

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

Kandidatka:

**Sonja Terčič**

# **Uporaba nelinearne analize za oceno potresne odpornosti armiranobetonske stavbe po EC8**

**Diplomska naloga št.: 2843**

**Mentor:**

prof. dr. Peter Fajfar

**Somentor:**

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 28. 10. 2005

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisana **SONJA TERČIČ** izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom  
»**UPORABA NELINEARNE ANALIZE ZA OCENO POTRESNE ODPORNOSTI  
ARMIRANOBETONSKE STAVBE PO EC8**«.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske  
separatoteke FGG.

Ljubljana, 30.09.05

## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

## BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 006(4):624.012.45:624.042.7(043.2)
- Avtor:** Sonja Terčič
- Mentor:** akad. prof. dr. Peter Fajfar (mentor), doc. dr. Matjaž Dolšek (somentor)
- Naslov:** Uporaba nelinearne analize za oceno potresne odpornosti armiranobetonske stavbe po EC8
- Obseg in oprema:** 107 str., 20 pregl., 75 sl., 70 en.
- Ključne besede:** armiranobetonska stavba, standard Evrokod 8, nelinearna statična analiza, N2 metoda, potresna obtežba, plastični členek

### Izvleček

Diplomsko delo obravnava evropski standard EN 1998 (EC8), ki bo v kratkem stopil v veljavo tudi v Sloveniji. Omejili smo se na določila za nelinearno analizo in na del EC8-3, ki obravnava določila za oceno potresne odpornosti in za potresno utrjevanje obstoječih stavb. Uporabljali smo N2 metodo, s katero se določi odziv konstrukcije pri predvideni potresni obtežbi in ki je predpisana tudi v EC8. Za prikaz uporabe omenjenega standarda smo izbrali obstoječi objekt Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani.

Za nelinearno analizo je bilo potrebno določiti obnašanje prerezov nosilnih elementov tudi izven linearnega območja. Uporabili smo model, pri katerem sta bila na obeh koncih vsakega elementa definirana upogibna plastična členka. Karakteristike plastičnih členkov so določene po navodilih v EC8-3. Nelinearna statična («pushover») analiza konstrukcije je bila izvedena s programom SAP 2000. Kot rezultat te analize dobimo odnos med celotno prečno silo konstrukcije in pomikom na vrhu stavbe. Iz tega odnosa je razviden plastični mehanizem konstrukcije. Ciljni pomik, tj. pomik na vrhu konstrukcije pri predvidenem potresnem vplivu je bil določen z N2 metodo. Pri ciljnem pomiku se preveri stopnjo poškodovanosti objekta. Preverili smo tudi strižne obremenitve v strižno najbolj obremenjenih prerezih.

Rezultati analize kažejo, da je obravnavana konstrukcija s precejšnjimi poškodbami sposobna prenesti potres s povratno dobo 475 let. Bolj kritična je prečna smer. Izmed elementov so

najbolj kritična betonska jedra, in sicer v I. nadstropju spodaj zaradi skoka v togosti in nosilnosti konstrukcije. Kontrola strižnih sil kaže visoko prekoračitev predpisanih vrednosti v EC8-3 za betonska jedra, kar pomeni, da bi bili rezultati potresne ocene manj ugodni, če bi v analizi uporabili bolj natančen in zahteven model, ki bi upošteval tudi strižne poškodbe.

## BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

- UDK:** 006(4):624.012.45:624.042.7(043.2)
- Author:** Sonja Terčič
- Supervisor:** Acad. Prof. dr. Peter Fajfar (supervisor), Asist. Prof. dr. Matjaž Dolšek (co-supervisor)
- Title:** Application of nonlinear analysis for seismic assesment of a reinforced concrete building according to EC8
- Notes:** 107 p., 20 tab., 75 fig., 70 eq.
- Key words:** reinforced concrete building, standard Eurocode 8, pushover analysis, N2 method, seismic loading, plastic hinge

### Abstract

The present work deals with the the European standard EN 1998 (EC8), which is shortly to be adopted in Slovenia. We limited ourselves to the provisions for nonlinear analysis and to the part EC8-3 that applies to the provisions for seismic assessment and the retrofitting of existing buildings. For the determination of structural response to the expected seismic loading the N2 method was used, which has been implemented in the EC8. In order to demonstrate the application of this standard, we chose the existing building of the Faculty of Civil and Geodetic Engineering in Ljubljana.

Before performing nonlinear analysis it was necessary to determine the inelastic behaviour of cross sections of the structural elements,. A model with plastic hinges placed at the both ends of each element was applied. The characteristics of these plastic hinges were determined according to the guidelines in the EC8-3. A nonlinear static (pushover) analysis was performed with the programme SAP 2000. The result of this analysis was the relation between the base shear and the displacement at the top of the building. From this relation the plastic mechanism can be observed. The target displacement, i.e. the top displacement corresponding to the expected seismic loading can be determined by the N2 method.. The target displacement determines the deformations of the structure used for the assessment of the structural response to expected earthquake ground motion. We also checked shear stresses in the most critical cross sections.

Results of analyses indicate that the investigated structure is able to survive, with significant damage, the earthquake with 475 years return period. Critical is the transversal direction of the building. Among the elements, the most critical are concrete walls, especially in the I. story, because of the change of the stiffness and strength. Shear demand in some walls is much higher than the shear capacity determined according to EC8-3. Based on this observation it can be concluded that the results of the seismic assessment were less favourable if a more accurate and complex model was used which would take into account also shear plastic deformations.

## ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju akad. prof. dr. P. Fajfarju, somentorju asist. dr. M. Dolšku ter vsem na katedri, ki so mi bili vedno na razpolago, ko sem jih potrebovala, in mi omogočili prijetno delovno vzdušje.

Zahvalila bi se tudi fantu Sebastjanu, svojim staršem, bratu in sestri ter vsem, ki so mi stali ob strani v času študija.



## KAZALO VSEBINE

<b>1 UVOD</b>	<b>1</b>
<b>2 STANDARDI – EVROKOD 8</b>	<b>2</b>
<b>2.1 Evrokod 8 (EC8): Projektiranje potresno odpornih konstrukcij</b>	<b>2</b>
<b>2.2 Osnovne zahteve EC8</b>	<b>2</b>
<b>2.3 Značilnosti tal in potresni vpliv</b>	<b>3</b>
<b>2.3.1 Tipi tal</b>	<b>3</b>
<b>2.3.2 Potresni vpliv</b>	<b>4</b>
<b>2.3.3 Kombinacije potresnega vpliva z ostalimi vplivi</b>	<b>6</b>
<b>2.4 Osnovni principi pri zasnovi stavb</b>	<b>7</b>
<b>2.4.1 Kriteriji za tlorisno pravilnost</b>	<b>8</b>
<b>2.4.2 Kriteriji za pravilnost po višini</b>	<b>9</b>
<b>2.5 Kategorije in faktorji pomembnosti</b>	<b>10</b>
<b>2.6 Potresna analiza</b>	<b>10</b>
<b>2.6.1 Modeliranje</b>	<b>10</b>
<b>2.6.2 Metode analize</b>	<b>11</b>
<b>2.6.2.1 Linearne elastične analize</b>	<b>12</b>
<b>2.6.2.2 Nelinearne metode</b>	<b>13</b>
<b>2.6.2.3 Nelinearna statična (»pushover«) analiza</b>	<b>15</b>
<b>2.7 Faktor obnašanja in duktilnost</b>	<b>16</b>
<b>2.8 Faktor dodatne nosilnosti</b>	<b>16</b>
<b>2.9 EC8 -3 : Določila za oceno potresne odpornosti in za potresno utrjevanje obstoječih stavb</b>	<b>16</b>
<b>2.9.1 Osnovne zahteve EC8-3</b>	<b>17</b>
<b>2.9.2 Določila za mejna stanja armirano-betonskih elementov</b>	<b>18</b>
<b>2.9.2.1 Potrebni podatki</b>	<b>18</b>
<b>2.9.2.2 Določitev mejnih rotacij za upogib nosilcev, stebrov in sten</b>	<b>19</b>
<b>2.9.2.3 Določitev strižne sile za nosilce, stebre in stene</b>	<b>21</b>

<b>3 TEORETIČNE OSNOVE</b>	<b>23</b>
<b>3.1 N2 metoda</b>	<b>23</b>
3.1.1 Opis N2 metode	23
3.1.2 Potek analize	24
3.1.3 Diagram kapacitete in ciljni pomik	26
3.1.4 Določitev faktorja obnašanja in duktilnost	29
<b>3.2 Določitev plastičnih členkov</b>	<b>31</b>
3.2.1 Določitev vrednosti za karakteristične točke plastičnih členkov	31
3.2.2 Določitev karakteristik plastičnih členkov s programom Matlab	33
3.2.3 Določitev karakteristik plastičnih členkov za sestavljene prereze	34
<b>3.3 Programska orodja</b>	<b>36</b>
3.3.1 Nelinearna statična analiza s programom SAP 2000	37
3.3.2 Obdelava rezultatov iz programa SAP 2000	41
<b>4 PODATKI O KONSTRUKCIJI</b>	<b>44</b>
4.1 Splošni podatki in geometrija konstrukcije	44
4.2 Prerezi in armatura elementov	47
4.2.1 Prerezi in armatura jeder	47
4.2.2 Geometrija oporne plošče	49
4.2.3 Prerezi rebričastega stropa in določitev nadomestnega prereza	50
4.2.3.1 Nadomestni prerez za strop nad nadstropji	51
4.2.3.2 Nadomestni prerez za strop nad kletjo in pritličjem	53
4.3 Material	54
4.4 Obtežba in mase konstrukcije	55
4.4.1 Lastna teža in stalna obtežba	55
4.4.2 Koristna obtežba	57
4.4.3 Potresna obtežba	57
4.4.4 Oblika horizontalnih sil za nelinearno statično obtežbo	57
4.4.5 Mase konstrukcije za nelinearno statično (»pushover«) analizo	58
4.4.6 Mase za N2 metodo	58
<b>5 MODELIRANJE IN ANALIZA KONSTRUKCIJE</b>	<b>60</b>

<b>5.1 Pravilnost konstrukcije</b>	<b>60</b>
<b>5.2 Modeliranje konstrukcije</b>	<b>60</b>
<b>5.2.1 Vzdolžni model - MODEL X</b>	<b>62</b>
5.2.1.1 Model	62
5.2.1.2 Lastna, stalna in koristna obtežba	65
5.2.1.3 Mase za nelinearno statično (»pushover«) analizo	66
5.2.1.4 Oblika horizontalnih sil za nelinearno statično obtežbo	67
5.2.1.5 Določitev karakteristik plastičnih členkov	68
5.2.1.6 Analiza	72
<b>5.2.2 Prečni model – MODEL Y</b>	<b>73</b>
5.2.2.1 Model	73
5.2.2.2 Lastna, stalna in koristna obtežba	77
5.2.2.3 Mase za nelinearno statično (»pushover«) analizo	77
5.2.2.4 Oblika horizontalnih sil za nelinearno statično obtežbo	79
5.2.2.5 Določitev karakteristik plastičnih členkov	79
5.2.2.6 Analiza	81
<b>6 REZULTATI</b>	<b>82</b>
<b>6.1 Rezultati za vzdolžni okvir – MODEL X</b>	<b>82</b>
6.1.1 »Pushover« krivulje	82
6.1.2 Ciljni pomik	84
6.1.3 Predvideno obnašanje konstrukcije in razporeditev poškodb	87
6.1.4 Maksimalni pospešek tal	88
6.1.5 Faktor dodatne nosilnosti	89
6.1.6 Strižne sile	90
<b>6.2 Rezultati za prečni okvir – MODEL Y</b>	<b>93</b>
6.2.1 »Pushover« krivulje	93
6.2.2 Ciljni pomik	95
6.2.3 Predvideno obnašanje konstrukcije in razporeditev poškodb	98
6.2.4 Maksimalni pospešek tal	101
6.2.5 Faktor dodatne nosilnosti	101
6.2.6 Strižne sile	102

<b>6.3 Ocena potresne odpornosti celotne konstrukcije</b>	<b>105</b>
<b>7 ZAKLJUČEK</b>	<b>106</b>
<b>VIRI</b>	<b>108</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Tipi tal	4
Preglednica 2: Priporočene vrednosti faktorjev $\psi$ za stavbe	7
Preglednica 3: Dovoljene poenostavitve modela glede na pravilnost konstrukcije	8
Preglednica 4: Kategorije in faktorji pomembnosti za stavbe	10
Preglednica 5: Mase konstrukcije za analizo z N2 metodo	59
Preglednica 6: Dimenzije stebrov v posameznih etažah glede na globalni KS za MODEL X	64
Preglednica 7: Mase v vseh etažah za MODEL X	66
Preglednica 8: Mase v večjih etažah za MODEL X	67
Preglednica 9: Mase v celih etažah za MODEL X	67
Preglednica 10: Razporeditev horizontalnih sil po višini konstrukcije za MODEL X	68
Preglednica 11: Dimenzije stebrov v posameznih etažah glede na globalni KS za MODEL Y	75
Preglednica 12: Dimenzije nosilcev nad posameznimi etažami glede za MODEL Y	76
Preglednica 13: Mase v vseh etažah za MODEL Y	78
Preglednica 14: Mase v večjih etažah za MODEL Y	78
Preglednica 15: Mase v celih etažah za MODEL Y	78
Preglednica 16: Razporeditev horizontalnih sil po višini konstrukcije za MODEL Y	79
Preglednica 17: Nihajna oblika in mase za MODEL X	84
Preglednica 18: Vrednosti strižnih sil v jedrih za MODEL X	93
Preglednica 19: Nihajna oblika in mase za MODEL Y	96
Preglednica 20: Vrednost strižnih sil za MODEL Y	105

## KAZALO SLIK

Slika 1: Oblika elastičnega spektra odziva	6
Slika 2: Kriteriji za pravilnost po višini za konstrukcije s posameznimi deli različnih višin	10
Slika 3: Trilinearni in bilinearni odnosi med momentom in rotacijo za armiranobetonske elemente	24
Slika 4: Določitev idealiziranega elastično – idealno plastičnega odnosa med obtežbo in deformacijo	26
Slika 5: Spekter pospeškov in pomikov v AD formatu	27
Slika 6: Določitev ciljnega pomika za območje kratkih nihajnih časov	28
Slika 7: Določitev ciljnega pomika za območje srednjih in dolgih nihajnih časov	29
Slika 8: Elastični in neelastični spekter ter diagram kapacitete	30
Slika 9: Odnos moment – rotacija za stebre	31
Slika 10: Odnos moment – rotacija za nosilec	32
Slika 11: Določitev sestavljenega prereza in armature v njem z aplikacijo "Section Designer"	35
Slika 12: Uporabniški vmesnik za prikaz interakcijskega diagrama	35
Slika 13: Uporabniški vmesnik za prikaz diagrama moment - ukrivljenost	36
Slika 14: Način definiranja nelinearne statične analize	38
Slika 15: Definiranje odnosa moment – rotacija s programom SAP 2000: a) analiza po FEMA-273 [FEMA, 1997] ali ATC-40 [ATC, 1996] (privzeto v programu SAP 2000), b) uporabniško definirana oblika členka za primer obravnavan v diplomski nalogi	39
Slika 16: Uporabniški vmesnik za prikaz »pushover« krivulje in določitev ciljnega pomika	41
Slika 17: Prikaz razvoja plastičnih členkov	41
Slika 18: Tloris kleti in pritličja	45
Slika 19: Tloris nadstropij	45
Slika 20: Karakterističen prečni prerez konstrukcije	47
Slika 21: Prerez manjših jeder v kleti (a) ter pritličju in nadstropjih (b)	47
Slika 22: Prerez večjih jeder v vseh etažah	48
Slika 23: Armatura majhnega jedra	48
Slika 24: Armatura velikega jedra	49
Slika 25: Geometrija opornih plošč v pritličju	49
Slika 26: Rebričast strop nad kletjo in pritličjem	50
Slika 27: Rebričast strop nad nadstropji	50
Slika 28: Parametri za določitev sodelujočega prereza za nosilce	51
Slika 29: Potek stropa preko polj nad nadstropji	51
Slika 30: Začetni T prerez za strop nad nadstropji	52
Slika 31: Nadomestni prerez stropa nad nadstropji	53
Slika 32: Potek stropa preko polj nad kletjo in pritličjem	53
Slika 33: Začetni T prerez za strop nad nadstropji	53
Slika 34: Nadomestni prerez stropa nad kletjo in pritličjem	54

Slika 35: Nadomestni prerez stropa nad previsnim delom v pritličju	54
Slika 36: Nosilni elementi v kleti in pritličju (a) ter nadstropjih (b)	61
Slika 37: Sestavljanje modela v kleti in pritličju (a) ter nadstropjih (b)	62
Slika 38: Končna sestava okvirov konstrukcije v kleti in pritličju (a) in nadstropjih (b)	62
Slika 39: Računski model za MODEL X	63
Slika 40: Prerezi stebrov za MODEL X	64
Slika 41: Prerez nosilca za OKVIR 1	64
Slika 42: Določitev prereza za jedra (primer: majhno jedro v kleti)	65
Slika 43: Sodelujoče površine za določitev obtežbe za MODEL X	66
Slika 44: Armatura v nosilcih za MODEL X	69
Slika 45: Armatura v stebrih za MODEL X	69
Slika 46: Določitev prereza majhnega jedra v kleti v "Section Designer"-ju	70
Slika 47: Moment - ukrivljenost za prerez malega jedra ob vpetju	71
Slika 48: Členek za majhno jedro v kleti ob vpetju	72
Slika 49: Model za MODEL X v programu SAP 2000	72
Slika 50: Računski model za MODEL Y	74
Slika 51: Prerezi stebrov za MODEL Y	75
Slika 52: Definiranje spremenljivega prereza oporne plošče	76
Slika 53: Sodelujoče površine za določitev obtežbe za MODEL Y	77
Slika 54: Armatura v nosilcih za MODEL Y	80
Slika 55: Armatura v stebrih za MODEL Y	80
Slika 56: Model za MODEL Y v programu SAP 2000	81
Slika 57: "Pushover" krivulje za MODEL X za pozitivno smer delovanja horizontalne obtežbe	82
Slika 58: "Pushover" krivulje za MODEL X za negativno smer delovanja horizontalne obtežbe	83
Slika 59: Določitev idealiziranega bilinearnega diagrama za MODEL X	85
Slika 60: Določitev ciljnega pomika SDOF sistema za MODEL X iz spektra pospeškov in krivulje kapacitete	86
Slika 61: "Pushover" krivulja za MODEL X z mejnimi stanji konstrukcije	87
Slika 62: Razporeditev plastičnih členkov za korak, ko je dosežen ciljni pomik za MODEL X	88
Slika 63: Razporeditev plastičnih členkov za korak, ko je dosežena porušitev v prvem prerezu (robni stebri v kleti) za MODEL X	88
Slika 64: Mesto nastanka 1. plastičnega členka in plastičnega mehanizma na »pushover« krivulji za MODEL X	90
Slika 65: Določitev nadomestnega strižnega prereza majhnega jedra ob vpetju	91
Slika 66: "Pushover" krivulje za MODEL Y za pozitivno smer delovanja horizontalne obtežbe	94
Slika 67: "Pushover" krivulje za MODEL Y za negativno smer delovanja horizontalne obtežbe	94
Slika 68: Primerjava "pushover" krivulj za pozitivno in negativno smer delovanja horizontalne obtežbe (prikazane so absolutne vrednosti) (za pozitivno smer so se pojavili problemi s programom, zato nimamo celotne krivulje)	96

Slika 69: Določitev idealiziranega bilinearnega diagrama za MODEL Y	97
Slika 70: Določitev ciljnega pomika SDOF sistema za MODEL Y iz spektra pospeškov in krivulje kapacitete	98
Slika 71: "Pushover" krivulja za MODEL Y z mejnimi stanji konstrukcije	99
Slika 72: Razporeditev plastičnih členkov za korak, ko je dosežen ciljni pomik za MODEL Y	100
Slika 73: Razporeditev plastičnih členkov za korak, ko je dosežena porušitev v prvem prerezu (majhno jedro v I. nadstopju) za MODEL Y	100
Slika 74: Mesto nastanka 1. plastičnega členka in plastičnega mehanizma na "pushover" krivulji za MODEL Y	101
Slika 75: Določitev nadomestnega strižnega prereza majhnega jedra ob vpetju	103



## 1 UVOD

Veliko število potresov se pojavlja na urbanih območjih. Dosedaj veljavni standardi zahtevajo, da se konstrukcije med potresom ne porušijo in tako ne ogrožajo človeških življenj. Zaradi gradnje vse več zahtevnih in dragih objektov se je pojavila zahteva, da se med potresom ne obvaruje samo človeška življenja, ampak tudi omeji ekonomsko škodo, ki jo potresi povzročijo. V ta namen se je razvila nelinearna analiza konstrukcij, ki omogoča oceno stopnje poškodovanosti in obnašanja obstoječih in na novo zgrajenih objektov ter določitev kritičnih mest v konstrukciji med potresom.

Standard Evrokod 8 (EC8), ki počasi stopa v veljavo na področju potresnoodpornih gradenj, predpisuje kot alternativo in/ali dopolnilo k linearni analizi tudi nelinearne metode analize. Želeli smo preveriti določila in napotke, ki jih daje EC8.

Najprej smo se na kratko seznanili z določili EC8, predvsem z delom EC8-3, ki vsebuje določila za oceno potresne odpornosti in za potresno utrjevanje obstoječih stavb. Posebej smo obravnavali tudi N2 metodo, ki je vključena v EC8. N2 metoda omogoča oceno odziva konstrukcije pri predvidenem potresnem vplivu.

Za prikaz uporabe nelinearne analize po EC8 smo izbrali obstoječi objekt Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani, ki je bil projektiran leta 1962. Konstrukcija je armiranobetonska in je sestavljena iz stebrov, vzdolžnih nosilcev, rebričastih stropov in betonskih jeder. V vzdolžni smeri je konstrukcija simetrična. Konstrukcija je podkletena s pritličjem ter štirimi večjimi etažami na severni strani in šestimi malimi etažami na južni strani. Na prehodu iz pritličja v etaže se konstrukcija razširi, za prenos obtežbe s širšega na ožji del pa služijo oporne plošče. V notranjosti konstrukcije se nahajajo štiri betonska jedra, dve manjši in dve večji. Karakteristike betona in jekla smo dobili iz opravljenih raziskav na referenčnih vzorcih [IMFM, 1963-1968].

Konstrukcijo smo modelirali z dvema okviroma, z enim v vzdolžni in enim v prečni smeri, h katerima smo s togimi vezmi povezali še jedra. Rebričaste stropove smo modelirali z nadomestnim T prerezom, oporne plošče pa kot elemente s spremenljivim prerezom.

Za nelinearno analizo je potrebno predpisati tudi obnašanje prerezov v nelinearnem območju. Vsem linijskim elementom smo na obeh koncih tako predpisali upogibne plastične členke. Njihove karakteristike smo določili na podlagi znanih podatkov o količini in položaju armature v prerezu kot odnos moment – rotacija. Obliko diagrama moment – rotacija plastičnih členkov smo določili glede na predpise in smernice v EC8-3.

Analizo smo opravili s programom SAP 2000, ki omogoča nelinearno statično analizo. Poleg vertikalne obtežbe (lastna, stalna in koristna obtežba), je potrebno predpisati tudi obliko razporeditve horizontalnih sil po višini. Tako smo glede na določila v EC8 predpisali dve obliki, enakomerno in modalno. Izvedli smo nelinearno statično (»pushover«) analizo s kontroliranjem pomikov. Kot rezultat smo dobili odnos med celotno horizontalno silo in pomikom v kontrolni točki ter obnašanje konstrukcije pri posameznem nivoju horizontalne obtežbe. Rezultati služijo za nadaljnjo obdelavo po N2 metodi, tj. določitev ciljnega pomika konstrukcije ter oceno obnašanja konstrukcije pri tem pomiku.

Poleg upogibnega obnašanja konstrukcije smo določili tudi velikost strižnih sil in jih preverili glede na določila EC8-3.

## 2 STANDARDI – EVROKOD 8

### 2.1 Evrokod 8 (EC8): Projektiranje potresno odpornih konstrukcij

EC8 oziroma slovenski standard EN 1998 se uporablja za projektiranje in gradnjo stavb in inženirskih objektov na potresnih območjih ter predstavlja dopolnilo k določilom ostalih relevantnih evrokodov. S predpisi, ki jih daje, skuša:

- zaščititi človeška življenja,
- omejiti škodo,
- zagotoviti, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne.

Poleg osnovnega dela EC8-1 (EN 1998-1) skupaj z dodatki A, B in C, je pri analizi, ki je obravnavana v tej diplomski nalogi, pomemben tudi del EC8-3 (EN 1998-3), ki vsebuje določila za oceno potresne odpornosti in za potresno utrjevanje obstoječih stavb.

V pričujoči diplomski nalogi so bili poleg EN 1998 (EC8) uporabljeni tudi standardi EN 1990 (Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij), EN 1991 (Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije) in EN 1992-1-1 (Evrokod 2 – Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1: Splošno: splošna pravila za stavbe in inženirske objekte), vendar je njihov uporabljeni obseg zanemarljivo majhen v primerjavi z obsegom EC8. Zato uporabljena pravila iz omenjenih standardov niso posebej opisana in so samo kratko razložena na mestih, kjer so uporabljena.

### 2.2 Osnovne zahteve EC8

Konstrukcije, zgrajene na potresnih območjih, morajo biti projektirane in zgrajene tako, da sta izpolnjeni osnovni zahtevi EC8, vsaka s primerno stopnjo zanesljivosti:

- zahteva po neporušitvi:

Konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da prenese projektni potresni vpliv, ne da bi prišlo do porušitve dela ali celote. Po potresu morata biti ohranjeni integriteta konstrukcije in njena ustrezna (preostala) nosilnost. Projektni potresni vpliv je izražen kot:

- a) referenčni potresni vpliv povezan z referenčno verjetnostjo prekoračitve  $P_{NCR}$  v 50 letih

ali v referenčni povratni dobi  $T_{NCR}$  (priporočene vrednosti so  $P_{NCR} = 10\%$  in  $T_{NCR} = 475$  let.), in b) faktor pomembnosti  $\gamma_1^{(1)}$ , ki upošteva razlikovanje glede na zahtevano zanesljivost.

- zahteva po omejitvi poškodb:

Konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da preživi potresni vpliv, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv, ne da bi prišlo do takih poškodb in z njimi povezanih omejitev uporabe, da bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije. Potresni vpliv, ki se upošteva pri “zahtevi po omejitvi poškodb”, ima verjetnost prekoračitve  $P_{DLR}$  v 10 letih in povratno dobo  $T_{DLR}$  (priporočene vrednosti so  $P_{DLR} = 10\%$  in  $T_{DLR} = 95$  let). Največkrat se za določitev potresnega vpliva uporabi kar redukcijski faktor  $\nu^{(2)}$ .

Da zadovoljimo osnovne zahteve, moramo preveriti naslednja mejna stanja:

- mejna stanje nosilnosti: to so tista mejna stanja, ki so povezana s poružitvijo ali z drugimi oblikami odpovedi konstrukcije, ki lahko ogrozijo varnost ljudi, ter
- mejna stanje uporabnosti: to so tista stanja, ki so povezana s poškodbami na meji uporabnosti; pri poškodbah, večjih od teh, predpisani pogoji za obratovanje niso več izpolnjeni.

## 2.3 Značilnosti tal in potresni vpliv

### 2.3.1 Tipi tal

EC8 razvršča tla v posamezne skupine glede na določene njihove lastnosti. Tla se najprej razvrsti glede na povprečno vrednost hitrosti strižnega valovanja  $v_{s,30}$ . V kolikor ta podatek ni znan, sledi razvrščanje po številu udarcev pri standardnem penetracijskem preizkusu  $N_{SPT}$  ali

---

<sup>1</sup> Konstrukcije so razvrščene v različne kategorije pomembnosti glede na zanesljivost, vsaki kategoriji pa je določen faktor pomembnosti  $\gamma_1$ . Kategorije in faktorji so opisani v poglavju 2.5.

<sup>2</sup> Vrednosti redukcijskega faktorja  $\nu$  so odvisne od faktorja pomembnosti  $\gamma_1$  in so podane v Nacionalnem dodatku za vsako državo posebej.

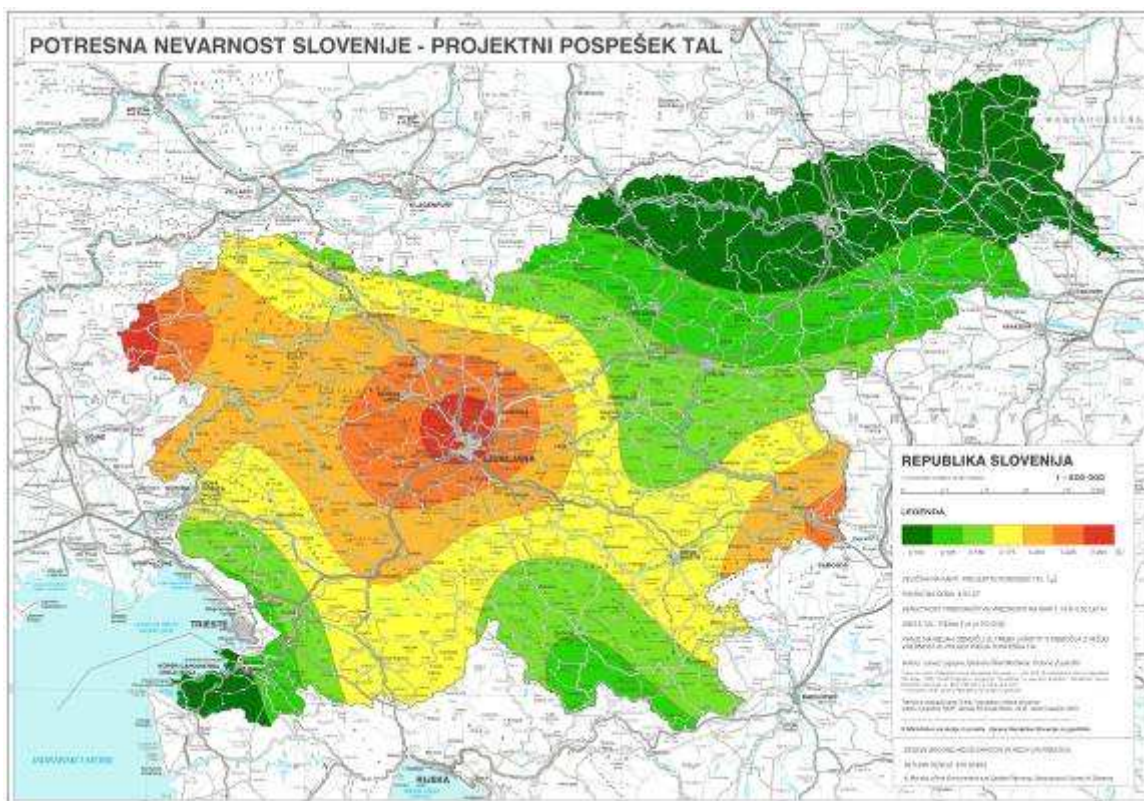
po nedrenirani strižni nosilnosti zemljine  $c_u$ . Za razvrstitev tal v tipe, morajo biti opravljene ustrezne raziskave. EC8 tako določa pet tipov tal, A, B, C, D in E (preglednica 1).

Preglednica 1: Tipi tal

Tip tal	Opis stratigrafskega profila
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ pet metrov slabšega površinskega materiala.
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti postopoma naraščajo z globino.
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov.
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin.
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast debeline med okrog pet in dvajset metri z vrednostmi $v_s$ , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s.
S <sub>1</sub>	Sedimenti, ki so sestavljeni iz (ali vsebujejo) najmanj 10 m debele plasti mehke gline ali melja. Z visokim indeksom plastičnosti (PI 40) in visoko vsebnostjo vode.
S <sub>2</sub>	Tla podvržena likvefakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E ali S <sub>1</sub> .

### 2.3.2 Potresni vpliv

Karta potresne nevarnosti («seizmološka karta») razdeli ozemlje države v potresna območja glede na potresno nevarnost in za posamezno območje predpiše referenčno vrednost maksimalnega pospeška na tleh tipa A,  $a_{gR}$  (slika spodaj). Le-ta ustreza referenčni povratni dobi  $T_{NCR}$  potresnega vpliva za zahtevo po neporušitvi oziroma referenčni verjetnosti prekoračitve v 50 letih,  $P_{NCR}$ . Tej referenčni povratni dobi ustreza faktor pomembnosti  $\gamma_1$  enak 1,0. Za povratne dobe, ki se razlikujejo od referenčne, je projektni pospešek na tleh tipa A,  $a_g$ , enak produktu  $a_{gR}$  in faktorja pomembnosti  $\gamma_1$  ( $a_g = \gamma_1 a_{gR}$ ).



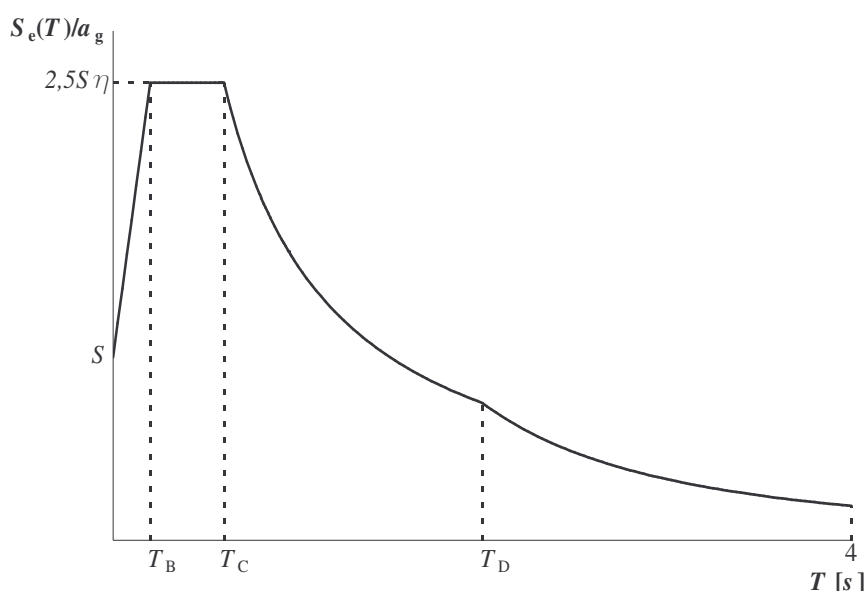
Slika: Projektni pospešek tal za Slovenijo (ARSO)

Potresno gibanje na določenem mestu na površini je predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov oziroma kot elastičen spekter odziva. Oblika elastičnega spektra odziva je enaka tako za mejno stanje nosilnosti kot mejno stanje uporabnosti.

Za vodoravno komponento potresnega vpliva je elastični spekter odziva  $S_e(T)$  definiran z naslednjimi enačbami (prEN 1998-1 : 2003: str. 24):

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

kjer je  $S_e(T)$  elastičen spekter odziva;  $T$  nihajni čas linearne sistema z eno prostostno stopnjo;  $a_g$  projektni pospešek za tla tipa A ( $a_g = \gamma_1 a_{gR}$ );  $T_B$  spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost;  $T_C$  zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost;  $T_D$  vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika;  $S$  koeficient tal in  $\eta$  faktor za korekcijo vpliva dušenja (referenčna vrednost pri 5% viskozne dušenja znaša  $\eta=1$ ).



Slika 1: Oblika elastičnega spektra odziva

Vrednosti nihajnih časov  $T_B$ ,  $T_C$  in  $T_D$  ter koeficienta tal  $S$  so odvisne od tipa tal in tipa spektra<sup>(1)</sup>.

### 2.3.3 Kombinacije potresnega vpliva z ostalimi vplivi

Projektna vrednost  $E_d$  učinka vpliva pri upoštevanju potresne obtežbe je določena po enačbi (SIST EN 1990 : 2004: str. 36):

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

<sup>1</sup> EC8 priporoča dva tipa spektra. Spekter tipa 2 se priporoča v primerih, ko k potresni nevarnosti lokacije pri verjetnostni analizi potresne nevarnosti najbolj prispevajo potresi z magnitudi  $M_s$ , določeno iz površinskih valov, ki ni večja od 5,5. Za Slovenijo je določena uporaba tipa 1.

Prav tako je pomembna še naslednja kombinacija vplivov, katero se uporablja pri izračunu mas, ki se jih upošteva pri projektnem potresnem vplivu (prEN 1998-1 : 2003: str. 31):

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

Vrednosti  $\psi_{E,i}$  se določi po enačbi (prEN 1998-1 : 2003: str. 39):

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

Vrednosti za  $\varphi$  so odvisne od vrste spremenljivega vpliva in etaže (preglednica spodaj).

Preglednica: Vrednosti  $\varphi$  za račun  $\psi_{E,i}$  (prEN 1998-1 : 2003: str. 39)

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	
kategorije A-C <sup>(2)</sup>	vrhnja etaža (streha)	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
kategorije D-F <sup>(2)</sup> in arhivi		1,0

Vrednosti za  $\psi_{2,i}$  pa so podane glede na posamezne kategorije obtežb (preglednica 2).

Preglednica 2: Priporočene vrednosti faktorjev  $\psi$  za stavbe

Vpliv	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Kategorija A: bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: pisarne	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišča	1,0	0,9	0,8
Kategorija H: strehe	0	0	0
Obtežba snega	0,5	0,2	0
Obtežba vetra	0,6	0,5	0

## 2.4 Osnovni principi pri zasnovi stavb

Eden izmed najpomembnejših principov pri zasnovi je doseči tako konstrukcijo, ki bo pravilna, tj. ki bo imela jasne in direktne prenose obtežbe. Prav tako je pomembno doseči uniformnost tako v tlorisu kot po višini. V tlorisu uniformnost omogoča kratek in direkten

<sup>1</sup> Posamezne oznake, uporabljene v enačbi, so definirane v SIST EN 1990 : 2004.

<sup>2</sup> Kategorije so definirane v EN 1991-1-1 : 2002.



prenos vztrajnostnih sil, po višini stavbe pa preprečuje nastanek občutljivih območij, kjer bi lahko koncentracije napetosti ali velike zahteve po duktilnosti povzročile prezgodnjo porušitev.

Horizontalna potresna obtežba deluje v dveh smereh, zato je potrebno, da so nosilni elementi postavljeni v tlorisu v dveh pravokotnih smereh ter da je togost in nosilnost v obeh smereh približno enaka. Prav tako je potrebna zadostna torzijska togost in nosilnost. Stropovi v stavbah delujejo kot vodoravna diafragma, ki zbira in prenaša vztrajnostne sile na navpične konstrukcijske sisteme in zagotavlja, da ti sistemi delujejo kot celota pri prenosu vodoravnega potresnega vpliva. Zato morajo imeti stropovi togost in nosilnost v svoji ravnini in morajo biti učinkovito povezani z navpičnimi konstrukcijskimi sistemi.

Glede na pravilnost konstrukcije, določa EC8 dovoljene poenostavitve pri modelu in analizi konstrukcije (preglednica 3).

