

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:

Bajc, K., 2014. Potresna analiza montažne armiranobetonske hale. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Babič, A.): 48 str.

Datum arhiviranja: 01-10-2014

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:

Bajc, K., 2014. Potresna analiza montažne armiranobetonske hale. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Babič, A.): 48 pp.

Archiving Date: 01-10-2014

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI
ŠTUDIJSKI PROGRAM PRVE
STOPNJE OPERATIVNO
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

KLEMEN BAJC

**POTRESNA ANALIZA MONTAŽNE
ARMIRANOBETONSKE HALE**

Diplomska naloga št.: 67/OG-MK

**SEISMIC ANALYSIS OF PRECAST REINFORCED
CONCRETE INDUSTRIAL BUILDING**

Graduation thesis No.: 67/OG-MK

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

doc. dr. Tomo Cerovšek

Somentor:

Anže Babič

Ljubljana, 25. 09. 2014

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Klemen Bajc izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Potresna analiza montažne armiranobetonske hale«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Gabrovka, 19. 9. 2014

Klemen Bajc

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK	624.042.7:624.012.45(043.2)
Avtor	Klemen Bajc
Mentor	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor	Anže Babič, univ. dipl. inž. grad.
Naslov	Potresna analiza montažne armiranobetonske hale
Tip dokumenta	diplomska naloga – visokošolski strokovni študij
Obseg in oprema	48 str., 4 pregl., 42 sl., 18 en., 1 pril.
Ključne besede	armiranobetonska montažna hala, betonska polnila, modeliranje polnil, metoda s horizontalnimi silami, Evrokod 8

Izvleček:

V okviru te diplomske naloge je bila izvedena potresna analiza montažne armiranobetonske hale. Največji poudarek je bil na preučevanju modeliranja betonskih polnil in njihovega vpliva na odziv konstrukcije med potresom. V nalogi so predstavljena pravila in računski postopki, ki so bili uporabljeni pri modeliranju konstrukcije. Vpliv polnil v poljih med stebri smo določili s poenostavljenim modelom, kjer se polnilo modelira z dvema diagonalama v ravnini zidu. Potresno analizo smo izvedli z metodo s horizontalnimi silami, ki je predvidena v Evrokodu 8. Za modeliranje smo uporabili program ETABS v9.7.4. Izdelana sta bila dva modela in sicer, model objekta z upoštevanjem polnil in model brez polnil, ki je služil za primerjavo rezultatov. Ugotovili smo, da so pomiki pri konstrukciji s polnili v povprečju manjši za 38%. Razlike smo opazili tudi pri notranjih statičnih količinah stebrov. Na mestu, kjer se na steber priključuje polnilo, katerega višina je precej manjša od višine etaže, se pojavi moment, ki je za 43 % večji od momenta pri čistem okvirju. Še večja razlika je v prečnih silah, saj so le-te tudi do petkrat večje od sil, ki smo jih določili na osnovi modela brez upoštevanja polnil.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC	624.042.7:624.012.45(043.2)
Author	Klemen Bajc
Supervisor	Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D
Co-advisor	Anže Babič, B.Sc (C.E.)
Title	Seismic analysis of precast reinforced concrete industrial building
Document type	Graduation Thesis – Higher professional studies
Notes	48 p., 4 tab., 42 fig., 18 eq., 1 ann.
Key words	precast reinforced concrete frame, masonry infill, concrete brick infill modelling, lateral force method, Eurocode 8

Abstract:

A seismic analysis of precast reinforced concrete building is presented in this graduation thesis. The main objective was to estimate the impact of concrete infills on seismic response of structure. In the first part of thesis the principles and analytical procedures for modelling of such structures are described. The effect of concrete infills was taken into account with a single-strut model. The modelling of structure and all the analysis were according to Eurocode 8 performed by software ETABS v9.7.4. For comparison, two different models were developed. The first one is a model which accounts for the effect of concrete infill, whereas the second model consisted of bare frame, which is often used in practice. It was found that infills reduced storey drift for approximately 38%. There are some differences in bending moments, too. In the case, where the infill which having the height much smaller than the height of column, connects to column, bending moments were observed for 43% greater in comparison to those based on the bare frame. However, much greater difference was observed for the shear forces in the columns, which were around five times greater than that observed in the case of bare frame.

ZAHVALA

Za vso pomoč, strokovne nasvete in porabljen čas pri izdelavi diplomske naloge se zahvaljujem izr. prof. dr. Matjažu Dolšku. Zahvala gre tudi Anžetu Babiču, univ. dipl. inž. grad., ki mi je z nasveti pomagal pri uporabi računalniškega programa.

Posebna zahvala gre tudi moji družini, prijateljem in puncu Tanji za izkazano podporo in potrpljenje v času študija in med izdelavo diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT.....	IV
ZAHVALA.....	V
1 UVOD.....	1
2 MONTAŽNE ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE.....	2
2.1 Montažne armiranobetonske konstrukcije s polnili.....	3
3 POTRESNA OBREMENITEV.....	7
3.1 Značilnosti tal.....	7
3.2 Potresna območja	7
3.3 Elastični spekter odziva.....	8
3.4 Projektni spekter odziva	9
4 OPIS OBJEKTA	11
4.1.1 Nosilna konstrukcija.....	11
4.2 Izračun mase objekta.....	12
4.2.1 Karakteristike materialov	12
4.2.2 Streha.....	13
4.2.3 Steber.....	14
4.2.4 Betonska polnila.....	14
4.2.5 Mase	14
5 MODELIRANJE.....	17
5.1.1 Modeliranje polnil	18
6 POTRESNA ANALIZA OBJEKTA.....	25
6.1 Okvirna konstrukcija brez polnil.....	25
6.1.1 Nihajni čas konstrukcije	26
6.1.2 Potresne sile.....	27
6.1.3 Potresni obtežni kombinaciji	28
6.1.4 Rezultati analize	28
6.2 Okvirna konstrukcija s polnili	32
6.2.1 Nihajni čas konstrukcije	33
6.2.2 Potresne sile.....	34

6.2.3	Potresni obtežni kombinaciji	35
6.2.4	Rezultati analize	35
6.3	Primerjava rezultatov analize	39
7	ZAKLJUČEK.....	45
VIRI.....		47

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3.1: Tipi tal (SIST EN 1998-1:2005).....	7
Preglednica 3.2: Vrednosti parametrov spektra odziva, ki se uporablja v Sloveniji (SIST EN 1998-1:2005)	9
Preglednica 6.1: Dimenzije diagonal za izračun nihajnega časa.....	33
Preglednica 6.2: Primerjava pomikov konstrukcije	40

KAZALO SLIK

Slika 2.1: Montažni armiranobetonski okvir (SGP POMGRAD, 2013).....	2
Slika 2.2: Porušitev objekta v kraju Cosumaro; (a) porušitev strešnega T-nosilca; (b) detajl izvedenega stika; (Ioannou in sod., 2012).....	3
Slika 2.3: Pojav močne poškodovanosti objekta zaradi efekta mehke etaže (Dolšek, 2014).....	4
Slika 2.4: (a) AB okvir s polnilom; (b) poškodbe kratkih stebrov zaradi interakcije s polnilom; (Parisi in sod., 2012).....	5
Slika 3.1: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2014).....	8
Slika 3.2: Vpliv faktorja obnašanja na projektni spekter pospeškov.....	10
Slika 4.1: Tesarska delavnica.....	11
Slika 4.2: Tipičen prerez hale.....	12
Slika 4.3: Sestava strehe.....	13
Slika 4.4: Steber z lomljeno osjo.....	14
Slika 4.5: Razporeditev masnih točk.....	15
Slika 5.1: Spreminjanje prereza stebra.....	17
Slika 5.2: Polnilo z oknom velikosti 285/250 cm in prikaz poteka nadomestnih diagonal.....	18
Slika 5.3: Polnilo z oknom in vrati ter prikaz poteka nadomestnih diagonal.....	19
Slika 5.4: Polnilo z oknom 100/80 cm in prikaz poteka nadomestnih diagonal.....	20
Slika 5.5: Polnilo z dvema oknoma in prikaz poteka nadomestnih diagonal.....	21
Slika 5.6: Polnilo v krajši smeri objekta z vrati in prikaz poteka nadomestnih diagonal.....	22
Slika 5.7: Polnilo v krajši smeri z odprtino za vhodna in dvižna vrata.....	23
Slika 6.1: Model konstrukcije brez polnil.....	25
Slika 6.2: Pomiki konstrukcije v smeri X.....	29
Slika 6.3: Pomiki konstrukcije v smeri Y.....	29
Slika 6.4: Položaj osi in okvirov modela brez polnil.....	30
Slika 6.5: Ovojnica momentov M_{yy} v okvirju na osi G (kNm).....	30
Slika 6.6: Ovojnica momentov M_{zz} v okvirju na osi C (kNm).....	31
Slika 6.7: Ovojnica prečnih sil v okvirju na osi G (kN).....	31
Slika 6.8: Ovojnica osnih sil v okvirju na osi G (kN).....	32
Slika 6.9: Model konstrukcije s polnili.....	32
Slika 6.10: Pomiki konstrukcije s polnili v smeri X.....	35
Slika 6.11: Pomiki konstrukcije s polnili v smeri Y.....	36
Slika 6.12: Položaj osi in okvirov modela s polnili.....	36
Slika 6.13: Ovojnica momentov M_{yy} v okvirju s polnilom na osi G (kNm).....	37
Slika 6.14: Ovojnica momentov M_{yy} v okvirju brez polnila na osi C (kNm).....	37
Slika 6.15: Ovojnica momentov M_{zz} v okvirju na osi C (kNm).....	38

Slika 6.16: Ovojnica prečnih sil v okvirju na osi C (kN)	38
Slika 6.17: Ovojnica osnih sil v okvirju na osi B.....	39
Slika 6.18: Prikaz pozicije obravnavanih okvirjev.....	40
Slika 6.19: Prikaz poteka diagramov upogibnih momentov okoli osi y (okvir b in c).....	41
Slika 6.20: Prikaz poteka diagramov upogibnih momentov okoli osi y (okvir a in c).....	41
Slika 6.21: Prikaz poteka momentov pri okviru brez polnil.....	42
Slika 6.22: Prikaz razporeditve upogibnih momentov okoli lokalne osi z.....	43
Slika 6.23: Prikaz razporeditve prečnih sil v konstrukciji brez polnil	43
Slika 6.24: Prikaz razporeditve prečnih sil v konstrukciji s polnili.....	44

1 UVOD

V diplomski nalogi je predstavljena potresna analiza tesarske delavnice na območju Litije. Gre za enoetažni, montažni objekt z armiranobetonskimi stebri, polja med njimi pa so zapolnjena z betonskimi polnili. Glavni namen naloge je prikazati, kako in v kolikšni meri ta polnila vplivajo na odziv konstrukcije med potresom.

V prvem delu naloge so predstavljene montažne konstrukcije ter njihove prednosti in slabosti. Gre za konstrukcijski sistem, ki je po svetu zelo razširjen in pogosto uporabljen, vendar izkušnje kažejo, da se zaradi potresov lahko takšni objekti zelo močno poškodujejo ali pa celo porušijo. Porušitev objekta je predvsem posledica napačnega dimenzioniranja nosilnih elementov in nepravilno izvedenih stikov med njimi. Pogosto uporabljena so tudi polnila med stebri. Ta lahko pozitivno vplivajo na nosilnost same konstrukcije med potresom, lahko pa so tudi glavni vzrok za njeno porušitev. Problem pa nastane pri upoštevanju le-teh v računskih modelih, saj standard ne predpisuje točno določenega načina, kako upoštevati vpliv polnil na konstrukcijo med potresom.

V nadaljevanju je predstavljen tudi postopek določanja potresne obtežbe konstrukcije, kot to predpisuje Evrokod 8. Na kratko so opisani še nekateri izrazi, ki so uporabljeni v postopku. Potresne sile so bile izračunane s pomočjo metode s horizontalnimi silami, za določitev nihajnega časa konstrukcije pa je bila uporabljena Rayleighova metoda.

V drugem delu naloge pa je opisan potek modeliranja konstrukcije, ki je bilo izvedeno s programom ETABS. Za potrebe analize sta bila izdelana dva različna modela konstrukcije, model dejanske konstrukcije s polnili in model brez polnil, ki je služil za primerjavo rezultatov. Na začetku je podan postopek modeliranja betonskih polnil. Vpliv le-teh na celotno konstrukcijo je bil zajet z dvema križnima diagonalama v ravnini zidu. Dimenzije nadomestnih elementov so bile določene na podlagi togosti polnil. Pri izračunu smo si pomagali s Fardisovo enačbo. V nadaljevanju je prikazan še postopek izračuna potresnih sil.

V zadnjem delu pa so zbrani rezultati, ki so predstavljeni v smislu pomikov konstrukcije in notranjih statičnih količin elementov pri izračunani projektni potresni obtežbi. Izvedena je bila tudi primerjava rezultatov med modelom s polnili in referenčnim modelom brez polnil. S tem je na koncu tudi prikazano, kakšen vpliv imajo polnila na odziv montažne armiranobetonske hale v primeru nastanka potresa.

2 MONTAŽNE ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE

Za ohranjanje konkurenčnosti je pomembno, da se ljudje in gospodarske družbe čim hitreje prilagodijo na trenutne potrebe družbe. To se odraža tudi v gradbeništvu, kjer naročniki oziroma investitorji zahtevajo najhitrejšo možno izvedbo gradnje, ki pa mora biti hkrati še kvalitetna in poceni. Vse to nam omogoča montažna gradnja objektov, hitro gradnjo z zadovoljivo kvaliteto in sprejemljivo ceno.

Montažni objekti so sestavljeni iz prefabriciranih elementov (slika 2.1), ki so izdelani v industrijskih obratih in prepeljani na gradbišče. Na samem gradbišču se izvaja zelo malo mokrih postopkov, zato gradnja hitro napreduje. Tudi kvaliteta elementov je na visokem nivoju, saj izdelava poteka večinoma v pokritih in zaprtih prostorih, tako da samo delo ni odvisno od vremenskih in temperaturnih vplivov, kot na primer na gradbišču. Ta način gradnje lahko uporabimo praktično za vse objekte, ne glede na obliko, dimenzije ali material.



Slika 2.1: Montažni armiranobetonski okvir (SGP POMGRAD, 2013)

V Sloveniji je armiran beton eden največkrat uporabljenih gradbenih materialov pri gradnji objektov. Omogoča nam velike nosilnosti in enostavno vgradnjo. Uporaben je tako pri klasični gradnji, kot tudi v montažni gradnji, z razliko, da lahko pri slednji dosežemo boljšo izkoriščenost materiala s prednapetjem armature v posameznih elementih.

Konstruktivna zasnova montažnih armiranobetonskih konstrukcij je največkrat endoskeletna. To pomeni, da so osnovni gradniki medsebojno povezani linijski elementi, kot so stebri in grede. Tak sistem nam omogoča veliko boljšo izkoriščenost prostora, saj sama konstrukcija zavzame dosti manjši

del volumna objekta, kot pri eksoskeletalni gradnji, ki je sestavljena pretežno iz polnih sten. Zato je tak način gradnje primeren predvsem za gradnjo skladišč, industrijskih, poslovnih in trgovskih objektov. (Lopatič, 2014)

Montažne armiranobetonske konstrukcije so zelo občutljive na potresne obremenitve. Najbolj kritični deli so stiki med posameznimi elementi, saj težko zagotovimo povezavo, da se bo konstrukcija obnašala enako kot monolitna. Najbolj problematične so starejše konstrukcije, katere še niso pravilno dimenzionirane na potresne obremenitve. Veliko poškodb takih objektov je bilo zabeleženih ob potresu v Italiji leta 2012, v pokrajini Emilia-Romagna. Pokazalo se je, da se je veliko poškodb objektov zgodilo prav zaradi nepravilnih stikov. Med potresom se slaba povezava med stebrom in gredo obnaša kot členkasto-pomična podpora v horizontalni smeri, kar na koncu pripelje do tega, da se greda izmakne iz ležišča, kot je prikazano na sliki 2.2. (Ioannou in sod., 2012)



Slika 2.2: Porušitev objekta v kraju Cosumaro; (a) porušitev strešnega T-nosilca; (b) detajl izvedenega stika; (Ioannou in sod., 2012)

2.1 Montažne armiranobetonske konstrukcije s polnili

Razlog, da se odločimo za gradnjo, je največkrat potreba po suhem in zaprtem prostoru, kjer smo zaščiteni pred vremenskimi vplivi in nepovabljenimi gosti, pa naj bo to stanovanjska hiša ali pa industrijski objekt. Montažne armiranobetonske konstrukcije nam omogočajo enostavno izpolnjevanje tega pogoja z uporabo polnil, ki se razlikujejo glede na uporabljen material. Najbolj pogosto uporabljena polnila so opečna in betonska, pojavljajo pa se tudi raznorazni drugi materiali. Opečna polnila sestavljajo opečni modularni bloki, ki se gradijo na mestu samem in sicer po postopku klasičnega zidanja z malto. Na enak način se vgrajuje tudi polnila z betonskimi zidaki. Obe vrsti polnil imata podobne lastnosti, razlikujeta pa se v toplotni prevodnosti in ceni. Betonska polnila zato običajno uporabimo pri industrijskih objektih, kjer je izolativnost lahko nižja, po drugi strani pa so dimenzije polj industrijskih objektov večje, kar pomeni, da je potrebna debelina stene zidu večja.

