemo visoki potresni zahtevi. Iz primerjave modela z diagonalnimi razpokami in modela z zdrsom vidimo, da se v primeru upoštevanja prestrižnega mehanizma nosilnost konstrukcije zmanjša – odstopanja med

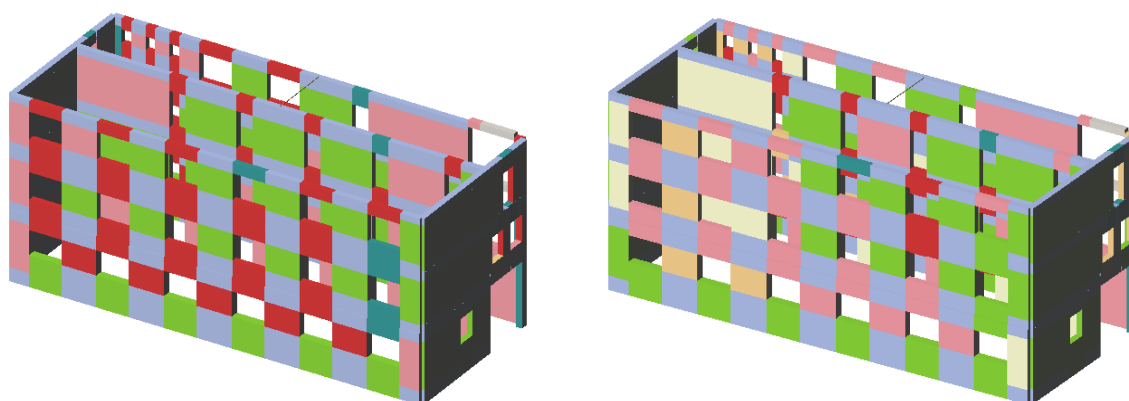


primeri upoštevanja zdrsa oziroma pojava diagonalnih razpok znašajo od 8–52 %. Največja padca nosilnosti, kjer je nosilnost ob upoštevanju diagonalnih razpok približno dvakrat večja od nosilnosti pri pojavu zdrsa, se pojavita pri delovanju potresa v Y smeri. Vzrok za tolikšen padec nosilnosti je izrazito manjša nosilnost kritičnih zidov (na stenah 4 in 5) v strigu, ki je merodajen pri modelu z zdrsom, kot v upogibu, ki je merodajen pri upoštevanju diagonalnih razpok. Da je res kritičen strig, je razvidno iz slike 127. Za globalno porušitev konstrukcije je zaslužna strižna porušitev zidov v pritličju stene 5 (slika 127 levo), k temu pa pripomorejo tudi strižne poškodbe zidov v pritličju stene 4 (slika 127 desno). Ostali zidovi stene 5 se porušijo že prej. S tem doprinesejo k zmanjšanju nosilnosti na »pushover« krivulji, a porušitve konstrukcije ne povzročijo.



Slika 127: Poškodovanost stene 5 (levo) in stene 4 (desno) v zadnjem koraku "pushover" analize pri enakomerni porazdelitvi obtežbe in pri potresu v Y smeri v modelu z zdrsom.

Izkazalo se je, da pri modelu z upoštevanjem tvorjenja diagonalnih razpok prevladujejo upogibne porušitve (rdeča barva), medtem ko sta pri modelu z upoštevanjem zdrsa upogibna in strižna porušitev (rdeča in oranžna barva) bolj enakomerno zastopani. To je razvidno iz slike 128, ki prikazuje poškodovanost konstrukcije v zadnjem koraku »pushover« analize v X smeri pri enakomerni porazdelitvi.



Slika 128: Poškodovanost konstrukcije v zadnjem koraku analize v X smeri pri modelu z diagonalnimi razpokami (levo) in modelu z zdrsom (desno).

Merodajno analizo smo določili na podlagi razmerja med ciljnim in mejnim pomikom ter deleža pospeška, ki ga konstrukcija prenese (preglednica 58). V vseh analizah model z upoštevanjem zdrsa izkazuje večje razmerje  $D_{max}/D_u$ , kar pomeni, da bi do porušitve konstrukcije prej prišlo ob predpostavki pojava zdrsa. Prav tako je v vseh analizah pospešek, ki ga konstrukcija prenese, v modelu z zdrsom manjši kot v modelu z diagonalnimi razpokami. Kritična analiza pa tudi pri modelu z zdrsom ostaja enaka, in sicer analiza v Y smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe, kjer zahteva potresa v smislu pomika kar 4,94 – krat presega kapaciteto konstrukcije, konstrukcija pa prenese pospešek, ki doseže zgolj 16 % referenčnega pospeška tal  $a_{gR,MSN}$  oziroma zgolj 11 % glede na projektni pospešek temeljnih tal, ki v obravnavanem primeru znaša  $a_g = 0,36 g$ .

#### 5.4.5.2 Primerjava modela v SAP-u in modela v 3Muriju z upoštevanjem zdrsa

Nosilnost, ciljni pomiki, kapaciteta konstrukcije v smislu pomika ter dejanska duktilnost konstrukcije so bili določeni v obeh programih pri enakem materialu (z upoštevanjem razpokanosti), pri enako definirani geometriji konstrukcije in pri enako predpostavljenem porušnem mehanizmu (zdrs) Rezultati obeh programov so prikazani v preglednici 59.

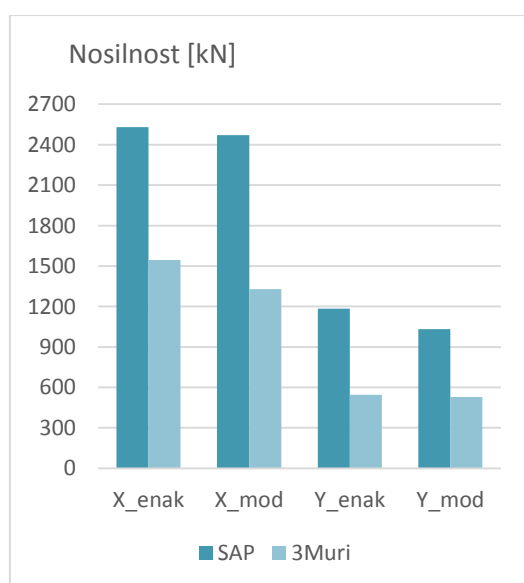
3Muri kot rezultat podaja še maksimalni pospešek, ki ga je konstrukcija sposobna prenesti. Da bi rezultate obeh programov lahko primerjali še z vidika pospeškov, le-te iz rezultatov N2 metode določimo še za posamezne analize modela v SAP-u. Pospešek v odvisnosti od nihajnega časa SDOF sistema izrazimo iz enačbe (41),  $S_{ae}(T^*)$  pa izrazimo iz enačbe za izračun redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti  $R_\mu$  (enačba (32)). Pri tem je  $S_a$  na meji tečenja določen kot količnik med nosilnostjo idealiziranega SDOF sistema  $F^*$  in maso ekvivalentnega SDOF sistema  $m^*$ . Vrednost faktorja  $R_\mu(T^*)$  določimo iz enačbe (34), pri čemer je dejanska duktilnost konstrukcije določena z izrazom  $\mu = D_u^*/D_y^*$ . Izračunane pospeške (ULSPGA) skupaj z ostalimi rezultati podajamo v preglednici 59.

Preglednica 59: Rezultati nelinearne statične analize modela v SAP-u in modela v 3Muriju.

