

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Iztok Zajc

Primerjava programov za analizo in dimenzioniranje konstrukcij

Diplomska naloga št.: 3058

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 20. 4. 2009

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani, **IZTOK ZAJC**, izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom :
» **PRIMERJAVA PROGRAMOV ZA ANALIZO IN DIMENZIONIRANJE
KONSTRUKCIJ** «.

Izjavljam, da prenašam vse avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Ljubljana, april 2009

(podpis)

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM

UDK : 004.42:624.012.45(043.2)

Avtor : Iztok Zajc

Mentor : doc. dr. Matjaž Dolšek

Naslov : Primerjava programov za analizo in dimenzioniranje konstrukcij

Obseg in oprema : 109 str., 24 pregl., 100 sl., 46 en.

Ključne besede : analiza konstrukcije, dimenzioniranje konstrukcije, opečna polnila, armiranobetonska konstrukcija, konzolna stena, SAP2000, Tower

Izvleček :

V diplomski nalogi primerjam rezultate analize in dimenzioniranja s programoma SAP2000 v.12 in Tower 5.5 na primeru enostavne konzolne stene in šest etažne stavbe. V prvem delu diplomske naloge sta opisani obe konstrukciji in obtežba, ki bi v času življenjske dobe lahko delovale nanju. Kljub majhnemu delež opečnih polnil v šest etažni stavbi, sem se lotil vpliva prisotnosti oz. neprisotnosti opečnih polnil na obnašanje celotne konstrukcije in njenih konstrukcijskih elementov. Sledi primerjava med programoma Tower 5.5 in SAP2000 v.12. Z enostavnim modelom konzolne stene, pri kateri sem želel primerjati globalno obnašanje konstrukcije, notranje statične količine in količino armature, sem se spoznal z obema programoma in ugotavljal morebitne razlike v rezultatih med njima. To mi je pomagalo pri lažjem razumevanju dobljenih rezultatov za šest etažno stavbo. Tudi za ta primer sem primerjal globalno obnašanje konstrukcije, notranje statične količine in količino armature. Dobljeni rezultati notranje statičnih količin so za obe konstrukciji zelo podobni, večja razlika pa se pojavi pri dimenzioniranju konstrukcijskih elementov. Kvaliteto izračunov prereza armature, dobljenih s programoma, sem preveril tudi po metodi mejnih stanj.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDK : 004.42:624.012.45(043.2)
Author : Iztok Zajc
Supervisor : Assist. Prof. Matjaž Dolšek
Title : Comparison between software tools for analysis and design of structures
Notes : 109 p., 24 tab., 100 fig., 46 eq.
Key Words : structural analysis and design, masonry infill, reinforced concrete structure, cantilever wall, SAP2000, Tower

Abstract:

Computer programs SAP2000 v.12 and Tower 5.5 for structural analysis and design are being compared for the case of a simple cantilever wall and a six storey building. In the first part both structures are described, including actions that could affect the structures in their lifetime. Although the percentage of the masonry infill in the six storey building is low, I have studied the influence of presence or absence of masonry infill on the behaviour of the entire structure and its structural elements. I have tried to study the global behaviour of the structure, internal forces and quantity of steel on a simple model of a cantilever wall by comparing the results of programs, SAP2000 v.12 and Tower 5.5. Through that I have learned to use both programs and to identify possible differences in the results obtained from both programs. All that has helped me to easier understand the results of analysis of the six storey building. For the case of the six storey building global behaviour of the structure, internal forces and quantity of steel was compared as well. The results internal forces are similar for both structures, greater difference is seen on the dimensioning of structural elements. Quality of the calculations of steel sections retrieved from both programs was also verified according to the method of ultimate limit states.

ZAHVALA

Zahvala mentorju doc. dr. Matjažu Dolšku za stalno pripravljenost, pomoč in koristne napotke pri izdelavi diplomske naloge.

Zahvala Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani, ki mi je omogočila študij in uporabo programa za analizo in dimenzioniranje konstrukcij, SAP2000 v.12.

Zahvala Gradbenemu biroju Zajc, ki mi je omogočil uporabo statičnega programa za statični izračun in dimenzioniranje, Tower 5.5.

Predvsem pa zahvala staršema in bratu, ki so mi študij gradbeništva omogočili in mi vsa leta stali ob strani.

VSEBINA

1	UVOD	1
2	OBRAVNAVANE KONSTRUKCIJE.....	3
2.1	Konzolna stena.....	3
2.2	Šest etažna stavba	3
2.2.1	Osnovna konstrukcija	3
2.2.2	Modeliranje razpokanosti betona in opečnih polnil pri stavbi	7
2.2.2.1	Stavba brez polnil z upoštevanjem razpokanih betonskih prerezov	7
2.2.2.2	Stavba brez polnil s členkasto vpetimi robovi plošč.....	8
2.2.2.3	Polnila nadomestim z enim parom diagonal	8
2.2.2.4	Polnila nadomestim s tremi pari diagonal.....	11
2.2.2.5	Polnila nadomestim s ploskovnimi elementi	13
2.2.3	Deleža betonskih in opečnih sten.....	13
2.2.4	Primerjava togosti betonskih in opečnih sten	15
2.3	Material	16
3	OBTEŽBA	17
3.1	Stalna obtežba	17
3.1.1	Konzolna stena.....	17
3.1.2	Šest etažna stavba	18
3.1.2.1	Streha.....	18
3.1.2.2	Plošča nad kletjo, pritličjem, 1., 2., in 3.nadstropjem.....	18
3.1.2.3	Stene.....	18
3.1.2.4	Dvoramne stopnice	19
3.1.2.5	Vsota stalne obtežbe	19
3.2	Koristna obtežba.....	19
3.2.1	Šest etažna stavba	20
3.2.1.1	Streha.....	20
3.2.1.2	Plošča nad kletjo, pritličjem, 1., 2., in 3.nadstropjem.....	23
3.2.1.3	Stene.....	23

3.2.1.4	Dvoramne stopnice	23
3.2.1.5	Vsota koristne obtežbe	24
3.3	Potresna obtežba.....	24
3.4	Kombinacije obtežb.....	29
3.4.1	Kombinacija obtežb za izračun mas konstrukcije	29
3.4.2	Kombinacija obtežb za stalna in začasna projektna stanja.....	30
3.4.3	Kombinacije obtežb za potresna projektna stanja.....	30
4	SEKUNDARNI KONSTRUKCIJSKI ELEMENTI	31
4.1	Strešna konstrukcija	31
4.1.1	Špirovci 12/16.....	31
4.1.2	Strešni lepljeni nosilci 22/45	33
4.2	Dvoramne stopnice	36
5	VPLIV RAZPOKANOSTI BETONA IN OPEČNIH POLNIL NA STAVBO..	40
5.1	Nihajni časi.....	40
5.2	Potresne prečne sile ob vpetju	43
5.3	Konstrukcijski element – vertikalna vez	46
6	PRIMERJAVA MED RAČUNALNIŠKIMA PROGRAMOMA	50
6.1	Konzolna stena.....	50
6.1.1	Nihajni časi.....	51
6.1.2	Potresne prečne sile ob vpetju	51
6.1.3	Notranje statične količine	52
6.1.4	Dimenzioniranje	59
6.2	Šest etažna stavba	69
6.2.1	Kontrola mas za preračun potresne obtežbe	70
6.2.2	Nihajni časi.....	71
6.2.3	Potresne prečne sile ob vpetju	72
6.2.4	Notranje statične količine	73
6.2.4.1	Plošča nad 1.nadstropjem	73
6.2.4.2	Stena v osi 5.....	75
6.2.4.3	Steber in nosilec v osi A.....	77

6.2.5	Dimenzioniranje	83
6.2.5.1	Plošča nad 1.nadstropjem	84
6.2.5.2	Stena v osi 5	88
6.2.5.3	Steber in nosilec v osi A.....	89
7	ZAKLJUČEK	93
	VIRI	95

KAZALO PREGLEDNIC

- Preglednica 2.1: Oznake primerjalnih modelov
- Preglednica 2.2: Izračun elastičnih modulov za en par diagonal
- Preglednica 2.3: Izračun elastičnih modulov za tri pare diagonal
- Preglednica 5.1: Nihajni časi po modelih
- Preglednica 5.2: Potresne prečne sile po modelih
- Preglednica 5.3: Notranje statičnih količin po modelih
- Preglednica 6.1: Oznake primerjalnih modelov
- Preglednica 6.2: Nihajni časi po modelih
- Preglednica 6.3: Potresne prečne sile ob vpetju po modelih
- Preglednica 6.4: Reakcij v podporah za ploskovna modela – potres X
- Preglednica 6.5: Reakcij v podporah za ploskovna modela – potres Y
- Preglednica 6.6: Prez armature po ploskovnih modelih – stalna obtežba
- Preglednica 6.7: Prez armature po ploskovnih modelih – potres X
- Preglednica 6.8: Prez armature po ploskovnih modelih – potres X
- Preglednica 6.9: Efektivne modalne mase po nihajnih oblikah za osnovno konstrukcijo
- Preglednica 6.10: Nihajni časi po modelih
- Preglednica 6.11: Potresne prečne sile ob vpetju po modelih
- Preglednica 6.12: Ekstremi momentov M_x pri plošči nad 1.nadstropjem po modelih
- Preglednica 6.13: Ekstremi momentov M_y pri plošči nad 1.nadstropjem po modelih
- Preglednica 6.14: Ekstremi notranjih sil N_z pri steni v osi 5 po modelih
- Preglednica 6.15: Notranje statične količine stebra po modelih
- Preglednica 6.16: Izračun osnih sil in upogibnih momentov na mestu linijskega elementa
- Preglednica 6.17: Ekstremi prerezov armature v plošči nad 1.nadstropjem po modelih
- Preglednica 6.18: Ekstremna prereza armature pri steni v osi 5 po modelih

KAZALO SLIK

- Slika 2.1: Lega koordinatnega sistema v konzolni steni
- Slika 2.2: Skica – tloris temeljev
- Slika 2.3: Skica – tloris kleti
- Slika 2.4: Skica – tloris pritličje
- Slika 2.5: Skica – tloris 1., 2. in 3. nadstropja
- Slika 2.6: Skica – tloris mansarde
- Slika 2.7: Členkasto vpeti robovi plošč na stene stavbe
- Slika 2.8: Nadomestitev opečnega polnila z enim parom diagonal
- Slika 2.9: Nadomestitev opečnega polnila s tremi pari diagonal
- Slika 2.10: Nadomestitev opečnega polnila s ploskovnim elementom
- Slika 3.1: Skica – lega obtežb pri linijskem in ploskovnem modelu konzolne stene
- Slika 3.2: Projektni pospešek tal tipa A s povratno dobo 475 let
- Slika 3.3: Grafični prikaz elastičnega spektra odziva
- Slika 3.4: Grafični prikaz projektne spektra odziva
- Slika 4.1: Lepljeni nosilec - MSN – prečna sila $T(kN)$
- Slika 4.2: Lepljeni nosilec - MSN – upogibni moment $M(kNm)$
- Slika 4.3: Lepljeni nosilec - MSU – vertikalni pomik $u(mm)$
- Slika 4.4: Stopnice - MSN – notranja sila $N_x(kN/m)$
- Slika 4.5: Stopnice - MSN – notranja sila $N_y(kN/m)$
- Slika 4.6: Stopnice - MSN – upogibni moment $M_x(kNm/m)$
- Slika 4.7: Stopnice - MSN – upogibni moment $M_y(kNm/m)$
- Slika 5.1: Vertikalna vez – osnovna konstrukcija (kN, kN, kNm)
- Slika 5.2: Vertikalna vez – URP (kN, kN, kNm)
- Slika 5.3: Vertikalna vez – ČVP (kN, kN, kNm)
- Slika 5.4: Vertikalna vez – PID (kN, kN, kNm)
- Slika 5.5: Vertikalna vez – P3D (kN, kN, kNm)
- Slika 5.6: Vertikalna vez – PPE (kN, kN, kNm)
- Slika 6.1: Linijski model stene – stalna obtežba – N1
- Slika 6.2: Linijski model stene – stalna obtežba – T2
- Slika 6.3: Linijski model stene – stalna obtežba - M3
- Slika 6.4: Linijska modela stene – potres X – T2

Slika 6.5: Linijska modela stene – potres X – M3

Slika 6.6: Linijski model stene – Tower – potres Y – T3

Slika 6.7: Linijski model stene – SAP2000 – potres Y – T3

Slika 6.8: Linijski model stene – Tower – potres Y – M2

Slika 6.9: Linijski model stene – SAP2000 – potres Y – M2

Slika 6.10: Ploskovni model stene – Tower – stalna obtežba – Nz

Slika 6.11: Ploskovni model stene – SAP2000 – stalna obtežba – Nz

Slika 6.12: Ploskovni model stene – Tower – stalna obtežba – Mz

Slika 6.13: Ploskovni model stene – SAP2000 – stalna obtežba – Mz

Slika 6.14: Ploskovni model stene – Tower – potres X – Mz

Slika 6.15: Ploskovni model stene – SAP2000 – potres X – Mz

Slika 6.16: Ploskovni model stene – Tower – potres Y – Nz

Slika 6.17: Ploskovni model stene – SAP2000 – potres Y – Nz

Slika 6.17a: Dejanska lega vzdolžne armature v betonski steni

Slika 6.18: Položaj vzdolžne armature v betonski steni za stalno obtežbo in potres X

Slika 6.19: Položaj vzdolžne armature v betonski steni za potres Y

Slika 6.20: Linijski model stene – Tower – stalna obtežba - As

Slika 6.21: Linijski model stene – SAP2000 – stalna obtežba – As

Slika 6.22: Linijski model stene – priročnik – stalna obtežba – As

Slika 6.23: Linijski model stene – Tower – potres X – As

Slika 6.24: Linijski model stene – SAP2000 – potres X – As

Slika 6.25: Linijski model stene – priročnik – potres X – As

Slika 6.26: Linijski model stene – Tower – potres Y – As

Slika 6.27: Linijski model stene – SAP2000 – potres Y – As

Slika 6.28: Linijski model stene – priročnik – potres Y – As

Slika 6.29: Ploskovni model stene – Tower – stalna obtežba - As

Slika 6.30: Ploskovni model stene – SAP2000 – stalna obtežba - As

Slika 6.31: Ploskovni model stene – Tower – potres X - As

Slika 6.32: Ploskovni model stene – SAP2000 – potres X - As

Slika 6.33: Ploskovni model stene – Tower – potres Y - As

Slika 6.34: Ploskovni model stene – SAP2000 – potres Y - As

Slika 6.35: Primerjava dobljenih prerezov armature – stalna obtežba

Slika 6.36: Primerjava dobljenih prerezov armature – potres X

Slika 6.37: Primerjava dobljenih prerezov armature – potres Y

Slika 6.38: Plošča nad 1.nadstropjem – Tower – Mx

Slika 6.39: Plošča nad 1.nadstropjem – SAP2000 – Mx

Slika 6.40: Plošča nad 1.nadstropjem – Tower – My

Slika 6.41: Plošča nad 1.nadstropjem – SAP2000 – My

Slika 6.42: Stena v osi 5 – Tower – Nz

Slika 6.43: Stena v osi 5 – SAP2000 – Nz

Slika 6.44: Steber – Tower – M3

Slika 6.45: Steber – SAP2000 – M3

Slika 6.46: Nosilec – Tower – N1

Slika 6.47: Nosilec – SAP2000 – N1

Slika 6.48: Nosilec – Tower – T2

Slika 6.49: Nosilec – SAP2000 – T2

Slika 6.50: Nosilec – Tower – M3

Slika 6.51: Nosilec – SAP2000 – M3

Slika 6.52: Ekscentrično podan nosilec

Slika 6.53: Centrično podan nosilec

Slika 6.54: Premik pozitivne osne sile in upogibnega momenta

Slika 6.55: Premik negativne osne sile in upogibnega momenta

Slika 6.55a: Lega točk za primerjavo med programoma

Slika 6.56: Plošča nad 1.nadstropjem – Tower – Asx

Slika 6.57: Plošča nad 1.nadstropjem – SAP2000 – Asx

Slika 6.58: Plošča nad 1.nadstropjem – Tower – Asy

Slika 6.59: Plošča nad 1.nadstropjem – SAP2000 – Asy

Slika 6.60: Plošča nad 1.nadstropjem – Tower – Azx

Slika 6.61: Plošča nad 1.nadstropjem – SAP2000 – Azx

Slika 6.62: Plošča nad 1.nadstropjem – Tower – Azy

Slika 6.63: Plošča nad 1.nadstropjem – SAP2000 – Azy

Slika 6.64: Stena v osi 5 – Tower – Asz

Slika 6.65: Stena v osi 5 – SAP2000 – Asz

Slika 6.66: Shematičen prikaz lege armature v nosilcu 30/90

Slika 6.67: Shematičen prikaz lega armature v stebri 40/70

Slika 6.68: Nosilec – Tower – As

Slika 6.69: Nosilec – SAP2000 – As

Slika 6.70: Nosilec – priročnik – Tower – As

Slika 6.71: Nosilec – priročnik – SAP2000 – As

1 UVOD

V sedanjem času si ne moremo več predstavljati življenja brez računalnikov, ki so nam z raznovrstno programsko opremo na vseh področjih delovanja v veliko pomoč. Tako je tudi načrtovanje v gradbeništvu podprto z računalniškimi programi. Ker me kot bodočega statika zanima projektiranje konstrukcij, na trgu pa se pojavlja vse več programov za statično analizo in dimenzioniranje, sem se odločil, da bom v diplomskem delu primerjal uporabo dveh računalniških programov za statično analizo in dimenzioniranje, ki sem ju spoznal med študijem in praktičnim delom. V projektivnem biroju sem spoznal program TOWER 5.5 podjetja RADIMPEX, na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani pa sem se seznanil s programom SAP2000, verzija 12, podjetja COMPUTER&STRUCTURES INC. Posredni namen mojega diplomskega dela je tudi do dobra spoznati oba računalniška programa, ki ju bom verjetno srečeval oz. uporabljal v času poklicne kariere.

Moje diplomsko delo sem začel z opisom dveh konstrukcij, ki sem ju uporabil za primerjavo med programoma. Opis podrobneje zajema vnašanje konzolne stene in pa šest etažne stavbe v računalniška programa.

Zaradi velikega deleža opečnih polnil v šest etažni stavbi in predpostavkah, da konstrukcija med potresom razpoka in plošče stavbe delujejo samo v svoji ravnini, sem opravil še ločeno primerjavo opisanih modelov, ki je bila izdelana izključno s programom Tower. Torej primerjavo, kjer opečna polnila nadomestimo z diagonalami in ploskovnimi elementi, poenostavljeno definiramo razpokanost prerezov in členkasto vpnemo plošče v stene stavbe. Iz rezultatov pa bo razvidno ali je kakšnega izmed teh modelov smiselno upoštevati oz. zanemariti.

Ko sem do potankosti obdelal vse obravnavane konstrukcije, sem se posvetil obtežbam. Predvidel sem glavne obtežbe, predpisane po standardu, ki bi lahko v življenjski dobi konstrukcije delovale nanjo. Tako je v nadaljevanju zajeta stalna, koristna in potresna obtežba za obe konstrukciji. Opisane pa so tudi obtežne kombinacije, ki ocenjujejo verjetnost sočasnega delovanja različnih tipov obtežb na konstrukcijo, kot sta veter in sneg.

Sledi dimenzioniranje sekundarnih konstrukcijskih elementov. To so elementi, ki ne bodo upoštevani v računalniškem modelu celotne konstrukcije, se pa dejansko nahajajo na njej. Tako želim preveriti kakšne sile bi preko teh elementov posredno delovale na šest etažno stavbo.

Drugi del diplomske naloge začnjam z vplivi razpokanosti prerezov in opečnih polnil na stavbo. Tu so zbrani rezultati med različnimi modeli šest etažne konstrukcije. Osredotočil sem se na nihajne čase, potresne prečne sile ob vpetju in notranje statične količine v vertikalni vezi. Želel sem videti, kako dodatne diagonale, ki nadomeščajo opečna polnila, ali robni pogoj vplivajo na posamezne dele konstrukcije.

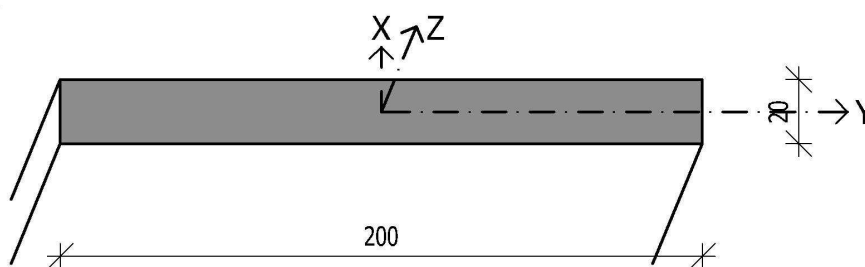
Po vseh teh primerjavah sledi analiza rezultatov, torej primerjave med računalniškima programoma za analizo in dimenzioniranje. Da bi se dodobra spoznal z obema programom sem se kot prve lotil konzolne stene. Obtežil sem jo z lastno težo ter potresoma v obeh glavnih smereh. Tudi v tej konstrukciji sem opazoval nihajne čase, potresne prečne sile ob vpetju in notranje statične količine. Poleg tega me je tu zanimalo tudi dimenzioniranje v obeh programih. Namen analize konzolne stene je, da si bom lažje razlagal rezultate dobljene pri zahtevnejši šest etažni stavbi.

Pri šest etažni stavbi sem sprva opazoval globalno obnašanje konstrukcije, preko nihajnih časov in potresnih prečnih sil ob vpetju. Sledila pa je natančnejša analiza notranje statičnih količin in dimenzioniranja konstrukcijskih elementov stavbe. Za primerjalne elemente sem izbral tipično ploščo nad 1.nadstropjem, steber 40/70cm in nosilec 30/90cm. Pri primerjavi tako velike stavbe me je zanimalo, kako podobno bosta programa prerazporejala obtežbo, ki sem jo podal na konstrukcijo in kako podobni bodo dobljeni rezultati dimenzioniranja.

2 OBRAVNAVANE KONSTRUKCIJE

2.1 Konzolna stena

Za lažjo oceno rezultatov zahtevnejše šest etažne stavbe sem se odločil, da predhodno analiziram enostavno konzolno steno debeline 20cm, širine 200 in višine 10m. Za material sem izbral beton C30/35, ki je opisan v poglavju 2.3. Stena je v tla toga vpeta. Za primerjavo bom izdelal linijski in ploskovni model v obeh programih. Za lažje razumevanje delovanja obtežb sem steno položil v globalni koordinatni sistem. Globalna smer X kaže pravokotno na širšo stranico stene, medtem ko globalna smer Y leži vzporedno s širšo stranjo. Globalna smer Z kaže od tal navzgor in je seveda pravokotna na smeri X in Y. Lege globalnih koordinatnih osi so prikazane na sliki 2.1.



Slika 2.1: Lega koordinatnega sistema v konzolni steni

2.2 Šest etažna stavba

2.2.1 Osnovna konstrukcija

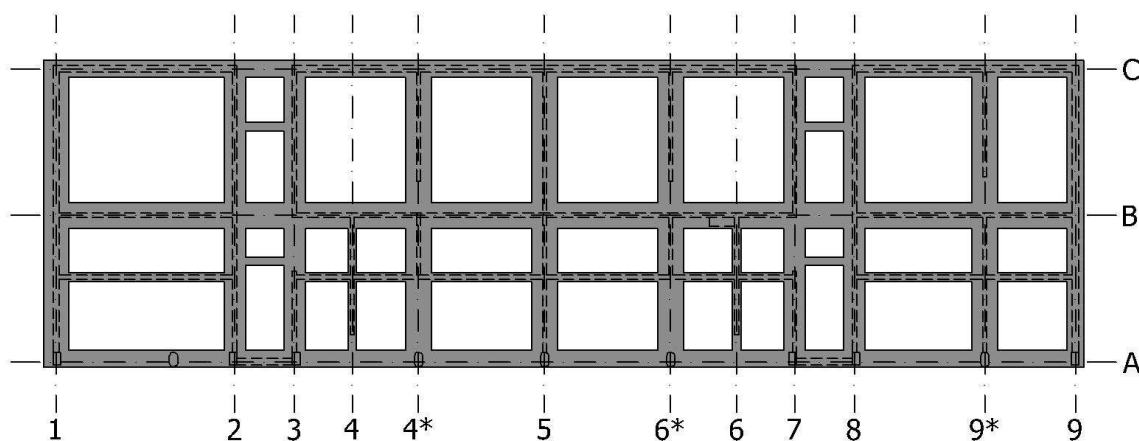
Šest etažna stavba je sestavljena iz kleti, pritličja, 1., 2., 3. nadstropja in mansarde. Zunanje mere stavbe znašajo: širina 17.30m, dolžina 50.40m in višina stavbe 19m. Stavba je izdelana iz betona C30/35 in opečnih polnil, katerih karakteristike so opisane v poglavju 2.3. Na vrhu stavbe je izdelana streha enokapnica.

Za natančnejšo primerjavo med programoma, sem definiral podajanje posameznih konstrukcijskih elementov. Za lažje razumevanje sem definiral tudi globalni koordinatni sistem. Smer X in Y ležita v horizontalni ravnini, smer Z pa z njima tvori pravi kot in kaže

navzgor. Torej globalna smer X sovпада z daljšo stranico oz. dolžino stavbe, globalna smer Y pa s krajšo stranico oz. širino stavbe. Ostane samo še globalna smer Z, ki pa sovпада z višino stavbe. Za natančnejše vnašanje sem stavbo razdelil na etaže in opisal konstrukcijsko sestavo vsake etaže.

Temelji

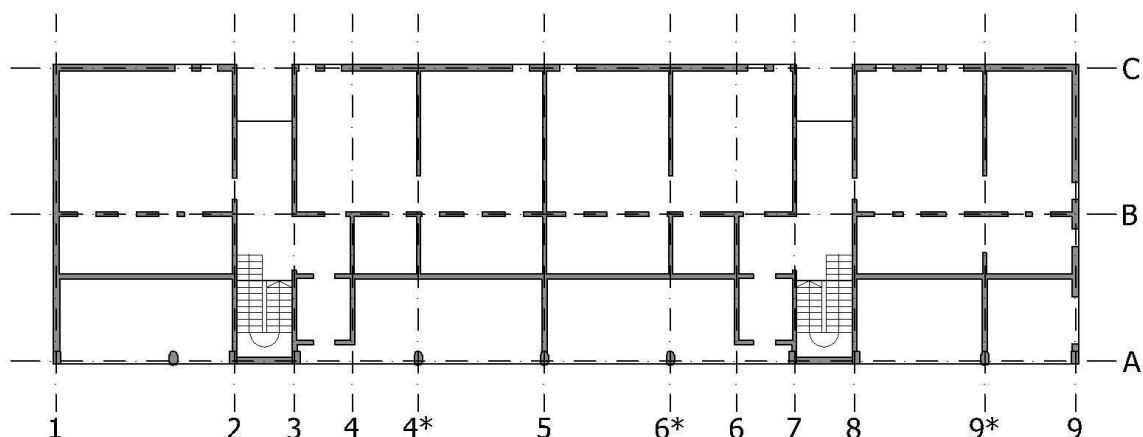
Pasovne temelje v računalniški model nisem vnesel kot linijske elemente, ampak sem jih podal kot toge podpore, ki preprečujejo pomike in zasuke v vseh smereh. Na območju dvigalnega jaška sem vnesel poenostavitev in sicer tako, da ne pride do poglobitve.



Slika 2.2: Skica – tloris temeljev

Klet

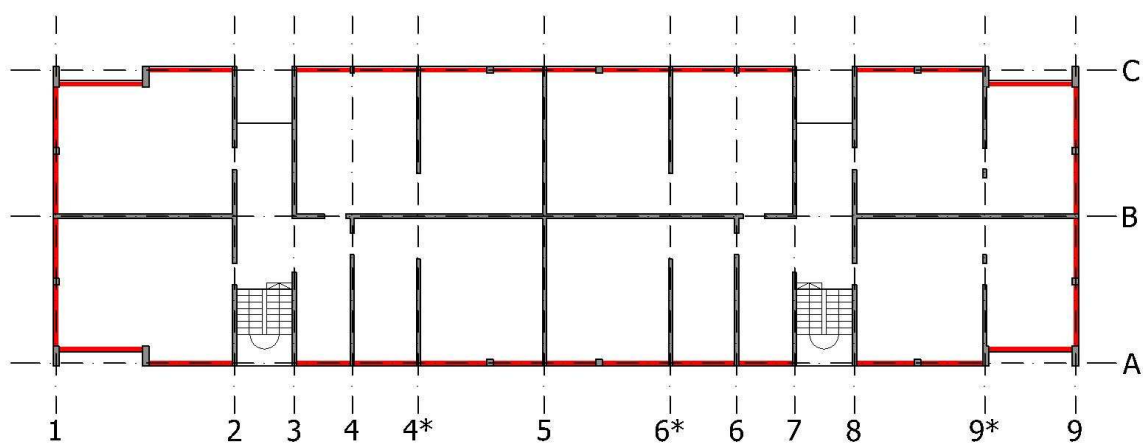
Vse masivne stene, tako debeline 20cm kot tudi 30cm ter plošča, so iz betona C30/35 in so v program vnešene kot ploskovni elementi. V tej etaži pa so tudi stebri in grede, ki so podani z linijskimi elementi, katerih prerez sem uskladil z arhitekturnim načrtom. Spoji med posameznimi konstrukcijskimi elementi so togi. Na območju stopnišča in dvigalnega jaška so v plošči puščene odprtine. Zaradi poenostavitve modela vanj nisem vstavil dvoramnega stopnišča in dvigalnega jaška. Dvoramne stopnice so izračunane ločeno.



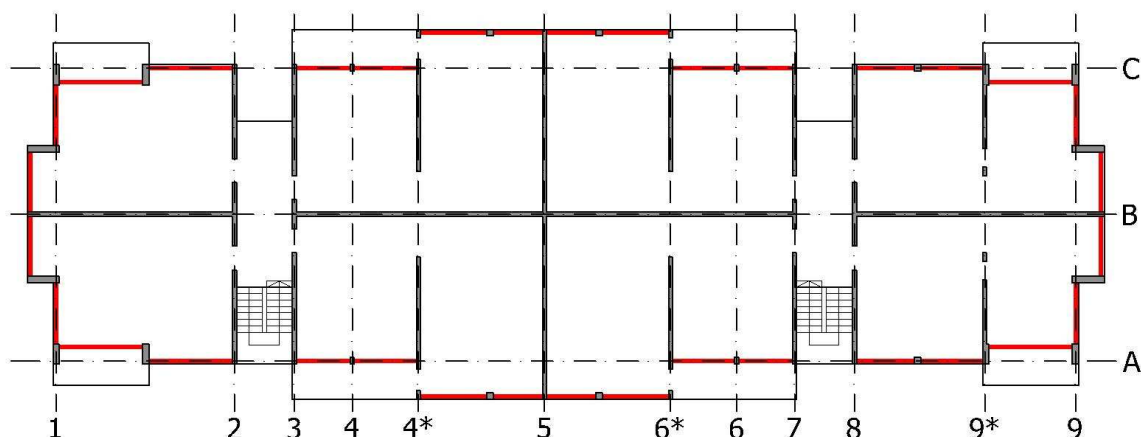
Slika 2.3: Skica – tloris kleti

Pritličje, 1., 2., 3. nadstropje

V teh delih je stavba sestavljena iz betonskih sten, plošč, stebrov, vertikalnih vezi, preklad in opečnih zidakov oz. opečnih polnil. Betonske stene in plošče sem podal s ploskovnimi elementi, stebre, vertikalne vezi ter preklade pa z linijskimi elementi in jih definiral kot beton C30/35. Prerez linijskih elementov sem uskladil z arhitekturnim načrtom. Opečna polnila se v osnovnem modelu ne bodo upoštevala, upošteval pa jih bom pri drugih primerjalnih modelih, kjer bo njihova uporaba natančneje definirana. V obravnavanih etažah se polnila nahajajo na mestih rdeče linije. Spoji med posameznimi konstrukcijskimi elementi so togi. Na območjih stopnišča in dvigalnega jaška so v ploščah puščene odprtine.



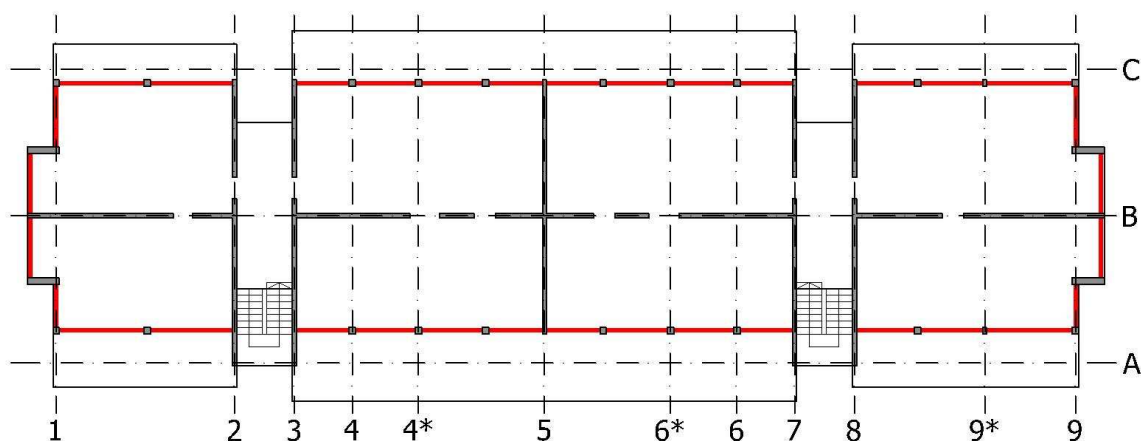
Slika 2.4: Skica – tloris pritličje



Slika 2.5: Skica – tloris 1., 2. in 3. nadstropja

Mansarda

Kot pri ostalih etažah, je tudi tu sestava mešana, torej beton in opečna polnila. Masivne stene so bile ponovno definirane kot ploskovni elementi, vertikalne vezi in preklade pa kot linijski elementi. Prerez linijskih elementov sem uskladił z arhitekturnim načrtom. Opečna polnila se v osnovnem modelu ne bodo upoštevala. V obravnavanih etažah se polnila nahajajo na mestih rdeče linije. Nad mansardo se nahajajo samo še leseni lepljeni nosilci s kritino, zato sem stene zaključil konzolno. Streha enokapnica je izdelana v naklonu 5°.