Polnila imajo lahko pomemben vpliv pri obnašanju same konstrukcije med potresom. Pravilno in enakomerno razporejena polnila močno prispevajo k togosti in nosilnosti konstrukcije, po drugi strani pa lahko napačno dimenzionirana in postavljena polnila privedejo do porušitve objekta med potresom. Najbolj pogosto se pojavljajo poškodbe objektov zaradi neenakomerno porazdeljenih polnil, ki privedejo do pojava mehke etaže ali torzijskih obremenitev. (Dolšek in Fajfar, 2008)

Mehka etaža (slika 2.3) se pojavi pri objektih, ki imajo neenakomerno razporeditev polnil po višini. Posledično ima ena etaža precej manjšo togost od ostalih, zato se v tej, med potresom, zgodijo večji pomiki, ki pa jih stebri večinoma ne morejo prevzeti brez poškodb, zato pride do porušitve celotne etaže. Do pojava mehke etaže pa lahko pride tudi v višinsko zveznih objektih z nepravilno dimenzioniranimi polnili, kjer pride do porušitve polnil med samim potresom. (Dolšek in Fajfar, 2008)

V primeru, da je polje med okvirji le deloma zapolnjeno po višini, se lahko zgodi pojav kratkih stebrov (slika 2.4). Polnilo navidezno skrajša steber, saj se del, ki je ujet med polnila ne obnaša več kot normalen steber. Krajši kot je, večjo ima togost, zato med potresom nase prevzame velike strižne obremenitve, ki pa jih betonski prerez ni sposoben prenesti.



Slika 2.3: Pojav močne poškodovanosti objekta zaradi efekta mehke etaže (Dolšek, 2014)



Slika 2.4: (a) AB okvir s polnilom; (b) poškodbe kratkih stebrov zaradi interakcije s polnilom; (Parisi in sod., 2012)

Obnašanje polnil in same konstrukcije med potresom je skrajno nelinearno, zato so za natančno modeliranje potrebni zahtevni izračuni, ki pa zahtevajo veliko dela in časa. V večini primerov želimo pri modeliranju samo zajeti vpliv polnil na konstrukcijo, zato lahko uporabimo poenostavljen model tlačnih diagonal, s katerimi simuliramo polnila. Na voljo nam je več različnih modelov, največkrat uporabljen je model z dvema križnima diagonalama v ravnini zidu, ki prenašata samo tlačno obremenitev. Dimenzije nadomestnega elementa, t.j. tlačne diagonale, so izračunane na podlagi togosti elementa, ki pa mora ustrezati togosti polnila. Izračunamo ga po naslednji enačbi (Fardis, 1996):

$$K_{el} = \frac{G_w \cdot A_w}{h_w} \quad (2.1)$$

kjer je:

G_w elastični strižni modul polnila

A_w površina prereza polnila

h_w višina polnila

S to enačbo izračunamo togost polnila v horizontalni smeri, diagonale, ki jih bomo uporabili v modelu, pa bodo pod določenim kotom, zato je potrebno horizontalno togost preračunati na togost poševnega elementa. To storimo z enačbo (2.2).

$$K_{el}' = \frac{K_{el}}{\cos^2 \alpha} \quad (2.2)$$

kjer α predstavlja naklon diagonale.

Velikokrat se zgodi, da polje med stebri ni v celoti zapolnjeno zaradi odprtine za okna ali vrata, ki zmanjšujejo strižno odpornost panela. Zato je potrebno le-te upoštevati pri računu togosti panela. V ta namen smo uporabili poenostavljen račun, kjer vpliv oken in vrat na togost polnila reduciramo s faktorjem λ_0 (Dawe, Seah, 1988).

$$\lambda_0 = 1 - \frac{1,5 \cdot L_o}{L_{in}} \geq 0 \quad (2.3)$$

kjer je:

L_o horizontalna dolžina odprtine

L_{in} dolžina polnila

Z enačbo (2.4) dobimo togost nadomestne diagonale, na podlagi katere določimo dimenzije elementa, ki ga bomo vstavili v model. To lahko storimo s pomočjo izraza za določitev togosti pravokotnega elementa, iz katerega izrazimo površino prereza (2.5).

$$K_d = K'_{el} \cdot \lambda_0 \quad (2.4)$$

$$A = \frac{K_d \cdot l}{E} \quad (2.5)$$

kjer je:

l dolžina nadomestne diagonale v modelu

E elastični modul materiala uporabljenega za nadomestno diagonalo

3 POTRESNA OBREMENITEV

Slovenija leži na tektonsko aktivnem območju, zato morajo vsi novi objekti izpolnjevati pogoje, ki jih podaja standard Evrokod 8. Ta navaja tudi postopke, ki jih potrebujemo pri izračunu potresnih vplivov na objekt.

3.1 Značilnosti tal

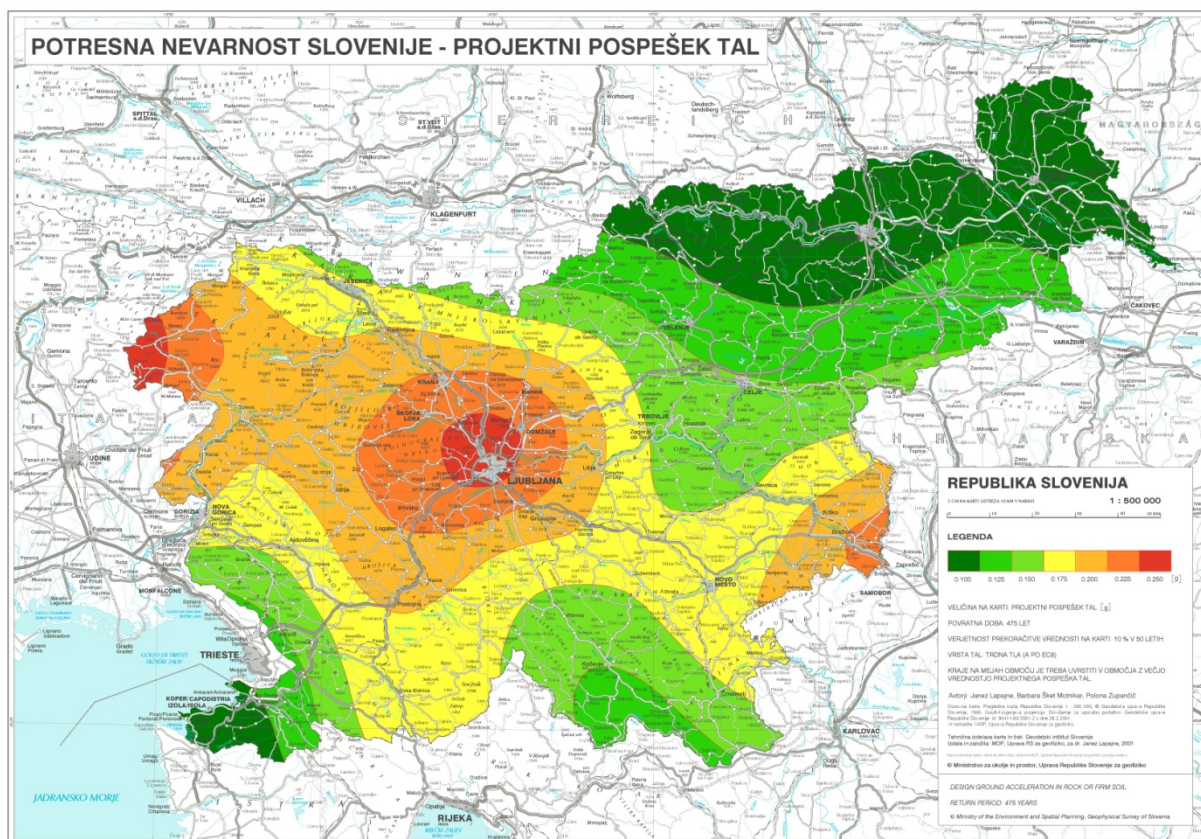
Vpliv potresa, ki se prenese na stavbo je odvisen od lastnosti tal, na katerih stoji. Standard razvršča temeljna tla v 5 kategorij (preglednica 3.1), katerim so določeni različni parametri, dodani pa sta še dve posebni kategoriji S_1 in S_2 , za kateri je potrebno izvesti posebne študije. Za pravilno izbiro kategorije tal je potrebno opraviti teste, ki so predpisani v standardu SIST EN 1998-5:2004.

Preglednica 3.1: Tipi tal (SIST EN 1998-1:2005)

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (udarcev/30 cm)	c_u (kPa)
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala	> 800	-	-
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo	360-800	> 50	> 250
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov	180-360	15-50	70-250
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin	< 180	< 15	< 70
E	Profil tal, kjer je površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 metri in vrednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s			
S_1	Sedimenti, ki vsebujejo najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja z visokim indeksom plastičnosti ($PI > 40$) in visoko vsebnostjo vode	< 100 (indikativno)	-	10-20
S_2	Tla, podvržena likvefakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E in S_1			

3.2 Potresna območja

Slovenija se deli na posamezna območja, kjer lahko pričakujemo različne jakosti potresov. Ta območja so določena na podlagi referenčne vrednosti največjega pospeška a_{gR} , na tleh tipa A. Območja in velikosti referenčnih pospeškov tal so prikazani na Karti potresne nevarnosti Slovenije (slika 3.1). Največji možen pospešek tal pri nas je določen z vrednostjo $a_{gR} = 0,25g$



Slika 3.1: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2014)

3.3 Elastični spekter odziva

Spektri odziva so diagrami pomikov, hitrosti, pospeškov ali notranjih statičnih količin v odvisnosti od nihajnega časa oziroma frekvence. Z njimi prikazujemo maksimalne absolutne vrednosti odziva za sistem z eno prostostno stopnjo (Dolšek, 2014). Evrokod 8 za gibanje tal med potresom predpostavlja elastični spekter pospeškov. Določen je naslednjimi enačbami (SIST EN 1998-1:2005):

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.4)$$

kjer so:

$S_e(T)$ elastični spekter odziva

T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo

a_g projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$)

- T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
- T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
- T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika
- S faktor tal
- η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5 % viskoznega dušenja, $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$, pri čemer je ξ vrednost koeficienta kritičnega viskoznega dušenja konstrukcije, izračunana v odstotkih

Vrednosti nihajnih časov T_B , T_C in T_D ter faktorja tal S , ki opisujejo obliko elastičnega spektra odziva, so odvisne od tipa tal. Standard predpisuje dva tipa spektra odziva, tip 1 in tip 2 z različnimi vrednostmi parametrov. V Sloveniji se uporablja prirejen spekter tipa 1 z vrednostmi parametrov podanimi v preglednici 3.2.

Preglednica 3.2: Vrednosti parametrov spektra odziva, ki se uporablja v Sloveniji (SIST EN 1998-1:2005)

Tip tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,40	2,0
B	1,2	0,15	0,50	2,0
C	1,15	0,20	0,60	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0
E	1,7	0,10	0,40	2,0

3.4 Projektni spekter odziva

Razpoložljiva duktilnost je lastnost konstrukcije, ki jo je potrebno upoštevati pri projektiranju potresnoodpornih konstrukcij. Duktilne konstrukcije imajo sposobnost sipanja energije v nelinearnem območju, kar lahko v izračunu zajamemo z nelinearno analizo. Tej pa se projektanti raje izogibajo, saj je preveč zahtevna in zapletena za vsakodnevno uporabo. Standard Evrokod 8 nam zato predlaga nadomestno možnost, uporabo linearne analize z upoštevanjem redukcije potresnih sil na osnovi elastičnega spektra pospeškov. Po Evrokodu 8 se redukcija potresnih sil uvede s faktorjem obnašanja q , s katerim implicitno upoštevamo, da se konstrukcija med močnim potresom lahko poškoduje. Zaradi nižjih vrednosti projektne spektra (slika 3.2), dobimo tudi manjše potresne sile, kar pa pomeni manjše potrebne prereze elementov za prevzem potresnih obremenitev, s tem pa tudi nižja

cena gradnje. Sama izbira velikosti faktorja je odvisna predvsem od konstrukcijskega sistema objekta, uporabljenega materiala in izvedbe detajlov. V standardu so za različne konstrukcijske sisteme in materiale navedeni postopki za določanje faktorja obnašanja.

Projektni spekter odziva $S_d(T)$ je v standardu določen z naslednjimi enačbami (SIST EN 1998-1:2005):

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.7)$$

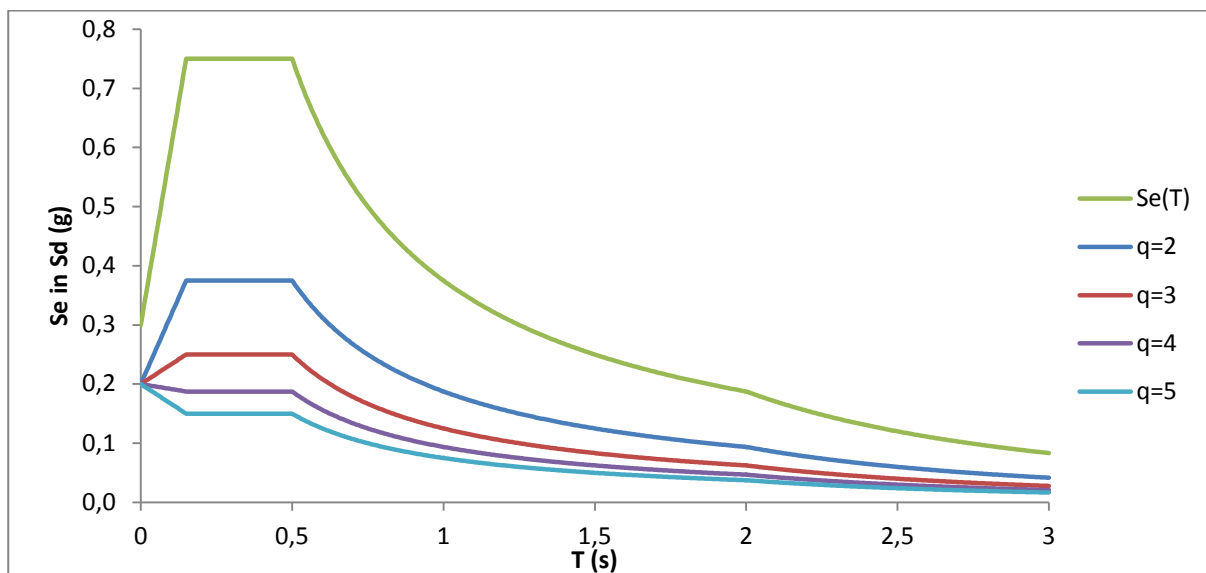
$$T_D \leq T \leq 4s: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.8)$$

kjer so:

a_g, S, T, T_B, T_C, T_D opredeljeni v poglavju 3.3

$S_d(T)$ projektni spekter

q faktor obnašanja



Slika 3.2: Vpliv faktorja obnašanja na projektni spekter pospeškov

4 OPIS OBJEKTA

Objekt, ki je bil obravnavan v tej diplomski nalogi, je tesarska delavnica na območju Litije, točneje v kraju Gabrovka. Zasnova je enoetažna, naknadno pa so bili v delu objekta pozidani pisarniški prostori v dveh etažah, ki so ločeni od glavne konstrukcije. Zunanje mere objekta znašajo 13,00 m v širino in 30,50 m v dolžino, od tega je 10,10 x 13,00 m delno zaprtega nadstreška (glej prilogo A). Obravnavana delavnica se nahaja na nadmorski višini 545 m.

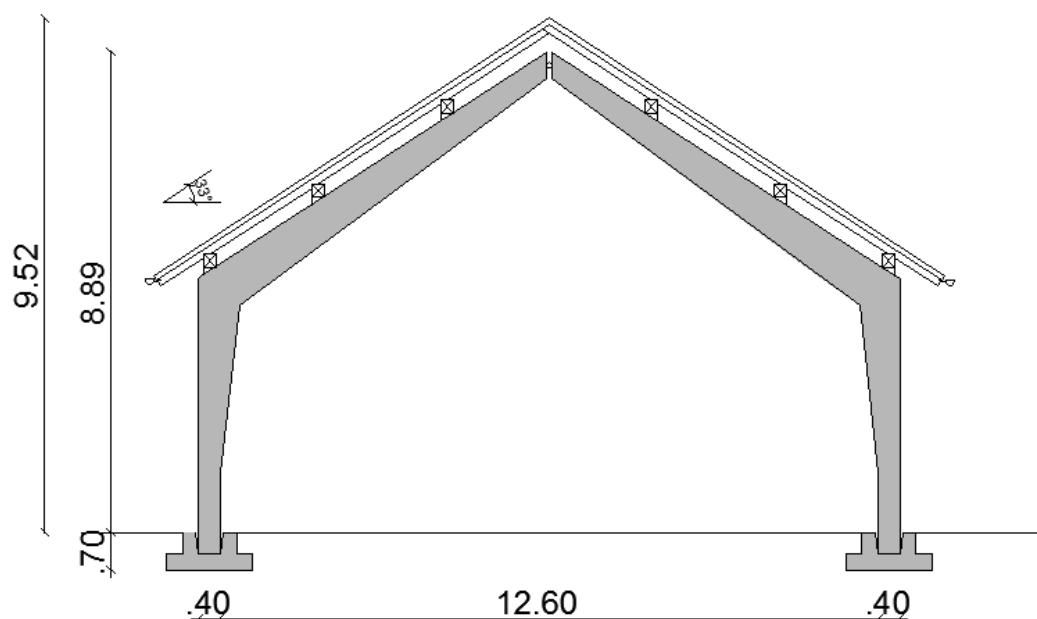


Slika 4.1: Tesarska delavnica

4.1.1 Nosilna konstrukcija

Glavna nosilna konstrukcija objekta so montažni armiranobetonski lomljeni stebri, ki v paru tvorijo 7 zaporednih tričlenskih lokov. Postavljeni so v montažne čašaste temelje, ki si sledijo na osni razdalji 5,05 m. Stebri so v slemenu spojeni z jeklenimi sidri, ki omogočajo medsebojne zasuke. V vzdolžni smeri objekta so polja med stebri pozidana z betonskimi bloki, prav tako so pozidana prvo, peto in zadnje polje v krajši smeri. Vsa polnila imajo na različnih mestih odprtine za okna oziroma vrata.

Streha objekta je klasična, lesena dvokapnica s čopi v naklonu 33°. Špirovci so podprti s kapno in dvema vmesnima legama, dimenzij 22/24 cm, te pa so preko posebnih ležišč in vijakov sidrane v poševni del stebra. Za kritino je uporabljen betonski strešnik Bramac.