Preglednica 3: Dovoljene poenostavitve modela glede na pravilnost konstrukcije

Pravilnost		Dovoljena poenostavitve modela
tlorisna	po višini	
da	da	ravninski
da	ne	ravninski
ne	da	prostorski
ne	ne	prostorski

#### 2.4.1 Kriteriji za tlorisno pravilnost

Konstrukcija je tlorisno pravilna, če zadosti naslednjim kriterijem:

- Konstrukcija ima v tlorisu glede na dve pravokotni smeri približno simetrično razporeditev togosti in mase.
- Tlorisna razporeditev konstrukcije mora biti zgoščena, kar pomeni, da obod vsake etaže predstavlja poligonalno konveksno linijo
- Togost stropov v horizontalni ravnini mora biti dovolj velika v primerjavi s horizontalno togostjo navpičnih elementov konstrukcije, tako da imajo deformacije stropov majhen vpliv na razporeditev sil med vertikalne elemente

- Vitkost tlorisa konstrukcije ne sme biti večja od 4. Vitkost se določi po naslednji enačbi (prEN 1998-1 : 2003: str. 36):

$$\lambda = L_{\max} / L_{\min},$$

kjer sta  $L_{\max}$  in  $L_{\min}$  večja in manjša tlorisna dimenzija in sta merjeni v dveh pravokotnih smereh.

- V vsaki etaži in v vsaki smeri analize  $x$  in  $y$ , morata ekscentričnost konstrukcije  $e_0$  in torzijski polmer  $r$  ustrezati naslednjima pogojema (prEN 1998-1 : 2003: str. 36):

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$$

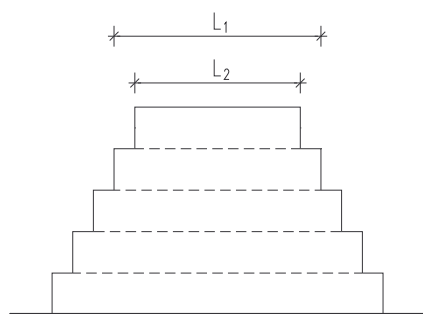
$$r_x \geq l_x,$$

kjer je  $l_x$  vztrajnosti polmer mase etaže v horizontalni ravnini.

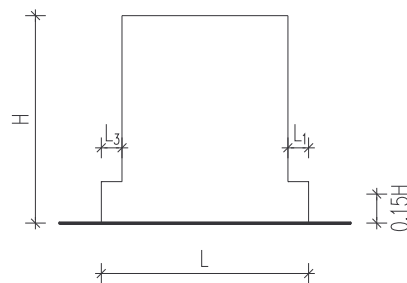
## 2.4.2 Kriteriji za pravilnost po višini

Konstrukcija je pravilna po višini, če zadosti naslednjim pogojem:

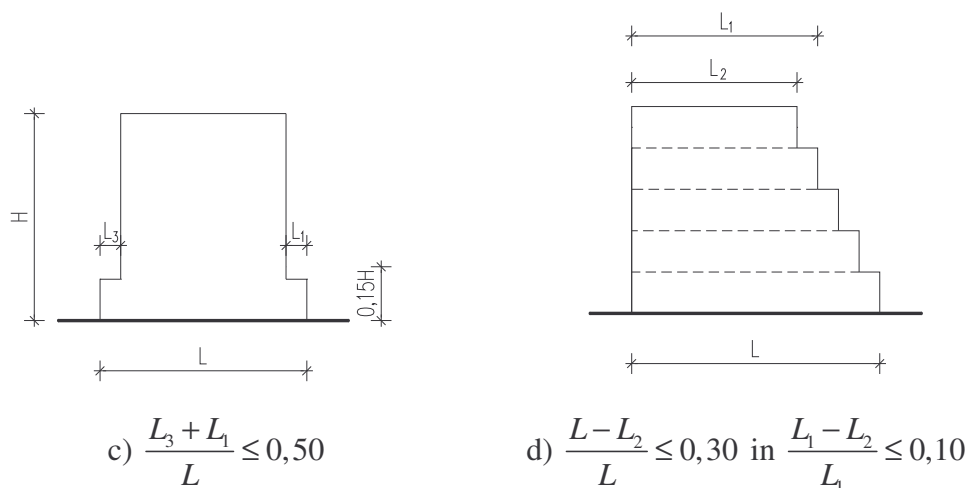
- Vsi sistemi za prenos obtežbe v horizontalni smeri (jedra, stene ali okviri) morajo potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe.
- Togost v horizontalni smeri in masa morata biti konstantni v vseh etažah ali s brez nenadne spremembe postopno zmanjševati od temeljev proti vrhu.
- Pri okvirnih konstrukcijah se razmerje med dejansko in računsko nosilnostjo po posameznih etažah ne spreminja v različnem razmerju.
- Če imajo posamezni deli konstrukcije različne višine, veljajo naslednji kriteriji (prEN 1998-1 : 2003: str. 38):



$$a) \frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$



$$b) \frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$$



Slika 2: Kriteriji za pravilnost po višini za konstrukcije s posameznimi deli različnih višin

## 2.5 Kategorije in faktorji pomembnosti

Stavbe so razdeljene v štiri kategorije pomembnosti glede na posledice porušitve za življenje ljudi, glede na njihovo pomembnost za varnost ljudi in za civilno zaščito v obdobju neposredno po potresu ter glede na socialne in ekonomske posledice porušitve. Vsaki kategoriji je predpisana vrednost za faktor pomembnosti  $\gamma_1$ . Faktor pomembnosti  $\gamma_1=1,0$  ustreza potresnemu dogodku, ki ima referenčno povratno dobo  $T_{NCR}$  oziroma referenčno verjetnost prekoračitve v 50 letih  $P_{NCR}$ .

Preglednica 4: Kategorije in faktorji pomembnosti za stavbe

Kategorija pomembnosti	Stavbe	$\gamma_1$
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi (kmetijski objekti in podobno)	0,8
II	Običajne stavbe, ki ne pripadajo ostalim kategorijam	1,0
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve (šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno)	1,2
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito (bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno)	1,4

## 2.6 Potresna analiza

### 2.6.1 Modeliranje

Pri oblikovanju modela konstrukcije je potrebno upoštevati naslednja določila:

- V modelu konstrukcije morata biti ustrezno predstavljena razporeda togosti in mase, tako da so pri upoštevanem potresnem vplivu primerno zajete vse pomembne deformacijske oblike in vztrajnostne sile. V primeru nelinearne analize mora biti v modelu ustrezno zajet tudi razpored nosilnosti.
- Model mora upoštevati tudi prispevek vozliščnih območij k podajnosti konstrukcije. Upoštevati je potrebno tudi nekonstrukcijske elemente, ki lahko vplivajo na odziv primarnega potresnega sistema konstrukcije.
- V splošnem se lahko upošteva, da konstrukcija sestoji iz več navpičnih sistemov, ki prenašajo horizontalno obtežbo, povezanih s horizontalnimi diafragmami.
- Če lahko predpostavimo, da so stropne diafragme dovolj toge v svoji ravnini, lahko mase in masne momente v vsaki etaži koncentriramo v težišču.
- Pri analizi konstrukcij, ki zadoščajo kriterijem za tlorisno pravilnost ali kriterijem za pravilnost, definiranim v 2.6.2, je mogoče uporabiti dva ravninska modela, po enega za vsako glavno smer.
- Pri betonskih, sovprežnih in zidanih konstrukcijah je potrebo pri določanju togosti nosilnih elementov upoštevati vpliv razpokanosti prereza, ki nastopi, ko začne armatura teči. Če se ne uporabi bolj natančna analiza razpokanih prerezov, se lahko za elastično upogibno in strižno togost betonskih in zidanih elementov vzame kar polovična vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov.
- V računu je potrebo upoštevati polnila, ki pomembno povečajo vodoravno togost in nosilnost konstrukcije.
- Podajnost temeljev mora biti upoštevana v modelu, če ima lahko neugoden vpliv na odziv konstrukcije.
- Mase morajo biti izračunane iz težnostnih sil, ki nastopajo v potresni kombinaciji vplivov:

$$W = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (1)$$

$$m = \frac{W}{g} \quad (2)$$

## 2.6.2 Metode analize

Osnovna predpostavka za analizo potresnega vpliva je, da je obnašanje konstrukcije linearno elastično. Glede na značilnosti konstrukcije se lahko uporabita dva tipa analize, in sicer »metoda z vodoravnimi silami« ali »modalna analiza s spektri pospeška«. Kot alternative se lahko poleg linearnih uporabi tudi nelinearne metode, kamor sodijo »nelinearna statična (oziroma »pushover«) metoda« in »nelinearna (dinamična) analiza časovnega odziva«.

### 2.6.2.1 Linearne elastične analize

Linearna elastična analiza se lahko opravi z dvema ravninskima modeloma, za vsako glavno smer po enega, če konstrukcija izpolnjuje kriterije za tlorisno pravilnost ali če jih ne izpolnjuje, izpolnjuje pa naslednje zahteve:

- Konstrukcija ima dobro razporejena in razmeroma toga polnila in predelne stene.
- Konstrukcija ni višja od 10 m.
- Togost stropov v horizontalni ravnini je dovolj velika v primerjavi z horizontalno togostjo navpičnih elementov nosilne konstrukcije, kar pomeni, da strop deluje kot toga diafragma.
- Središča horizontalnih togosti in mas so približno v navpični osi in ustrezajo v dveh horizontalnih smereh naslednjima pogojema (prEN 1998-1 : 2003: str. 42):

$$r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2 \text{ in } r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2,$$

kjer je  $l_s$  vztrajnostni polmer,  $r_x$  in  $r_y$  torzijska polmera in  $e_{0x}$  in  $e_{0y}$  naravni ekscentričnosti. Linearno elastična analiza z uporabo dveh ravninskih modelov se lahko uporabi tudi za konstrukcije, ki izpolnjujejo vse pogoje razen zadnjega, vendar je potrebno v tem primeru vse učinke potresnega vpliva pomnožiti z 1,25. Če konstrukcija ni tlorisno pravilna, tj. ne izpolnjuje zgoraj navedenih kriterijev, potem jo je potrebno analizirati s prostorskim modelom.

Metoda z vodoravnimi silami se lahko uporabi za konstrukcije, pri katerih višje nihajne oblike ne vplivajo pomembno na odziv. Take konstrukcije zadostujejo naslednjima pogojema:

- Osnovni nihajni časi  $T_1$  v dveh glavnih smereh so manjši od naslednjih vrednosti (prEN 1998-1 : 2003: str. 43):

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

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

- Konstrukcije ustrezajo kriterijem za pravilnost po višini.

Modalno analizo s spektri odziva se uporablja za konstrukcije, ki ne izpolnjujejo pogojev za uporabo metode z vodoravnimi silami. Pri tej analizi je potrebno upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu, to pa je takrat, ko j izpolnjen eden od naslednjih pogojev:

- Vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki jih upoštevamo, znaša vsaj 90% celotne mase konstrukcije.
- Upoštevane so vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5% celotne mase.

Če zgornjih pogojev ni moč izpolniti (tj. pri konstrukcijah, kjer pomembno vpliva torzijska nihajna oblika), je potrebno upoštevati vsaj toliko nihajnih oblik, da sta izpolnjena pogoja (prEN 1998-1 : 2003: str. 46):

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \text{ in } T_k \leq 0,20s,$$

kjer je  $k$  število upoštevanih nihajnih oblik,  $n$  število etaž nad temelji ali nad togo kletjo ter  $T_k$  nihajni čas za  $k$ -to nihajno obliko.

### 2.6.2.2 Nelinearne metode

Za analizo z nelinearnimi metodami je potrebno matematični model, uporabljen pri elastični analizi, dopolniti tako, da vključuje nosilnost elementov nosilne konstrukcije in njihovo obnašanje v neelastičnem območju. Pri elementih je potrebno uporabiti najmanj bilinearni odnos med obtežbo in deformacijo. Pri armiranobetonskih in zidanih konstrukcijah mora elastična togost pri bilinearnem odnosu ustrezati razpokanim prerezom. Pri duktilnih elementih, ki se bodo predvidoma deformirali v neelastično območje, mora biti elastična togost pri bilinearnem odnosu sekantna togost na točko tečenja. Dovoljena je uporaba trilinearnih odnosov med obtežbo in deformacijo, ki upoštevajo togost pred razpokanjem in po njem. Lahko se upošteva, da je togost po tečenju enaka nič ali da celo upada.

Karakteristike materiala so določene iz srednjih vrednosti. Pri določanju odnosa med obtežbo in deformacijo je potrebno upoštevati osne sile zaradi delovanja težnostnih sil. Upogibne momente v navpičnih elementih se lahko zanemari, v kolikor ne vplivajo pomembno na globalno obnašanje konstrukcije. Potresni vpliv, ki ga upoštevamo v analizi, mora delovati tako v pozitivni kot tudi negativni smeri.

Nelinearna statična («pushover») analiza se opravi tako, da vodoravna obtežba monotono narašča pri konstantnih težnostnih silah. Z njo se lahko preveri obnašanje konstrukcije novo projektiranih ali obstoječih stavb z naslednjimi cilji:

- potrditev ali sprememba vrednosti faktorja dodatne nosilnosti  $\alpha_w/\alpha_1$ <sup>(1)</sup>
- ocena pričakovanega plastičnega mehanizma in razporeditev poškodb
- določitev obnašanja konstrukcije obstoječih ali utrjenih stavb v skladu z prEN1998-3<sup>(2)</sup>
- alternative k projektiranju, ki temelji na linearno-elastični analizi in uporablja faktor obnašanja  $q$ . V tem primeru je kot osnovo za projektiranje treba vzeti ciljni pomik<sup>(3)</sup>

Konstrukcije, ki ustrezajo pogojem pravilnosti, ki so določeni za uporabo dveh ravninskih modelov pri linearno elastični metodi, se lahko tudi nelinearni statični analizi analizira z dvema ravninskima modeloma, vsak v eni od dveh glavnih smeri. V kolikor konstrukcija glede na te kriterije ni pravilna, je potrebno opraviti analizo s prostorskim modelom. Lahko se pa na prostorskem modelu opravita dve neodvisni analizi z vodoravno obtežbo, ki deluje samo v eni smeri. Pri nizkih zidanih stavba, pri katerih določa obnašanje nosilnih sten predvsem strig, se lahko vsaka etaža analizira neodvisno od drugih etaž. V analizi je potrebno upoštevati najmanj dve razporeditvi horizontalne obtežbe po višini:

- »Enakomerna« razporeditev, kjer so horizontalne sile sorazmerne masam ne glede na višino.
- »Modalna« razporeditev, kjer so horizontalne sile sorazmerne horizontalnim silam v obravnavani smeri, določenimi z elastično analizo.

Horizontalne sile delujejo v masnih središčih, treba pa je upoštevati tudi slučajno ekcentričnost.

---

<sup>1</sup> Faktor dodatne nosilnosti je definiran v poglavju 2.8.

<sup>2</sup> Določila standarda prEN 1998-3 so definirana v poglavju 2.9.

<sup>3</sup> Določitev in pomen ciljnega pomika sta definirana v poglavju.3.1.3.

Pri rezultatih, ki jih dobimo s nelinearno statično analizo, je potrebno upoštevati naslednja določila:

- Krivuljo kapacitete, tj. odnos med celotno prečno silo konstrukcije in kontrolnim pomikom, je potrebno določiti za vrednosti kontrolnega pomika med nič in vrednostjo, ki znaša 150% vrednosti ciljnega pomika.
- Za kontrolni pomik se lahko vzame masno središče na vrhu konstrukcije.
- Merodajni faktor dodatne nosilnosti  $\alpha_u/\alpha_1$ , ki se ga določi z nelinearno statično analizo, je manjša od obeh vrednosti, dobljenih za dve razporeditvi horizontalne obtežbe.
- Plastični mehanizem je potrebno določiti za dve razporeditvi horizontalne obtežbe. Plastični mehanizmi morajo biti skladni z mehanizmi, ki predstavljajo osnovo za izbiro faktorja obnašanja  $q$ , uporabljenega v analizi.
- Ciljni pomik je potrebno določiti kot potresno zahtevo, ki izhaja iz elastičnega spektra odziva. Izražen je kot pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo.

Za nelinearno analizo časovnega odziva potrebujemo časovni potek odziva konstrukcije, ki ga lahko dobimo z direktno numerično integracijo diferencialne enačbe gibanja. Pri tem za predstavitev gibanja tal uporabimo akcelerograme. Modele za elemente nosilne konstrukcije dopolnimo dodatno še s pravili, ki opisujejo obnašanje elementa pri cikličnem obteževanju in razbremenjevanju v neelastičnem območju. Ta pravila morajo stvarno odražati sipanje energije v elementu v območju amplitud pomikov, ki jih pričakujemo pri projektnem potresnem vplivu.

### **2.6.2.3 Nelinearna statična (»pushover«) analiza**

Primarna naloga projektantov je še vedno preprečitev porušitve in varovanje človeških življenj. Vendar se je zaradi vse večje materialne škode, ki jo povzročajo potresi na razvitih območjih v zadnjih časih, pojavila potreba po omejitvi škode. Razvijati se je začelo t.i. »projektiranje kontroliranega obnašanja«, ki omogoča projektiranje konstrukcij na tak način, da se kontrolirano in predvidljivo obnašajo pri potresih različne pogostosti. Če hočemo predvideti oceno poškodb, je nujna uporaba nelinearne analize. Najbolj primerna bi bila dinamična nelinearna analiza, vendar je za praktično uporabo še vedno prezahtevna. Zato se



Uveljavljajo različni nelinearni statični postopki, ki dokaj natančno simulirajo obnašanje konstrukcije pri potresu, tj. pri nelinearni dinamični analizi. Ena takih metod je N2 metoda, ki je vključena tudi v EC8. Osnove metode in postopek sta prikazana v poglavju 3.1.

## 2.7 Faktor obnašanja in duktilnost

Pri potresni obremenitvi dopuščamo poškodbe, preprečiti pa želimo porušitev konstrukcije. Energija, ki jo konstrukcija prejme med potresno obremenitvijo, se sipa s poškodbami, ki so povezane z neelastičnimi deformacijami. Ta ugoden vpliv zajamemo v računu približno tako, da zmanjšamo zahtevano nosilnost konstrukcije s redukcijskim faktorjem, ki ga imenujemo faktor obnašanja  $q$ . Velikost faktorja  $q$  je odvisna od sposobnosti konstrukcije, da sipa energijo v neelastičnem območju, tj. duktilnosti  $\mu$ , in od dodatne nosilnosti, tj. nosilnosti nad računsko potrebno nosilnostjo (ang. »overstrength«). V analizi upoštevamo faktor obnašanja tako, da zmanjšamo vrednosti pospeškov v spektru, pri čemer smemo upoštevati le redukcijo zaradi duktilnosti ( $q_{\mu}$ ). Postopek za določitev faktorja obnašanja zaradi duktilnosti, je opisan v poglavju 3.1.4.

## 2.8 Faktor dodatne nosilnosti

Faktor dodatne nosilnosti je definiran kot razmerje  $\alpha_u/\alpha_1$ . Parametra  $\alpha_u$  in  $\alpha_1$  pomenita naslednje:

- $\alpha_1$  je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni vpliv (medtem ko vse ostale projektne vplive zadržimo konstantne) tako, da v prvem elementu konstrukcije dosežemo upogibno nosilnost (upogibni plastični členek).
- $\alpha_u$  je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko vse ostale projektne vplive zadržimo konstantne) tako, da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prereзов za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije (plastičnega mehanizma).

## 2.9 EC8 -3 : Določila za oceno potresne odpornosti in za potresno utrjevanje obstoječih stavb

Del EC8 z oznako EN 1998-3 (EC8-3) je bil posebej razvit z namenom:

- predpisati kriterije za oceno potresnega odziva obstoječih objektov
- opisati postopek pri izbiri potrebnega obsega popravila objektov, poškodovanih med potresom
- določiti nadaljnje kriterije za projektiranje s stopnjo utrjevanja (koncept, analiza stavb z vmesnimi mejami, končno dimenzioniranje delov konstrukcije in stikov z obstoječimi elementi konstrukcije)

### 2.9.1 Osnovne zahteve EC8-3

Osnovne zahteve EC8-3 se nanašajo predvsem na stopnje poškodovanosti konstrukcije po potresni obremenitvi. V ta namen so definirana tri mejna stanja, in sicer:

- Mejno stanje blizu porušitve (ang. »Near Collapse« – NC): Konstrukcija je močno poškodovana, z majhnim preostankom togosti in nosilnosti, čeprav so vertikalni elementi še vedno sposobni prevzeti vertikalno obtežbo. Večina nekonstrukcijskih elementov je porušena. Kažejo se velike trajne poškodbe. Objekt je blizu porušitve in verjetno ne bo prenesel naslednjega potresa nizke ali zmerne jakosti.
- Mejno stanje pomembnih poškodb (ang. »Significant Damage« - SD): Konstrukcija ima večje poškodbe z nekaj preostale togosti in nosilnosti za prenos horizontalne obtežbe. Vertikalni elementi so sposobni prevzeti vertikalno obtežbo. Nekonstrukcijski elementi so poškodovani, vendar pregrade in polnila še niso padli iz svoje ravnine. Kažejo se zmerne trajne poškodbe. Objekt še lahko prenese potres nizke ali zmerne jakosti. Neekonomično bi bilo objekt obnavljati.
- Mejno stanje omejitve poškodb (ang. »Damage Limitation« – DL): Konstrukcija je samo malo poškodovana. Konstrukcijski elementi niso znatno plastificirani ter obdržijo svojo togost in nosilnost. Nekonstrukcijski elementi, kot so pregrade in polnila, imajo manjše razpoke, ki pa se lahko enostavno popravijo. Trajne poškodbe so minimalne. Objekt ne potrebuje obsežnejšega popravila.

Za vsako mejno stanje je predpisana potresna obremenitev z določeno povratno dobo, in sicer za:

- mejno stanje NC: potres s povratno dobo 2.475 let (verjetnost, da se pojavi v življenjski dobi konstrukcije (50 let), znaša 2%)
- mejno stanje SD: potres s povratno dobo 475 let (verjetnost, da se pojavi v dobi 50 let, znaša 10%)
- mejno stanje DL: potres s povratno dobo 225 let (verjetnost, da se pojavi v dobi 50 let, znaša 20%)

Verjetnost, da se potres pojavi v življenjski dobi konstrukcije, ki znaša 50 let, se določi po enačbi:

$$P_{NCR} = 1 - \left( 1 - \frac{1}{T_{NCR}} \right)^{50}, \quad (3)$$

kjer je  $P_{NCR}$  referenčna verjetnost prekoračitve,  $T_{NCR}$  pa referenčna povratna doba. Vrednosti, na katere se projektira v mejnem stanju nosilnosti, znašajo  $P_{NCR} = 10\%$ ,  $T_{NCR} = 475$  let, kar ustreza mejnemu stanju SD.

## 2.9.2 Določila za mejna stanja armirano-betonskih elementov

V aneksu A so posebej obravnavana določila za mejna stanja armirano-betonskih elementov.

### 2.9.2.1 Potrebni podatki

Pred analizo je še posebej potrebno preveriti:

- fizično stanje armirano-betonskih objektov in prisotnost degradacije zaradi karbonatizacije, korozije armature, ...
- kontinuirnost prehoda obtežbe med stranskimi nosilnimi elementi

Potrebni podatki za geometrijo:

- določitev stranskih nosilnih sistemov v obeh smereh
- orientacija enosmernih stropnih ram
- debelina in širina nosilcev, stebrov in sten
- debelina pasnic pri T-nosilcih
- možna ekscentričnost med nosilci in stebri v vozliščih

Potrebni podatki za detajle:

- količina vzdolžne armature v nosilcih, stebrih in stenah
- količina in mejni detajli armature na kritičnih mestih ter na vozliščih nosilec-steber
- količina armature v stropnih ploščah, ki prispeva pri negativnem upogibnem momentu v T-nosilcih
- dolžina naleganja in vrsta podpiranja horizontalnih elementov
- debelina zaščitne plasti betona
- zanke za vzdolžno armaturo

Potrebni podatki za material:

- trdnost betona
- meja plastičnosti jekla, mejna nosilnost in mejna deformacija

Sposobnost modelov za prevzem obtežbe:

- predpisi veljajo tako za primarne kot tudi sekundarne potresne elemente
- klasifikacija komponent/mehanizmov:
  - duktilni: nosilci stebri in stene pri upogibu z ali brez osne sile.
  - krhki: strižni mehanizem za nosilce, stebre, stene in vozišča

### 2.9.2.2 Določitev mejnih rotacij za upogib nosilcev, stebrov in sten

Merodajen način obremenitve elementov pri analizi, ki smo je opravili v tej diplomski nalogi, je upogib. Zato se tudi pri opisu standarda omejimo samo na del, ki določa rotacije elementov pri upogibu.

Rotacija za mejno stanje blizu porušitve (NC) se imenuje tudi mejna, saj se nosilnost po nastopu le-te zmanjšuje in kmalu nastopi porušitev elementa. Mejna rotacija je določena po enačbi:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0,01; \omega^l)}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0,225} \cdot \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{\left( \alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yv}}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d}), \quad (4)$$

kjer pomenijo posamezni parametri naslednje:

$\gamma_{el}$  znaša 1,5 za primarne potresne elemente ter 1,0 za sekundarne,

$\nu$  je normirana osna sila v elementu:  $\nu = N / (A_c \cdot f_c)$ ,

$\omega, \omega'$  je mehanski delež armiranja v natezni oz. tlačni coni:  $\omega = (A_{st} \cdot f_y) / (A_c \cdot f_c)$ ,

$f_c$  je trdnost betona,

$f_y$  je natezna trdnost vzdolžne armature,

$L_V$  je razdalja med preučevanim prerezom in nično momentno točko,

$h$  je širina elementa v smeri obtežbe,

$\alpha$  je faktor objetja betonskega prereza in se ga določi po enačbi (5)

$\rho_{sx}$  je delež stremenske armature vzporedno s smerjo obtežbe:  $\rho_{sx} = A_{sx} / (b_w \cdot s_h)$ ,

$s_h$  je razmak med stremeni,

$f_{yw}$  je natezna trdnost stremenske armature,

$\rho_d$  je delež diagonalne armature.

Enačba za določitev faktorja objetja betonskega prereza se glasi:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot h_c \cdot b_c}\right), \quad (5)$$

kjer so  $b_i$  razdalje med objetimi vzdolžnimi palicami v prerezu.

Vrednost za mejno rotacijo se za stene, tj. tudi jedra pri obravnavani konstrukciji, reducira z 1,6.

Rotacija za mejno stanje znatnih poškodb (SD) znaša po določilih v EC8-3 3/4 mejne rotacije, tj. rotacije za mejno stanje blizu porušitve (NC).

$$\theta_{SD} = 3/4 \cdot \theta_u \quad (6)$$

Standard navaja tudi enačbe za določitev rotacije za mejno stanje omejitve poškodb (DL), ki je rotacija na meji plastičnosti  $\theta_y$ . Vendar smo zaradi kompleksnosti omenjenih enačb rotacijo na meji tečenja določili iz momenta na meji tečenja (enačba (33)).

### 2.9.2.3 Določitev strižne sile za nosilce, stebre in stene

Po predhodni analizi naj bi bila merodajna strižna porušitev konstrukcije. Ker je področje striga še dokaj neraziskano, tudi EC8-3 ne podaja vrednosti za vsa mejna stanja prereza, ampak samo za mejno stanje blizu porušitve (NC).

Strižna sila v mejnem stanju prereza blizu porušitve (NC) je v EC8-3 definirana kot:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[ \frac{h-x}{2 \cdot L_V} \cdot \min(N; 0,55 \cdot A_C \cdot f_C) + \left(1 - 0,05 \cdot \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right)\right) \cdot 0,16 \cdot \max\left(0,5; 100 \cdot \rho_{tot}\right) \cdot \left(1 - 0,16 \cdot \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right) \cdot \sqrt{f_C} \cdot A_C + V_W \right] \quad (7)$$

kjer pomenijo posamezni parametri naslednje:

$\gamma_{el}$  znaša 1,15 za primarne potresne elemente ter 1,0 za sekundarne,

$h$  je višina prereza,

$x$  je višina tlačne cone,

$f_c$  je trdnost betona,

$\mu_{\Delta}^{pl}$  je definiran kot razmerje med plastičnim delom rotacije v prerezu in rotacijo na meji tečenja

$N$  je tlačna osna sila (če je sila natezna, se privzame vrednost 0),

$L_V$  je razdalja med preučevanim prerezom in nično momentno točko,

$A_C$  je prečni prerez (za pravokotne prereze velja:  $A_C = b_w \cdot d$ )

$\rho_{tot}$  je delež celotne vzdolžne armature, določi se ga po enačbi:  $\rho_{tot} = A_{sl} / (b_w \cdot h)$

$V_W$  je nosilnost stremenske armature, določena je po enačbi:

$$V_W = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}, \quad (8)$$

kjer:

$\rho_w$  je delež stremenske armature, določi se ga po enačbi:  $\rho_w = A_{sx} / (b_w \cdot h)$

$b_w$  je širina prereza,

$z$  je ročica v prerezu:  $z = 0,8 \cdot h$ ,

$f_{yw}$  je natezna trdnost stremenske armature,

EC8-3 določa tudi, da se pri upoštevanju strižne nosilnosti vzame manjšo vrednost izmed vrednosti, ki jo predpisuje EC8-3 (enačba (7)), in vrednosti, ki je predpisuje EC2.

Po EC2 se strižna nosilnost prereza, če predpostavimo, da so stremena redka, gladka in majhnega prereza, ter zato upoštevamo samo strižno nosilnost betona, določi po enačbi:

$$V_{Rd,C} = \left[ C_{Rd,C} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,C,\min} \quad (9)$$

kjer pomenijo posamezni parametri naslednje:

$C_{Rd,C}$  znaša  $0,18/\gamma_c$ ,

$k$  se določi po enačbi:  $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$  ( $d$  podamo v mm),

$\rho_l$  je delež vzdolžne armature, določi se ga po enačbi:  $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$

$f_{ck}$  je trdnost betona v MPa,

$\sigma_{cp}$  se določi po enačbi:  $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_C \leq 0,2 \cdot f_{cd}$  v MPa, ( $N_{ed}$  je osna sila v prerezu),

$V_{Rd,C,\min}$  se določi po enačbi:

$$V_{Rd,C,\min} = (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \quad (10)$$

$v_{\min}$  se določi po enačbi:  $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

### 3 TEORETIČNE OSNOVE

#### 3.1 N2 metoda

N2 metoda (N zaradi nelinearne metode, 2 pa zaradi dveh matematičnih modelov – MDOF in SDOF) je vključena v najnovejši standard EC8. Temelji na nelinearni statični analizi modela z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) pri monotonno naraščajoči horizontalni (potresni) obtežbi. Potresna obremenitev se določi iz projektnega spektra pospeška za ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem).

N2 metoda je uporabna tako za projektiranje novih konstrukcij kot tudi za oceno obnašanja obstoječih konstrukcij. Ker je metoda nelinearna, morajo biti pred začetkom računa znane vse bistvene značilnosti konstrukcije, predvsem togosti in nosilnosti vseh elementov. Z N2 metodo nato preverjamo obnašanje projektirane konstrukcije..

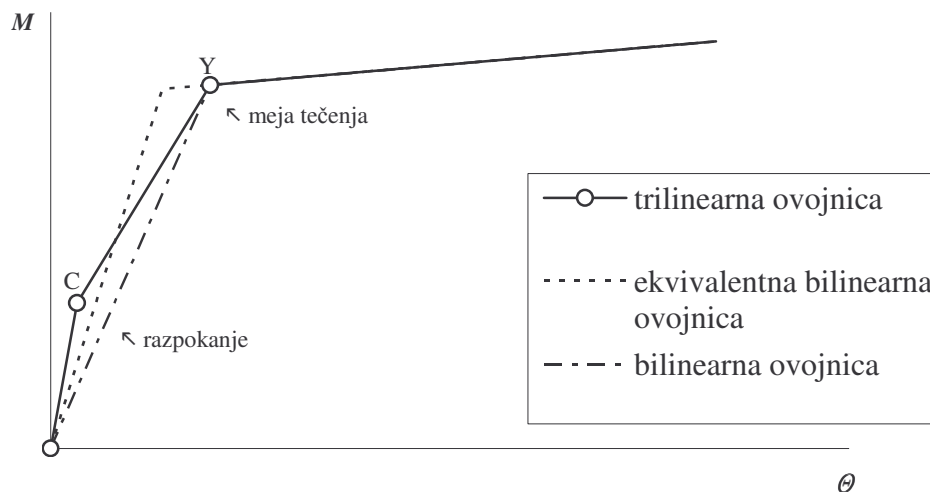
Metoda je uporabna tudi za prostorske modele konstrukcij (predvsem nesimetrične), vendar se bomo omejili na ravninski model, ki smo ga pri računu tudi uporabili.

##### 3.1.1 Opis N2 metode

Konstrukcijo modeliramo z ravninskim modelom, ki ima več prostostnih stopenj (MDOF sistem). Sestavimo matematični model, ki ga uporabljamo za linearno elastično analizo, ter ga razširimo še s podatki, potrebnimi za nelinearno analizo. Le-ti so ponavadi odnos med upogibnim momentom in zasukom v členkih, ki jih postavimo na konceh elementov. Izbira odnosa med upogibnim momentom in zasukom je v veliki meri prepuščena projektantu. Za armiranobetonske elemente je najbolj primeren trilinearen odnos, ki ga sestavljajo del pred razpokanjem prereza, del med razpokanjem prereza in mejo tečenja ter del po meji tečenja. V praksi se trilinearen diagram največkrat nadomesti s bilinearnim, pri čemer se za začetno togost privzame neko ekvivalentno vrednost med togostjo nerazpokanega prereza in togostjo na meji tečenja (slika 3).



EC8-3 podaja tri mejne točke, ki določajo trilinearni diagram. Ta diagram je opisan v nadaljevanju (poglavje 2.9).



Slika 3: Trilinearni in bilinearni odnosi med momentom in rotacijo za armiranobetonske elemente

### 3.1.2 Potek analize

Ko imamo sestavljen model s podatki, ki so potrebni za nelinearno analizo, lahko začnemo z nelinearno statično analizo. MDOF model konstrukcije obremenimo z vodoravno statično obtežbo in jo postopoma povečujemo. Pri tem opazujemo deformacije konstrukcije. Pri določeni vrednosti statične obtežbe pride do tečenja prvega elementa, kar zmanjša togost tako elementa kot celotne konstrukcije. V nadaljevanju se z večanjem obtežbe pojavlja tečenje tudi v drugih elementih, vse dokler v konstrukciji ne nastopi plastični mehanizem. Po tem stanju se nosilnost konstrukcije hitro zmanjšuje, povečevanje obtežbe pa je možno samo zaradi utrjevanja materiala.

Drugo možnost za nelinearno statično analizo predstavlja kontrolirano povečevanje pomikov. Tako lahko določimo deformacijo, pri kateri nastopi porušitev konstrukcije. Pri konstrukciji z elementi, katerih nosilnost se po tvorbi plastičnega mehanizma s povečanjem deformacije zmanjšuje, je ta analiza tudi edina možna, saj v tem primeru pomike še lahko povečujemo. Tak primer je tudi naša konstrukcija.

Kot rezultat analize dobimo odnos med horizontalno obtežbo in horizontalnim pomikom oziroma med celotno prečno silo konstrukcije,  $F_b$ , ki je enaka vsoti vseh horizontalnih sil v posameznih etažah, in pomikom na vrhu konstrukcije,  $d_n$ . Na rezultate najbolj vpliva razporeditev horizontalnih sil po višini konstrukcije. Za statično analizo obstaja ena sama razporeditev, ki povzroča enako razporeditev pomikov kot dinamična analiza, če pri le-tej upoštevamo samo eno nihajno obliko. To razporeditev dobimo po enačbi:

$$P_i = m_i \cdot \Phi_i, \quad (11)$$

kjer je  $P_i$  horizontalna vodoravna obtežba v posamezni etaži,  $m_i$  masa v posamezni etaži,  $\Phi_i$  pa vrednost deformacije ustrezne deformacijske oblike v posamezni etaži. Izbira deformacijske oblike je prepuščena projektantu, v EC8 pa sta podani dve skrajni meji, ki ustrezata razporeditvi obtežbe po višini, kot je opisano v poglavju 2.6.2.2. Ti dve razporeditvi sta konstantna nihajna oblika ( $\Phi_i=1$ ), ki ustreza »enakomerni« razporeditvi sil, in osnovna nihajna oblika, ki ustreza »modalni« razporeditvi sil.

V nadaljevanju analize se uporablja spektre odziva, ki so definirani za sisteme z eno prostostno stopnjo, zato moramo celoten MDOF sistem in dobljene količine pretvoriti na sistem z eno prostostno stopnjo. Po enačbah za pretvorbo sil in pomikov dobimo silo in pomik ekvivalentnega SDOF sistema:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}, \quad d^* = \frac{d_n}{\Gamma}, \quad (12)$$

kjer je  $\Gamma$  faktor za pretvorbo, podan z enačbo:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2}, \quad (13)$$

$\Phi_i$  je nihajna oblika, ki je normirana na deformacijo v zgornji etaži, tako da je  $\Phi_n=1$ ,  $m^*$  pa masa ekvivalentnega SDOF sistema:

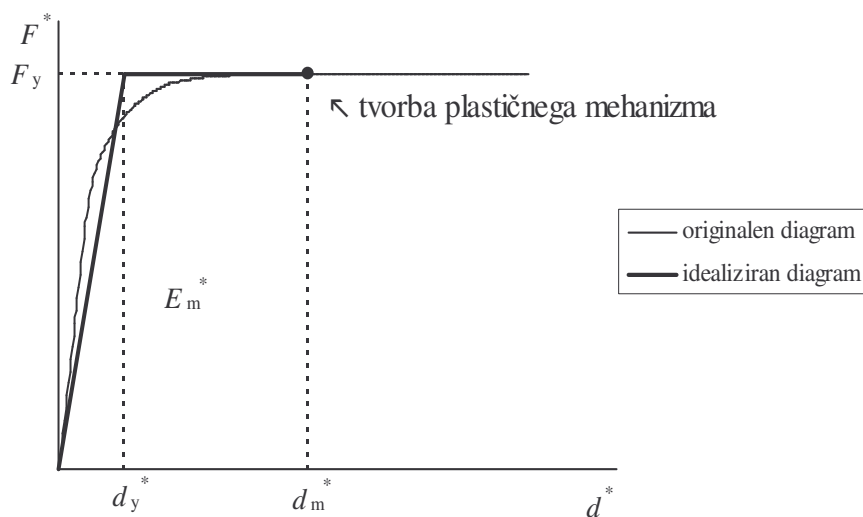
$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \quad (14)$$

Ker je pretvorba za sile in pomike enaka, se ohranijo odnos med obtežbo in deformacijo, togosti in nihajni čas.

Odnos med silo  $F^*$  in pomikom  $d^*$  idealiziramo, in sicer ga pretvorimo v bilinearno obliko, tako da dobimo elastično območje ter območje plastičnega tečenja brez utrditve. Pri tem je sila tečenja  $F_y^*$  enaka prečni sili pri tvorbi plastičnega mehanizma, pomik pri tvorbi plastičnega mehanizma  $d_m^*$  pa predstavlja zgornjo mejo diagrama. Za določitev pomika na meji tečenja idealiziranega SDOF sistema izhajamo iz predpostavke, da je ploščina pod originalnim in idealiziranim diagramom enaka (enačba (15)).

$$d_y^* = 2 \cdot \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right), \quad (15)$$

kjer je  $E_m^*$  dejanska deformacijska energija pri tvorbi plastičnega mehanizma.