Slika 2.6: Skica – tloris mansarde

2.2.2 Modeliranje razpokanosti betona in opečnih polnil pri stavbi

Namen tega poglavja je ugotoviti, kako se zaradi potresne obtežbe obnaša celotna šest etažna konstrukcija v primeru, da pride do razpokanosti v prerezih, da zanemarimo togost zaradi vpetja plošč v stene oz. da plošče delujejo le v svoji ravnini in pa kakšen vpliv imajo opečna polnila na togost celotne konstrukcije. V primerjavo sem vključil pet modelov. Po en model pripadata razpokanosti prereza in sprostitev toge vpetosti plošče v stene, ostali trije modeli pa primerjajo različna nadomestila opečnih polnil. Vsi modeli so zbrani v preglednici 2.1 in so tudi natančneje opisani v poglavjih od 2.2.2.1 do 2.2.2.5. Vse te primerjalne modele bom primerjal z osnovno konstrukcijo brez razpokanih prerezov in brez polnil, ki je opisana v poglavju 2.2.1. Celotna primerjalna analiza je narejena s pomočjo programa Tower 5.5.

Preglednica 2.1: Oznake primerjalnih modelov

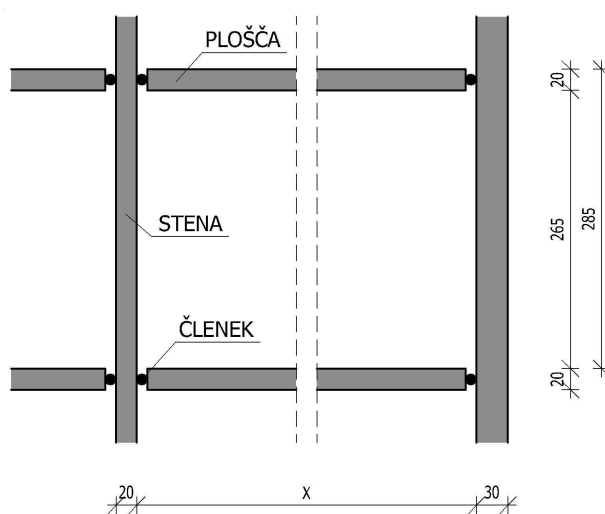
Poglavje	Ime primerjalnega modela	Oznaka
2.2.2.1	Stavba brez polnil z upoštevanjem razpokanih betonskih prerezov	URP
2.2.2.2	Stavba brez polnil s členkasto vpetimi robovi plošč	ČVP
2.2.2.3	Polnila nadomestim z enim parom diagonal	P1D
2.2.2.4	Polnila nadomestim s tremi pari diagonal	P3D
2.2.2.5	Polnila nadomestim s ploskovnimi elementi	PPE

2.2.2.1 Stavba brez polnil z upoštevanjem razpokanih betonskih prerezov

Ker ob pojavu potresne obtežbe ponavadi pride do tako velikih obremenitev betonskih prerezov, da le ti razpokajo, me je zanimalo kako se takrat obnaša konstrukcija. Ker mi računalniški program Tower 5.5 ni omogočal samodejnega upoštevanja razpokanosti prereza, lahko razpokanost nadomesti s polovičnim zmanjšanjem prerezov ali z razpolovitvijo elastičnega modula. Zaradi enostavnejše izvedbe sem izbral razpolovitev elastičnega modula vsem betonskim konstrukcijskim elementom. Ta poenostavitev je namenjena približni oceni vpliva razpokanosti. Tako elastični modul betona v tem modelu znaša $E_{c2} = 1.5750E+07$ kN/m².

2.2.2.2 Stavba brez polnil s členkasto vpetimi robovi plošč

Zanimalo me je, kako se obnaša konstrukcija v primeru, da plošče ne pomagajo pri povečanju togosti konstrukcije zaradi togega vpetja oz. povedano drugače, da plošča togo deluje samo v svoji ravnini. Torej so vse plošče od kleti do mansarde z vsemi vertikalnimi konstrukcijskimi elementi členkasto vpete. Primerjavo bom naredil glede na osnovno konstrukcijo, ki je opisana v poglavju 2.2.1.



Slika 2.7: Členkasto vpeti robovi plošč na stene stavbe

2.2.2.3 Polnila nadomestim z enim parom diagonal

Zanimalo me je, kakšen vpliv imajo na obnašanje naše konstrukcije opečna polnila in kako jih lahko nadomestimo, ter kakšen vpliv imajo različni načini nadomestil na konstrukcijske elemente.

Opečna polnila so v vseh štirih obodnih stenah stavbe. Nahajajo se po celotni dolžini in širini stavbe, vendar so na določenih razdaljah prekinjena z vertikalno vezjo ali odprtino. Upošteval sem samo tista polnila, ki so od ene do druge vertikalne vezi neprekinjeno pozidana, po celotni ali samo delu višine. Torej ne bom upošteval polnil, v katerih odprtina sega od tal do stropa.

Ta različica je v osnovi enaka osnovni konstrukciji le, da sem tu dodatno upošteval še polnila in jih nadomestili z enim parom diagonal iz betona C30/35. Diagonali potekata od kota do kota pripadajočega območja. Te diagonale so s stavbo povezane členkasto.

Opečni zid ni homogena konstrukcija in je njegova kvaliteta odvisna od več dejavnikov: kvalitete in vrste opeke in malte, kvalitete zidanja, itd. Težko je določiti obnašanje opečnih polnil, zato sem nekatere materialne karakteristike opečnih zidov vzel iz članka prof. dr. Miha Tomaževiča, ki se je nahajal v Gradbenem vestniku 57, september 2008, stran 238-255, kjer so bili podatki dobljeni s pomočjo številnih preizkušancev v laboratorijih. Zanimal me je predvsem strižni modul, ki znaša od 60-165MPa. V računu bom uporabil približno srednjo vrednost strižnega modula $G_w = 100\text{MPa} = 10\text{kN/cm}^2$.

Za izračun togosti opečnih polnil K_i sem uporabil enačbo (2.1) v kateri G_w predstavlja strižni modul opečnih polnil. L_w in H_w sta dolžina in višina neprekinjenega polnila, t_w pa je debelina tega istega polnila.

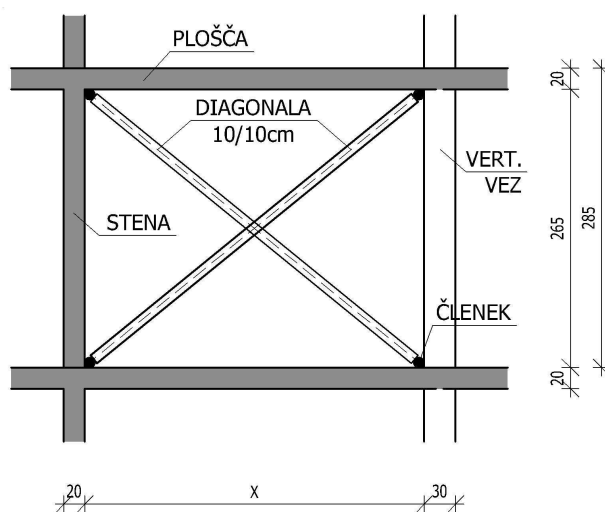
$$K_i = \frac{G_w \cdot L_{wi} \cdot t_{wi}}{H_{wi}} \quad (2.1)$$

Ker bom eno polnilo nadomestili z dvema diagonalama, ki ležita pod določenim kotom α_i , sem togost i-tega polnila zmanjšal za polovico in hkrati pomnožil še s spremenljivko $1/\cos^2\alpha_i$ zaradi naklona diagonal glede na horizontalno ravnino.

$$E_i = \frac{K_i \cdot l_i}{2 \cdot A_i \cdot \cos^2 \alpha_i} \quad (2.2)$$

Spremenljivka l_i , ki se tudi pojavi v enačbi (2.2) opisuje dolžino ene od obeh diagonal, ki jo bom podal v računski model, spremenljivka A_i pa prerez diagonale. Vse diagonale bodo imele enak prerez, ki bo znašal $A = 100\text{cm}^2$. Vse višine polnil znašajo $H_w = 254\text{cm}$ ter debeline polnil $t_w = 30\text{cm}$. Spreminja se samo dolžina polnila L_{wi} in s tem posredno dolžina ene diagonale l_i .

Stavbo sem v globalni X smeri razdelil na štiri območja, v globalni Y smeri pa na dve območji. Za vsako območje se bodo polnila računala ločeno. Računsko dolžino polnila sem dobil tako, da sem dolžino polnila, ki je pozidano do vrha upošteval s faktorjem 1, kjer pa se nahaja okenska odprtina (kajti, kjer je vratna odprtina se polnila ne upoštevajo, ker je prekinjena horizontalna povezava) pa dolžino pomnožim s faktorjem 0.5. Dolžino diagonale v modelu pa dobim s tem, ko poznam dolžino in višino območja v modelu kamor bom vnesel diagonalo.



Slika 2.8: Nadomestitev opečnega polnila z enim parom diagonal

Lega diagonal

Diagonala z oznako D1 pokriva območje od osi 1 do 3 in jo podam v 2/2 med osema 1 in 2.

Diagonala z oznako D2 pokriva območje od osi 3 do 5 oz. 5 do 7 in jo podam med osema 4 in 4* ter 6 in 6*.

Diagonala z oznako D3 pokriva območje od osi 7 do 9 in jo podam v 2/2 med osema 8 in 9*.

Diagonala z oznako D4 pokriva območje od osi A do B in B do C in jo podam v 1/2 med osema A in B ter 2/2 med B in C.

Preglednica 2.2: Izračun elastičnih modulov za en par diagonal

Oznaka diagonale	L_{wi} (cm)	K_i (kN/cm)	l_i (cm)	α_i (°)	E_i (kN/cm ²)
razdelitev v globalni smeri X					
D1	290	342.5	508	34.2	1272
D2	200	236.2	425	42.1	912
D3	410	484.1	421	42.6	1881
razdelitev v globalni smeri Y					
D4	485	572.8	475	36.9	2127

2.2.2.4 Polnila nadomestim s tremi pari diagonal

Ta različica je v korenu enaka osnovni konstrukciji le, da sem tu upošteval polnila in jih nadomestili s tremi pari diagonal iz betona C30/35, z namenom, da bi ugotovil kako ta način podajanja polnil vpliva na vertikalne vezi stvbe. Prva diagonalna poteka od kota do kota pripadajočega območja, vozlišči ostalih dveh diagonal pa sta zamaknjeni za 40cm na vsako stran. Tako sta ostali dve diagonalni približno vzporedno zamaknjeni za razdaljo $\pm 28\text{cm}$ od prve diagonale (za lažjo predstavo glej sliko 2.9). Te diagonale bodo s stavbo povezane členkasto. Tudi tu bo vrednost strižnega modula opečnih polnil enaka kot v prejšnjem primeru, torej $G_w = 100\text{MPa} = 10\text{kN/cm}^2$

Za izračun togosti opečnih polnil K_i sem uporabil enačbo (2.1).

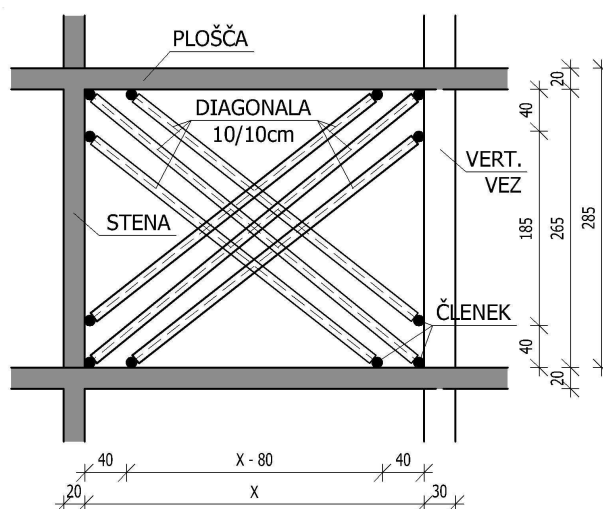
Ker bom eno polnilo nadomestili s šestimi diagonalami, ki ležijo pod določenim kotom α_i , sem togost i-tega polnila zmanjšal za šestino in hkrati pomnožil še s spremenljivko $1/\cos^2\alpha_i$ zaradi naklona diagonal glede na horizontalno ravnino.

$$E_i = \frac{K_i \cdot l_i}{6 \cdot A_i \cdot \cos^2 \alpha_i} \quad (2.3)$$

Spremenljivka l_i , ki se pojavi v enačbi (2.3) opisuje skupno dolžino treh vzporednih diagonal, ki jih bom podal v računski model. Vse diagonale bodo imele enak prerez, ki bo znašal $A = 100\text{cm}^2$. Spremenljivka A_i pa v enačbi (2.3) zajema seštevek treh prerezov diagonal, ki v mojem primeru znaša $A_i = 300\text{cm}^2$. Vse višine polnil znašajo $H_w = 254\text{cm}$ ter debeline polnil $t_w = 30\text{cm}$. Spreminja se samo dolžina polnila L_{wi} in s tem posredno dolžina treh diagonal l_i .

Stavbo sem v globalni X smeri razdelil na štiri območja, v globalni Y smeri pa na dve območji. Za vsako območje se bodo polnila računala ločeno. Računsko dolžino polnila sem dobil tako, da sem dolžino polnilo, ki je pozidano do vrha upošteval s faktorjem 1, kjer pa se nahaja okenska odprtina (kajti kjer je vratna odprtina se polnila ne upoštevajo, ker je prekinjena horizontalna povezava) pa dolžino pomnožim s faktorjem 0.5.

Dolžino diagonale v modelu pa dobim s tem, ko poznam dolžino in višino območja v katerega bom vnesel diagonale.



Slika 2.9: Nadomestitev opečnega polnila s tremi pari diagonal

Legi diagonal

Diagonala z oznako D5 pokriva območje od osi 1 do 3 in jo podam v 2/2 med osema 1 in 2.

Diagonala z oznako D6 pokriva območje od osi 3 do 5 oz. 5 do 7 in jo podam med osema 4 in 4* ter 6 in 6*.

Diagonala z oznako D7 pokriva območje od osi 7 do 9 in jo podam v 2/2 med osema 8 in 9*.

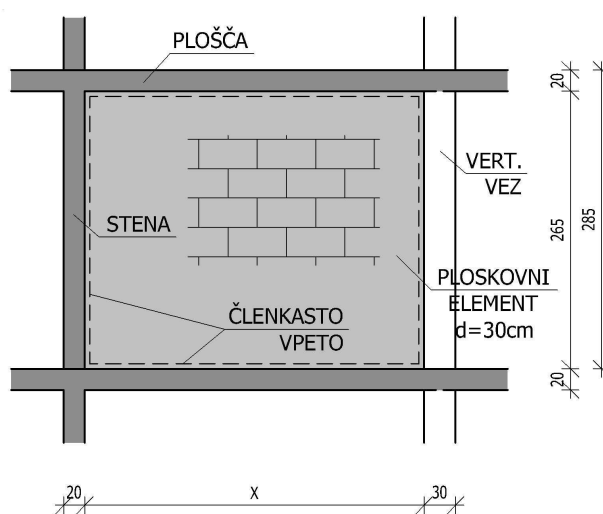
Diagonala z oznako D8 pokriva območje od osi A do B in B do C in jo podam v 1/2 med osema A in B ter 2/2 med B in C.

Preglednica 2.3: Izračun elastičnih modulov za tri pare diagonal

Oznaka diagonale	L_{wi} (cm)	K_i (kN/cm)	l_i (cm)	α_i (°)	E_i (kN/cm ²)
razdelitev v globalni smeri X					
D5	290	342.5	1464	34.2	407
D6	200	236.2	1161	42.1	277
D7	410	484.1	1151	42.6	571
razdelitev v globalni smeri Y					
D8	485	572.8	1313	36.9	653

2.2.2.5 Polnila nadomestim s ploskovnimi elementi

Ta različica je prav tako v korenu enaka osnovni konstrukciji le, da sem tu upošteval polnila in jih nadomestili s ploskovnimi elementi. Ploskovne elemente, ki ponazarjajo opečna polnila, sem vnesel v model na ista mesta kot diagonale iz poglavja 2.2.2.3 in 2.2.2.4. V ploskovnih elementih pa so na mestih oken puščene odprtine. Podal sem tudi robni pogoj, da so vsi ploskovni elementi, ki ponazarjajo polnila v konstrukciji, nanjo pripeti členkasto. Torej bo povezava med stavbo in polnili le osna in prečna sila. Material za ploskovne elemente sem določil opečno polnilo. Karakteristike materiala so opisane v poglavju 2.3.



Slika 2.10: Nadomestitev opečnega polnila s ploskovnim elementom

2.2.3 Deleža betonskih in opečnih sten

Delež betonskih sten na BEP stavbe

Bruto etažna površina stavbe

Klet, pritličje: 672m^2

1.,2. in 3.nadstropje: 783m^2

Skupna bruto etažna površina znaša

$$BEP = 2 \cdot 672 + 3 \cdot 783 = 3693\text{m}^2$$

Tlorisna površina betonskih sten na etažo

Klet: 62.6m^2

Pritličje: 33.2m^2

1.,2. in 3.nadstropje: 32.6m^2

Skupna tlorisna površina betonskih sten

$$A_b = 62.6 + 33.2 + 3 \cdot 32.6 = 193.6\text{m}^2$$

Delež betonskih sten na bruto etažno površino izračunam po enačbi (2.4).

$$D_b = \frac{A_b}{BEP} \quad (2.4)$$

Tako dobim, da znaša $D_b = 0.052$. To pomeni, da je 5.2% BEP pokrite z betonskimi stenami.

Delež opečnih sten na BEP stavbe

Bruto etažna površina stavbe

Klet, pritličje: 672m^2

1.,2. in 3.nadstropje: 783m^2

Skupna bruto etažna površina znaša

$$BEP = 2 \cdot 672 + 3 \cdot 783 = 3693\text{m}^2$$

Tlorisna površina opečnih sten na etažo

Klet: 0.0m^2

Pritličje: 24.2m^2

1.,2. in 3.nadstropje: 24.2m^2

Skupna tlorisna površina opečnih sten

$$A_w = 0.0 + 24.2 + 3 \cdot 24.2 = 96.8\text{m}^2$$

Delež opečnih sten na bruto etažno površino izračunam po enačbi (2.5).

$$D_w = \frac{A_w}{BEP} \quad (2.5)$$

Tako dobim, da znaša $D_w = 0.026$. To pomeni, da je 2.6% BEP pokrite z opečnimi stenami.

Torej je delež opečnih sten na BEP stavbe zelo majhen.

2.2.4 Primerjava togosti betonskih in opečnih sten

Zanimalo me je, kakšna je razlika v togosti med betonskimi stenami in opečnimi polnili. Njun površinski delež na BEP se razlikujejo za faktor 2. Torej opečnih sten je za 50% manj, kot betonskih.

Togosti elementov bom primerjal v dveh ločenih smereh, torej v globalni X in Y smeri. Togost K_i se bo izračunala po enačbi (2.6), kjer G_i predstavlja strižni modul betonskih oziroma opečnih sten. L_i in H_i predstavljata dolžino in višino neprekinjenega elementa v posamezni etaži, t_i pa debelino tega istega elementa.

$$K_i = \frac{G_i \cdot L_i \cdot t_i}{H_i} \quad (2.6)$$

Togost betonskih sten

Po preračunu in seštevkem sem dobil, da znašata strižna togosti betonskih sten konstrukcije v X in Y smeri

$$\Sigma K_{cx} = 2763600 \text{ kN/cm}$$

$$\Sigma K_{cy} = 5032100 \text{ kN/cm}$$

Togost opečnih sten

Togosti opečnih sten konstrukcije v X in Y smeri se določita na enak način le, da je potrebno upoštevati strižni modul opečnih polnil in dobimo

$$\Sigma K_{wx} = 103900 \text{ kN/cm}$$

$$\Sigma K_{wy} = 91700 \text{ kN/cm}$$

Razmerje strižnih togosti med opeko in betonom bom izračunal po enačbi (2.7) v obeh smereh.

$$D_{Ki} = \frac{\sum K_{wi}}{\sum K_{ci}} \quad (2.7)$$

Tako dobim sledeča razmerja togosti

$$D_{Kx} = 0.037$$

$$D_{Ky} = 0.018$$

Kar pomeni, da znaša togost opečnih sten 3.7% togosti betonskih sten v X smeri in 1.8% v smeri Y. Lepo se vidi, da je strižna togost opečnih sten glede na betonske zanemarljivo majhna, kar je bilo tudi za pričakovati.

2.3 Material

Beton C30/35

$$E_c = 3.1500E+07 \text{ kN/m}^2$$

$$G_c = 1.3125E+07 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{c,k} = 30000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha_t = 1.0000E-005 \text{ 1/}^\circ\text{C}$$



Opečno polnilo

$$E_w = 2.3500E+06 \text{ kN/m}^2$$

$$G_w = 1.0000E+05 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{c,w} = 15000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha_t = 1.0000E-005 \text{ 1/}^\circ\text{C}$$



Vse podatke za opečna polnila, sem dobil v članku prof. dr. Miha Tomaževiča, ki se je nahajal v Gradbenem vestniku 57, september 2008, stran 238-255.

Železo S500

$$E_c = 2.1000E+08 \text{ kN/m}^2$$

$$G_c = 8.0769E+07 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{y,k} = 500000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_c = 77 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha_t = 1.0000E-005 \text{ 1/}^\circ\text{C}$$



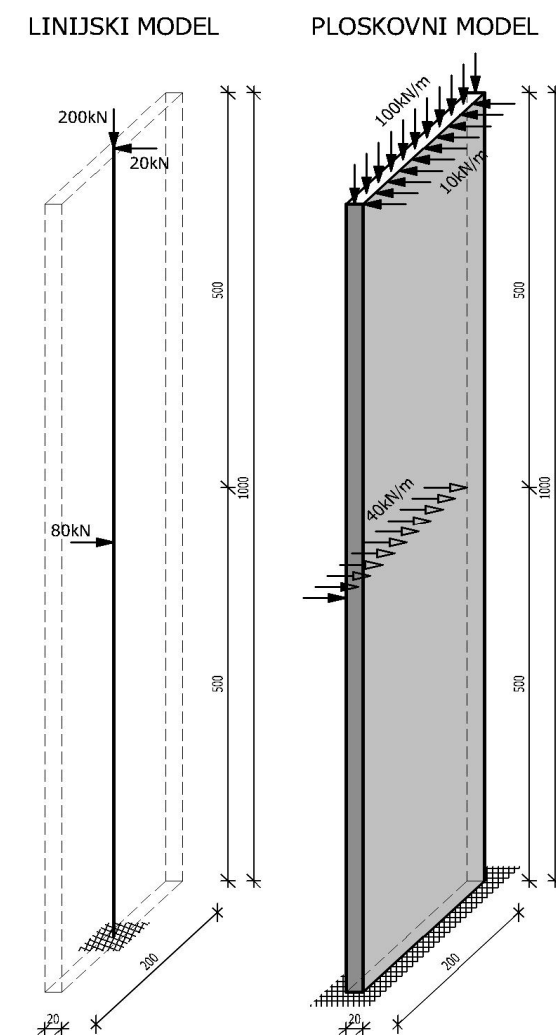
3 OBTEŽBA

V tem poglavju sem predvidel glavne obtežbe, predpisane po standardu, ki bi lahko v življenjski dobi konstrukcije delovale nanjo. Konzolno steno sem obtežil samo s stalno obtežbo medtem, ko sem šest etažno stavbo obtežil s stalno in koristno obtežbo. Obtežba se bo v obeh primerih podala v karakterističnih vrednostih, torej še brez upoštevanja varnostnih faktorjev. Za obe konstrukciji pa se bo podal tudi enaka potresna obtežba s projektnim spektrom odziva.

3.1 Stalna obtežba

3.1.1 Konzolna stena

Na steno sem podal tri obtežbe s tem, da bo računalnik sam upošteval še lastno težo konstrukcije, torej težo betona C30/35. Vsa opisana obtežba bo spadala pod stalno obtežbo. Na vrhu stene sem podal linijsko obtežbo za ploskovni model in točkovno obtežbo za linijski model, ki delujeta navzdol. Pri ploskovnem modelu je znašala obtežba 100kN/m, pri linijskem pa 200kN. Podal sem tudi dve horizontalni obtežbi. Obe obtežbi delujeta pravokotno glede na širšo stranico stene in imata med seboj različne predznake. Prva deluje na višini 5m od tal, in znaša pri ploskovnem modelu 40kN/m, pri linijskem pa 80kN. Druga pa na višini 10m od tal, torej na vrhu stene in znaša za ploskovni model 10kN/m, pri linijskem pa 20kN. Za lažjo predstavo so obtežbe prikazane na sliki 3.1.



Slika 3.1: Skica – lega obtežb pri linijskem in ploskovnem modelu konzolne stene

3.1.2 Šest etažna stavba

Pri šest etažni stavbi sem preračunal stalno obtežbo po posameznih etažah.

3.1.2.1 Streha

Pločevina	$0.004\text{m} \cdot 78.5\text{kN/m}^3 =$	0.31kN/m^2
Lesena obloga	$0.02\text{m} \cdot 6.0\text{kN/m}^3 =$	0.12kN/m^2
Vzdolžne letve	$2 \times 0.08\text{m} \cdot 0.05\text{m} \cdot 6.0\text{kN/m}^3 / 1\text{m} =$	0.05kN/m^2
Termoizolacija	$0.16\text{m} \cdot 0.95\text{m} \cdot 0.5\text{kN/m}^3 / 1\text{m} =$	0.08kN/m^2
Špirovci	$0.16\text{m} \cdot 0.12\text{m} \cdot 6.0\text{kN/m}^3 / 1\text{m} =$	0.12kN/m^2
Strop	$0.02\text{m} \cdot 0.8\text{m} \cdot 6.0\text{kN/m}^3 / 1\text{m} =$	0.10kN/m^2
Lepljeni nosilec	$0.45\text{m} \cdot 0.22\text{m} \cdot 6.0\text{kN/m}^3 / 3\text{m} =$	0.20kN/m^2
		$G_{st} = 0.98\text{kN/m}^2$

3.1.2.2 Plošča nad kletjo, pritličjem, 1., 2., in 3.nadstropjem

Tlak (keramika)	$0.02\text{m} \cdot 24.0\text{kN/m}^3 =$	0.48kN/m^2
Arm.cem.estrih	$0.06\text{m} \cdot 24.0\text{kN/m}^3 =$	1.44kN/m^2
Stiropor	$0.04\text{m} \cdot 1.0\text{kN/m}^3 =$	0.04kN/m^2
AB plošča	$0.2\text{m} \cdot 25.0\text{kN/m}^3 =$	5.00kN/m^2
		$G_s = 6.96\text{kN/m}^2$

3.1.2.3 Stene

Betonske stene debeline 20cm

Obtežba zaradi betonskih sten debeline 20cm se bo v posamezni etaži enakomerno porazdelila po plošči etaže. Betonske stene so v vsaki etaži visoke 2.65m in imajo dolžino 169.1m. Ta teža se porazdeli po etažni površini, ki znaša 672m^2 .

$$G_{bs20} = 0.2\text{m} \cdot 2.65\text{m} \cdot 169.1\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 / 672\text{m}^2 = 3.33\text{kN/m}^2$$

Opečne stene debeline 30cm

Obtežba zaradi opečnih sten oz. opečnih polnil debeline 30cm se bo v posamezni etaži enakomerno porazdelila po plošči etaže. Opečni del stene je v vsaki etaži visok 2.54m in ima neto dolžino 53.5m. Ta teža se porazdeli po etažni površini, ki znaša 672m².

$$G_{os30} = 0.3\text{m} \cdot 2.54\text{m} \cdot 53.5\text{m} \cdot 16\text{kN/m}^3 / 672\text{m}^2 = 0.97\text{kN/m}^2$$

3.1.2.4 Dvoramne stopnice

Obloga	$0.06\text{m} \cdot 24\text{kN/m}^3 =$	1.44kN/m^2
Stopnice	$0.07\text{m} \cdot 24\text{kN/m}^3 =$	1.68kN/m^2
AB plošča	$0.16\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 =$	4.00kN/m^2
		$G_{ds} = 7.12\text{kN/m}^2$

3.1.2.5 Vsota stalne obtežbe

Karakteristično vrednost stalne obtežbe za šest etažno stavbo sem v programa za analizo in dimenzioniranje podal na površino AB plošče. Po vseh etažah so velikosti stalne obtežbe enake na enoto površine.

Karakteristična vrednost stalne obtežbe je sestavljena iz teže plošče, nosilnih sten debeline 20cm in opečnih polnil debeline 30cm.

$$G_{s,k} = G_s + G_{bs20} + G_{os30} = 6.96\text{kN/m}^2 + 3.33\text{kN/m}^2 + 0.97\text{kN/m}^2 = 11.26\text{kN/m}^2$$

3.2 Koristna obtežba

Koristne obtežbe v stavbah je odvisna od namena stavbe. Vrednosti vključujejo običajno uporabo za ljudi, pohištvo in premične stvari ter predvidene redke dogodke, kot je koncentracija ljudi, pohištva ali premikanje oziroma kopičenje stvari v primeru reorganizacije.

Za primer konzolne stene, ni nobene koristne obtežbe, ker vsa obtežba, ki se nahaja na steni spada pod stalno obtežbo.

3.2.1 Šest etažna stavba

3.2.1.1 Streha

Na strehi kjer delujeta dve koristni obtežbi, sneg in veter hkrati, izberem tisto, ki nam da bolj negativen vpliv na strešno konstrukcijo.

Sneg

Stavba se nahaja na območju Kranja, ki je na nadmorski višini $A = 400\text{m}$. Obtežba snega se bo računala na 50 letno povratno dobo. Območje Kranja spada v cono A3. Cono sem določil s pomočjo slike 1: SIST EN 1991-1-3:2004/oA101:2007. Za cono A3 se karakteristična obtežba snega izračuna z izrazom (3.1).

$$s_k = 1,935 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] \quad (3.1)$$

Tako znaša karakteristična obtežba snega $s_k = 2.52\text{kN/m}^2$.

Obtežbo snega za trajna oz. začasna projektna stanja na strehi izračunamo z enačbo (3.2).

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.2)$$

Oblikovni koeficient obtežbe snega μ_i sem razbral s pomočjo preglednice 5.2: SIST EN 1991-1-3:2004. Za enokapnico nagiba med 0° in 30° znaša $\mu_i = 0.8$.

Koeficient izpostavljenosti C_e znaša 1.0 za običajne vrste terena.

Toplotni koeficient C_t pa znaša 1.0 za strehe kjer je toplotna prevodnost manjša kot $1\text{ W/m}^2\text{K}$.

Ko v enačbo (3.2) vnesemo vse količine znaša obtežba snega za trajna oz. začasna projektna stanja $Q_{st,s} = s = 2.02\text{kN/m}^2$.

Veter

Stavba se nahaja na območju Kranja, ki je na nadmorski višini $A = 400\text{m}$. Območje Kranja spada v Cono 1. Cono sem določil s pomočjo slike 1: SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007. V posameznih conah se projektna hitrost vetra spreminja glede na nadmorsko višino. Tako standard za naš primer določa izbiro projektne hitrosti $v_{b,o} = 20\text{m/s}$.

Hitrost in tlak vetra

Osnovna hitrost vetra je določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10m nad terenom II.kategorije. Izračuna se po enačbi (3.3).

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.3)$$

Vrednost smernega faktorja C_{dir} za različne smeri vetra je določena v nacionalnem dodatku (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007, točka 4.2(2)P), kjer je priporočena vrednost faktorja $C_{dir} = 1$.

Tudi vrednost faktorja letnega časa C_{season} je določena v tem istem poglavju nacionalnega dodatka, kjer je priporočena vrednost faktorja $C_{season} = 1$.

Ko vse količine vstavim v enačbo (3.3) dobim osnovno hitrost vetra, ki znaša $v_b = 20\text{m/s}$.

Srednji veter

Sledi izračun srednje hitrosti vetra $v_m(z)$ na višini z nad tlemi, ki je odvisna od hrapavosti in hribovitosti terena ter osnovne hitrosti vetra v_b in je določena z izrazom (3.4).

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (3.4)$$

Faktor hribovitosti je v standardu (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 4.3.1) priporočen z vrednostjo $c_o(z)=1.0$.