Slika 4.2: Tipičen prerez hale

4.2 Izračun mase objekta

4.2.1 Karakteristike materialov

Beton, uporabljen pri armiranobetonskih stebrih, je trdnostnega razreda C30/37 z naslednjimi karakteristikami:

- $f_{ck} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$ (karakteristična tlačna trdnost betona določena na valju)
- $f_{ck,cube} = 3,7 \text{ kN/cm}^2$ (karakteristična tlačna trdnost betona določena na kocki)
- $f_{ctm} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$ (srednja natezna trdnost betona)
- $E_{ctm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$ (modul elastičnosti betona)
- $\gamma_c = 25 \text{ kN/cm}^3$ (specifična teža betona)

Armature palice za armiranje stebrov so iz jekla, kvalitete S500, ki ima sledeče lastnosti:

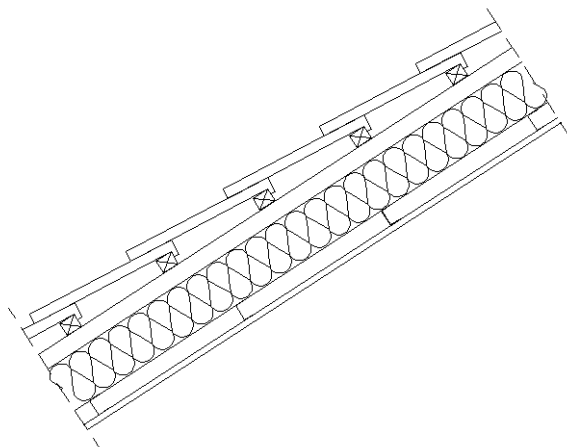
- $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$ (karakteristična meja elastičnosti jekla)
- $E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$ (elastični modul jekla)
- $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/cm}^3$ (specifična teža jekla)

Za ostrešje je uporabljen smrekov les trdnostnega razreda C24:

- $E_{0,mean} = 1100 \text{ kN/cm}^2$ (elastični modul lesa vzporedno z vlakni)
- $E_{90,mean} = 37 \text{ kN/cm}^2$ (elastični modul lesa pravokotno na vlakna)
- $\gamma_w = 4,2 \text{ kN/cm}^3$ (specifična teža lesa)

4.2.2 Streha

Streha objekta je lesena dvokapnica. Sestava le-te je prikazana na sliki 4.3.



Slika 4.3: Sestava strehe

- Lastna in stalna obtežba

betonski strešnik	$560 \text{ m}^2 \cdot 0,45 \text{ kN/m}^2 =$	252 kN
vzdolžne in prečne letve 4/5 cm	$2500 \text{ m} \cdot 0,04 \text{ m} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 4,2 \text{ kN/m}^3 =$	21,0 kN
špirovci 12/14 cm	$0,1 \text{ m} \cdot 0,14 \text{ m} \cdot 8,6 \text{ m} \cdot 62 \cdot 4,2 \text{ kN/m}^3 =$	31,4 kN
kamena volna	$0,12 \text{ m} \cdot 258,1 \text{ m}^2 \cdot 0,5 \text{ kN/m}^3 =$	15,5 kN
kapne in vmesne lege 22/24	$0,22 \text{ m} \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 32 \text{ m} \cdot 6 \cdot 4,2 \text{ kN/m}^3 =$	42,6 kN
mavčno kartonske plošče		
s kovinsko podkonstrukcijo	$390 \text{ m}^2 \cdot 0,15 \text{ kN/m}^2 =$	58,5 kN
	skupaj	421 kN

- Koristna obtežba

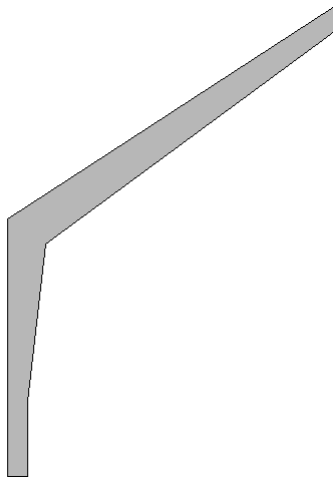
Standard SIST EN 1991-1-1:2004 deli strehe v 3 različne kategorije. Streha obravnavanega objekta spada v kategorijo H, to so strehe, ki so dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila. Vendar pa koristna obtežba pri potresni kombinaciji vplivov ne igra nobene vloge, saj Evrokod 0 za posamezne kategorije predpisuje različne kombinacijske faktorje, ki za kategorijo H znaša 0. S tem predvidevamo, da obstaja zelo majhna možnost, da bo v času nastanka potresa streha obtežena s koristno obtežbo.

- Sneg, veter

Kombinacijski faktor Ψ_2 za obtežbo s snegom na nadmorski višini pod 1000 m in obtežbo z vetrom je prav tako 0, zato obtežb snega in vetra ne upoštevamo.

4.2.3 Steber

Glavno nosilno konstrukcijo sestavlja 14 montažnih stebrov, ki so prikazani na sliki 4.4.



Slika 4.4: Steber z lomljeno osjo

lastna teža stebra	$6,98 \text{ m}^2 \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	34,9 kN
skupna teža stebrov	$14 \cdot 34,9 \text{ kN} =$	489 kN

4.2.4 Betonska polnila

Obravnavani objekt je enoetažen. Polnila zato ne prispevajo k masi konstrukcije, saj se njihova teža prenese neposredno v tla in ne preko nosilne konstrukcije objekta. Zato teže polnil v nadaljevanju nismo računali.

4.2.5 Mase

Mase, ki smo jih uporabili pri določitvi nihajnega časa in kasneje pri računu potresnih sil, izračunamo z izrazom (4.1), ki nam ga podaja standard SIST EN 1998-1:2005.

$$\sum G_{k,j} + \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.1)$$

kjer je:

$G_{k,j}$ karakteristični vpliv stalne in lastne obtežbe

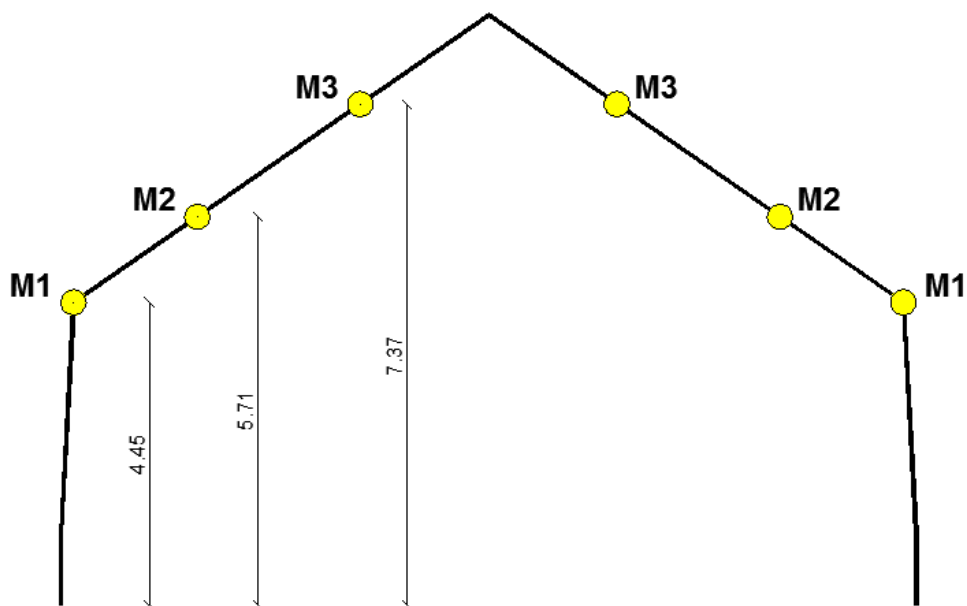
$Q_{k,i}$ karakteristični vpliv spremenljive obtežbe (koristna obtežba, sneg, veter)

$\Psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i (4.2)

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (4.2)$$

Glede na poglavje 4.2.2, kjer je zapisano, da so kombinacijski faktorji $\Psi_{2,i}$ za koristno obtežbo, obtežbo snega in vetra 0, pri izračunu mas nimamo spremenljivih vplivov, zato lahko izraz (4.1) poenostavimo. V nadaljnjem računu se upošteva samo lastna in stalna obtežba.

Maso celotne konstrukcije smo združili v 6 točk na tričlenskem loku, in sicer na mestih, kjer na konstrukcijo tudi vpliva največ mase. To so točke, kjer lege ostrešja nalegajo na betonske stebre (slika 4.5). Težo strehe in stebrov, na podlagi katere smo določil maso, smo združili glede na vplivne površine kjer deluje obtežba.



Slika 4.5: Razporeditev masnih točk

Skupna površina stebra

$$A_{stebra} = 6,98 \text{ m}^2$$

Dolžina strešine

$$l_{streha} = 744 \text{ cm}$$

- **M₁**

Vplivna širina

$$l_1 = 111 \text{ cm}$$

Vplivna površina stebra

$$A_1 = 3,33 \text{ m}^2$$

$$M_1 = \frac{\frac{A_1}{A_{stebra}} \cdot G_{stebra} + \frac{l_1}{l_{streha}} \cdot G_{streha}}{2 \cdot g} = \frac{\frac{3,33}{6,98} \cdot 489 + \frac{111}{744} \cdot 421}{2 \cdot 9,81} = 15,1 t$$

- M_2

Vplivna širina

$$l_2 = 257 \text{ cm}$$

Vplivna površina stebra

$$A_2 = 1,78 \text{ m}^2$$

$$M_2 = \frac{\frac{A_2}{A_{stebra}} \cdot G_{stebra} + \frac{l_2}{l_{streha}} \cdot G_{streha}}{2 \cdot g} = \frac{\frac{1,78}{6,98} \cdot 489 + \frac{257}{744} \cdot 421}{2 \cdot 9,81} = 13,8 t$$

- M_3

Vplivna širina

$$l_3 = 376 \text{ cm}$$

Vplivna površina stebra

$$A_3 = 1,87 \text{ m}^2$$

$$M_3 = \frac{\frac{A_3}{A_{stebra}} \cdot G_{stebra} + \frac{l_3}{l_{streha}} \cdot G_{streha}}{2 \cdot g} = \frac{\frac{1,87}{6,98} \cdot 489 + \frac{376}{744} \cdot 421}{2 \cdot 9,81} = 17,5 t$$

Skupna masa objekta:

$$M = 2 \cdot (M_1 + M_2 + M_3) = 2 \cdot (15,1 + 13,8 + 17,5) = 92,7 t$$

Predpostavimo, da se ostrešje obnaša kot toga diafragma, zato lahko celotno maso konstrukcije enakomerno porazdelimo na posamezne okvirje. Mase, ki odpadejo na posamezne okvirje znašajo:

$$m_1 = \frac{15,1}{7} = 2,15 t$$

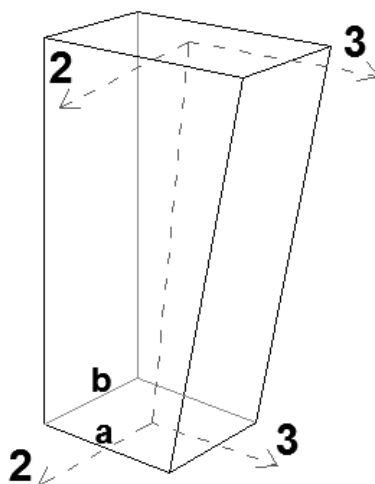
$$m_2 = \frac{13,8}{7} = 1,97 t$$

$$m_3 = \frac{17,5}{7} = 2,50 t$$

5 MODELIRANJE

Obravnavani objekt smo modelirali s programom ETABS (CSI, 2011). Poleg glavne nosilne konstrukcije in polnil, smo modelirali tudi samo ostrešje in tako poskusili dobiti čim bolj točen odziv konstrukcije med potresom. Vsak steber smo razdelili na tri ločene elemente ter jim določili začetne in končne prereze, ki smo jih nato povezali z upoštevanjem spreminjanja prereza po dolžini elementa. Potrebno je bilo določiti še potek spreminjanja parametra EI, glede na lokalni koordinatni sistem elementa, saj se ta spreminja različno. Ker je elastični modul E materialna lastnost in je konstanten po celem prerezu, se parameter spreminja glede na vztrajnostni moment, ki je določen z dimenzijami prereza. Kot je razvidno iz slike 5.1 se velikost stranice a po prerezu povečuje, stranica b pa ostaja enaka. Iz enačbe za določitev vztrajnostnega momenta ugotovimo, da vztrajnostni moment I_{33} narašča linearno, I_{22} pa kubično.

Glede na standard SIST EN 1998-1:2005 je potrebno pri modeliranju betonskih in zidanih konstrukcij upoštevati razpokanost prereza, kar lahko zajamemo s polovičnimi vrednostmi strižnih prerezov in vztrajnostnih momentov. Upoštevati moramo tudi redukcijo Poissonovega količnika, saj Evrokod 2 za razpokan beton navaja $\nu = 0$.



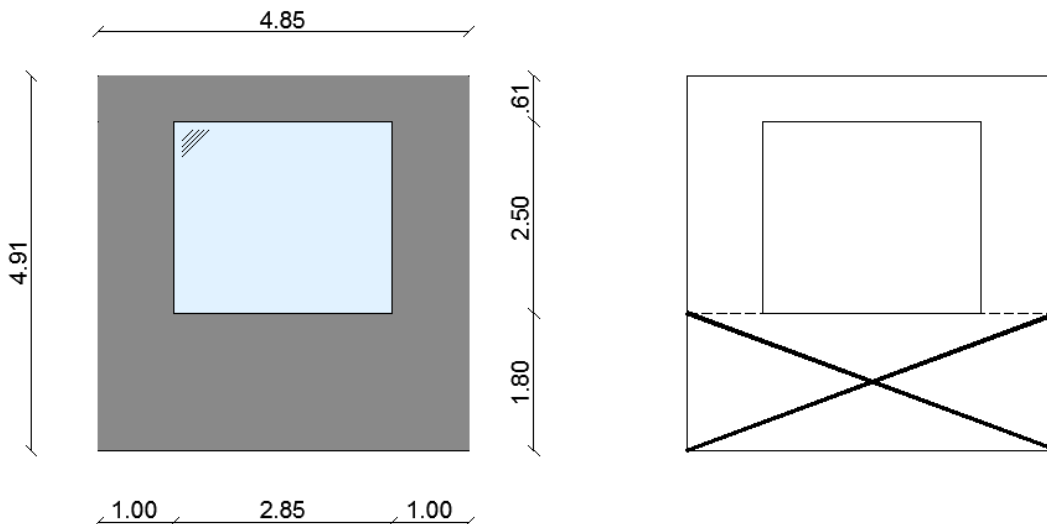
Slika 5.1: Spreminjanje prereza stebra

Pri modeliranju ostrešja smo upoštevali ortotropnost lesa, zato smo modul elastičnosti elementov modelirali različno v prečni in vzdolžni smeri. Vse elemente ostrešja smo konstruirali kot linijske elemente, ki so z glavno nosilno konstrukcijo členkasto povezani.

5.1.1 Modeliranje polnil

Na objektu je šest različnih oblik polnil, ki smo jih v nadaljevanju obravnavali posamično.

- Polnilo z oknom velikosti 285/250 cm



Slika 5.2: Polnilo z oknom velikosti 285/250 cm in prikaz poteka nadomestnih diagonal

Polnilu se zaradi velikosti odprtine močno zmanjša strižna odpornost v zgornjem delu, zato smo del z odprtino zanemarili in upoštevali samo polnilo v višini 1,80 m.