Slika 4: Določitev idealiziranega elastično – idealno plastičnega odnosa med obtežbo in deformacijo

Sedaj lahko določimo nihajni čas idealiziranega sistema v elastičnem območju:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (16)$$

### 3.1.3 Diagram kapacitete in ciljni pomik

Idealiziran odnos med silo in pomikom primerjamo z zahtevami potresa. Le-te so največkrat podane v AD formatu, kar pomeni v diagramu pospešek – pomik. Zato moramo silo  $F^*$  deliti z maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo  $m^*$ :

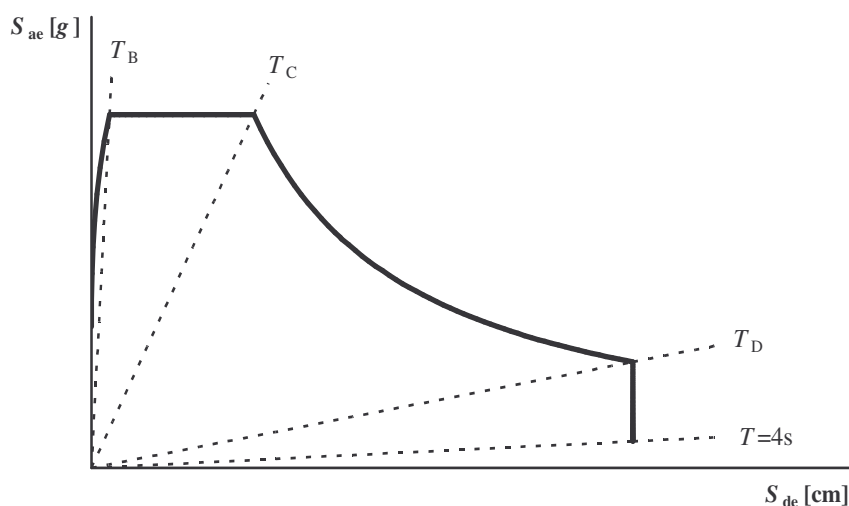
$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (17)$$

Dobimo diagram pospešek – pomik, ki ga imenujemo diagram kapacitete.

Potresna obtežba je podana v obliki elastičnega spektra pospeškov  $S_{ae}$ , ki predstavlja pospeške SDOF modela v odvisnosti od nihajnega časa. Spekter pomikov  $S_d$  je s spektrom pospeškov povezan z naslednjo enačbo:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae} \quad (18)$$

Spekter pospeškov in spekter pomikov prikažemo na diagramu, kjer navpična os predstavlja pospeške, vodoravna pa pomike (AD format, slika 5).



Slika 5: Spekter pospeškov in pomikov v AD formatu

Ciljni pomik je pomik, ki bi ga morala konstrukcija prenesti med potresom. Ciljni pomik je izražen kot pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo in se za konstrukcije z nihajnim časom  $T^*$  in neomejenim elastičnim obnašanjem določi iz elastičnega spektra po enačbi:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[ \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right]^2, \quad (19)$$

kjer je  $S_e(T^*)$  vrednost v elastičnem spektru odziva za pospeške pri nihajnem času  $T^*$ . Vrednost, določena z enačbo (19), predstavlja ciljni pomik pri elastičnem obnašanju

konstrukcije ( $F_y^*/m^* > S_e(T^*)$ ) Ciljni pomik  $d_t^*$ , ki upošteva neelastično obnašanje ( $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ ), se določi v odvisnosti od nihajnega časa:

- za območje kratkih nihajnih časov ( $T^* < T_C$ ) velja (slika 6):

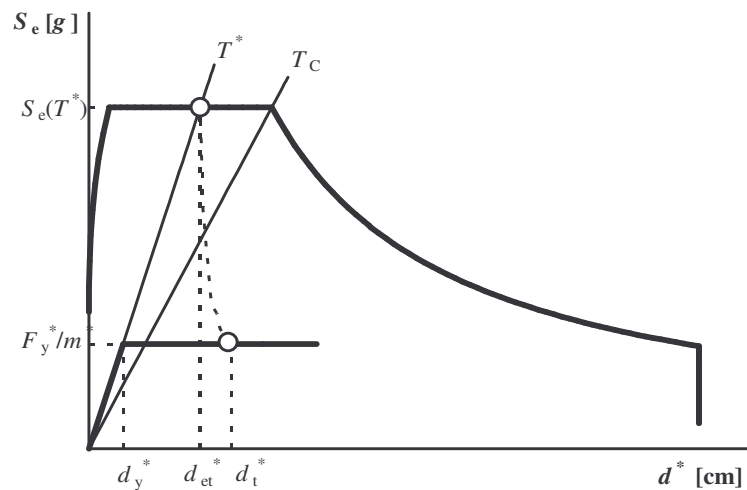
$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left( 1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*, \quad (20)$$

kjer je  $q_u$  razmerje med pospeškom konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem  $S_e(T^*)$  in konstrukcije z omejeno nosilnostjo  $F_y^*/m^*$ :

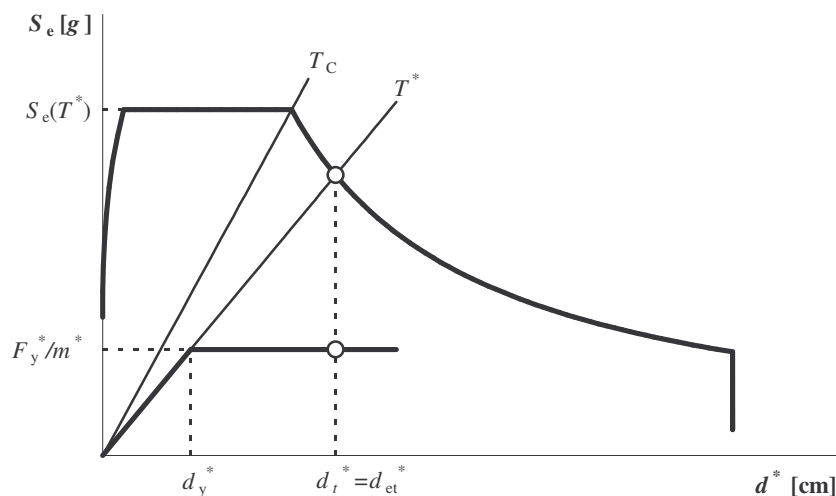
$$q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (21)$$

- za območje srednjih in dolgih nihajnih časov ( $T^* \geq T_C$ ) velja (slika 7):

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (22)$$



Slika 6: Določitev ciljnega pomika za območje kratkih nihajnih časov



Slika 7: Določitev ciljnega pomika za območje srednjih in dolgih nihajnih časov

Ciljni pomik MDOF sistema, ki ustreza kontrolni točki na vrhu konstrukcije, se določi po enačbi:

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (23)$$

### 3.1.4 Določitev faktorja obnašanja in duktilnost

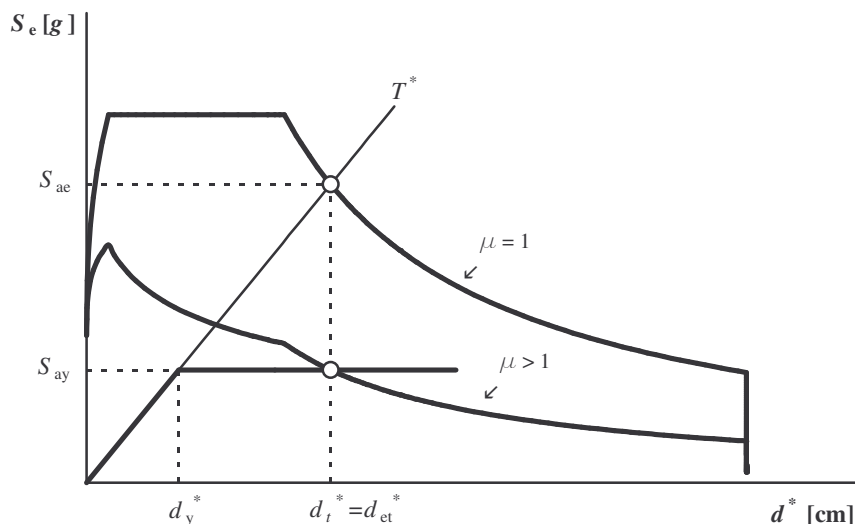
Faktor obnašanja za konstrukcijo določimo le kot redukcijo zaradi duktilnosti ( $q_\mu$ ). Faktor obnašanja upoštevamo v analizi tako, da zmanjšamo vrednosti pospeškov v elastičnem spektru z naslednjimi enačbami:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{q_\mu} \text{ in } S_d = \frac{\mu}{q_\mu} \cdot S_{de} = \frac{\mu}{q_\mu} \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae} = \mu \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_a \quad (24),(25)$$

Faktor obnašanja določimo iz enostavnega bilinearnega spektra:

$$q_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_C} + 1 & \dots T < T_C \\ \mu & \dots T \geq T_C \end{cases} \quad (26)$$

Faktor obnašanja lahko določimo tudi iz diagrama, na katerem so prikazani elastični in neelastični spekter v AD formatu ter krivulja kapacitete (slika 8).



Slika 8: Elastični in neelastični spekter ter diagram kapacitete

Presečišče radialne linije  $T^*$  z elastičnim spektrom določa zahteve potresa, tj. pospešek  $S_{ae}$ , ki bi ga morala konstrukcija prenesti, če naj bi ostala med potresom v elastičnem območju, in pomik  $d_{et}^*$ , ki bi ga morala ta konstrukcija prenesti. Pospešek  $S_{ay}$  pa predstavlja tako zahteve kot kapaciteto neelastične konstrukcije. Faktor obnašanja  $q_\mu$  je definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema:

$$q_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (27)$$

Zahtevana duktilnost  $\mu$  je definirana kot razmerje med zahtevanim pomikom in pomikom na meji elastičnosti. Če je elastični nihajni čas  $T^*$  večji od ali enak  $T_C$ , je pomik neelastične konstrukcije  $d_t^*$  enak pomiku pripadajoče elastične konstrukcije  $d_{et}^*$ . Tako sledi ob upoštevanju podobnih trikotnikov, da za območje srednjih in dolgih nihajnih časov velja:

$$\mu = \frac{d_t^*}{d_y^*} = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} = q_\mu \quad (28)$$

Za območje kratkih nihajnih časov ( $T^* < T_C$ ) določimo zahtevano duktilnost iz enačbe (26).

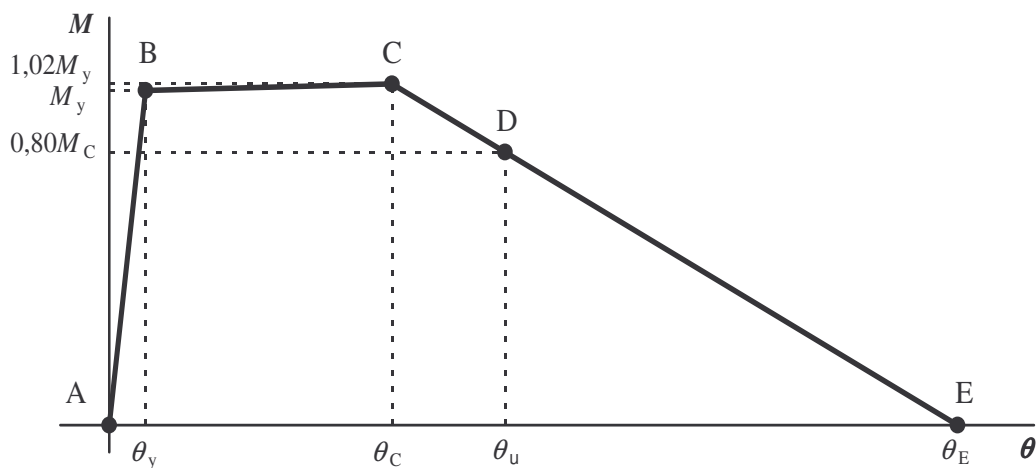
$$\mu = (q_\mu - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} + 1 \quad (29)$$

## 3.2 Določitev plastičnih členkov

Model za obravnavano konstrukcijo je sestavljen iz linijskih elementov (poglavje 5.2). Na teh linijskih elementih predpostavimo na obeh koncih razvoj plastičnih členkov. Tako določimo prerezum način obnašanja pri povečevanju momentov oziroma rotacij.

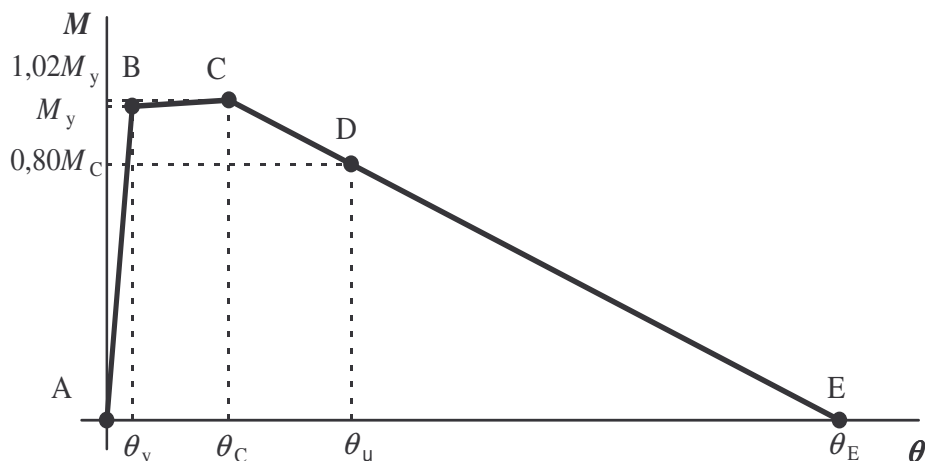
### 3.2.1 Določitev vrednosti za karakteristične točke plastičnih členkov

Plastični členki predstavljajo obnašanje prereza v elastičnem in v plastičnem stanju vse do porušitve. Opisani so z diagramom moment – rotacija. EC8 oziroma EC8-3 ne podaja točne oblike diagrama, tako da je le-ta v veliki meri prepuščena izbiri projektanta. Tako smo mi izbrali trilinearno ovojnico moment – rotacija, ki jo sestavljajo linearno-elastični del do plastifikacije, del po plastifikaciji z utrditvijo in del s padanjem nosilnosti. Vsako ovojnico sestavlja 5 pomembnih točk v vsaki smeri delovanja momenta, in sicer jih označimo z A, B, C, D in E (slika 9 in slika 10).



Slika 9: Odnos moment – rotacija za stebre





Slika 10: Odnos moment – rotacija za nosilec

Točka A predstavlja izhodišče. Moment in rotacija sta v tej točki enaka nič.

$$M_A = 0, \theta_A = 0 \quad (30), (31)$$

Točka B predstavlja točko tečenja. Moment v tej točki je enak momentu na meji plastičnosti  $M_y$ , ki predstavlja moment, ko nastopi tečenje armature v prvi točki. Ta moment smo za stebre in nosilce določili z aplikacijo v programu Matlab (poglavje 3.2.2), za jedra pa iz interakcijskega diagrama v programu SAP (poglavje 3.2.3). Rotacijo na meji tečenja smo določili iz enačbe (33), ki je izpeljana ob predpostavki obojestransko vpetega stebra, pri čemer predstavlja rotacija razmerje med pomikom na vrhu in višino stebra.

$$M_B = M_y, \theta_B = \theta_y = \frac{M_y \cdot l}{6 \cdot (EI)_{eff}} \quad (32), (33)$$

V enačbi (33) predstavlja  $l$  dolžino elementa,  $(EI)_{eff}$  pa efektivno togost, za katero EC8 predpisuje vrednost  $0,5EI$ .

Točka C predstavlja zgornjo mejo področja utrjevanja, nosilnost po prekoračitvi te točke samo še pada. Pri določitvi te točke smo predpostavili, da nastopi v elementu nekaj utrditve, in sicer 2%. Rotacijo v tej točki smo določili iz podobnih trikotnikov glede na predpostavke o vrednostih momentov in rotacije v točkah D in E. Ta izpeljava je prikazana v nadaljevanju (enačbe (38)-(41)).

Točka D predstavlja točko mejne rotacije. Rotacija v tej točki je torej enaka mejni rotaciji, ki je definirana v EC8-3 (enačba (4)). EC8 oziroma EC8-3 ne podaja vrednosti za moment v tej točki. Ta izbira je prepuščena projektantu. V literaturi, ki temelji na eksperimentalnih raziskavah, pa zasledimo, da nastopi mejna rotacija pri 80% največjega momenta [Fardis, 2001].

$$M_D = 0,80 \cdot M_C, \theta_D = \theta_u \quad (34), (35)$$

Točka E pa predstavlja dokončno porušitev. Moment v tej točki je enak nič. Predpostavili smo, da je rotacija pri poružitvi enaka za stebre trikratni, za nosilce pa šestkratni vrednosti rotacije v točki C.

$$M_E = 0, \theta_E = 3 \cdot \theta_C \text{ oziroma } \theta_E = 6 \cdot \theta_C \quad (36), (37)$$

Sedaj lahko izpeljemo še enačbe za rotacijo v točki C. Za stebre sledi (slika 9):

$$\frac{1,02 \cdot M_y}{2 \cdot \theta_C} = \frac{0,80 \cdot 1,02 \cdot M_y}{3 \cdot \theta_C - \theta_u} \quad (38)$$

Po preureditvi sledi:

$$\theta_C = \theta_u / 1,4 \quad (39)$$

Za nosilce pa sledi (slika 10):

$$\frac{1,02 \cdot M_y}{5 \cdot \theta_C} = \frac{0,80 \cdot 1,02 \cdot M_y}{6 \cdot \theta_C - \theta_u} \quad (40)$$

In po preureditvi:

$$\theta_C = \theta_u / 2 \quad (41)$$

Tako lahko zapišemo za točko C:

- za stebre:  $M_C = 1,02 \cdot M_y, \theta_C = \theta_u / 1,4$  (42), (39)

- za nosilce:  $M_C = 1,02 \cdot M_y, \theta_C = \theta_u / 2$  (42), (41)

### 3.2.2 Določitev karakteristik plastičnih členkov s programom Matlab

Kot smo že omenili, smo odnos moment - rotacija za plastične členke stebrov in nosilcev določili s pomočjo aplikacij, ki delujejo znotraj programa Matlab [Doššek, 2004].

Aplikacije določijo odnos moment – rotacija za nosilce T prereza, za pravokotne nosilce ter za pravokotne stebre. Najprej se določi moment na meji tečenja. Poleg geometrije in armature prereza predstavlja vhodni podatek tudi velikost osne sile v elementu, na katerem določamo karakteristike plastičnega členka. Osno silo določimo iz vertikalne potresne kombinacije obtežbe za posamezen računski model konstrukcije po določilih EC8, ki so opisana v poglavju 2.3.3. Za materiale so uporabljena določila EC2, in sicer za beton diagram za nelinearno analizo (prEN 1992-1-1: str. 32) (enačba (43)), za armaturo pa bilinearni diagram (enačba (44)).

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta}, \quad (43)$$

kjer je  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ ,  $\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} < 2,8$  in  $k = 1,1 \cdot E_{cm} \cdot (|\varepsilon_{c1}| / f_{cm})$ ,  $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}$ .

$$\sigma_s = \begin{cases} \varepsilon_s \cdot E_s \dots \varepsilon_s \leq f_y / E_s \\ f_y \dots \varepsilon_s > f_y / E_s \end{cases} \quad (44)$$

Vse momente v ostalih točkah odnosa moment – rotacija se določi po enačbah (34), (36) in (42).

Iz momenta na meji tečenja se določi tudi rotacija v tej točki členka, in sicer po enačbi (33). Mejno rotacijo se določi po enačbi (4), za vrednosti rotacij v ostalih točkah pa se uporabijo enačbe (37), (39) oziroma (41).

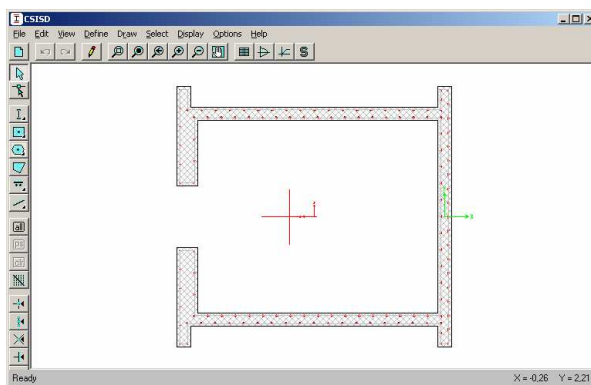
Aplikacija določi moment za vsak prerez za delovanje momenta v pozitivni in negativni smeri. Kot rezultat dobimo ACSII datoteko posameznega sklopa elementov, tj. nosilcev in stebrov.

### 3.2.3 Določitev karakteristik plastičnih členkov za sestavljene prereze

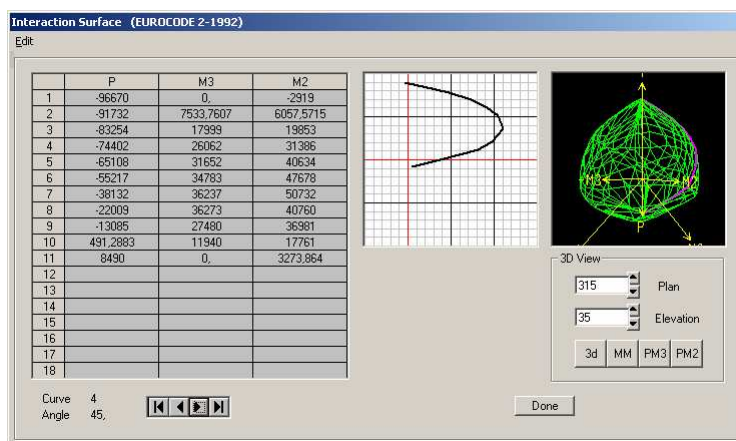
Zaradi geometrijske enostavnosti pravokotnih in T prerezov je mogoče karakteristike za plastične členke le-teh razmeroma enostavno določiti z aplikacijo v programu Matlab. Sestavljeni prerezi, kot so pri naši konstrukciji jedra, zahtevajo posebno obravnavo. Določitev

momenta na meji tečenja in mejne rotacije je še posebej zahteven postopek. V veliko pomoč je pri tem aplikacija »Section Designer«, ki deluje znotraj programa SAP 2000 (opisan v poglavju 3.3.1). »Section Designer« omogoča definiranje poljubnih prerezov ter določitev položaja armature v prerezu [CSI, 2000].

V »Section Designer« najprej definiramo prerez in določimo armaturo (slika 11). Nato prikažemo interakcijski diagram, iz katerega določimo za poljubno osno silo pripadajoči moment za mejno stanje ( $\varepsilon_{cu}=-3,5\%_0$ ,  $\varepsilon_{su}=10\%_0$ ) v dveh smereh prereza (slika 12). Privzamemo, da je za znano osno silo moment na meji tečenja enak momentu za mejno stanje. S tem ne naredimo bistvene napake.



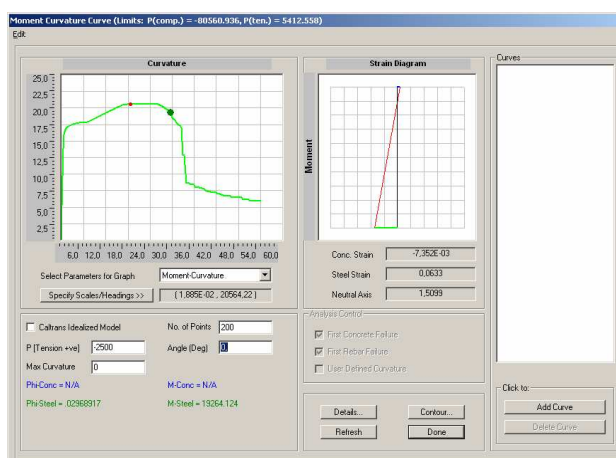
Slika 11: Določitev sestavljenega prereza in armature v njem z aplikacijo "Section Designer"



Slika 12: Uporabniški vmesnik za prikaz interakcijskega diagrama

Za določitev mejne rotacije v točki D potrebujemo tudi položaj nevtralne osi, saj je potrebno določiti natezno in tlačno armaturo. Položaj nevtralne osi lahko za poljubno osno silo in

pripadajoči moment na meji tečenja preberemo kot podatek pri diagramu moment – ukrivljenost (slika 13).



Slika 13: Uporabniški vmesnik za prikaz diagrama moment - ukrivljenost

Tako poznamo že vse parametre za izračun mejne rotacije (enačba (4)) in lahko le-to določimo »pešč«.

Iz momenta na meji tečenja in mejne rotacije pa lahko določimo vse preostale karakteristike členka.

### 3.3 Programska orodja

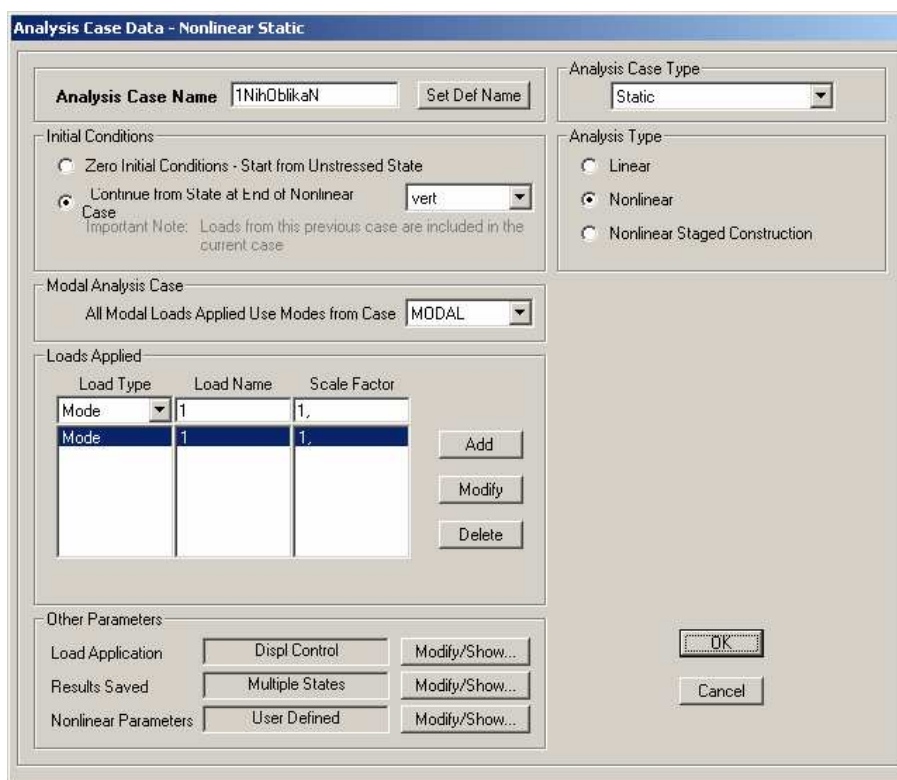
Trenutno še ne obstaja računalniški program, ki bi omogočal uporabo celotne N2 metode. Obstaja pa kar nekaj programov, ki omogočajo nelinearno statično (»pushover«) analizo [Fajfar, 2002]. Med programi, ki se uporabljajo v raziskovalne namene je tak program OPENSEES [McKenna in Fenves, 2001], program DRAIN-2DX [Prakash in Powell, 1993], ki je omejen na analize v ravnini, in program CANNY [Li, 2000], ki je uporaben tako za ravninske kot tudi za prostorske modele. Med komercialnimi programi pa lahko opravimo nelinearno statično (»pushover«) analizo s programom SAP 2000 [CSI, 2002]. Na naši fakulteti pa je bil v IKPIR-u razvit tudi program NEAVEK [Kilar in Fajfar, 1997].

V tej diplomski nalogi smo analizo opravili s programom SAP 2000, verzija 9.0.8, zato se bomo v nadaljevanju osredotočili samo na izvedbo analize s tem programom.

### 3.3.1 Nelinearna statična analiza s programom SAP 2000

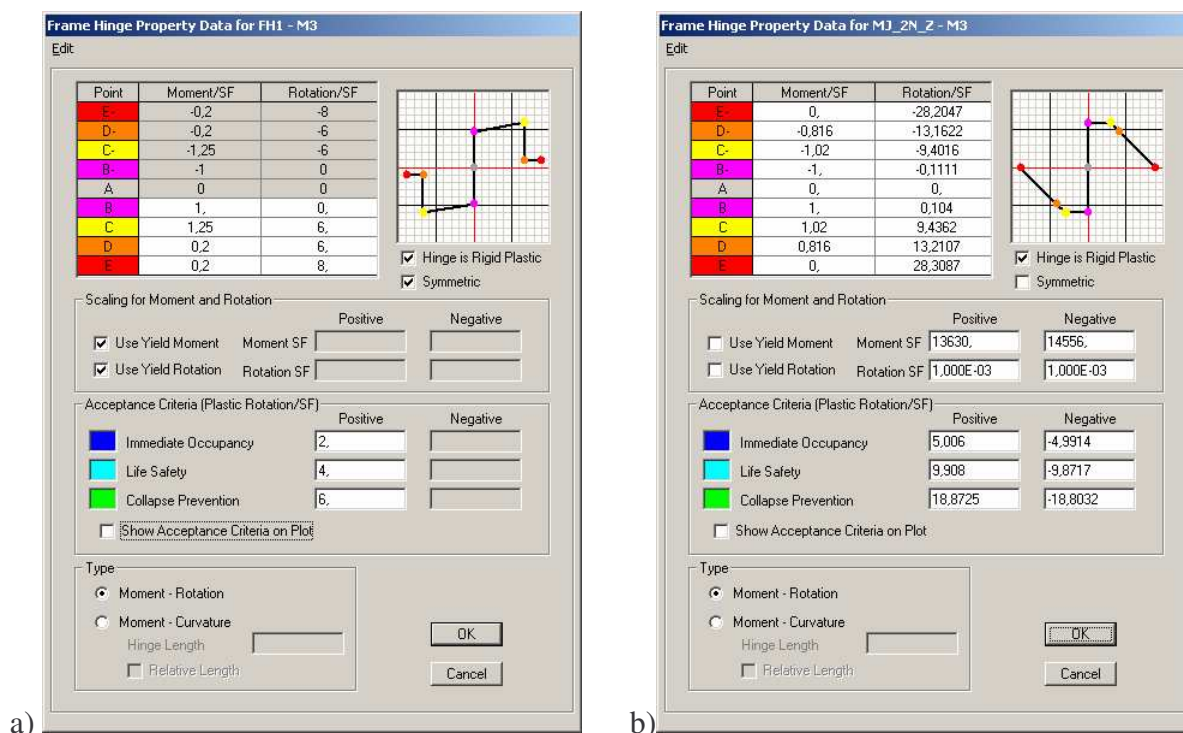
V programu SAP 2000 najprej definiramo model, ki se uporablja za elastično analizo. Tako definiramo mrežo, material in prereze, izrišemo elemente ter model podpremo. Na koncu definiramo še obtežbo. Natančnejša navodila najdemo v literaturi [Dolšek, 2004].

V nadaljevanju moramo definirati statični obtežni primer, ki se uporablja za nelinearno statično analizo, tj. razporeditev horizontalnih sil po višini konstrukcije. Program avtomatsko ponuja možnost oblike horizontalnih sil, ki je proporcionalna masi, ter obliko horizontalnih sil, ki je določena iz izbrane nihajne oblike konstrukcije. Ti dve obliki sta predpisani tudi v EC-8. Ko imamo definiran obtežni primer, definiramo parametre nelinearne statične analize. Tako za N2 metodo določimo, da izhaja nelinearna analiza s horizontalno obtežbo iz nelinearne analize vertikalne obtežbe, ki je definirana po EC8 po enačbi (prEN 1998-1 : 2003: str. 31) na strani 9. Definiramo še ostale parametre, kot so način nanosa horizontalne obtežbe na konstrukcijo (po korakih glede na velikost kontrolnega pomika ali postopen nanos celotne horizontalne sile po korakih), upoštevanje geometrijske nelinearnosti (upoštevanje P-delta postopka ali teorije drugega reda) ter parametri za natančnost analize. Slika 14 prikazuje način definiranja nelinearne statične analize, pri kateri izhaja razporeditev horizontalnih sil iz prve nihajne oblike («Mode«).



Slika 14: Način definiranja nelinearne statične analize

Sledi definiranje plastičnih členkov. Program SAP 2000 omogoča definiranje plastičnih členkov za nelinearne odnose med osno silo in pomikom, prečno silo in pomikom, torzijskim momentom in zasukom ter med upogibnim momentom in zasukom, pri kateri lahko upoštevamo tudi interakcijo z osno silo. Program ponuja tudi samodejni izračun posameznih odnosov po ameriških standardih FEMA-273 [FEMA, 1997] in ATC-40 [ATC, 1996], vendar le v primeru, ko konstrukcijo predhodno dimenzioniramo v programu SAP. Definicije posameznih točk se ujemajo z definicijami točk, ki smo jih uporabili pri analizi, vendar se vrednosti za posamezne točke določijo drugače (slika 15a).



Slika 15: Definiranje odnosa moment – rotacija s programom SAP 2000: a) analiza po FEMA-273 [FEMA, 1997] ali ATC-40 [ATC, 1996] (privzeto v programu SAP 2000), b) uporabniško definirana oblika členka za primer obravnavan v diplomski nalogi

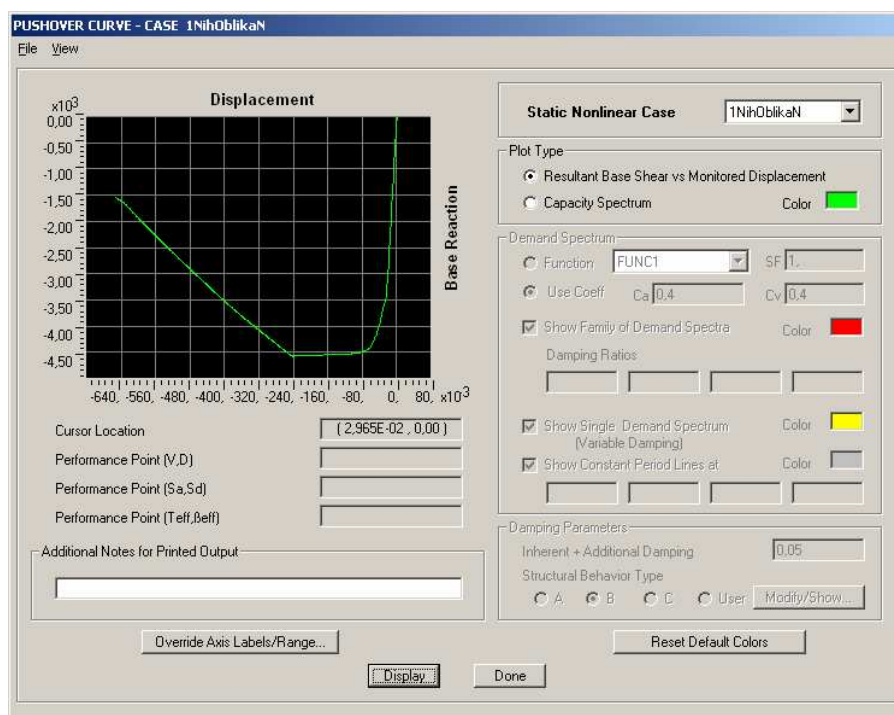
Slika 15b pa prikazuje uporabniško definiran členek. Kot lahko vidimo na sliki, je možno spreminjati vrednosti za moment in rotacijo v vseh točkah A, B, C, D in E. Prav tako se lahko definira nesimetrični členek ter referenčno vrednost za moment in rotacijo. Določi se lahko tudi vmesne točke, ki so označene z »Immediate Occupancy« (IO), »Life Safety« (LS) in »Collapse Prevention« (CP). Te točke so definirane po ameriškem standardu FEMA 273, njihov pomen pa je enak točkam, definiranim v EC8-3 (DL, SD, NC) (poglavje 2.9), le da se njihove vrednosti nekoliko razlikujejo od vrednosti iz EC8-3.

Dobra lastnost programa SAP 2000 je kompatibilnost z »Office« programi. Ta lastnost pride v poštev še posebej v primerih, kot je bil naš, ko imamo veliko število podatkov že v elektronski obliki. Uporabili smo kompatibilnost s programom Excel, v katerega lahko podatke in rezultate izvozimo, iz njega pa podatke uvozimo v SAP 2000. Tako smo vse podatke o plastičnih členkih, ki smo jih dobili kot rezultate preračuna z aplikacijo v programu Matlab v ACSII datotekah, uvozili v SAP 2000.

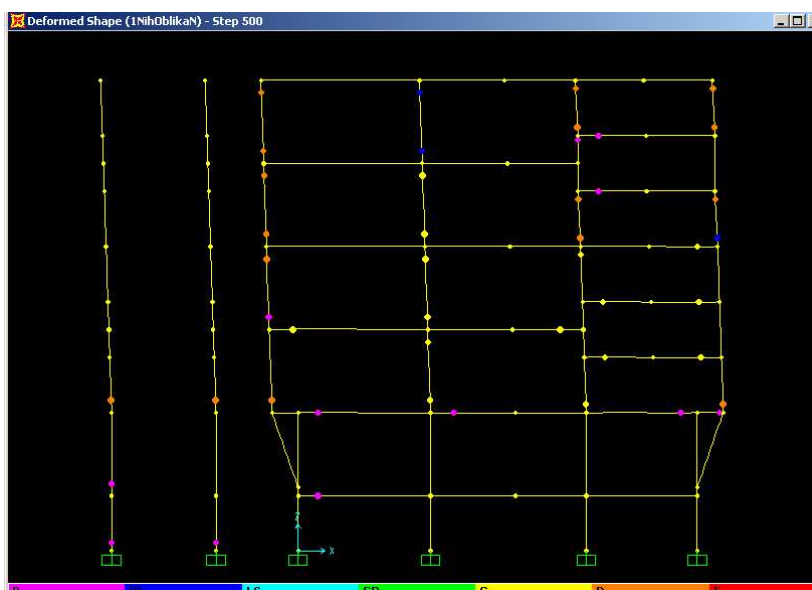


Ko imamo definirane plastične členke, jih pripišemo elementom. Določenemu elementu lahko predpišemo več plastičnih členkov. Navadno sta na elementu dva plastična členka, na začetku in na koncu. V kolikor je potrebno, pa lahko predpišemo plastični členek še na drugih delih elementa, kjer pričakujemo kritična mesta.

Nato program poženemo. Program razdeli celotno analizo na več korakov, katerih število podamo. Obtežba se povečuje po korakih enakomerno, če določimo, da je nanos obtežbe celotna horizontalna obtežba, oziroma po korakih s preverjanjem kontrolnega pomika, če določimo tak način nanosa obtežbe. Rezultate nelinearne plastične analize lahko pregledujemo na različne načine. Uporabniško najbolj prijazen je prikaz »Pushover« krivulje (slika 16), ki poda odnos med celotno prečno silo konstrukcije in pomikom na vrhu, in tabele te krivulje. V tabeli so prikazani rezultati za vsak korak nelinearne statične analize. Tabela lahko tudi izvozimo v ACSII datoteko in jo uporabimo za nadaljnjo obdelavo po N2 metodi (poglavje 2.6.2.3). S prikazom pomikov za nelinearno statično analizo (slika 17) si lahko ogledamo razvoj plastičnih členkov na konstrukciji. Tako lahko določimo, kdaj je prišlo do plastifikacije v prvem členku in kdaj do plastičnega mehanizma. Ta dva podatka sta pomembna predvsem za določitev faktorja dodatne nosilnosti (poglavje 2.8).