Faktor hrapavosti terena $c_r(z)$ upošteva spremenljivost srednje hitrosti vetra na kraju konstrukcije zaradi višine od tal in hrapavosti tal na privetrni strani konstrukcije v smeri vetra. Faktor hrapavosti se izračuna po izrazu (3.5), ki je odvisen od kategorije terena, ki so opisane v preglednici 4.1: SIST EN 1991-1-4:2005. Stavba se nahaja na kategoriji terena IV v katerega spada področje, kjer je najmanj 15% površin pokritih s stavbami s povprečno višino več kot 15m.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \quad (3.5)$$

Spremenljivka z je višina stavbe in znaša $z = 19\text{m}$.

Hrapavostna dolžina z_o pa je odvisna od kategorije terena in je podana v preglednici 4.1: SIST EN 1991-1-4:2005 ter znaša $z_o = 1.0\text{m}$.

Faktor terena k_r pa je odvisen od hrapavostne dolžine in se izračuna po izrazu (3.6).

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{o,II}} \right)^{0.07} \quad (3.6)$$

V standardu je $z_{o,II}$ določena in znaša $z_{o,II} = 0.05\text{m}$.

Ko vse količine vstavim v enačbo (3.6) dobim, da znaša faktor terena $k_r = 0.234$.

Izračunam tudi enačbo (3.5) in dobim, da znaša faktor hrapavosti $c_r(z) = 0.69$.

Sedaj pa še dobljene količine vstavimo v enačbo (3.4) za izračun srednje hitrosti vetra in dobimo $v_m(z) = 13.8\text{m/s}$

Vetrna turbulenca

Intenziteta vetrne turbulence na višini z je določena kot standardna deviacija turbulence, deljena s srednjo hitrostjo, kot je zapisano v enačbi (3.7).

$$l_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad (3.7)$$

Deviacija turbulence se izračuna po izrazu (3.8).

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_t \quad (3.8)$$

Za turbulenčni faktor je v standardu (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 4.4) priporočena vrednost $k_t = 1.0$.

Po vstavitvi količin v enačbo (3.8) dobim, da znaša deviacija turbulence $\sigma_v = 4.68\text{m/s}$.

Izračunam tudi enačbo (3.7) in dobim intenziteto vetrne turbulence $l_v(z) = 0.34$.

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

Tlak $q_p(z)$ na višini z vključuje srednjo hitrost in kratkotrajno spreminjanje hitrosti, in se izračuna po izreku (3.9).

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (3.9)$$

Za gostoto zraka se po standardu (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 4.5) upošteva vrednost $\rho = 1.25\text{kg/m}^3$.

Po preračunu enačbe (3.9) dobim, da znaša tlak $q_p(z) = 402.3\text{N/m}^2 = 0.40\text{kN/m}^2$.

Tlak vetra na ploskev

Tlak vetra w_e na zunanje ploskve se izračuna po izrazu (3.10).

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe} \quad (3.10)$$

Koeficient zunanjega tlaka c_{pe} je podan v preglednici 7.3a: SIST EN 1991-1-4:2005, in ga izberem glede na velikosti in naklon strehe. Ker je streha večja od 10m^2 in ima 5° naklona me zanima samo koeficient $C_{pe,10}$, in ta znaša za tlak $+0.0$, za srk pa -0.8 . Torej upoštevam samo srk vetra. Ko količine vstavim v enačbo (3.10) dobim, da srk vetra na ploskev strehe znaša $w_e = 0.32\text{kN/m}^2(\text{srk})$.

3.2.1.2 Plošča nad kletjo, pritličjem, 1., 2., in 3.nadstropjem

Bivalni prostori, balkoni, hodniki

$$Q_s = 2.00\text{kN/m}^2$$

3.2.1.3 Stene

Lahke predelne stene (knauf)

Premične predelne stene z lastno težo $\leq 1.0\text{kN/m}$ se po standardu (SIST EN 1991-1-1:2004, točka 6.3.1.2(8)) upoštevajo kot enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba $Q_{lps} = 0.50\text{kN/m}^2$ pod pogojem, da tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe.

3.2.1.4 Dvoramne stopnice

Stopnišča

$$Q_{ds} = 3.00\text{kN/m}^2$$

3.2.1.5 Vsota koristne obtežbe

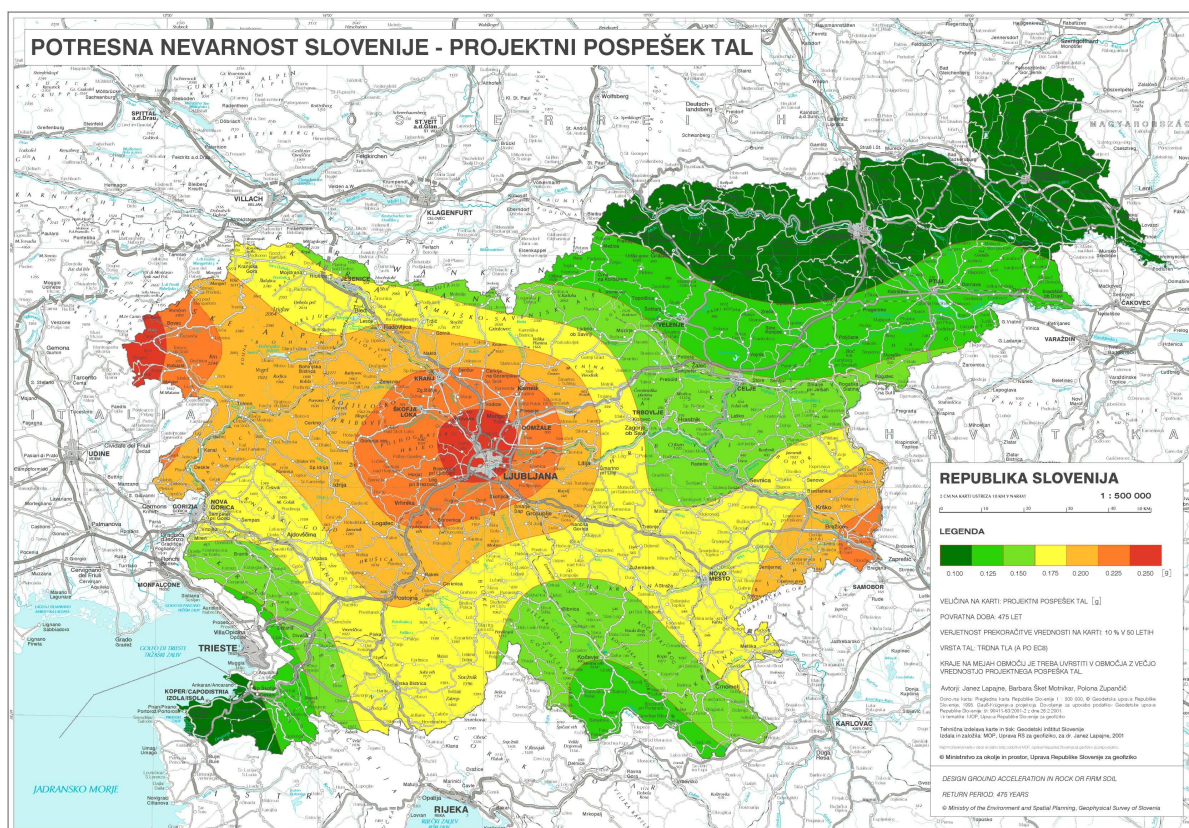
Karakteristično vrednost koristne obtežbe za šest etažno stavbo sem v programa za analizo in dimenzioniranje podal na površino AB plošče. Po vseh etažah so velikosti koristne obtežbe enake na enoto površine.

Karakteristična vrednost koristne obtežbe pa vsebuje težo koristne obtežbe na plošči in težo lahkih predelnih sten (knauf).

$$Q_{s,k} = Q_s + Q_{lps} = 2.00\text{kN/m}^2 + 0.50\text{kN/m}^2 = 2.50\text{kN/m}^2$$

3.3 Potresna obtežba

Konzolna stena in šest etažna stavba se nahajata na območju Kranja. Pripadajoče pospeške tal sem našel v sliki 2.1 in odčital, da temu območju pripada razmerje pospeškov $a_g/g = 0.225$. Slika 2.1 je bila pobrana iz spletne strani Agencije Republike Slovenije za okolje (http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/projektني_pospesek_tal.html).



Slika 3.2: Projektni pospešek tal tipa A s povratno dobo 475 let

Vrsta tal na tem območju spada pod tip A. Tako iz nacionalnega dodatka (SIST EN 1998-1:2005/A101:2006, točka OPOMBA 1 k 3.2.2.1(4) in k 3.2.2.2(1)P) dobim tri časovne parametre $T_B(s) = 0.10s$, $T_C(s) = 0.40s$ in $T_D(s) = 2.00s$, pri katerih se vodoravni elastični in projektni spekter odziva lomita. Za tip tal A je faktor tal podan v tej isti preglednici in znaša $S = 1$. Referenčna vrednost faktorja η za korekcijo vpliva dušenja pri 5% viskozem dušenju, pa znaša $\eta = 1$. Nato s pomočjo standarda (SIST EN 1998-1:2006, točka 3.2.2.2) izračunamo vodoravni elastičen spekter odziva $S_e(T)$, v odvisnosti od nihajnega časa po sledečih enačbah (3.11).

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (3.11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$$

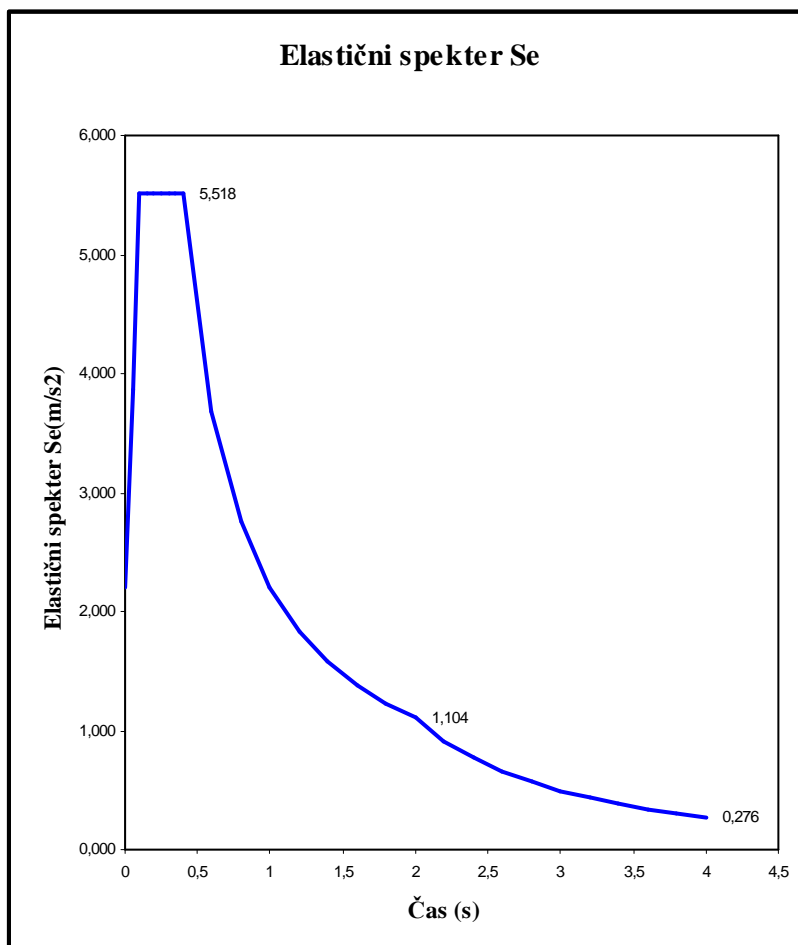
$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Po preračunu rezultate uredim in jih prikažem v preglednici 3.1 in grafično v sliki 3.3.

Preglednica 3.1: Elastični spekter odziva

Meje	T (s)	Se (m/s ²)
0	0	2,207
	0,05	3,863
$T_b =$	0,1	5,518
	0,15	5,518
	0,2	5,518
	0,25	5,518
	0,3	5,518
	0,35	5,518
$T_c =$	0,4	5,518
	0,6	3,679
	0,8	2,759
	1	2,207
	1,2	1,839
	1,4	1,577
	1,6	1,380
	1,8	1,226
$T_d =$	2	1,104
	2,2	0,912
	2,4	0,766
	2,6	0,653
	2,8	0,563
	3	0,491
	3,2	0,431
	3,4	0,382
	3,6	0,341
	3,8	0,306
4	0,276	



Slika 3.3: Grafični prikaz elastičnega spektra odziva

Po izračunu vodoravnega elastičnega spektra odziva sledi izračun projektnega spektra odziva, katerega bo računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcij uporabil za preračun modalne analize in je odvisen od vrste stavbe.

Kot je bilo že napisano je razmerje pospeškov za naši konstrukciji $a_g/g = 0.225$. Spremenljivka pri projektnem spektru je tudi faktor obnašanja q , katerega vrednost je odvisna od materiala, konstrukcijskega sistema in postopka projektiranja. Vrednost faktorja obnašanja sem določil s pomočjo rezultatov analize lastnega nihanja. Ker je prva oz. glavna nihajna oblika torzijska nam standard (SIST EN 1998-1:2005, točka 5.2.2.2) predpisuje, da za torzijsko podajne sisteme izberem osnovno vrednost faktorja obnašanja $q_o = 2$. Torzijsko nihanje namreč prispeva k neenakomerni obremenitvi elementov konstrukcije. Za stavbe, ki pa tudi po višini niso pravilni, se le ta faktor zmanjša za 20%. Tako izberem faktor obnašanja

$q = 1.5$. Tak faktor q se lahko uporablja za vse konstrukcije. V tem primeru ni potrebno zadostiti zahtev za dimenzioniranje po EC8. Zmanjšanje potresne obtežbe gre v tem primeru na račun dodatne nosilnosti. Sedaj ko poznam faktor obnašanja lahko dobimo projektni spekter odziva $S_d(T)$ v odvisnosti od nihajnega časa po izračunu sledečih enačb (3.12).

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.12)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

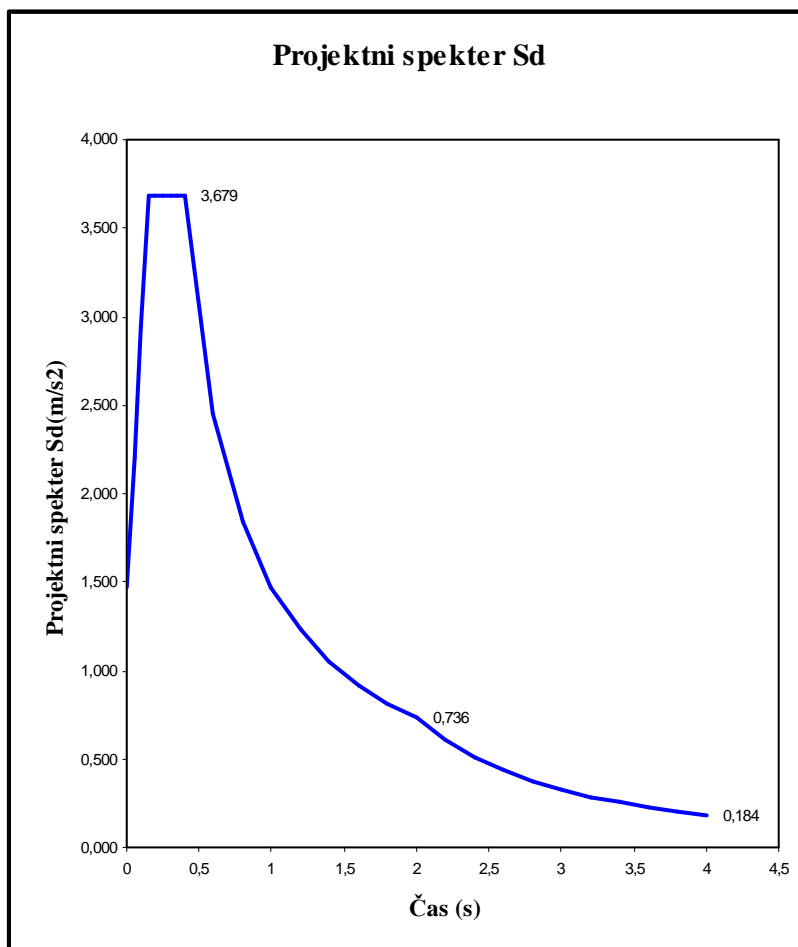
$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Po preračunu rezultate uredim in jih prikažem v preglednici 3.2 in grafično v sliki 3.4.

Preglednica 3.2: Projektni spekter odziva

Meje	T (s)	Sd (m/s ²)
0	0	1,472
	0,05	2,207
Tb =	0,1	2,943
	0,15	3,679
	0,2	3,679
	0,25	3,679
	0,3	3,679
	0,35	3,679
Tc =	0,4	3,679
	0,6	2,453
	0,8	1,839
	1	1,472
	1,2	1,226
	1,4	1,051
	1,6	0,920
	1,8	0,818
Td =	2	0,736
	2,2	0,608
	2,4	0,511
	2,6	0,435
	2,8	0,375
	3	0,327
	3,2	0,287
	3,4	0,255
	3,6	0,227
	3,8	0,204
4	0,184	



Slika 3.4: Grafični prikaz projektnega spektra odziva

Projektni spekter odziva je spekter, katerega bo program za analizo in dimenzioniranje konstrukcij upošteval za izračun delovanja potresnih sil na stavbo. Pri potresni analizi pa je potrebno tudi upoštevati, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta sočasno, zato se učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva izračuna z naslednjima kombinacijama (upoštevati je potrebno obe kombinaciji):

$$\text{potres v smeri X: } A_{Ed,X} = E_{Edx} + 0.30 \cdot E_{Edy} \quad (3.13)$$

$$\text{potres v smeri Y: } A_{Ed,Y} = E_{Edy} + 0.30 \cdot E_{Edx}$$

Oznaka E_{Edx} pomeni učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva v koordinatni smeri X. Oznaka E_{Edy} pa pomeni učinek potresnega vpliva zaradi delovanja istega potresnega vpliva v koordinatni smeri Y. Vpliv naključne torzije (ekscentričnost mase) pa sem v izračunih zanemaril.

3.4 Kombinacije obtežb

Za vsak kritični obtežni primer je treba določiti projektne vrednosti učinkov vplivov s kombiniranjem vrednosti vplivov, za katere se ocenjuje, da se bodo pojavili sočasno. Vsaka kombinacija vplivov vključuje en prevladujoči vpliv ali en neugodni vpliv.

V standardu (SIST EN 1990:2004, točka 6.4.3) so definirane kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja ter kombinacije vplivov za potresna projektna stanja. Ker na to konstrukcijo ne delujejo nobeni neugodni vplivi, tudi ne bom upošteval kombinacije vplivov za neugodna projektna stanja.

3.4.1 Kombinacija obtežb za izračun mas konstrukcije

V program sem podal obtežno kombinacijo za izračun mas konstrukcije pri določanju projektnega potresnega vpliva, ki je podana v standardu (SIST EN 1998-1:2006, točka 3.2.4) in sicer z enačbo (3.14).

$$m = G_{s,k} + \psi_E \cdot Q_{s,k} \quad (3.14)$$

Koeficienti za kombinacijo ψ_E , upoštevajo verjetnost, da obtežba $Q_{s,k}$ ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Ti koeficienti lahko upoštevajo tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju konstrukcije zaradi podajne povezave med njimi. Tako koeficient za kombinacijo ψ_{Ei} za račun učinkov potresnega vpliva izračunam z izrazom (3.15).

$$\psi_E = \varphi \cdot \psi_2 \quad (3.15)$$

Vrednost φ najdem v standardu (SIST EN 1998-1:2006, točka 4.2.4) in znaša za vrhnje etaže oz. streho $\varphi = 1$ za ostale neodvisno zasedene etaže pa $\varphi = 0.5$. Da bi model poenostavil sem predpostavil, da je vrednost φ v vseh etažah enaka $\varphi = 0.5$. Faktor ψ_2 pa je za bivalne prostore določen v standardu preglednica A.1.1: SIST EN 1990:2005 z vrednostjo $\psi_2 = 0.3$. Vrednosti φ in ψ_2 sedaj lahko vstavim v enačbo (3.15) in dobim da znaša koeficient za kombinacijo $\psi_E = 0.15$.

3.4.2 Kombinacija obtežb za stalna in začasna projektna stanja

Obravnane kombinacije učinkov vplivov temeljijo na projektni vrednosti prevladujočega spremenljivega vpliva in projektnih kombinacijskih vrednostih spremljajočih spremenljivih vplivov in se izrazijo z enačbo (3.16).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.16)$$

Za stavbo z eno stalno obtežbo, eno koristno obtežbo in brez obtežbe zaradi prednapetja, izračunam kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja po sledeči enačbi (3.17).

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \quad (3.17)$$

V splošno enačbo (3.17), vstavim samo še v standardu (SIST EN 1990:2004, točka A.1.3.1) definirane delne varnostne faktorje, ki znašajo za lastno težo $\gamma_G = 1.35$, za koristno pa $\gamma_Q = 1.5$. Tako dobim prvo projektno kombinacijo z izrazom (3.18).

$$1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k \quad (3.18)$$

3.4.3 Kombinacije obtežb za potresna projektna stanja

Splošna enačba (3.19) za izračun potresnega projektne stanja.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.19)$$

Za stavbo z eno lastno težo, eno koristno obtežbo in potresno obtežbo v obe smeri izračunam kombinacije vplivov za potresna projektna stanja po sledeči enačbi (3.20).

$$G_k + A_{Ed} + \psi_2 \cdot Q_k \quad (3.20)$$

V splošno enačbo (3.20), iz standarda (SIST EN 1990:2004, točka A.1.2.2) vstavim še faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva za bivalne prostore, ki znaša $\psi_2 = 0.3$. Potresna obtežba se mora upoštevati tako v pozitivno kot v negativno smer. Tako dobim še preostale projektne kombinacije (3.21).

$$\begin{aligned} G_k + 0.3 \cdot Q_k + A_{Ed,X} \\ G_k + 0.3 \cdot Q_k - A_{Ed,X} \\ G_k + 0.3 \cdot Q_k + A_{Ed,Y} \\ G_k + 0.3 \cdot Q_k - A_{Ed,Y} \end{aligned} \quad (3.21)$$

4 SEKUNDARNI KONSTRUKCIJSKI ELEMENTI

Pred analizo šest etažne stavbe sem izdelal analizo in dimenzioniranje na sekundarnih konstrukcijskih elementih. To so elementi, ki ne bodo vnešeni v računalniški model skupaj s celotno konstrukcijo, se pa dejansko nahajajo na njej. V to skupino spadajo strešna konstrukcija (špirovci in lepljeni nosilci) ter dvoramne stopnice. Namen tega poglavja je ugotoviti kakšne sile bi posredno delovale na konstrukcijo.

4.1 Strešna konstrukcija

4.1.1 Špirovci 12/16

Zasnova

Širina: $b = 12\text{cm}$

Višina: $h = 16\text{cm}$

Dolžina polja: $l_{up} = 3.2\text{m}$

Dolžina konzole: $l_{uk} = 1.6\text{m}$

Razmak špirovcev: $e_s = 1.0\text{m}$

Karakteristike prereza:

Odpornostni moment:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (4.1)$$

Odpornostni moment prereza znaša $W_s = 512\text{cm}^3$.

Vztrajnostni moment:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (4.2)$$

Vztrajnostni moment prereza znaša $I_s = 4096\text{cm}^4$

Obtežba

$$G_{kr} = 0.78 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{st,s} = 2.02 \text{ kN/m}^2$$

Pripravim še kombinacijo obtežb za mejno stanje nosilnosti (MSN) in mejno stanje uporabnosti (MSU) po enačbah (4.3)

$$\text{MSN:} \quad Q_{kr,d} = (1.35 \cdot G_{kr} + 1.5 \cdot Q_{st,s}) \cdot e_s \quad (4.3)$$

$$\text{MSU:} \quad Q_{kr} = (G_{kr} + Q_{st,s}) \cdot e_s$$

Tako dobimo projektno obtežbo za MSN, ki znaša $Q_{kr,d} = 4.08 \text{ kN/m}$ in za MSU, ki pa je $Q_{kr} = 2.80 \text{ kN/m}$.

Dimenzioniranje

Kontrola MSN oz. kontrola obremenitve

Izračunam momenta M_{max} v polju, M_{min} v konzoli in prečno silo Q_{max} v polju.

$$\begin{aligned} M_{min} &= -\frac{Q_{kr,s} \cdot l_{uk}^2}{2} \\ M_{max} &= +\frac{Q_{kr,s} \cdot l_{up}^2}{8} \\ Q_{max} &= \frac{Q_{kr,s} \cdot l_{up}}{2} \end{aligned} \quad (4.4)$$

Ko vse vstavim v enačbe (4.4) dobim

$$M_{min} = -5.22 \text{ kNm}$$

$$M_{max} = 5.22 \text{ kNm}$$

$$Q_{max} = 6.60 \text{ kN}$$

Za špirovce bom uporabil smreko II. kvalitete (C20), katera ima upogibno trdnost $f_{m,d} = 1.08 \text{ kN/cm}^2$, ter elastični modul $E_{0,mean} = 950 \text{ kN/m}^2$. Glede na moment in napetosti izračunamo potrebni odpornostni moment po enačbi (4.5) in če je ta manjši od dejanskega odpornostnega momenta W_s , prerez špirovcev ustreza.

$$W_{pot} = \frac{M_{max}}{f_{m,d}} \quad (4.5)$$

Tako dobim, da je $W_{pot,s} = 483 \text{ cm}^3$ manjši od $W_s = 512 \text{ cm}^3$.

Kontrola MSU oz. kontrola povesa

Poves za polje in konzolo izračunamo po enačbah (4.6).

$$\text{Polje: } w_{dej,p} = \frac{Q_{kr} \cdot l_{up}^4}{185 \cdot E_{0,mena} \cdot I_s} \quad (4.6)$$

$$\text{Konzola: } w_{dej,k} = \frac{Q_{kr} \cdot l_{uk}^4}{8 \cdot E_{l0,mean} \cdot I_s}$$

Povesa iz enačb morata biti manjša od povesov, ki so predpisani v standardih. Torej $w_{dop,p} = l_{up}/300$ za polje in $w_{dop,k} = l_{uk}/150$ za konzolo.

$$w_{dej,p} = 0.4\text{cm} \leq w_{dop,p} = 1.1\text{cm}$$

$$w_{dej,k} = 0.6\text{cm} \leq w_{dop,k} = 1.1\text{cm}$$

Prerez špirovca 12/16 ustreza tako po MSN kot tudi po MSU.

4.1.2 Strešni lepljeni nosilci 22/45

Zasnova

Širina: $b = 22\text{cm}$

Višina: $h = 45\text{cm}$

Dolžina polja: $l_{up} = 6.2\text{m}$

Dolžina konzole: $l_{uk} = 3.85\text{m}$

Razmak lepljencev: $e_l = 3.0\text{m}$

Karakteristike prereza:

Odpornostni moment:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (4.7)$$

Odpornostni moment prereza znaša $W_l = 7425\text{cm}^3$.

Vztrajnostni moment:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (4.8)$$

Vztrajnostni moment prereza znaša $I_l = 167062\text{cm}^4$

Obtežba

$$G_{st} = 0.98 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{st,s} = 2.02 \text{ kN/m}^2$$

Ker ima obtežba snega bolj neugoden vpliv od obtežbe vetra, slednje nisem upošteval v izračunu. Sedaj pripravim še kombinacijo obtežb za mejno stanje nosilnosti (MSN) in mejno stanje uporabnosti (MSU) po enačbah (4.9).

$$\text{MSN: } Q_{st,d} = (1.35 \cdot G_{st} + 1.5 \cdot Q_{st,s}) \cdot e_l \quad (4.9)$$

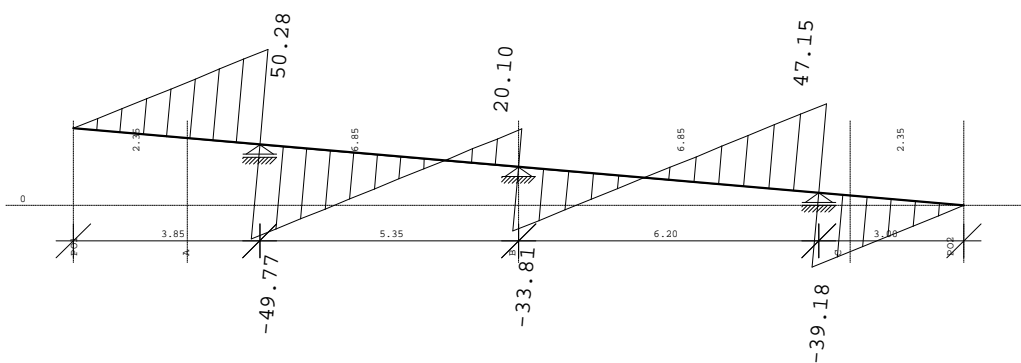
$$\text{MSU: } Q_{st} = (G_{st} + Q_{st,s}) \cdot e_l$$

Tako dobim projektno obtežbo za MSN, ki znaša $Q_{st,d} = 13.06 \text{ kN/m}$ in za MSU, ki pa je $Q_{kr} = 9.00 \text{ kN/m}$.

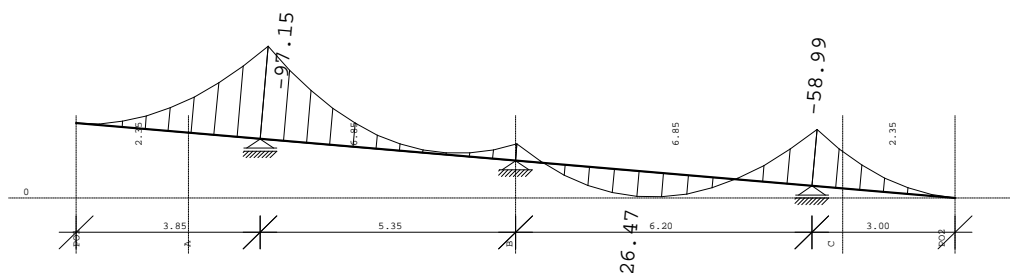
Izračun MSN in MSU sem opravil s programom za analizo in dimenzioniranje Tower 5.5.

Izpisal sem rezultate za obe mejni stanji. Za MSN sem izpisal prečno silo T in upogibni moment M , za MSU pa vertikalne pomike u .

MSN

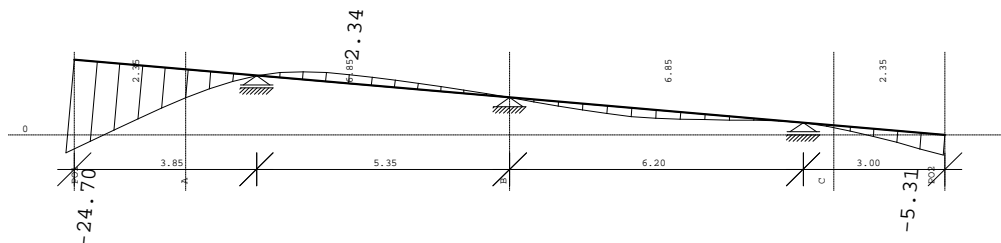


Slika 4.1: Lepljeni nosilec - MSN – prečna sila T (kN)



Slika 4.2: Lepljeni nosilec - MSN – upogibni moment M (kNm)

MSU



Slika 4.3: Lepljeni nosilec - MSU – vertikalni pomik u (mm)

Dimenzioniranje

S pomočjo programa sem dobil sledeče obremenitve za MSN.

$$M_{max} = 97.15 \text{ kNm}$$

$$Q_{max} = 50.28 \text{ kN}$$

Za lepljenec sem uporabil material GL32, kateri ima upogibno trdnost $f_{m,d} = 1.38 \text{ kN/cm}^2$, strižno trdnost $f_{v,d} = 0.138 \text{ kN/cm}^2$ in elastični modul $E_{0,mean} = 1300 \text{ kN/m}^2$. Glede na moment in upogibno trdnost izračunam potrebni odpornostni moment po enačbi (4.10) in ta mora biti manjši od dejanskega odpornostnega momenta W_l .

$$W_{pot} = \frac{M_{max}}{f_{m,d}} \quad (4.10)$$

Tako dobim, da je $W_{pot,l} = 7040 \text{ cm}^3$ manjši od $W_l = 7425 \text{ cm}^3$.

Kontroliram še strižno nosilnost prereza.

Strižna odpornost prereza mora biti večja od strižne obremenitve prereza.

Strižna obremenitev pa se izračuna po sledeči enačbi (4.11).

$$\tau_{v,d} = \frac{\sqrt{3} \cdot Q_{max}}{2 \cdot b \cdot h} \quad (4.11)$$

Dobim, da je strižna obremenitev $\tau_{v,d} = 0,044 \text{ kN/cm}^2$ manjša od strižne odpornosti oz. trdnosti.

S programom sem izračunal tudi pomike oz. povesa po obtežni kombinaciji za MSU in dobil

Polje: $w_{dej,p} = 0.23\text{cm}$

Konzola: $w_{dej,k} = 2.5\text{cm}$

Dobljena povesa morata biti manjša od povesov, predpisanih v preglednici 7.2: SIST EN 1995-1-1:2005. Torej $w_{dop,p} = l_{up}/300$ za polje in $w_{dop,k} = l_{uk}/150$ za konzolo.

$$w_{dej,p} = 0.23\text{cm} \leq w_{dop,p} = 2.1\text{cm}$$

$$w_{dej,k} = 2.5\text{cm} \leq w_{dop,k} = 2.6\text{cm}$$

Oba povesa sta znotraj dovoljenega.