Strižni modul polnila $G_w = 1650 \text{ kN/cm}^2$

Strižna površina polnila $A_w = 485 \cdot 30 = 14550 \text{ cm}^2$

Svetla višina polnila $h_w = 180 \text{ cm}$

$$K_{el} = \frac{G_w \cdot A_w}{h_w} \cdot 0,5 = \frac{1650 \cdot 14550}{180} \cdot 0,5 = 666875,5 \text{ kN/cm}$$

Togost nadomestne diagonale

$$\alpha = 19,6^\circ$$

$$K_d = \frac{K_{el}}{\cos^2 \alpha} = \frac{666875,5}{\cos^2 19,6^\circ} = 75159,9 \text{ kN/cm}$$

$$l = 536,1 \text{ cm}$$

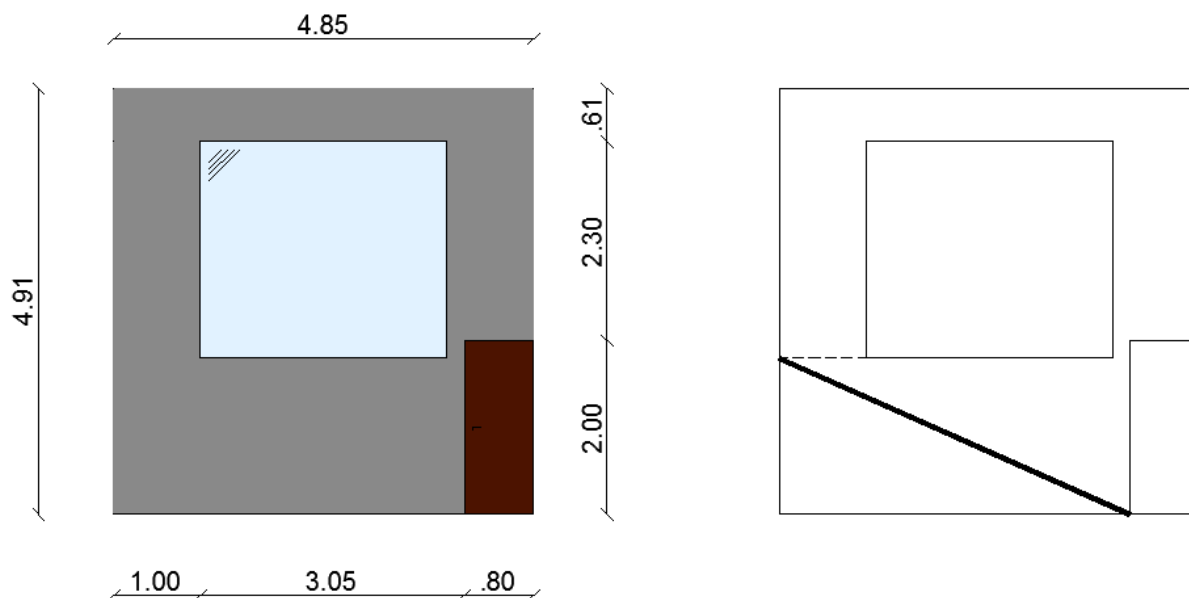
$$E_d = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$A = \frac{K_d \cdot l}{E} = \frac{75159,9 \cdot 536,1}{21000} = 1918,8 \text{ cm}^2$$

Izberem palico kvadratnega prereza s stranico

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{1918,8} = 43,8 \text{ cm}$$

- Polnilo z oknom velikosti 285/250 cm in vhodnimi vrati 80/200 cm



Slika 5.3: Polnilo z oknom in vrati ter prikaz poteka nadomestnih diagonal

Pri tem tipu polnila upoštevamo, enako kot pri prejšnjem, samo spodnji del, z razliko, da uporabimo diagonalo samo v eni smeri, kot je prikazano zgoraj (slika 5.3).

$$\text{Strižni modul polnila } G_w = 1650 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Strižna površina polnila } A_w = 405 \cdot 30 = 12150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Svetla višina polnila } h_w = 180 \text{ cm}$$

$$K_{el} = \frac{G_w \cdot A_w}{h_w} \cdot 0,5 = \frac{1650 \cdot 12150}{180} \cdot 0,5 = 55678,5 \text{ kN/cm}$$

Togost nadomestne diagonale

$$\alpha = 23,4^\circ$$

$$K_d = \frac{K_{el}}{\cos^2 \alpha} = \frac{55678,5}{\cos^2 23,4^\circ} = 66163,8 \text{ kN/cm}$$

$$l = 452,4 \text{ cm}$$

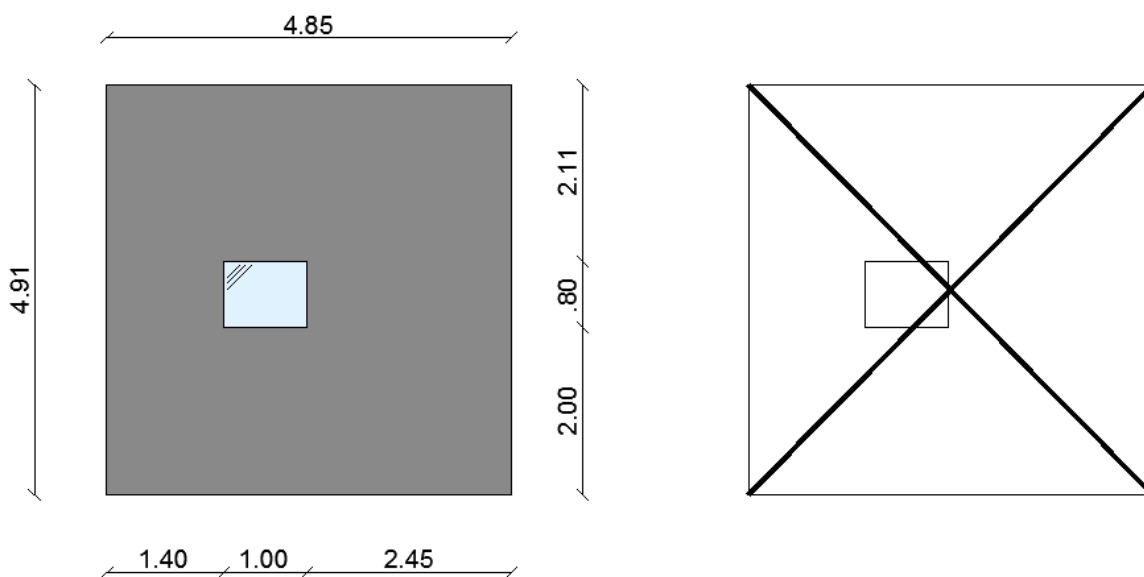
$$E_d = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$A = \frac{K_d \cdot l}{E} = \frac{66163,8 \cdot 452,4}{21000} = 1425,2 \text{ cm}^2$$

Izberem palico kvadratnega prereza s stranico

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{1425,2} = 37,8 \text{ cm}$$

- Polnilo z oknom velikosti 100/80 cm



Slika 5.4: Polnilo z oknom 100/80 cm in prikaz poteka nadomestnih diagonal

Pri izračunu upoštevamo celotno strižno ravnino in višino polnila, upoštevamo pa tudi redukcijski faktor togosti zaradi odprtine.

$$\text{Strižni modul polnila } G_w = 1650 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Strižna površina polnila } A_w = 485 \cdot 30 = 14550 \text{ cm}^2$$

$$\text{Svetla višina polnila } h_w = 491 \text{ cm}$$

$$K_{el} = \frac{G_w \cdot A_w}{h_w} \cdot 0,5 = \frac{1650 \cdot 14550}{491} \cdot 0,5 = 24447,6 \text{ kN/cm}$$

Faktor redukcije zaradi odprtin

$$L_o = 100 \text{ cm}$$

$$L_{in} = 485 \text{ cm}$$

$$\lambda_0 = 1 - \frac{1,5 \cdot L_o}{L_{in}} = 1 - \frac{1,5 \cdot 100}{485} = 0,69$$

Togost nadomestne diagonale

$$\alpha = 41,4^\circ$$

$$K_d = \frac{K_{el}}{\cos^2 \alpha} \cdot \lambda_0 = \frac{24447,6}{\cos^2 41,4^\circ} \cdot 0,69 = 30045,9 \text{ kN/cm}$$

$$l = 673,6 \text{ cm}$$

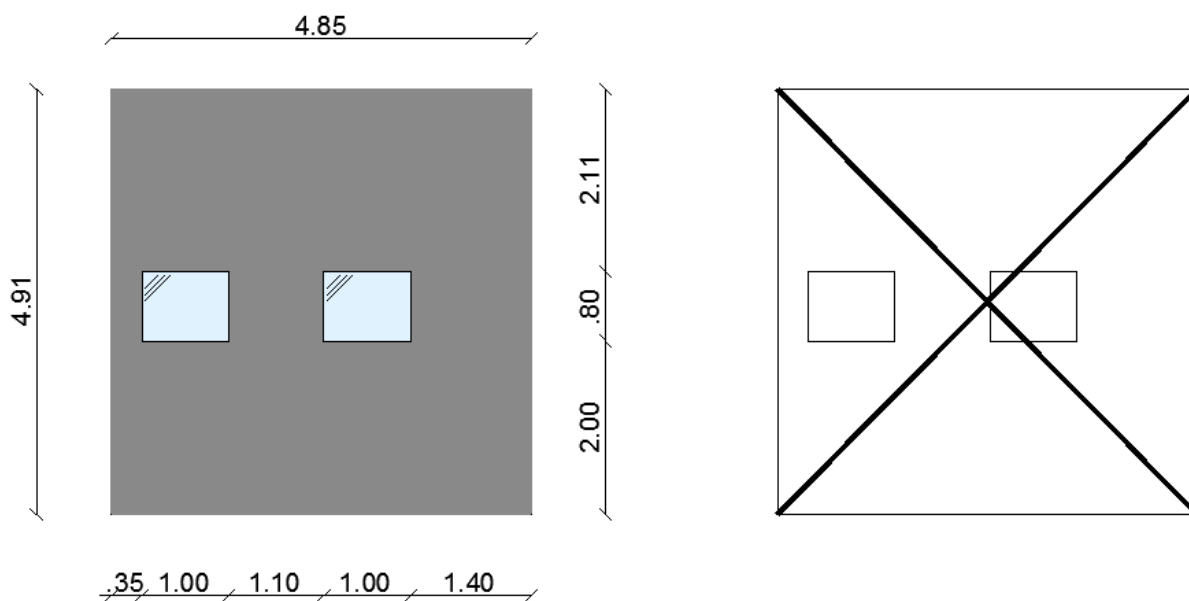
$$E_d = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$A = \frac{K_d \cdot l}{E} = \frac{30045,9 \cdot 673,6}{21000} = 963,8 \text{ cm}^2$$

Izberem palico kvadratnega prereza s stranico

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{963,8} = 31,0 \text{ cm}$$

- Polnilo z dvema oknoma velikosti 100/80 cm



Slika 5.5: Polnilo z dvema oknoma in prikaz poteka nadomestnih diagonal

$$K_{el} = 24447,6 \text{ kN/cm}$$

Faktor redukcije zaradi odprtin

$$L_o = 200 \text{ cm}$$

$$L_{in} = 485 \text{ cm}$$

$$\lambda_0 = 1 - \frac{1,5 \cdot L_o}{L_{in}} = 1 - \frac{1,5 \cdot 200}{485} = 0,38$$

Togost nadomestne diagonale

$$\alpha = 41,4^\circ$$

$$K_d = \frac{K_{el}}{\cos^2 \alpha} \cdot \lambda_0 = \frac{24447,6}{\cos^2 41,4^\circ} \cdot 0,38 = 16592,5 \text{ kN/cm}$$

$$l = 673,6 \text{ cm}$$

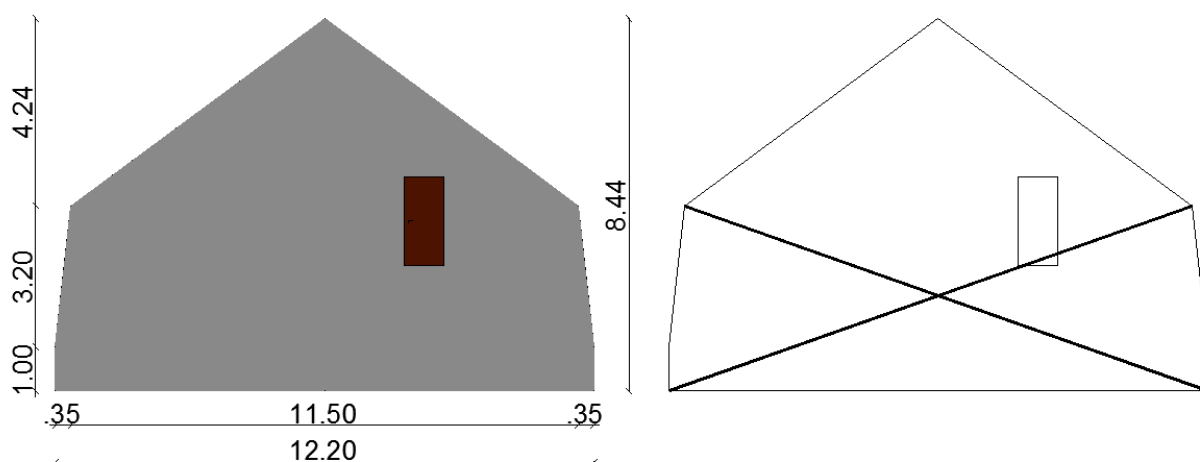
$$E_d = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$A = \frac{K_d \cdot l}{E} = \frac{16592,5 \cdot 673,6}{21000} = 532,2 \text{ cm}^2$$

Izberem palico kvadratnega prereza s stranico

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{532,2} = 23,1 \text{ cm}$$

- Krajno polnilo v krajši smeri objekta z vrati 90/200 cm



Slika 5.6: Polnilo v krajši smeri objekta z vrati in prikaz poteka nadomestnih diagonal

Polnilu se po višini spreminja oblika, zato velikost strižne površine ni konstanta. Pri izračunu smo upoštevali povprečno strižno površino.

$$\text{Strižni modul polnila } G_w = 1650 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Strižna površina polnila } A_{w,povp} = 35133 \text{ cm}^2$$

$$\text{Svetla višina polnila } h_w = 420 \text{ cm}$$

$$K_{el} = \frac{G_w \cdot A_w}{h_w} \cdot 0,5 = \frac{1650 \cdot 35133}{420} \cdot 0,5 = 69011,3 \text{ kN/cm}$$

Faktor redukcije zaradi odprtin

$$L_o = 90 \text{ cm}$$

$$L_{in} = 1220 \text{ cm}$$

$$\lambda_0 = 1 - \frac{1,5 \cdot L_o}{L_{in}} = 1 - \frac{1,5 \cdot 90}{1220} = 0,89$$

Togost nadomestne diagonale

$$\alpha = 41,4^\circ$$

$$K_d = \frac{K_{el}}{\cos^2 \alpha} \cdot \lambda_0 = \frac{69011,3}{\cos^2 41,4^\circ} \cdot 0,89 = 109203,3 \text{ kN/cm}$$

$$l = 673,6 \text{ cm}$$

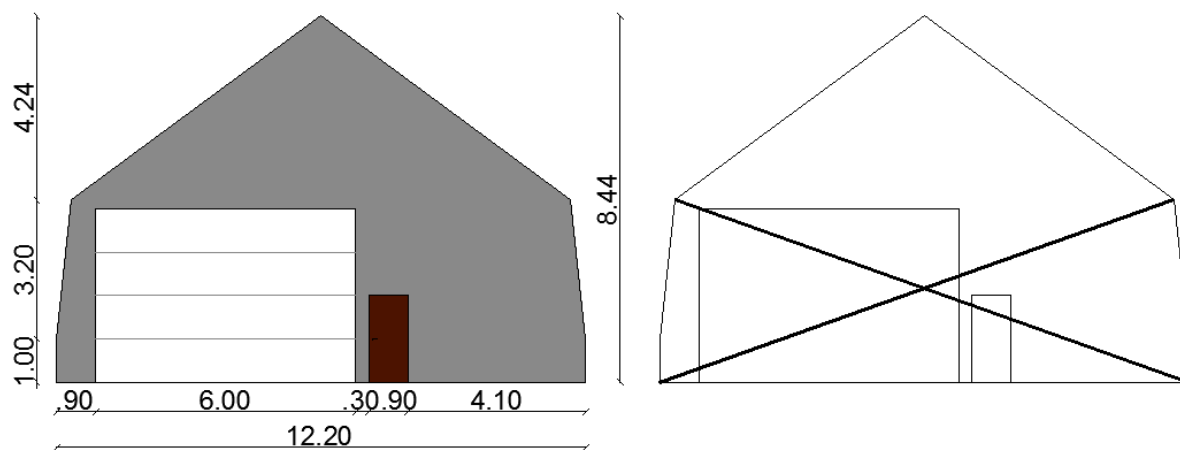
$$E_d = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$A = \frac{K_d \cdot l}{E} = \frac{109203,3 \cdot 673,6}{21000} = 3502,9 \text{ cm}^2$$

Izberem palico kvadratnega prereza s stranico

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{3502,9} = 59,2 \text{ cm}$$

- Polnilo v krajši smeri z odprtino za vhodna in dvižna vrata



Slika 5.7: Polnilo v krajši smeri z odprtino za vhodna in dvižna vrata

$$K_{el} = 69011,3 \text{ kN/cm}$$

Faktor redukcije zaradi odprtin

$$L_o = 690 \text{ cm}$$

$$L_{in} = 1220 \text{ cm}$$

$$\lambda_0 = 1 - \frac{1,5 \cdot L_o}{L_{in}} = 1 - \frac{1,5 \cdot 690}{1220} = 0,15$$

Togost nadomestne diagonale

$$\alpha = 41,4^\circ$$

$$K_d = \frac{K_{el}}{\cos^2 \alpha} \cdot \lambda_0 = \frac{69011,3}{\cos^2 41,4^\circ} \cdot 0,15 = 18619,9 \text{ kN/cm}$$

$$l = 673,6 \text{ cm}$$

$$E_d = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$A = \frac{K_d \cdot l}{E} = \frac{18619,9 \cdot 673,6}{21000} = 597,3 \text{ cm}^2$$

Izberem palico kvadratnega prereza s stranico

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{597,3} = 24,4 \text{ cm}$$

6 POTRESNA ANALIZA OBJEKTA

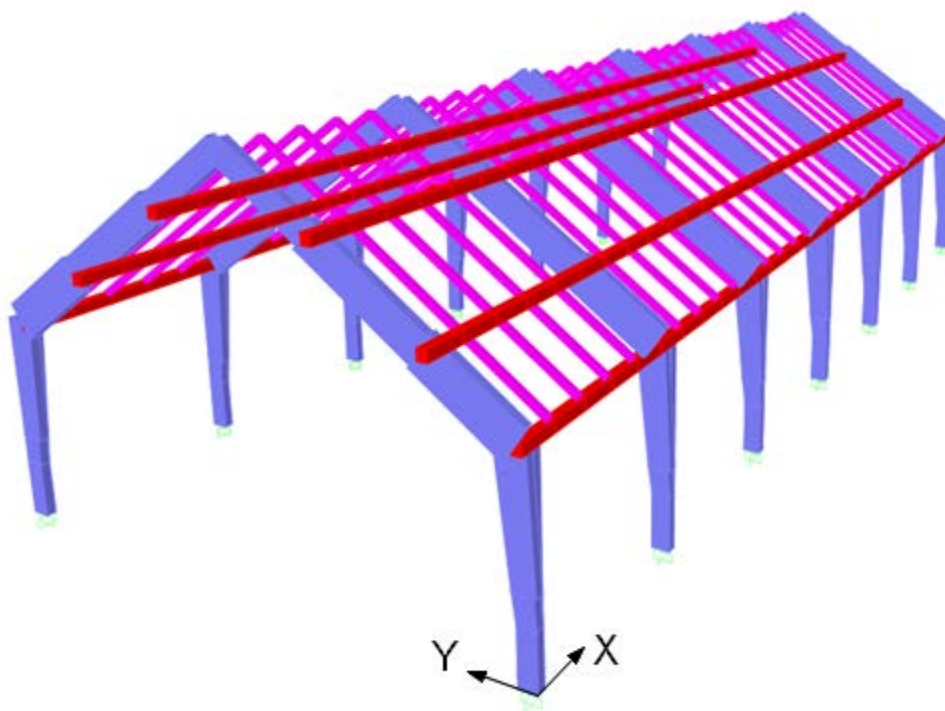
Potresni vpliv na konstrukcijo smo na modelu upoštevali z metodo s horizontalnimi silami. Ta je opisana v standardu SIST EN 1998-1:2005, pod točko 4.3.3.2. Da pa lahko prej omenjeno metodo uporabimo, mora konstrukcija ustrezati naslednjim pogojem:

- Nihajni čas konstrukcije v smeri X in Y mora biti manjši od $4 \cdot T_c$ oziroma 2 sekund
- Konstrukcija mora biti pravilna po višini (merila za pravilnost po višini so navedena pod členom 4.2.3.3 v Evrokodu 8)

Kot je v nadaljevanju izračunano, najvišji nihajni čas konstrukcije znaša 1,373 s, tako da je prvi pogoj izpolnjen. Prav tako je konstrukcija pravilna po višini, saj ima samo eno etažo, s čimer je vsem pogojem iz člena 4.2.3.3 Evrokoda 8 zadoščeno. S tem sta izpolnjena oba pogoja in lahko za izračun potresnih sil uporabimo metodo s horizontalnimi silami.