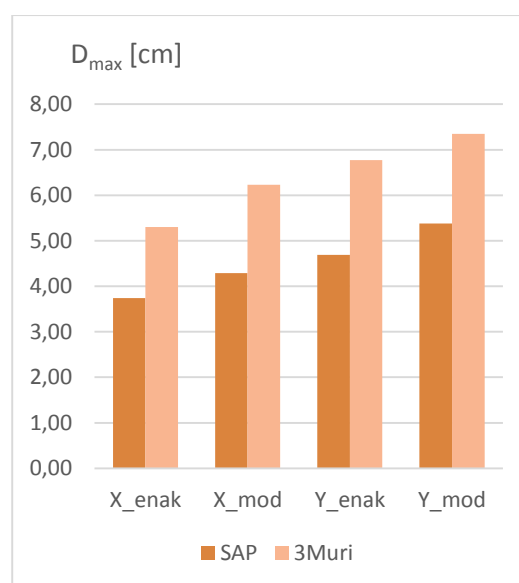
		SAP					3Muri				
ANALIZA		V	$D_{max}$	$D_u$	$\mu$	ULSPGA	V	$D_{max}$	$D_u$	$\mu$	ULSPGA
		[kN]	[cm]	[cm]	[/]	[m/s <sup>2</sup> ]	[kN]	[cm]	[cm]	[/]	[m/s <sup>2</sup> ]
x smer	Enakomerna	2529	3,74	3,37	3,53	2,678	1545	5,30	3,21	2,48	1,513
	Modalna	2471	4,29	2,95	2,57	2,140	1330	6,23	3,62	2,51	0,852
y smer	Enakomerna	1185	4,69	2,93	4,77	1,862	545	6,77	1,37	1,85	0,401
	Modalna	1031	5,38	2,89	4,72	1,631	530	7,35	1,49	1,72	0,433

Na podlagi primerjave rezultatov obeh modelov v preglednici 59 opazimo precejšnja odstopanja. Nosilnost modela v 3Muriju se od nosilnosti modela v SAP-u razlikuje od 39–54 %, pri čemer je razlika največja pri enakomerni porazdelitvi obtežbe pri delovanju potresa v Y smeri, najmanjša pa pri enakomerni porazdelitvi v X smeri, kot je to razvidno iz slike 130. Nadalje opazimo, da so zahteve potresa v smislu pomika v SAP-u precej manjše od zahtev v 3Muriju – pri vseh analizah se razlike gibljejo okrog 30 % (slika 130). Mejni pomik, ki ga konstrukcija prenese, pri analizi v X smeri izkazuje dokaj primerljive rezultate v obeh modelih, medtem ko se pri analizi v Y smeri razlike znova gibljejo okrog 50 %. Pri tem je v vseh analizah, z izjemo modalne porazdelitve v X smeri, kapaciteta konstrukcije v smislu pomika manjša v 3Muriju (slika 131). Podobno se pokaže tudi pri primerjavi duktilnosti konstrukcije. V X smeri smo obnašanje konstrukcije v smislu duktilnosti razmeroma dobro ujeli, medtem ko rezultati duktilnosti v Y smeri kažejo povsem drugačno obnašanje – če smo pri modelu v 3Muriju v Y smeri lahko govorili o krhki porušitvi in majhnem platoju na »pushover« krivulji, pa model v SAP-u izkazuje veliko sposobnost sipanja energije, celo večjo kot v X smeri (slika 132). O neenakosti modelov pričajo tudi rezultati maksimalnih pospeškov, ki jih konstrukcija prenese. Ta pri modelu v SAP-u prenese kar od 1,8 pa do 4,5 – krat večji pospešek kot v 3Muriju.

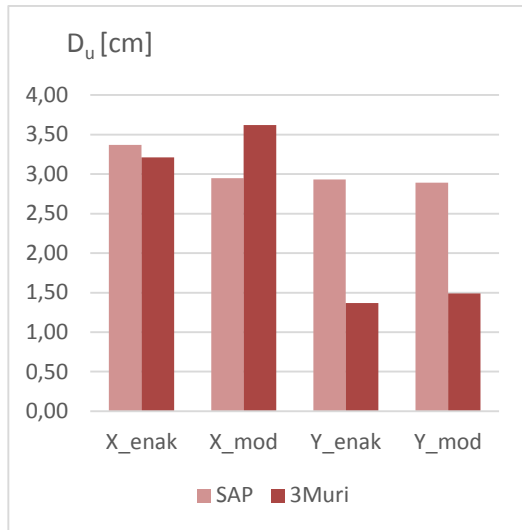
A četudi rezultati s precej višjo nosilnostjo in večjimi mejnimi pomiki v SAP-u izkazujejo večjo odpornost modela v SAP-u v primerjavi z modelom v 3Muriju, pa s stališča kriterijev, ki bi jih konstrukcija za zadostno potresno odpornost morala izpolnjevati, tudi konstrukcija, modelirana v SAP-u, ne izpolnjuje zahtev standarda. Mejni pomik, ki ga konstrukcija prenese, je namreč v vseh analizah manjši od potresne zahteve, izračunani maksimalni pospešek pa manjši od pričakovanega projektnega pospeška tal  $a_g = 0,36 g$ .



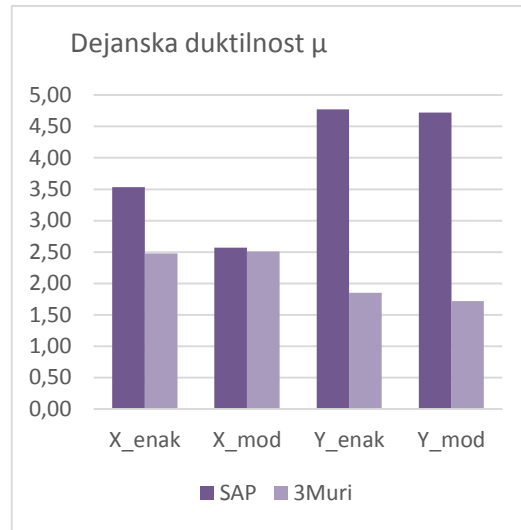
Slika 129: Nosilnosti objekta pri različnih analizah za modela v obeh programih.



Slika 130: Ciljni pomik konstrukcije pri različnih analizah za modela v obeh programih.



Slika 131: Mejni pomik konstrukcije pri različnih analizah za modela v obeh programih.



Slika 132: Dejanska duktilnost konstrukcije pri različnih analizah za modela v obeh programih.

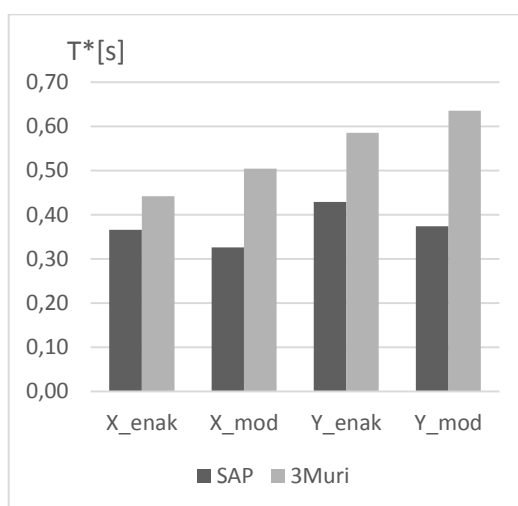
Nadalje smo primerjali, katera izmed analiz je merodajna, in sicer na podlagi razmerja med ciljnim in mejnim pomikom ter na podlagi deleža pospeška, ki ga konstrukcija prenese (preglednica 60). Opazimo, da je v večini primerov razmerje med ciljnim in mejnim pomikom konstrukcije manjše pri modelu v SAP-u. To pomeni, da model v 3Muriju predvideva porušitev prej (pri manjših pomikih) kot model v SAP-u. Izrazite razlike se pojavijo zlasti pri analizi v Y smeri, kjer je razmerje  $D_{max}/D_u$  v 3Muriju kar do 3-krat večje kot v SAP-u. Delež referenčnega pospeška tal, ki ga konstrukcija prenese, prav tako kaže na to, da model v 3Muriju pri istem projektnem pospešku izkazuje večjo poškodovanost kot model v SAP-u. In če se je v 3Muriju za kritično analizo izkazala analiza v Y smeri pri enakomerni porazdelitvi obtežbe, kjer konstrukcija prenese zgolj 16 % referenčnega pospeška, se je v SAP-u konstrukcija najprej porušila pri analizi v Y smeri, kjer smo upoštevali modalno porazdelitev obtežbe.

Preglednica 60: Kriterija za določitev merodajne analize.

ANALIZA		SAP		3Muri	
		$D_{max}/D_u$ [/]	$\alpha_u$ [/]	$D_{max}/D_u$ [/]	$\alpha_u$ [/]
X smer	Enakomerna	1,11	1,092	1,65	0,617
	Modalna	1,45	0,873	1,72	0,348
Y smer	Enakomerna	1,60	0,759	4,94	0,164
	Modalna	1,86	0,665	4,93	0,177

## **Komentar rezultatov**

V tem poglavju smo se ukvarjali s primerjavo rezultatov nelinearne »pushover« analize institutskega trakta v SAP-u in 3Muriju. Rezultati so pokazali, da se pri vseh izračunanih parametrih, ki smo jih med seboj primerjali, pojavijo velika odstopanja. Razlike so še toliko bolj očitne pri delovanju potresa v Y smeri. Če smo iz obnašanja konstrukcije pri modelu v 3Muriju lahko sklepali, da je konstrukcija v X smeri bolj duktilna kot v Y smeri, pa smo do ravno obratnega sklepa lahko prišli na podlagi rezultatov modela v SAP-u. Modela se med seboj ujemata le z vidika togosti konstrukcije. Oba namreč predvidevata večjo togost konstrukcije v X smeri, o čemer pričajo manjši nihajni časi pri analizi v X smeri. Kljub temu pa model v SAP-u predvideva precej manjšo togost konstrukcije, kar je razvidno iz slike 133.