Slika 16: Uporabniški vmesnik za prikaz »pushover« krivulje in določitev ciljnega pomika



Slika 17: Prikaz razvoja plastičnih členkov

### 3.3.2 Obdelava rezultatov iz programa SAP 2000

»Pushover« krivuljo, tj. odnos med celotno prečno silo in kontrolnim pomikom, dobimo iz programa SAP 2002 kot ACSII datoteko. Za vsak korak analize imamo podatke o celotni

prečni sili, pomiku ter številu členkov v posameznih fazah, tj. členkov, ki so že dosegli vrednost za posamezno točko plastičnega členka.

Iz podatkov določimo ciljni pomik po navodilih, ki so opisana v poglavjih 3.1.2 in 3.1.3. Korak, kjer se tvori plastični mehanizem, je tisti, od katerega dalje se število plastičnih členkov, ki so presegli mejo tečenja, ne povečuje več.

Nato določimo tri kritične točke konstrukcije. Rotacija v točki DL, tj. mejno stanje omejitve poškodb, je po definiciji enaka rotaciji na meji tečenja  $\theta_y$ . Če to zahtevo pretvorimo v pomike, je pomik v točki DL enak pomiku na mestu tečenja (enačba (15)). Točka SD predstavlja mejno stanje znatnih poškodb. Nastopi, ko je v kritičnem prerezu konstrukcije, tj. prerez, katerega porušitev lahko povzroči porušitev celotne konstrukcije, doseženo 3/4 mejne rotacije  $\theta_u$ . Iz trilinearne diagrama za plastični členek v kritičnem prerezu določimo moment pri tej vrednosti rotacije. SAP 2000 omogoča pregled momentov v elementih za vsak korak nelinearne statične analize in tako lahko poiščemo korak oziroma vrednosti na »pushover« krivulji za točko SD. Točka NC, tj. mejno stanje blizu porušitve, nastopi, ko je v kritičnem prerezu dosežena mejna rotacija  $\theta_u$ . Takrat členek v kritičnem doseže točko D, kar se v SAP-u vidi tako, da se členek obarva oranžno (slika 17).

Ko imamo znane vse tri kritične točke, jih vrišemo na »pushover« krivuljo. Prav tako vrišemo tudi vrednosti za ciljni pomik. Tako lahko določimo pričakovano stopnjo poškodovanosti konstrukcije.

Iz podatka o pomiku v mejni stanju znatnih poškodb, SD, lahko določimo tudi maksimalni pospešek tal, ki bi povzročil to mejno stanje. Iz enačb (19) - (23) določimo vrednost v elastičnem spektru pospeškov  $S_e$ . Izpeljava je prikazana tukaj:

$$d_t = d_{t,SD} \rightarrow d_t^* = \frac{d_t}{\Gamma} \rightarrow \quad (45), (46)$$

$$d_{et}^* = \begin{cases} d_t^* \dots T^* \geq T_C \\ d_t^* \cdot q_u \cdot \left( 1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right)^{-1} \rightarrow \end{cases} \quad (47)$$

$$S_e(T^*) = d_{et}^* \cdot \left[ \frac{2 \cdot \pi}{T^*} \right]^2 \quad (48)$$

Iz vrednosti v elastičnem spektru pospeškov pa lahko iz enačb za elastični spekter (prEN 1998-1 : 2003: str. 24) določimo pospešek tal:

$$a_g = \begin{cases} S_e(T^*) / (S \cdot \eta \cdot 2,5) \dots T_B \leq T^* \leq T_C \\ (S_e(T^*) / (S \cdot \eta \cdot 2,5)) \cdot (T^* / T_C) \dots T_C \leq T^* \leq T_D \\ (S_e(T^*) / (S \cdot \eta \cdot 2,5)) \cdot ((T^*)^2 / (T_C \cdot T_D)) \dots T_D \leq T^* \leq 4s \end{cases} \quad (49)$$

Za določitev faktorja dodatne nosilnosti potrebujemo podatek o tvorbi prvega plastičnega členka in o tvorbi plastičnega mehanizma. Koraka za oba podatka lahko določimo iz tabele s podatki o »pushover« krivulji iz programa SAP 2000. Za prvi plastični členek je korak enolično določen. Korak, kjer se tvori plastični mehanizem, je, kot smo že prej omenili, tisti, od katerega dalje se število plastičnih členkov, ki so preseгли mejo tečenja, ne povečuje več. Glede na definicijo faktorja dodatne nosilnosti lahko rečemo, da je le-ta enak razmerju med celotno prečno silo pri tvorbi plastičnega mehanizma in celotno prečno silo pri tvorbi prvega plastičnega členka.

## 4 PODATKI O KONSTRUKCIJI

### 4.1 Splošni podatki in geometrija konstrukcije

Obravnavana konstrukcija je obstoječi objekt Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, ki se nahaja na Jamovi cesti 2 v Ljubljani. Objekt je bil projektiran leta 1962 [Prelog, 1962] po takratnih predpisih, grajen pa v letih od 1963 do 1969.

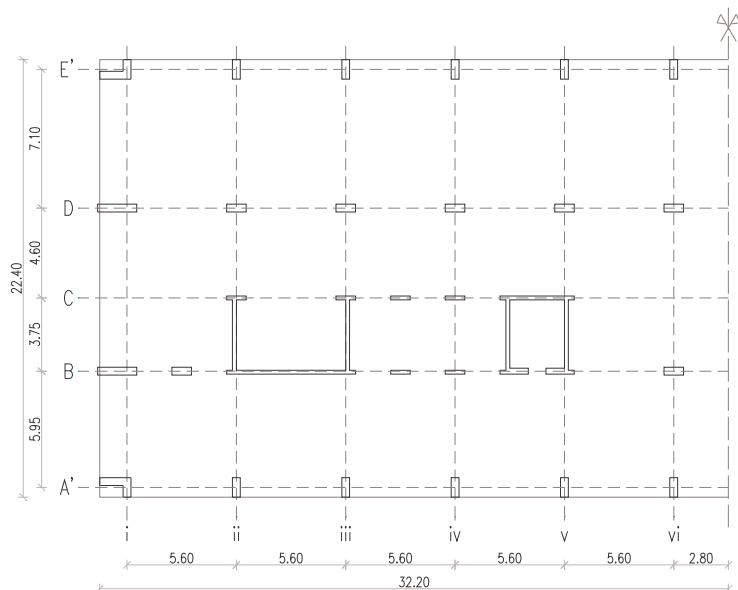
Objekt se nahaja na tleh tipa C (preglednica 1) v Ljubljani, kar določa parametre za spekter pospeškov in pomikov:

$$a_g = 0,25 \cdot g, S = 1,15, T_B = 0,20s, T_C = 0,60s \text{ in } T_D = 2,0s$$

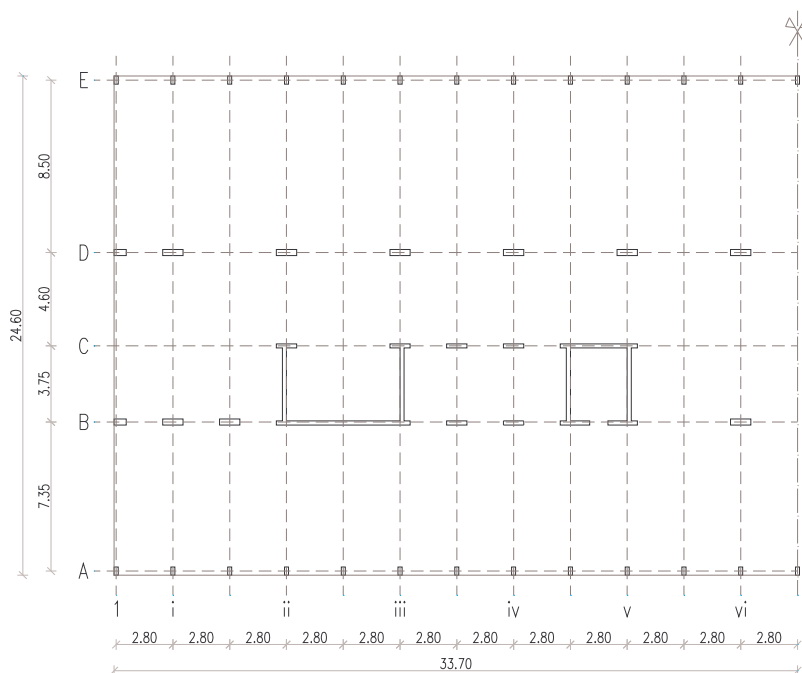
Konstrukcija je armiranobetonska, sestavljena iz stebrov, sten, nosilcev in rebričastega stropa s polnili. Konstrukcija je podkletena ter ima poleg pritličja še štiri večje in šest malih etaž. Tlorisne dimenzije konstrukcije znašajo 64,40/22,40 m v kleti in pritličju ter 67,40/24,60 m v nadstropjih. V višino meri konstrukcija 25,20 m. Konstrukcija je v vzdolžni smeri simetrična in na sredini dilatirana po celi višini razen v temeljih.

Slika 18 in slika 19 prikazujeta tlorisno geometrijo nosilnih elementov v kleti, pritličju in nadstropjih. Točnejša geometrija je prikazana v prilogi A. Na konstrukciji smo označili osi, in sicer A (A'), B, C, D in E (E') v vzdolžni smeri in 1, i, ii, iii, iv, v in vi v prečni smeri. V kleti predstavljajo nosilno konstrukcijo stebri dimenzij 100/40 cm, ki ležijo v rastru 5,60 m v vzdolžni smeri. Stebri na oseh A' in E' so orientirani prečno, na konceh pa se preoblikujejo v stebre oblike črke L z zunanji dimenzijami 160/100 cm ter debeline 40 cm. Stebri v oseh D in B so orientirani vzdolžno, na konceh pa se stebri podaljšajo v dimenzije 200/40 cm. Med osema C in B ležita po dve jedri, večje in manjše, katerih geometrija je prikazana na slika 21 in na slika 22. Jedra potekajo od temeljev do vrha konstrukcije. Stebri med jedri, tj. ob stopnišču, so debeline 20 cm. Zaradi povečanja tlorisnih dimenzij v nadstropjih ter zaradi spremembe rastra stebrov iz 5,60 m v pritličju na 2,80 m v nadstropjih se v pritličju v vzdolžni smeri na oseh A' in E' pojavijo oporne plošče. Geometrija opornih plošč je prikazana

na slika 25. V nadstropjih ležijo na oseh A in E stebri dimenzij 40/20 cm v rastru 2,80 m. Orientirani so prečno. V oseh D in B so stebri orientirani vzdolžno ter se nahajajo v rastru 5,60 m. Dimenzije teh stebrov so 100/30 cm v I. in II. nadstropju velikih etaž oziroma v 1., 2. in 3. nadstropju malih etaž ter 100/20 cm v III. in IV. nadstropju velikih etaž oziroma v 4., 5. in 6. nadstropju malih etaž. Med osema C in B ležita po dve jedri, večje in manjše (slika 21 in slika 22). Stebri med jedri, tj. ob stopnišču, so debeline 20 cm.



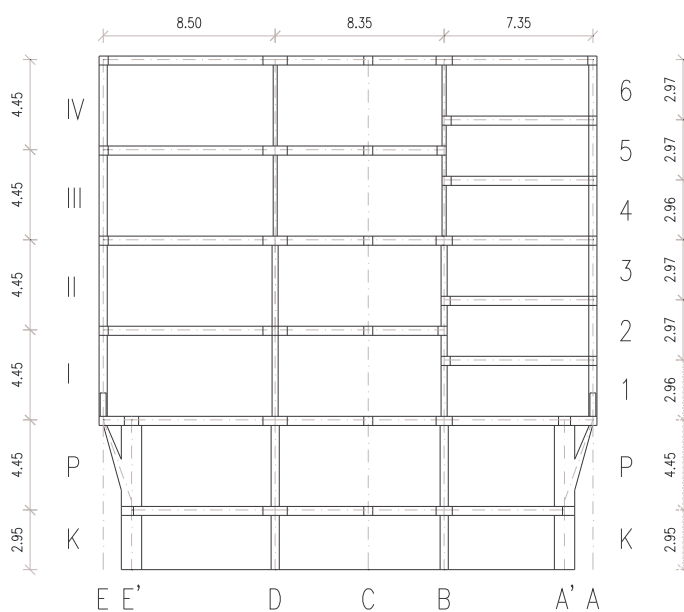
Slika 18: Tloris kleti in pritličja



Slika 19: Tloris nadstropij

Slika 20 prikazuje tipičen prečni prerez skozi eno od prečnih osi konstrukcije. Konstrukcija ima med osema B in E štiri večje etaže, ki so označene z I, II, III in IV, med osema A in B pa šest malih etaž, označenih z 1, 2, 3, 4, 5 in 6. Medetažno konstrukcijo predstavlja rebričasti super stop debeline 45 cm. Strop, ki je sestavljen iz betonskih reber in vmesnih polnil, je na mestu nalaganja na stebre ojačan, tako da se v kleti in pritličju ponavlja v rastru 5,60 m, v nadstropjih pa v rastru 2,80 m. Točnejša geometrija stropa je prikazana na slika 26 in slika 27 v poglavju 4.2.3.

Strop nalega na vzdolžne nosilce, ki se nahajajo v oseh A oziroma A', B, C, D in E oziroma E' ter prenašajo obtežbo na stebre. Nosilci v nadstropjih imajo v oseh A in E razpetino 2,8m, nosilci v oseh B in D v nadstropjih ter v vseh oseh v kleti in pritličju pa 5,60 m. Nosilci v osi E nad I., II., III. in IV. nadstropjem ter nosilec nad 6. nadstropjem v osi A so dimenzij 45/45 cm, nosilci nad 1. do nad 5. nadstropjem v osi A pa 40/45 cm. V osi E' nad pritličjem znašajo dimenzije vzdolžnega nosilca 70/45 cm, v osi A' nad pritličjem ter v oseh A' in E' nad kletjo pa 60/45 cm. Vsi vzdolžni nosilci na osi D so dimenzij 120/45 cm. V osi B je velikost nosilcev v etažah, ki potekajo čez celo širino konstrukcije, tj. nad kletjo, pritličjem, II. oziroma 3. nadstropjem ter nad IV. oziroma 6. nadstropjem, 80/45 cm, v ostalih, »necelih« etažah pa 45/45 cm. V osi C znašajo dimenzije vseh nosilcev 45/45 cm. Vzdolžni nosilci pa se pojavijo tudi na koncu previsnega dela nad pritličjem, ki je podprt z oporno ploščo. Ti nosilci so dimenzij 30/115 cm.



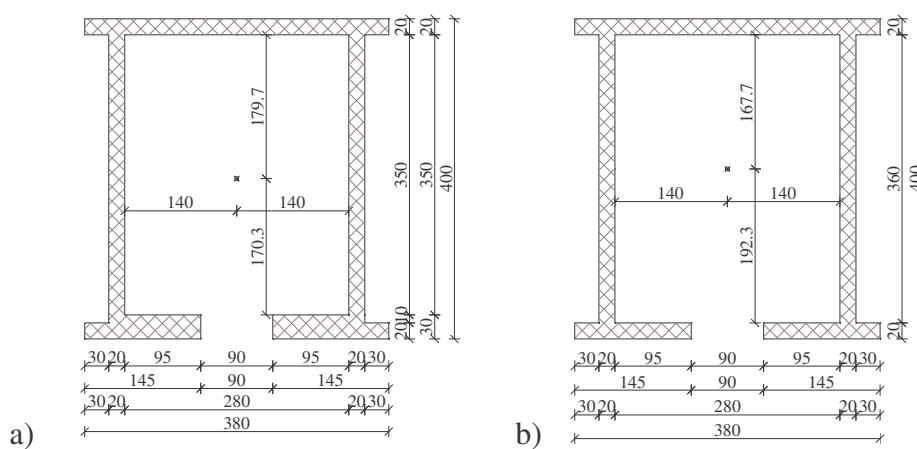
Slika 20: Karakterističen prečni prerez konstrukcije

## 4.2 Prerezi in armatura elementov

Za nelinearno analizo je poleg same geometrije in velikosti prerezov pomembna tudi količina in razporeditev armature po prerezu. Armaturo prerezov smo razbrali iz statičnega računa za omenjeni objekt [Prelog, 1962].

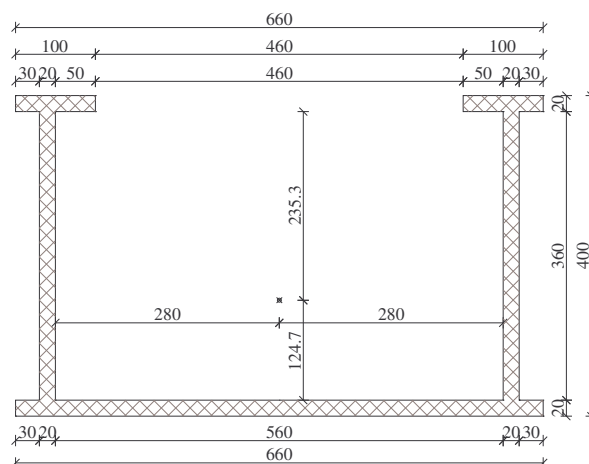
Vsi prerezi in armatura prerezov so prikazani pri posameznem analiziranem modelu v poglavjih 5.2.1.1 in 5.2.1.5 za vzdolžni okvir ter 5.2.2.1 in 5.2.2.5 za prečni okvir. V tem poglavju se bomo omejili le na specifične prereze, tj. prereze jeder in oporne plošče ter prereze in določitev nadomestnega prereza rebričastega stopa.

### 4.2.1 Prerezi in armatura jeder

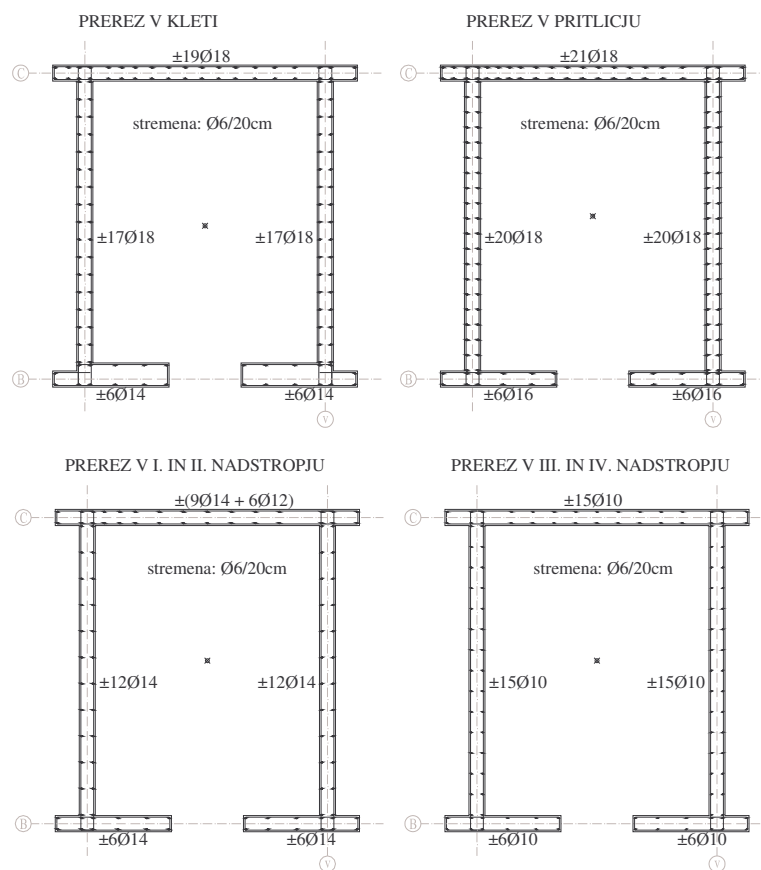


Slika 21: Prerez manjših jeder v kleti (a) ter pritličju in nadstropjih (b)

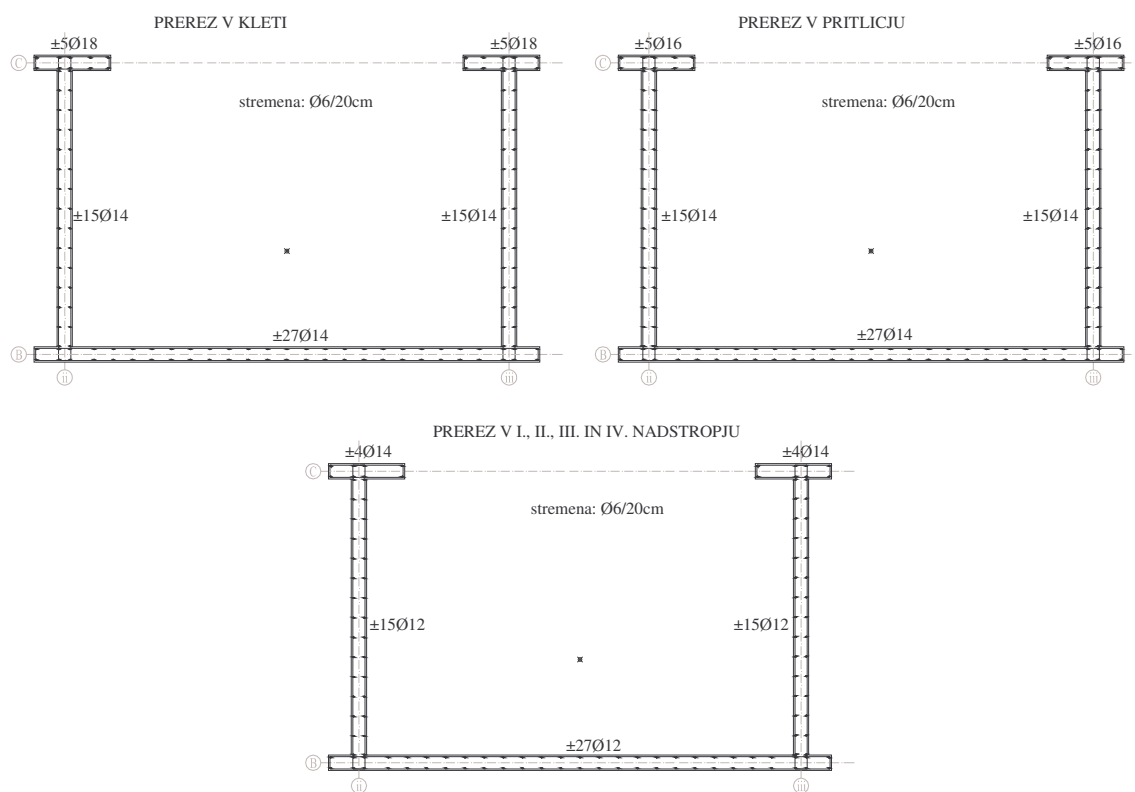




Slika 22: Prerez večjih jeder v vseh etažah

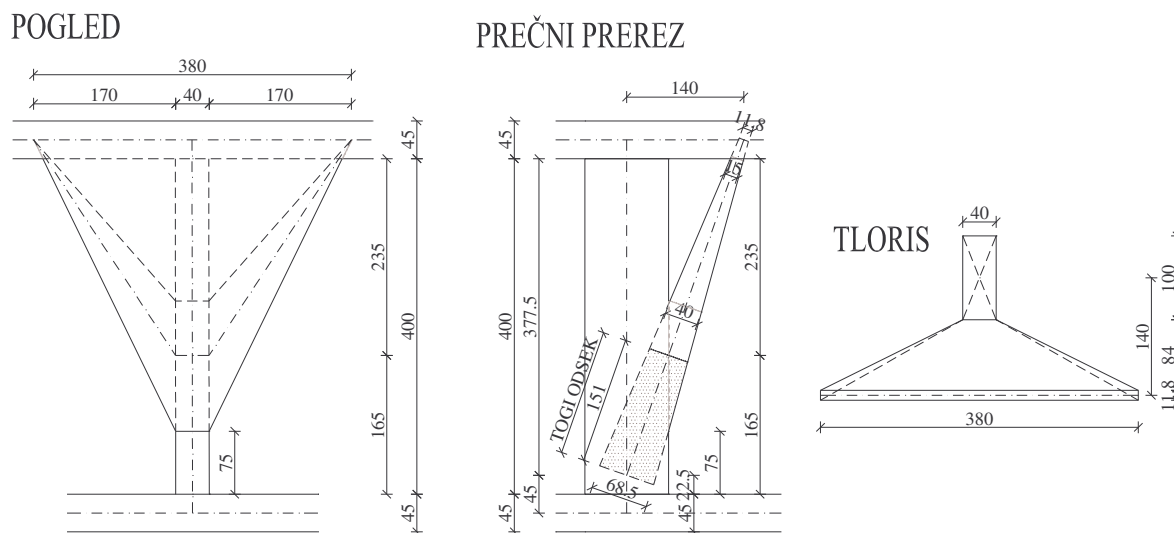


Slika 23: Armatura majhnega jedra



Slika 24: Armatura velikega jedra

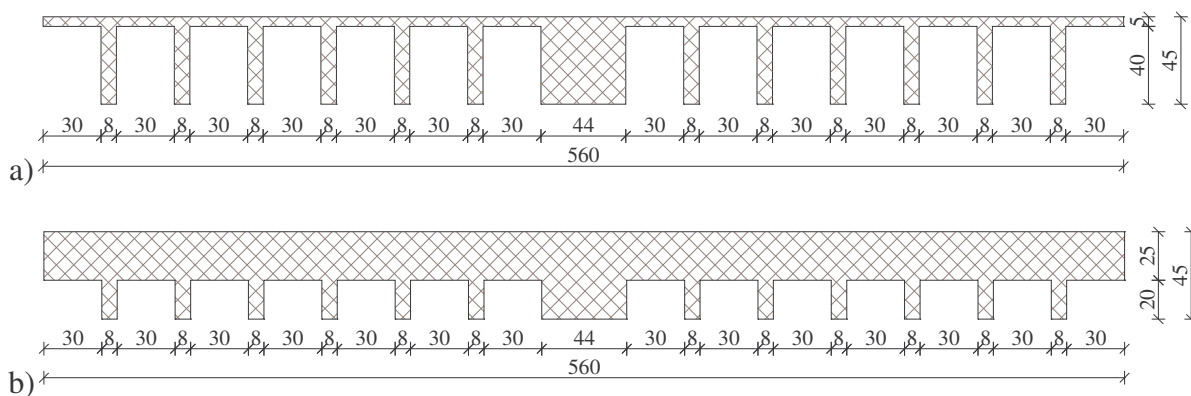
#### 4.2.2 Geometrija oporne plošče



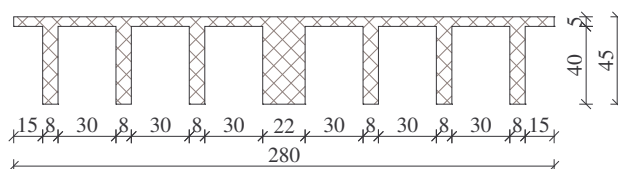
Slika 25: Geometrija opornih plošč v pritličju

### 4.2.3 Prerezi rebričastega stropa in določitev nadomestnega prereza

Rebričast strop se nad pritličjem in kletjo ponavlja v rastru 5,60 m, nad nadstropji pa na 2,80 m. Strop je sestavljen iz 5 cm debele plošče in reber višine 40 cm. Del previsnega dela stropa nad pritličjem (slika 26b), in sicer med osema A in A' ter E in E', ima ploščo debelo 25 cm, rebra pa so višine 20 cm. En segment rebričastega stropa nad kletjo in pritličjem (slika 26) sestavlja dvanajst tanjših reber širine 8 cm in enega ojačanega rebra širine 44 cm v sredini. Nad nadstropji je v enem segmentu rebričastega stropa (slika 27) šest tanjših reber širine 8 cm in eno ojačano rebro širine 22 cm. Med rebri je 30 cm prostora, ki je zapolnjen s polnili.



Slika 26: Rebričast strop nad kletjo in pritličjem



Slika 27: Rebričast strop nad nadstropji

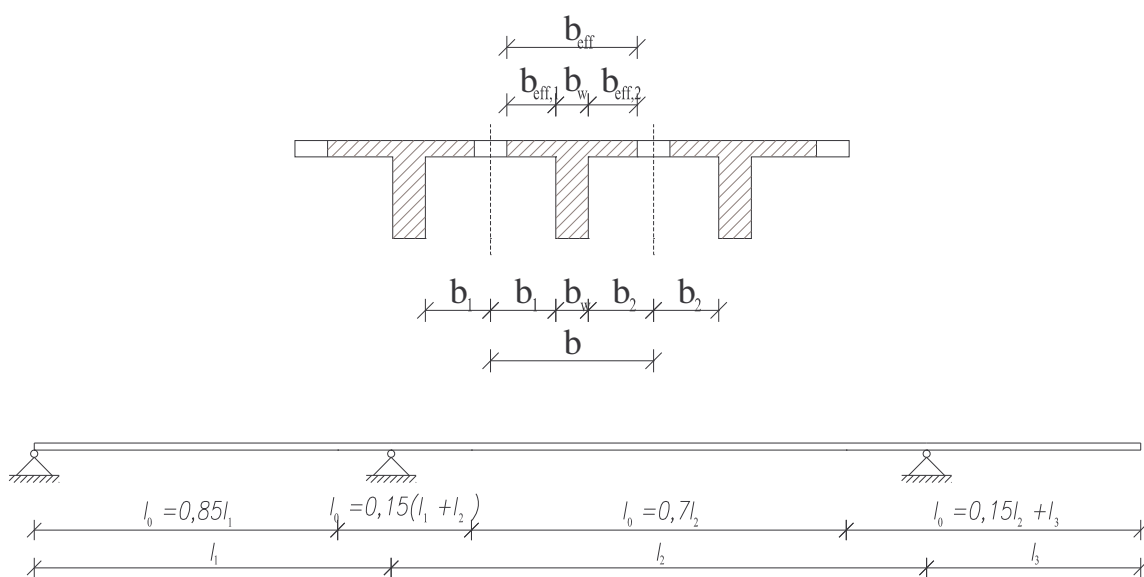
Zaradi velikega razpona med stebri v prečni smeri pri prenosu obtežbe v tej smeri ne sodeluje celotna širina stropa. Zato določimo nadomestno širino stropov. Pri tem uporabimo določila EC2-1-1 (poglavje 5.3.2.1, Določitev efektivne širine pasnic).

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b, \quad (50)$$

kjer je

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 \text{ in } b_{eff,i} \leq b_i \quad (51)$$

Vse ostale potrebne količine pa so prikazane na slika 28.



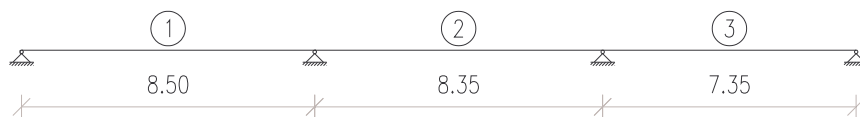
Slika 28: Parametri za določitev sodelujočega prereza za nosilce

Za vse razpone med stebri določimo  $b_{eff}$ . Na koncu izberemo najstrožji kriterij za  $b_{eff}$ , tj. tisti, ki zahteva največjo sodelujočo širino, in ta  $b_{eff}$  uporabimo za vse nadomestne prereze.

Nadomestni prerez je T oblike, in sicer je njegova pasnica široka  $b_{eff}$ , širina stojine pa je enaka vsoti širine ojačanega rebra in vseh ostalih reber, ki se nahajajo znotraj območja širine  $b_{eff}$ . Enako velja za armaturo nadomestnega prereza.

#### 4.2.3.1 Nadomestni prerez za strop nad nadstropji

Strop nad nadstropji poteka preko treh polj različnih dolžin (slika 29). Za vsako polje določimo razdaljo med ničnimi točkami momenta  $l_0$  glede na določila, ki so prikazana na slika 28 (enačbe (52)-(54)).



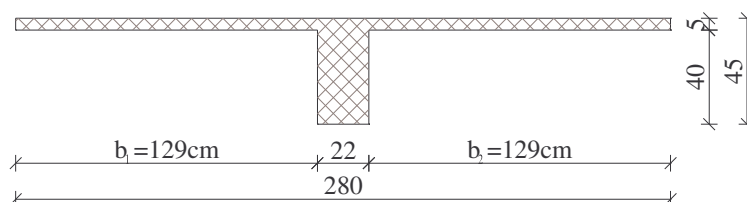
Slika 29: Potek stropa preko polj nad nadstropji

$$l_{0,1} = 0,85 \cdot 8,50 \text{ m} = 7,23 \text{ m} \quad (52)$$

$$l_{0,2} = 0,70 \cdot 8,35 \text{ m} = 5,85 \text{ m} \quad (53)$$

$$l_{0,3} = 0,85 \cdot 7,35 \text{ m} = 6,25 \text{ m} \quad (54)$$

Nato določimo  $b_{\text{eff},i}$  in  $b_{\text{eff}}$  za T prerez na slika 30 za vsako polje.



Slika 30: Začetni T prerez za strop nad nadstropji

Za polje 1:

$$b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 129 \text{ cm} + 0,1 \cdot 723 \text{ cm} = 98,1 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 723 \text{ cm} = 145 \text{ cm} \quad (55)$$

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot 98,1 \text{ cm} + 22 \text{ cm} = 218,1 \text{ cm} \leq 280 \text{ cm} \quad (56)$$

Za polje 2:

$$b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 129 \text{ cm} + 0,1 \cdot 585 \text{ cm} = 84,3 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 585 \text{ cm} = 117 \text{ cm} \quad (57)$$

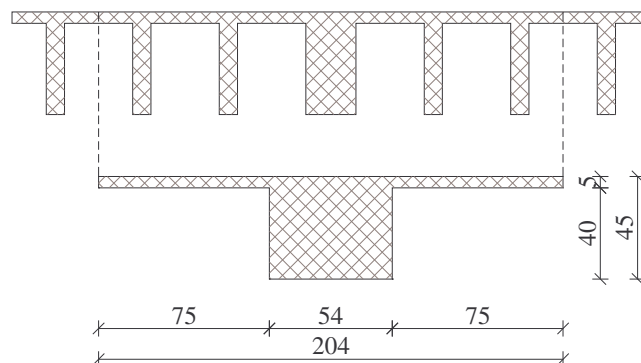
$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot 84,3 \text{ cm} + 22 \text{ cm} = 190,5 \text{ cm} \leq 280 \text{ cm} \quad (58)$$

Za polje 3:

$$b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 129 \text{ cm} + 0,1 \cdot 625 \text{ cm} = 88,3 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 625 \text{ cm} = 125 \text{ cm} \quad (59)$$

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot 88,3 \text{ cm} + 22 \text{ cm} = 198,6 \text{ cm} \leq 280 \text{ cm} \quad (60)$$

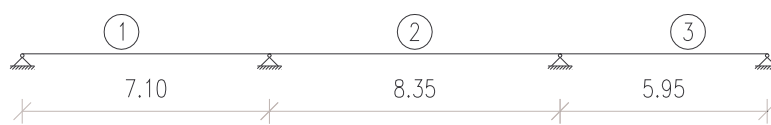
Če določimo povprečno vrednost za  $b_{\text{eff}}$  in jo upoštevamo na prerezu stropa z vsemi rebri (slika 27), vidimo, da pri tej zahtevi odpade po eno tanjše rebro na vsaki strani. Debelino reber, ki ostanejo znotraj efektivne širine seštejemo, dobljena vrednost je širina stojine nadomestnega T prereza. Karakteristike nadomestnega T prereza so prikazane na slika 31.



Slika 31: Nadomestni prerez stropa nad nadstropji

#### 4.2.3.2 Nadomestni prerez za strop nad kletjo in pritličjem

Postopek je enak kot pri stropu nad nadstropji (poglavje 4.2.3.1). Strop nad kletjo in pritličjem poteka preko treh polj (slika 32).



Slika 32: Potek stropa preko polj nad kletjo in pritličjem

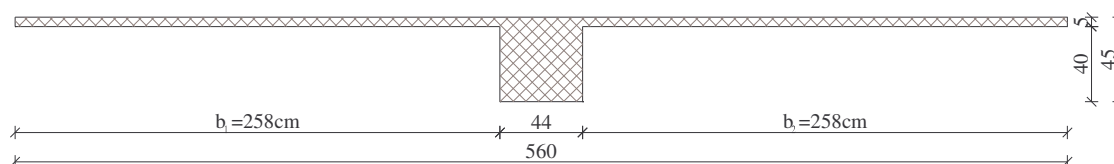
Določimo razdaljo med ničnimi točkami momenta  $l_0$  za vsako polje:

$$l_{0,1} = 0,85 \cdot 7,10 \text{ m} = 6,04 \text{ m} \quad (61)$$

$$l_{0,2} = 0,70 \cdot 8,35 \text{ m} = 5,85 \text{ m} \quad (62)$$

$$l_{0,3} = 0,85 \cdot 5,95 \text{ m} = 5,06 \text{ m} \quad (63)$$

Nato določimo  $b_{\text{eff},i}$  in  $b_{\text{eff}}$  za T prerez na slika 33 za vsako polje.



Slika 33: Začetni T prerez za strop nad nadstropji

Za polje 1:

$$b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 258 \text{ cm} + 0,1 \cdot 604 \text{ cm} = 112,0 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 604 \text{ cm} = 121 \text{ cm} \quad (64)$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 112,0 \text{ cm} + 44 \text{ cm} = 267,9 \text{ cm} \leq 560 \text{ cm} \quad (65)$$

Za polje 2:

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2 \cdot 258 \text{ cm} + 0,1 \cdot 585 \text{ cm} = 110,1 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 585 \text{ cm} = 117 \text{ cm} \quad (66)$$

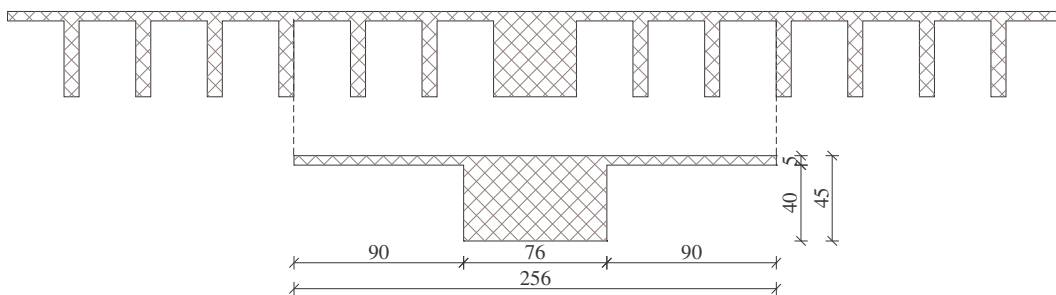
$$b_{eff} = 2 \cdot 110,1 \text{ cm} + 44 \text{ cm} = 264,1 \text{ cm} \leq 560 \text{ cm} \quad (67)$$

Za polje 3:

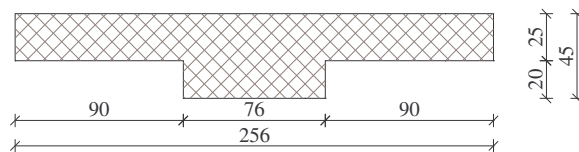
$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2 \cdot 258 \text{ cm} + 0,1 \cdot 506 \text{ cm} = 102,2 \text{ cm} \leq 0,2 \cdot 506 \text{ cm} = 101 \text{ cm} \quad (68)$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 102,2 \text{ cm} + 44 \text{ cm} = 248,4 \text{ cm} \leq 560 \text{ cm} \quad (69)$$

Določimo povprečno vrednost za  $b_{eff}$  in jo upoštevamo na prerezu stropa z vsemi rebri (slika 26). vidimo, da pri tej zahtevi odpadejo po štiri tanjša rebra na vsaki strani. Vsota debelino reber, ki ostanejo znotraj efektivne širine seštejemo, je širina stojine nadomestnega T prereza. Karakteristike nadomestnega T prereza so prikazane na slika 34 za strop nad kletjo in pritriljem ter na slika 35 za strop nad previsnim delom v pritrilju.