Prerez lepljenca 22/45 ustreza tako po MSN kot tudi po MSU.

4.2 Dvoramne stopnice

Dvoramne stopnice pri celotni analizi šest etažne stavbe ne bodo upoštevane, zato sem jih preračunal ločeno. Za preračun sem izbral del stopnišča, ki se nahaja v eni etaži. Torej en podest in dve stopniščni rami. Preveril sem kakšna obtežba se iz stopnic prenese na plošči stavbe.

Zasnova

Etažna višina ene etaže znaša 285cm.

Debelina plošče: $d = 16\text{cm}$

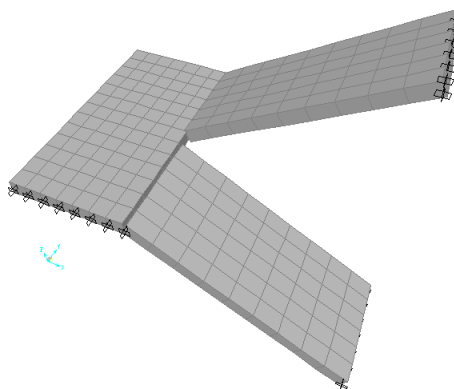
Širina stop. rame: $\check{s} = 120\text{cm}$

Razmak stop. ram: $a = 20\text{cm}$

Daljša dolžina rame: $l1 = 285\text{cm}$

Krajša dolžina rame: $l2 = 250\text{cm}$

Podest širine: $p = 135\text{cm}$



Stopnišče se v vsaki etaži s konstrukcijo spaja na štirih mestih. Levi in desni rob podesta ter konca obeh stopniščnih ram. Na mestih spajanja stopniščnih ram s stavbo sem podal podpore s popolnoma togim vpetjem. Podest pa je na konstrukcijo samo naslonjen zato sem na teh mestih definiral podpore, ki dopuščajo zasuke.

Obtežba

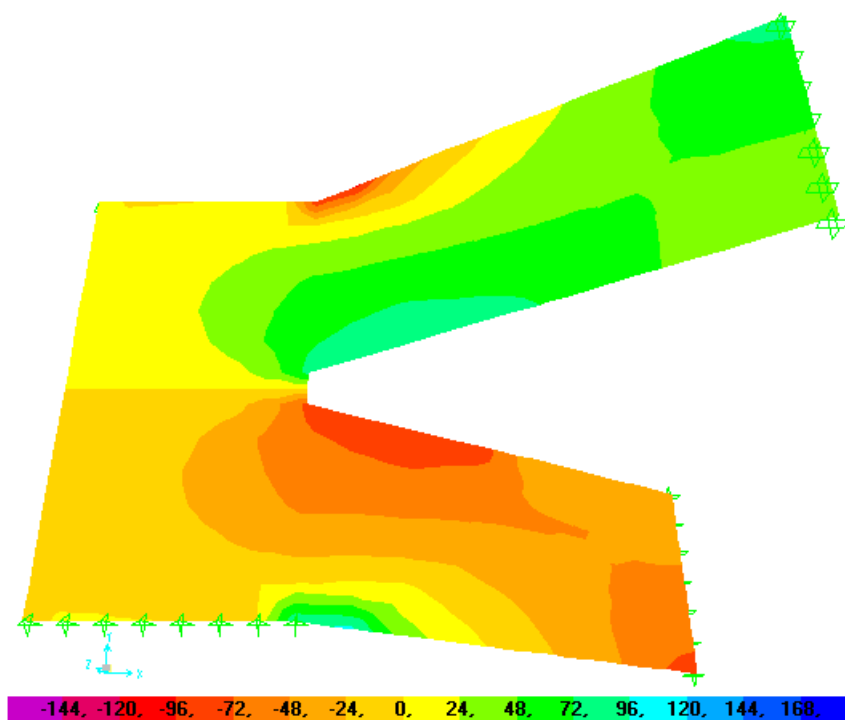
$$G_{ds} = 7.12 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{ds} = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

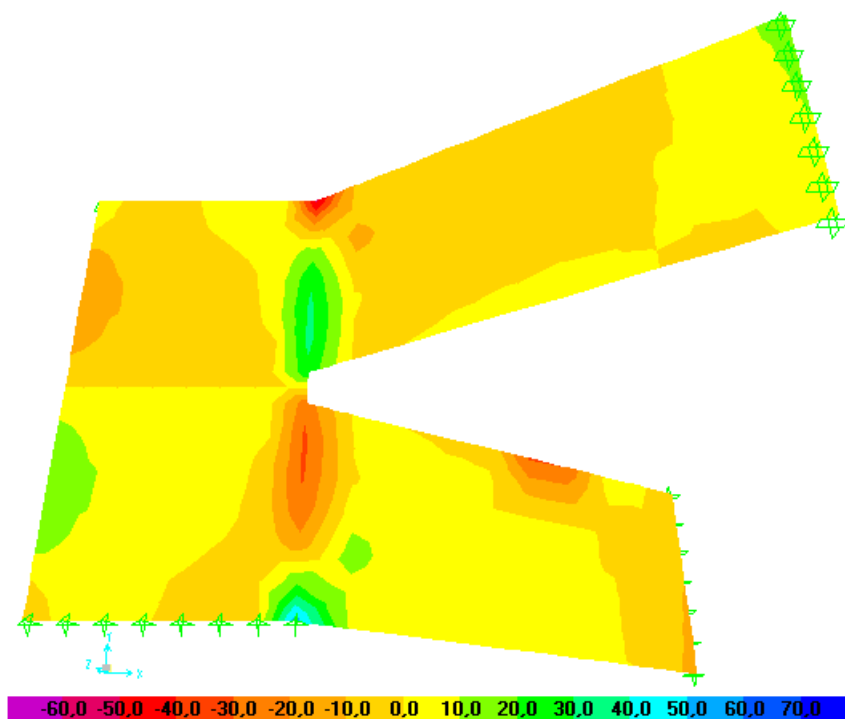
Pripravim še kombinacijo obtežb za mejno stanje nosilnosti (MSN) po enačbah (4.12).

$$\text{MSN: } Q_{ds,d} = 1.35 \cdot G_{ds} + 1.5 \cdot Q_{ds} \quad (4.12)$$

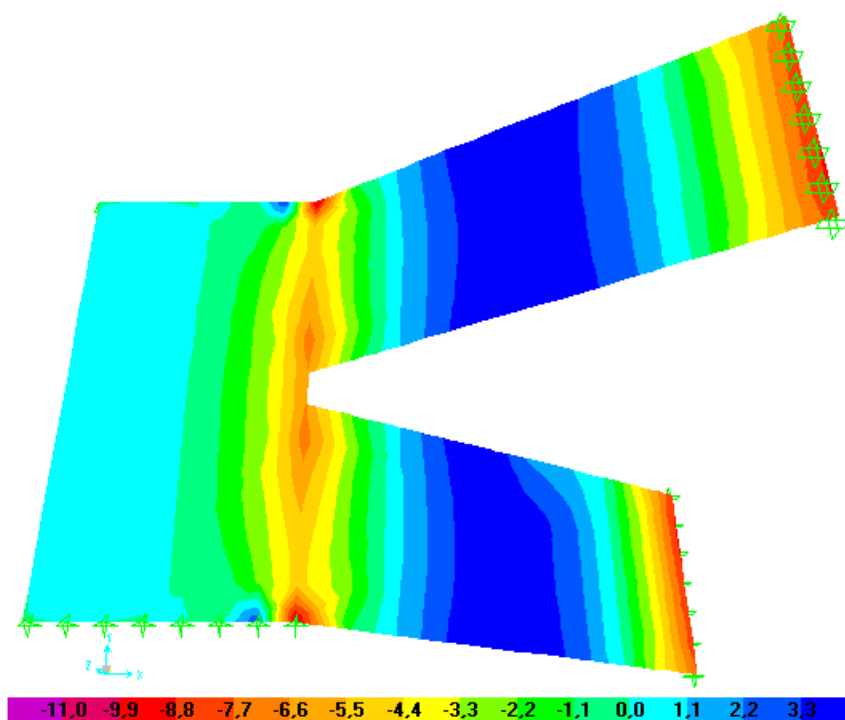
Statični izračun dvoravnih stopnic sem izvedel s programom SAP2000. Izpisal sem štiri notranje statične količine in sicer dve osni sili F_x in F_y ter dva upogibna momenta M_x in M_y . Koordinatni sistem leži tako da os X gleda horizontalno v smeri daljše stranice stopnišče rame, os Y pa leži vzporedno z daljšo stranico podesta. Os Z z obema osema tvori pravi kot in kaže navzgor.



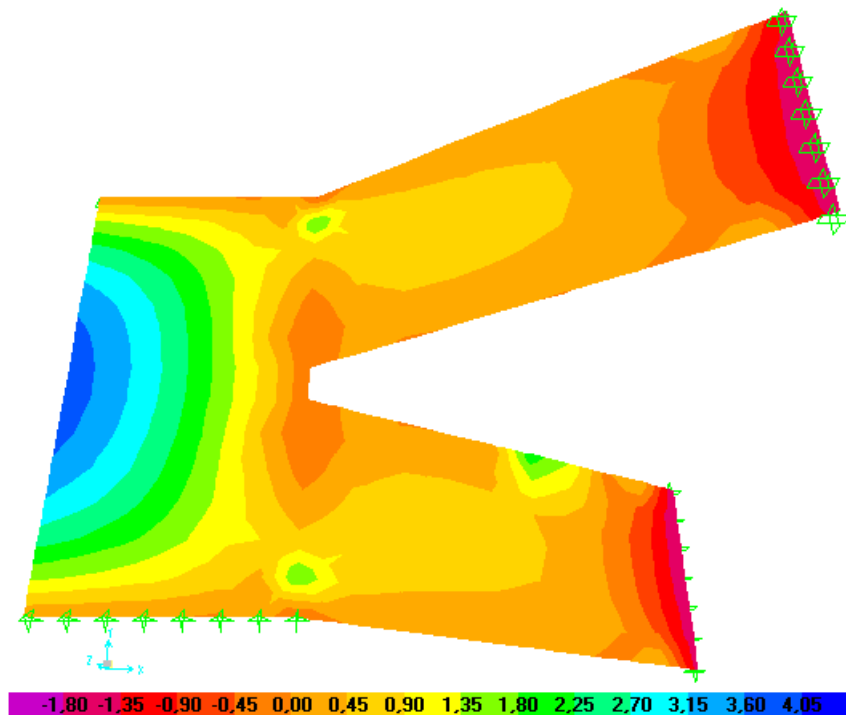
Slika 4.4: Stopnice - MSN – notranja sila N_x (kN/m)



Slika 4.5: Stopnice - MSN – notranja sila N_y (kN/m)



Slika 4.6: Stopnice - MSN – upogibni moment M_x (kNm/m)



Slika 4.7: Stopnice - MSN – upogibni moment M_y (kNm/m)

S preračunom dobim tudi reakcije v podporah, ki znašajo:

Podpori ob podestu:

Vertikalna reakcija : $R_z = 16\text{kN/m}$

Podpori na koncu stopniščnih ram:

Vertikalna reakcija : $R_z = 42\text{kN/m}$

Vpetostni moment : $M_x = 9\text{kNm/m}$

Glede na to, da so vplivi sekundarnih konstrukcij zanemarljivo majhni v primerjavi s celotno obtežbo konstrukcije, jih v statičnem preračunu stavbe zaradi poenostavitve modela ne bom upošteval.

5 VPLIV RAZPOKANOSTI BETONA IN OPEČNIH POLNIL NA STAVBO

Zanimalo me je, kakšen vpliv ima razpokanost betona in opečna polnila ter njihovo različno podajanje v računalniški model na obnašanje konstrukcije ter prerazporeditev notranje statičnih količin. Pri tej primerjalni analizi sem opazoval nihajne čase konstrukcije, potresne prečne sile ob vpetju in en konstrukcijski element, natančneje vertikalno vez. Primerjava med različnimi modeli sem delal izključno v računalniškem programu za analizo in dimenzioniranje Tower 5.5.

5.1 Nihajni časi

Prva primerjava bo obravnavala nihajne čase primerjalnih modelov. Vsi modeli se bodo primerjali z osnovno konstrukcijo, ki je opisana v poglavju 2.2.1. Izračunal pa bom tudi osnovni nihajni čas s pomočjo približnega izraza, ki temelji na metodah dinamike konstrukcije. Primerjava nihajnih časov mi veliko pove o globalnem obnašanju celotne konstrukcije zaradi različnih pogojev, ki sem jih podal v vsak model. Za primerjavo sem izbral prve tri nihajne čase. Prvi nihajni čas T_1 pripada torzijskemu nihanju okoli vertikalne osi konstrukcije. Drugi nihajni čas T_2 pripada glavni nihajni obliki v globalni smeri Y, tretji nihajni čas T_3 pa glavni nihajni obliki v globalni smeri X. Prvi trije nihajni časi za vse obravnavane modele so izpisani v preglednici 5.1.

Preglednica 5.1: Nihajni časi po modelih

Oznaka modela	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
Osnovna konstrukcija	0.1678	0.1396	0.1221
URP	0.2360	0.1967	0.1725
ČVP	0.1706	0.1420	0.1239
P1D	0.1616	0.1359	0.1213
P3D	0.1621	0.1362	0.1214
PPE	0.1628	0.1367	0.1214

Stavba brez polnil z upoštevanjem razpokanih betonskih prerezov

Če te nihajne čase primerjam z osnovno konstrukcijo, opazim, da so se nihajni čas vseh treh nihajnih oblik občutno enakomerno povečali. Torej se togost konstrukcije ob razpokanju betonskih prerezov občutno zmanjša. Deleži povečanja oz. podaljšanja nihajnih časov so se gibali okoli 41%. Torej povedano drugače, so se nihajni časi vseh treh opazovanih nihajnih oblik povečali za faktor $\sqrt{2}$. Tako se računalniški izračun ujame z enačbo (5.1), ki opisuje razmerje med nihajnim časom razpokane in nerazpokane konstrukcije.

$$T = \sqrt{2} \cdot T_n \quad (5.1)$$

V enačbi predstavlja T nihajni čas razpokanega prereza, T_n pa nerazpokanega prereza.

Če pogledamo nihajne čase še ločeno glede na osnovni model se nihajna časa T_1 podaljša za 40.6%, T_2 za 40.9% in T_3 za 41.3%.

Stavba brez polnil s členkasto vpetimi robovi plošč

Če te nihajne čase primerjam z osnovno konstrukcijo, opazim, da se je nihajni čas vseh treh nihajnih oblik povečal sorazmerno. Torej se je togost celotne konstrukcije zaradi členkaste vpetosti plošč v stene enakomerno zmanjšala. Sicer sem pričakoval, da se bo nihajni čas konstrukcije T_3 , torej smer X, povečal za največji delež. To pa zaradi tega, ker stavba vsebuje veliko masivnih betonskih sten v smeri Y, ki preko togega momentnega spoja s ploščami dajejo togost konstrukciji v X smeri. Če pogledam nihajne čase še ločeno, glede na osnovni model, se nihajna časa T_1 in T_2 podaljšata za 1.7%, T_3 pa za 1.5%.

Polnila nadomestim z enim parom diagonal

Če te nihajne čase primerjam z osnovno konstrukcijo vidim, da se togost konstrukcije zveča, vendar je ta razlika zelo majhna. Vnos diagonal na vse nihajne oblike deluje relativno enako, ker so dodani konstrukcijski elementi podani na obodne stene konstrukcije. Torej daljši ko je nihajni čas nihajne oblike, večji vpliv ima vnos diagonal oz. vnos dodatne togosti nanj. Res je pa, da te diagonale ležijo na obodnih stenah stavbe in imajo zato največji vpliv na torzijsko nihajno obliko. Če pogledamo nihajne čase ločeno glede na osnovni model se nihajni čas T_1 skrajša za 3.7%, T_2 za 2.7% in T_3 za 0.7%.

Polnila nadomestim s tremi pari diagonal

Če te nihajne čase primerjam z osnovno konstrukcijo, tudi tu vidim, da vnos diagonal na vse nihajne oblike deluje relativno enako, ker so dodani konstrukcijski elementi podani na obodne stene konstrukcije. Torej daljši ko je nihajni čas nihajne oblike, večji vpliv ima vnos diagonal oz. vnos dodatne togosti nanj. Res je pa, da te diagonale ležijo na obodnih stenah stavbe in imajo zato največji vpliv na torzijsko nihajno obliko. Zanimivo je to, da se je čas nihajnih oblik podaljšal v primerjavi s prejšnjim izračunom kjer smo uporabili en par diagonal na polnilo, pri čemer so bile togosti popolnoma enako preračunane. Napaka se je pojavila, ko sem preračunaval elastične module za diagonale, kjer sem predpostavil, da je pomik oz. skrček vseh treh diagonal enak, kar pa seveda dejansko ni. Največji skrček se je zgodil v srednji diagonalni, ostali dve vzporedni diagonalni pa sta imeli skrček nekoliko manjši. Zato je bila dejansko togost izračunanih diagonal nekoliko manjša, kot sem predvideval. Če pogledamo nihajne čase še ločeno glede na osnovni model se nihajni čas T_1 skrajša za 3.4%, T_2 za 2.4% in T_3 za 0.6%.

Polnila nadomestimo s ploskovnimi elementi

Če te nihajne čase primerjam z osnovno konstrukcijo, tudi tu vidim, da vnos ploskovnih elementov na vse nihajne oblike deluje relativno enako, ker so dodani konstrukcijski elementi podani na obodne stene konstrukcije. Zanimivo pa je tudi to, da se ta izračun zelo približa izračunu z diagonalami, kar pomeni, da sem zelo dobro definiriral karakteristike materiala oz. opečnega polnila, ki sem ga vnesel v model. Če pogledamo nihajne čase še ločeno glede na osnovni model se nihajni čas T_1 skrajša za 3.0%, T_2 za 2.1% in T_3 za 0.6%.

Približen izračun nihajnega časa

Osnovna nihajna časa T_1 obeh ravninskih modelov stavbe je mogoče izračunati s pomočjo približnih izrazov, ki temeljijo na metodah dinamike konstrukcij (npr. z metodo po Rayleighu). Po standardu (SIST EN 1998-1:2006, točka 4.3.3.2.2(3)) je mogoče za stavbo visoko do 40m, približno vrednost T_1 izračunati z enačbo (5.2).

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (5.2)$$

Faktor C_t je definiran v standardu in za našo stavbo znaša $C_t = 0,050$. Oznaka H pa opisuje višino stavbe, ki se poda v metrih in znaša 19m. Tako dobim približen izračun nihajnega časa

$T_I = 0.455s$. Ugotovim veliko odstopanje med približnim izračunom in časom dobljenim iz računalniškega programa. Verjetno je razlog v tem, da je enačba podana kot približen izračun in obravnavana stavba odstopa od nekih splošnih norm. Stavba ima velik delež betonskih sten glede na bruto etažno površino, in je nihajni čas dobljen s programi na račun tega veliko manjši.

5.2 Potresne prečne sile ob vpetju

Primerjava bo obravnavala potresne prečne sile ob vpetju primerjalnih modelov. Vsi modeli se bodo primerjali z osnovno konstrukcijo, ki je opisana v poglavju 2.2.1. Izvedel pa sem tudi peš izračun prečnih sil ob vpetju zaradi vpliva potresa. Predmet primerjave bodo prečne sile F_x v globalni smeri X za obtežno kombinacijo potresa v smeri X, ter prečne sile F_y v globalni smeri Y za obtežno kombinacijo potresa v smeri Y. Rezultati so dobljeni s seštevkom vseh reakcij v izbrani smeri ob vpetju in so prikazani v preglednici 5.2.

Preglednica 5.2: Potresne prečne sile po modelih

Oznaka modela	F_x (kN)	F_y (kN)
Osnovna konstrukcija	12420	9090
URP	12440	9132
ČVP	12405	9139
P1D	12409	9274
P3D	12413	9270
PPE	12433	9212
PPS	10444	6546

Ugotovil sem, da se zaradi različnih pogojev, ki sem jih ločeno podal v vsak model, prečne sile kaj dosti ne razlikujejo. Vzrok za enakost prečnih sil pa se skriva v nihajnih časih, saj se vsi nihajni časi prvih treh nihajnih oblik nahajajo v območju od T_b do T_c torej od 0.1s do 0.4s. Na tem območju pa je projektni spekter pospeška konstanten. Zakaj torej prečne sile niso v vseh modelih enake? Logična razlaga je, da se nihajne oblike med modeli ne ujemajo popolnoma. Posledično se to pokaže v prečnih silah ob vpetju. Opozoriti pa je potrebno, da so vse prečne sile ob vpetju F_x in F_y , dobljene s pomočjo računalniških programov, vsota ekstremov vseh 25 nihajnih oblik. Razen pri peš izračunu smo dobili prečne sile v smeri Y od

druge nihajne oblike in v smeri X od tretje nihajne oblike. Zato sta ti dve sili tudi nekoliko manjši.

Peš izračun potresne prečne sile ob vpetju (PPS)

Izvedel sem peš izračun potresne prečne sile za osnovno konstrukcijo. Celotna prečna sila F_i (na mestu vpetja konstrukcije) se za vsako od obeh glavnih smeri, določi z enačbo (5.3).

$$F_i = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.3)$$

$S_d(T_1)$ v enačbi (5.3) predstavlja vrednost ordinate projektnega spektra odziva za nihajni čas T_1 . Čas T_1 pa predstavlja osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri, torej za dve glavni smeri gibanja X in Y. Oznaka m opisuje celotno maso stavbe nad temelji ali nad togo kletjo in za našo stavbo znaša $m = 4171.9t$. Koeficient λ pa je korekcijski faktor, ki za obravnavano šest etažno stavbo znaša $\lambda = 0.85$.

Smer X

Nihajni čas, ki sovpada z nihajno obliko v X smeri znaša $T_3 = 0.1221s$. Vrednost nihajnega časa sedaj vnesem v projektni spekter oz. v enačbo (3.12) in dobim vrednost projektnega pospeška $S_d(T_3) = 3.679m/s^2$. Ko vse to vnesem v enačbo (5.3), dobim, da znaša celotna prečna sila ob vpetju $\Sigma F_x = 13046kN$. Ta sila je izračunana za 100% delež mas, ker pa je delež aktiviranih mas za to nihajno obliko manjši, se mora tudi prečna sila sorazmerno zmanjšati. Delež aktiviranih mas dobim s pomočjo programa za analizo in dimenzioniranje in se nahaja v preglednici 6.9. Tako pri tretji nihajni obliki delež aktiviranih mas v X smeri znaša 80.06%. Ko celotno prečno silo pomnožim še z deležem aktiviranih mas dobim, da dejanska prečna sila ob vpetju znaša $F_x = 10444kN$. Pri primerjavi z rezultati iz računalniškega programa ugotovim, da je ročno izračunana prečna sila ob vpetju nekoliko manjša. Razlika je nastala na račun korekcijskega faktorja, ki v obeh vodoravnih smereh efektivne modalne mase za osnovno nihajno obliko v povprečju zmanjša za 15% od celotne mase stavbe.

Smer Y

Nihajni čas, ki sovpada z nihajno obliko v Y smeri znaša $T_2 = 0.1390$ s. Vrednost nihajnega časa sedaj vnesem v projektni spekter oz. v enačbo (3.12) in dobim vrednost projektnega pospeška $S_d(T_2) = 3.679\text{m/s}^2$. Ko vse to vnesem v enačbo (5.3), dobim, da znaša celotna prečna sila ob vpetju $\Sigma F_y = 13046\text{kN}$. Ta sila je izračunana za 100% delež mas, ker pa je delež aktiviranih mas za to nihajno obliko manjši, se mora tudi prečna sila sorazmerno zmanjšati. Delež aktiviranih mas dobim s pomočjo programa za analizo in dimenzioniranje in se nahaja v preglednici 6.9. Tako pri drugi nihajni obliki delež aktiviranih mas v Y smeri znaša 50.18%. Ko celotno prečno silo pomnožimo še z deležem aktiviranih mas dobimo, da dejanska prečna sila ob vpetju znaša $F_y = 6546\text{kN}$. Tudi v tej smeri opazim, da je peš izračunana prečna sila ob vpetju nekoliko manjša, na račun korekcijskega faktorja, ki v obeh vodoravnih smereh efektivne modalne mase za osnovno nihajno obliko v povprečju zmanjša za 15% od celotne mase stavbe.

Izračun razmerja med vsoto prečnih sil in težo stavbe

Za boljšo predstavbo sem izvedel še izračun razmerja med vsoto prečnih sil ob vpetju in težo šest etažne stavbe, ki se je uporabila za izračun potresne obtežbe. Količine so bile vzete iz rezultatov računalniške analize osnovne konstrukcije, ki je bila izvedena s programom Tower 5.5.

Smer X

$$D_x = F_x / (m \cdot g) = 10444 / (4171.9 \cdot 9.81) = 0.255$$

Vsota potresnih sil ob vpetju v smeri potresa X znaša 25.5% teže stavbe.

Smer Y

$$D_y = F_y / (m \cdot g) = 6546 / (4171.9 \cdot 9.81) = 0.160$$

Vsota potresnih sil ob vpetju v smeri potresa Y znaša 16.0% teže stavbe.

Vsota prečnih sil v smeri X da večji delež glede na težo stavbe, kot vsota prečnih sil v smeri Y. Razlika nastane na račun različnega aktiviranja efektivnih mas.

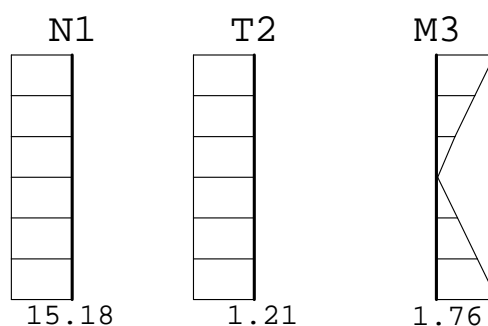
5.3 Konstrukcijski element – vertikalna vez

Primerjava bo obravnavala vertikalno vez oz. njen del, ki se nahaja v 1.nadstropju in sicer na presečišču osi A in 4. Vez je visoka 285cm in ima prečni prerez 30/30cm. Definirana je kot beton C30/35. Primerjale se bodo tri notranje statične količine: osna sila $N1$, prečna sila $T2$ in upogibni moment $M3$. Vsi modeli se bodo primerjali z osnovno konstrukcijo, ki je opisana v poglavju 2.2.1. Primerjavo bom naredil samo za primer potresa v smeri X. Vse tri količine so po modelih izpisani v preglednici 5.3.

Preglednica 5.3: Notranje statičnih količin po modelih

Oznaka modela	$N1$ (kN)	$T2$ (kN)	$M3$ (kNm)
Osnovna konstrukcija	15.18	1.21	1.76
URP	16.31	1.26	1.80
ČVP	17.03	1.17	1.69
P1D	22.05	1.22	1.75
P3D	22.92	2.61	2.10
PPE	20.89	2.69	2.30

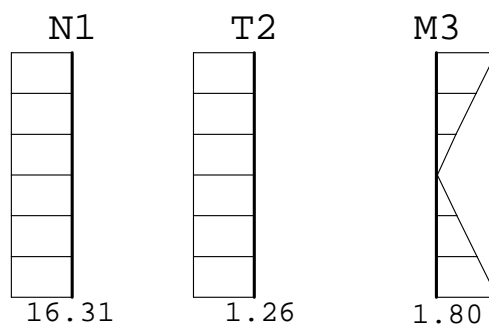
Stavba brez polnil oz. osnovni model



Slika 5.1: Vertikalna vez – osnovna konstrukcija (kN,kN,kNm)

Na sliki 5.1 so prikazane tri notranje statične količine. $N1$ predstavlja osno silo v vertikalni vezi. $T2$ je prečna sila, ki deluje v globalni smeri X, $M3$ pa upogibni moment, ki vrta okoli globalne osi Y. Notranje sile $N1$ in $T2$ sta predstavljeni v kN, moment $M3$ pa v kNm.

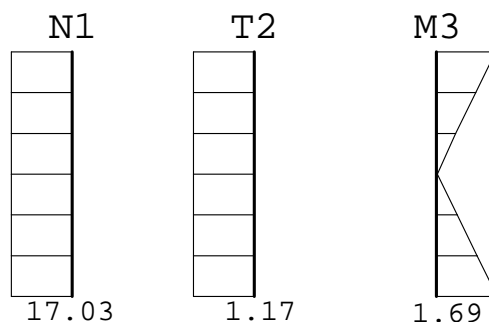
Stavba brez polnil z upoštevanjem razpokanih betonskih prerezov



Slika 5.2: Vertikalna vez – URP (kN,kN,kNm)

Če primerjam rezultate iz slike 5.2 s sliko 5.1 ugotovim, da se količine $N1$, $T2$, in $M3$ minimalno razlikujejo, kljub temu, da se nihajni časi razlikujejo za slabih 50%. Vzrok temu je, da se glavni nihajni časi nahajajo na območju platoja v projektnem potresnem spektru. Plato pa je območje, kjer se pospešek v projektnem potresnem spektru ne spreminja glede na spremembo nihajnega časa.

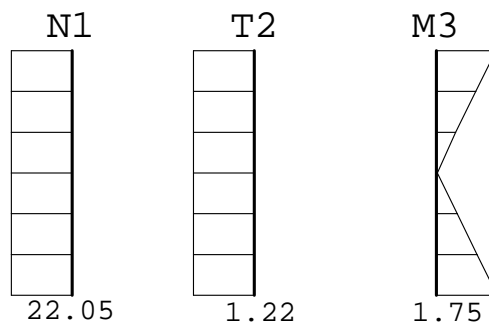
Stavba brez polnil s členkasto vpetimi robovi plošč



Slika 5.3: Vertikalna vez – ČVP (kN,kN,kNm)

Če primerjam rezultate iz slike 5.3 s sliko 5.1 ugotovim, da se poveča osna sila $N1$. Verjetno, ker vpetost plošč v stene ni več toga in delež nekaterih sten pade na vertikalne vezi oz. preide do prerazporeditve obtežb na vertikalne elemente. Zmanjšata pa se prečna sila $T2$ in upogibni moment $M3$. Z vstavitvijo členkaste povezave smo preprečili prenos robnih momentov iz plošče na vertikalne elemente oz. v našem primeru vertikalno vez.

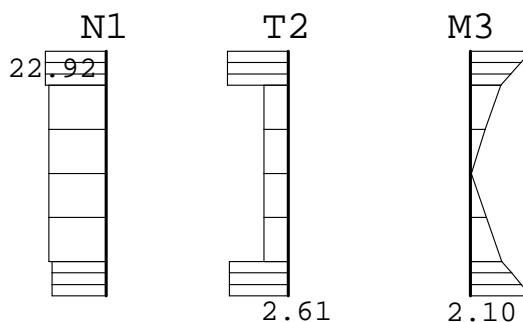
Polnila nadomestim z enim parom diagonal



Slika 5.4: Vertikalna vez – P1D (kN,kN,kNm)

V tem primeru se je ponovno povečala osna sila $N1$. Verjetno se na račun dodajanja elementov poveča togost obodnih sten konstrukcije, s tem pa se tudi prenos vertikalne obtežbe prenese bolj na obodne stene. Ostali dve količini, prečna sila in moment, pa sta glede na osnovno konstrukcijo malenkost manjši. Vzrok so, v zgornji in spodnji rob vezi in hkrati tudi AB ploščo, vpete diagonale, ki prevzamejo del prečne sile in delujejo kot nekakšno zavetrovanje.

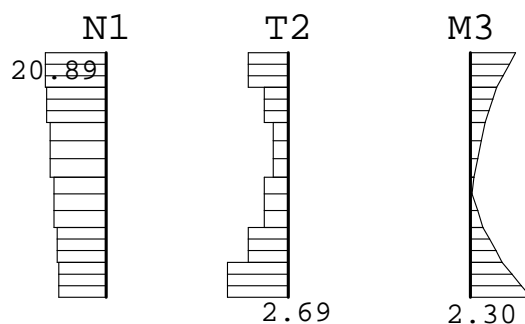
Polnila nadomestim s tremi pari diagonal



Slika 5.5: Vertikalna vez – P3D (kN,kN,kNm)

Tudi tu se je povečala osna sila $N1$, verjetno zaradi enakega razloga, kot pri prejšnjem modelu. Za ostali dve količini se pa iz slike 5.5 lepo vidi, da pride do spremembe na območju vpetja diagonal. Prečna sila se na tem območju občutno poveča, momentu pa se poveča naklon naraščanja.

Polnila nadomestim s ploskovnimi elementi



Slika 5.6: Vertikalna vez – PPE (kN,kN,kNm)

Tudi tu se je povečala osna sila N glede na osnovno konstrukcijo, kot pri prejšnjih dveh modelih. Za ostali dve vrednosti pa na sliki 5.6 dobimo lep prikaz poteka prečne sile in upogibnega momenta. Bolj ko se bližamo robu, večja je prečna sila. Upogibni moment pa proti robovom narašča nelinearno. Mislim, da je to dokaj natančen shematski prikaz poteka notranje statičnih količin v vertikalni vezi, ki je obzidana z opečnimi polnili.

Po vseh primerjavah lahko zaključim, da na obravnavano šest etažno stavbo opečna polnila v globalni analizi nimajo velikega vpliva saj togost betonskih sten močno presega togost opečnih polnil obravnavane stavbe. Bolj pa vnešena polnila vplivajo na obnašanje tistih konstrukcijskih elementov, ki so z njimi v neposrednem stiku. Torej v našem primeru vertikalne vezi.