Slika 133: Nihajni časi SDOF sistema pri različnih analizah za modela v obeh programih.

Ker pa so se razlike v rezultatih med obema modeloma pojavile že pri analizi lastnega nihanja obravnavane konstrukcije in ker so odstopanja nastopila tudi v geometrijsko bistveno bolj preprostem modelu brez odprtih, primerljivega obnašanja pri nelinearni analizi institutskega trakta nismo pričakovali.

»Ta stran je namenoma prazna.«

## 6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi je bila izdelana ocena potresne odpornosti institutskega trakta stavbe UL FGG na Hajdrihovi ulici v Ljubljani s programoma 3Muri in SAP2000. Konstrukcija ni bila zgrajena v skladu s sedanjimi potresnimi predpisi in je zaradi svoje avtentičnosti, zgodovinskega, umetniškega in znanstvenega pomena vpisana v Register nepremične kulturne dediščine. Podatke za modeliranje konstrukcije smo pridobili iz vizualnega pregleda in iz načrtov *Projekta gradnje Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani*, ki so najprej zahtevali njihovo obsežnejše iskanje. To je zelo pogosto prvi korak vsakega projekta, ki ima opravka z zgodovinskimi objekti, saj nepoznavanje dejanskega stanja konstrukcije vodi k nezanesljivim rezultatom in k projektiranju z višjimi varnostnimi faktorji, s čimer je kaznovano slabše poznavanje konstrukcije. Vsebina projektne dokumentacije, ki se je nanašala na obravnavan Vodnogospodarski inštitut, je bila najdena v Arhivu Republike Slovenije ter z dovoljenjem arhiva na podlagi naročilnice reprodukcij skenirana.

Pripravili smo 3 različne modele konstrukcije – model v 3Muriju, linijski model v SAP-u in ploskovni model v SAP-u – ter izvedli analizo lastnega nihanja konstrukcije. Pri primerjavi nihajnih časov se je izkazalo, da modela v SAP-u dosežeta tudi do 30 % manjše nihajne čase kot model v 3Muriju, kljub geometrijsko enakima ekvivalentnima okvirjema v obeh programih – ekvivalentne okvirje v 3Muriju smo namreč uporabili kot podlogo za določitev ekvivalentnega okvirja v SAP-u.

Vzroke za razlike v izračunih nihajnih časov obeh programov smo iskali v različnih masnih vztrajnostnih momentih – masne momente, ki smo jih vnesli v SAP, smo izračunali na podlagi mas po posameznih etažah, ki jih poda Tremuri (raziskovalna verzija 3Murija), vrednosti masnih momentov, ki jih v izračunih uporabi 3Muri, pa nam niso znane.

Izvedli smo parametrično analizo vpliva masnih vztrajnostnih momentov na nihajne oblike konstrukcije. Te smo v SAP-u postopoma povečevali in pri tem opazovali spremembo nihajnih časov ter efektivnih mas. Največji učinek s povečanjem masnih vztrajnostnih momentov smo dosegli pri torzijski nihajni obliki, kjer so rezultati tudi najbolj odstopali. Izkazalo se je, da bi primerljive rezultate obeh programov dosegli s povečanjem masnih momentov v SAP-u na 220 % njihove začetne vrednosti – nihajni časi bi bili v tem primeru v SAP-u manjši od nihajnih časov v 3Muriju le še do 4,1 %, razlike v efektivnih masah pa bi iz začetnih 87 % zmanjšali na 4,4 % - česar pa s fizikalno utemeljenim argumentom ne moremo upravičiti.

Iz primerjave nihajnih časov linijskega in ploskovnega modela v SAP-u se je izkazalo, da nihajni čas enega modela doseže od 97-99 % nihajnega časa drugega modela, za razliko od primerjave s 3Murijem, kjer se rezultati približajo zgolj na 67-96 %. S to analizo smo ovrgli

možnost napake v modelu v SAP-u, saj so podobni rezultati med modeloma v istem programu bili pričakovani, obenem pa je ta analiza vzbudila dvom o enakosti obravnave »enako« definiranih modelov v različnih programih. Pri tem se »enakost« nanaša na enake ekvivalentne okvirje sten, materialne karakteristike, mase in koordinate centrov mas.

O enakosti oziroma neenakosti smo se zato skušali prepričati še na primeru enostavne škatlaste konstrukcije brez odprtín. Če nam namreč v primeru institutskega trakta kljub geometrijski enakosti ekvivalentnih okvirjev zaradi kompleksnosti konstrukcije »enakosti« modelov morda ni uspelo doseči, je konstrukcija z enostavno geometrijo veliko lažje obvladljiva. Izkazalo se je, da nihajni časi modela v SAP-u dosežejo 75–86 % nihajnih časov, dobljenih s 3Murijem.

Razlike pri obravnavi geometrijsko preprostejšega modela so sicer manjše kot pri obravnavi institutskega trakta, a še vedno dovolj velike, da vemo, da razlike pri institutskem traktu niso posledica morebitno različno definiranih prekladnih elementov ali togih odsekov v različnih programih, pač pa bi razlika med modeloma v SAP-u in 3Muriju lahko bila posledica uporabe različnih metod izračuna. SAP uporablja metodo končnih elementov FEM, 3Muri pa metodo FME (Frame by Macro Elements).

Na podlagi ugotovitev teh analiz smo razlike med rezultati obeh programov pripisali različnim masnim vztrajnostnim momentom v obeh programih zaradi različnega podajanja mas ter zaradi uporabe različnih metod izračuna. Modela torej kljub enako definiranim ekvivalentnim okvirjem, enako podanim materialnim karakteristikam in enakim vrednostim mas v enakih centrih mas nista enaka. In ker so razlike v rezultatih med modeloma v različnih programih pojavile že pri analizi lastnega nihanja obravnavane konstrukcije in ker so odstopanja nastopila tudi v geometrijsko bistveno bolj preprostem modelu brez odprtín, primerljivega obnašanja pri nelinearni analizi institutskega trakta ne moremo pričakovati.

Ne glede na to smo v nadaljevanju z obema programoma smo izvedli še nelinearno statično »pushover« analizo in ocenili obnašanje konstrukcije za primer potresa s projektnim pospeškom tal 0,36 g, kakršnega narekujejo lokacija in tip tal, na katerem se objekt nahaja, ter kategorija pomembnosti, ki Vodnogospodarski inštitut uvršča v tretjo kategorijo.

Na podlagi primerjave rezultatov obeh modelov smo opazili precejšnja odstopanja. Nosilnost modela v 3Muriju je do 54 % manjša od nosilnosti modela v SAP-u (odvisno od smeri potresa in porazdelitve horizontalnih sil po višini konstrukcije), ciljni pomik v 3Muriju je večji kot v SAP-u za približno 30 %, razlike med mejnimi pomiki konstrukcije se gibljejo okrog 50 %, pospešek, ki ga prenese model v 3Muriju, pa je kar do 4,5–krat manjši od tistega, ki ga prenese model v SAP-u. Izrazite razlike se pokažejo tudi pri duktilnosti konstrukcije – v X smeri smo obnašanje konstrukcije v smislu duktilnosti razmeroma dobro ujeli, medtem ko rezultati duktilnosti v Y



smeri kažejo povsem drugačno obnašanje – če smo pri modelu v 3Muriju v Y smeri lahko govorili o krhki porušitvi in majhnem platoju na »pushover« krivulji, pa model v SAP-u izkazuje veliko sposobnost sipanja energije, celo večjo kot v X smeri.

Ne glede na velikost razlik med modeloma v različnih programih pa smo v obeh primerih ugotovili, da s stališča kriterijev, ki bi jih konstrukcija za zadostno potresno odpornost morala izpolnjevati, noben izmed modelov ne izpolnjuje zahtev Evrokoda 8-3.