Slika 34: Nadomestni prerez stropa nad kletjo in pritriljem



Slika 35: Nadomestni prerez stropa nad previsnim delom v pritrilju

### 4.3 Material

V času gradnje objekta so bili izvedeni številni poskusi, iz katerih lahko določimo točne vrednosti materialnih karakteristik [IMFM, 1963-1968]. Tako ni bilo potrebno reducirati karakteristik z varnostnimi faktorji.

Za beton so bili izvedeni preizkusi na kockah, dimenzij 20/20/20 cm. Rezultati preizkusov so pokazali, da karakteristična trdnost betona ustreza zahtevanim karakteristikam statičnega računa. Tako je predpisana marka betona glede na takratne standarde za stebre do vključno II. nadstropja velikih etaž in do vključno 3. nadstropja malih etaž ter za jedra v kleti MB300. Za vse ostale elemente pa je predpisana marka betona MB220. Če te podatke prenesemo v Evrokod standarde, lahko zapišemo karakteristično tlačno trdnost in elastični modul betona:

- za MB300:  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ,  $E_c = 32837 \text{ MPa}$
- za MB220:  $f_{ck} = 22 \text{ MPa}$ ,  $E_c = 30589 \text{ MPa}$

Lastnosti uporabljenega jekla za armaturo v statiki niso točno podani, vendar glede na obdobje gradnje predvidevamo, da je uporabljena gladka armatura. Tudi za armaturo so bili izvedeni preizkusi [IMFM, 1963-1968], in sicer na palicah dolžine 120 mm za vsak uporabljeni premer palice. Iz vseh rezultatov analize smo določili natezno trdnost jekla kot povprečno vrednost, in sicer znaša ta:

$$f_{yk} = 276,8 \text{ MPa}$$

#### 4.4 Obtežba in mase konstrukcije

Ker smo se v diplomski nalogi omejili samo na nelinearno analizo, smo upoštevali samo lastno in stalno ter koristno obtežbo. Zaradi poenostavitve analize z dvema okviroma v dveh pravokotnih smereh (opisana sta v poglavju 5.2) smo vse obtežbe na konstrukcijo vnesli »pešč«, kljub temu, da program SAP 2000 omogoča samodejno določitev lastne teže.

##### 4.4.1 Lastna teža in stalna obtežba

Pri določitvi lastne teže armirano-betonskih elementov smo upoštevali, da znaša specifična teža betona po določilih v EN 1991-1-1:2004, dodatek A, preglednica A.1:

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

Lastna teža vsakega vertikalnega elementa deluje na spodnjem vozlišču elementa kot točkovna obtežba. Jedra, ki so sicer kontinuirna od temeljev do vrha, so razdeljena na več



elementov glede na višino velikih etaž. Tako deluje lastna teža jeder na vsaki višini večjih etaž kot točkovna obtežba. Lastno težo horizontalnih elementov smo upoštevali kot linearno razporejeno po posameznem elementu. Za lastno težo super stropa smo vzeli enako vrednost, kot je določena v statičnem računu objekta [Prelog, 1962], in sicer znaša le-ta:

$$g_{\text{super strop}} = 4,25 \text{ kN/m}^2$$

K stalni obtežbi smo upoštevali oblogo super stropa, predelne stene v etažah in fasado. Zaradi poenostavitve smo vzeli, da je talna obloga v vseh etažah po celotni površini enaka. Sestavljena je iz gume, estriha in izolacije na zgornji strani stropa ter ometa na spodnji strani. Njena teža znaša:

$$g_{\text{obloga}} = 1,14 \text{ kN/m}^2$$

Obtežbo predelnih sten v etažah smo upoštevali kot enakomerno razporejeno po površini. Pojavljajo se štiri različne vrste predelnih sten. Predelne stene med kabineti v malih etažah med osema A in B so iz mavčnih plošč. Predelne stene, ki ločujejo male etaže od velikih, tj v osi B, so iz porolita. Predelne stene med sanitarijami med osema B in C so iz navadne opeke širine 6 cm. Med predavalnicami (med osema C in E) so predelne stene prav tako iz opeke, vendar so širine 12 cm, k teži pa smo upoštevali še izolacijo in omet. Tako znašajo vrednosti za težo posameznih sten glede na specifične teže po EN 1991-1-1:2004, dodatek A in debeline sten v načrtih arhitekture:

$$g_{\text{mavčne plošče}} = 0,6 \text{ kN/m}^2, \quad g_{\text{porolit}} = 1,2 \text{ kN/m}^2, \quad g_{\text{stene v sanitarijah}} = 1,08 \text{ kN/m}^2,$$

$$g_{\text{stene med predavalnicami}} = 2,66 \text{ kN/m}^2$$

Fasada je prezračevalna in je sestavljena iz betonskih plošč, izolacije in 6 cm debelega opečnega zidu. Teža fasade znaša:

$$g_{\text{fasada}} = 2,49 \text{ kN/m}^2$$

K stalni obtežbi smo upoštevali še strojnico dvigala, ki deluje kot točkovna obtežba na strehi na mestu manjšega jedra in katere vrednost znaša 10 kN.

#### 4.4.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo za vse etaže smo določili po SIST EN 1991-1-1:2004, str. 14, kjer so v preglednici 6.1 določene kategorije uporabe površin, v preglednici 6.2 pa vrednosti za te kategorije. Naš objekt spada glede na uporabo v kategorijo C2, kar pomeni površine s pritrjenimi sedeži (npr. V cerkvah gledališčih in kinih, konferenčnih dvoranh, predavalnicah, skupščinskih dvoranh, čakalnicah, železniških čakalnicah), za katero znaša vrednost koristne obtežbe:

$$q_{etaže} = 4 \text{ kN/m}^2$$

Koristno obtežbo strehe pa smo določili po SIST EN 1991-1-1:2004, str. 20, kjer so v preglednici 6.9 določene kategorije streh, v preglednici 6.10 pa vrednosti za te kategorije. Naš objekt spada glede na uporabo strehe v kategorijo H, kar pomeni strehe, dostopne samo za normalno vzdrževanje in popravila, in za katero znaša vrednost koristne obtežbe:

$$q_{streha} = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.4.3 Potresna obtežba

Potresna obtežba je definirana s spektrom pospeška. Obravnavan objekt se nahaja na tleh tipa C (preglednica 1) v Ljubljani. Tako znašajo parametri za spekter pospeškov:

$$a_g = 0,25 \cdot g, S = 1,15, T_B = 0,20\text{s}, T_C = 0,60\text{s} \text{ in } T_D = 2,0\text{s}$$

#### 4.4.4 Oblika horizontalnih sil za nelinearno statično obtežbo

Horizontalno obtežbo, ki je potrebna za analizo z N2 metodo, določimo po EC8 po obliki, ki je opisana v poglavju 2.6.2.2. Za vsak model imamo tako dve različni razporeditvi sil po višini:

- »enakomerno«, pri čemer so horizontalne sile sorazmerne masam ne glede na višino.
- »modalno«, kjer so horizontalne sile sorazmerne horizontalnim silam v obravnavani smeri, določenimi z elastično analizo.

Za enakomerno horizontalno obtežbo velja, da sile določimo iz enačbe (11):

$$P_i = m_i \cdot \phi_i,$$

kjer je  $\phi_i$  za vse etaže enak 1, tako da so je razporeditev horizontalnih sil po višini enaka razporeditvi mas po etažah.

Pri analizi, ki smo jo opravili, tj. kontrolirano povečevanje pomikov, je bolj kot velikost samih sil pomembna njihova razporeditev po višini. Točna razporeditev sil je podana za vsak analiziran model posebej v poglavjih 5.2.1.4 za vzdolžni okvir in v 5.2.2.4 za prečni okvir.

#### 4.4.5 Mase konstrukcije za nelinearno statično (»pushover«) analizo

Mase konstrukcije potrebujemo za določitev oblike enakomerne razporeditve horizontalnih sil po višini konstrukcije.

Mase konstrukcije smo določili iz lastne teže, stalne in koristne obtežbe. Upoštevali smo določile standarda EC8 in mase določili po enačbah (1) in (2). Faktor za kombinacijo spremenljivega vpliva  $i$ , ki se upošteva pri določanju učinkov projektnega potresnega vpliva,  $\psi_{E,i}$  smo določili glede na vrednosti faktorja  $\varphi$  (preglednica prEN 1998-1 : 2003: str. 39 na strani 7) in glede na vrednosti faktorja  $\psi_{2,i}$  (preglednica 2). Te vrednosti znašajo:

$$\varphi = \begin{cases} 1,0 \dots \text{za streho} \\ 0,5 \dots \text{za ostale etaže} \end{cases}$$

$$\psi_{2,i} = 0,3 \text{ (kategorija B)}$$

Vrednosti za mase so prikazane v poglavju 5.2.1.3 za vzdolžni okvir in v 5.2.2.3 za prečni okvir.

#### 4.4.6 Mase za N2 metodo

Za določitev ciljnega pomika z N2 metodo potrebujemo mase celotne konstrukcije in ne samo tisti del, ki odpade na naš okvir. Razlog temu je, da želimo določiti ciljni pomik za celotno konstrukcijo. Mase določimo iz prostorskega modela za modalno analizo iste stavbe [Kreslin,

2005]. Preglednica 5 prikazuje vednosti mas po etažah za tri različne razporeditve, kot je opisano v nadaljevanju v poglavju 5.2.1.3.

Preglednica 5: Mase konstrukcije za analizo z N2 metodo

h <sub>i</sub> [m]	nivo	mase v vseh etažah	mase v velikih etažah	mase v celih etažah
		m <sub>i</sub> [t]	m <sub>i</sub> [t]	m <sub>i</sub> [t]
2,95	STROP NAD KLETJO	1800,62	1800,6	1800,6
7,4	STROP NAD PRITLIČJEM	2290	2660,8	3652,1
10,36	STROP NAD 1. NADSTROPJEM	741,57		
11,85	STROP NAD I. NADSTROPJEM	1241,02	1964,9	
13,32	STROP NAD 2. NADSTROPJEM	706,19		
16,3	STROP NAD II IN 3. NADSTROPJEM	1898,34	2616,5	4572
19,24	STROP NAD 4. NADSTROPJEM	730,22		
20,75	STROP NAD III. NADSTROPJEM	1233,47	1946	
22,2	STROP NAD 5. NADSTROPJEM	694,84		
25,2	STREHA	2069,03	2416,4	3380,6

## 5 MODELIRANJE IN ANALIZA KONSTRUKCIJE

### 5.1 Pravilnost konstrukcije

Po že opravljenih preračunih lahko privzamemo, da je naša konstrukcija nepravilna v tlorisu in po višini [Kreslin, 2005], saj ne zadosti pogojem za pravilnost, ki so opisani v poglavjih 2.4.1 in 2.4.2. Za tlorisno pravilnost se izkaže, da je ekscentričnost stavbe  $e_0$  večja od 30% torzijskega polmera. Prav tako ni izpolnjen pogoj glede torzijskega in vztrajnostnega polmera. Za pravilnost po višini lahko že takoj rečemo, da ni izpolnjena, saj se mase ne enakomerno spreminjajo po etažah, ampak imamo zaradi medetaž skoke.

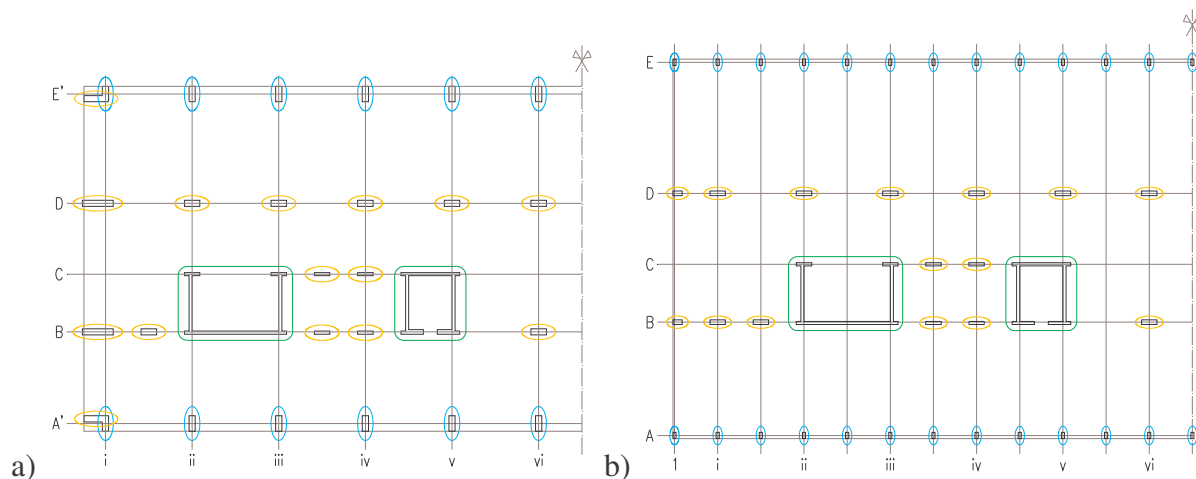
Čeprav se izkaže, da je konstrukcija nepravilna tako tlorisno, kot po višini, kar pomeni, da bi moral biti model konstrukcije prostorski, smo se odločili, da opravimo analizo na dveh ločenih okvirih za vsako smer delovanja potresne obtežbe posebej. K taki odločitvi je botrovalo predvsem dejstvo, da je konstrukcija sestavljena iz velikega števila elementov. Določitev plastičnih členkov za prostorski model, tj. za vse elemente v dveh pravokotnih smereh, bi krepko preseгла predviden obseg diplomske naloge. Prav tako lahko iz geometrije vidimo, da določeni elementi nosijo pretežno le v eni smeri, spet drugi pa le v smeri, ki je na prvo pravokotna.

### 5.2 Modeliranje konstrukcije

Kot smo omenili že v prejšnjem poglavju (5.1), smo konstrukcijo analizirali z dvema ravninskima modeloma, v vsaki od glavnih smeri konstrukcije po enega. Tako leži prvi model, ki smo ga poimenovali MODEL X, v vzdolžni smeri konstrukcije, drugi model, imenovan MODEL Y, pa v prečni smeri. V nadaljevanju bomo za polovico konstrukcije (konstrukcija je v vzdolžni smeri simetrična) prikazali postopek določanja teh dveh merodajnih okvirov.

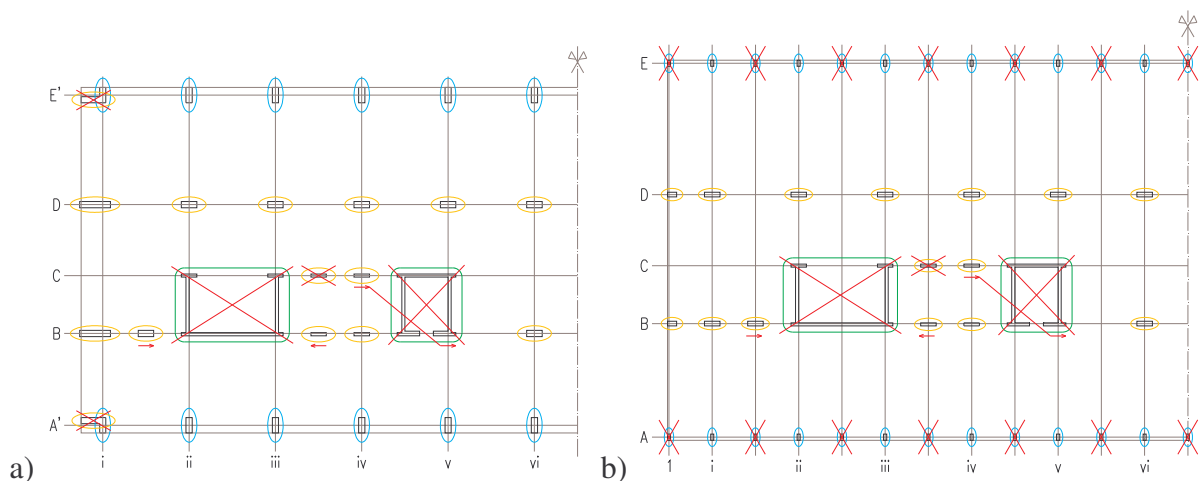
Slika 36 prikazuje tloris konstrukcije pred začetkom sestavljanja modela. Z modro barvo so označeni elementi, ki so orientirani v prečni smeri, z oranžno pa v vzdolžni smeri. Z zeleno

barvo so označena jedra. Robne elemente v obliki črke L na osi A' in E' v kleti in pritličju lahko razdelimo na del, ki je orientiran v vzdolžni smeri, in del, ki je orientiran prečno. Za elemente, ki so orientirani v določeni smeri velja, da je njihova nosilnost v tej smeri precej večja od nosilnosti v pravokotni smeri. To razmerje je odvisno predvsem od geometrije prereza.



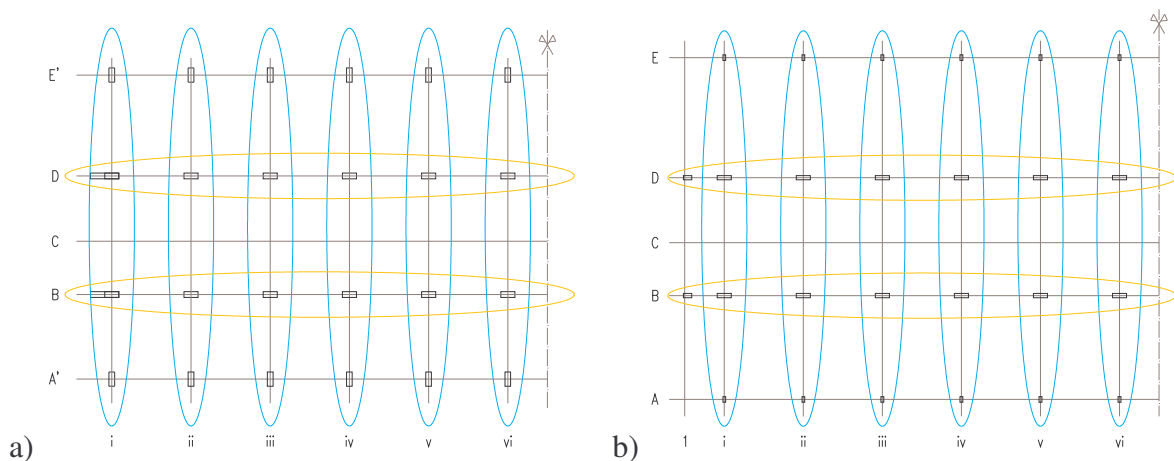
Slika 36: Nosilni elementi v kleti in pritličju (a) ter nadstropjih (b)

Naslednji korak pri sestavljanju modela je določevanje okvirov (slika 37). Jedra bomo modelirali okviru in jih nato povezali z okvirji s togo vezjo. Zato lahko jedra v tej fazi »umaknemo«. Ker želimo doseči neko ponavljajoče zaporedje okvirov, določene elemente premaknemo v glavne osi. To je nakazano s puščicami. Sledi odstranitev nenosilnih oziroma nebitvenih elementov. Tako lahko odstranimo »vzdolžni« steber na osi C ter med osemi iii in iv. »Izpad« tega stebra nadomestimo tako, da ostalim stebrom iz te skupine (stebri med osmi B in C ter iii in iv) povečamo začetno širino 20 cm, in sicer v kleti in pritličju na 40 cm, v I., II., 1., 2. in 3. nadstropju pa na 30 cm. S tem dosežemo, da imajo vsi stebri v vzdolžni smeri enako širino. L nosilec na robovih na oseh A' in E' v kleti in pritličju lahko odvezemo vzdolžni del, saj predstavlja ta del edino nosilnost v vzdolžni smeri v teh oseh, zato se bo obtežba v tej smeri prenesla preko elementov v ostalih oseh. Prav tako lahko odstranimo prečno orientirane elemente v nadstropjih, ki ležijo izven osi in na osi 1, ker so preveč podajni.



Slika 37: Sestavljanje modela v kleti in pritličju (a) ter nadstropjih (b)

Sedaj dobimo končna okvira konstrukcije (slika 38). V vzdolžni smeri imamo dva okvira v osi B in D, ki pripadata modelu z imenom MODEL X in katerih polovica elementov je označena na sliki z oranžno barvo. V prečni smeri pa imamo dvanajst prečnih okvirov, po šest za vsako polovico konstrukcije, ki se nahajajo v vseh glavnih prečnih oseh. Ta okvir je sestavni del modela, ki smo ga poimenovali MODEL Y. Njegovi elementi pa so označeni z modro barvo.

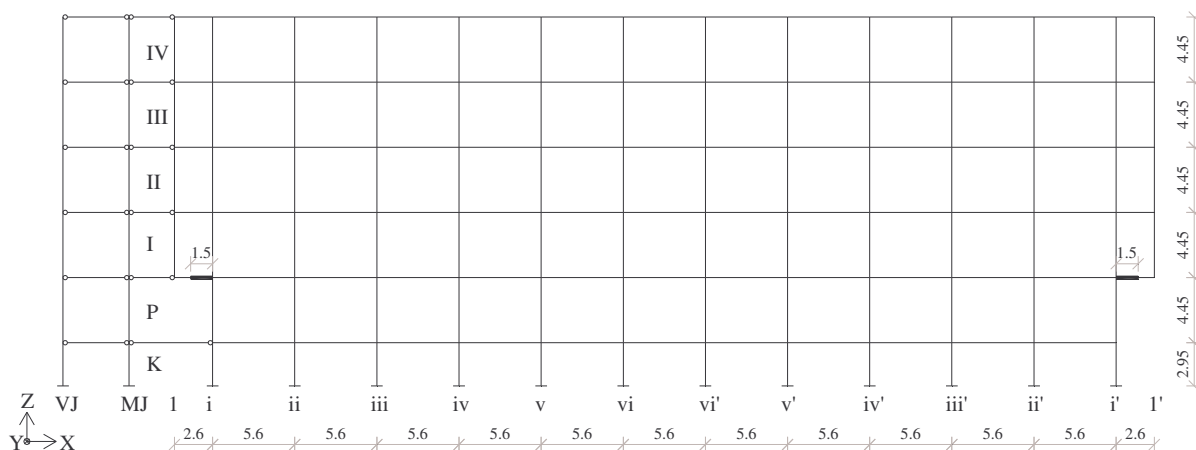


Slika 38: Končna sestava okvirov konstrukcije v kleti in pritličju (a) in nadstropjih (b)

## 5.2.1 Vzdolžni model - MODEL X

### 5.2.1.1 Model

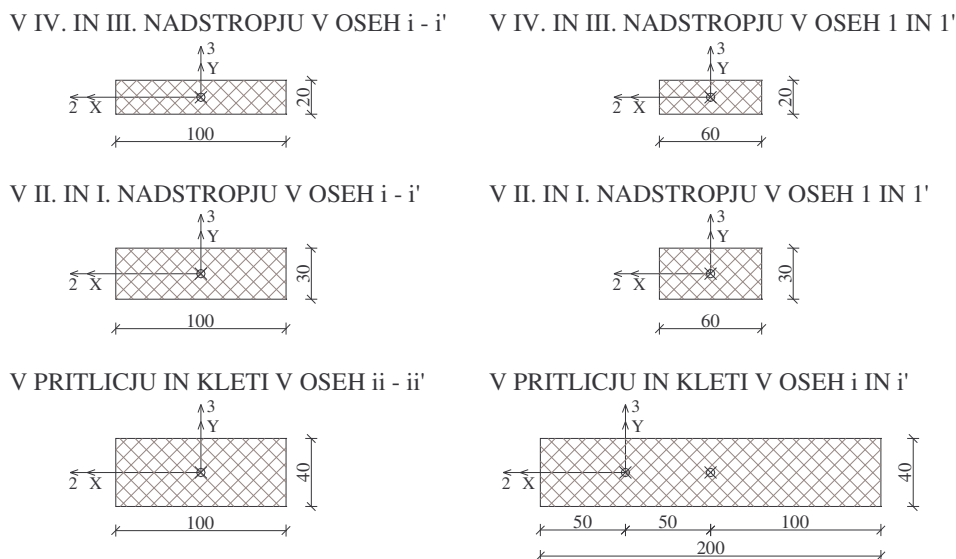
V vzdolžni smeri imamo dva okvira in po dve veliki in manjši jedri. Modelirali smo le polovico konstrukcije v vzdolžni smeri, tj. en okvir ter eno veliko in eno majhno jedro. Kot reprezentativni vzdolžni okvir smo si izbrali okvir v osi D, kjer so večje etaže. Vsi elementi v okviru so orientirani vzdolžno.



Slika 39: Računski model za MODEL X

Stebri v oseh ii do ii' v kleti in pritličju so dimenzij 100/40 cm. V oseh i in i' pa sta stebra velika 200/40 cm, v model pa smo jih vnesli ekscentrično, kot prikazuje tudi slika 40. Stebri v oseh i do i' v I. in II. nadstropju v prerezu merijo 100/30 cm, v II in IV. nadstropju pa 100/20 cm. Stebri v oseh 1 in 1' v nadstropjih so enako široki kot ostali stebri v posamezni etaži, le da je njihova dimenzija v X-smeri za 40 cm krajša. Slika 40 prikazuje prereze stebrov ter lokalne (2, 3) in globalne (X, Y) osi, glede na katere so bili stebri vneseni v model. Preglednica 6 prikazuje dimenzije stebrov v posamezni etaži glede na globalni koordinatni sistem (X, Y).



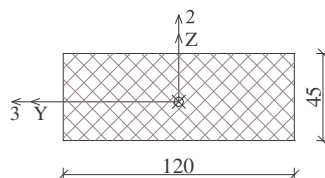


Slika 40: Prerezi stebrov za MODEL X

Preglednica 6: Dimenzije stebrov v posameznih etažah glede na globalni KS za MODEL X

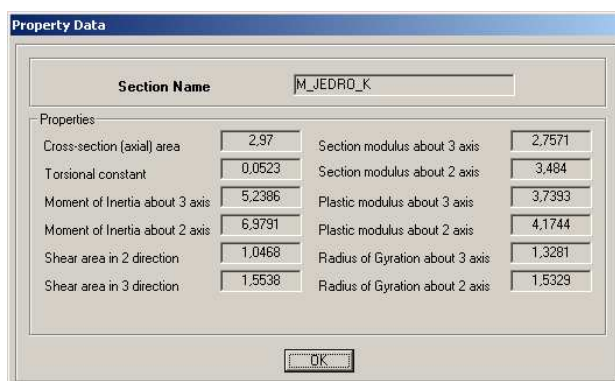
etaža	dimenzije stebra v osi					
	1, 1'		i, i'		ii – ii'	
	$d_x$ [cm]	$d_y$ [cm]	$d_x$ [cm]	$d_y$ [cm]	$d_x$ [cm]	$d_y$ [cm]
Klet	/	/	200	40	100	40
Pritličje	/	/	200	40	100	40
I. nadstropje	60	30	100	30	100	30
II. nadstropje	60	30	100	30	100	30
III. nadstropje	60	20	100	20	100	20
IV. nadstropje	60	20	100	20	100	20

Vsi vzdolžni nosilci so enakih dimenzij, in sicer 120/45 cm (slika 41). Na nosilcih nad pritličjem smo na previsnem delu definirali toge odseke v dolžini 1,50 m. Ta del nosilca namreč v celoti nalega na stebre v pritličju.



Slika 41: Prerez nosilca za OKVIR 1

Jedri sta na slika 39 označeni z MJ za majhno jedro in VJ za veliko jedro. Geometrija jeder je prikazana že v poglavju 4.2.1. Jedra smo modelirali s t.i. splošnim prerezom («General Section»), kateremu smo določili podatke o prerezu in vztrajnostnih momentih za jedra.



Property Data			
Section Name		M_JEDRO_K	
Properties			
Cross-section (axial) area	2,97	Section modulus about 3 axis	2,7571
Torsional constant	0,0523	Section modulus about 2 axis	3,484
Moment of Inertia about 3 axis	5,2386	Plastic modulus about 3 axis	3,7393
Moment of Inertia about 2 axis	6,9791	Plastic modulus about 2 axis	4,1744
Shear area in 2 direction	1,0468	Radius of Gyration about 3 axis	1,3281
Shear area in 3 direction	1,5538	Radius of Gyration about 2 axis	1,5329

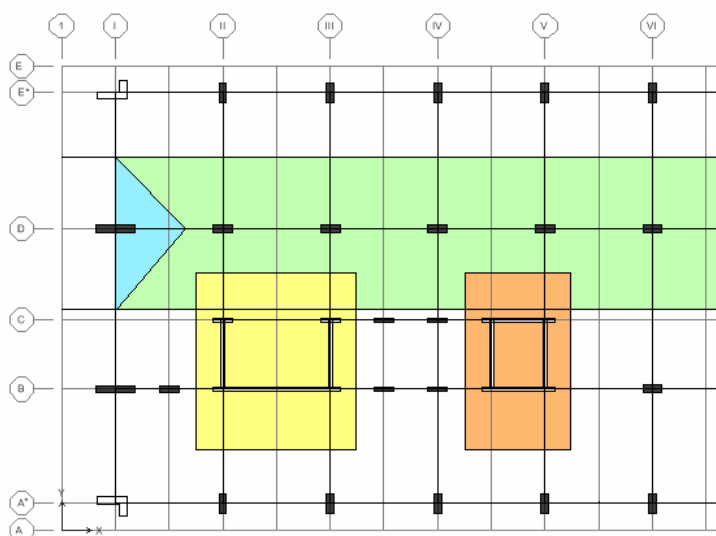
Slika 42: Določitev prereza za jedra (primer: majhno jedro v kleti)

Vsi stebri do vključno II. nadstropja ter jedra v kleti so iz armiranega betona, ki smo ga označili z MB300 (poglavje 4.3), vsi ostali elementi pa iz armiranega betona z oznako MB220.

Vsa vozlišča na nivoju etaž smo ob predpostavki, da so nosilci dovolj togi in da se s tem prenaša horizontalna obtežba le na vertikalne elemente, povezali s togo diafragma. S tem smo zagotovili enakost pomikov v posamezni etaži ter povezavo jeder s okvirom.

### 5.2.1.2 Lastna, stalna in koristna obtežba

Obtežbo za stebre in jedra smo določili kot točkovno silo v vozliščih kot je opisano v poglavju 4.4.1. Površinsko obtežbo na stropu smo razdelili na podlagi sodelujoče površine (slika 43), tako da del obtežbe odpade na nosilec (na sliki označeno z zeleno barvo), del na robni steber (na sliki označeno z modro barvo), del pa na jedra (na sliki označeno z rumeno in oranžno barvo). Poleg tega, da deluje obtežba na jedra v vozliščih na nivoju velikih etaž, prispevajo del tudi male »medetaže«. Ta obtežba se določi iz površine, ki odpade na jedra v malih etažah med osema A in B.



Slika 43: Sodelujoče površine za določitev obtežbe za MODEL X

### 5.2.1.3 Mase za nelinearno statično (>pushover<) analizo

Mase smo določili iz vertikalne obtežbe, kot je opisano v poglavju 4.4.5. Ker ima konstrukcija velike in male etaže na različnih nivojih, smo določili več sklopov mas. Prvi sklop predstavlja mase v vseh etažah, večjih in manjših. Dobili smo deset mas (preglednica 7). Kot poseben primer smo obravnavali postavitev mas le v večjih etažah (šest mas) in postavitev mas le v etažah, ki potekajo po celotni širini konstrukcije (štiri mase).

Preglednica 7: Mase v vseh etažah za MODEL X

$h_i$ [m]	nivo	$m_i$ [t]
2,95	STROP NAD KLETJO	509,41
7,40	STROP NAD PRITLIČJEM	625,29
10,36	STROP NAD 1. NADSTROPJEM	16,60
11,85	STROP NAD I. NADSTROPJEM	635,87
13,32	STROP NAD 2. NADSTROPJEM	33,20
16,30	STROP NAD 3. NADSTROPJEM	16,60
16,30	STROP NAD II. NADSTROPJEM	630,19
19,24	STROP NAD 4. NADSTROPJEM	16,60
20,75	STROP NAD III. NADSTROPJEM	622,71
22,20	STROP NAD 5. NADSTROPJEM	33,20
25,20	STREHA	798,27

$$\Sigma = 3937,95$$

Mase v večjih etažah (preglednica 8) smo iz tabele za vse mase določili tako, da smo mase v malih etažah prišteli k masam v večjih etažah glede na oddaljenost male etaže od večje. Ker je razmerje višin male in velike etaže 2/3, prispeva masa male etaže 2/3 svoje vrednosti večji etaži, ki ji je bližje, in 1/3 pa bolj oddaljeni etaži.

Preglednica 8: Mase v večjih etažah za MODEL X

$h_i$ [m]	nivo	$m_i$ [t]
2,95	STROP NAD KLETJO	509,41
7,40	STROP NAD PRITLIČJEM	630,83
11,85	STROP NAD I. NADSTROPJEM	669,07
16,30	STROP NAD II. NADSTROPJEM	663,40
20,75	STROP NAD III. NADSTROPJEM	655,91
25,20	STREHA	809,33

$$\Sigma = 3937,95$$

Mase v t.i. celih etažah (preglednica 9) smo določili iz podatkov za mase v vseh etažah, in sicer tako, da smo mase v malih etažah in mase v večjih etažah, ki ne potekajo preko cele širine konstrukcije, prišteli k masam v celih etažah. Tako dobi vsaka masa cele etaže še vse mase malih etaž, ki se nahajajo njej najbližje, ter polovico mase velikih etaž, ki ležijo nad oziroma pod obravnavano celo etažo.

Preglednica 9: Mase v celih etažah za MODEL X

$h_i$ [m]	nivo	$m_i$ [t]
2,95	STROP NAD KLETJO	509,41
7,40	STROP NAD PRITLIČJEM	959,83
16,30	STROP NAD II. NADSTROPJEM	1325,89
25,20	STREHA	1142,82

$$\Sigma = 3937,95$$

#### 5.2.1.4 Oblika horizontalnih sil za nelinearno statično obtežbo

Kot je opisano v poglavju 4.4.4, so horizontalne sile za enakomerno razporeditev horizontalnih sil po višini enake razporeditvi mas po etažah.

Sile za modalno razporeditev pa dobimo iz rezultatov modalne analize iste stavbe ob enakih vhodnih podatkih [Kreslin, 2005]. Horizontalna sila v posamezni etaži je enaka razliki vsote vseh prečnih sil v dveh zaporednih etažah.

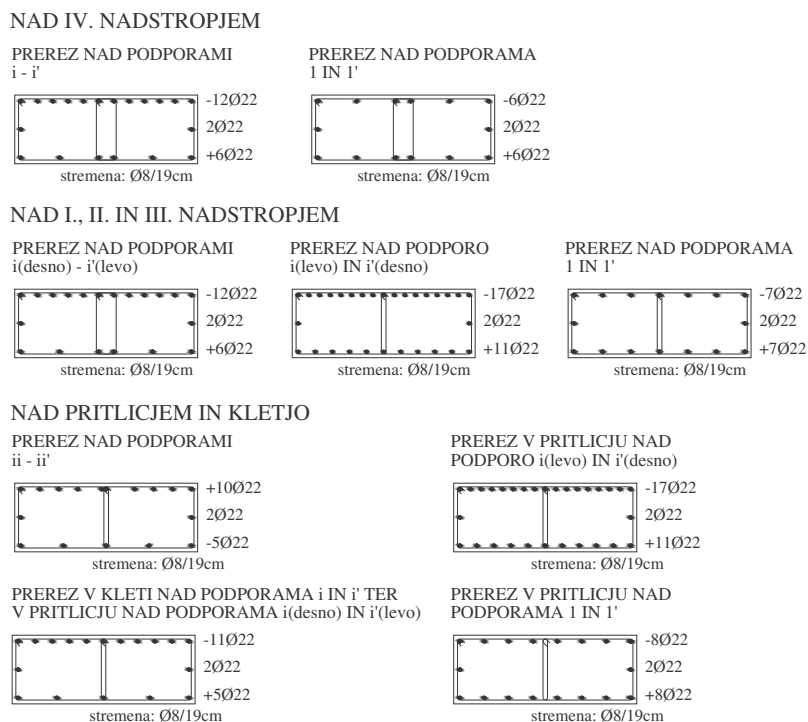
Preglednica 10 prikazuje razporeditev horizontalnih sil po višini konstrukcije za tri različne predpostavke o razporeditvi mas. Vrednosti sil so normirane tako, da znaša celotna horizontalna obtežba (vsota vseh horizontalnih sil posameznega sklopa) 1000 kN.

Preglednica 10: Razporeditev horizontalnih sil po višini konstrukcije za MODEL X

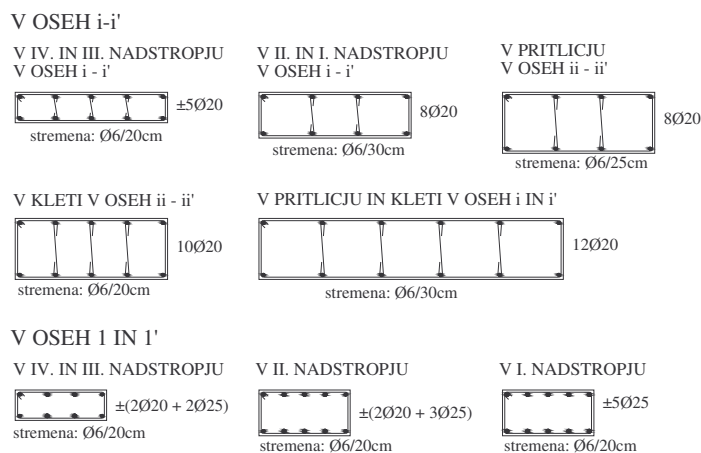
$h_i$ [m]	mase v vseh etažah		mase v velikih etažah		mase v celih etažah	
	enakomerna razporeditev	modalna razporeditev	enakomerna razporeditev	modalna razporeditev	enakomerna razporeditev	modalna razporeditev
	$H_i$ [kN]	$H_i$ [kN]	$H_i$ [kN]	$H_i$ [kN]	$H_i$ [kN]	$H_i$ [kN]
2,95	129,358	28,042	129,358	28,849	129,358	33,055
7,4	158,787	101,324	160,192	116,812	243,739	152,163
10,36	4,216	41,906				
11,85	161,472	66,377	169,904	105,917		
13,32	8,432	39,390				
16,3	164,247	121,304	168,463	173,632	336,695	294,841
19,24	4,216	63,456				
20,75	158,130	117,293	166,562	181,069		
22,2	8,432	83,038				
25,2	202,711	337,869	205,521	393,721	290,208	519,941

### 5.2.1.5 Določitev karakteristik plastičnih členkov

Karakteristike plastičnih členkov smo določili na podlagi podatkov o geometriji in armaturi prerezov (slika 44 za nosilce, slika 45 za stebre ter slika 23 in slika 24 za jedra).