6 PRIMERJAVA MED RAČUNALNIŠKIMA PROGRAMOMA

Kot sem zapisal že v uvodni besedi sem se odločil za programa, ki sem ju spoznal med študijem in praktičnim delom. Program, ki sem ga spoznal v projektivnem biroju je TOWER 5.5 podjetja RADIMPEX in program, ki sem ga uporabljal na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani je SAP2000, Verzija 12, podjetja COMPUTER&STRUCTURES INC. Primerjava je bila izvedena v dveh nivojih. Sprva sem se osredotočil na enostavno konzolno steno, nato pa na zahtevnejšo šest etažno stavbo. Namen enostavne konzolne stene je bil, spoznati analizo in dimenzioniranje v obeh programih, hkrati pa tudi ugotovit, kakšne rezultate lahko pričakujem z analizo zahtevne šest etažne stavbe.

6.1 Konzolna stena

Primerjava se bo izvedla na štirih primerih. V vsakega od programov bom vnesel dva modela, enega linijskega in enega ploskovnega. Modeli so izpisani v preglednici 6.1. Pri vseh štirih primerih sem izvedel primerjavo po teoriji 1.reda za podano stalno obtežbo in pa potresno analizo v obeh smereh X in Y. Projektni potresni spekter, ki je bil izbran za steno je podan v poglavju 3.3, natančneje preglednica 3.2. Maso za preračun potresne obtežbe sem izračunal po kombinaciji obtežb, opisani v poglavju 3.4.1. Preračun sem izvedel na nerazpokanem armiranobetonskem prerezu.

Preglednica 6.1: Oznake primerjalnih modelov

Ime primerjalnega modela	Oznaka
Linijski model stene - Tower	L-T
Linijski model stene – SAP2000	L-S
Ploskovni model stene – Tower	P-T
Ploskovni model stene – SAP2000	P-S

6.1.1 Nihajni časi

Primerjava se je izvedla za 1. nihajno obliko v X smeri. Nihajni časi vseh primerjalnih modelov so zbrani v preglednici 6.2.

Preglednica 6.2: Nihajni časi po modelih

Oznaka modela	T_I (s)
L-T	2.6750
L-S	2.6750
P-T	2.6604
P-S	2.6608

Nihajni časi konstrukcije so si zelo podobni, do manjšega odstopanja pride le med linijskima in ploskovnima modeloma. Razlika znaša dobrih 0.5%.

6.1.2 Potresne prečne sile ob vpetju

Opazoval sem potresne prečne sile ob vpetju zaradi potresa v X smeri. Potresne prečne sile vseh primerjalnih modelov so zbrane v preglednici 6.3.

Preglednica 6.3: Potresne prečne sile ob vpetju po modelih

Oznaka modela	F_x (kN)
L-T	14.36
L-S	14.35
P-T	14.42
P-S	14.43

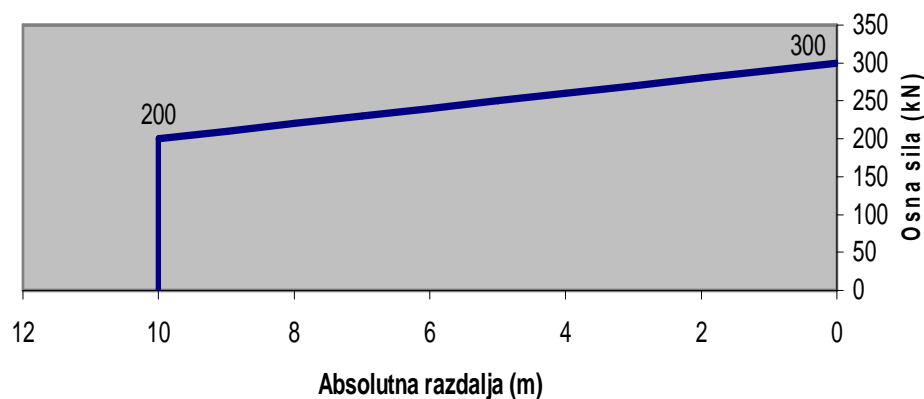
Tudi prečne sile ob vpetju ne odstopajo veliko. Tudi tu pride do odstopanja med linijskima in ploskovnima modeloma, kar gre na račun razlik med časi nihajnih oblik.

6.1.3 Notranje statične količine

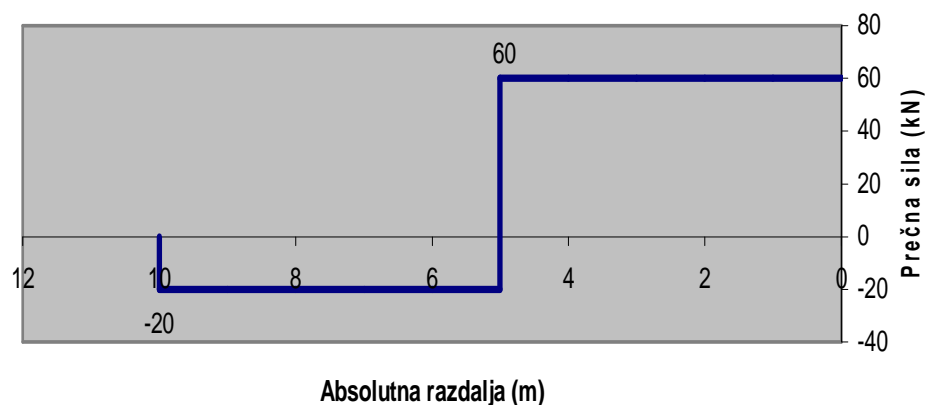
Linijski model stene

Model obtežen s stalno obtežbo

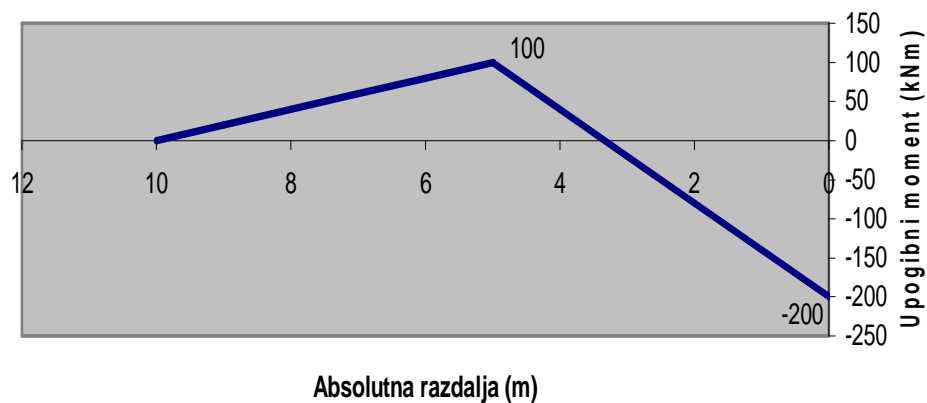
Pričakovano so rezultati obeh linijskih modelov obteženih s stalno obtežbo popolnoma enaki. Rezultati so zato prikazani samo po enkrat. $N1$ predstavlja osno silo v steni in deluje v smeri vzdolžne osi stene. $T2$ je prečna sila, ki deluje v globalni smeri X, $M3$ pa upogibni moment, ki vrti okoli globalne osi Y. Notranji sili $N1$ in $T2$ sta predstavljeni v kN, moment $M3$ pa v kNm. Absolutna razdalja v tem primeru sovпада z globalno smerjo Z in opisuje na kateri razdalji je bila odčitana vrednost. Torej 0m pomeni dno, 10m pa vrh obravnavane stene.



Slika 6.1: Linijski model stene – stalna obtežba – $N1$

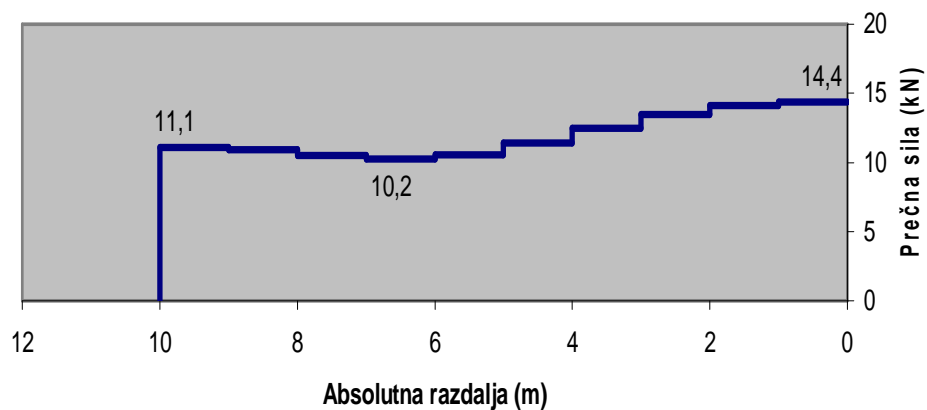


Slika 6.2: Linijski model stene – stalna obtežba – $T2$

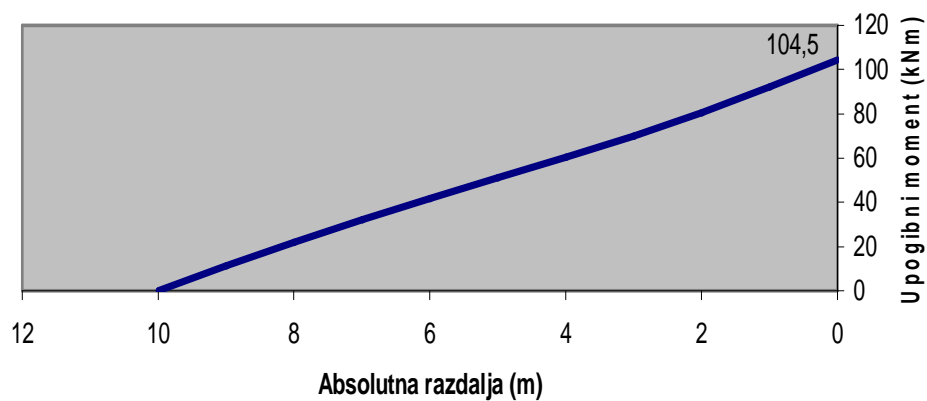


Slika 6.3: Linijski model stene – stalna obtežba - $M3$

Model obtežen s potresno obtežbo v smeri X



Slika 6.4: Linijska modela stene – potres X – $T2$

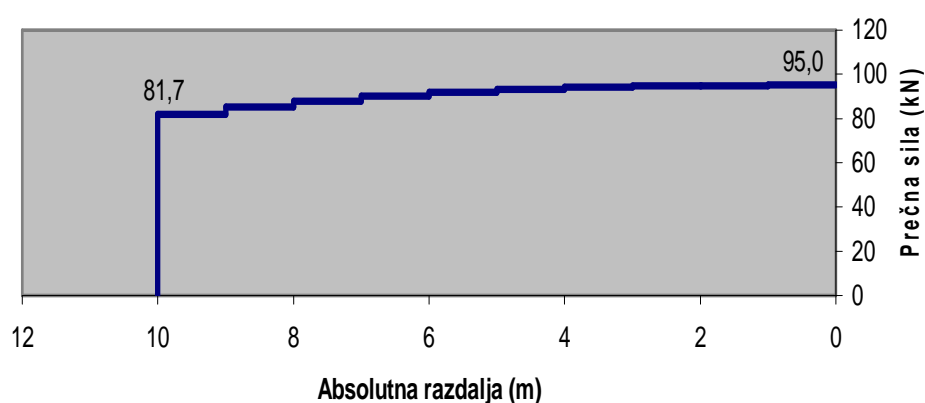


Slika 6.5: Linijska modela stene – potres X – $M3$

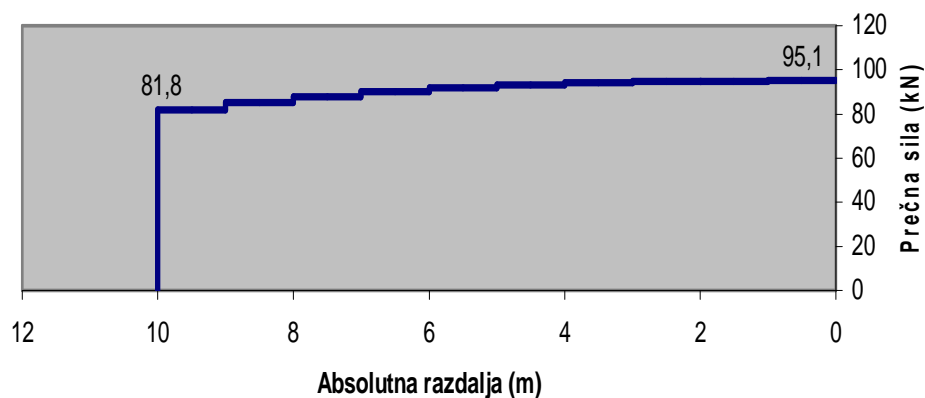
Tudi tu so rezultati prikazani po enkrat za oba programa skupaj, kajti pri pregledu rezultatov potresne obtežbe v smeri X opazim, da so prečne sile med obema programoma skoraj popolnoma identične, razlika med rezultati se pojavi šele pri višjih decimalkah.

Model obtežen s potresno obtežbo v smeri Y

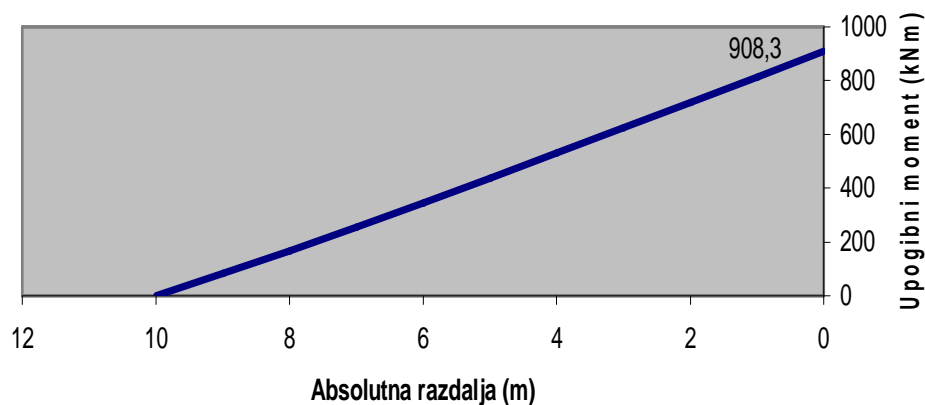
$T3$ je prečna sila, ki deluje v globalni smeri Y, $M2$ pa upogibni moment, ki vrti okoli globalne osi X. Prečna sila $T3$ je predstavljena v kN, moment $M2$ pa v kNm.



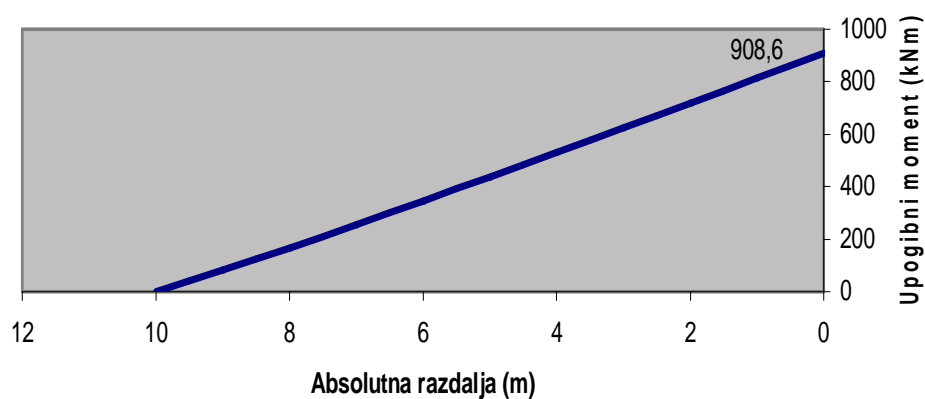
Slika 6.6: Linijski model stene – Tower – potres Y – $T3$



Slika 6.7: Linijski model stene – SAP2000 – potres Y – $T3$



Slika 6.8: Linijski model stene – Tower – potres Y – M_2



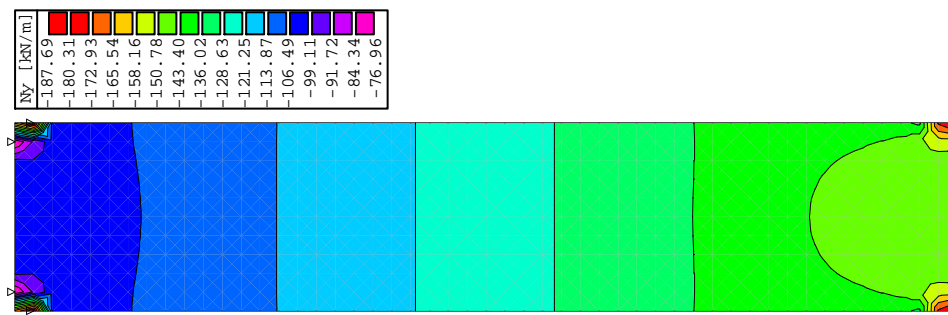
Slika 6.9: Linijski model stene – SAP2000 – potres Y – M_2

Tudi tu ne pride do opaznega odstopanja med obema linijskima modeloma. Ko primerjam sliki 6.6 in 6.7 ter sliki 6.8 in 6.9 vidim, da pride pri preračunu do razlike velikostnega reda 0.1%, kar pa je zanemarljivo malo.

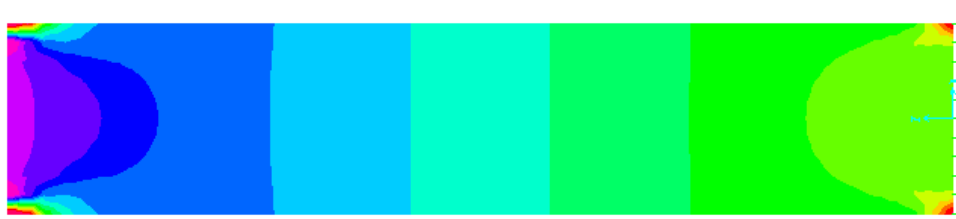
Ploskovni model stene

Da bi bila primerjava slik med modeloma konzolne stene čim lažja, sem v obeh programih uskladil skalo oz. legendo v barvi in količini. Namen tega je bil, da se lažje opazi ujemanje oz. odstopanje med rezultati.

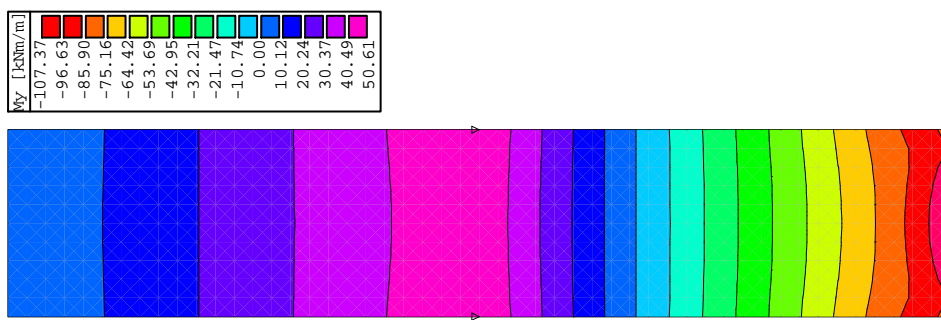
Model obtežen s stalno obtežbo



Slika 6.10: Ploskovni model stene – Tower – stalna obtežba – N_z



Slika 6.11: Ploskovni model stene – SAP2000 – stalna obtežba – N_z



Slika 6.12: Ploskovni model stene – Tower – stalna obtežba – M_z



Slika 6.13: Ploskovni model stene – SAP2000 – stalna obtežba – M_z

Reakcije v podpori, dobljene z obema programoma

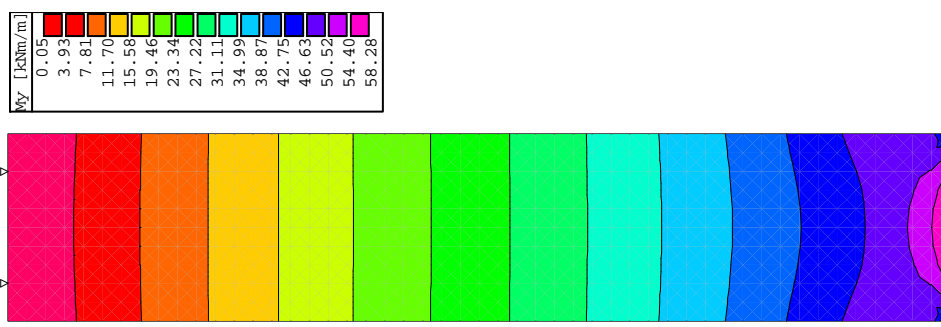
$$N_z = 300\text{kN}$$

$$F_x = 60\text{kN}$$

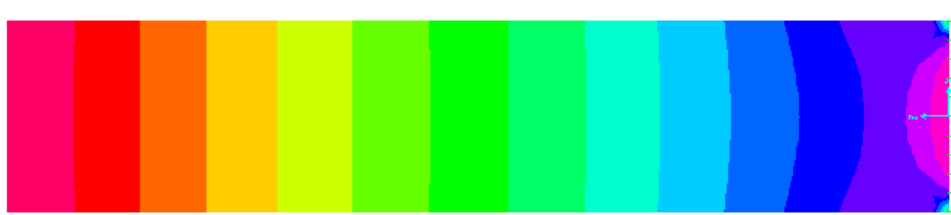
$$M_z = 200\text{kNm}$$

Ko primerjam sliki 6.10 in 6.11 opazim, da se razlika pojavi v zgornjem delu modela. Napaka bi lahko nastala zaradi netočnosti pri vnašanju obtežbe ali drugačnega raznosa te iste obtežbe po vrhu stene. Medtem, ko sta sliki 6.12 in 6.13, ki prikazujeta upogibni moment skoraj identični. Tudi reakcije ob vpetju se pričakovano ujamejo z linijskima modeloma konstrukcije, torej s slikami 6.1, 6.2 in 6.3.

Model obtežen s potresno obtežbo v smeri X



Slika 6.14: Ploskovni model stene – Tower – potres X – M_z



Slika 6.15: Ploskovni model stene – SAP2000 – potres X – M_z

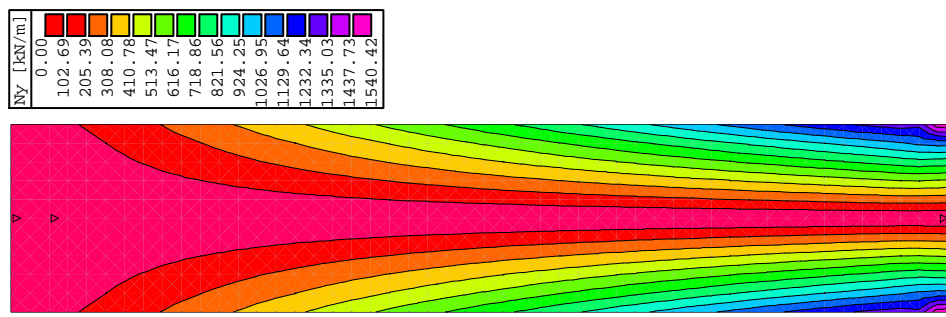
Kot vidimo iz slik 6.14 in 6.15 se ploskovna modela globalno popolnoma ujameja. Moment M_y , ki je izpisan v preglednici 6.4, je vsota upogibnih momentov okoli osi Y v podporah konzolne stene.

Preglednica 6.4: Reakcij v podporah za ploskovna modela – potres X

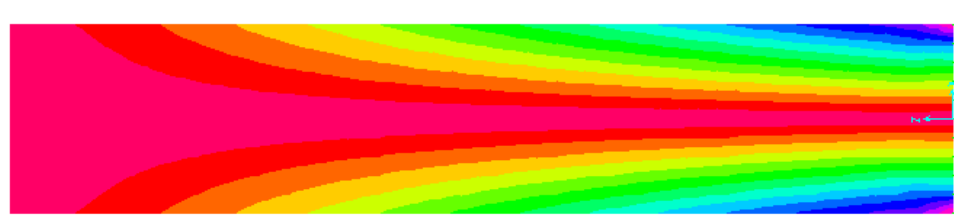
Oznaka modela	M_y (kNm)
P-T	105.6
P-S	105.5

V obeh ploskovnih modelih pri potresu v smeri X pride do majhne razlike velikostnega reda 0.1%. Malo večja razlika se pojavi pri primerjavi z linijskima modeloma (slika 6.5), kjer je moment manjši za dober 1%.

Model obtežen s potresno obtežbo v smeri Y



Slika 6.16: Ploskovni model stene – Tower – potres Y – N_z



Slika 6.17: Ploskovni model stene – SAP2000 – potres Y – N_z

Tudi na slikah 6.16 in 6.17 s prostim očesom ni opaziti razlik. Moment M_x , ki je izpisan v preglednici 6.5 vrsti okoli osi X. Dobil sem ga z množenjem reakcij in razdalje do središčne osi stene. Prečna sila F_y pa je vsota prečnih sil v smeri Y v podporah konzolne stene.

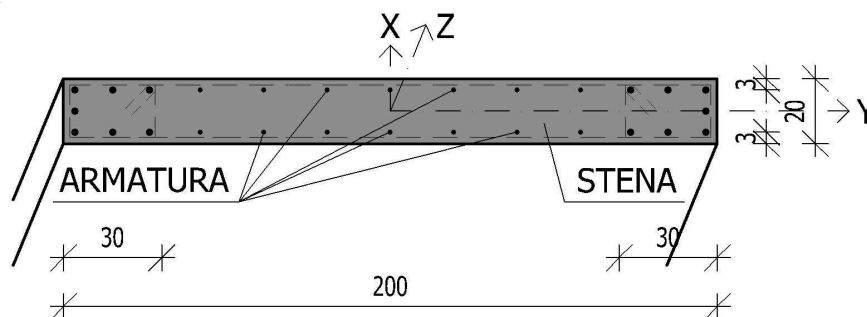
Preglednica 6.5: Reakcij v podporah za ploskovna modela – potres Y

Oznaka modela	F_y (kN)	M_x (kNm)
P-T	94.2	904.6
P-S	94.1	903.8

Med obema ploskovnima modeloma pride do odstopanja 0.1%, če pa primerjavo naredim z linijskima modeloma pa je to odstopanje nekoliko večje in znaša 0.5%.

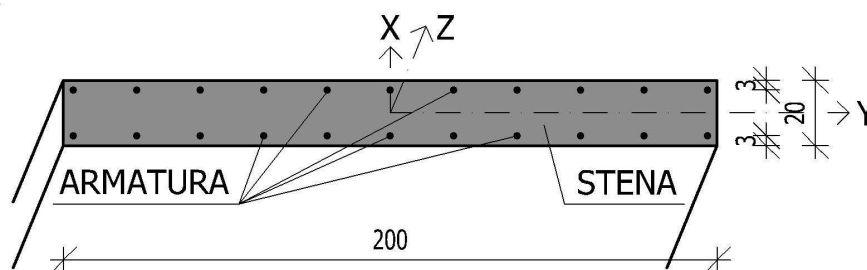
6.1.4 Dimenzioniranje

Za duktilne betonske stene je v standardu (SIST EN 1998-1:2005, točka 5.4.3.4.2) predpisana lega armature po prerezu. Tako bi dejanska armatura v moji konzolni steni ležala, kot je prikazano na sliki 6.17a.



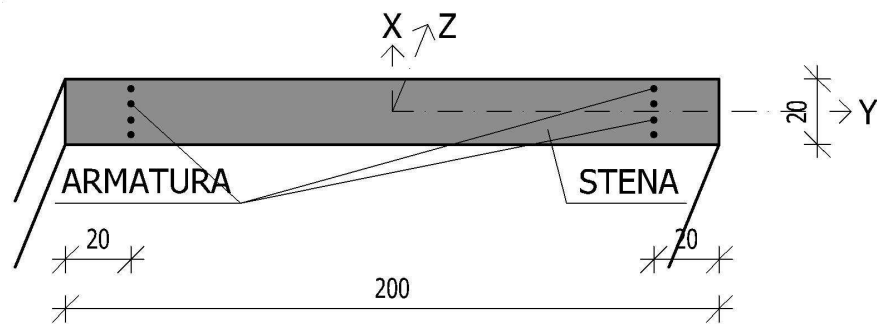
Slika 6.17a: Dejanska lega vzdolžne armature v betonski steni

Da pa bo primerjava med linijskim in ploskovnim modelom konzolne stene čim bolj enostavna, sem za vsak obtežni primer definiral različno lego armature. Za stalno obtežbo in potres v smeri X, sem predvidel simetrično armiranje ob obeh daljših robovih prereza stene. Predvidevam, da bosta ti dve obtežbi aktivirali predvsem tako ležečo armaturo. Sredina armaturnih palic bo odmaknjena 3cm od zunanjega roba prereza. Shematski prikaz lege armaturnih palic je prikazana na sliki 6.18.



Slika 6.18: Položaj vzdolžne armature v betonski steni za stalno obtežbo in potres X

Za potres v smeri Y, pa sem predvidel simetrično armiranje ob obeh krajših robovih stene. Tudi tu je razlog enak, torej predvidevam, da bo obtežba aktivirala predvsem tako ležečo armaturo. Sredina armaturnih palic bo odmaknjena 20cm od zunanjega roba prereza. Shematski prikaz lege armaturnih palic je prikazana na sliki 6.19.



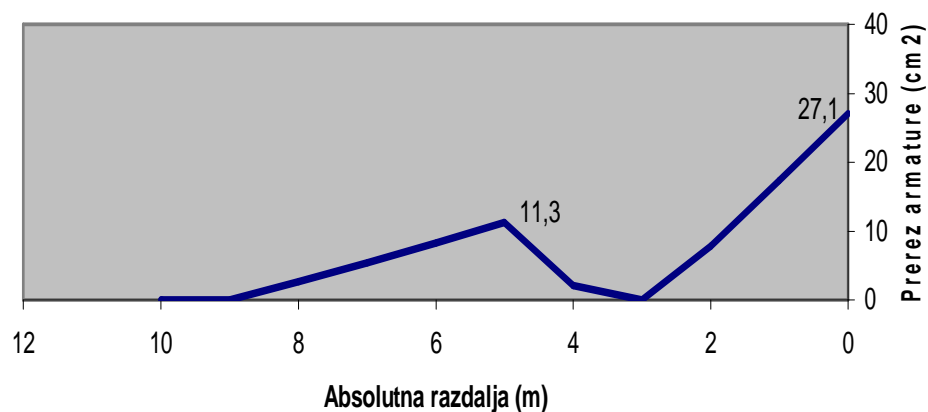
Slika 6.19: Položaj vzdolžne armature v betonski steni za potres Y

Pri rezultatih bo prikazana količina armature A_s , samo ob enem robu stene. Za armaturo bomo uporabili železo z oznako S500, ki je opisan v poglavju 2.3.

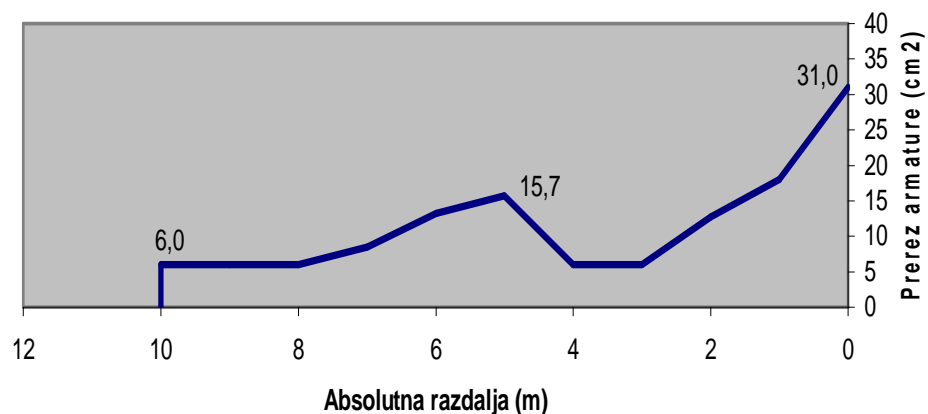
Za primerjavo bom poleg rezultatov iz obeh računalniških programov, podal tudi rezultate armature, ki so bili izračunani ročno s pomočjo preglednice 2: Priročnika za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj.