Pri modelu v SAP-u smo materialno nelinearnost zajeli z uvedbo plastičnih členkov, kar je zahtevalo tudi račun nosilnosti posameznih zidov konstrukcije. Strižno odpornost nearniranih zidov v ravnini obremenjevanja določata upogibni in strižni mehanizem. Ugotovili smo, da je v primeru upogibnega porušnega mehanizma enačba, ki jo predpisuje EC8-3, primerljiva s tisto, ki jo uporablja 3Muri, a je treba biti pozoren pri izbiri faktorja zaupanja. Pri določanju strižne nosilnosti zidov se je izkazalo, da mehanizem z zdrsom opečnim zidovom nudi manjšo odpornost kot mehanizem s tvorjenjem diagonalnih razpok, vrednosti strižne nosilnosti iz enega ali drugega porušnega mehanizma pa se razlikujejo tudi do 76 %. Tako velika odstopanja so bolj izrazita pri zidovih z majhno tlačno osno silo. Z upoštevanjem merodajnega porušnega mehanizma (tj. mehanizma z zdrsom) v SAP-u smo hkrati izpolnili tudi zahtevo Evrokoda 8-3, ki kot kritičen mehanizem zaradi strižnih napetosti predpostavlja le strižni mehanizem z zdrsom, medtem ko strižnega mehanizma z nastankom diagonalnih razpok ne upošteva.

Kakšne so razlike, če kot merodajni porušni mehanizem zaradi striga izberemo zdrs namesto tvorjenja diagonalnih razpok, smo preverili na modelu v 3Muriju. V obravnavanem primeru sta se vrednosti potresne odpornosti po enem in drugem mehanizmu razlikovali za 51 % glede na merodajnega (zdrs), pri delovanju potresa v Y smeri pa za 28 %. Maksimalni pospešek, ki ga konstrukcija prenese, je v modelu z zdrsom, kjer ta znaša zgolj 11 % glede na projektni pospešek temeljnih tal, manjši kot v modelu z diagonalnimi razpokami, kjer ta znaša 19 %.

»Ta stran je namenoma prazna.«

---

## VIRI

Antolinc, D. 2015. Seminarska naloga pri predmetu Dinamika gradbenih konstrukcij z uporabo v potresnem inženirstvu. Osebna komunikacija. (22. 5. 2015.)

Arrigler, A. 2013. Študij utrditvenih ukrepov za kamnite zidove. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba A. Arrigler): 164 str.

Augenti, N., Parisi, F. 2010. Learning from Construction Failures due to the 2009 L'Aquila, Italy, Earthquake. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 24, 6: 536-555.

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

Bernik, A. 2005. Plečnikovi učenci. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Filozofska fakulteta, Oddelek za umetnostno zgodovino (samozaložba A. Bernik): 52 f.

Betti, M., Galano, L., Vignoli, A. 2008. Seismic Response Of Masonry Plane Walls: A Numerical Study On Spandrel Strength. *Proc of the 2008 Seismic Engineering Conference Commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake, AIP Conference Proceedings, Calabria, Italy*: 8 str.

Bizjak, B. 2015. Ocena potresne odpornosti stare upravne stavbe RŽS Idrija. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba B. Bizjak): 80 str.

Bleiweis, J. 1965. Ob 25 letnici Vodogradbenega laboratorija v Ljubljani. Vodogradbeni laboratorij pri tehniški fakulteti Univerze v Ljubljani, Publikacija 4: Vodnogospodarski inštitut, Ljubljana: 3–5.

Bosiljkov, V., Uranjek, M., Tarnić, R., Bokan-Bosiljkov, V. 2010. An integrated diagnostic approach for the assessment of historic masonry structures. *Journal of cultural heritage*. 11, 3: 239–249.

Cattari, S. 2015. Question about cracked section. Message to: Bosiljkov, V. 9. 6. 2015. Osebna komunikacija.

Cattari, S., Lagomarsino, S. 2008. A strength criterion for the flexural behaviour of spandrels in un-reinforced masonry walls. Proc. of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Oct 12–17, 2008. Beijing, China: 8 str.

Cotič, P. 2010. Eksperimentalno podprta parametrična nelinearna seizmična analiza kamnite zidane stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba P. Cotič): 117 str.

Dazio, A., Beyer, K. 2010. Seismic behaviour of different types of masonry spandrels. Proc. of the 14th European Conference on Earthquake Engineering, August 30 – September 3, 2010. Ohrid, Macedonia: 8 str.

Dolšek, M. 2004. Opis in primer nelinearne statične analize s programom SAP ali ETABS: študijsko gradivo za podiplomske študente konstrukcijske smeri pri predmetu Dinamika gradbenih konstrukcij z uporabo v potresnem inženirstvu. Ljubljana: Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za konstrukcije in potresno inženirstvo: 20 f.

Enota dediščine. 2014.

<http://rkd.situla.org/> (Pridobljeno 16. 9. 2014.)

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik, letnik 51, številka 11. Ljubljana: Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije. 302–315.

Fajfar, P. 2008. N2 metoda za poenostavljeno nelinearno seizmično analizo. Dinamika gradbenih konstrukcij z uporabo v potresnem inženirstvu. Podiplomski študij KS. Predavanja.

Ganc, M. 2009. Analiza potresne odpornosti zidane konstrukcije. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Ganc): 81 str.

Gostič, S., Dolinšek, B. 2007. Projektiranje rekonstrukcij. ZRMK

[http://www.gi-zrmk.si/media/uploads/public/document/44-2\\_clanek\\_sl.pdf](http://www.gi-zrmk.si/media/uploads/public/document/44-2_clanek_sl.pdf)

(Pridobljeno 16. 1. 2014.)

Gostič, S., Jarc Simonič, M., Bosiljkov, V. 2011. Upoštevanje različnih predpostavk pri izračunu potresne odpornosti zidane stavbe. 33. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 6. – 7. oktober 2011, Ljubljana: Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev: 119–126.

Hidroinštitut. 2014. Inštitut za hidravlične raziskave Vodogradbeni laboratorij, Ljubljana.

<http://www.hidroinstitut.si/index.php/zgodovina> (Pridobljeno 9. 9. 2014.)

Javed, M., Bashir, A. 2012. Seismic resistance and failure modes in unreinforced Masonry shear Walls - a comparison of experimental and analytical results. International Journal of Civil, Structural, Environmental and Infrastructure Engineering Research and Development, Vol. 2 Issue 4: 55-70.

[http://www.researchgate.net/publication/234023156\\_SEISMIC\\_RESISTANCE\\_FAILURE\\_MODES\\_IN\\_UNREINFORCED\\_MASONRY\\_SHEAR\\_WALLS\\_A\\_COMPARISON\\_OF\\_EXPERIMENTAL\\_AND\\_ANALYTICAL\\_RESULTS](http://www.researchgate.net/publication/234023156_SEISMIC_RESISTANCE_FAILURE_MODES_IN_UNREINFORCED_MASONRY_SHEAR_WALLS_A_COMPARISON_OF_EXPERIMENTAL_AND_ANALYTICAL_RESULTS) (Pridobljeno 4. 3. 2015.)

Kržan, M. 2008. Parametrična analiza potresne odpornosti Kolizeja v Ljubljani. Diplomski naloga. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Kržan): 95 str.

Kreslin, M., Fajfar, P. 2011. Razširjena N2-metoda z upoštevanjem vplivov višjih nihajnih oblik. Gradbeni vestnik, letnik 60, številka 4. Ljubljana: Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije. 109–120.

Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. 2009. Tremuri User Guide, Genova, Italy.  
Lutar, B., Duhovnik, J. 2004. Metoda končnih elementov za linijske konstrukcije. Maribor, Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo: 190 str.

Ministrstvo za kulturo. 2014.

<http://www.mk.gov.si> (Pridobljeno 16. 9. 2014.)

MOP, Uprava RS za geofiziko. 2001.

[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne_pospesek_tal.html)  
(Pridobljeno 5. 3. 2015.)

Najdi.si Zemljevid. 2014.

<http://zemljevid.najdi.si/najdi/hAJDRIHOVA%2B28/> (Pridobljeno 9. 9. 2014.)

Navodilo za uporabo arhivskega gradiva v čitalnicah Arhiva RS. 2014.

[http://www.arhiv.gov.si/fileadmin/arhiv.gov.si/pageuploads/zakonodaja/Predpisi/Zakonodaja\\_in\\_dokumentacija\\_ZVDAGA\\_2014/Citalniski\\_red\\_ARS\\_2014\\_ver2.0.pdf](http://www.arhiv.gov.si/fileadmin/arhiv.gov.si/pageuploads/zakonodaja/Predpisi/Zakonodaja_in_dokumentacija_ZVDAGA_2014/Citalniski_red_ARS_2014_ver2.0.pdf)  
(Pridobljeno 1. 12. 2013.)