Slika 44: Armatura v nosilcih za MODEL X



Slika 45: Armatura v stebrih za MODEL X

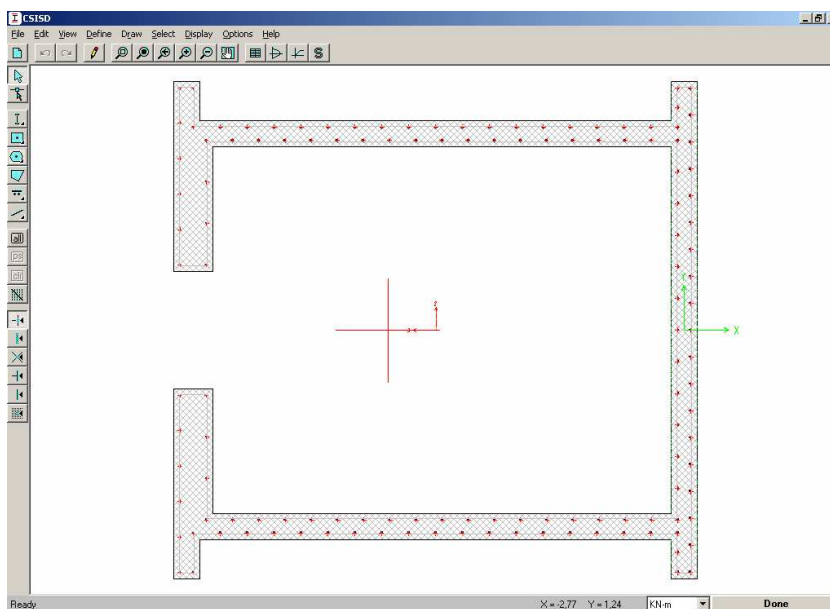
Za določitev karakteristik plastičnih členkov je potrebno poleg podatkov o geometriji in armaturi v prerezu poznati tudi osne sile. Osne sile, le-te nastopajo samo v stebrih in jedrih, smo določili na modelu za vertikalno obtežbo, ki se upošteva pri potresni analizi (enačba prEN 1998-1 : 2003: str. 31 na strani 7):

$$Q_{vert} = 1,0 \cdot G_k + 0,3 \cdot Q_k \quad (70)$$

Karakteristike za členke v stebrih in nosilcih smo določili z aplikacijo v Matlab-u, kot je opisano v poglavju 3.2.2.

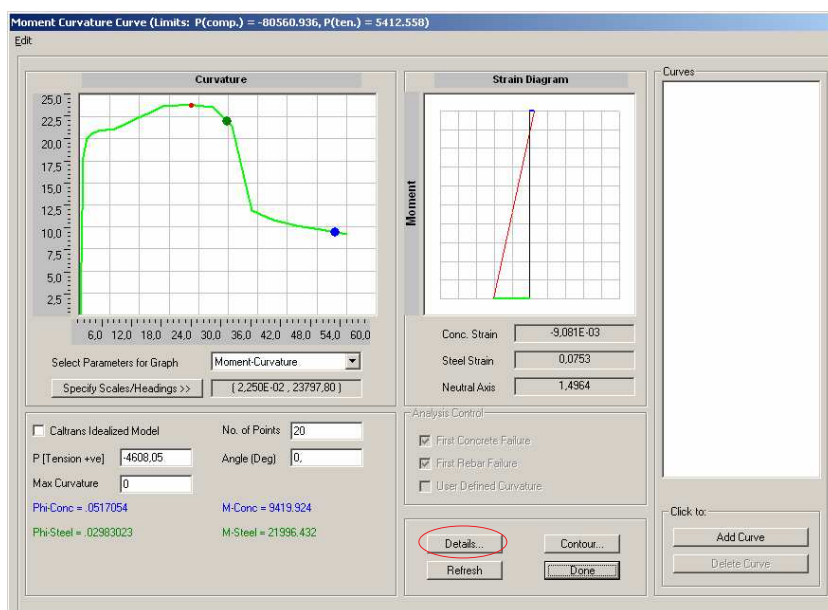
Členke za jedra smo določili »pešč« kot je opisano v poglavju 3.2.3. V nadaljevanju je prikazan celoten postopek za določitev karakteristik plastičnega členka majhnega jedra v kleti ob vpetju za pozitivno smer momenta:

- najprej v aplikaciji »Section Designer« v programu Sap 2000 definiramo celoten prezek majhnega jedra v kleti z armaturo (slika 46):



Slika 46: Določitev prereza majhnega jedra v kleti v "Section Designer"-ju

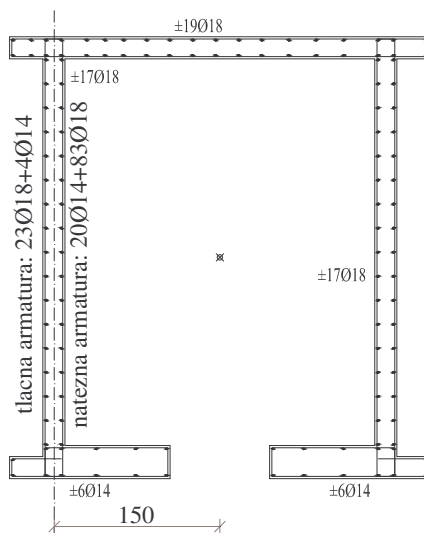
- iz interakcijskega diagrama in iz podatkov ob diagramu moment - ukrivljenost znotraj aplikacije »Section Designer« pri znani osni sili določimo moment na meji tečenja in položaj nevtralne osi glede na lokalni koordinatni sistem. S klikom na gumb »Details« lahko iz tabele preberemo točne podatke (slika 47)



Slika 47: Moment - ukrivljenost za prerez malega jedra ob vpetju

$$M_y = 23812 \text{ kNm}, z_{nevtros} = 1,50 \text{ m}$$

- določimo tlačno in natezno armaturo:



- določimo rotacijo na meji tečenja:

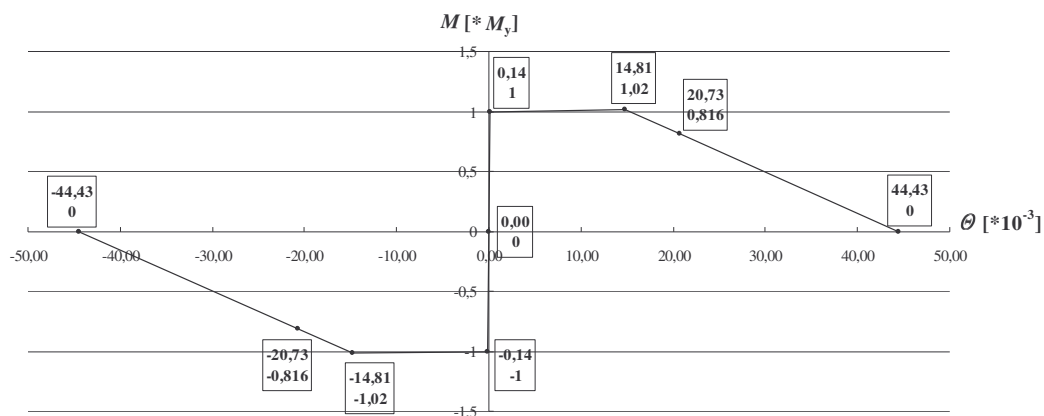
$$\theta_y = \frac{23812 \cdot 2,95}{6 \cdot 0,5 \cdot 32836600 \cdot 5,24} = 0,000136$$

- določimo mejno rotacijo:

$$\theta_u = \frac{1}{1,5} \cdot 0,016 \cdot (0,3^{0,041}) \cdot \left( \frac{0,0159}{0,0594} \cdot 38 \right)^{0,225} \cdot \left( \frac{25,20}{4,00} \right)^{0,35} \cdot 25^0 \cdot 1,25^0 \cdot \frac{1}{1,6} = 0,020$$

- ostale točke določimo enolično iz enačb (30) - (42)



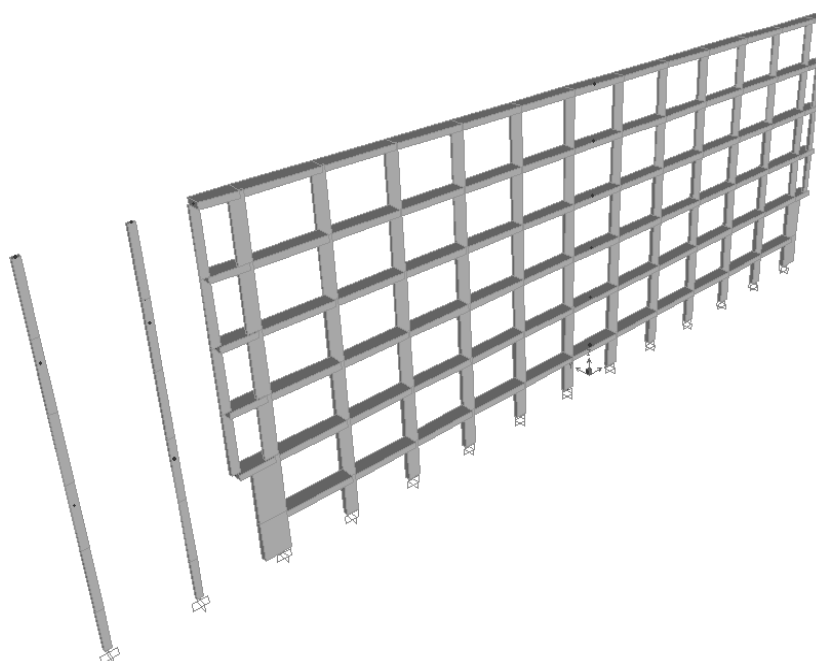


Slika 48: Členek za majhno jedro v kleti ob vpetju

Vrednosti za vse plastične členke so na zgoščeniki v prilogi B.

### 5.2.1.6 Analiza

Analizo smo opravili s programom SAP 2000 (slika 49). Potekala je na šestih različnih modelih glede na razporeditev horizontalnih sil po višini in razporeditev mas po etažah (preglednica 10).



Slika 49: Model za MODEL X v programu SAP 2000

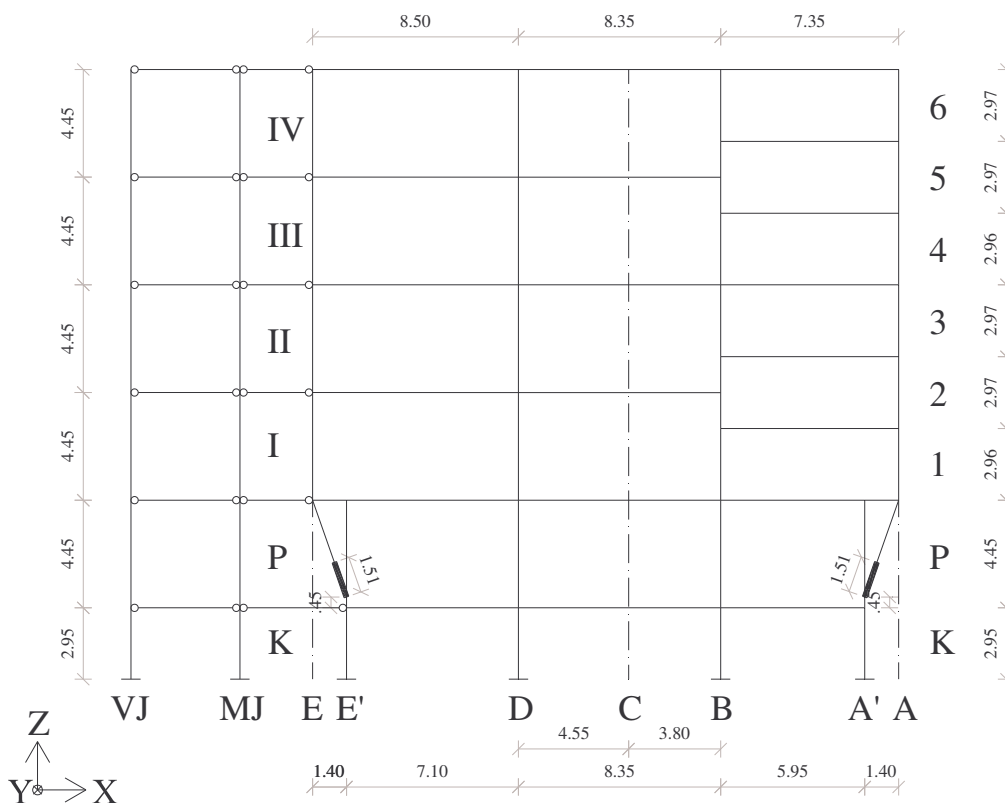
Nelinearna statična analiza je potekala s kontroliranjem pomikov. V tem primeru velikost horizontalnih sil ni pomembna, pomembna je le oblika, tj. razporeditev po višini. Kontrolna točka za pomike je bila vogalna točka na vrhu okvira. Analiza je potekala do porušitve v prvem prerezu.

Rezultati, ki so bili za nas pomembni, so »pushover« krivulja, kritična mesta na konstrukciji, nastop treh kritičnih točk (DL, SD, NC – poglavje 2.9.1) ter pojav prvega plastičnega členka in pojav plastičnega mehanizma.

## **5.2.2 Prečni model – MODEL Y**

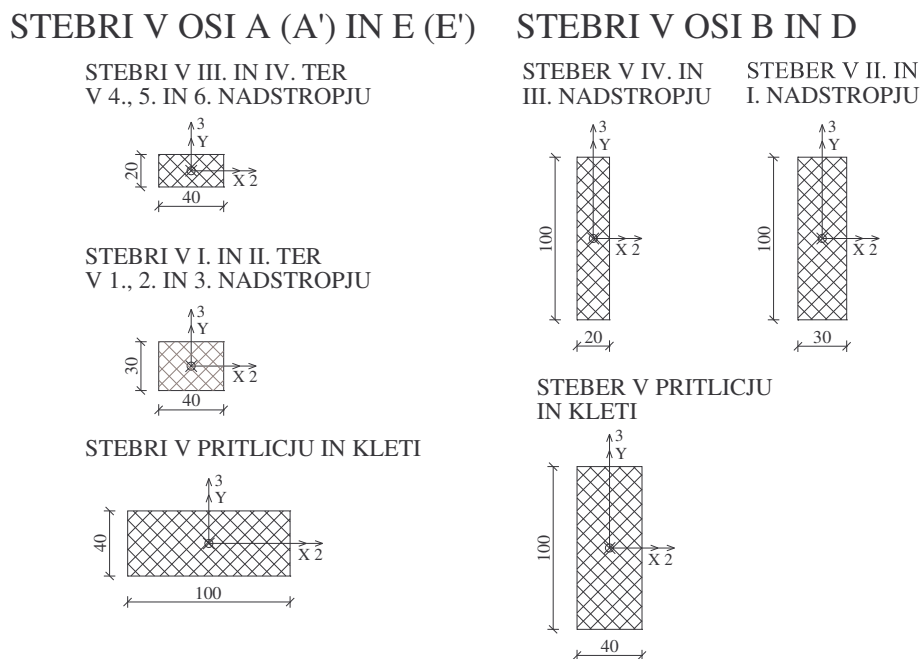
### **5.2.2.1 Model**

V prečni smeri imamo dvanajst okvirov in po dve veliki in manjši jedri. Modelirali smo le en okvir ter eno veliko in eno majhno jedro. Ker eno veliko in eno majhno jedro odpadeta na šest prečnih okvirov, smo to upoštevali tako pri togosti oziroma nosilnosti, kot tudi pri obtežbi in karakteristikah plastičnih členkov (poglavje 5.2.2.6). Model ima med osema B in E štiri velike etaže, med osema A in B pa šest malih.



Slika 50: Računski model za MODEL Y

Stebri v oseh A (A') in E (E') so orientirani vzdolžno na okvir, v oseh B in D pa prečno. V osi C ni stebrov. Stebri v kleti in pritličju so vsi enakih dimenzij, in sicer 100/40 cm. Stebri v I in II. ter 1., 2. in 3. nadstropju v oseh A in E merijo 30/40 cm, v oseh B in D pa 30/100 cm. Prerez stebrov v III. in IV. ter 4., 5. in 6. nadstropju v oseh A in E znašajo 20/40 cm, v oseh B in D pa 20/100 cm. Slika 51 prikazuje prereze stebrov ter lokalne (2, 3) in globalne (X, Y) osi, glede na katere so bili stebri vneseni v model. Preglednica 11 prikazuje dimenzije stebrov v posamezni etaži glede na globalni koordinatni sistem (X, Y).

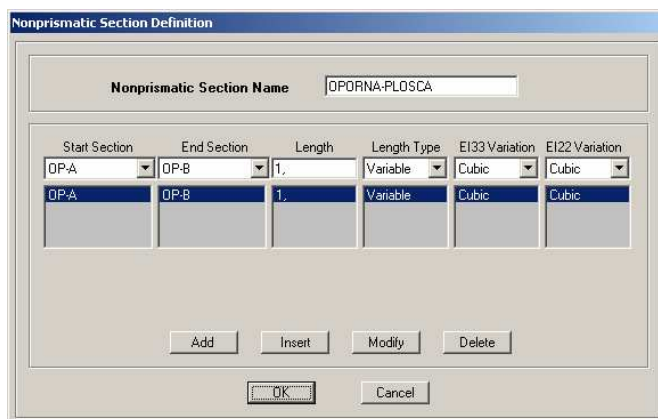


Slika 51: Prerezi stebrov za MODEL Y

Preglednica 11: Dimenzije stebrov v posameznih etažah glede na globalni KS za MODEL Y

etaža	dimenzije stebra v osi			
	A (A') in E (E')		B in D	
	$d_x$ [cm]	$d_y$ [cm]	$d_x$ [cm]	$d_y$ [cm]
Klet	100	40	40	100
Pritličje	100	40	40	100
I. in II. nadstropje	40	30	30	100
1., 2. in 3. nadstropje	40	30	/	/
III. in IV. nadstropje	40	20	20	100
4., 5. in 6. nadstropje	40	20	/	/

Med pritličjem in I. oziroma 1. nadstropjem se ob robovih pojavi oporna plošča. Oporno ploščo, njeno geometrijo prikazuje slika 25, smo v model vnesli kot element s spremenljivim prerezom. Najprej smo v programu SAP 2000 definirali dva prereza, spodnjega ob stebri, katerega dimenzije znašajo 68,5/40 cm, ter zgornjega pod ploščo z dimenzijami 11,8/380 cm. Nato smo definirali »Nonprismatic« prerez (slika 52). Elementu oporne plošče smo definirali togi odsek v dolžini 1,514m, ki predstavlja del oporne plošče, ki je vpet v robne stebre v pritličju.



Slika 52: Definiranje spremenljivega prereza oporne plošče

Prečni nosilci so nadomestni T nosilci, ki so prikazani že pri določevanju nadomestnega prereza v poglavjih 4.2.3.1 in 4.2.3.2 (preglednica 12).

Preglednica 12: Dimenzije nosilcev nad posameznimi etažami glede za MODEL Y

dimenzije nosilcev nad etažo	$b_{\text{pasnice}}$ [cm]	$t_{\text{pasnice}}$ [cm]	$b_{\text{stojine}}$ [cm]	$h_{\text{stojine}}$ [cm]
klet in pritličje	256	5	76	40
pritličje – previsni del	256	25	76	20
vsa nadstropja	204	5	54	20

Jedri sta na slika 50 označeni z MJ za majhno jedro in VJ za veliko jedro. Geometrija jeder je prikazana že v poglavju 4.2.1. Jedra smo modelirali s poljubnim prerezom, kateremu smo določili podatke o prerezu in vztrajnostnih momentih za jedra.

Vsi stebri do vključno II. nadstropja ter jedra v kleti so iz armiranega betona, ki smo ga označili z MB300 (poglavje 4.3), vsi ostali elementi pa iz armiranega betona z oznako MB220.

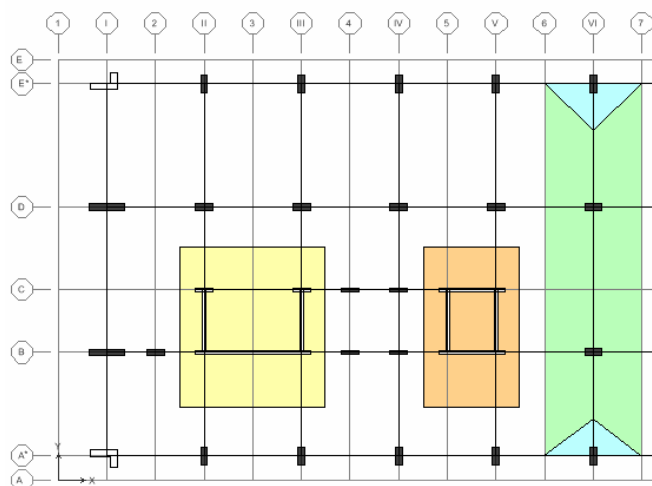
Vsa vozlišča na nivoju etaž smo ob predpostavki, da so nosilci dovolj togi in da se s tem prenaša horizontalna obtežba le na vertikalne elemente, povezali s togo diafragmo. S tem smo zagotovili enakost pomikov v posamezni etaži ter povezavo jeder s okvirom.

Pred začetkom analize smo vsem elementom okvira predpisali šestkratno togost in s tem tudi šestkratno nosilnost. S tem smo upoštevali, da odpadeta eno veliko in eno majhno jedro na

šest prečnih okvirov. Prav tako smo v obtežni kombinaciji za vertikalno obtežbo upoštevali šestkratno vrednost vertikalne obtežbe, ki bi sicer odpadla na en okvir. Zaradi šestkrat večje vertikalne obtežbe ter zaradi razmerja med številom okvirov in številom jeder v prečni smeri, smo tudi momente v odnosu moment – rotacija v plastičnih členkih za stebre in nosilce povečali šestkrat. V nasprotnem primeru ne bi dobili pravih rezultatov, saj bi bile mejne rotacije v nosilcih in stebrih že presežene, medtem ko bi bile pri jedrih vrednosti še zelo nizke.

### 5.2.2.2 Lastna, stalna in koristna obtežba

Obtežbo za stebre in jedra smo določili kot točkovno silo v vozliščih kot je opisano v poglavju 4.4.1. Površinsko obtežbo na stropu smo razdelili na podlagi sodelujoče površine (slika 53), tako da del obtežbe odpade na nosilec (na sliki označeno z zeleno barvo), del na robni steber (na sliki označeno z modro barvo), del pa na jedra (na sliki označeno z rumeno in oranžno barvo). Poleg tega, da deluje obtežba na jedra v vozliščih na nivoju velikih etaž, prispevajo del tudi male »medetaže«. Ta obtežba se določi iz površine, ki odpade na jedra v malih etažah med osema A in B.



Slika 53: Sodelujoče površine za določitev obtežbe za MODEL Y

### 5.2.2.3 Mase za nelinearno statično (»pushover«) analizo

Mase določimo na enak način, kot je opisano za MODEL X v poglavju 5.2.1.3. V preglednicah so prikazane mase za posamezno postavitev.

Preglednica 13: Mase v vseh etažah za MODEL Y

$h_i$ [m]	nivo	$m_i$ [t]
2,95	STROP NAD KLETJO	828,42
7,40	STROP NAD PRITLIČJEM	998,02
10,36	STROP NAD 1. NADSTROPJEM	171,90
11,85	STROP NAD I. NADSTROPJEM	433,28
13,32	STROP NAD 2. NADSTROPJEM	156,63
16,30	STROP NAD 3. NADSTROPJEM	153,57
16,30	STROP NAD II. NADSTROPJEM	394,70
19,24	STROP NAD 4. NADSTROPJEM	150,14
20,75	STROP NAD III. NADSTROPJEM	409,55
22,20	STROP NAD 5. NADSTROPJEM	156,63
25,20	STREHA	662,32

$$\Sigma = 4515,16$$

Preglednica 14: Mase v večjih etažah za MODEL Y

$h_i$ [m]	i	$m_i$ [t]
2,95	STROP NAD KLETJO	828,42
7,40	STROP NAD PRITLIČJEM	1055,32
11,85	STROP NAD I. NADSTROPJEM	652,30
16,30	STROP NAD II. NADSTROPJEM	650,53
20,75	STROP NAD III. NADSTROPJEM	614,07
25,20	STREHA	714,53

$$\Sigma = 4515,16$$

Preglednica 15: Mase v celih etažah za MODEL Y

$h_i$ [m]	i	$m_i$ [t]
2,95	STROP NAD KLETJO	828,42
7,40	STROP NAD PRITLIČJEM	1386,55
16,30	STROP NAD II. NADSTROPJEM	1276,46
25,20	STREHA	1023,73

$$\Sigma = 4515,16$$

#### 5.2.2.4 Oblika horizontalnih sil za nelinearno statično obtežbo

Horizontalno obtežbo določimo na enak način, kot je opisano za MODEL X v poglavju 4.4.4. Preglednica 16 prikazuje razporeditev horizontalnih sil po višini konstrukcije za tri različne predpostavke o razporeditvi mas.

Preglednica 16: Razporeditev horizontalnih sil po višini konstrukcije za MODEL Y

$h_i$ [m]	mase v vseh etažah		mase v velikih etažah		mase v celih etažah	
	enakomerna razporeditev	modalna razporeditev	enakomerna razporeditev	modalna razporeditev	enakomerna razporeditev	modalna razporeditev
	$H_i$ [kN]	$H_i$ [kN]	$H_i$ [kN]	$H_i$ [kN]	$H_i$ [kN]	$H_i$ [kN]
2,95	183,475	41,911	183,475	42,531	183,475	51,538
7,4	221,038	140,122	233,728	160,262	307,088	207,105
10,36	38,072	50,991				
11,85	95,961	74,951	144,469	121,634		
13,32	34,690	34,310				
16,3	121,429	85,084	144,077	120,519	282,705	218,229
19,24	33,252	43,523				
20,75	90,706	92,040	136,002	136,424		
22,2	34,690	68,124				
25,2	146,688	368,944	158,251	418,631	226,732	523,128

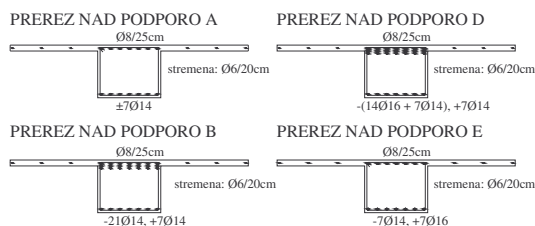
#### 5.2.2.5 Določitev karakteristik plastičnih členkov

Karakteristike plastičnih členkov smo določili na podlagi podatkov o armaturi prereзов (slika 54 za nosilce, slika 55 za stebre ter slika 23 in slika 24 za jedra). Za določitev osnih sil v elementih smo upoštevali vertikalno potresno obtežno kombinacijo po enačbi (70).

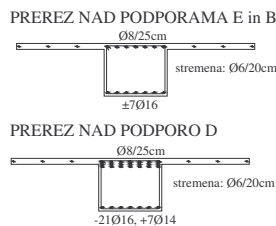
Karakteristike členkov za stebre in nosilce smo določili z aplikacijo v programu Matlab, kot je opisano v poglavju 3.2.2.



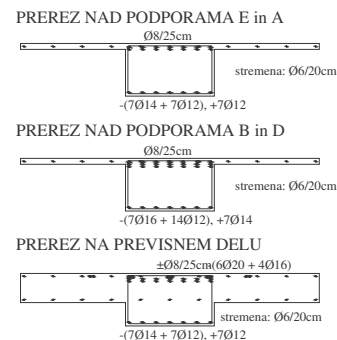
**NAD IV. IN 6. NADSTROPJEM**



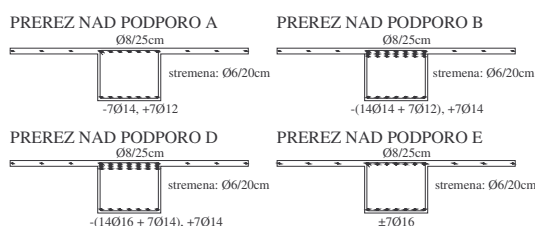
**NAD I. in III. NADSTROPJEM**



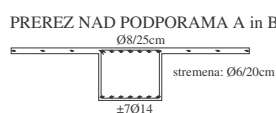
**NAD KLETJO IN PRITLICJEM**



**NAD II. IN 3. NADSTROPJEM**

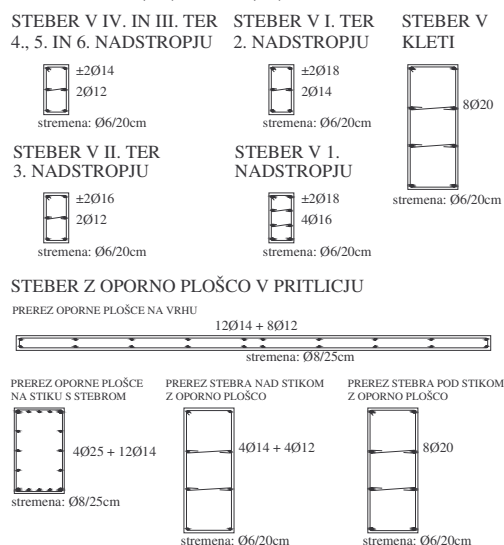


**NAD 1., 2., 4. IN 5. NADSTROPJEM**

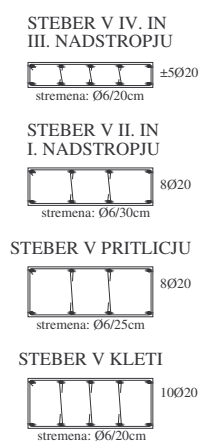


Slika 54: Armatura v nosilcih za MODEL Y

**V OSEH A (A') IN E (E')**



**V OSEH B IN D**



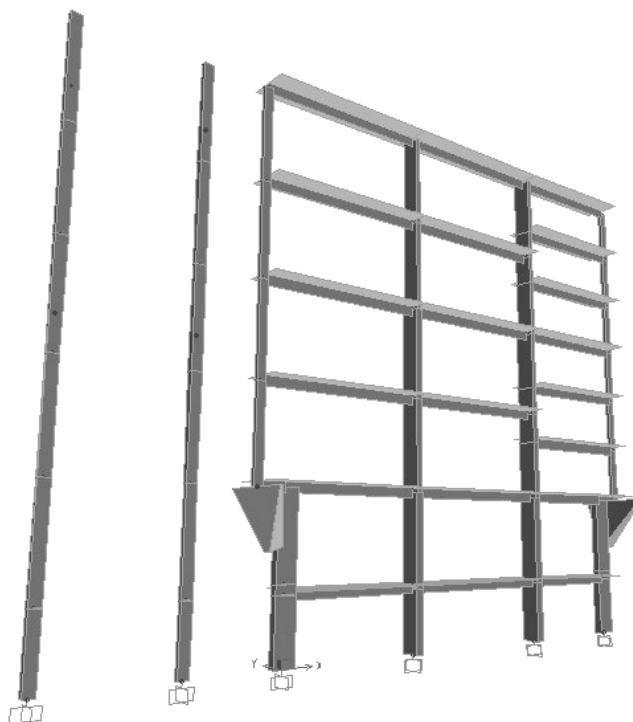
Slika 55: Armatura v stebrih za MODEL Y

Členke za jedra smo določili »pešč« kot je opisano v poglavju 3.2.3 in prikazano za majhno jedro ob vpetju za MODEL X v poglavju 5.2.1.5.

Vrednosti za vse plastične členke so na zgoščenki v prilogi B.

### 5.2.2.6 Analiza

Analizo smo opravili s programom SAP 2000 (slika 56). Analiza je potekala na šestih različnih modelih glede na razporeditev horizontalnih sil po višini in razporeditev mas po etažah (preglednica 16).



Slika 56: Model za MODEL Y v programu SAP 2000

Nelinearna statična analiza je potekala s kontroliranjem pomikov.. Kontrolna točka za pomike je bila vogalna točka na vrhu okvira. Analiza je potekala do porušitve prvega prereza.

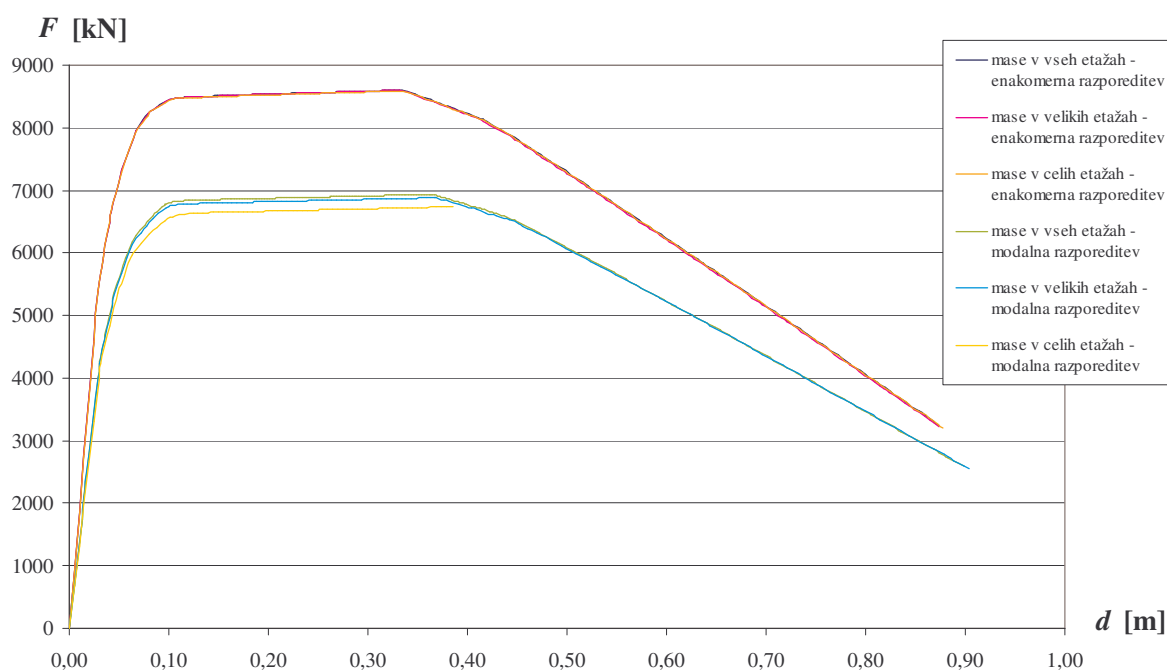
Rezultati, ki so bili za nas pomembni, so »pushover« krivulja, kritična mesta na konstrukciji, nastop treh kritičnih točk (DL, SD, NC – poglavje 2.9.1) ter pojav prvega plastičnega členka in pojav plastičnega mehanizma.

## 6 REZULTATI

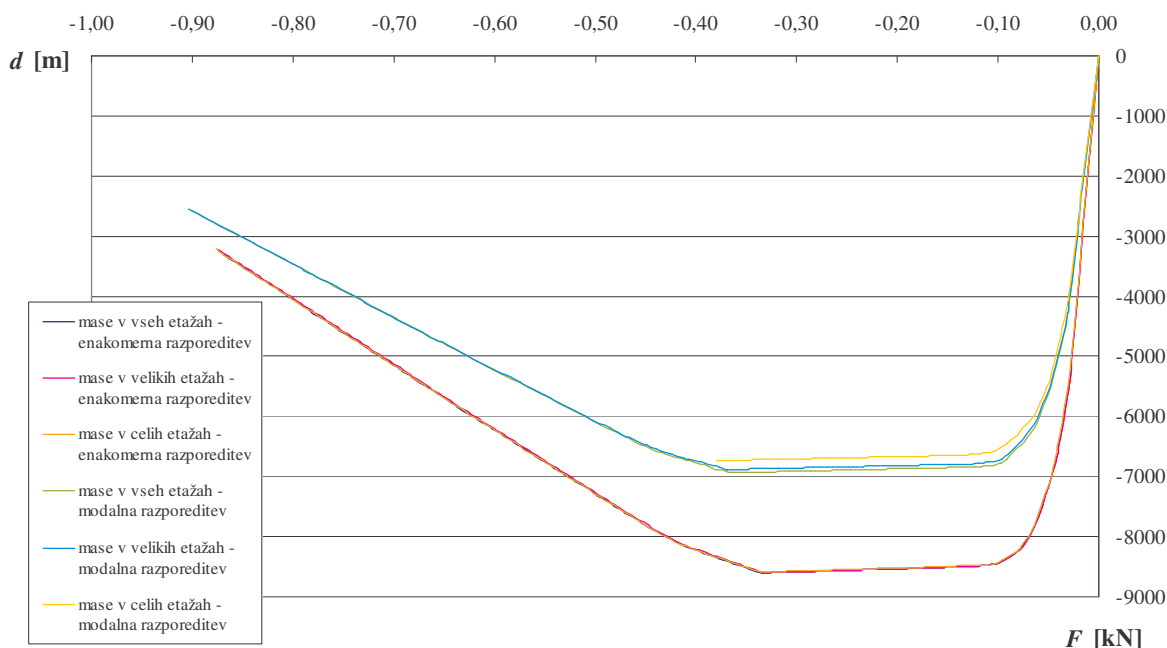
### 6.1 Rezultati za vzdolžni okvir – MODEL X

#### 6.1.1 »Pushover« krivulje

Slika 57 in slika 58 prikazujeta odnos med celotno prečno silo in pomikom v kontrolni točki, tj. »pushover« krivulje, za MODEL X za pozitivno in negativno smer delovanja horizontalne obtežbe.



Slika 57: "Pushover" krivulje za MODEL X za pozitivno smer delovanja horizontalne obtežbe



Slika 58: "Pushover" krivulje za MODEL X za negativno smer delovanja horizontalne obtežbe

Kot vidimo, se krivulje za enakomerno razporeditev horizontalne obtežbe po višini ne razlikujejo med sabo. Ker so horizontalne sile sorazmerne razporeditvi mas po višini, se tudi sama razporeditev veliko ne spreminja glede na model. Mase se namreč za različne modele bistveno ne spreminjajo (preglednica 10), prav tako se veliko ne spreminjajo po višini zaradi pretežno enakih etaž ter majhnega prispevka malih etaž. Krivulje za modalno razporeditev pa se med seboj nekoliko razlikujejo predvsem zaradi razporeditve horizontalnih sil, ki je v tem primeru takšna, da se vrednosti za horizontalne sile z višino večajo.

To je tudi razlog, da je maksimalna celotna horizontalna sila za modalno razporeditev manjša od celotne horizontalne sile za enakomerno razporeditev. Za razlago si pogledjmo enostaven primer konzole, ki je obremenjena enkrat z modalno razporeditvijo horizontalnih sil po višini, drugič pa z enakomerno. Porušni mehanizem za konzolo je dosežen, ko ob vpetju nastopi plastični členek. Za modalno razporeditev horizontalnih sil nastopi plastični členek pri nižjem nivoju horizontalne obtežbe, ker je ročica rezultante horizontalnih sil zaradi približno trikotne razporeditve sil večja. Za enakomerno razporeditev, tj. približno enako velike sile, je ročica

rezultante horizontalnih sil manjša in je zato potrebna večja celotna horizontalna obtežba. Tako potrebujemo za enak »rezultat«, tj. enako velik kontrolni pomik, večjo celotno horizontalno silo pri enakomerni razporeditvi in manjšo pri modalni razporeditvi horizontalnih sil po višini konstrukcije.

Prav tako lahko na slikah vidimo, da krivulja za modalno razporeditev za mase v celih etažah na koncu nima padca. Le-to je posledica problemov v programu SAP 2000, da za določeno velikost horizontalne obtežbe ne najde rešitve. Iz take krivulje lahko določimo kvečjemu ciljni pomik.

Modalna razporeditev horizontalnih sil po etažah je najbolj podobna realni razporeditvi horizontalnih sil pri potresu. Zato v nadaljevanju uporabimo rezultate te razporeditve za določitev ciljnega pomika in predvidenega obnašanja konstrukcije. Enakomerna razporeditev horizontalnih sil po višini pa da največje prečne sile ob vpetju, ki v konstrukciji lahko nastopijo. Zato uporabimo rezultate te razporeditve za določevanje strižne izkoriščenosti prereзов.