Linijski model stene

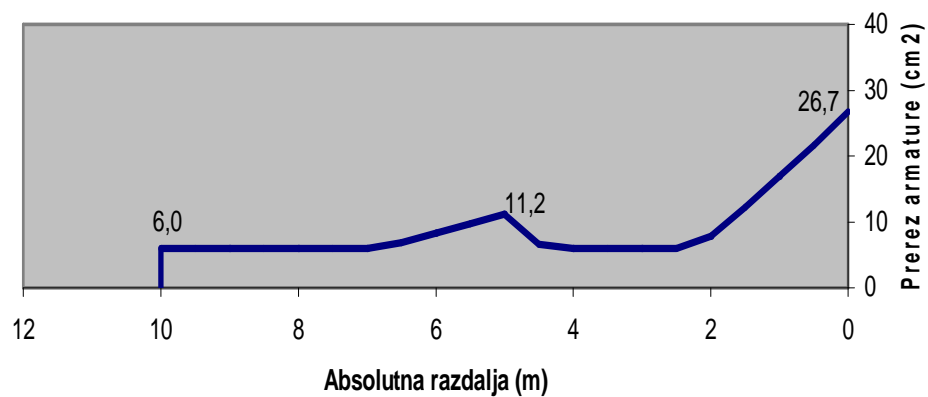
Model obtežen s stalno obtežbo



Slika 6.20: Linijski model stene – Tower – stalna obtežba – A_s

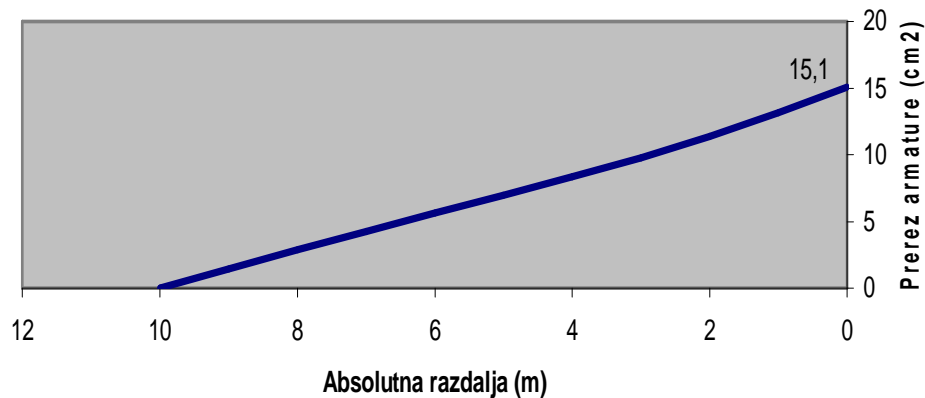


Slika 6.21: Linijski model stene – SAP2000 – stalna obtežba – A_s

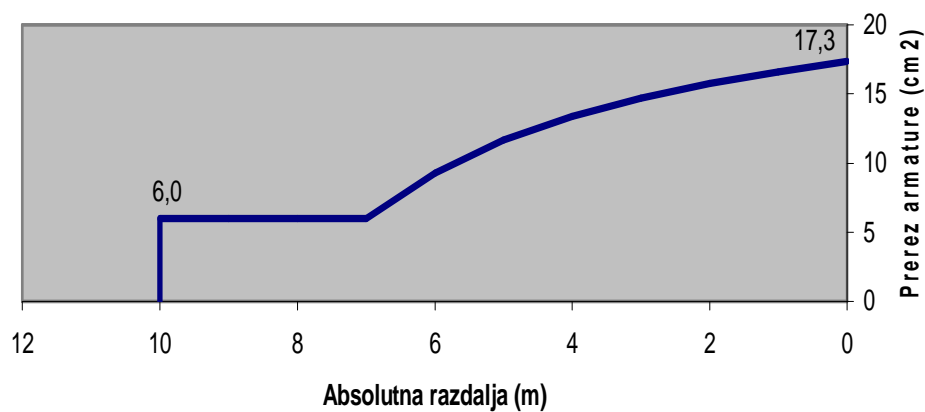


Slika 6.22: Linijski model stene – priročnik – stalna obtežba – A_s

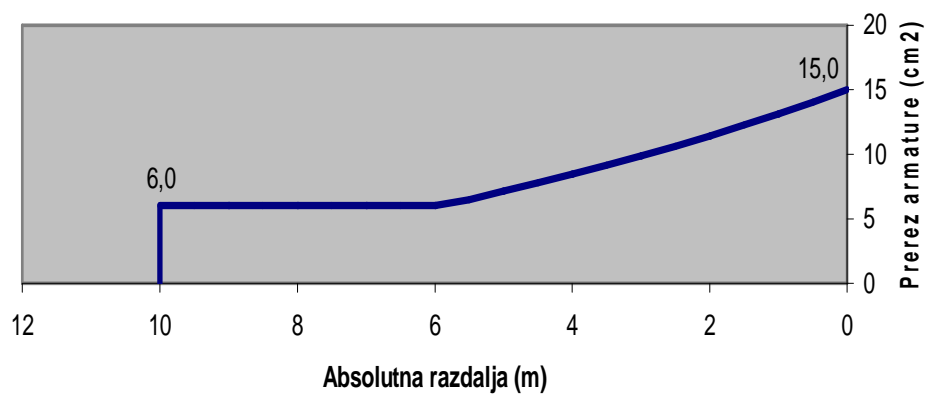
Model obtežen s potresno obtežbo v smeri X



Slika 6.23: Linijski model stene – Tower – potres X – A_s

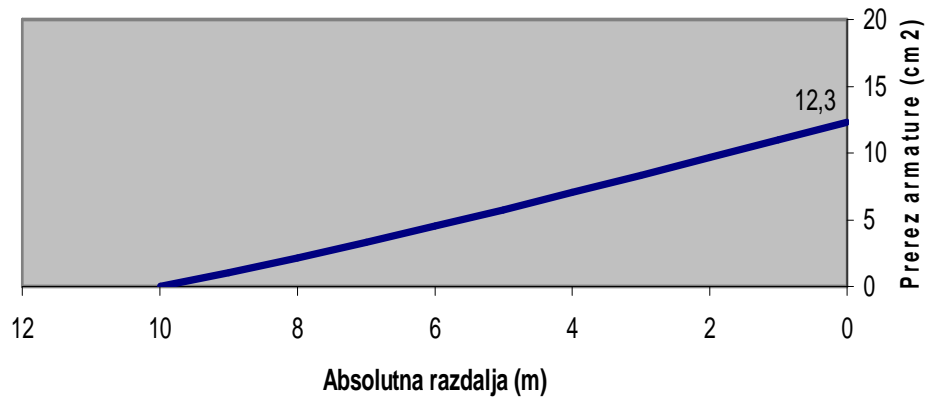


Slika 6.24: Linijski model stene – SAP2000 – potres X – A_s

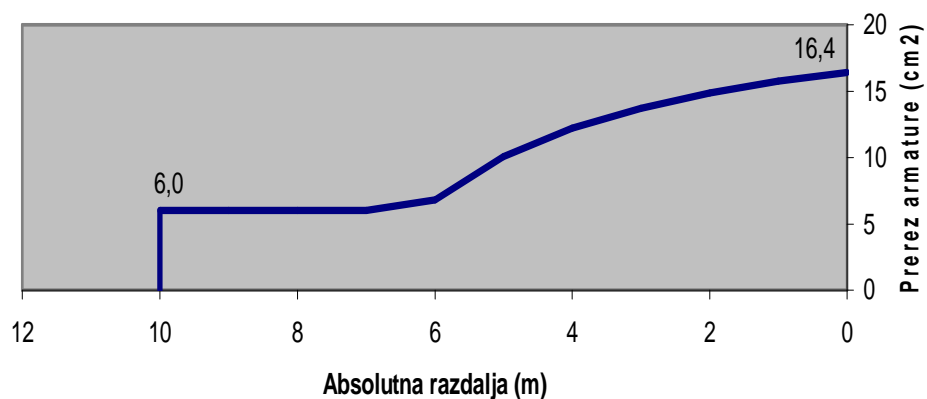


Slika 6.25: Linijski model stene – priročnik – potres X – A_s

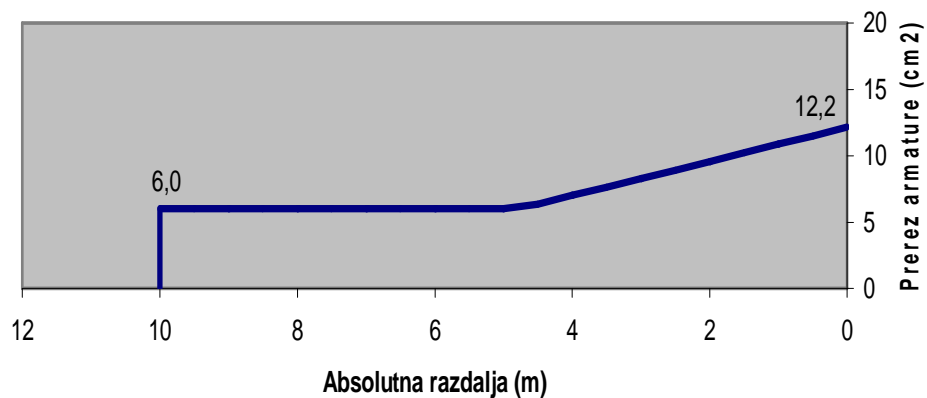
Model obtežen s potresno obtežbo v smeri Y



Slika 6.26: Linijski model stene – Tower – potres Y – A_s



Slika 6.27: Linijski model stene – SAP2000 – potres Y – A_s



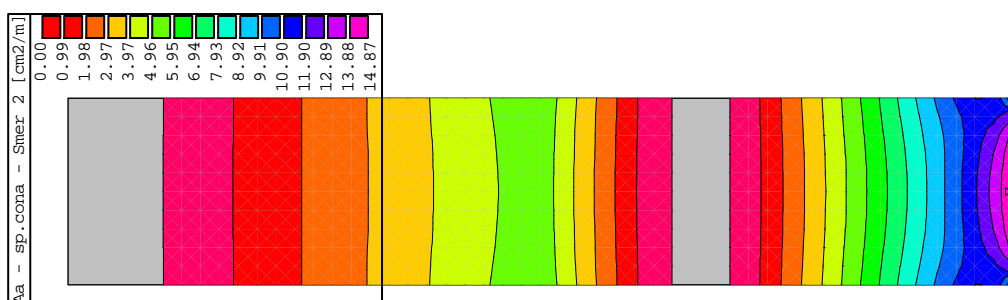
Slika 6.28: Linijski model stene – priročnik – potres Y – A_s

Pri pregledu slik od 6.20 do 6.28 vidim, da prihaja pri izračunih s programom SAP2000 do nekoliko večjega prereza armature. Zanimivi pa sta sliki 6.24 in 6.27, ki nam dasta rezultate armature v obliki trebuha. Razlog je verjetno v tem, ker program SAP2000 za izračun armature upošteva predpostavko konstantnih tlačnih napetosti v betonu na 0.8 višine tlačne cone. Torej če imamo majhno osno silo in malo potrebne armature zaradi momenta so deformacije v betonu majhne (običajno manjše od 2‰), kar pomeni, da je verjetno v teh primerih predpostavka o konstantnih napetosti na 0.8 tlačne cone konzervativna. Torej posledično več potrebne armature. Če pa je osna sila velika ali če je osna sila majhna in veliko potrebne armature zaradi momenta, pa so deformacije v betonu 3.5‰, kar pomeni, da je predpostavka o konstantnih napetostih v betonu boljša. Opazil sem tudi, da program SAP2000 na mestih, kjer ni zadosti armature sam poda minimalno armaturo. Te možnosti Tower nima, zato mora projektant na določenih mestih sam izračunati minimalno armaturo prereza.

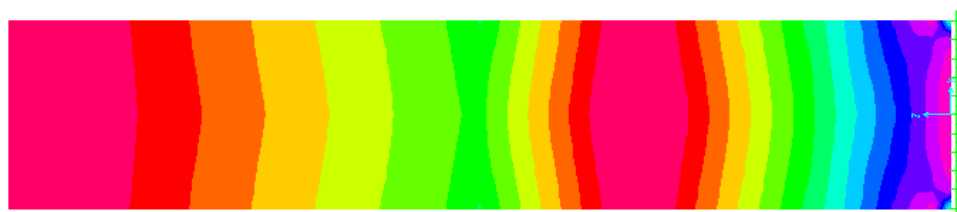
Ploskovni model stene

Da bi bila primerjava slik med modeloma konzolne stene čim lažja, sem v obeh programih uskladjal skalo oz. legendo v barvi in količini. Namen tega je bil, da se lažje opazi ujemanje oz. odstopanje med rezultati.

Model obtežen s stalno obtežbo



Slika 6.29: Ploskovni model stene – Tower – stalna obtežba - A_s



Slika 6.30: Ploskovni model stene – SAP2000 – stalna obtežba - A_s

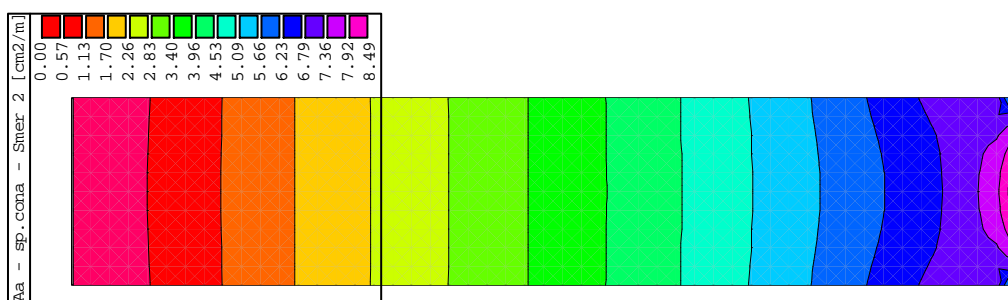
Preglednica 6.6: Prerez armature po ploskovnih modelih – stalna obtežba

Oznaka modela	h (m)	A_s (cm ²)
P-T	5.0	11.3
	0.0	27.4
P-S	5.0	12.9
	0.0	27.6

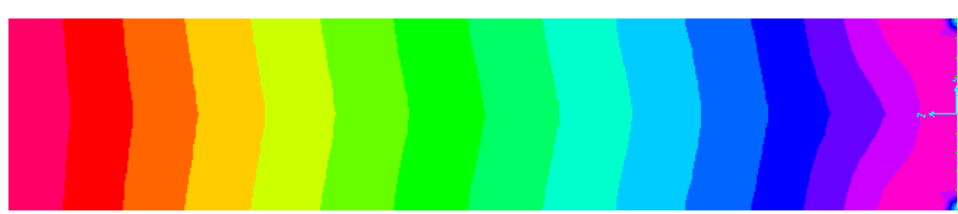
Rezultate v preglednici 6.6 sem dobil z vsoto armature po prerezu na višinah $h = 0\text{m}$ in $h = 5\text{m}$ od tal. Rezultat so izpisani samo za armaturo ob enem robu stene.

Primerjava pokaže, da se dobljena prereza armature na višini 5m razlikujeta za 14%, ob vpetju pa za manj kot 1%.

Model obtežen s potresno obtežbo v smeri X



Slika 6.31: Ploskovni model stene – Tower – potres X - A_s



Slika 6.32: Ploskovni model stene – SAP2000 – potres X - A_s

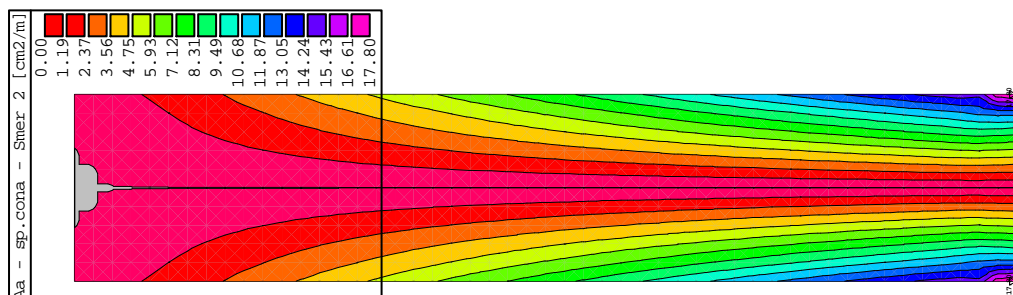
Preglednica 6.7: Prerez armature po ploskovnih modelih – potres X

Oznaka modela	h (m)	A_s (cm ²)
P-T	5.0	7.1
	0.0	15.4
P-S	5.0	8.0
	0.0	16.5

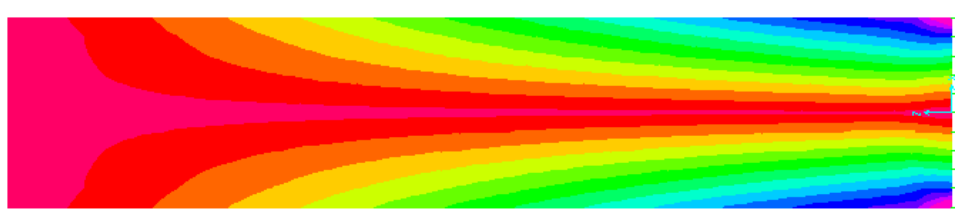
Rezultate v preglednici 6.7 sem dobil z vsoto armature po prerezu na višinah $h = 0\text{m}$ in $h = 5\text{m}$ od tal. Rezultat so izpisani samo za armaturo ob enem robu stene.

Primerjava pokaže, da se dobljena prereza armature na višini 5m razlikujeta za dobrih 11%, ob vpetju pa za dobrih 7%.

Model obtežen s potresno obtežbo v smeri Y



Slika 6.33: Ploskovni model stene – Tower – potres Y - A_s



Slika 6.34: Ploskovni model stene – SAP2000 – potres Y - A_s

Preglednica 6.8: Prerez armature po ploskovnih modelih – potres X

Oznaka modela	h (m)	A_s (cm ²)
P-T	5.0	6.3
	0.0	13.0
P-S	5.0	6.8
	0.0	13.6

V ploskovnem modelu konzolne stene sem za vse tri obtežne primere armaturo podal ob obeh daljših robovih, saj edino to omogočata oba programa. Tako se lega armature ujema z linijskima modeloma, ki sta obtežena s stalno obtežbo in potresom v smeri X. V primeru linijskega modela, ki smo ga obtežili s potresom v smeri Y, pa je armatura položena ob oba krajša robova stene in je od njiju odmaknjena za 20cm. Torej se linijski in ploskovni model za obtežbo potresa v smeri Y po legi armature ne ujemata. Zato sem dobljene rezultate iz

ploskovnega modela konzolne stene moral preračunati na točko v linijskem modelu ležeče armature. Izračun sem izvedel po sledeči enačbi (6.1)

$$A = \frac{\sum A_i \cdot r_i}{r} \quad (6.1)$$

Torej v enačbi (6.1) oznaka A_i opisuje armaturo v poljubni točki i , r_i pa razdaljo od težišča stene do te iste točke. A je neznanka in opisuje količino armature v ploskovnem modelu stene, ki je potrebna na mestu v linijskem modelu ležeče robne armature. Oznaka r pa opisuje razdaljo od težišča stene do predvidene lege robne armature in v našem primeru znaša $r = 0.8\text{m}$. Te izračuni so bili izdelani na višinah $h = 0\text{m}$ in $h = 5\text{m}$ od tal ter so prikazani v preglednici 6.8. Rezultat so izpisani samo za armaturo ob enem robu stene.

Primerjava pokaže, da se dobljena prereza armature na višini 5m razlikujeta za slabih 8%, ob vpetju pa za slabih 5%. Zanimalo pa me je tudi kakšen bi bil prerez armature ob vpetju za ploskovni model konzolne stene, če bi dobljeno armaturo samo seštel in je nebi preračunaval na izbrano točko. Ugotovil sem, da je tako dobljena armatura nekoliko večja in znaša v programu Tower 15.4cm^2 , v programu SAP2000 pa 16.1cm^2 , torej dobrih 18% več.

Pri vseh treh obtežnih primerih se opazi, da s programom SAP2000 dobimo nekoliko večje rezultate prereza armature. Ker pa je iz teh rezultatov težko oceniti kvaliteto računalniškega izračuna, sem zbral vse dobljene rezultate armaturnih prerezov in jih primerjal med seboj. Pripisal sem tudi prerez armature, ki sem ga dobil s pomočjo Priročnika za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj.

Primerjava dobljenih prerezov armature

Za lažjo predstavo sem dobljene rezultate armature ob vpetju konzolne stene za posamezno obtežbo prikazal v ločenih slikah. Na slikah so vrednosti armature razdeljene po sledečem vrstnem redu:

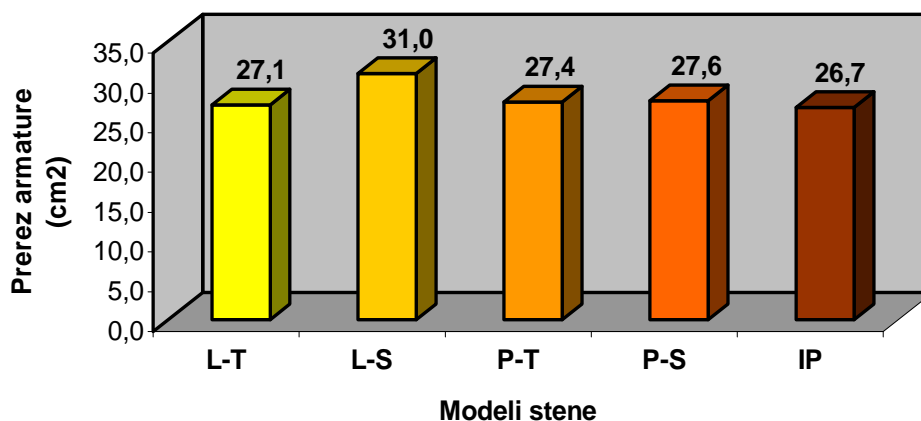
L-T ... Linijski model stene izdelan s programom Tower

L-S ... Linijski model stene izdelan s programom SAP2000

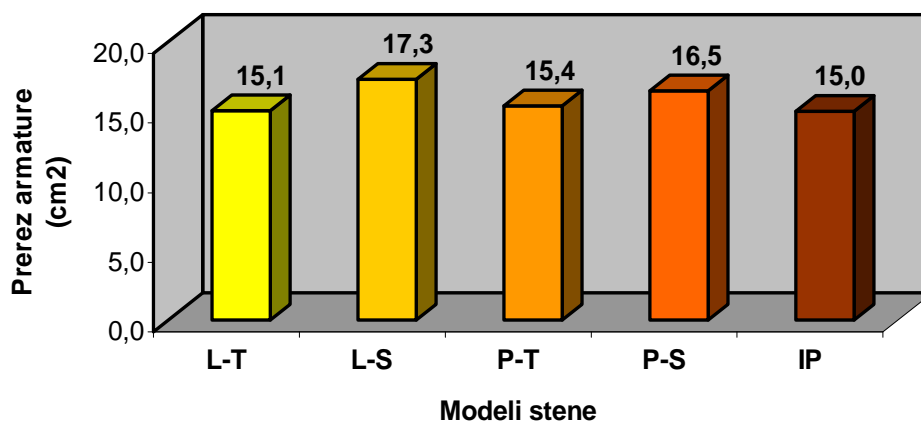
P-T ... Ploskovni model stene izdelan s programom Tower

P-S ... Ploskovni model stene izdelan s programom SAP2000

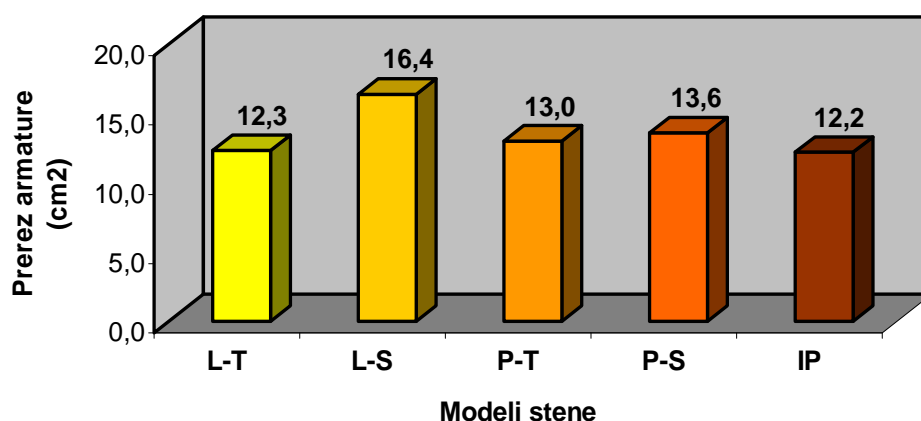
IP ... Izračun s pomočjo Priročnika za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij
po metodi mejnih stanj



Slika 6.35: Primerjava dobljenih prevezov armature – stalna obtežba



Slika 6.36: Primerjava dobljenih prevezov armature – potres X



Slika 6.37: Primerjava dobljenih prevezov armature – potres Y

Po pregledu slik 6.35 do 6.37 opazim, da so rezultati dobljeni z obema računalniškima programoma večinoma za malenkost večji od rezultatov dobljenih s pomočjo priločnika za dimenzioniranje, ki sem ga predvidel kot dokaj natančen izračun armature. Malo večje odstopanje se je pojavilo pri linijskem modelu stene, ki je bil izračunan s programom SAP2000. Verjetno na račun upoštevanja predpostavke o konstantnih tlačnih napetosti v betonu na 0.8 višine tlačne cone.

6.2 Šest etažna stavba

Kot sem že opisal se je primerjava šest etažne stavbe izvedla na osnovni konstrukciji, ki je natančneje opisana v poglavju 2.2.1. Modela sta bila v programa vnešena skoraj identično. Edina manjša odstopanja so se pojavila pri položaju in velikosti odprtin ter poševnem zaključevanju sten na vrhu stavbe.

Pri preračunu sem upošteval nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu. Po standardu (SIST EN 1998-1:2006, točka 4.3.3.3.1) je potrebno upoštevati vse nihajne oblike, da vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki se upoštevajo, znaša vsaj 90% celotne mase konstrukcije in da se upoštevajo vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5% celotne mase. Računalniški program je preveril prvih 25 nihajnih oblik. Po preračunu sem preveril ali je število nihajnih oblik, ki sem jih zahteval zadostno in ugotovil, da bi bilo za našo stavbo dovolj upoštevati že prvih 17 nihajnih oblik. V preglednici 6.9 je 17. nihajna oblika potemnjeno z zeleno barvo. Preračun pa nam poda tudi nihajne čase za vse izračunane nihajne oblike. Prva nihajna oblika obravnavane konstrukcije je torzijska, zato moram po standardu to upoštevati tudi pri potresni analizi, in temu primerno izbrati faktor obnašanja konstrukcije q . Druga in tretja nihajna oblika pa sovpadata z glavnima koordinatnima osema konstrukcije. Druga nihajna oblika predstavlja nihaje konstrukcije v smeri Y, tretja pa v smeri X.

To se lepo vidi tudi iz preglednice 6.9, ki nam prikazuje efektivne modalne mase po nihajnih oblikah. Preglednico sem vzel iz izračuna osnovne konstrukcije. Pri drugi nihajni obliki se v Y smer aktivira dobrih 50% mase celotne konstrukcije, pri tretji nihajni obliki pa v X smeri dobrih 80% mase celotne konstrukcije (obe vrednosti sta v preglednici 6.9 potemnjene z

modro barvo). To sta tudi največja deleža učinkovnih modalnih mas v vsaki smeri. Torej sta to glavni nihajni obliki v smeri X in Y.

Preglednica 6.9: Učinkovne modalne mase po nihajnih oblikah za osnovno konstrukcijo

Nihajna oblika	mase v X UX (%)	mase v Y UY (%)	mase v Z UZ (%)	Σ mase v X Σ UX (%)	Σ mase v Y Σ UY (%)	Σ mase v Z Σ UZ (%)
1	0.01	1.75	0.00	0.01	1.75	0.00
2	0.00	50.18	0.01	0.01	51.93	0.01
3	80.06	0.00	0.00	80.08	51.93	0.01
4	0.00	22.37	0.02	80.08	74.30	0.04
5	0.01	0.99	0.00	80.09	75.29	0.04
6	0.01	0.01	0.00	80.10	75.31	0.04
7	0.00	1.36	0.00	80.10	76.67	0.04
8	0.00	0.21	0.00	80.10	76.88	0.04
9	0.03	0.00	0.01	80.13	76.88	0.06
10	9.15	0.00	0.00	89.28	76.88	0.06
11	0.00	0.05	0.00	89.28	76.93	0.06
12	0.00	3.51	0.00	89.28	80.44	0.06
13	0.00	9.64	0.03	89.28	90.08	0.09
14	0.00	0.14	0.00	89.28	90.22	0.09
15	0.00	0.11	0.01	89.28	90.34	0.10
16	0.02	0.04	0.00	89.30	90.38	0.10
17	0.75	0.00	0.00	90.05	90.38	0.10
18	0.31	0.00	0.00	90.36	90.38	0.10
19	0.00	0.03	0.00	90.36	90.42	0.10
20	0.04	0.12	0.00	90.40	90.53	0.10
21	0.07	0.11	0.00	90.47	90.64	0.10
22	0.11	0.00	0.00	90.58	90.64	0.10
23	0.00	0.00	0.00	90.58	90.64	0.10
24	0.00	0.01	0.04	90.58	90.65	0.15
25	0.02	0.00	0.00	90.61	90.65	0.15

Primerjalna analiza obeh programov se najprej osredotoči na preračun mas, nihajne čase konstrukcije in potresne prečne sile ob vpetju, sledijo notranje statične količine in dimenzioniranje. Pod drobnogled sem vzel ploščo nad 1.nadstropjem, steno v osi 5 in steber ter nosilec v osi A.

6.2.1 Kontrola mas za preračun potresne obtežbe

Kontrolo mas izvedem z namenom, da preverim, če so bili podatki pri vnosu ali definiranju obtežbe v program pravilni.

Ročni preračun

Površina plošče pritličje:	$A_p = 616.25\text{m}^2$
Površina plošče 1.,2.,3.nad. in mansarde:	$A_n = 4 \cdot 725 = 2900\text{m}^2$
Stalna obtežba:	$G_{s,k} = 11.26\text{kN/m}^2$
Koristna obtežba:	$Q_{s,k} = 2.5\text{kN/m}^2$
Gravitacijski pospešek:	$g = 9.81\text{m/s}^2$

Izračun mase

$$m_k = 11.26 + 0.15 \cdot 2.5 = 11.635\text{kN/m}^2$$

$$\Sigma m = \Sigma A_i \cdot m_k / g = (616.25 + 2900) \cdot 11.635 / 9.81 = 4170.4\text{t}$$

Preračun dobljen s programom Tower

$$\Sigma m = 4171.9\text{t}$$

Preračun dobljen s programom SAP2000

$$\Sigma m = 4191.3\text{t}$$

Mase se ne razlikujejo veliko, saj so razlike med njimi manjše od 1%.

6.2.2 Nihajni časi

Kot sem že zapisal nam zelo veliko o obnašanju konstrukcije in njeni togosti povedo nihajni časi konstrukcije. Zato me je zanimalo, kakšna bo razlika nihajnih časov dobljenih z obema programoma. Časi si prikazani v preglednici 6.10.

Preglednica 6.10: Nihajni časi po modelih

Model	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
Tower	0.1678	0.1396	0.1221
SAP2000	0.1654	0.1405	0.1239

Za primerjavo sem izbral prve tri nihajne čase v obeh programih. Po pregledu nihajnih oblik sem ugotovil, da se prve tri nihajne oblike ujemajo. Prvi nihajni čas T_1 pripada torzijskemu

nihanju okoli vertikalne osi konstrukcije, ki leži blizu težišča mas konstrukcije. Drugi nihajni čas T_2 pripada glavni nihajni obliki v globalni smeri Y, tretji nihajni čas T_3 pa glavni nihajni obliki v globalni smeri X. Če naredimo še primerjavo je s SAP2000 izračunan nihajni čas T_1 krajši za 1.4%, T_2 daljši za 0.6% in T_3 prav tako daljši za 1.5%. Torej ima konstrukcija v programu SAP2000 za malenkost manjšo torzijsko togost, medtem ko sta togosti v globalnih smereh X in Y malenkost večji. Razlika je verjetno nastala zaradi razlik pri vnosu konstrukcije in pri preračunu mas konstrukcije. Sicer pa razlike med nihajnimi časi niti niso tako velike in sta si modela zelo podobna.

6.2.3 Potresne prečne sile ob vpetju

Prečne sile so pokazatelj, kako program upošteva projektni potresni spekter pri potresni analizi, zato me je zanimalo, kakšna bodo odstopanja pri obeh programih.

Predmet primerjave bodo prečne sile F_x v globalni smeri X, ki so dobljene iz kombinacije obtežb za projektna potresna stanja v smeri X, ter prečne sile F_y v globalni smeri Y, ki pa so dobljene iz kombinacije obtežb za projektna potresna stanja v smeri Y. Opozoriti pa je potrebno, da sta prečni sili ob vpetju F_x in F_y , dobljeni s pomočjo računalniških programov, vsota ekstremov vseh 25 nihajnih oblik. Zato sta nekoliko večji od sil, ki bi jih dobili če bi upoštevali samo glavni dve nihajni obliki. Glede na nihajne čase predvidevam, da bodo prečne sile dobljene s programom SAP2000 nekoliko večje, ker pospešek v projektnem spekter na območju od 0 do 0,15s narašča. Nihajni časi dobljeni s programom SAP2000 pa so nekoliko daljši od časov dobljenih s programom Tower. Potresne prečne sile po modelih so prikazane v preglednici 6.11.