Oštrbenk, J. 2012. Potresna analiza in analiza ojačitvenih ukrepov za grad Golnik. Diplomski naloga. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Oštrbenk): 103 str.

Pasticier, L., Amadio, C., Fragiaco, M. 2008. Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code. *Earthq Eng Struct Dyn* 37, 3: 467–485.

»Poročilo« 2007

Štampfl, A. 2007. Poročilo o opravljenem pregledu nosilne konstrukcije objekta na Hajdrihovi 28 v Ljubljani s statično in seizmično analizo. ZRMK. Message to: Bosiljkov, V. 17. 2. 2014. Osebna komunikacija.

Prelovšek, D. 1995. Arhitekt Janez Valentinčič: 1904–1994. Mohorjev koledar, 1995. Celje, Mohorjeva družba: 158 str.

RKD. Register nepremične kulturne dediščine. 2014.

[http://www.mk.gov.si/si/storitve/razvidi\\_evidence\\_in\\_registri/register\\_nepremicne\\_kulturne\\_dediscine/](http://www.mk.gov.si/si/storitve/razvidi_evidence_in_registri/register_nepremicne_kulturne_dediscine/) (Pridobljeno 16. 9. 2014.)

SI AS 2067 Zbirka Korpus slovenske arhitekture, 1966 – 2009.

<http://arsq.gov.si/Query/report.aspx?rpt=1&id=325293> (Pridobljeno 3. 12. 2013.)

SI AS 1966 Slovenija projekt, 1945 – 2002.

<http://arsq.gov.si/Query/detail.aspx?ID=27635> (Pridobljeno 6. 12. 2013.)

SI AS 233 Ministrstvo za gradnje Ljudske republike Slovenije, 1945 – 1951.

<http://arsq.gov.si/Query/report.aspx?id=23400&rpt=1> (Pridobljeno 13. 12. 2013.)

SI AS 233, ŠK 173 PE 1398. Arhiv Republike Slovenije, Fond Ministrstvo za gradnje Ljudske republike Slovenije (1945 – 1951): Projekt gradnje Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani (nasproti kopališča Kolezija). Osebna komunikacija. (18. 12. 2013.)

Snoj, J. 2014. Ocena potresnega tveganja zidanih stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Snaj): 241 str.

Snoj, J. 2009. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe s programom 3Muri. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Snaj): 110 str.

Sodelavci VL. 1976. Vodogradbeni laboratorij. Vodogradbeni laboratorij pri tehniški fakulteti Univerze v Ljubljani, Publikacija 9: Vodnogospodarski inštitut, Ljubljana: 10–17.

S.T.A. Data. 2009a. 3Muri General description v4: 78 str.

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

(Pridobljeno 12. 2. 2015.)

S.T.A. Data. 2009b. 3Muri User Manual, Release 5.0.1: 136 str.

[http://www.3muri.com/download/documenti/3Muri5.0.1\\_ENG.pdf](http://www.3muri.com/download/documenti/3Muri5.0.1_ENG.pdf) (Pridobljeno 12. 2. 2015.)

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

Tomaževič, M. 2009b. Stavbe kulturne dediščine in potresna odpornost: kaj smo se naučili? Gradbeni vestnik, letnik 58, številka 9. Ljubljana: Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije: 219–228.

Tomaževič, M. 2009c. Stavbe kulturne dediščine in potresna odpornost: kaj smo se naučili? Nadaljevanje iz septembrske številke. Gradbeni vestnik, letnik 58, številka 10. Ljubljana: Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije: 242–249.

Tomaževič, M., Gams, M. 2009. Strižna odpornost nearmiranih zidov: preiskave in račun. Gradbeni vestnik, letnik 58, številka 11. Ljubljana: Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije: 267–281.

Tomaževič, M. 2008. Strižna odpornost zidov in evrokod 6: natezna ali strižna trdnost zidovja. Gradbeni vestnik, letnik 57, številka 5. Ljubljana: Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije: 113–128.

Tomaževič, M. 1987. Zidane zgradbe na potresnih območjih. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 1. zv. (loč. pag.)

Triller, P. 2014. Model za oceno potresne odpornosti zidanih hiš na širši lokaciji Škofje Loke. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba P. Triller): 120 str.

Turnšek, V., Čačovič, F. 1971. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. Proc. of the 2nd Int. Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, H.W.H.West and K.H.Speed, eds British Ceramic Res.Assoc., London, England: 149-156.

Ur. I. RS, št. 30-1229/2006.

<https://www.uradni-list.si/1/content?id=72425> (Pridobljeno 25. 9. 2014.)

ZVKDS 2014. Zavod za varstvo kulturne dediščine Slovenije.

<http://www.zvkds.si/sl/zvkds/nasveti-za-lastnike/vzdrzevanje-kulturne-dediscine/>

(Pridobljeno 20. 9. 2014.)

### **Standardi:**

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

SIST EN 1991-1-1:2004/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek.

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

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

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

SIST EN 1998-3:2005/A101. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb – Nacionalni dodatek.



## **PRILOGE**

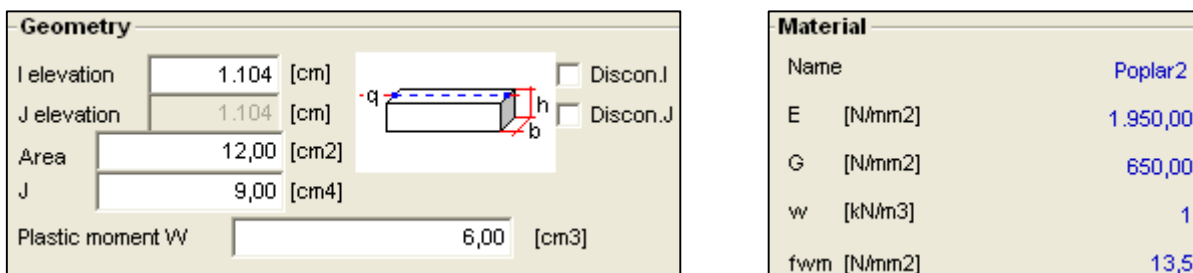
### **SEZNAM PRILOG:**

- Priloga D: Vpliv dodatnega nosilca na rezultate modalne analize
- Priloga A: Skeniran originalni načrt tlorisa pritličja in prerezov šolskega dela  
Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani, merilo 1:100
- Priloga B: Skeniran originalni načrt tlorisa prvega. nadstropja šolskega dela  
Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani, merilo 1:100
- Priloga C: Skeniran originalni načrt tlorisa drugega nadstropja in ostrešja šolskega  
dela Vodogradbenega laboratorija Univerze v Ljubljani, merilo 1:100



## PRILOGA D: Vpliv dodatnega nosilca na rezultate modalne analize

Da bi se prepričali o tem, kakšne spremembe doprinese uvedba dodatnega nosilca k modelu brez nosilca, smo izvedli parametrično analizo. V prvem koraku smo zmodelirali nosilec manjšega prereza ( $b/h = 4/3$  cm) in mu pripisali materialne karakteristike topolovega lesa, ki smo jih za dosego čim manjših sprememb v primerjavi z modelom brez nosilca še dodatno zmanjšali, in sicer na naslednje vrednosti:  $E = 1950 \text{ N/mm}^2$ ,  $G = 650 \text{ N/mm}^2$  in  $w = 1 \text{ kN/m}^3$ . Tako prerez kot material nosilca sta prikazana na sliki D1.