6.1 Okvirna konstrukcija brez polnil

Najprej smo modelirali konstrukcijo brez polnil (slika 6.1), ki bo služila za primerjalno analizo. Uporabili sem metodo s horizontalnimi silami, kot jo dovoljuje Evrokod 8.



Slika 6.1: Model konstrukcije brez polnil

6.1.1 Nihajni čas konstrukcije

Za izračun nihajnega časa smo uporabili Rayleighovo metodo, ki navaja enačbo (6.1). Pri določitvi smo potrebovali maso konstrukcije, ki smo jo že izračunali, ter pomike točk, v katere smo združili maso. Te smo določili z linearno analizo modela konstrukcije. Če pa želimo kot rezultat dobiti pomike, moramo prej konstrukcijo obremeniti z neko silo. Dejanske potresne sile še ne poznamo, zato si izberemo neko silo in jo porazdelimo po višini v razmerju mas (6.2).

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum M_i \cdot u_i}{\sum F_{p,i} \cdot u_i}} \quad (6.1)$$

$$F_{p,i} = F_p \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum m_i \cdot z_i} \quad (6.2)$$

Predpostavljena sila $F_p = 1000 \text{ kN}$

Sile v višini mas

$$F_{p1} = 1000 \cdot \frac{15,1 \cdot 445,4}{15,1 \cdot 445,4 + 13,8 \cdot 571,4 + 17,5 \cdot 737,5} = 244,3 \text{ kN}$$

$$F_{p2} = 1000 \cdot \frac{13,8 \cdot 571,4}{15,1 \cdot 445,4 + 13,8 \cdot 571,4 + 17,5 \cdot 737,5} = 286,0 \text{ kN}$$

$$F_{p3} = 1000 \cdot \frac{17,5 \cdot 737,5}{15,1 \cdot 445,4 + 13,8 \cdot 571,4 + 17,5 \cdot 737,5} = 469,7 \text{ kN}$$

- Nihajni čas v smeri X

Konstrukcijo smo obremenili z zgoraj določenimi silami in dobili naslednje pomike točk (točke se nahajajo v višini mas):

$$u_{1,x} = 0,3569 \text{ m}$$

$$u_{2,x} = 0,4879 \text{ m}$$

$$u_{3,x} = 0,6594 \text{ m}$$

Z uporabo enačbe (5.1) smo konstrukciji določil nihajni čas v smeri X

$$T_x = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{30,2 \cdot 0,3569 + 27,5 \cdot 0,4879 + 35,0 \cdot 0,6594}{244,3 \cdot 0,3569 + 286,0 \cdot 0,4879 + 469,7 \cdot 0,6594}} = 1,373 \text{ s}$$

- Nihanji čas v smeri Y

Ponovno smo obremenili konstrukcijo, tokrat v smeri Y, in dobili naslednje pomike:

$$u_{1,y} = 0,0175 \text{ m}$$

$$u_{2,y} = 0,0205 \text{ m}$$

$$u_{3,y} = 0,0206 \text{ m}$$

Nihajni čas konstrukcije v smeri Y

$$T_y = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{30,2 \cdot 0,0175 + 27,5 \cdot 0,0205 + 35,0 \cdot 0,0206}{244,3 \cdot 0,0175 + 286,0 \cdot 0,0205 + 469,7 \cdot 0,0206}} = 0,267 \text{ s}$$

6.1.2 Potresne sile

Potresne sile smo izračunali s pomočjo projektnega spektra pospeškov, kot to predpisuje Evrokod 8. Pospešek tal smo odčitali iz karte potresne nevarnosti Slovenije, ki za območje objekta znaša $a_g = 0,175 g$. Temeljna tla, na katerih stoji objekt, spadajo v kategorijo B, kjer faktor tal S znaša 1,2. Za določitev faktorja obnašanja q , smo glede na standard SIST EN 1998-1:2005 izbrali, da konstrukcija spada v kategorijo sistemov obrnjenega nihala, saj je večji del mase skoncentriran v zgornjem delu okvira. S to izbiro ne naredimo nobene večje napake, saj smo na varni strani, ker dobimo manjši faktor obnašanja in posledično večje potresne sile. Za sistem obrnjenega nihala s srednjo stopnjo duktilnosti Evrokod 8 predpisuje faktor obnašanja $q = 1,5$. S pomočjo enačb (3.6) in (3.7) smo izračunali spektralni pospešek, na podlagi katerega smo nato z enačbo (6.3) določili celotno potresno silo v smeri X in Y.

$$F_b = S_d(T) \cdot M \tag{6.3}$$

- Potresna sila v smeri X

Izračunan nihanji čas $T_x = 1,373 \text{ s}$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] = 0,175 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} \cdot \frac{0,5}{1,373} = 0,127 g$$

$$F_{b,x} = 0,127 \cdot 9,81 \cdot 92,7 = 115,9 \text{ kN}$$

Celotno potresno silo smo nato razdelili po višini v razmerju mas ter enakomerno po vseh okvirjih.

$$F_{b,x1} = 115,9 \cdot \frac{15,1 \cdot 445,4}{15,1 \cdot 445,4 + 13,8 \cdot 571,4 + 17,5 \cdot 737,5} \cdot \frac{1}{7 \cdot 2} = 2,02 \text{ kN}$$

$$F_{b,x2} = 115,9 \cdot \frac{13,8 \cdot 571,4}{15,1 \cdot 445,4 + 13,8 \cdot 571,4 + 17,5 \cdot 737,5} \cdot \frac{1}{7 \cdot 2} = 2,37 \text{ kN}$$

$$F_{b,x3} = 115,9 \cdot \frac{17,5 \cdot 737,5}{15,1 \cdot 445,4 + 13,8 \cdot 571,4 + 17,5 \cdot 737,5} \cdot \frac{1}{7 \cdot 2} = 3,89 \text{ kN}$$

- Potresna sila v smeri Y

Izračunan nihanji čas $T_y = 0,267 \text{ s}$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,175 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 0,350 \text{ g}$$

$$F_{b,x} = 0,350 \cdot 9,81 \cdot 92,7 = 318,3 \text{ kN}$$

Celotno potresno silo smo nato razdelili po višini v razmerju mas ter enakomerno po vseh okvirjih.

$$F_{b,y1} = 5,55 \text{ kN}$$

$$F_{b,y2} = 6,50 \text{ kN}$$

$$F_{b,y3} = 10,68 \text{ kN}$$

6.1.3 Potresni obtežni kombinaciji

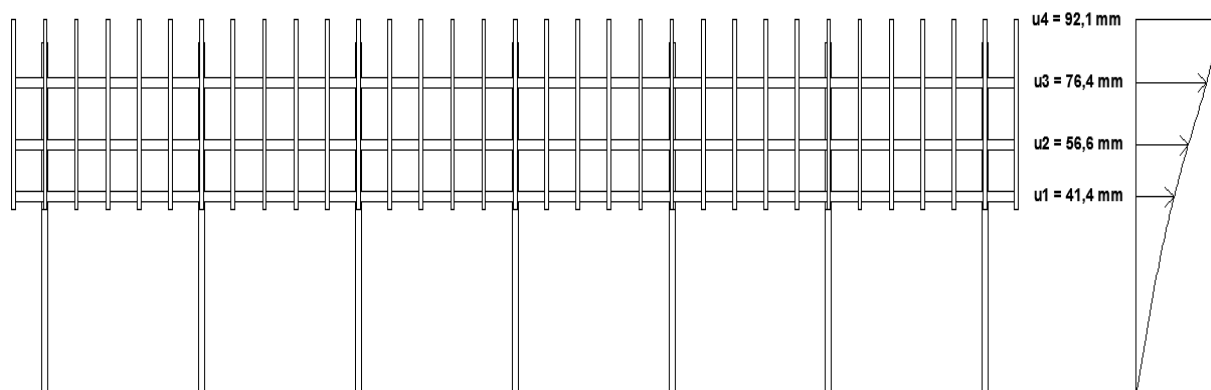
Pri analizi smo poleg potresnih sil upoštevali tudi lastno in stalno težo konstrukcije. Vpliv smo zajeli z naslednjima obtežnima kombinacijama:

- K1: $G + E_x + 0,3 \cdot E_y$
- K2: $G + 0,3 \cdot E_x + E_y$

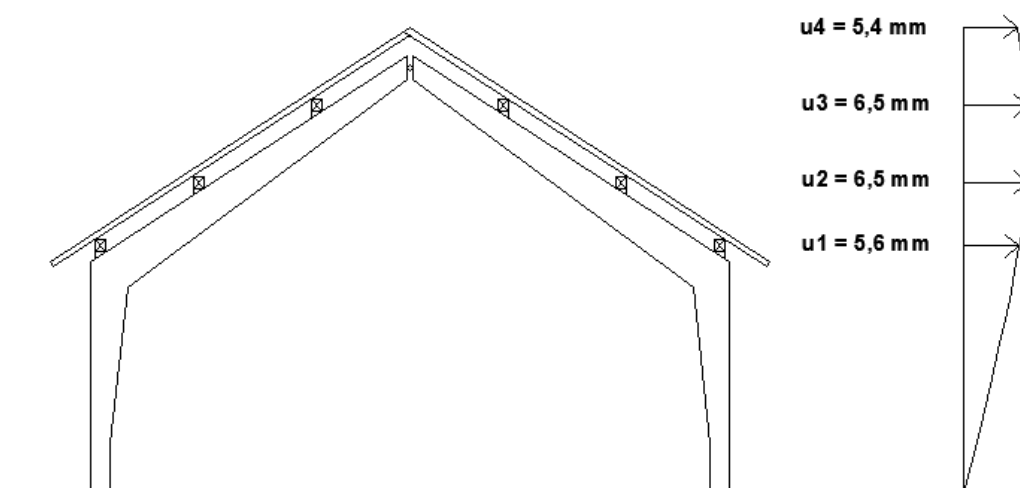
6.1.4 Rezultati analize

Konstrukcijo smo obremenili s prej izračunanimi potresnimi silami in pognali statično linearno analizo. Dobili smo pomike, ki so predstavljeni na slikah spodaj (slika 6.2 in 6.3). Prikazani so tudi najbolj obremenjeni elementi in njihove pozicije.

- Pomiki

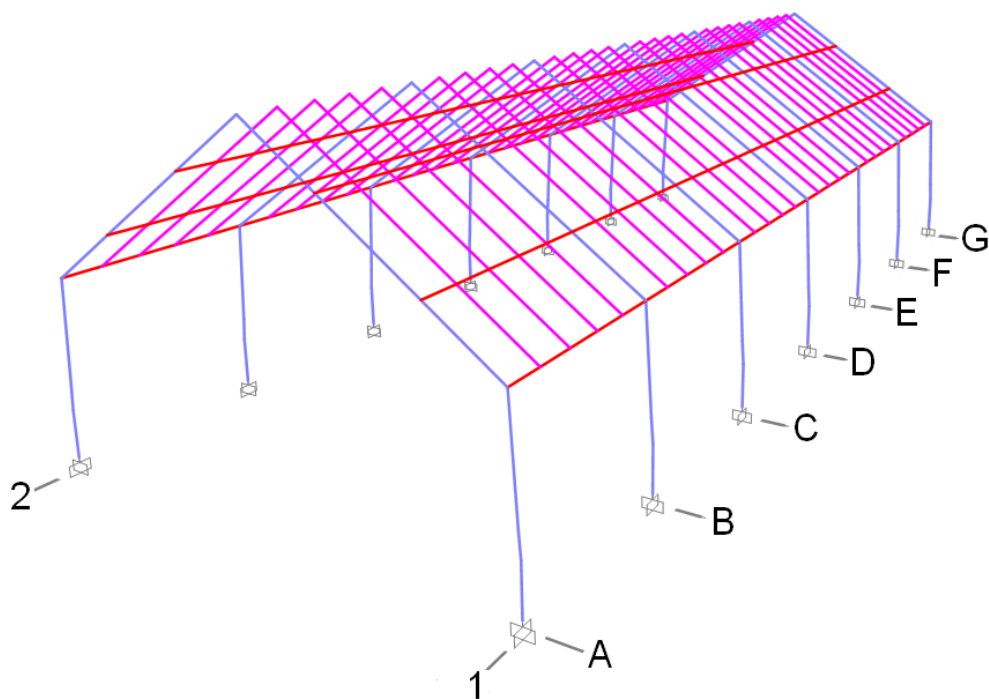


Slika 6.2: Pomiki konstrukcije v smeri X



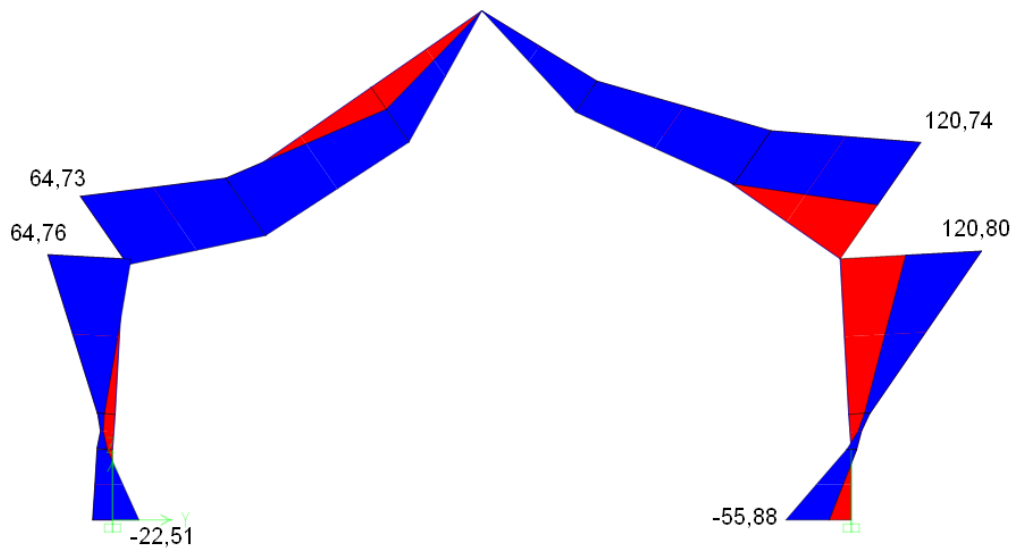
Slika 6.3: Pomiki konstrukcije v smeri Y

- Notranje statične količine



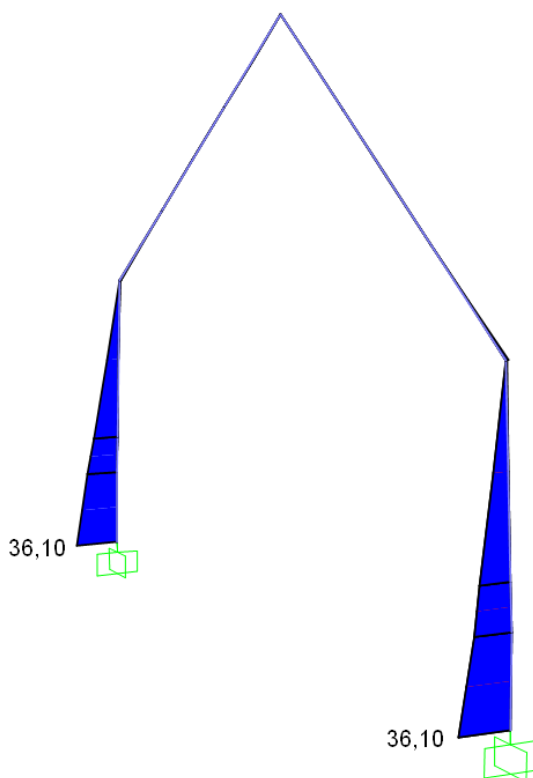
Slika 6.4: Položaj osi in okvirov modela brez polnil

Največji moment M_{yy} se pojavi v okvirju na osi G (slika 6.5).



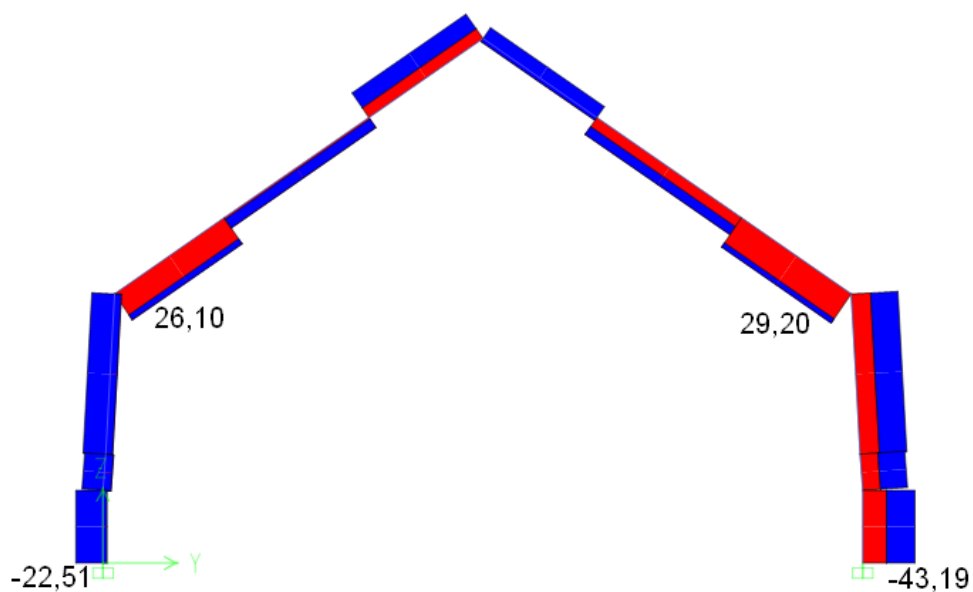
Slika 6.5: Ovojnica momentov M_{yy} v okvirju na osi G (kNm)

Največji moment M_{zz} se pojavi v okvirju na osi C (slika 6.6).