### 6.1.2 Ciljni pomik

V nadaljevanju obravnavamo »pushover« krivuljo za modalno razporeditev horizontalnih sil v vseh etažah, ki poda tudi manjšo nosilnost (manjša celotna horizontalna sila). Zaradi simetrije konstrukcije dobimo enake krivulje za pozitivno in negativno smer delovanja horizontalne obtežbe, obravnavali pa bomo pozitivno smer.

Iz modalne analize istega objekta pri enakih vhodnih podatkih [Kreslin, 2005] privzamemo nihajno obliko in mase za celotno konstrukcijo (preglednica 17).

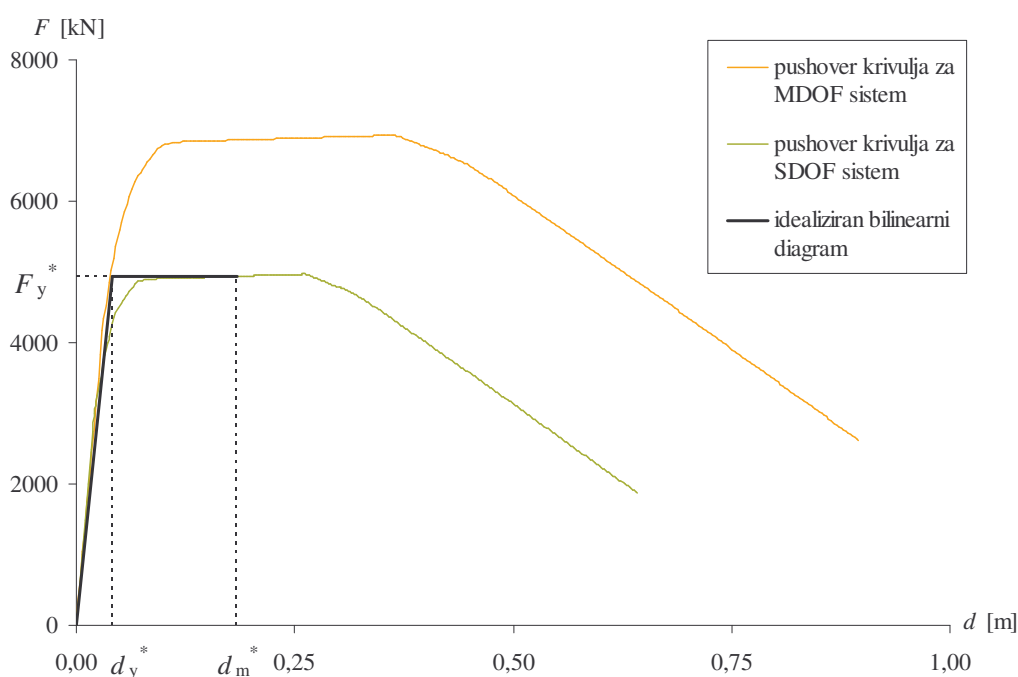
Preglednica 17: Nihajna oblika in mase za MODEL X

$h_i$ [m]	0,00	2,95	7,40	10,36	11,85	13,32	16,30	19,24	20,75	22,20	25,20
$\Phi_i$	0,000	0,037	0,162	0,291	0,339	0,431	0,561	0,738	0,766	0,892	1,000
$m_i$ [t]	0,0	1800,6	2290,0	741,6	1241,0	706,2	1898,3	730,2	1233,5	694,8	2069,0

Sedaj določimo faktor za pretvorbo in maso ekvivalentnega SDOF sistema po enačbah (13) in (14):

$$m^* = 6617,7t, \Gamma = \frac{6617,7}{4741,3} = 1,40$$

Za »pushover« krivuljo določimo najprej idealiziran bilinerani diagram (slika 59). Točka tvorbe plastičnega mehanizma je tista točka, od katere naprej se število plastičnih členkov, ki so že prešli točko tečenja, ne povečuje več. Pomik na meji tečenja  $d_y^*$  določimo iz enačbe (15).



Slika 59: Določitev idealiziranega bilinearne diagrama za MODEL X

$$d_m^* = 0,184m, F_y^* = 4939,3kN, E_m^* = 805,65kNm$$

$$d_y^* = 2 \cdot \left( 0,184 - \frac{805,65kNm}{4939,3kN} \right) = 0,041m$$

Sedaj lahko določimo nihajni čas ekvivalentnega SDOF sistema po enačbi (16) in pripadajočo vrednost v elastičnem spektru pospeškov:

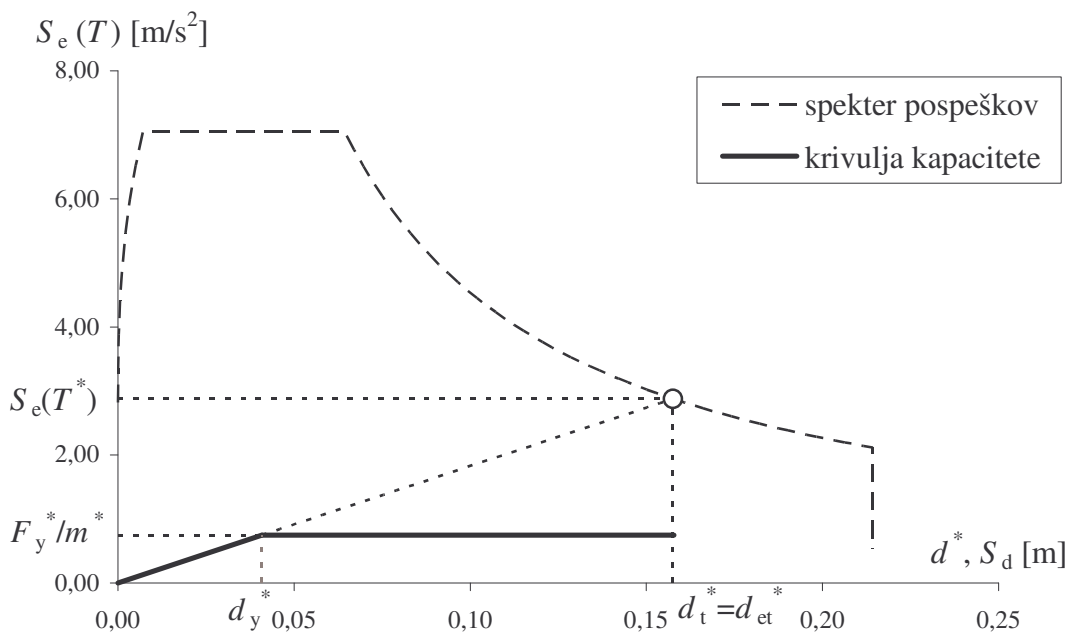
$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{6617,7t \cdot 0,041m}{4939,3kN}} = 1,47s, S_e(T^* = 1,47s) = 2,88m/s^2$$

Iz enačbe (19) izračunamo ciljni pomik ekvivalentnega SDOF sistema:

$$d_{et}^* = 2,88\text{m/s}^2 \cdot \left[ \frac{1,47\text{s}}{2 \cdot \pi} \right]^2 = 0,158\text{m}$$

Ker je  $T^* \geq T_C$  lahko iz enačb (22) in (23) določimo ciljni pomik naše konstrukcije:

$$d_t = 1,40 \cdot 0,158\text{m} = \underline{\underline{0,220\text{m}}}$$



Slika 60: Določitev ciljnega pomika SDOF sistema za MODEL X iz spektra pospeškov in krivulje kapacitete

Zanimiv podatek je tudi, kolikšen je ciljni pomik glede na višino konstrukcije in kolikšna je največja celotna horizontalna obtežba napram celotni masi:

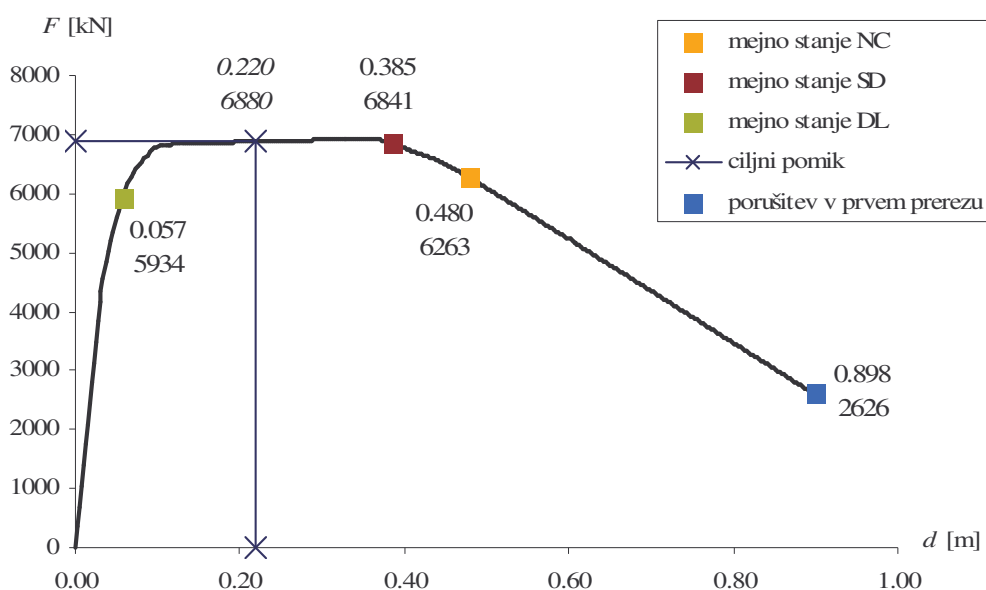
$$d_t / h = 0,22\text{m}/25,20\text{m} = 0,0087 = 0,87\%$$

$$F_{\max} / (\sum m \cdot g) = 6915,0\text{kN} / (13405,3 \cdot 9,81\text{kN}) = 0,053 = 5,3\%$$

Vidimo, da je največji pomik, ki naj ga konstrukcija prenese v vzdolžni smeri enak 0,87% celotne višine konstrukcije. Izkaže se, da prenese konstrukcija v vzdolžni smeri horizontalno obtežbo v vrednosti 5,3% celotne mase, kar je več od projektirane vrednosti. Le-ta je namreč znašala 2% [Prelog, 1962].

### 6.1.3 Predvideno obnašanje konstrukcije in razporeditev poškodb

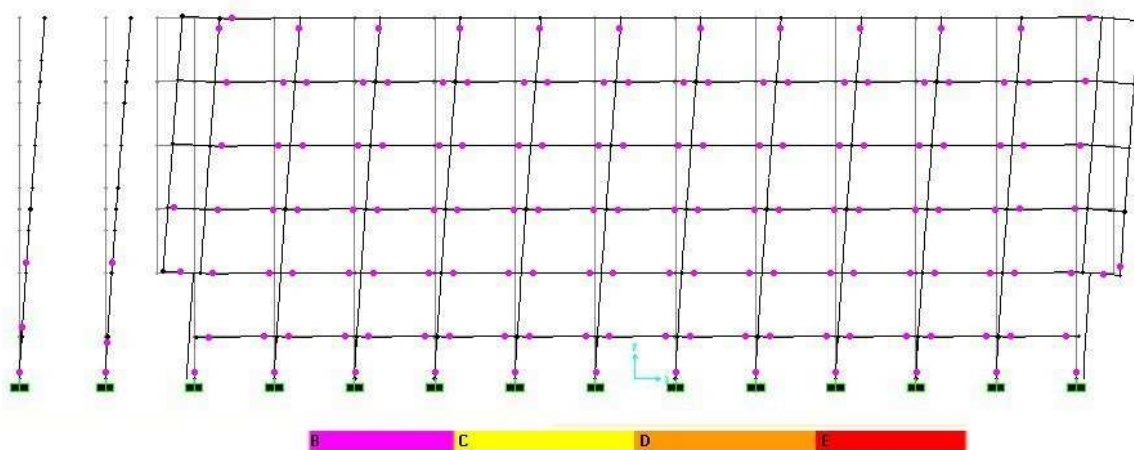
Slika 61 prikazuje »pushover« krivuljo z mejnimi stanji konstrukcije. Kot vidimo, ciljni pomik preseže mejo DL, tj. mejno stanje omejitve poškodb, vendar ne doseže meje SD (mejno stanje znatnih poškodb). Konstrukcijo bi bilo po takih poškodbah še mogoče ekonomično popraviti. Potrebno je poudariti, da je prikazano obnašanje konstrukcije merodajno samo za upogib. Verjetno bi bilo preseženo mejno stanje SD, če bi v analizi upoštevali tudi strižne členke.



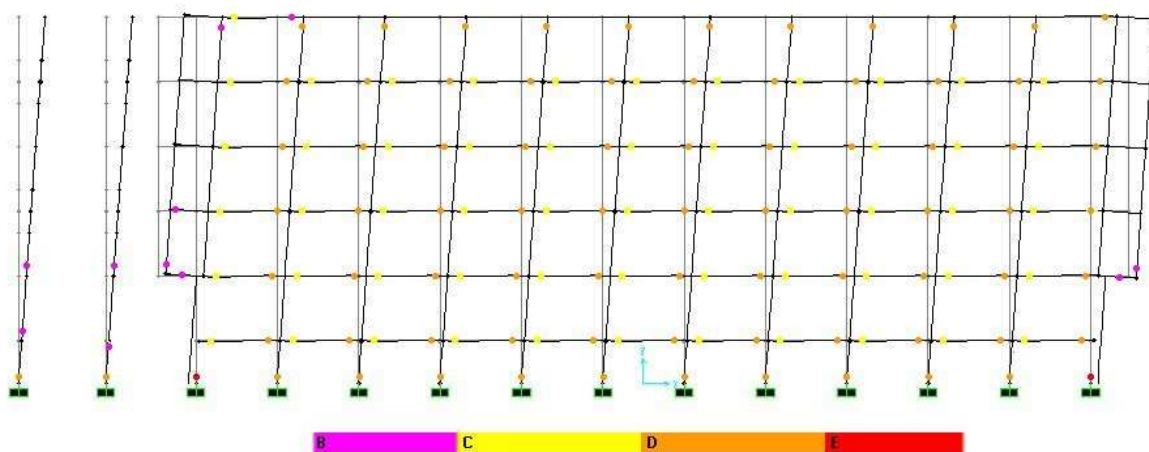
Slika 61: "Pushover" krivulja za MODEL X z mejnimi stanji konstrukcije

Slika 62 prikazuje razporeditev plastičnih členkov v trenutku, ko je dosežen ciljni pomik. Kot lahko vidimo se plastični členki tvorijo na vseh vertikalnih elementih v kleti, in sicer ob vpetju. Prav tako se pojavljajo plastični členki v nosilcih, vendar plastični mehanizem še ni dosežen. Če spremljamo nadaljnji razvoj plastičnih členkov, vidimo, da se poškodbe koncentrirajo ob vpetju, kjer bi tudi najprej nastopila porušitev. Slika 63 tako prikazuje razporeditev plastičnih členkov za korak, ko je dosežena porušitev v prvem prerezu (robni stebri v kleti). Tako lahko sklepamo, da so kritična mesta na stebrih ob vpetju, še posebej na robnih, ter na nosilcih v vseh etažah, razen na zadnji.





Slika 62: Razporeditev plastičnih členkov za korak, ko je dosežen ciljni pomik za MODEL X



Slika 63: Razporeditev plastičnih členkov za korak, ko je dosežena porušitev v prvem prerezu (robni stebri v kleti) za MODEL X

Plastični mehanizem je razmeroma dober glede na starost konstrukcije. Mest, kjer pride do sipanja energije, je veliko. Za vzdolžni okvir je merodajen kritični prerez robni steber ob vpetju, kjer najprej nastopi plastifikacija in kjer najprej pride do porušitve. Kritična mesta so tudi ob vpetju v jedrih. Porušitev enega prereza (robni stebri ob vpetju) še ne pomeni tudi porušitve konstrukcije. Horizontalna obtežba se namreč razporedi na ostale elemente.

#### 6.1.4 Maksimalni pospešek tal

Maksimalni pospešek tal, ki ga konstrukcija lahko prenese in je pri tem še varna, je tisti, ki povzroči mejno stanje znatnih poškodb (SD). Ciljni pomik, ki ga želimo doseči, je enak pomiku v mejnem stanju SD.

$$d_t = d_{SD} = 0,385\text{m}$$

Iz enačb (46) in (47) določimo pomik ekvivalentnega SDOF sistema:

$$d_{et}^* = d_t^* = \frac{0,385\text{m}}{1,40} = 0,275\text{m}$$

Če upoštevamo enačbo (48), dobimo vrednosti v elastičnem spektru pospeškov, iz katerega potem določimo maksimalni pospešek tal (enačba (49)):

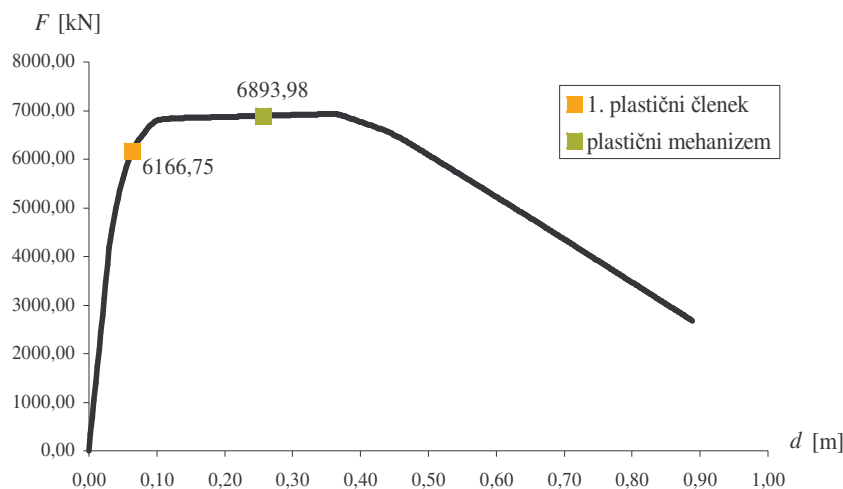
$$S_e(T^* = 1,47\text{s}) = 0,275\text{m} \cdot \left( \frac{2 \cdot \pi}{1,47\text{s}} \right)^2 = 5,02\text{m/s}^2$$
$$a_{g,\max} = \frac{5,02\text{m/s}^2}{1,15 \cdot 1 \cdot 2,5} \cdot \frac{1,47\text{s}}{0,6\text{s}} = \underline{\underline{4,28\text{m/s}^2}} = \underline{\underline{0,44 \cdot g}}$$

Tako znaša maksimalni pospešek tal za vzdolžno smer, ki ga konstrukcija še lahko prenese in se ne poruši, 0,44g.

### 6.1.5 Faktor dodatne nosilnosti

Faktor dodatne nosilnosti lahko definiramo, kot smo že omenili, tudi kot razmerje med celotno horizontalno silo ob nastanku plastičnega mehanizma in celotno horizontalno silo ob nastanku prvega plastičnega členka. Določili smo vrednosti celotne horizontalne sile za korak, ko nastopi prvi plastični členek, in korak, ko nastopi plastični mehanizem konstrukcije:

$$F_{1.pl.\text{členek}} = 6166,75\text{kN}, F_{pl.meh.} = 6893,98\text{kN}$$



Slika 64: Mesto nastanka 1. plastičnega členka in plastičnega mehanizma na »pushover«  
krivulji za MODEL X

Sedaj lahko določimo faktor dodatne nosilnosti:

$$\alpha_u / \alpha_1 = \frac{6893,98}{6166,75} = 1,12$$

Določimo še faktor dodatne nosilnosti po navodilih v EC8. Vrednost faktorja znaša za našo konstrukcijo, ki je nepravilna po tlorisu ter predstavlja večetažni mešani sistem, ekvivalenten okvirnemu:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,15$$

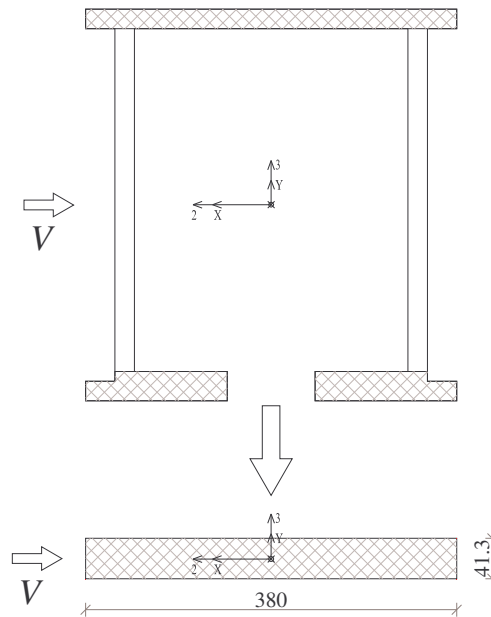
Lahko vidimo, da se za vzdolžno smer faktorja kar dobro ujemata, faktor iz nelinearne statične analize je za 3% manjši. V nadaljnji analizi bi se uporabil faktor 1,12, kot to določa EC8.

### 6.1.6 Strižne sile

Največji del prečne sile prevzamejo jedra. Iz rezultatov analize za obe razporeditvi horizontalnih sil po višini določimo največje vrednosti strižnih sil pri horizontalni obtežbi. Nato iz karakteristik prereza določimo največje strižne dovoljene sile po EC8-3 in EC2, kot je

opisano v poglavju 2.9.2.3. V nadaljevanju je prikazana določitev največje dovoljene strižne sile za prerez majhnega jedra ob vpetju, kjer je pričakovana tudi največja strižna sila.

Pri prevzemu strižne sile ne sodeluje cel prerez, ampak samo del, ki je orientiran vzporedno s silo. Tako najprej določimo nadomestni strižni prerez (slika 65).



Slika 65: Določitev nadomestnega strižnega prereza majhnega jedra ob vpetju

Ob znanih notranjih silah v prerezu, karakteristikah betona in jekla, znani količini armature v prerezu ter ob predpostavki, da je prerez ravno na meji tečenja, lahko določimo parametre za izračun največje dovoljene sile po EC8-3. Tako znašajo:

- delež vzdolžne armature (količina vzdolžne armature je razvidna iz slike prerezov jeder

$$(slika 23)): \rho_{tot} = \frac{306,7\text{cm}^2}{380\text{cm} \cdot 41,3\text{cm}} = 0,020$$

- prispevek stremenske armature:

$$\text{delež stremenske armature: } \rho_w = \frac{4 \cdot 0,6^2\text{cm}^2 \cdot \pi \cdot 0,25}{380\text{cm} \cdot 41,3\text{cm}} = 7,2 \cdot 10^{-5}$$

$$V_w = 7,2 \cdot 10^{-5} \cdot 41,3\text{cm} \cdot 304\text{cm} \cdot 27,68\text{kN/cm}^2 = 25,04\text{kN}$$

- faktor  $\mu_{\Delta}^{pl}$  naj bi se določil za vsak korak posebej glede na spreminjanje rotacije v prerezu, s tem bi se za vsak korak spremenila tudi prečna sila. Zaradi tega smo

predpostavili največjo možno vrednost faktorja ( $\mu_{\Delta}^{pl}=5$ ), s čimer ne naredimo bistvene napake.

- parameter  $L_v$  znaša:  $L_v = 2520\text{cm}$
- višino tlačene cone določimo iz podatka o legi nevtralne osi v aplikaciji »Section Designer« kot pri določevanju karakteristik plastičnih členkov (poglavje 3.2.3):  
 $x = 40,3\text{cm}$
- karakteristike betona (poglavje 4.3):  $f_{ck} = 38\text{MPa}$

Sedaj lahko določimo največjo strižno silo po EC8-3:

$$V_R = \frac{1}{1,15} \cdot \left[ \frac{380 - 40,3}{2 \cdot 2520} \cdot \min(4608; 0,55 \cdot 41,3 \cdot 377 \cdot 3,8) + \right. \\ \left. + (1 - 0,05 \cdot 5) \cdot 0,16 \cdot \max(0,5; 100 \cdot 0,020) \cdot (1 - 0,16 \cdot \min(5; 2520 / 380)) \cdot \sqrt{3,8} \cdot 377 \cdot 41,3 + \right. \\ \left. + 25,0 \right] = \underline{\underline{1529,7\text{kN}}}$$

Nato določimo še parametre za največjo strižno silo po EC2:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{3770}} = 1,23, \quad C_{Rd,C} = \frac{0,18}{1} = 0,18, \quad \rho_l = \frac{306,7\text{cm}^2}{377\text{cm} \cdot 41,3\text{cm}} = 0,020, \\ \sigma_{cp} = \frac{4608\text{kN}}{380\text{cm} \cdot 41,3\text{cm}} = 2,94\text{MPa}$$

Sedaj lahko določimo največjo strižno silo po EC2:

$$V_{Rd,C} = \left[ 0,18 \cdot 1,23 \cdot (100 \cdot 0,020 \cdot 38)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,94 \right] \cdot 413 \cdot 3770 = \underline{\underline{2138,9\text{kN}}}$$

Merodajna je manjša vrednost, tj. vrednost določena po EC8-3.

Na enak način smo določili največje strižne sile za prereze jeder na vseh etažnih višinah. Preglednica 18 prikazuje vrednosti za strižne sile po EC8-3 in EC2 ter največje vrednosti, ki nastopajo v prerezu ( $V_{sd}$ ) za enakomerno in modalno razporeditev horizontalnih sil po višini. Izmed dovoljenih vrednosti je osenčena merodajna, tj. manjša vrednost, izmed izračunanih vrednosti pa je osenčena merodajna, večja vrednost. Po pričakovanjih dobimo največje strižne

sile ob vpetju v kleti, in sicer za enakomerno razporeditev. Prav tako so za enakomerno razporeditev strižne sile večje v spodnjem delu konstrukcije, medtem ko se izkaže, da nastopijo največje strižne sile v zgornjem delu konstrukcije pri modalni razporeditvi horizontalnih sil.

V stolpcu »kontrola« je, v kolikor je strižna sila v prerezu večja od dovoljene, izrisan križec, v nasprotnem primeru, tj. ko prerez ni strižno izkoriščen, je izpisan »OK«. Vidimo, da so prečne sile v največji meri presežene v elementih v kleti, kjer doseže strižna sila v majhnem jedru skoraj 400% največje dovoljene vrednosti, v velikem jedru pa 500%. V ostalih prerezih, kjer so vrednosti prečne sile presežene, ni takih velikih odstopanj, le-ta so največ do 75%. Strižna sila ni presežena le v majhnem jedru v IV. nadstropju. Merila za določitev največje strižne sile po EC8-3 so zelo stroga, z visokimi varnostnimi faktorji. Pri določitvi največje strižne sile po EC2 pa smo upoštevali samo nosilnost betona. Določen delež bi najbrž doprinesla tudi nosilnost strižne armature.

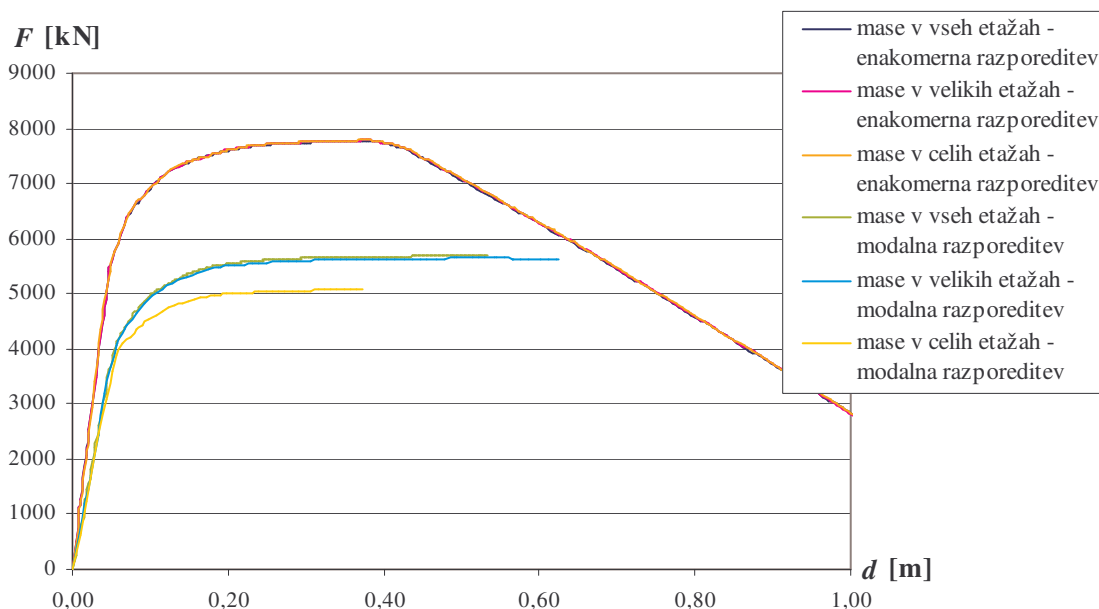
Preglednica 18: Vrednosti strižnih sil v jedrih za MODEL X

MAJHNO JEDRO	etaža	$V_{R(EC8-3)}$ [kN]	$V_{Rd,c(EC2)}$ [kN]	$V_{Sd, enak. razp.}$ [kN]	$V_{Sd, mod. razp.}$ [kN]	kontrola
	klet	1529,66	2138,90	6034,26	5237,08	
pritličje	1681,29	1825,93	2471,97	2293,68		
I. nadstropje	818,92	1498,66	1859,98	1667,51		
II. nadstropje	774,04	1385,31	882,08	953,30		
III. nadstropje	468,87	1082,28	364,34	574,41		
IV. nadstropje	423,48	968,92	243,66	143,63	OK	
VELIKO JEDRO	etaža	$V_{R, EC8-3}$ [kN]	$V_{Rd,c, EC2}$ [kN]	$V_{Sd, enak. razp.}$ [kN]	$V_{Sd, mod. razp.}$ [kN]	kontrola
	klet	2518,07	2335,68	11679,70	9153,35	
pritličje	2319,22	2154,85	2969,19	2576,20		
I. nadstropje	1719,72	1850,94	2958,65	2518,90		
II. nadstropje	1603,80	1690,35	2202,41	2358,67		
III. nadstropje	1462,51	1494,60	1345,41	1837,89		
IV. nadstropje	1346,59	1334,02	685,50	1383,29		

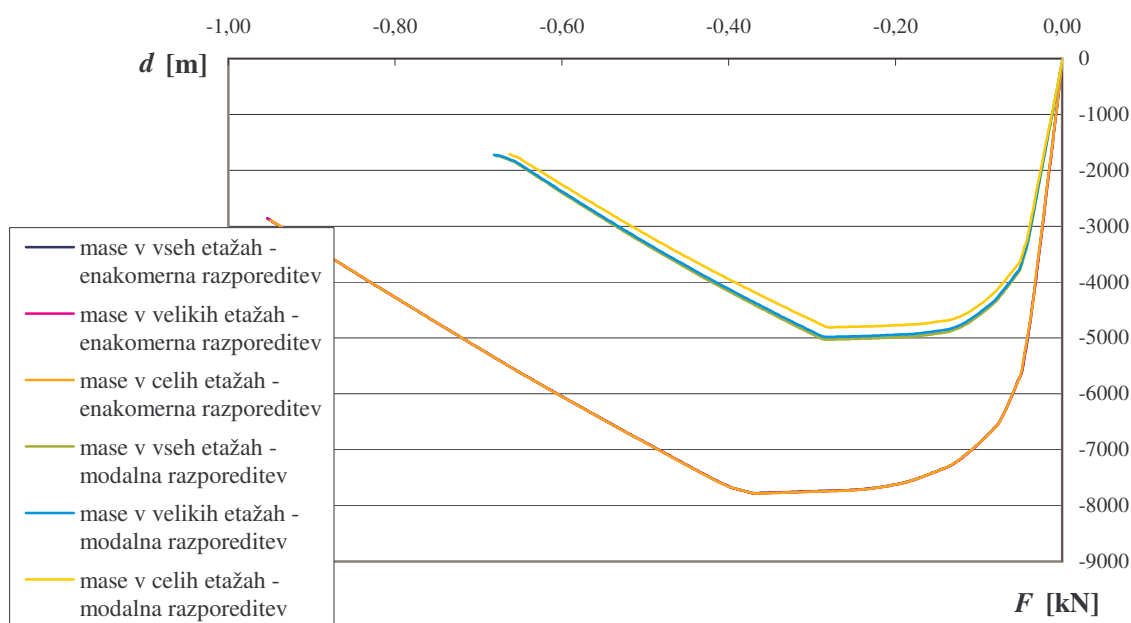
## 6.2 Rezultati za prečni okvir – MODEL Y

### 6.2.1 »Pushover« krivulje

Slika 66 in slika 67 prikazujeta odnos med celotno prečno silo in pomikom v kontrolni točki («pushover» krivulje) za MODEL Y za pozitivno in negativno smer delovanja horizontalne obtežbe.



Slika 66: "Pushover" krivulje za MODEL Y za pozitivno smer delovanja horizontalne obtežbe



Slika 67: "Pushover" krivulje za MODEL Y za negativno smer delovanja horizontalne obtežbe

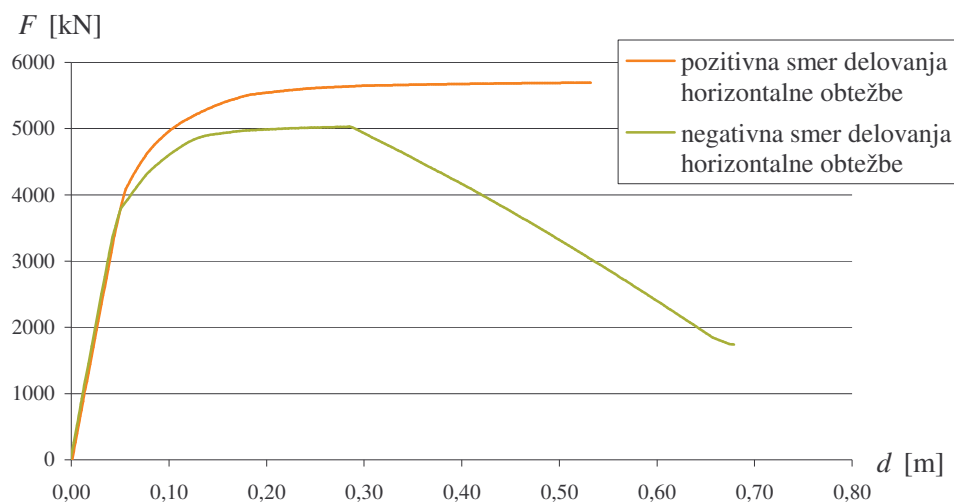
Kot vidimo, se krivulje za enakomerno razporeditev med seboj prekrivajo. Taka enakost je, kot je omenjeno že pri rezultatih za MODEL X, posledica tega, da so sile pri enakomerni razporeditvi skoraj enakega reda velikosti po celotni višini konstrukcije. Zato sta celotna horizontalna sila in pomik v kontrolni točki v enakem odnosu. Pri krivuljah za pozitivno smer delovanja obtežbe se kažejo problemi z računalniškim programom pri modalni razporeditvi horizontalnih sil. Zato nismo dobili celotne krivulje do porušitve. Krivulje za modalno razporeditev so nižje, na kar vpliva že omenjena razporeditev horizontalnih sil po višini konstrukcije.

Najbolje opiše realno razporeditev horizontalnih sil pri potresu modalna razporeditev. Zato v nadaljevanju uporabimo rezultate te razporeditve za določitev ciljnega pomika in predvidenega obnašanja konstrukcije. Enakomerna razporeditev horizontalnih sil po višini pa da največje prečne sile ob vpetju, ki v konstrukciji lahko nastopijo. Zato uporabimo rezultate te razporeditve za določevanje strižne izkoriščenosti prereзов.

### **6.2.2 Ciljni pomik**

Obravnavali bomo »pushover« krivuljo za modalno razporeditev horizontalnih sil po vseh etažah, saj je nosilnost konstrukcije v tem primeru manjša (manjša celotna horizontalna sila). Primerjamo krivulji za modalno razporeditev za pozitivno in negativno smer delovanja obtežbe (slika 68). Zaradi nesimetrije okvira v prečni smeri dobimo različne krivulje. Ker deluje potresna obtežba v obeh smereh, je merodajna tista krivulja, ki da manjše vrednosti. Krivulja za negativno smer delovanja obtežbe izkazuje manjšo nosilnost (manjša celotna prečna sila), zato je ta krivulja merodajna.





Slika 68: Primerjava "pushover" krivulj za pozitivno in negativno smer delovanja horizontalne obtežbe (prikazane so absolutne vrednosti) (za pozitivno smer so se pojavili problemi s programom, zato nimamo celotne krivulje)

Za negativno smer delovanja horizontalne obtežbe določimo ciljni pomik. Iz modalne analize istega objekta pri enakih vhodnih podatkih [Kreslin, 2005] privzamemo nihajno obliko in mase za celotno konstrukcijo (preglednica 19).

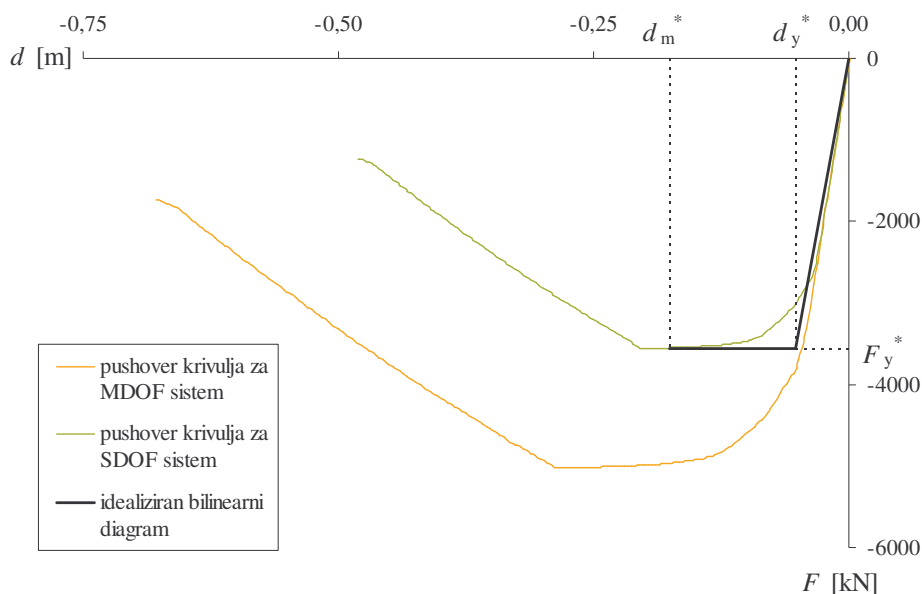
Preglednica 19: Nihajna oblika in mase za MODEL Y

$h_i$ [m]	0,00	2,95	7,40	10,36	11,85	13,32	16,30	19,24	20,75	22,20	25,20
$\phi_i$	0,000	0,028	0,138	0,250	0,313	0,381	0,528	0,683	0,762	0,841	1,000
$m_i$ [t]	0,0	1800,6	2290,0	741,6	1241,0	706,2	1898,3	730,2	1233,5	694,8	2069,0

Najprej določimo faktor za pretvorbo in maso ekvivalentnega SDOF sistema po enačbah (13) in (14):

$$m^* = 6304,84t, \quad \Gamma = \frac{6304,84}{4463,06} = 1,41$$

Za »pushover« krivuljo določimo idealiziran bilinerani diagram (slika 69). Točka tvorbe plastičnega mehanizma je tista točka, od katere naprej se število plastičnih členkov, ki so že prešli točko tečenja, ne povečuje več. Pomik na meji tečenja  $d_y^*$  določimo iz enačbe (15).