Preglednica 6.11: Potresne prečne sile ob vpetju po modelih

Model	F_x (kN)	F_y (kN)
Tower	12420	9090
SAP2000	12400	8717

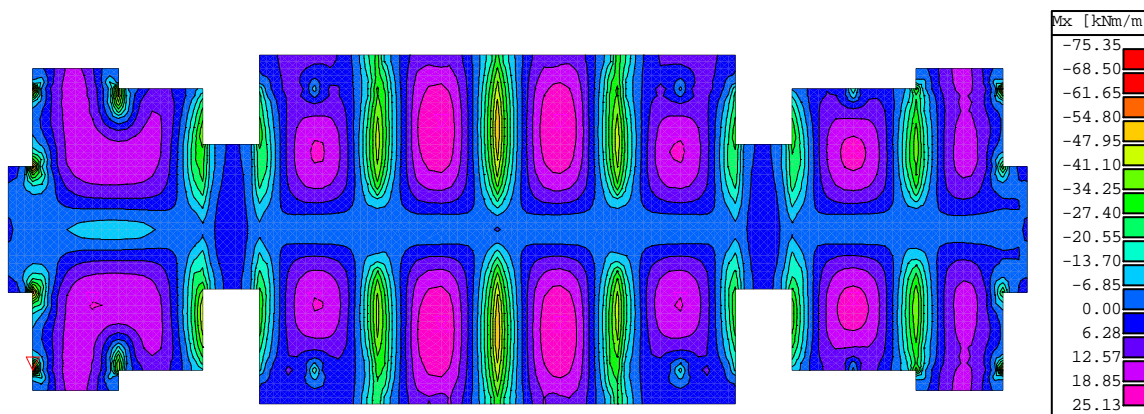
Ugotovim, da je prečna sila dobljena s programom SAP2000 v smeri X in Y manjša od prečne sile dobljene s programom Tower. Razlika je nastala zaradi minimalno različnih nihajnih oblik. Še vedno pa so vse prečne sile v območju predvidenega.

6.2.4 Notranje statične količine

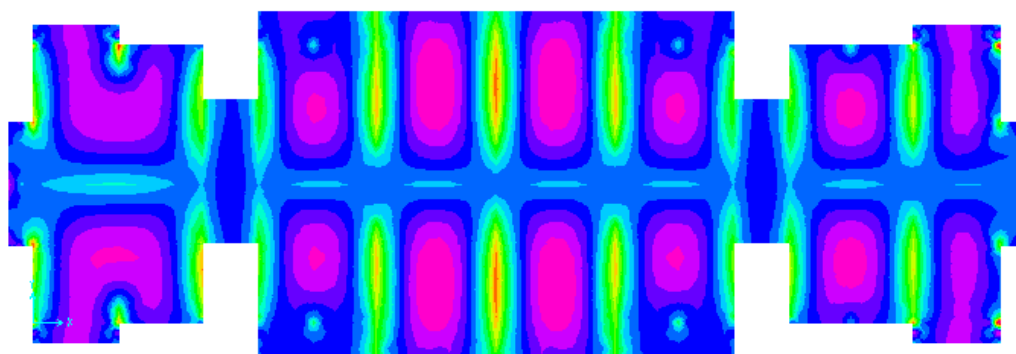
6.2.4.1 Plošča nad 1.nadstropjem

Debelina obravnavane plošče znaša 20cm. Izbrana obtežna kombinacija je $1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k$. Opazoval bom upogibna momenta M_x in M_y . Momenta sta izražena v kNm/m. Smer X je vzporedna z daljšo stranjo stavbe, medtem ko je smer Y vzporedna s krajšo stranjo stavbe. Da bi bila primerjava slik čim lažja, sem v obeh programih uskladir skalo oz. legendo v barvi in količini. Namen tega je bil, da se lažje opazi ujemanje oz. odstopanje med rezultati.

Upogibni momenti M_x v plošči nad 1.nadstropjem



Slika 6.38: Plošča nad 1.nadstropjem – Tower – M_x



Slika 6.39: Plošča nad 1.nadstropjem – SAP2000 – M_x

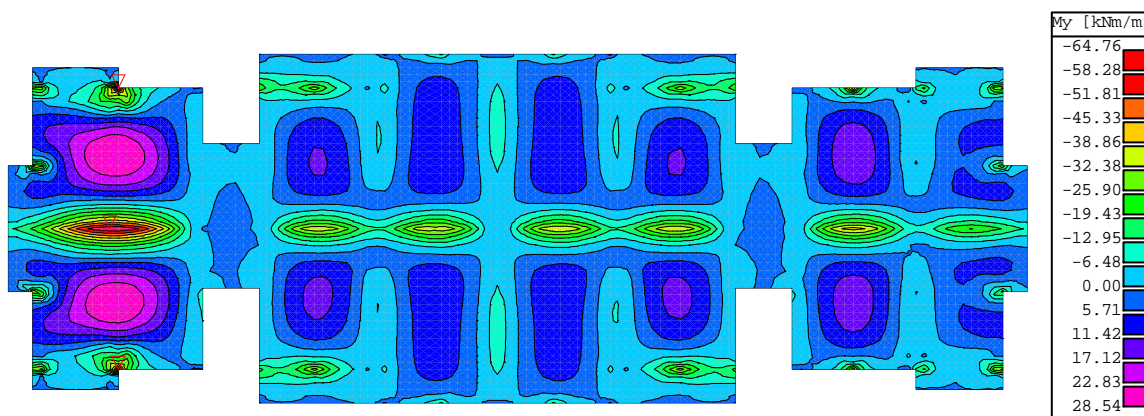
Pri primerjavi slik 6.38 in 6.39, na katerih je prikazan upogibni moment plošče M_x ugotovim, da se sliki ne razlikujeta veliko. Rezultati so skoraj identični, večja razlika je opazna le pri

robnih negativnih momentih, ki pa so ekstremne konice momentov in delujejo na zelo majhni površini plošče. Po pregledu plošče opazim, da se maksimuma momentov M_x na obeh ploščah nahajata v poljih med osema 4* in 5 ter 5 in 6*. Minimuma upogibnih momentov pa se nahajata nad podporo, natančneje nad steno v osi 5. Pozitivna momenta se razlikujeta za 0.4%, negativna pa za 2.4%.

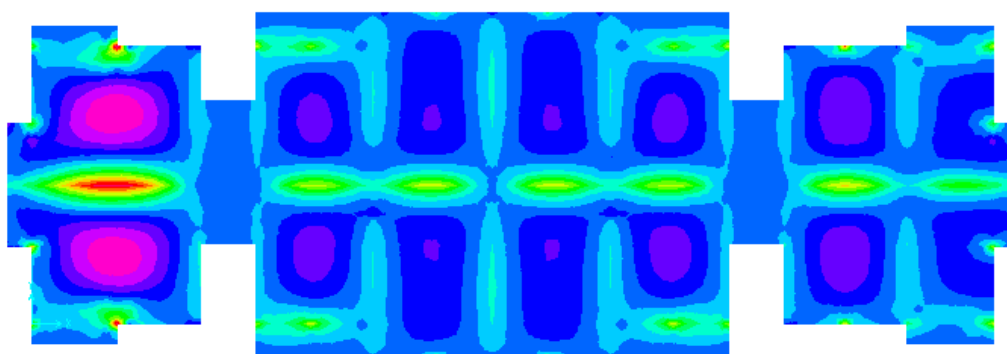
Preglednica 6.12: Ekstremni momentov M_x pri plošči nad 1.nadstropjem po modelih

Model	M_x (kNm/m)	$-M_x$ (kNm/m)
Tower	25.1	-54.4
SAP2000	25.2	-53.1

Upogibni momenti M_y v plošči nad 1.nadstropjem



Slika 6.40: Plošča nad 1.nadstropjem – Tower – M_y



Slika 6.41: Plošča nad 1.nadstropjem – SAP2000 – M_y

Tudi pri primerjavi slik 6.40 in 6.41, na katerih je prikazan upogibni moment plošče M_y , opazim podobnost med ploščama. Rezultati so si zelo podobni, večja razlika je opazna le pri robnih negativnih momentih, ki pa so ekstremne konice momentov in delujejo na zelo majhni površini plošče. Po pregledu plošče opazim, da se maksimuma na obeh ploščah nahajata v poljih med osema 1 in 2. Minimuma upogibnih momentov se prav tako nahajata med osema 1 in 2, vendar nad podporo oz. nad steno v osi B. Pozitivna momenta se razlikujeta za 1.1%, negativna pa za 2.8%.

Preglednica 6.13: Ekstremi momentov M_y pri plošči nad 1.nadstropjem po modelih

Model	M_y (kNm/m)	$-M_y$ (kNm/m)
Tower	28.5	-64.8
SAP2000	28.2	-63.0

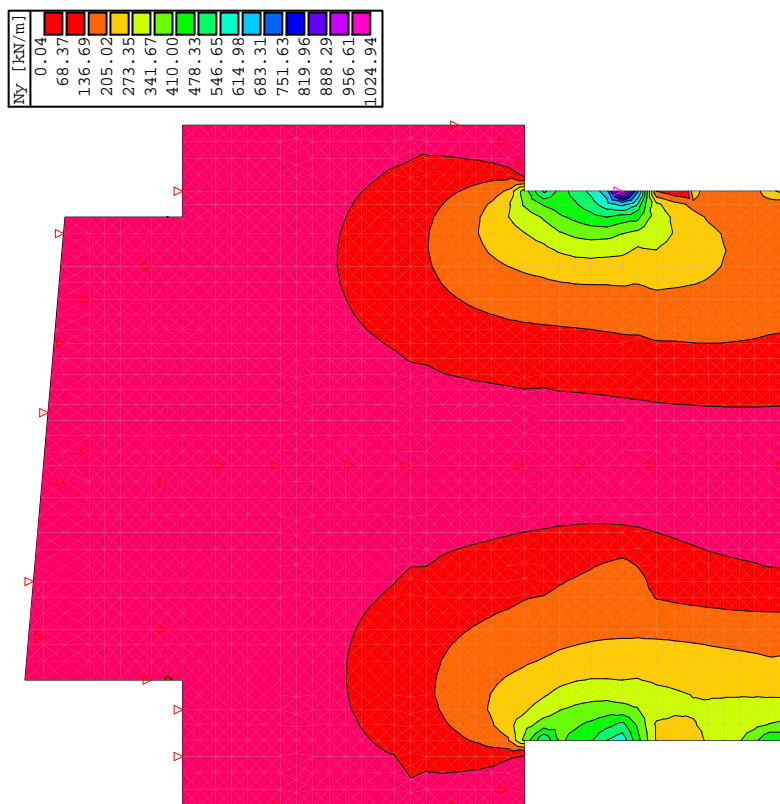
6.2.4.2 Stena v osi 5

Stena leži v ravnini osi 5. Debelina obravnavane stene znaša 20cm. Za primerjalno kombinacijo sem izbral potres v smeri Y. Opazoval bom notranjo silo N_z , ki bo izražena v kN/m. Glede na steno je smer Y horizontalna, medtem, ko je smer Z vertikalna. Da bi bila primerjava slik čim lažja sem v obeh programih uskladal skalo oz. legendo v barvi in količini. Namen tega je bil, da se lažje opazi ujemanje oz. odstopanje med rezultati.

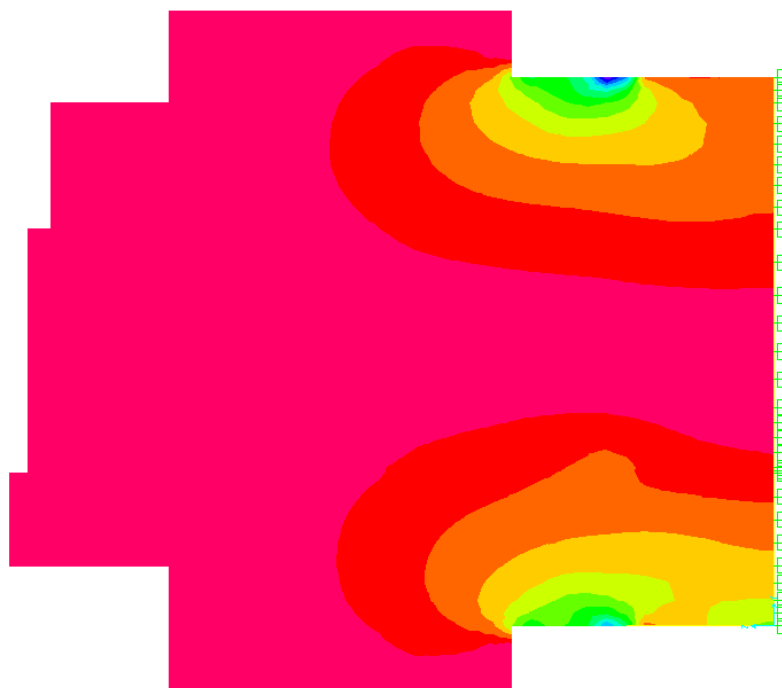
Pri primerjavi slik 6.42 in 6.43, na katerih je prikazana vertikalna osna sila v steni N_z opazim, da tudi pri tej obtežbi pride do podobnosti med programoma. Če natančneje pogledam rezultate opazim, da se ekstrema osnih sil pojavita v pritličju tik nad ploščo in se razlikujeta za 16.2%. Ker pa so ekstremi notranjih sil konice, le ti niso najboljša primerjava med modeloma.

Preglednica 6.14: Ekstremi notranjih sil N_z pri steni v osi 5 po modelih

Model	N_z (kNm/m)
Tower	1024.9
SAP2000	859.2



Slika 6.42: Stena v osi 5 – Tower – N_z



Slika 6.43: Stena v osi 5 – SAP2000 – N_z

6.2.4.3 Steber in nosilec v osi A

Za opazovanje sem si izbral dva konstrukcijska elementa, ki sta del okvirja v osi A. Osredotočil sem se na nosilec in steber v kletni etaži, med osema 1 in 2. Dimenzije obravnavanega stebra znašajo 40/70cm in je višine 369cm, nosilec pa je prereza 30/90cm in dolžine 835cm. Vse osne in prečne sile imajo enoto kN, medtem ko imajo upogibni momenti kNm. Obtežna kombinacija s katero sem dobil notranje statične količine je $1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k$.

Steber 40/75

Pri stebri sem opazoval osno silo NI , ter količini, ki delujeta v globalni ravnini XZ glede na stavbo in sicer prečna sila $T2$ ter upogibni moment $M3$.

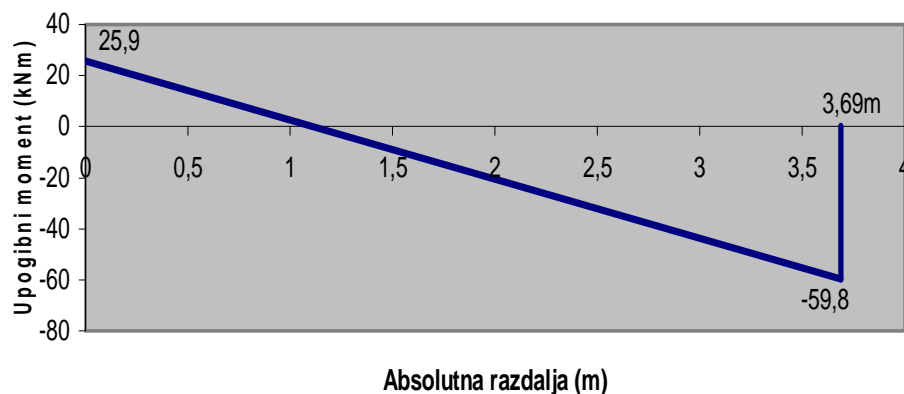
Preglednica 6.15: Notranje statične količine stebra po modelih

Model	NI (kN)	$T2$ (kN)
Tower	989.8	23.2
SAP2000	996.0	23.6

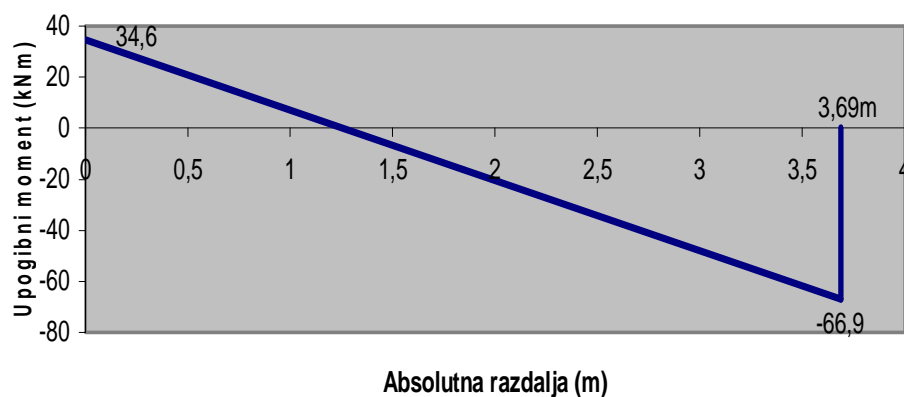
Razlika med dobljenimi osnimi in prečnimi silami je majhna. Zato sem preveril tudi osne sile v nekaterih drugih stebrih in vertikalnih vezeh ter ugotovil, da so si rezultati prav tako podobni. Skleпам, da oba programa podobno prerazporejata teže na stene in stebre stavbe.

Upogibni moment $M3$ v stebri

Absolutna razdalja sovпада z globalno smerjo Z in opisuje na kateri razdalji je bil odčitani moment. Torej 0.0m pomeni dno, 3.96m pa vrh obravnavanega stebra.



Slika 6.44: Steber – Tower – $M3$



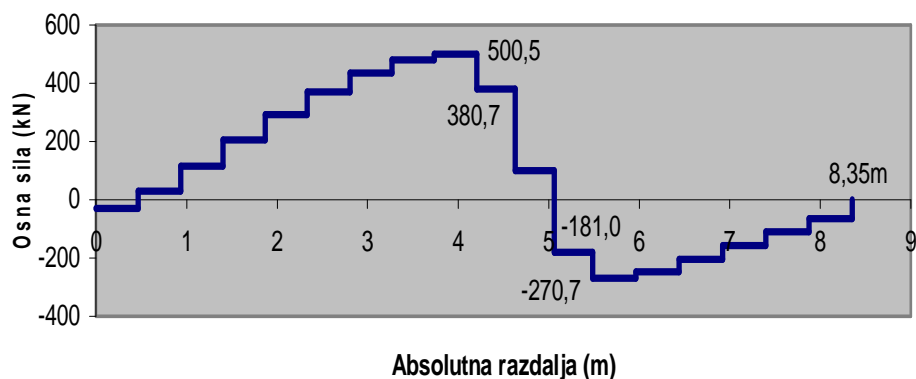
Slika 6.45: Steber – SAP2000 – $M3$

Upogibni moment $M3$ je zelo majhen za tako veliko dimenzijo prereza stebra. V takih primerih hitro pride do odstopanja in so te rezultati zelo slaba primerjava za delanje kakršnihkoli zaključkov.

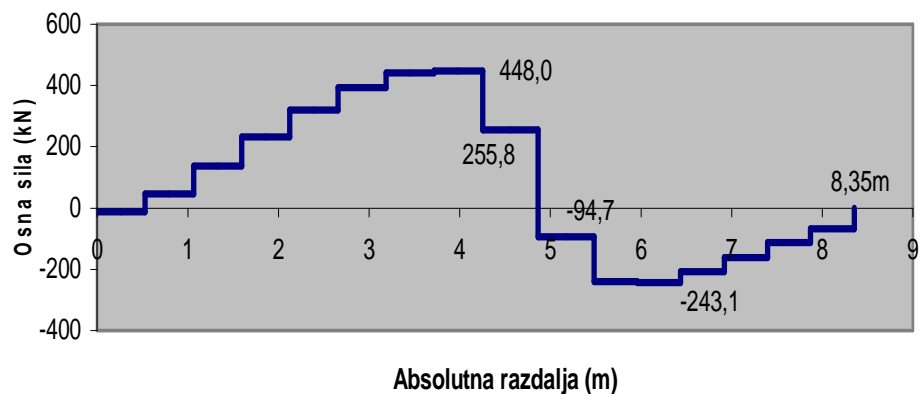
Nosilec 30/90

Pri nosilcu sem prav tako opazoval osno silo $N1$, ter količini, ki delujeta v ravnini XZ glede na stavbo in sicer prečna sila $T2$ ter upogibni moment $M3$. Absolutna razdalja v tem primeru sovпада z globalno smerjo X in opisuje na kateri razdalji je bila odčitana količina. Torej 0 pomeni začetek, 8.35 pa konec obravnavanega nosilca.

Oсна sila NI v nosilcu



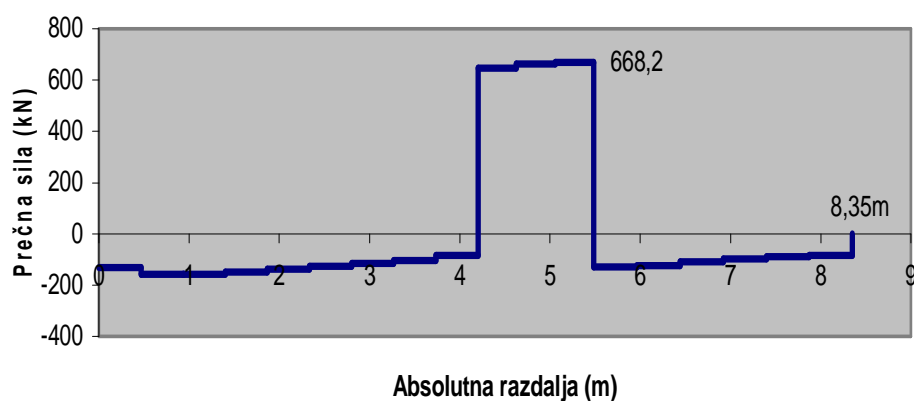
Slika 6.46: Nosilec – Tower – NI



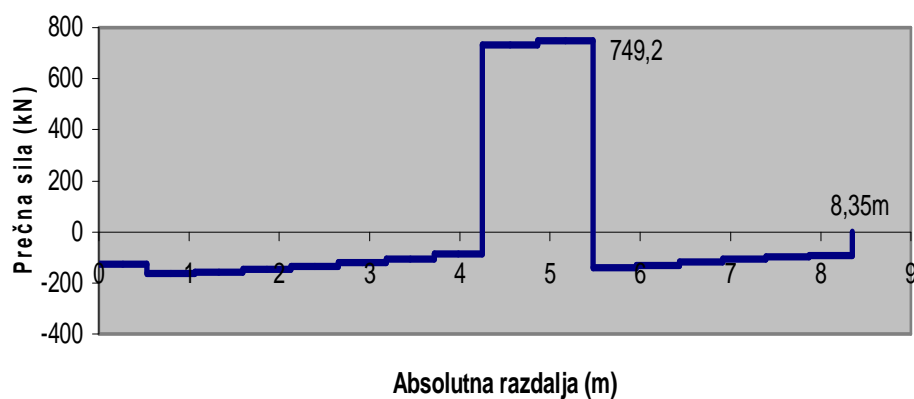
Slika 6.47: Nosilec – SAP2000 – NI

Pri primerjavi slik 6.46 in 6.47 pride do opaznega odstopanja obeh ekstremnih vrednostih osne sile NI . Stopničenje, ki pa se lepo vidi na obeh slikah, je vzrok povezanosti nosilca s ploščo.

Prečna sila T_2 v nosilcu



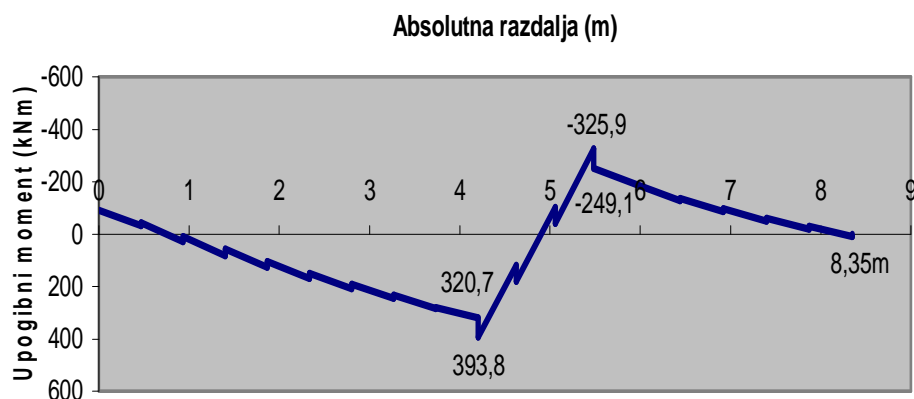
Slika 6.48: Nosilec – Tower – T_2



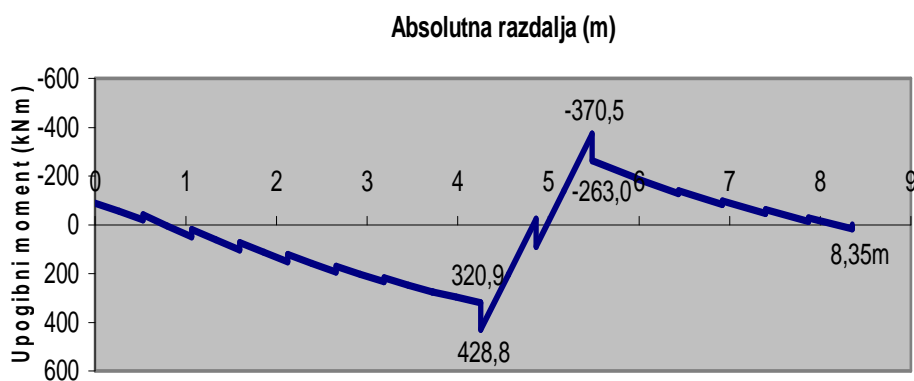
Slika 6.49: Nosilec – SAP2000 – T_2

Kot vidimo iz slik 6.48 in 6.49 se razlikujeta tudi maksimalne vrednosti prečnih sil T_2 . Razlika je nastala zaradi razlike med upogibnimi momenti M_3 v nosilcu.

Upogibni moment M_3 v nosilcu



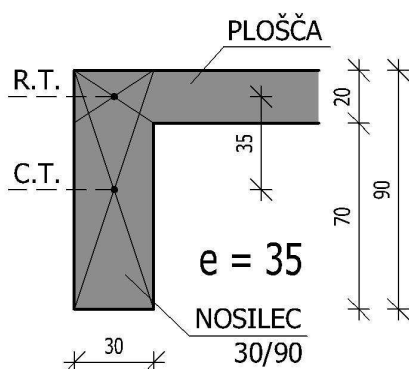
Slika 6.50: Nosilec – Tower – M_3



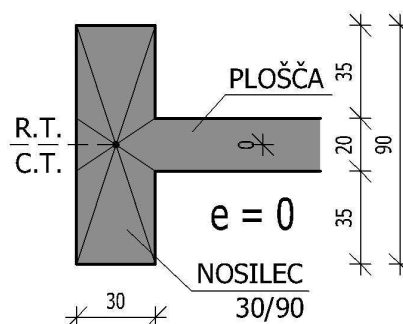
Slika 6.51: Nosilec – SAP2000 – M_3

Tudi momenti na slikah 6.50 in 6.51 se občutno razlikujejo. Ekstremi upogibnih momentov nosilca M_3 dobljeni s programom Tower so dosti manjši od upogibnih momentov dobljenih s programom SAP2000. Zanimivo je, da so vrednosti pri osnih silah N_1 ravno obratne, torej osne sile dobljene s programom Tower so opazno večje od osnih sil dobljenih s programom SAP2000.

Da bi ugotovil zakaj je prišlo do tolikšne razlike, sem pregledal dokumente o teoriji vsakega programa in ugotovil sledeče. V računalniška modela obeh programov sem obravnavani nosilec podal kot linijski element, ki leži v ravnini plošče (slika 6.53) oz. centralna točka (C.T. na sliki 6.53) se ujame z referenčno točko (R.T. na sliki 6.53). Da bi lego nosilca uskladi z arhitekturo sem težišče nosilca zamaknil za 35cm navzdol (slika 6.52) oz. centralna točka je od referenčne točke nižje za ekscentričnost, torej 35cm. Tako linijski element nosilca v modelu ostane še vedno v ravnini plošče, premakne se samo prerez nosilca.

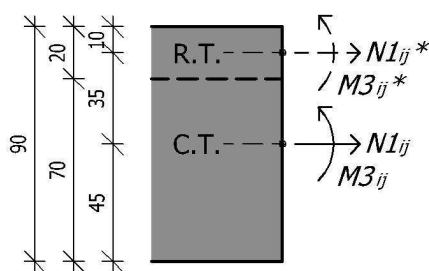


Slika 6.52: Ekscentrično podan nosilec

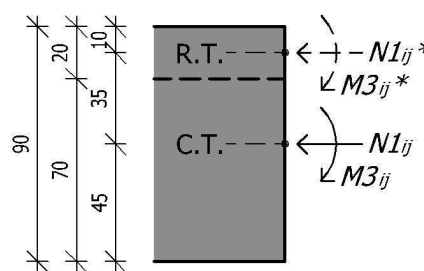


Slika 6.53: Centrično podan nosilec

Po opisu podajanja nosilca se lotim delovanja obeh programov. Programa podajata notranje statične količine glede na težišče prereza nosilca (C.T. na sliki 6.52) in ne na lego linijskega elementa v modelu (R.T. na sliki 6.52). Da bi preveril, kakšne so notranje statične količine v linijskem elementu, ki leži v ravnini plošče, sem moral izvršiti obratni postopek, kot ga izvedeta programa. Moment iz centralne točke bom premaknil v referenčno točko.



Slika 6.54: Premik pozitivne osne sile
in upogibnega momenta



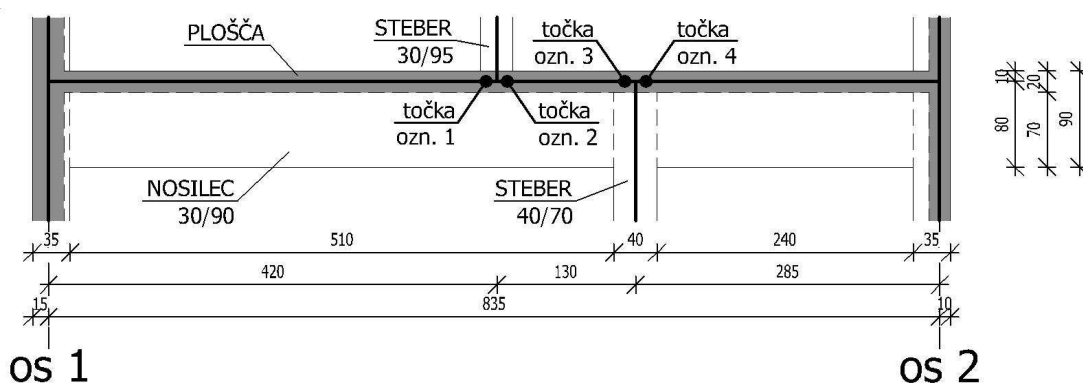
Slika 6.55: Premik negativne osne sile
in upogibnega momenta

Premaknjeno osno silo in moment bom izračunal po enačbah (6.2) in (6.3). Ekscentričnost je konstantna in znaša $e = 0.35\text{m}$.

$$N1_{ij}^* = N1_{ij} \quad (6.2)$$

$$M3_{ij}^* = M3_{ij} + N1_{ij} \cdot e \quad (6.3)$$

Izračunal bom vse kritične variante, ki nastopajo v nosilcu. Torej kombinacijo ekstremnih momentov in pripadajočih osnih sil ter ekstremnih osnih sil in pripadajočih momentov. V enačbah (6.1) in (6.2) spremenljivka i označuje točko na nosilcu od 1 do 4. Točke bodo po vrsti ležale od leve proti desni glede na lego nosilca in so prikazane na sliki 6.55a.



Slika 6.55a: Lega točk za primerjavo med programoma

Spremenljivka j pa označuje model za katerega je bil izveden preračun in bo zajemala črki T kot Tower in S kot SAP2000. Vse vrednosti, ki so uporabljene v izračunu se nahajajo na slikah 6.46 in 6.47 ter 6.50 in 6.51.

Preglednica 6.16: Izračun osnih sil in upogibnih momentov na mestu linijskega elementa

Model	$M3_{ij}$ (kNm)	NI_{ij} (kN)	$M3_{ij}^*$ (kNm)	NI_{ij}^* (kN)
$i = 1 ; j = T \rightarrow 1T$	320.7	500.5	495.9	500.5
$i = 1 ; j = S \rightarrow 1S$	320.9	448.0	477.7	448.0
$i = 2 ; j = T \rightarrow 2T$	393.8	380.7	527.0	380.7
$i = 2 ; j = S \rightarrow 2S$	428.8	255.8	518.3	255.8
$i = 3 ; j = T \rightarrow 3T$	-249.1	-270.7	-343.8	-270.7
$i = 3 ; j = S \rightarrow 3S$	-263.0	-243.1	-348.1	-243.1
$i = 4 ; j = T \rightarrow 4T$	-325.9	-181.0	-389.3	-181.0
$i = 4 ; j = S \rightarrow 4S$	-370.5	-94.7	-403.6	-94.7

Ko izvedem preračun osnih sil in upogibnih momentov na mesto linijskega elementa opazim, da so si upogibni momenti $M3_{ij}^*$ zelo podobni, večja razlika je le med osnimi silami NI_{ij}^* .

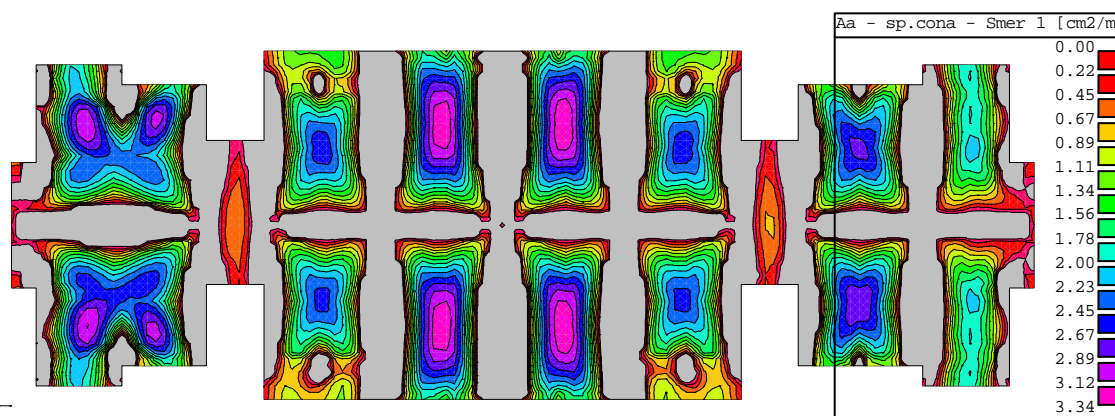
6.2.5 Dimenzioniranje

Da bo primerjava med konstrukcijskimi elementi smiselna, sem armaturo v obeh računalniških programih definirala popolnoma enako. Za armaturo bomo uporabili železo z oznako S500, katerega lastnosti so opisane v poglavju 2.3.