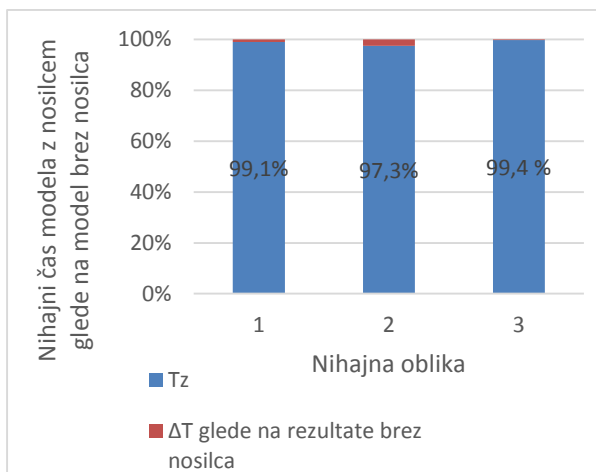
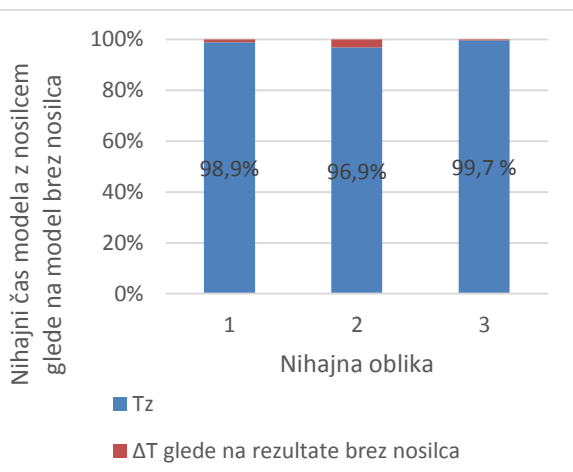
Slika D1: Geometrijske karakteristike dodatnega nosilca (levo) in predpostavljen material (desno).

Program pri definiranju geometrije prereza ponuja možnost nanosa ali nenanosa talne obtežbe, pri sledeči analizi pa smo preverili tako prvo kot drugo možnost. Nihajni časi in prve tri nihajne oblike za model brez nosilca in za model z nosilcem (brez in z upoštevanjem nanosa talne obtežbe) so prikazani v preglednici D1.

Preglednica D1: Rezultati modalne analize za modela z nosilcem in za model brez nosilca.

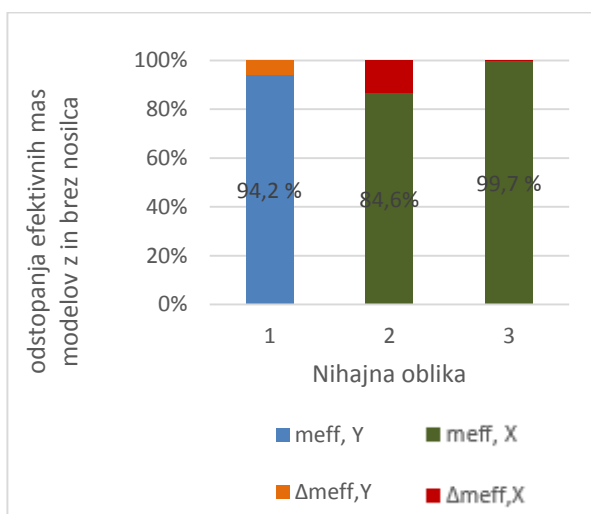
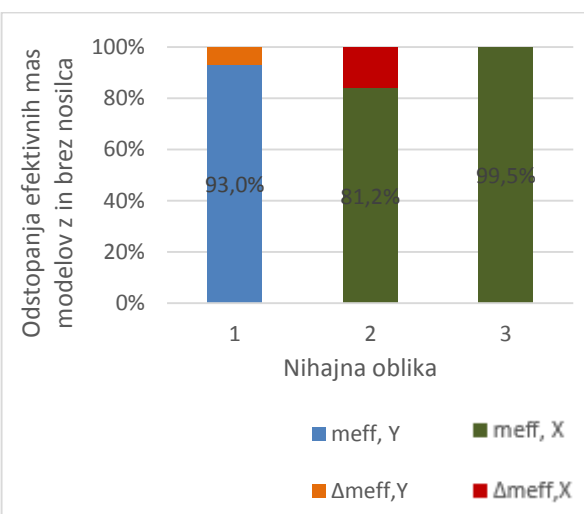
Nihajna oblika	Z nosilcem <input checked="" type="checkbox"/> Do not apply floor loads			Z nosilcem <input type="checkbox"/> Do not apply floor loads			Brez nosilca		
	T [s]	meff,X [%]	meff,Y [%]	T [s]	meff,X [%]	meff,Y [%]	T [s]	meff,X [%]	meff,Y [%]
1	0,631	0,02	68,34	0,629	0,02	69,23	0,637	0,02	64,41
2	0,454	0,34	21,95	0,451	0,35	21,07	0,465	0,30	25,95
3	0,322	83,09	0,01	0,322	83,19	0,01	0,323	82,81	0,02

Ker ima nosilec tako-rekoč nično togost v primerjavi s togostjo ostalih elementov konstrukcije in na nosilnost ter obnašanje celotne konstrukcije ne bi smel imeti vpliva, so rezultati modalne analize nekoliko presenetljivi. Kot vidimo iz slik D2 in D3, nihajni časi modela z nosilcem v primeru nenanosa talne obtežbe dosežejo od 97 %–99 % nihajnih časov modela brez nosilcev, v primeru nanosa talne obtežbe pa še nekoliko manj.

Slika D2: Primerjava nihajnih časov modela brez in z nosilcem *brez* upoštevanja nanosa talne obtežbe.

Slika D3: Primerjava nihajnih časov modela brez in z nosilcem z upoštevanjem nanosa talne obtežbe.

Še večja odstopanja od modela brez nosilca se pojavijo pri učinkovitih masah, kjer se učinkovite mase v primeru nenanosa talne obtežbe razlikujejo od 1 %–15 % in v primeru nanosa talne obtežbe od 1 %–19 % (sliki D4 in D5).

Slika D4: Primerjava učinkovitih mas modela brez in z nosilcem *brez* upoštevanja nanosa talne obt.

Slika D5: Primerjava učinkovitih mas modela brez in z nosilcem z upoštevanjem nanosa talne obtežbe.

Da bi preverili, kako material nosilca in velikost prereza vplivata na rezultate modalne analize, smo v nadaljevanju postopoma spreminjali materialne karakteristike in velikosti prereza. Vse vrednosti v nadaljevanju so prikazane za primer brez upoštevanja nanosa talne obtežbe, do enakih zaključkov pa smo prišli tudi v primeru upoštevanja nanosa.

Pri analizi vpliva materiala smo uporabili v 3Muriju privzete materialne karakteristike za topolov les (*poplar*), hrastov les (*oak*) in jeklo FE360, vrednosti za posamezni tip materiala pa so prikazane v preglednici D2. Dimenzije prereza so pri vseh primerih enake in znašajo 4/3 cm.

Pri analizi vpliva velikosti prereza smo model preverili pri velikostih 1/1 cm, 4/3 cm, 20/20 cm in 100/100 cm, geometrijske karakteristike posameznih prerezov, ki smo jih vnesli v program, pa so prikazane v preglednici D3. Material nosilca smo pri vseh primerih privzeli enak, in sicer topolov les.

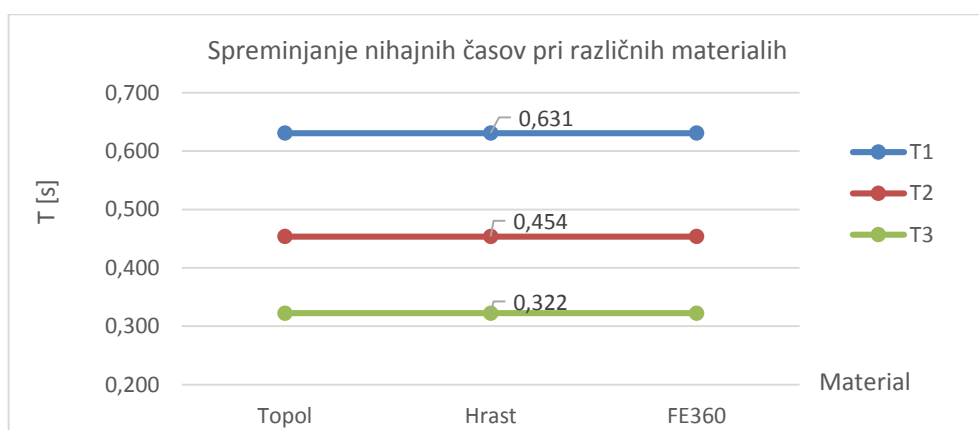
Preglednica D2: Materialne karakteristike.