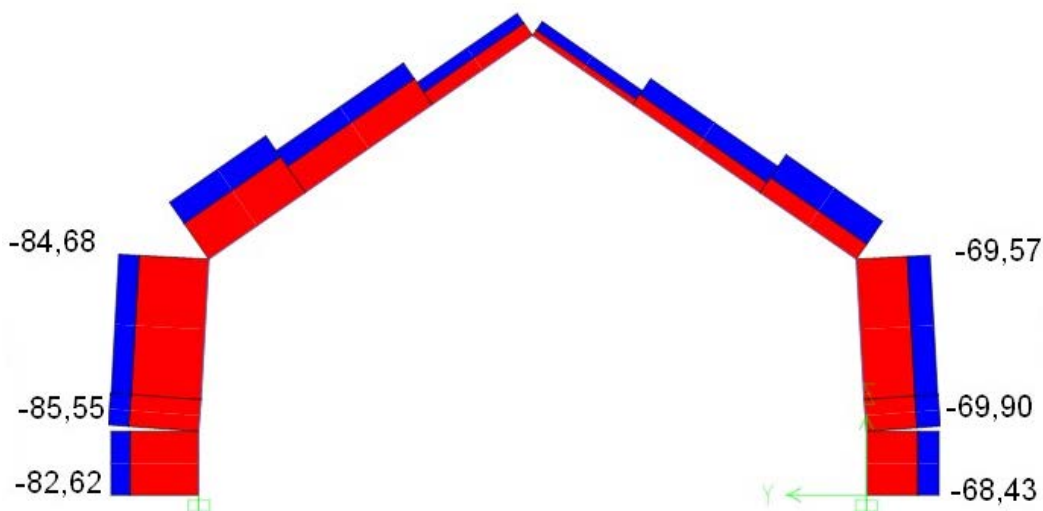
Slika 6.6: Ovojnica momentov M_{zz} v okvirju na osi C (kNm)

Največja prečna sila se pojavi v okvirju na osi G (slika 6.7).



Slika 6.7: Ovojnica prečnih sil v okvirju na osi G (kN)

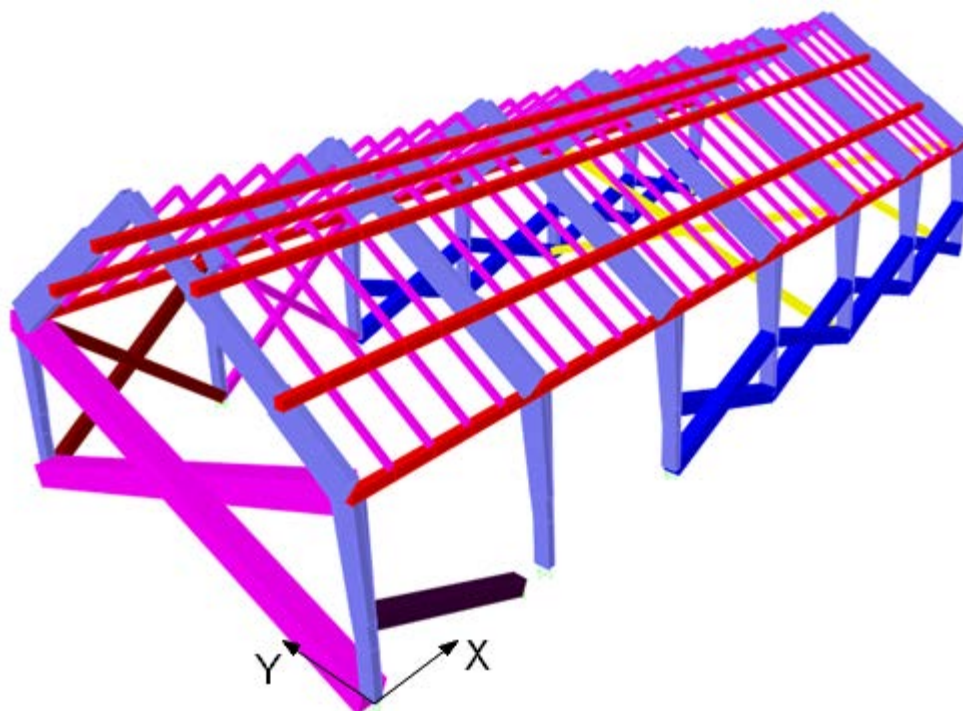
Največja osna sila se pojavi v okvirju na osi G (slika 6.8).



Slika 6.8: Ovojnica osnih sil v okvirju na osi G (kN)

6.2 Okvirna konstrukcija s polnili

Za modeliranje konstrukcije s polnili (slika 6.9) smo dopolnili model, ki smo ga uporabili pri analizi okvirja brez polnil. Učinek betonskih polnil v polju med stebri smo zajeli z dvema tlačnima diagonalama, katerih togost je enaka togosti polnila. Ustrezne dimenzije smo določili po postopku opisanem v poglavju 2.1. Pri izračunu togosti polnil smo upoštevali tudi razpokanost in sicer tako, da smo dobljeno togost zmanjšali za polovico.



Slika 6.9: Model konstrukcije s polnili

6.2.1 Nihajni čas konstrukcije

Nihajni čas konstrukcije smo zopet izračunali s pomočjo enačbe (6.1). Vendar pa za določitev togosti konstrukcije nismo uporabili modela z nadomestnimi elementi, ki so izračunani v poglavju 5.1. Diagonale, ki v modelu simulirajo vpliv polnil, prenašajo samo tlačno obremenitev. Tega z linearno statično analizo ne upoštevamo, zato bi s prvotnim modelom dobili preveliko togost konstrukcije in posledično manjši nihajni čas. Zato smo togosti polnil dodatno reducirali s faktorjem 0,5. S tem smo dosegli manjše togosti nadomestnih diagonal in posledično manjše dimenzije, ki so prikazane v preglednici 6.1.

Preglednica 6.1: Dimenzije diagonal za izračun nihajnega časa

Diagonala	Togost polnila [kN/cm]	Prerez diagonale [cm]	Stranica diagonale [cm]
1	33343,8	959,4	31,0
2	27843,8	712,6	26,7
3	12223,8	418,9	22,0
4	12223,8	266,1	16,3
5	34505,6	1751,5	41,9
6	34505,6	298,6	17,3

Model smo obremenili z enakimi silami, kot smo jih predpostavili pri modelu brez polnil.

$$F_{p1} = 244,3 \text{ kN}$$

$$F_{p2} = 286,0 \text{ kN}$$

$$F_{p3} = 469,7 \text{ kN}$$

- Nihajni čas v smeri X

Konstrukcijo smo obremenili z zgoraj določenimi silami. Dobili smo naslednje pomike posameznih točk:

$$u_{1,x} = 0,0414 \text{ m}$$

$$u_{2,x} = 0,1113 \text{ m}$$

$$u_{3,x} = 0,2200 \text{ m}$$

Z uporabo enačbe (6.1) smo konstrukciji določili nihajni čas v smeri X

$$T_x = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{30,2 \cdot 0,0414 + 27,5 \cdot 0,1113 + 35,0 \cdot 0,2200}{244,3 \cdot 0,0414 + 286,0 \cdot 0,1113 + 469,7 \cdot 0,2200}} = 0,753 \text{ s}$$

- Nihanji čas v smeri Y

Ponovno smo obremenili konstrukcijo, tokrat v smeri Y, in dobili naslednje pomike:

$$u_{1,y} = 0,0098 \text{ m}$$

$$u_{2,y} = 0,0116 \text{ m}$$

$$u_{3,y} = 0,0118 \text{ m}$$

Nihajni čas konstrukcije v smeri Y

$$T_y = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{30,2 \cdot 0,0098 + 27,5 \cdot 0,0116 + 35,0 \cdot 0,0118}{244,3 \cdot 0,0098 + 286,0 \cdot 0,0116 + 469,7 \cdot 0,0118}} = 0,201 \text{ s}$$

6.2.2 Potresne sile

Pospešek in karakteristike tal upoštevamo enake kot pri prvem modelu, torej $a_g = 0,175 \text{ g}$ in tip tal je B. Prav tako se ne spremeni faktor obnašanja, ki je še vedno 1,5 za smer X in Y.

- Potresna sila v smeri X

Izračunan nihajni čas $T_x = 0,753 \text{ s}$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0,175 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} \cdot \frac{0,5}{0,753} = 0,232 \text{ g}$$

$$F_{b,x} = 0,232 \cdot 9,81 \cdot 92,7 = 211,3 \text{ kN}$$

Celotno potresno silo smo nato razdelili po višini v razmerju mas ter enakomerno po vseh okvirjih.

$$F_{b,x1} = 211,3 \cdot \frac{15,1 \cdot 445,4}{15,1 \cdot 445,4 + 13,8 \cdot 571,4 + 17,5 \cdot 737,5} \cdot \frac{1}{7 \cdot 2} = 3,69 \text{ kN}$$

$$F_{b,x2} = 211,3 \cdot \frac{13,8 \cdot 571,4}{15,1 \cdot 445,4 + 13,8 \cdot 571,4 + 17,5 \cdot 737,5} \cdot \frac{1}{7 \cdot 2} = 4,32 \text{ kN}$$

$$F_{b,x3} = 211,3 \cdot \frac{17,5 \cdot 737,5}{15,1 \cdot 445,4 + 13,8 \cdot 571,4 + 17,5 \cdot 737,5} \cdot \frac{1}{7 \cdot 2} = 7,09 \text{ kN}$$

- Potresna sila v smeri Y

Izračunan nihajni čas $T_y = 0,201 \text{ s}$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,175 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 0,350 \text{ g}$$

$$F_{b,x} = 0,350 \cdot 9,81 \cdot 92,7 = 318,3 \text{ kN}$$

Celotno potresno silo smo nato razdelili po višini v razmerju mas ter enakomerno po vseh okvirjih.

$$F_{b,y1} = 5,55 \text{ kN}$$

$$F_{b,y2} = 6,50 \text{ kN}$$

$$F_{b,y3} = 10,68 \text{ kN}$$

6.2.3 Potresni obtežni kombinaciji

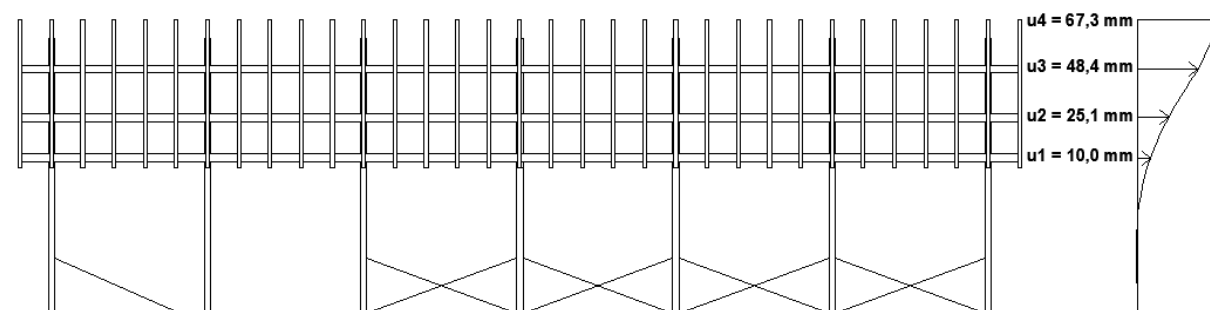
Enako kot pri prejšnjem modelu, smo tudi pri tej analizi poleg potresnih sil upoštevali tudi lastno in stalno težo konstrukcije z naslednjima obtežnima kombinacijama:

- K1: $G + E_x + 0,3 \cdot E_y$
- K2: $G + 0,3 \cdot E_x + E_y$

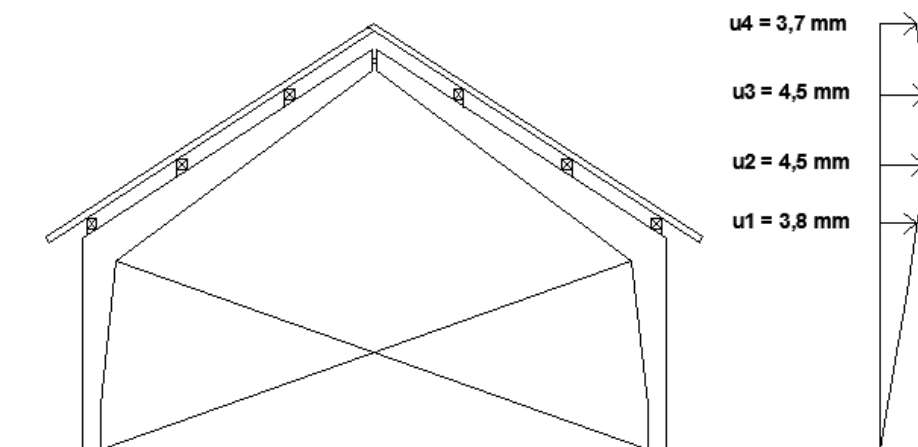
6.2.4 Rezultati analize

Enako kot smo naredili pri konstrukciji brez polnil, smo naredili tudi pri tem modelu. Rezultati analize so prikazani na spodnjih slikah.

- Pomiki

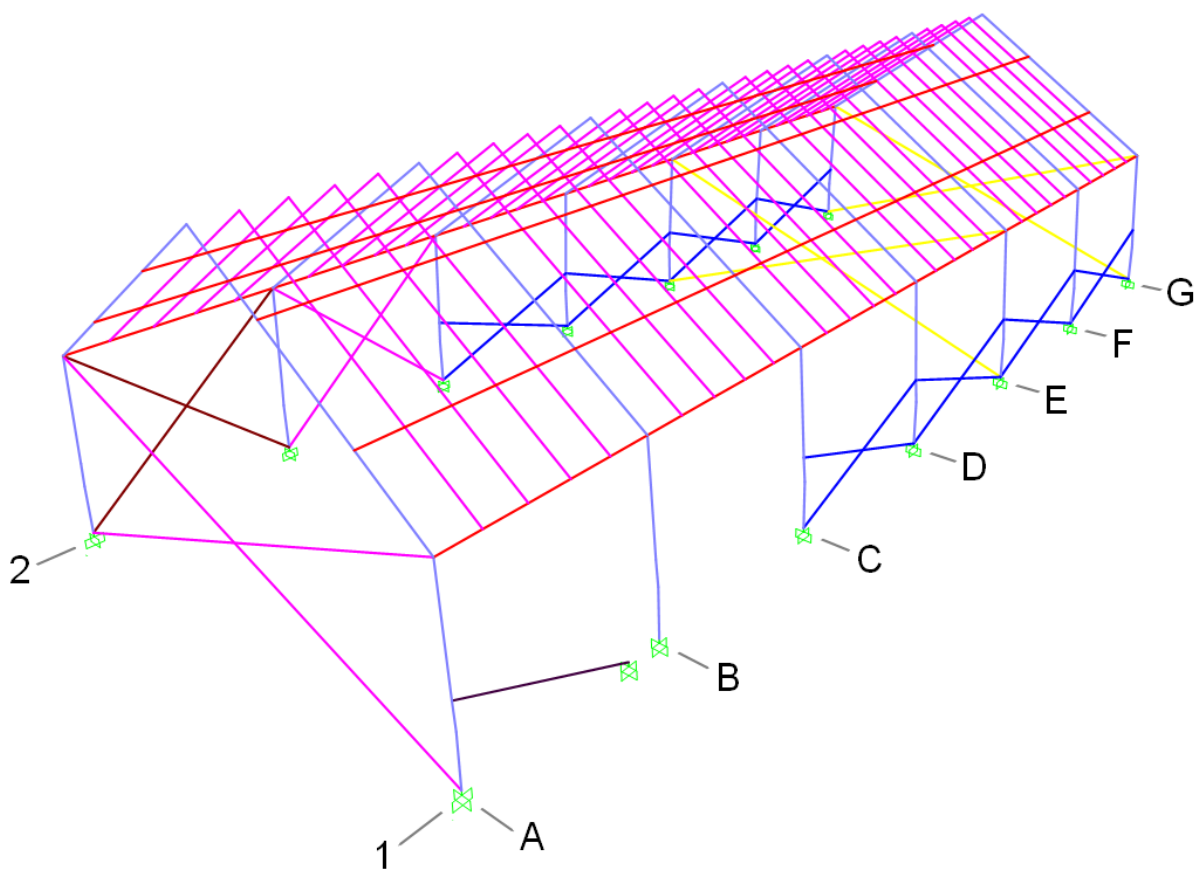


Slika 6.10: Pomiki konstrukcije s polnili v smeri X



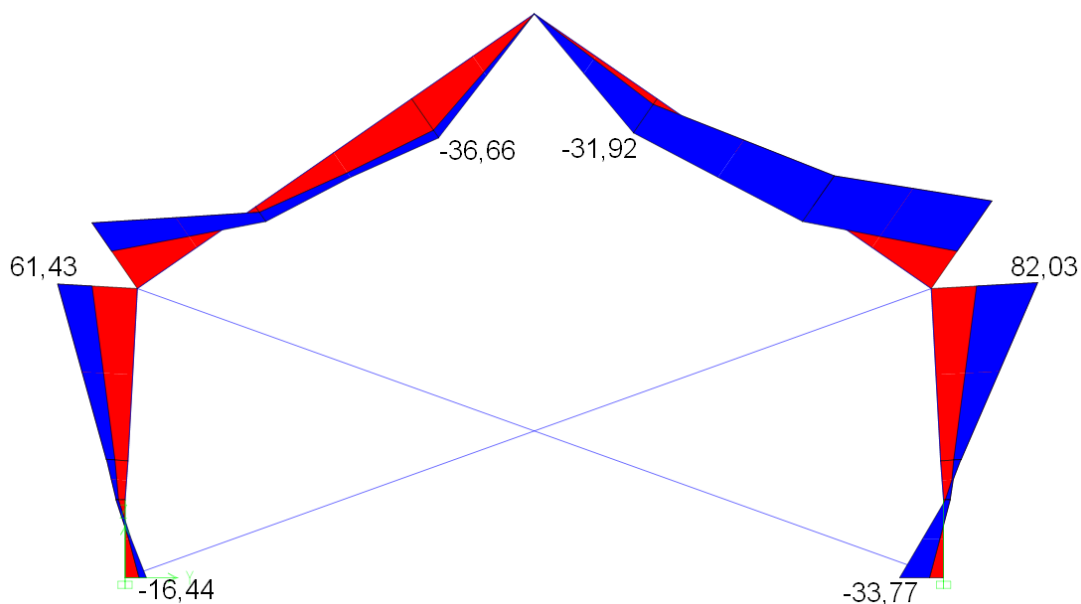
Slika 6.11: Pomiki konstrukcije s polnili v smeri Y