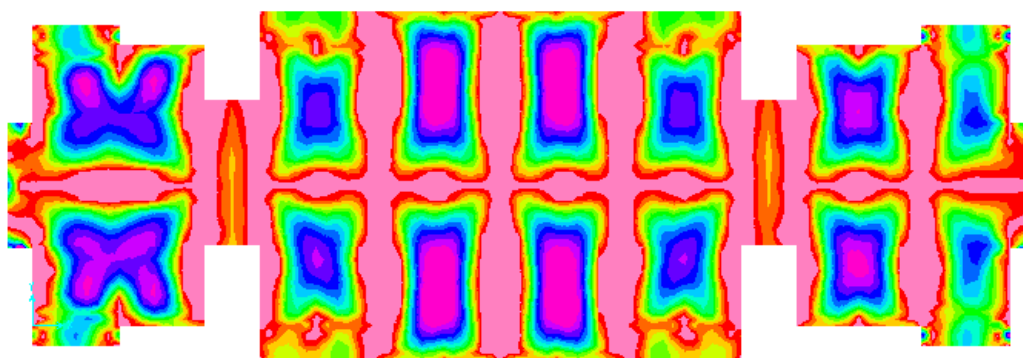
6.2.5.1 Plošča nad 1.nadstropjem

V plošči nad 1. nadstropjem bo armatura ležala ob zgornjem in spodnjem robu. Odmik centra armature od zgornjega in spodnjega roba bo znašal 2cm. Program bo podal armaturo samo na tisti strani in delu plošče, kjer je potrebna.

Pozitivna armatura v smeri X (A_{sx})



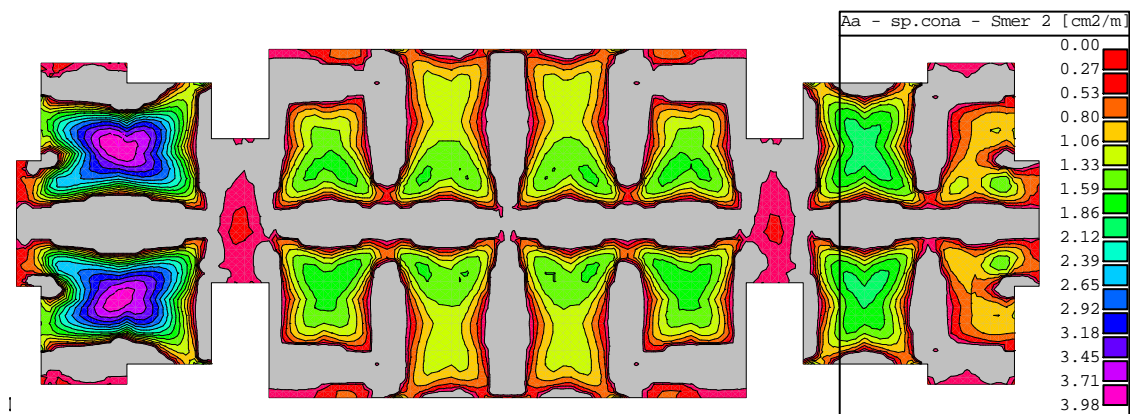
Slika 6.56: Plošča nad 1.nadstropjem – Tower – A_{sx}



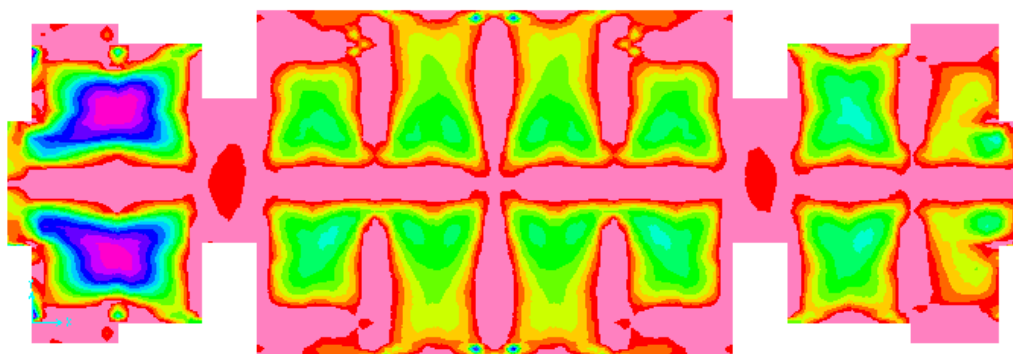
Slika 6.57: Plošča nad 1.nadstropjem – SAP2000 – A_{sx}

Po pregledu plošče opazim, da se maksimuma armature A_{sx} , prav tako kot maksimalna upogibna momenta na obeh ploščah nahajata v poljih med osema 4* in 5 ter 5 in 6*.

Pozitivna armatura v smeri Y (A_{sy})



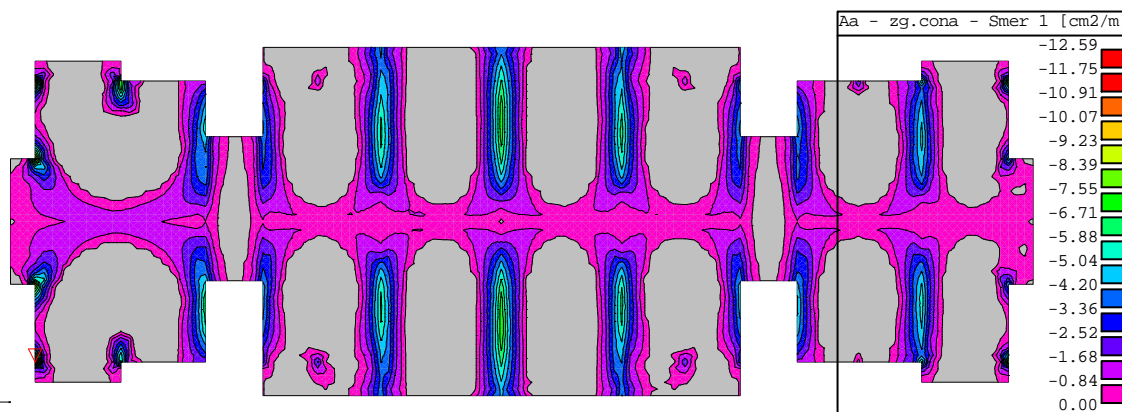
Slika 6.58: Plošča nad 1.nadstropjem – Tower – A_{sy}



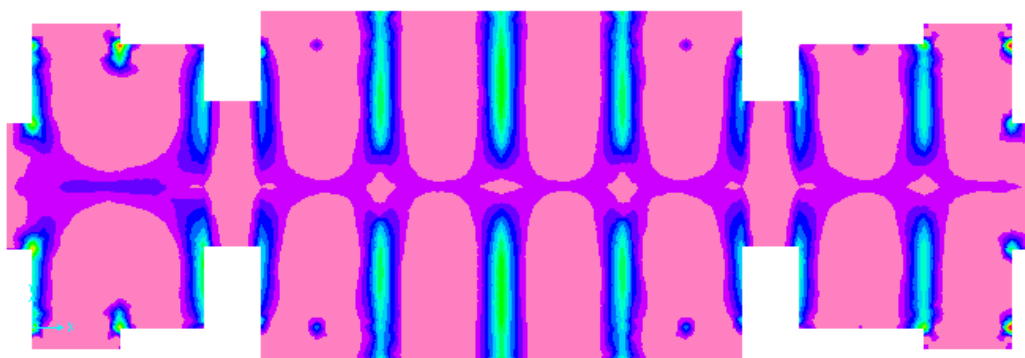
Slika 6.59: Plošča nad 1.nadstropjem – SAP2000 – A_{sy}

Po pregledu plošče opazim, da se maksimuma armature A_{sy} na obeh ploščah nahajata v poljih med osema 1 in 2.

Negativna armatura v smeri X (A_{zx})



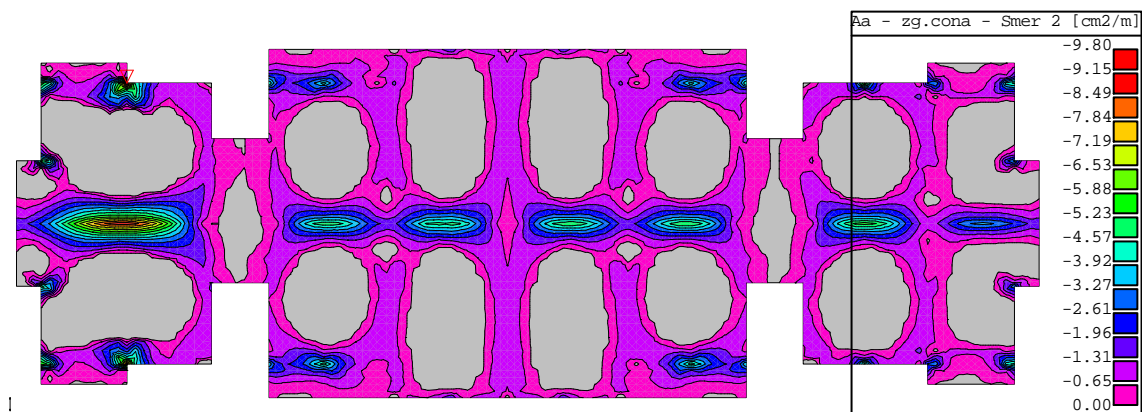
Slika 6.60: Plošča nad 1.nadstropjem – Tower – A_{zx}



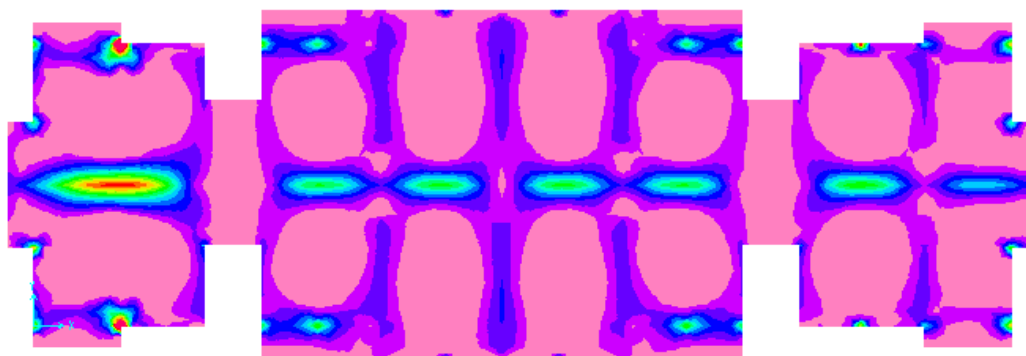
Slika 6.61: Plošča nad 1.nadstropjem – SAP2000 – A_{zx}

Maksimum prereza armature se nahaja nad podporo natančneje nad steno v osi 5.

Negativna armatura v smeri Y (A_{zy})



Slika 6.62: Plošča nad 1.nadstropjem – Tower – A_{zy}



Slika 6.63: Plošča nad 1.nadstropjem – SAP2000 – A_{zy}

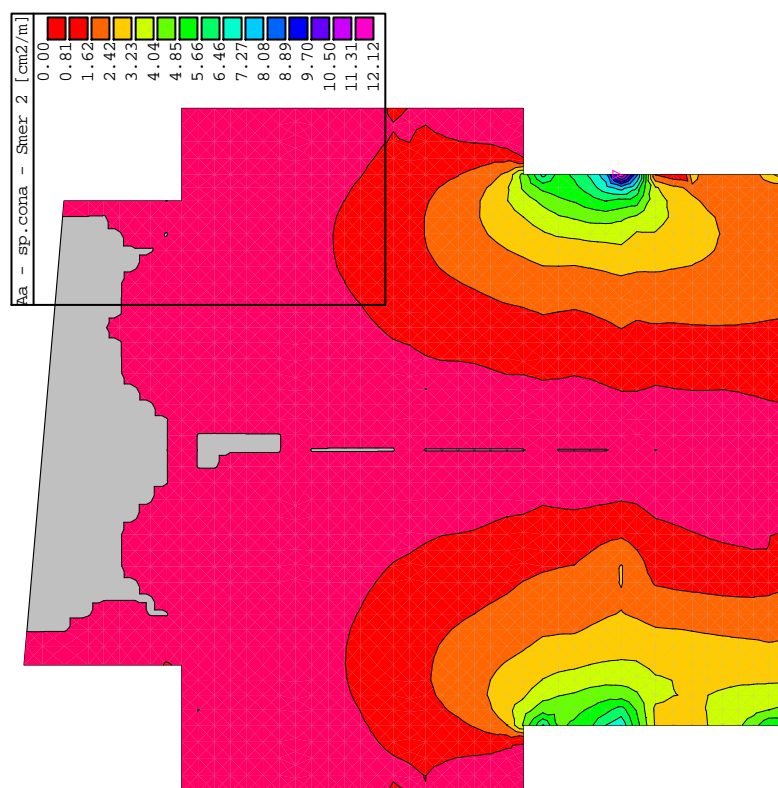
Maksimum preseza armature se nahaja med osema 1 in 2, nad podporo oz. nad steno v osi B.

Rezultate vseh maksimalnih presežov sem zbral v preglednico 6.17. Opazim, da so si presezi armature zelo podobni, le pri prvem stolpcu oz. pri spodnji armaturi v X smeri je prišlo do malo večjega odstopanja. Kako kvalitetni so ti rezultati pa težko ocenim, ker nisem izvedel ročnega izračuna po metodi mejnih stanj.

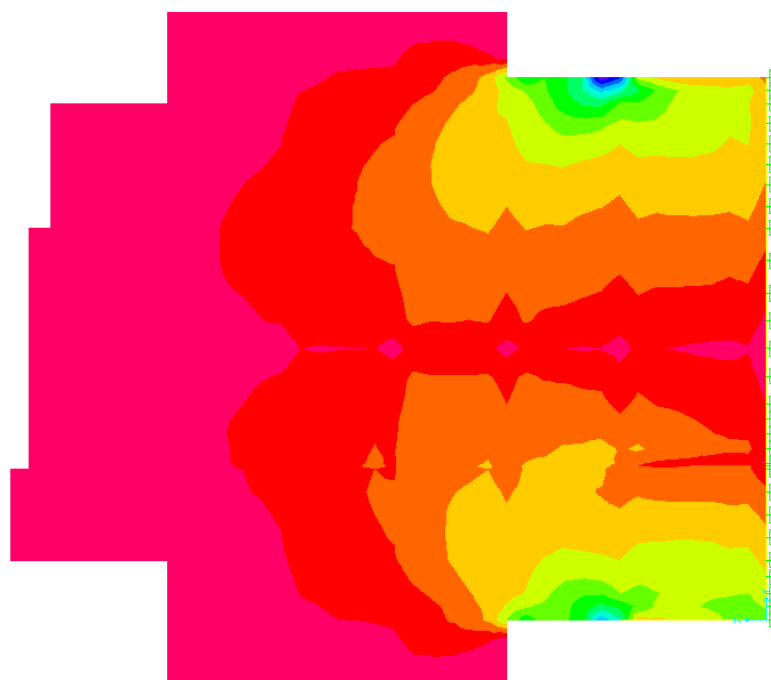
Preglednica 6.17: Ekstremni presežov armature v plošči nad 1.nadstropjem po modelih

Model	A_{sx} (cm ² /m)	A_{sy} (cm ² /m)	A_{zx} (cm ² /m)	A_{zy} (cm ² /m)
Tower	3.34	3.98	7.40	8.89
SAP2000	3.68	3.98	7.45	8.90

6.2.5.2 Stena v osi 5



Slika 6.64: Stena v osi 5 – Tower – A_{sz}



Slika 6.65: Stena v osi 5 – SAP2000 – A_{sz}

Pri steni v osi 5 leži center armature 3cm od zunanje roba stene in je simetrično položena na obe strani.

Pri primerjavi slik 6.64 in 6.65, na katerih je prikazana armatura v vertikalni smeri A_{sz} ugotovim, da pride do kar opaznih razlik. Lepo se opazi povečanje armature dobljene s programom SAP2000. To sem opazil že pri konzolni steni v poglavju 6.1.4 (slika 6.34). Kljub večji količini armature v steni dobljene s programom SAP2000, pa je ekstrem armature A_{sz} nekoliko manjš od ekstrema dobljenega s programom Tower.

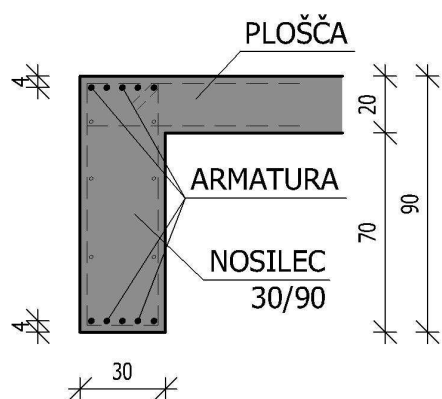
Preglednica 6.18: Ekstremna prereza armature pri steni v osi 5 po modelih

Model	A_{sz} (cm²/m)
Tower	12.12
SAP2000	10.16

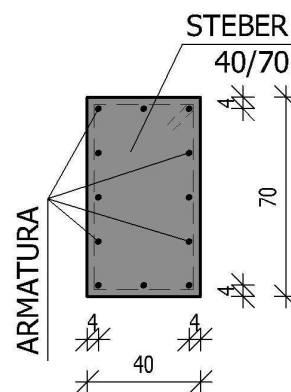
Ekstrem vertikalne armature A_{sz} dobljen s programom Tower je za 16.2% večji od ekstrema dobljenega s programom SAP2000. Razlika se v primerjavi z notranjimi silami, ki je prav tako znašala 16.2% ni spremenila. Ker pa so ekstremi prereza armature konice, le ti niso najboljša primerjava med modeloma.

6.2.5.3 Steber in nosilec v osi A

Nosilec 30/90 bo imel armaturo ob zgornjem in spodnjem robu. Center zgornje in spodnje armature bo od zunanje roba odmaknjeno 4cm. Shema lege armature v nosilcu pa je prikazana na sliki 6.66. Steber 40/70 bo armiran enakomerno po vseh robovih (simetrično v obe smeri). Odmik centra armature bo od zunanje roba znašal prav tako 4cm. Shema lege armature v stebru je prikazana na sliki 6.67. Pri nosilcu bo prikazana armature A_s samo na mestih kjer jo potrebujemo, medtem ko bo za steber prikazana celotna armatura, ki bo v njem potrebna.

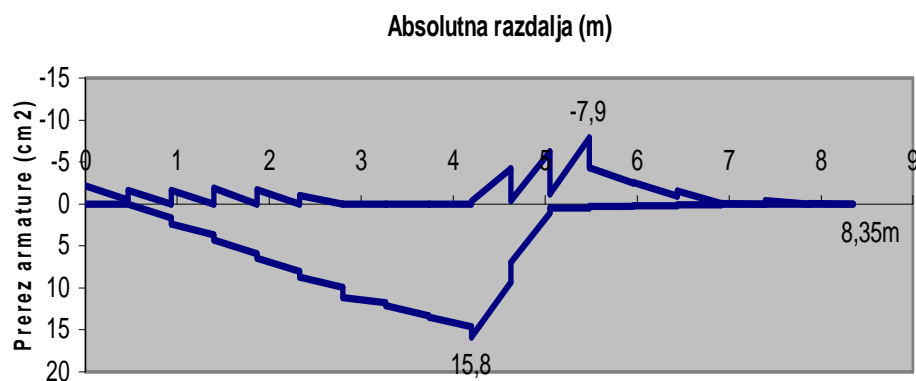


Slika 6.66: Shematičen prikaz lege armature v nosilcu 30/90

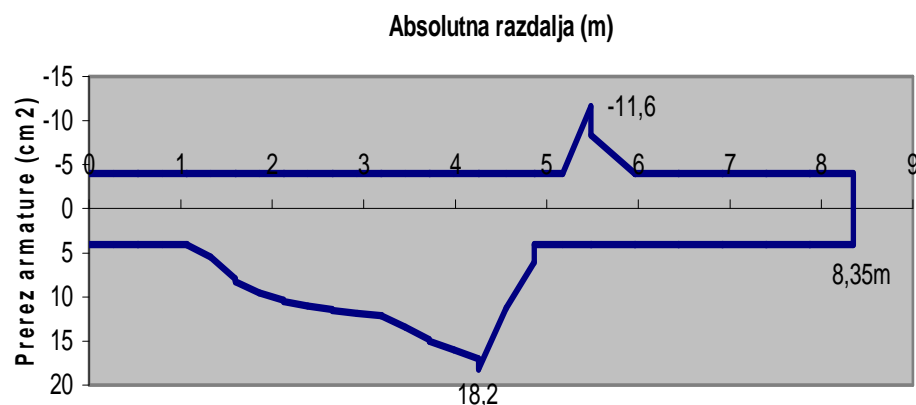


Slika 6.67: Shematičen prikaz lega armature v stebri 40/70

Nosilec 30/90

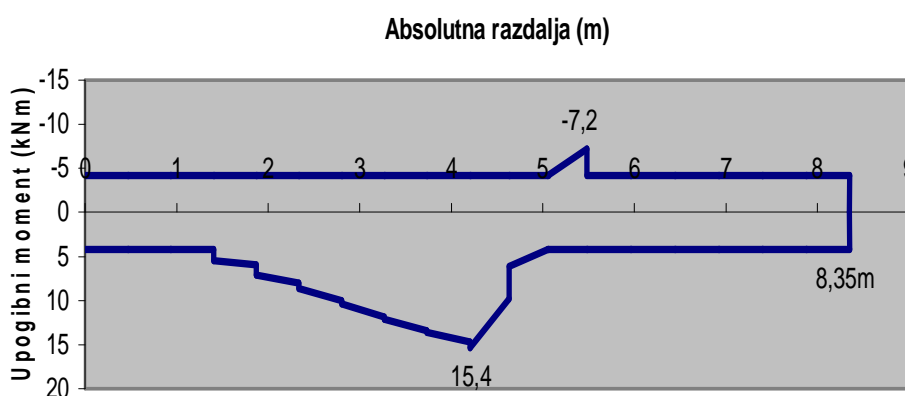


Slika 6.68: Nosilec – Tower – A_s

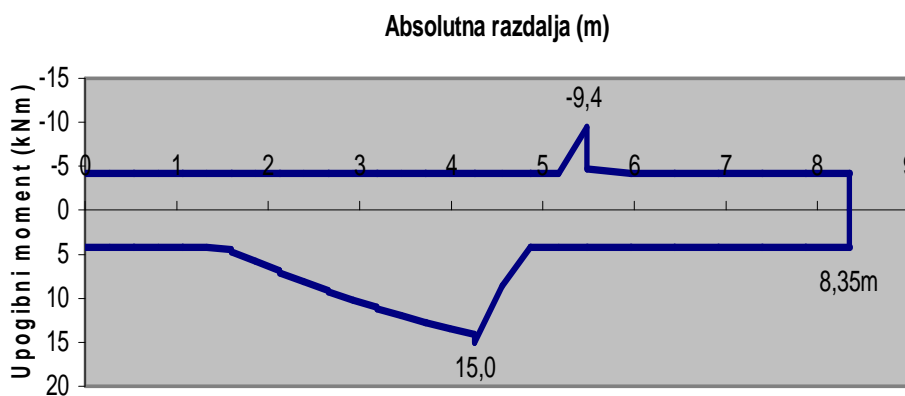


Slika 6.69: Nosilec – SAP2000 – A_s

Po primerjavi slik 6.68 in 6.69 je spodnja armatura dobljena s programom SAP2000 za 15.2%, zgornja pa za 46.8% večja od armature dobljene s programom Tower. Ker sta se že osni sili in momenta močno razlikovala sem se odločil, da te rezultate preverim s pomočjo priročnika za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Torej za izračun armature, ki se bo primerjala s programom Tower, bom vzel notranje statične količine, ki sem jih dobil s tem istim programom. Enako bom ponovil tudi za model izdelan v programu SAP2000.



Slika 6.70: Nosilec – priročnik – Tower – A_s



Slika 6.71: Nosilec – priročnik – SAP2000 – A_s

Sedaj lahko primerjamo sliki 6.68 in 6.70, ki predstavljata armaturo v nosilcu, dobljeno po dimenzioniranju s programom Tower in dimenzioniranju po metodi mejnih stanj iz notranje statičnih količin dobljenih s programom Tower. Kot sem že večkrat opazil, program Tower ne računa minimalne armature, zato se na sliki 6.68 armatura ob robovih spusti pod potrebno

količino minimalne armature. Če pa primerjamo ekstremne količine izračunane armature pa opazim, da nam da program za malenkost večje rezultate od metode mejnih stanj.

Sliki 6.69 in 6.71 pa predstavljata armaturo v nosilcu, dobljeno po dimenzioniranju s programom SAP2000 in dimenzioniranju po metodi mejnih stanj iz notranje statičnih količin dobljenih s programom SAP2000. Tudi tu opazim, da program na mestih kjer ni zadosti armature sam poda minimalno armaturo. Če pa primerjamo ekstremne količine izračunane armature pa spet opazim, da nam da program nekoliko večje rezultate od metode mejnih stanj. Tako lahko zaključim, da so dobljeni rezultati armature v obeh programih večji od rezultatov dobljenih po metodi mejnih stanj. Mogoče je le razlika rezultatov v linijskih elementih dobljenih s programom SAP2000 nekoliko velika.

Steber 40/75

Steber je po obeh preračunih obremenjen z veliko tlačno osno silo in majhnima prečno silo in upogibnim momentom. Ko sem izvedel dimenzioniranje z obema programoma, mi je program SAP2000 podal, da znaša prerez armature stebra 8.4cm^2 . Medtem, ko je rezultat dobljen s programom Tower znašal 0.0cm^2 . Kot sem opazil tudi že pri ploščah in steni, nam program SAP2000, v primeru premajhnega prereza armature poda na teh mestih minimalno armaturo po standardu EC2. (Stebru prereza 40/70cm, po predpisih pripada minimalna armatura 0.3% in to znese 8.4cm^2). Te možnosti program Tower nima, zato moramo na mestih, kjer je rezultat prereza armature manjši od minimalne armature, sami izračunati minimalno armaturo prereza po EC2.

7 ZAKLJUČEK

Na podlagi pridobljenih rezultatov bom v zaključku strnil moja razmišljanja o delovanju programov za analizo in dimenzioniranje konstrukcij.

Vpliv polnil na globalno in lokalno obnašanje konstrukcije pri potresni obtežbi je sledeč: zaradi velikega deleža betonskih sten na BEP stavbe, opečna polnila niso prišla do izraza. Togost opečnih polnil je približno 100 krat manjša od togosti betonskih sten. Odsotnost polnil se skoraj ni opazila pri globalni analizi. Bolj zanimivo pa je lokalno obnašanje posamičnih konstrukcijskih elementov. V obravnavanem vertikalnem elementu je ob vnešenih opečnih polnilih prišlo do povečanja prečnih sil in upogibnih momentov. Ne samo to, bolj ko sem natančno nameščal opečna polnila v model, večja je bila prečna sila in upogibni moment. Najbolj realen potek notranjih sil v vertikalnem elementu sem dobil, ko sem opečna polnila nadomestil s ploskovnimi elementi. Torej če želimo izvesti globalno analizo stavbe, ki nima prevladujočega deleža opečnih polnil, lahko opečna polnila v modelu izpustimo. Če pa naša analiza zajema tudi konstrukcijske elemente, na katere imajo opečna polnila velik vpliv bi bilo zmotno polnila opustiti. Zaradi polnil pride do precejšnjega povečanja notranje statičnih količin.

Modeliranje in analiza enostavne konzolne stene je bila uvod v spoznavanje obeh programov in hkrati primerjava rezultatov, ki so bili nazornejši, kot pri kasneje obravnavani šest etažni stavbi. Primerjava je bila izvedena na dveh linijskih in dveh ploskovnih modelih, ki so bili popolnoma enako obteženi. Pri preračunu notranje statičnih količin sta bila programa zelo zanesljiva, saj sta podala skoraj popolnoma enake rezultate za oba modela. Malo drugače pa je bilo pri dimenzioniranju. Prerezi armature dobljeni s programom SAP2000 so bili nekoliko večji od prerezov armature izračunanih s programom Tower in še nekoliko večji od rezultatov, ki smo jih dobili s pomočjo priročnika za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Zanimiv pa je potek potrebne armature pri slikah 6.24 in 6.27, kjer se lepo vidi ukrivljenost. Glede na to, da so bili upogibni momenti povsem linearni, osnih sil pa ni bilo, bi moral biti tak tudi potek armature vzdolž stene. Žal mi ni uspelo ugotoviti zakaj je prišlo do takih rezultatov. Ugotovil pa sem, da program SAP2000, na mestih premajhnega prereza armature, sam poda minimalno armaturo. To je velika prednost v primerjavi s programom Tower, ki te opcije nima in moraš na mestih, kjer je premalo armature glede na prerez betona, sam izračunati minimalno armaturo po EC2.

Po preučitvi rezultatov konzolne stene sem nadaljeval z globalno analizo zahtevnejše šest etažne stavbe. Glede na to, da sta bila modela skoraj do potankosti enaka, sem tudi pričakoval, da na globalni ravni ne bo prišlo do večjega odstopanja. Bolj zanimivo pa je postalo, ko sem primerjal lokalno raven stavbe. Pri plošči nad 1.nadstropjem je bila, kot sem pričakoval glede na rezultate pri konzolni steni, zelo velika podobnost pri notranje statičnih količinah, medtem, ko se je večje odstopanje pojavilo pri izračunu prerezov armature. Enako se je ponovilo tudi pri steni v osi 5, torej zelo podobne notranje sile in opazna odstopanja pri prerezu armature. Pri stebri so bile notranje statične količine premajhne, da bi sploh prišlo do gostejšega armiranja, zato je zadostovala minimalna armatura. Presenetili pa so me rezultati dobljeni za nosilec v osi A. Pri notranje statičnih količinah sem sprva dobil občutek, da je prišlo do popolnoma drugačnih rezultatov med programoma. Ko pa sem upogibne momente iz centra prereza premaknil v center linijskega elementa v modelu, opazim podobnost med upogibnimi momenti. Tako se odstopanje pojavi le pri osni sili. Kljub temu, da sta programa podala tako različne notranje statične količine v centru prereza, pa končni rezultati dimenzioniranja niti niso bili tako različni. Razlog je v tem, ko je na določenem mestu nosilca imel en program velik upogibni moment in majhno osno silo, je imel drugi na tem istem mestu majhni upogibni moment in veliko osno silo. Torej je končni prerez armature v obeh programih kljub malo drugačnim notranje statičnim količinam podoben.

Programa za statično analizo in dimenzioniranje se mi zdita prijazna za uporabnika, predvsem pa zelo olajšata delo in prihranita ogromno časa. Kljub prednostim pa se moramo zavedati tudi slabosti obeh programov. Bistveno je, da imamo pred samim vnosom podatkov v računalniški program osebno predstavo, kakšen izdelek si želimo, kje lahko načrtovanje konstrukcije poenostavimo in kje ne. Le z dobrimi in razčiščenimi podatki, se lahko lotimo vnašanja v program. Kvaliteta oz. nekvaliteta izračunov je največkrat rezultat dobre predpriprave, pravilnega izbora in vnosa podatkov o konstrukciji v program. Potrebno pa je tudi povedati, da se programa na določenih področjih ne ujemata povsem s standardi Evrokod, kar seveda tudi ni za pričakovati, zato se moramo na teh področjih sami prilagoditi standardom.

VIRI

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001. Potresna nevarnost Slovenije – Projektni pospešek tal.

http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/projektni_pospesek_tal.html (14.10.2008).

Tomaževič, M. 2008. Preiskave modelov zidanih stavb na potresni mizi. Gradbeni vestnik 57, september 2008: 238-255

Žarnič, R. 2000. Osnovne lastnosti gradiv. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. 319 str.

Dolšek, M., Fajfar, P. 2006. Simplified seismic assessment of infilled reinforced concrete frames. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland. Paper No. 888

Rogač, R., Saje, F., Lozej, M. 2005. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. 361 str.

Standardi

Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. SIST EN 1990:2004(sl)

Evrokod – Osnove projektiranja – Nacionalni dodatek. SIST EN 1990:2004/A101:2005(sl)

Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. SIST EN 1991-1-1:2004(sl)

Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega. SIST EN 1991-1-3:2004(sl)

Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek. SIST EN 1991-1-3:2004/oA101:2007(sl)

Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra. SIST EN 1991-1-4:2005(sl)

Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra – Nacionalni
dodatek. SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007(sl)

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

Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij -1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
SIST EN 1995-1-1:2005(sl)

Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1. del: Splošna pravila, potresni vplivi
in pravila za stavbe. SIST EN 1998-1:2005(sl)

Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1. del: Splošna pravila, potresni vplivi
in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. SIST EN 1998-1:2005/A101:2006(sl)