Material	Topol	Hrast	FE360
$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	8000	12000	206000
$G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	650	1000	78400
$w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	5	9	79

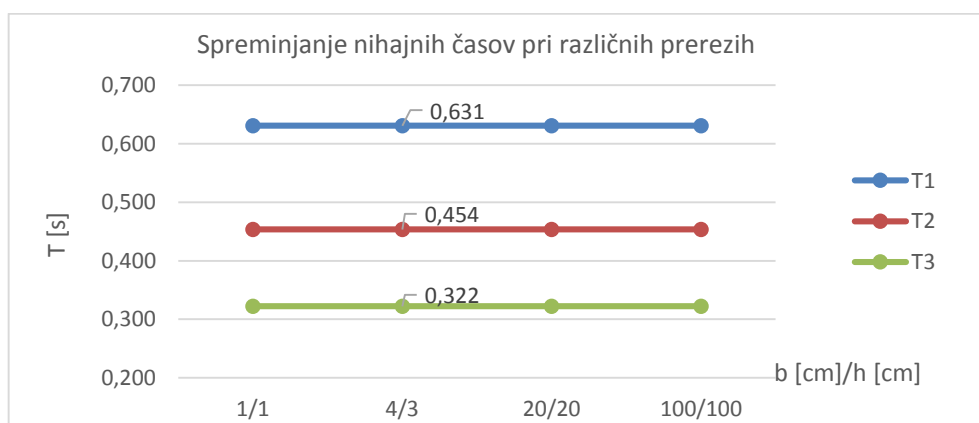
Preglednica D3: Geometrijske karakteristike prerezov.

b/h [cm]	1/1	4/3	20/20	100/100
$A$ [cm <sup>2</sup> ]	1,0	12,0	400,0	10000,0
$J$ [cm <sup>4</sup> ]	0,1	9,0	13333,3	8333333,3
$W$ [cm <sup>3</sup> ]	0,2	6,0	1333,3	166666,7

Rezultati so za vpliv materiala ter za vpliv velikosti prereza prikazani na spodnjih slikah. Izkaže se, da niti material niti dimenzije prereza ne vplivajo na velikost nihajnih časov in efektivnih mas modela. Iste razlike napram modelu brez nosilca se tako pojavijo ne glede na to, kako smo nosilec definirali.



Slika D6: Prikaz spreminjanja prvih treh nihajnih časov modela z nosilcem pri različnih materialih za primer neupoštevanja nanosa talne obtežbe.



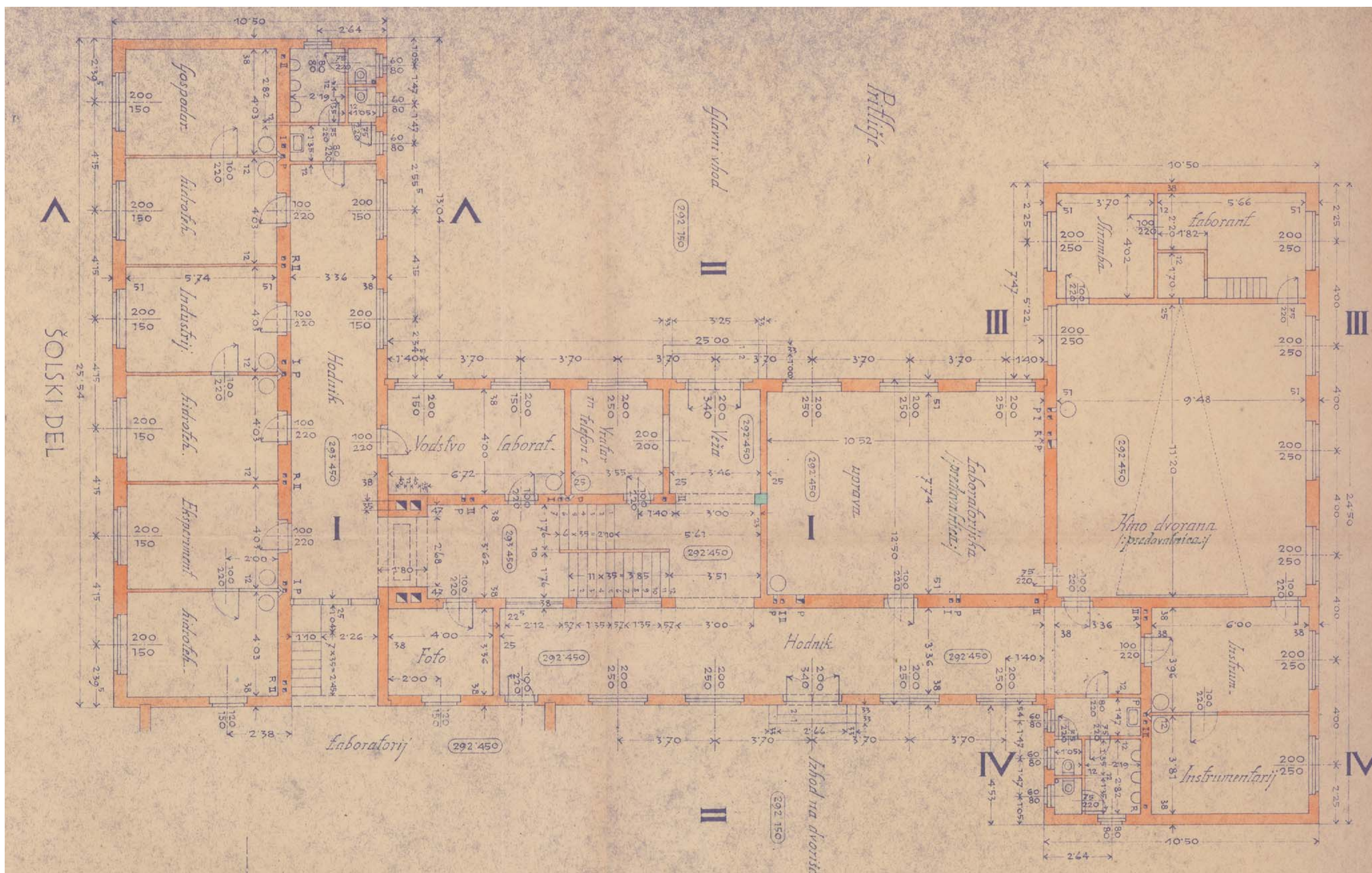
Slika D7: Prikaz spreminjanja prvih treh nihajnih časov modela z nosilcem pri različnih prerezih za primer neupoštevanja nanosa talne obtežbe.

Ne le, da je vpliv nosilca dimenzij 4/3 cm prevelik – zaradi takega nosilca se realno gledano konstrukcija ne bi smela spremeniti – pač pa nas poleg omenjenega preseneti še dejstvo, da se ista odstopanja modela z nosilcem napram modelu brez nosilca pojavijo tako pri materialih z veliko in majhno togostjo kot tudi pri majhnih in velikih prerezih. Togost konstrukcije se torej z definiranjem nosilca poveča, a za isto vrednost pri različno definiranih nosilcih. Zakaj v 3Muriju pride do tega, nam ni uspelo dognati, a lahko glede na ugotovljeno sklepamo, da gre za pomanjkljivost programa.

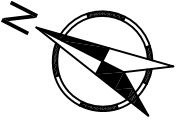
V diplomski nalogi smo nosilec zaradi potrebe po kontrolni točki kljub nejasnim in nesmiselnim rezultatom upoštevali, definirali pa smo ga, kot je to prikazano na sliki D1 ( $b/h = 4/3$  cm, material je topolov les z zmanjšanimi vrednostmi modula elastičnosti in specifične teže). Izbiro tako definirane nosilca je narekovalo dejstvo, da smo isti nosilec zaradi večje primerljivosti obeh programov modelirali tudi v SAP-u, kjer se izkaže, da le-ta nima vpliva na rezultate modalne analize oziroma je le-ta ustrezno majhen (preglednica D4).

Preglednica D4: Rezultati modalne analize s SAP-om za model z nosilcem in za model brez nosilca.