- Notranje statične količine



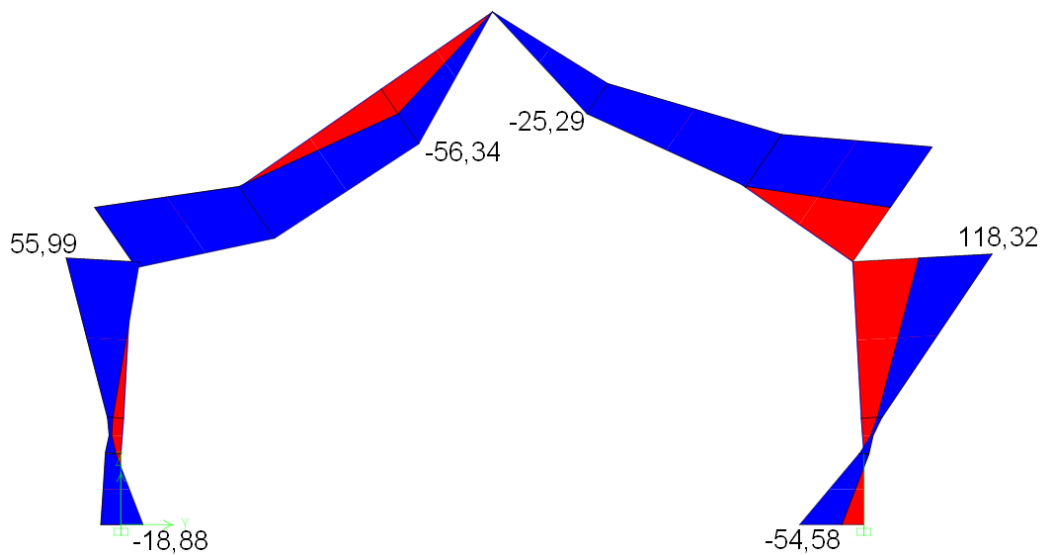
Slika 6.12: Položaj osi in okvirov modela s polnili

Največji moment M_{yy} v okvirju s polnilom na osi G (slika 6.13).



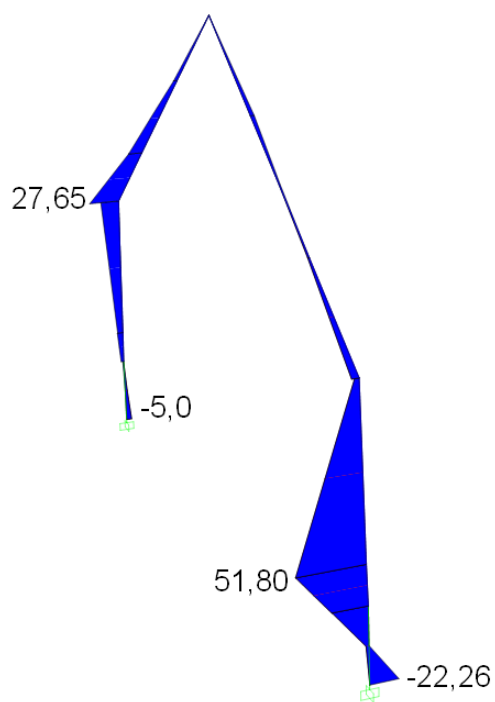
Slika 6.13: Ovojnica momentov M_{yy} v okvirju s polnilom na osi G (kNm)

Največji moment M_{yy} v okvirju brez polnila na osi C (slika 6.14).



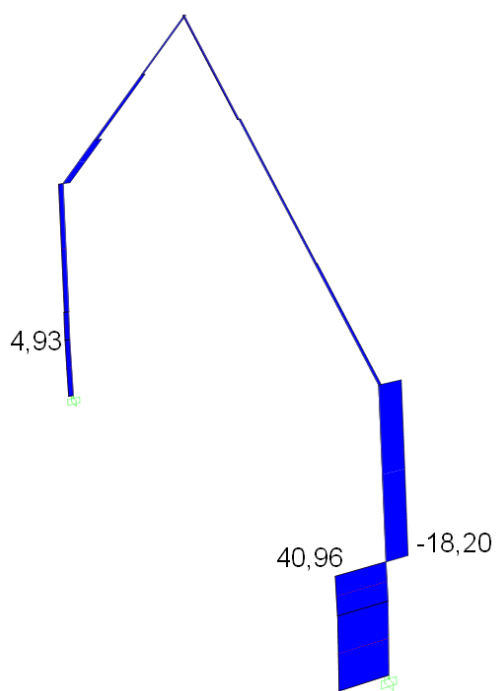
Slika 6.14: Ovojnica momentov M_{yy} v okvirju brez polnila na osi C (kNm)

Največji moment M_{zz} se pojavi v okvirju na osi C (slika 6.15).



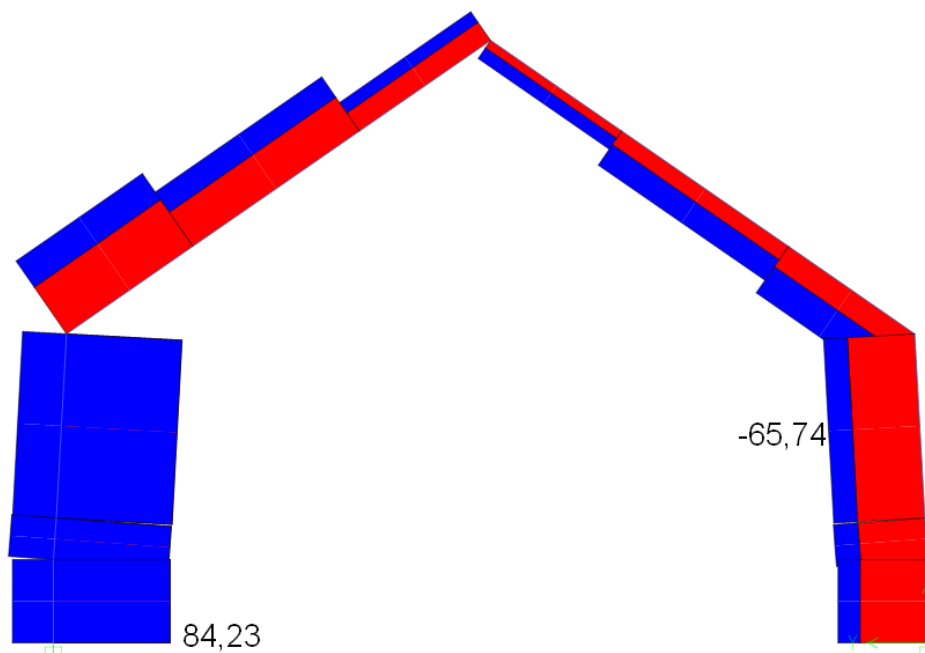
Slika 6.15: Ovojnica momentov M_{zz} v okvirju na osi C (kNm)

Največja prečna sila se pojavi v okvirju na osi C (slika 6.16).



Slika 6.16: Ovojnica prečnih sil v okvirju na osi C (kN)

Največja osna sila se pojavi v okvirju na osi B (slika 6.17).



Slika 6.17: Ovojnica osnih sil v okvirju na osi B

6.3 Primerjava rezultatov analize

Cilj diplomske naloge je preučiti vpliv betonskih polnil na potresni odziv konstrukcije. Že pri računu nihajnega časa opazimo, da je ta manjši pri konstrukciji s polnili, kot pri samem okvirju. Najbolj opazna razlika je v smeri X, kjer se ta skoraj prepolovi (pri okvirju brez polnil ta znaša 1,373 s, s polnili pa 0,753 s). V smeri Y pa se zmanjša za nekaj manj kot desetinko sekunde (iz 0,267 s na 0,201 s). Posledično so tudi potresne sile pri modelu s polnili večje, vendar samo v vzdolžni smeri objekta. V prečni smeri so enake, saj je nihajni čas v obeh primerih med T_B in T_C , kjer so spektralni pospeški uporabljenega spektra konstantni.

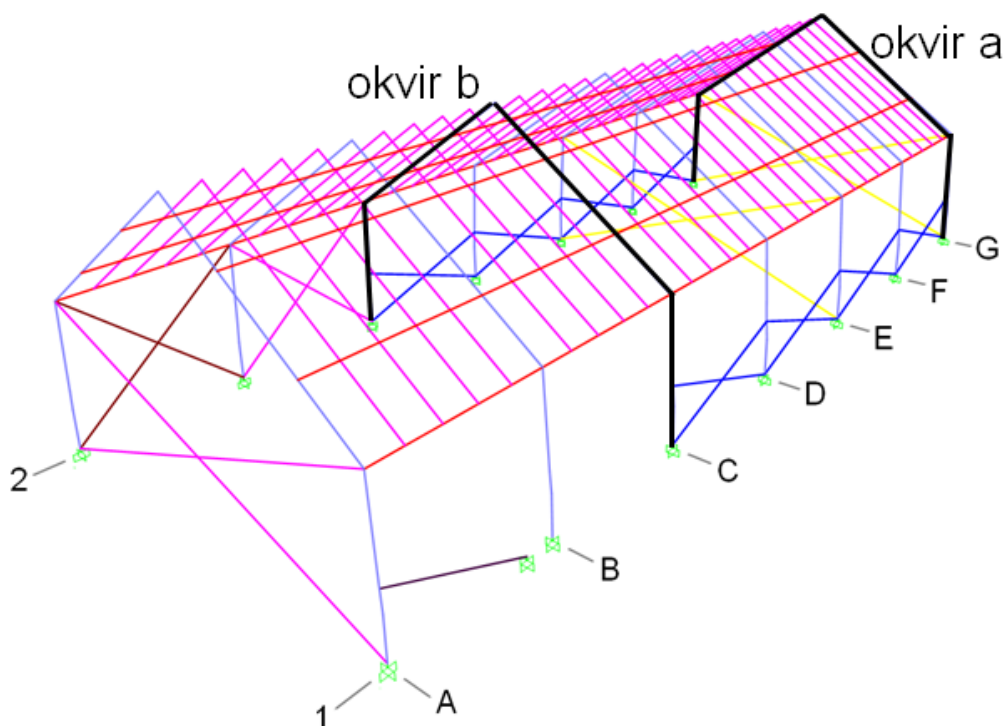
Razlike se pojavijo tudi pri pomikih okvirja. Opazimo, da se pomiki konstrukcije med potresom zmanjšajo, če so med stebri vgrajena polnila. To dokazuje, da le-ta vplivajo na togost konstrukcije. Najbolj opazno zmanjšanje se pojavi v vzdolžni smeri, kjer so pomiki v povprečju manjši za 30 mm. V odstotkih to pomeni 43% zmanjšanje pomika. Manjši so tudi pomiki v smeri Y, vendar je razlika mnogo manjša, približno 2 mm, kar predstavlja 31 % nižjo vrednost. Pomiki po modelih so prikazani v preglednici 6.2.

Preglednica 6.2: Primerjava pomikov konstrukcije

	Pomik v smeri X [mm]		Pomik v smeri Y [mm]	
	Model s polnili	Model brez polnil	Model s polnili	Model brez polnil
u1	10,0	41,4	3,8	5,6
u2	25,1	56,6	4,5	6,5
u3	48,4	76,4	4,5	6,5
u4	67,3	92,1	3,7	5,4

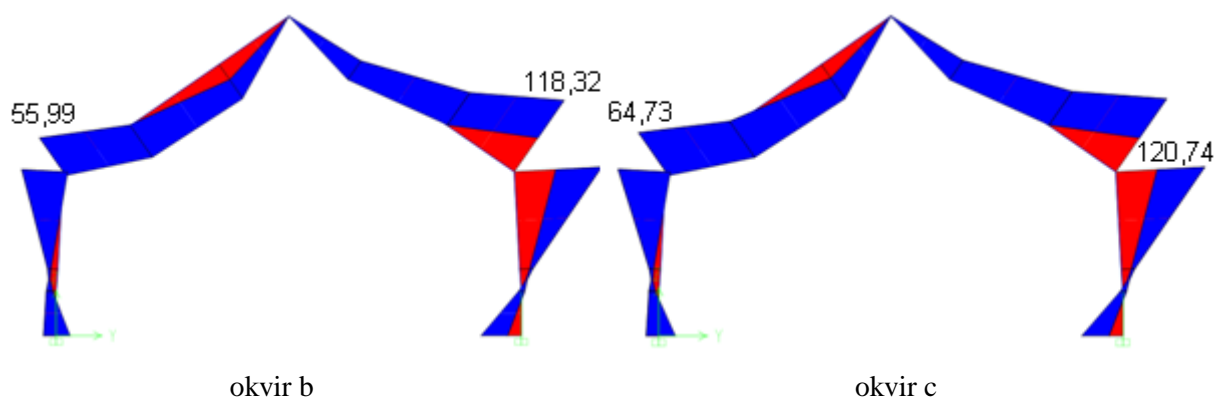
Po primerjavi nihajnih časov in pomikov konstrukcij ugotovimo, da v našem primeru polnila različno vplivajo na odziv konstrukcije v posameznih smereh. S tem, ko polja med stebri zapolnimo s polnili, v smeri le-teh povečamo togost. Razlog za manjši vpliv polnil na odziv konstrukcije v prečni smeri kot v vzdolžni je različna togost čistega okvira v posameznih smereh.

Nato smo ugotavljali še vpliv polnil na notranje statične količine elementov. Predvsem nas je zanimalo, kako se spremenijo vrednosti prečnih sil in upogibnih momentov. Za primerjavo smo vzeli dva okvirja konstrukcije s polnili (slika 6.18). Med sabo se razlikujeta po tem, da ima eden vgrajeno polnilo (okvir a), drugi pa ne (okvir b). Primerjali smo ju z največjimi notranjimi statičnimi količinami konstrukcije brez polnil (okvir c).



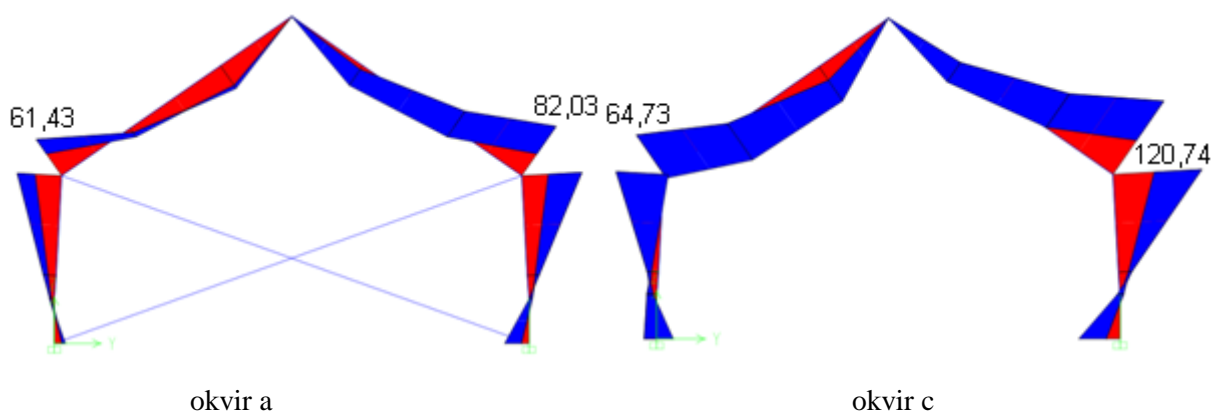
Slika 6.18: Prikaz pozicije obravnavanih okvirjev

Ugotovili smo, da se pri okviru b največji momenti M_{yy} pojavijo na mestu, kjer se stebri spremeni naklon. Enaka razporeditev se pojavi tudi pri čistem okvirju (okvir c). Velikost momenta je zelo podobna, saj ta pri okviru konstrukcije brez polnil znaša 120,74 kNm, pri konstrukciji s polnili pa 118,32 kNm. Nekaj večja razlika je pri momentu v vozlišču na nasprotni strani okvirja, ker je ta 8,7 kNm manjši od momenta čistega okvirja. Potek momentne linije je prikazan na sliki 6.19, kjer lahko opazimo, da ta ostane nespremenjena.



Slika 6.19: Prikaz poteka diagramov upogibnih momentov okoli osi y (okvir b in c)

Do razlik v momentih y-y pa prihaja v okviru a, kjer se na točki lomljenja stebra momenti močno zmanjšajo. Preden smo konstrukciji dodali polnila je največji moment znašal 120,74 kNm. Pri konstrukciji s polnili pa znaša 82,03 kNm. Razlika je opazna tudi pri poteku momentne linije (slika 6.20). Sprememba se zgodi, ker se del potresne sile neposredno prenese v temelje preko diagonal in s tem se razbremeni glavna konstrukcija.