Nihajna oblika	Z nosilcem			Brez nosilca		
	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]	$T$ [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]
1	0,580	0,01	84,58	0,580	0,01	84,58
2	0,317	11,63	2,79	0,317	11,64	2,79
3	0,308	74,65	0,57	0,308	74,64	0,57
4	0,189	0,01	10,16	0,189	0,01	10,16
5	0,113	0,12	0,12	0,113	0,12	0,12
6	0,110	9,37	0,39	0,110	9,37	0,39
7	0,107	2,34	1,29	0,107	2,34	1,29



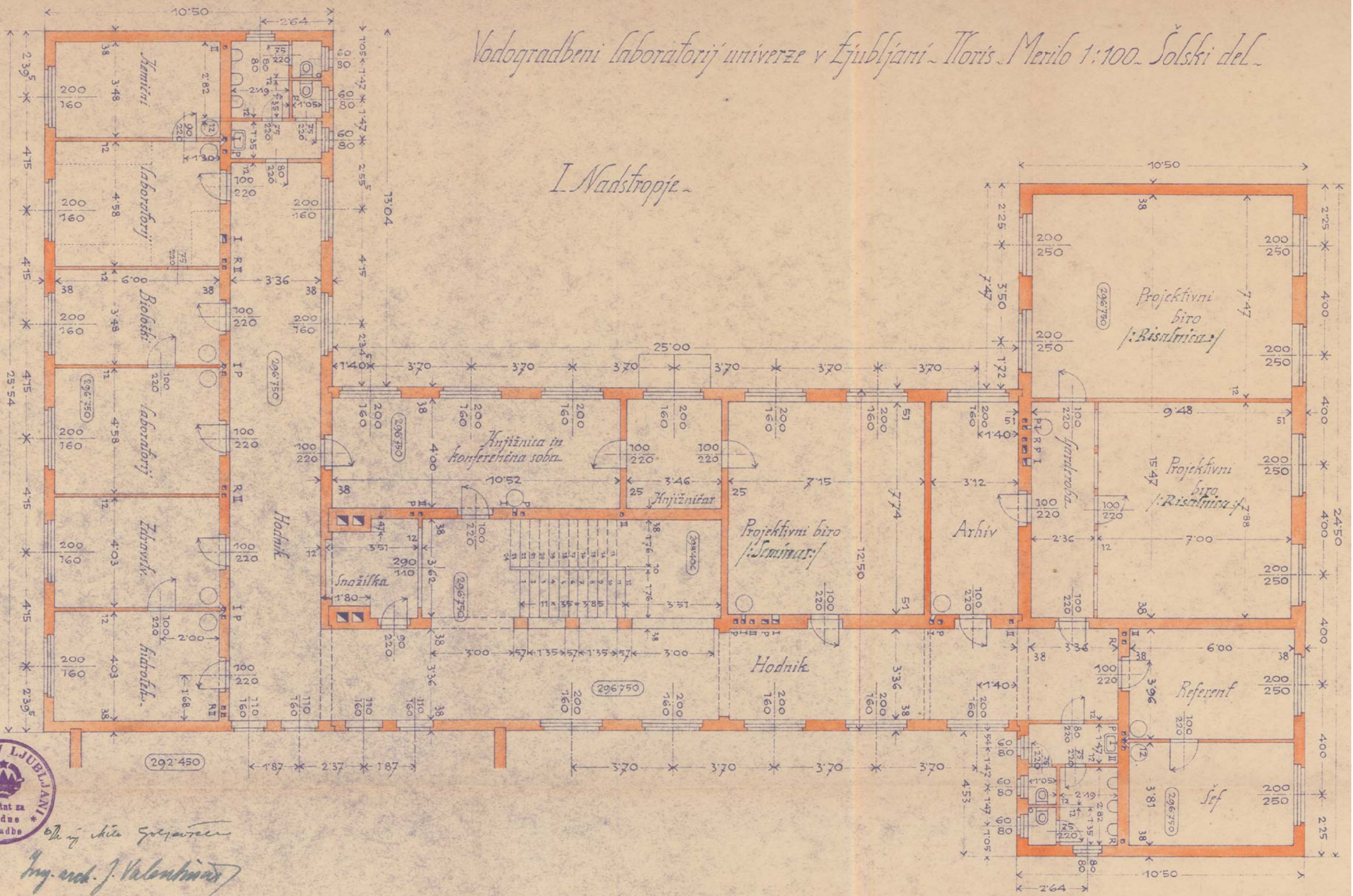
<b>PRILOGA A</b>	
OBJEKT: Stavba UL FGG na Hajdrihovi ulici	
NASLOV: Tloris pritličja	
VIR: Arhiv RS	MERILO: 1:150



Vodogradbeni laboratorij univerze v Ljubljani - Tloris Merilo 1:100. Šolski del.

I Nadstropje

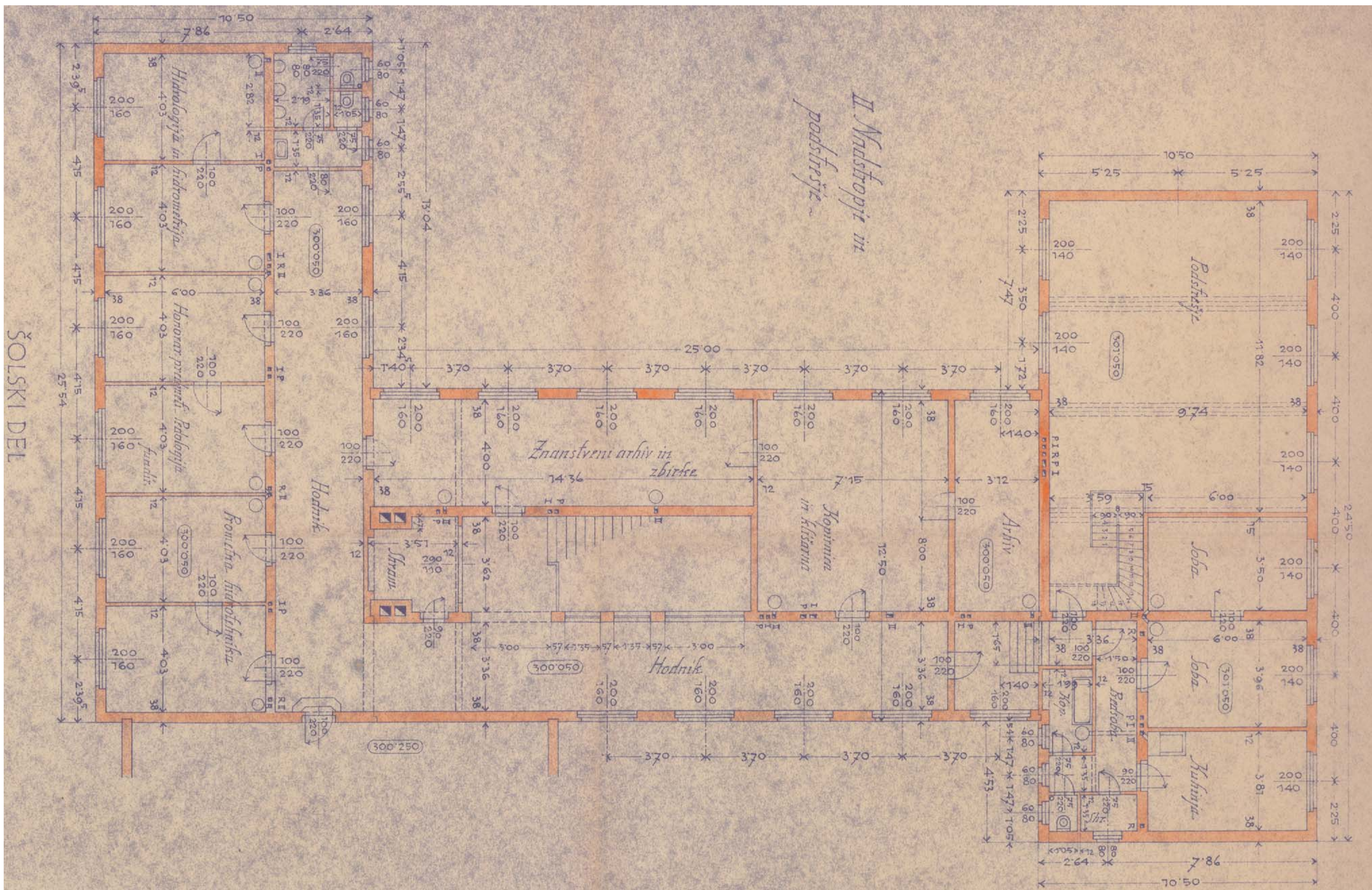
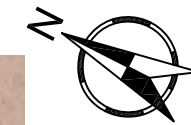
ŠOLSKI DEL



Ing. arch. J. Valentinčič

<b>PRILOGA B</b>	
OBJEKT: Stavba UL FGG na Hajdrihovi ulici	
NASLOV: Tloris 1. nadstropja	
VIR: Arhiv RS	MERILO: 1:150





ŠOLSKI DEL

**PRILOGA C**

OBJEKT:		Stavba UL FGG na Hajdrihovi ulici	
NASLOV:		Tloris 2. nadstropja	
VIR:	Arhiv RS	MERILO:	1:150