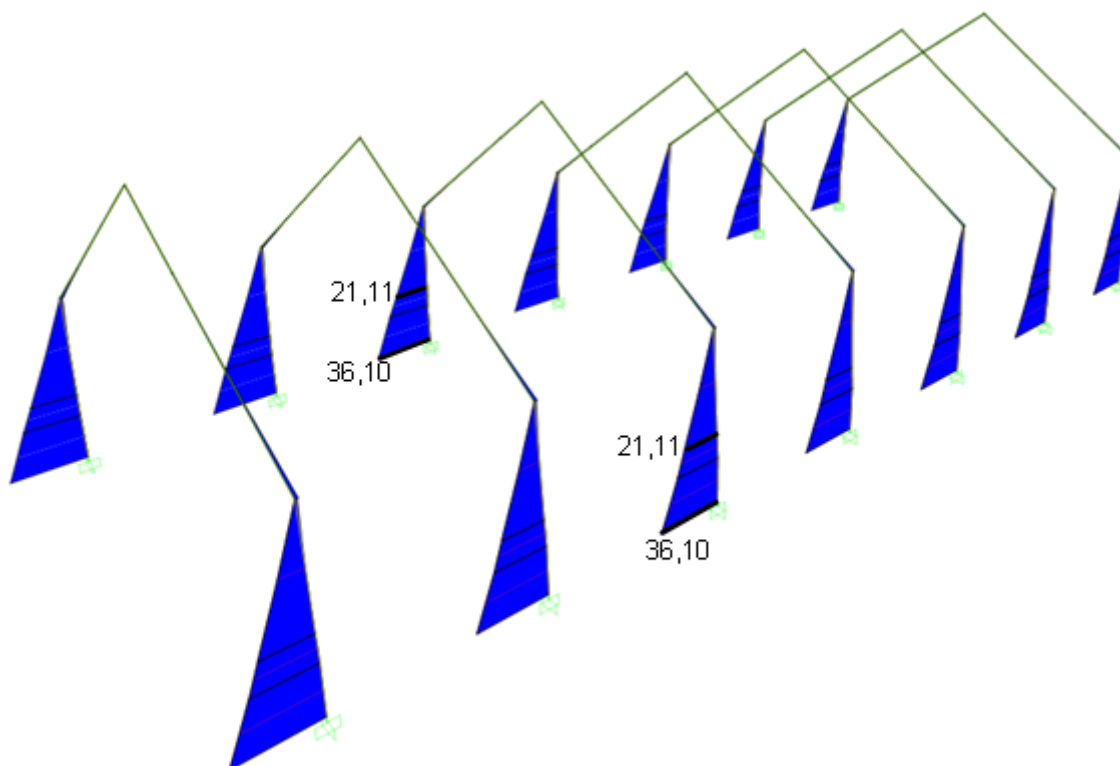


Slika 6.20: Prikaz poteka diagramov upogibnih momentov okoli osi y (okvir a in c)

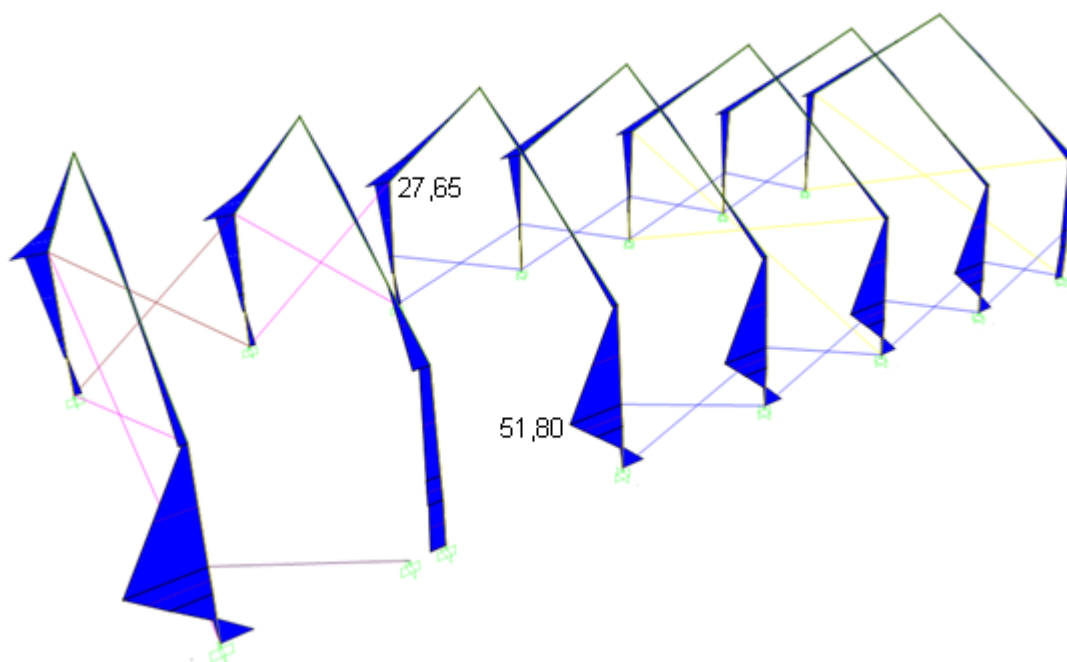
Največje spremembe opazimo pri primerjavi prečnih sil in upogibnih momentov M_{zz} . Pri čistem okvirju je največji upogibni moment okoli osi z znašal 36,10 kNm, in sicer ob stiku stebra s temeljem (slika 6.21). Ko smo v model dodali polnila se je največji moment M_{zz} pojavil na stiku stebra z nizkim

polnilom (slika 6.22). Ta znaša 51,80 kNm, kar je 25 kNm več kot znaša moment pri čistem okvirju. Prav tako se na teh mestih pojavi preskok prečne sile (slika 6.24). Vrednost se spremeni iz -18,20 kN na 40,69 kN.

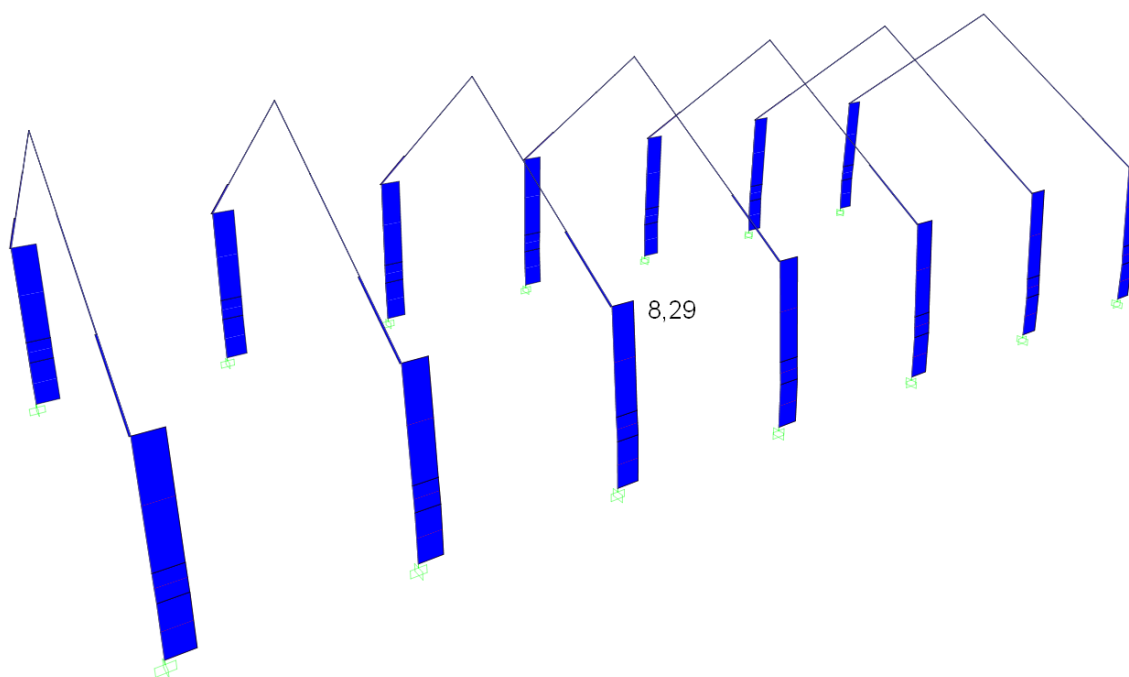
Na nasprotni strani okvirja (os 2) opazimo spremembo oblike diagrama upogibnih momentov, vendar velikosti ostanejo zelo podobne v primerjavi z momenti čistega okvirja (slika 6.22). Tudi prečne sile so majhne (4,93 kN).



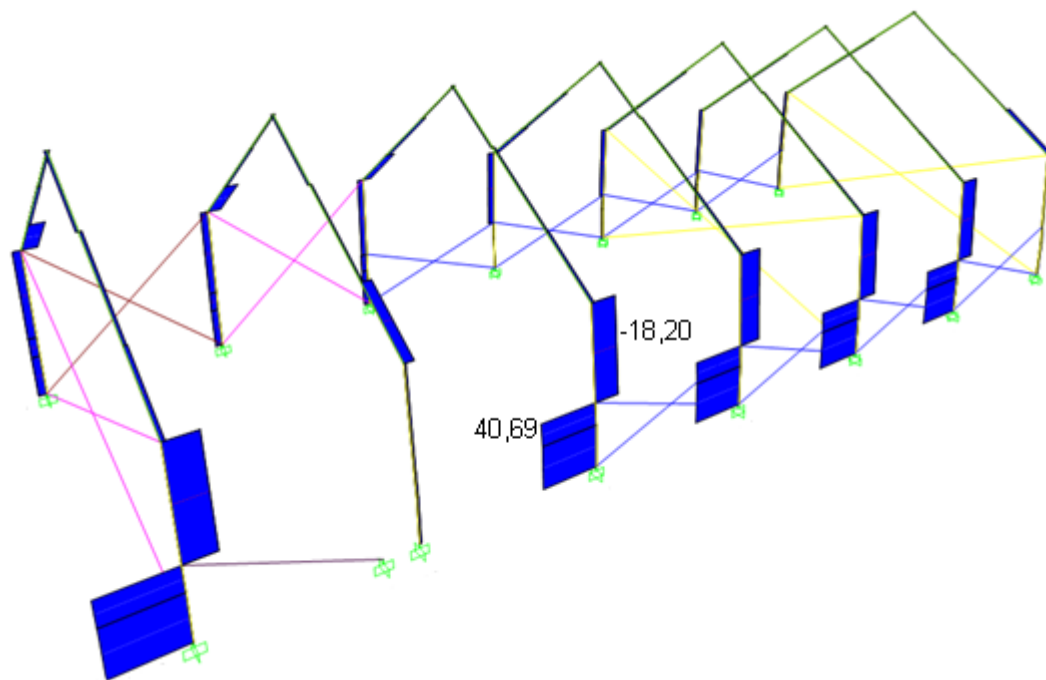
Slika 6.21: Prikaz poteka momentov pri okvirju brez polnil



Slika 6.22: Prikaz razporeditve upogibnih momentov okoli lokalne osi z



Slika 6.23: Prikaz razporeditve prečnih sil v konstrukciji brez polnil



Slika 6.24: Prikaz razporeditve prečnih sil v konstrukciji s polnili

7 ZAKLJUČEK

V okviru te diplomske naloge smo izvedli potresno analizo montažne armiranobetonske hale. Največji poudarek je bil na preučevanju vpliva betonskih polnil na odziv konstrukcije med potresom. Konstrukcijo smo modelirali s programom ETABS, in sicer z linijskimi elementi. Upoštevali smo tudi vpliv ostrejšja, ki med sabo povezuje posamezne okvirje. Za primerjavo vplivov polnil smo izdelali dva modela. Prvi model je bil čisti okvir brez polnil, v drugem pa smo modelirali tudi polnila. Te smo v modelu upoštevali z dvema diagonalama v ravnini zidu, ki prevzemata obtežbo le v tlaku. Dimenzije smo jima določili na podlagi togosti betonskih polnil. Pri izračunu smo upoštevali tudi odprtine, ki so narejene v polnilih. Te vplivajo na togost, zato je bilo potrebno le-to reducirati z ustreznim faktorjem. Po primerjavi rezultatov smo ugotovili, da polnila pri našem objektu različno vplivajo na odziv konstrukcije med potresom.

Nihajni čas konstrukcije v vzdolžni smeri se skoraj razpolovi, medtem ko se v prečni smeri zmanjša za 25%. To pomeni, da polnila konstrukciji povečujejo togost. Posledica tega je, da pri računu potresnih sil dobimo večje obremenitve, kar pa pomeni, da morajo elementi konstrukcije prevzeti večje obremenitve. Povečanje togosti pa tudi pozitivno vpliva na odziv konstrukcije, saj se kljub večjim potresnim silam, pomiki objekta med potresom močno zmanjšajo. Opazili smo, da imajo polnila različen vpliv glede na smer objekta, saj so različno razporejena. V modelu brez polnil povprečen projektni pomik v prečni smeri znaša 16 mm, ko smo dodali polnila pa se je zmanjšal na 4,1 mm. Razlika je torej 1,9 mm, kar pomeni, da so se pomiki v povprečju zmanjšali za 31%. Večjo razliko smo opazili v vzdolžni smeri, kjer so povprečni pomiki manjši za 43%.

Do najbolj pomembnih sprememb pride pri notranjih statičnih količinah elementov konstrukcije. Ugotovili smo, da polnila na obravnavano konstrukcijo učinkujejo v pozitivni in negativni smeri. Dobra lastnost je, da polnila razbremenijo določene okvirje, kar se kaže v manjših upogibnih momentih. Polnila oziroma diagonale, ki v modelu predstavljajo polnila, med potresom prevzamejo del horizontalne obtežbe. Negativna stran vpliva polnil pa se kaže na mestu, kjer se na steber priključujejo polnila, ki polja ne zapolnijo po celotni višini. To se kaže v večjih upogibnih momentih, ki so na tem mestu za 43 % večji, kot pri čistem okvirju. Najbolj pa je problematična velika strižna obremenitev, saj jo beton slabo prenaša. Opazimo, da se po dodanih polnilih prečna sila spremeni iz 8,29 kN na 40,69 kN, kar pomeni, da je sila približno 5 krat večja. Vendar so zaradi poenostavljenega modela dobljene vrednosti notranjih statičnih količin zgolj približne. Za bolj natančne rezultate bi bilo potrebno uporabiti natančnejši model polnil, ki zajame tudi prispevek polnila k upogibnemu momentu in strižni sili na steber.

Če povzamemo vse ugotovitve lahko sklenemo, da pravilno razporejena polnila, ki polja med stebri v celoti zapolnijo po višini, lahko močno povečajo odpornost konstrukcije na potresne obremenitve, vendar je v takih primerih ključno, da se strižna armatura v stebrih projektira na večje sile v primerjavi s projektnimi silami, ki so posledica poenostavljenega modela. Paziti moramo, da pri dimenzioniranju konstrukcije pravilno zajamemo vpliv polnil, kajti v nasprotnem primeru lahko postanejo glavni razlog za težke poškodbe elementov ali pa sledi celo porušitev objekta. Potrebno pa je poudariti, da v tej nalogi ni bila obravnavana kontrola nosilnosti polnil, ki bi bila potrebna za realno oceno stabilnosti konstrukcije.

VIRI

Agencija Republike Slovenije za okolje (ARSO). 2014. Potresna nevarnost Slovenije.

<http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/> (Pridobljeno 18. 8. 2014.)

Computers in Structures, Inc. 2011. ETABS v9.7.4: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov. Berkeley, University of Berkeley.

Dawe, J.L., Seah, C.K. 1988. Lateral load resistance of masonry panel in flexible steel frames. V: Proceedings of the eighth international brick and block masonry conference. Dublin, Elsevier Applied Science: 570 str.

Dolšek, M. 2014. Osnove potresnega inženirstva – Iz izkušenj se učimo: Učinki potresov na objekte. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (neobjavljeno študijsko gradivo): loč. pag.

Dolšek, M. 2014. Osnove potresnega inženirstva – Spektri odziva. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (neobjavljeno študijsko gradivo): loč. pag.

Dolšek, M., Fajfar, P. 2008. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment. ScienceDirect, Engineering Structures 30: str. 1991-2001.

Fardis, M.N. 1996. Experimental and numerical investigation on the seismic response of RC infilled frames and recommendations for code provisions. Lisbon, ECOEST/PREC 8, Report. No. 6, LNEC.

Ionannou, I., Borg, R., Novelli, V., Melo, J., Alexander, D., Kongar, I., Verrucci, E., Cahill, B., Rossetto, T. 2012. The 29th May 2012 Emilia Romagna Earthquake. London, UCL EPICentre, Department of Civil, Environmental and Geomatic Engineering: 62 str.

Lopatič, J. 2014. Masivni objekti. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (neobjavljeno študijsko gradivo): loč. pag.

Parisi, F., De Luca, F., Petruzzelli, F., De Risi, R., Chioccarelli, E., Iervolino, I. 2012. Field inspection after the May 20th and 29th 2012 Emilia-Romagna earthquakes.

http://wpage.unina.it/iuniervo/papers/Report_reluis_damages.pdf (Pridobljeno 8. 9. 2014.)

SGP POMGRAD. 2013. Armirano betonske montažne konstrukcije, referenčni katalog. Str. 12.
<http://www.sgp-pomgrad.si/uploads/cms/abi-referencni-katalog-april-2013.pdf> (Pridobljeno 11. 9. 2014.)

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

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 1998-1:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vpliv in pravila za stavbe.

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: TLORIS IN PREREZ OBJEKTA

TLORIS TEMELJEV M 1:100	A1
TLORIS PRITLIČJA M 1:100	A2
PREREZ 1 IN PREREZ 2 M 1:100	A3