Slika 69: Določitev idealiziranega bilinearnega diagrama za MODEL Y

$$d_m^* = -0,176\text{m}, F_y^* = -3550,3\text{kN}, E_m^* = 532,99\text{kNm}$$

$$d_y^* = 2 \cdot \left( -0,176 + \frac{532,99\text{kNm}}{3550,3\text{kN}} \right) = 0,053\text{m}$$

Sedaj lahko določimo nihajni čas ekvivalentnega SDOF sistema po enačbi (16) in pripadajočo vrednost v elastičnem spektru pospeškov:

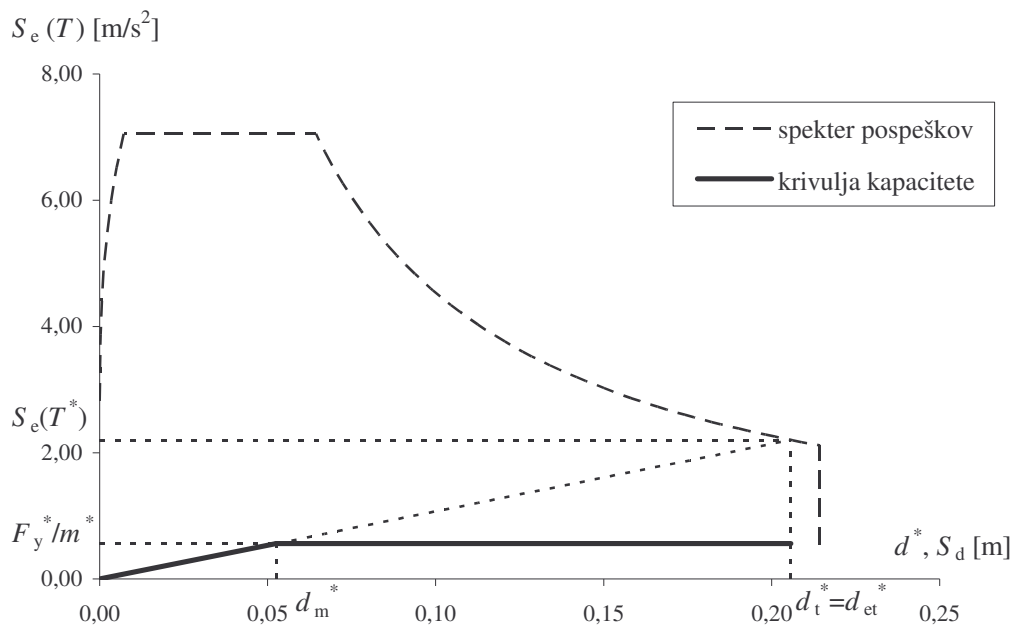
$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{6304,8\text{t} \cdot 0,053\text{m}}{3550,3\text{kN}}} = 1,92\text{s}, S_e(T^* = 1,92\text{s}) = 2,21\text{m/s}^2$$

Iz enačbe (19) izračunamo ciljni pomik ekvivalentnega SDOF sistema:

$$d_{et}^* = 2,21\text{m/s}^2 \cdot \left[ \frac{1,92\text{s}}{2 \cdot \pi} \right]^2 = 0,206\text{m}$$

Ker je  $T^* \geq T_C$  lahko iz enačb (22) in (23) določimo ciljni pomik naše konstrukcije:

$$d_t = 1,41 \cdot 0,206\text{m} = \underline{\underline{0,291\text{m}}}$$



Slika 70: Določitev ciljnega pomika SDOF sistema za MODEL Y iz spektra pospeškov in krivulje kapacitete

Zanimiv podatek je tudi, kolikšen je ciljni pomik glede na višino konstrukcije in kolikšna je največja celotna horizontalna obtežba napram celotni masi:

$$d_t / h = 0,291\text{m}/25,20\text{m} = 0,0115 = 1,15\%$$

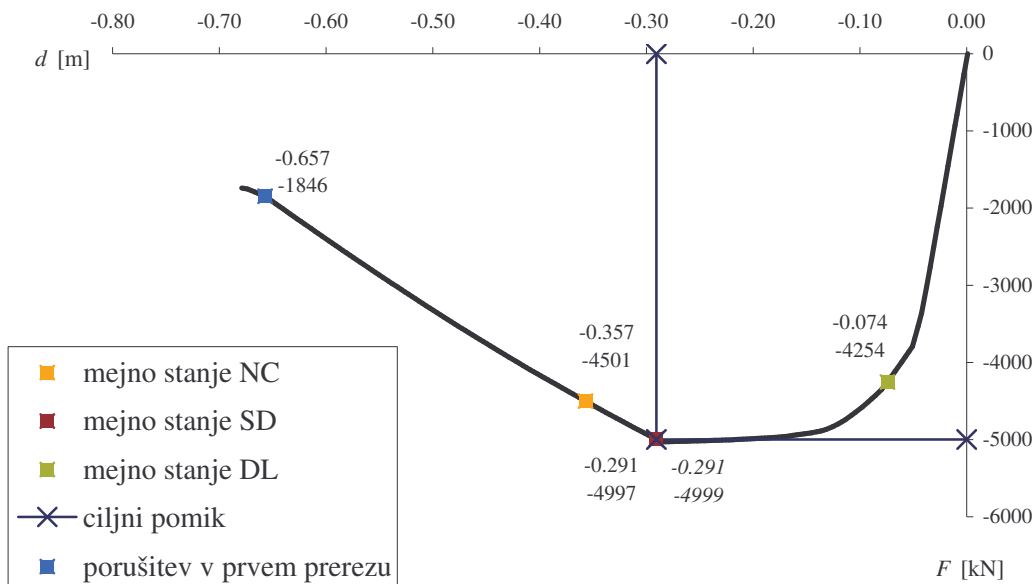
$$F_{\max} / (\sum m \cdot g) = 4723,9\text{kN} / (13405,3 \cdot 9,81\text{kN}) = 0,036 = 3,6\%$$

Vidimo, da je največji pomik, ki naj ga konstrukcija prenese v prečni smeri enak 1,15% celotne višine konstrukcije. Izkaže se, da prenese konstrukcija v prečni smeri horizontalno obtežbo v vrednosti 3,6% celotne mase, kar je več od projektirane vrednosti. Le-ta je namreč znašala 2% [Prelog, 1962].

### 6.2.3 Predvideno obnašanje konstrukcije in razporeditev poškodb

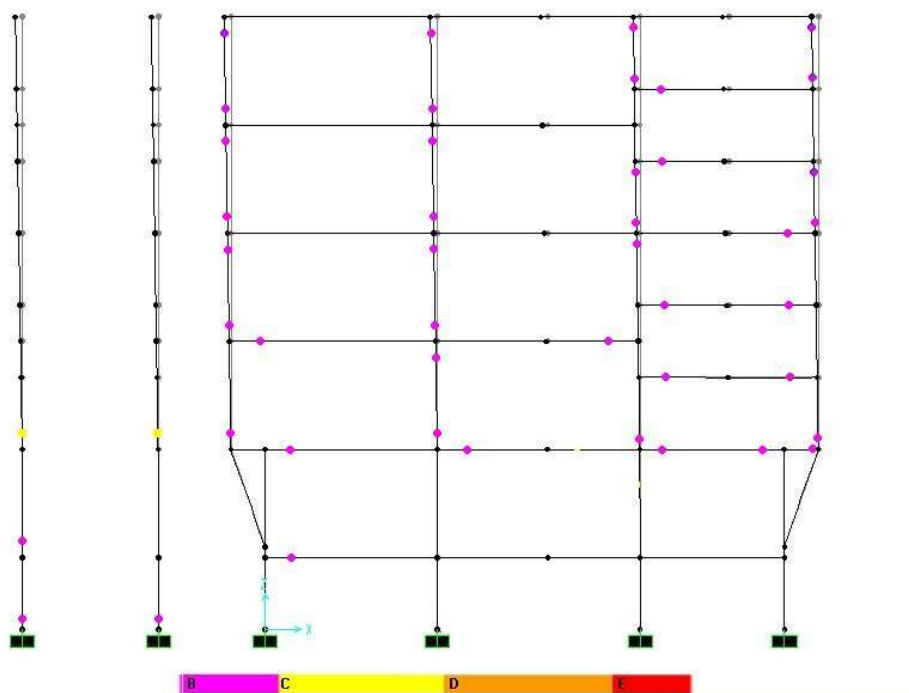
Slika 71 prikazuje »pushover« krivuljo z mejnimi stanji konstrukcije. Kot vidimo, ciljni pomik ravno doseže mejno stanje SD, tj. mejno stanje znatnih poškodb. Konstrukcijo po takih poškodbah ne bi bilo več ekonomično popravljati. Potrebno je poudariti, da je prikazano

obnašanje konstrukcije merodajno samo za upogib. Razmere bi bile gotovo še bolj kritične, če bi v analizi upoštevali tudi strižne poškodbe.

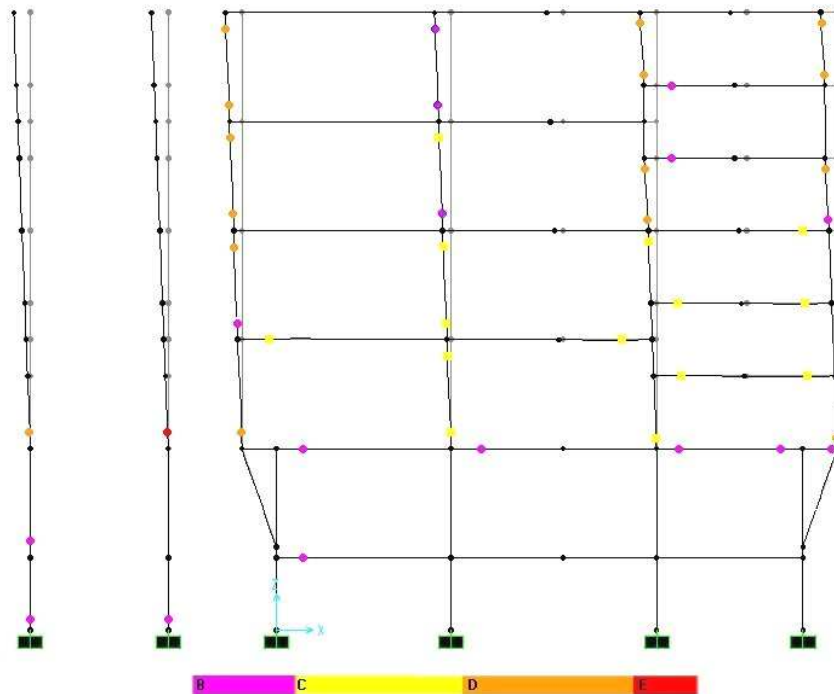


Slika 71: "Pushover" krivulja za MODEL Y z mejnimi stanji konstrukcije

Slika 72 prikazuje razporeditev plastičnih členkov v trenutku, ko je dosežen ciljni pomik. Kot lahko vidimo se plastični členki tvorijo predvsem na vertikalnih elementih. Prav tako se pojavljajo plastični členki v nekaterih nosilcih. Če spremljamo nadaljnji razvoj plastičnih členkov, vidimo, da se poškodbe koncentrirajo na prehodu iz pritličja v I. oziroma 1. nadstropje. Slika 73 tako prikazuje razporeditev plastičnih členkov za korak, ko je dosežena porušitev v prvem prerezu (majhno jedro v I. nadstropju spodaj). Tako lahko sklepamo, da so kritična mesta na prehodu iz pritličja v I. oziroma 1. nadstropje predvsem zaradi skoka v togosti. Stebri v kleti in pritličju so geometrijsko večji in zato tudi bolj togi. Kritična mesta se pojavijo tudi v III. in IV. oziroma 4., 5. in 6. nadstropju v stebrih. Tam lahko pride do lokalne porušitve Ti prerezi so kritični predvsem zato, ker so stebri v teh nadstropjih slabše kvalitete kot stebri v spodnjih etažah (MB220 namesto MB300), ter zato, ker so geometrijsko manjši, tj. širina stebrov se s 30 cm zmanjša na 20 cm.



Slika 72: Razporeditev plastičnih členkov za korak, ko je dosežen ciljni pomik za MODEL Y



Slika 73: Razporeditev plastičnih členkov za korak, ko je dosežena porušitev v prvem prezu (majhno jedro v I. nadstopju) za MODEL Y

Plastični členki se koncentrirajo predvsem v nadstropjih. Od višine tretje velike etaže naprej so plastične deformacije največje. Čeprav nastopi prva porušitev v jedru, lahko nastopi ob večanju horizontalne obtežbe tudi lokalna porušitev v zgornjih etažah okvira. Največje plastične deformacije se pojavijo v členkih v stebrih, kar je še posebej neugodno, saj porušitev stebra oziroma stebrov lahko pomeni tudi porušitev etaže.

#### 6.2.4 Maksimalni pospešek tal

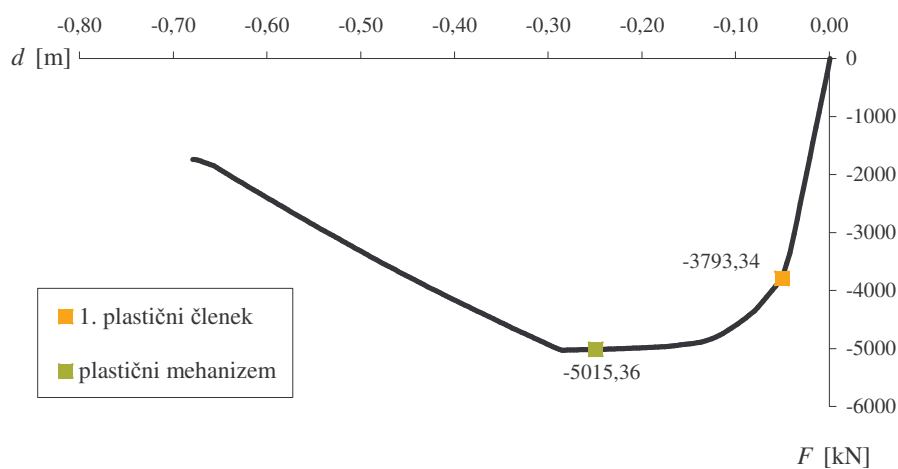
Maksimalni pospešek tal, ki ga konstrukcija lahko prenese, povzroči ciljni pomik enak pomiku v mejnem stanju znatnih poškodb, SD. Ker je v primeru prečnega okvira ciljni pomik pri projektne pospešku tal ravno enak pomiku v mejnem stanju SD, je projektne pospešek tal tudi maksimalni.

$$a_g = \underline{\underline{0,25 \cdot g}}$$

#### 6.2.5 Faktor dodatne nosilnosti

Določimo vrednost celotne horizontalne sile za korak, ko nastopi prvi plastični členek, in za korak, ko nastopi plastični mehanizem konstrukcije.

$$F_{1,pl.\check{c}lenek} = -3793,34\text{kN}, F_{pl.meh.} = -5015,36\text{kN}$$



Slika 74: Mesto nastanka 1. plastičnega členka in plastičnega mehanizma na "pushover" krivulji za MODEL Y

Sedaj lahko določimo faktor dodatne nosilnosti:

$$\alpha_u / \alpha_1 = \frac{5015,36}{3793,34} = 1,32$$

Določimo še faktor dodatne nosilnosti po navodilih v EC8. Vrednost faktorja znaša za našo konstrukcijo, ki je nepravilna po tlorisu ter predstavlja večetažni mešani sistem, ekvivalenten okvirnemu:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,15$$

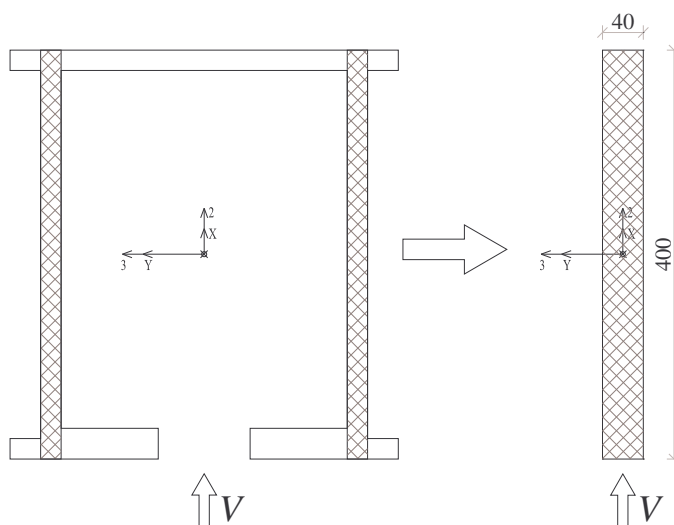
Lahko vidimo, da je faktor, določen iz nelinearne statične analize, večji, ne preseže pa največje dovoljene vrednosti (1,5). V nadaljnji analizi bi se uporabila vrednost 1,32 iz nelinearne statične analize, kot določa EC8.

#### **6.2.6 Strižne sile**

Ker v literaturi nismo nikjer zasledili oblike plastičnega členka za strižno porušitev in ker bi upoštevanje strižnih členkov preseglo predviden obseg diplomske naloge, smo preverili le največjo strižno silo v prerezih napram določilom EC8-3.

Največji del horizontalne obtežbe odpade na jedra. Iz rezultatov analize določimo največje vrednosti strižnih sil pri horizontalni obtežbi v prerezih jeder. Nato iz karakteristik prereza določimo največje strižne dovoljene sile po EC8-3 in EC2, kot je opisano v poglavju 2.9.2.3. V nadaljevanju je prikazana določitev največje dovoljene strižne sile za prerez majhnega jedra ob vpetju, kjer je pričakovana tudi največja strižna sila.

Pri prevzemu strižne sile ne sodeluje celoten prerez, ampak samo del, ki je orientiran v smeri delovanja sile. Najprej določimo nadomestni strižni prerez (slika 65).



Slika 75: Določitev nadomestnega strižnega prereza majhnega jedra ob vpetju

Za dan prerez poznamo notranje sile v prerezu, karakteristike betona in jekla ter količino in razpored armature v prerezu. Predpostavimo, da je prerez ravno na meji tečenja. Tako lahko določimo parametre za izračun največje dovoljene sile po EC8-3. Le-ti znašajo:

- delež vzdolžne armature (količina vzdolžne armature je razvidna iz slike prerezov jeder

$$\text{(slika 23)): } \rho_{tot} = \frac{306,7 \text{ cm}^2}{400 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}} = 0,019$$

- prispevek stremenske armature:

$$\text{delež stremenske armature: } \rho_w = \frac{4 \cdot 0,6^2 \text{ cm}^2 \cdot \pi \cdot 0,25}{400 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}} = 7,1 \cdot 10^{-5}$$

$$V_w = 7,1 \cdot 10^{-5} \cdot 40 \text{ cm} \cdot 340 \text{ cm} \cdot 27,68 \text{ kN/cm}^2 = 25,04 \text{ kN}$$

- faktor  $\mu_{\Delta}^{pl}$  naj bi se določil za vsak korak posebej glede na spreminjanje rotacije v prerezu, s tem bi se za vsak korak spremenila tudi prečna sila. Zaradi tega smo predpostavili največjo možno vrednost faktorja ( $\mu_{\Delta}^{pl}=5$ ), s čimer ne naredimo bistvene napake.

- parameter  $L_v$  znaša:  $L_v = 2520 \text{ cm}$

- višino tlačene cone določimo iz podatka o legi nevtralne osi v aplikaciji »Section Designer« kot pri določevanju karakteristik plastičnih členkov (poglavje 3.2.3):  
 $x = 19,9 \text{ cm}$

- karakteristike betona (poglavje 4.3):  $f_{ck} = 38 \text{ MPa}$



Sedaj lahko določimo največjo strižno silo po EC8-3:

$$V_R = \frac{1}{1,15} \cdot \left[ \frac{400 - 19,9}{2 \cdot 2520} \cdot \min(4347; 0,55 \cdot 40 \cdot 397 \cdot 3,8) + \right. \\ \left. + (1 - 0,05 \cdot 5) \cdot 0,16 \cdot \max(0,5; 100 \cdot 0,019) \cdot (1 - 0,16 \cdot \min(5; 2520 / 400)) \cdot \sqrt{3,8} \cdot 397 \cdot 40 + \right. \\ \left. + 25,0 \right] = \underline{\underline{1545,2 \text{ kN}}}$$

Nato določimo še parametre za največjo strižno silo po EC2:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{3970}} = 1,22, \quad C_{Rd,C} = \frac{0,18}{1} = 0,18, \quad \rho_l = \frac{306,7 \text{ cm}^2}{397 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}} = 0,019, \\ \sigma_{cp} = \frac{4347 \text{ kN}}{400 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}} = 2,72 \text{ MPa}$$

Sedaj lahko določimo največjo strižno silo po EC2:

$$V_{Rd,C} = \left[ 0,18 \cdot 1,22 \cdot (100 \cdot 0,019 \cdot 38)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,72 \right] \cdot 400 \cdot 3970 = \underline{\underline{2112,5 \text{ kN}}}$$

Na enak način smo določili največje strižne sile za prereze jeder na vseh etažnih višinah. Preglednica 20 prikazuje vrednosti za strižne sile po EC8-3 in EC2 ter največje vrednosti, ki nastopajo v prerezu ( $V_{sd}$ ) za obe razporeditvi horizontalnih sil po višini. Izmed dovoljenih vrednosti je osenčena merodajna, tj. manjša vrednost, izmed izračunanih vrednosti pa je osenčena merodajna, večja vrednost. Kot smo pričakovali dobimo največje strižne sile ob vpetju v kleti, in sicer za enakomerno razporeditev. Prav tako so strižne sile v spodnjem delu konstrukcije večje za enakomerno razporeditev, medtem ko so v zgornjem delu konstrukcije strižne sile večje pri modalni razporeditvi horizontalnih sil.

V stolpcu »kontrola« je, v kolikor je strižna sila v prerezu večja od dovoljene, izrisan križec, v nasprotnem primeru, tj. ko prerez ni strižno izkoriščen, je izpisan »OK«. Vidimo, da so prečne sile presežene v vseh elementih. Izračunane vrednosti dosegajo do skoraj 210% dovoljene. V zgornjem delu konstrukcije (II., III. in IV. nadstropje) so merodajne vrednosti dobljene iz modalne razporeditve.

Preglednica 20: Vrednost strižnih sil za MODEL Y

MAJHNO JEDRO	etaža	$V_R$ (EC8-3) [kN]	$V_{Rd,c}$ (EC2) [kN]	$V_{Sd, enak. razp.}$ [kN]	$V_{Sd, mod. razp.}$ [kN]	kontrola
	klet	1545,15	2112,50	3097,29	2315,64	
	pritličje	1700,33	2016,49	2981,83	2760,51	
	I. nadstropje	834,25	1600,88	1769,58	1489,53	
	II. nadstropje	783,26	1487,48	1012,20	1027,53	
	III. nadstropje	480,46	1186,23	635,29	957,64	
	IV. nadstropje	429,00	1072,83	239,33	642,50	
VELIKO JEDRO	etaža	$V_{R, EC8-3}$ [kN]	$V_{Rd,c, EC2}$ [kN]	$V_{Sd, enak. razp.}$ [kN]	$V_{Sd, mod. razp.}$ [kN]	kontrola
	klet	1334,91	2250,72	2776,49	2175,04	
	pritličje	1213,10	2069,77	2524,59	1653,31	
	I. nadstropje	918,44	1802,73	1704,03	2132,69	
	II. nadstropje	849,10	1642,62	1151,09	1420,26	
	III. nadstropje	782,89	1482,52	761,61	1143,13	
	IV. nadstropje	712,67	1322,40	439,09	996,71	

### 6.3 Ocena potresne odpornosti celotne konstrukcije

Če združimo rezultate posameznih smeri delovanja obtežbe, lahko rečemo, da je prečna smer občutljivejša za potresno obtežbo. Razlog temu je manjša nosilnost elementov oziroma manjše število elementov, ki prevzamejo potresno obtežbo, tj. elementov, ki so orientirani prečno. Kritična mesta konstrukcije se pojavljajo predvsem ob vpetju v vzdolžni smeri, na prehodu iz pritličja v I. nadstropje v prečni smeri ter v jedrih v obeh smereh. Lokalno so lahko kritična tudi posamezna mesta na vrhu konstrukcije. Najbolj kritično mesto konstrukcije, kjer bi najprej nastopila porušitev je v majhnem jedru v I. nadstropju spodaj.

Jedra so močno strižno obremenjena. Model ni omogočal upoštevanja strižne plastifikacije, zato realnega strižnega obnašanja konstrukcije ne moremo določiti. Presežene strižne nosilnosti so samo okvirne vrednosti in kažejo, da je strižna porušitev tudi kritična.

Dobili smo tudi faktor dodatne nosilnosti za obe smeri delovanja obtežbe. Ta znaša za vzdolžno smer 1,12, za prečno pa 1,32. Faktorja bi lahko uporabili pri linearni analizi, v kolikor bi se izvedla.

## 7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo obravnavali določila novega evropskega standarda na področju potresnoodpore gradnje, EC8, ter se posebej osredotočili na nelinearno analizo in del EC8-3, ki predpisuje določila za oceno potresne odpornosti in za potresno utrjevanje stavb.

Nelinearna analiza se je izkazala kot kompleksno področje z velikimi potencialnimi možnostmi za nadaljnje raziskave in razvoj. Projektantu omogoča določitev predvidenega obnašanja konstrukcije ter določitev kritičnih mest in razporeditev poškodb na konstrukciji pri pričakovani potresni obremenitvi. Analiza se lahko izvede na že obstoječi konstrukciji ali na novo projektirani.

Nelinearna analiza zahteva podrobnejše vhodne podatke. Poznati moramo količino in razporeditev armature po prerezu elementov ter definirati obnašanje prerezov v neelastičnem območju. EC8-3 določa smernice za nelinearno obnašanje prerezov, projektant pa izbere najprimernejše.

Na tržišču se pojavlja že kar nekaj programov, ki omogočajo nelinearno analizo. Mi smo izvedli nelinearno statično analizo s programom SAP 2000. SAP 2000 se je izkazal kot zelo uporabno in prijazno programsko orodje. Program je kompatibilen z nekaterimi drugimi programskimi paketi (npr. AvtoCAD, Excel,...) in omogoča uvoz geometrije in ostalih že pripravljenih podatkov iz datotek ter izvoz podatkov in rezultatov. Za hitrejše delo so v program vključeni tudi že nekateri standardi. SAP 2000 omogoča različne prikaze dobljenih rezultatov, od grafičnih do tabelarnih in tekstovnih. S podatki v elektronski obliki je nadaljnja obdelava rezultatov hitrejša in enostavnejša.

Za določitev ocene nelinearnega obnašanja je v EC8 vključena N2 metoda. Le-ta omogoča enostavno in hitro oceno obnašanja konstrukcije pri potresni obremenitvi iz rezultatov nelinearne statične analize.

Za prikaz uporabe določil najnovejšega standarda EC8 smo izbrali obstoječo stavbo Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani, ki se nahaja na Jamovi cesti 2. Objekt je bil projektiran leta 1962 po takratnih standardih. Zanimalo nas je predvsem obnašanje konstrukcije, če upoštevamo dejstvo, da v takratnih standardih potresna obtežba ni bila predpisana.

Objekt je specifičen po svoji velikosti in geometriji. Modeliramo ga lahko z linijskimi elementi. Na obeh koncih vsakega elementa smo predpostavili upogibno nelinearno obnašanje. Analizo smo izvedli na dveh okvirih v dveh glavnih smereh konstrukcije. Kot rezultat smo dobili nelinearni odziv konstrukcije pri različni velikosti horizontalne obtežbe ter podatke o tvorbi in razvoju plastičnega mehanizma konstrukcije. Določili smo odziv konstrukcije glede na pričakovano potresno obremenitev za območje Ljubljane. Za šibkejšo smer se je izkazala prečna, predvsem zaradi manjšega števila možnih mest sipanja energije. Poškodbe bi bile v prečni smeri že tolikšne, da se konstrukcije ne bi dalo ekonomično popraviti. Najbolj kritična mesta se pojavijo v jedrih, saj nanje odpade največ obtežbe.

V analizi nismo upoštevali strižnega nelinearnega obnašanja in torzije. Preverili smo le velikosti strižnih sil v prerezih jeder glede na velikosti, ki jih predpisuje EC8-3 kot mejne vrednosti pred poružitvijo. Izkaže se, da je strižna sila v jedrih presežena predvsem v spodnjem delu konstrukcije. Presežene strižne nosilnosti so samo okvirne vrednosti in kažejo, da je strižna porušitev tudi kritična. Za podrobnejšo oceno bi bilo potrebno v modelu upoštevati tudi strižne členke.

Zaključimo lahko, da standard EC8 in N2 metoda, ki jo standard predpisuje, omogočata oceno obnašanja konstrukcije tudi v nelinearnem območju na precej enostaven in zanesljiv način. Programska orodja, ki so na voljo (SAP 2000), zajemajo dobršen del določil standardov. Definiranje nelinearnega obnašanja prerezov je v programu SAP 2000 zaenkrat omogočeno le po ameriških standardih, vendar lahko v prihodnje pričakujemo tudi določila evropskega standarda EC8, saj so nekateri evropski standardi že vpeljani (EC2, EC3,...).

## VIRI

Karta projektnega pospeška tal. 2001. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija republike Slovenije za okolje.

[http://www.arso.gov.si/podro~cja/potresi/podatki/projektني\\_pospesek\\_tal.jpg](http://www.arso.gov.si/podro~cja/potresi/podatki/projektني_pospesek_tal.jpg) (16.8.2005)

ETABS, Integrated Building Design Software, Section Designer, Manual. 2000. ZDA, Kalifornija, Berkeley, Computers & Structures Inc.

Dolšek, M. 2004. Nelinearna statična analiza s programom SAP 2000. V: Saje, F. (ur.), Lopatič, J. (ur.). Zbornik 26. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 28.-29. oktober 2004. Ljubljana: Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev: str. 233-240

Dolšek, M. 2004. Opis in primer nelinearne statične analize s programom SAP ali ETABS. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi = Simplified non-linear seismic analysis of structures. Gradbeni vestnik, let. 51, št. 11, str. 302-315.

Fardis, M. N., Panagiotakos, T. B. 2001. Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate. ACI structural journal, let. 98, št.:2, str. 135-148.

Kreslin, M. 2005. Modeliranje konstrukcije stavb za potresne analize po EC8 – primer stavbe na Jamovi 2. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 103 f.

Prelog, E. 1962. Novo poslopje FAGG v Ljubljani. Statični račun., št. projekta 301/99. Maribor, Komuna – projekt Maribor.

Ravnikar, E. 1962. Novo poslojje FAGG v Ljubljani. Glavni načrt – arhitektura, št. projekta 301/99. Maribor, Komuna – projekt Maribor.

Spričevala o preiskavi betonskih kock. 1963-1968. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Inštitut za matematiko, fiziko in mehaniko, Laboratorij za preiskavo materiala. Arhiv FGG.

Spričevalo o preiskavi betonskega jekla. 1963-1968. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Inštitut za matematiko, fiziko in mehaniko, Laboratorij za preiskavo materiala. Arhiv FGG.

Standardi:

SIST EN 1990 2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. Osnutek. September 2004.

SIST EN 1991-1-1 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije. Del 1-1: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Osnutek. September 2004.

SIST EN 1998-1 2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe. Osnutek. November 2004

ENV 1992-1-1 1991. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels.

EN 1998-1 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, November 2004

## **PRILOGA A: GEOMETRIJA KONSTRUKCIJE**

Risba A1: Tloris kleti (M 1:100)

Risba A2: Tloris pritličja (M 1:100)

Risba A3: Tloris I. in II. nadstropja (M 1:100)

Risba A4: Tloris III. in IV. nadstropja (M 1:100)

## **PRILOGA B: KARAKTERISTIKE PLASTIČNIH ČLENKOV KONSTRUKCIJE**

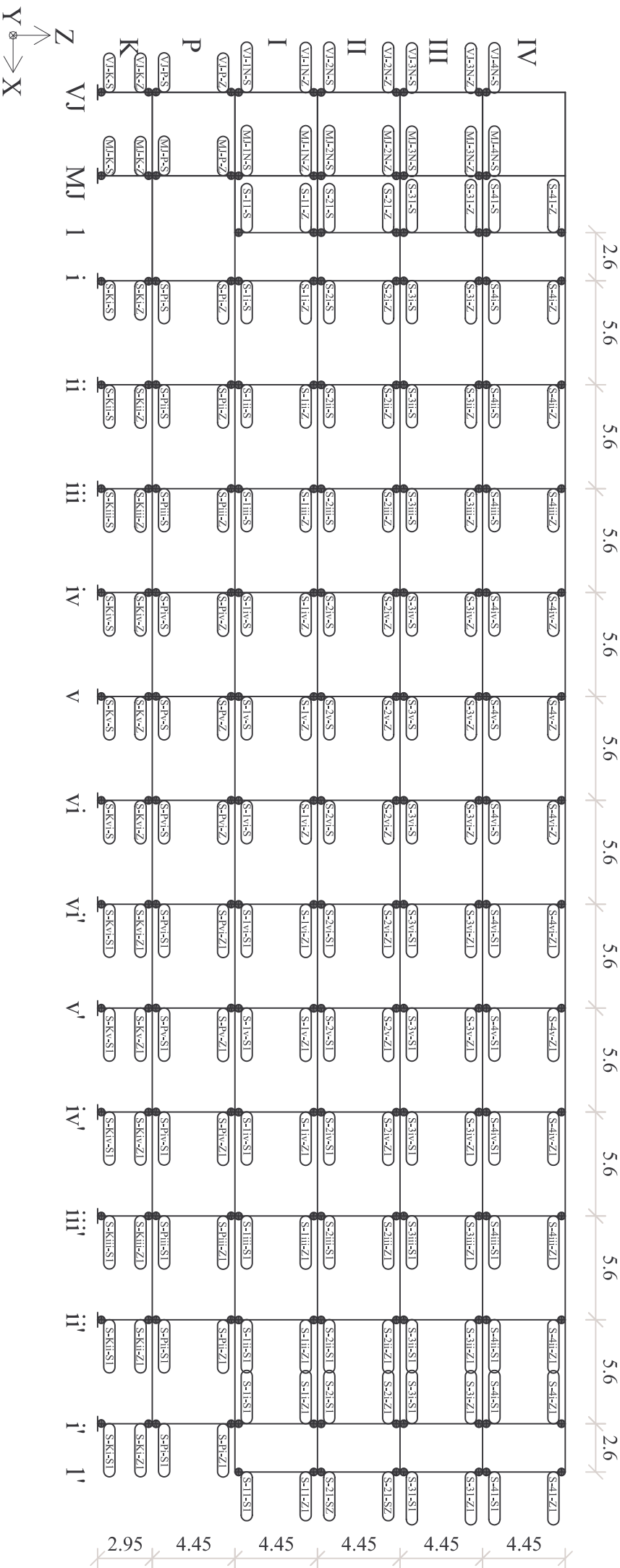
Na zgoščenki se nahajata 2 mapi:

- mapa »MODEL\_X« vsebuje:
  - »Členki\_Model\_X.xls«, kjer so podane karakteristike členkov
  - »Členki\_stebri\_in\_jedra\_MX.pdf«, kjer so podane oznake členkov na konstrukciji za stebre in jedra
  - »Členki\_nosilci\_MX.pdf«, kjer so podane oznake členkov na konstrukciji za nosilce
- mapa »MODEL\_Y« vsebuje:
  - »Členki\_Model\_Y.xls«, kjer so podane karakteristike členkov
  - »Členki\_stebri\_in\_jedra\_MY.pdf«, kjer so podane oznake členkov na konstrukciji za stebre in jedra
  - »Členki\_nosilci\_MY.pdf«, kjer so podane oznake členkov na konstrukciji za nosilce



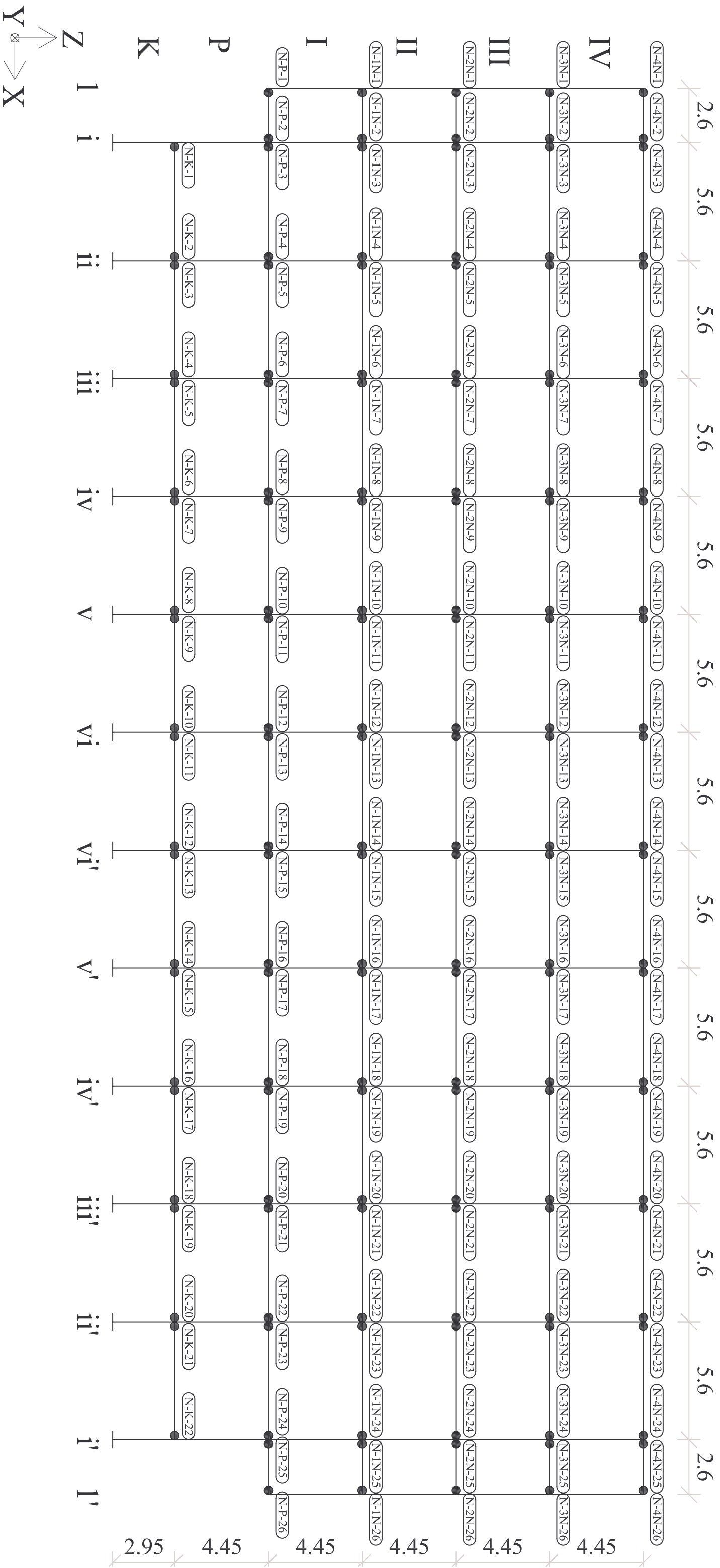
# MODEL X

## OZNAKA ČLENKOV NA STEBRIH IN JEDRIH



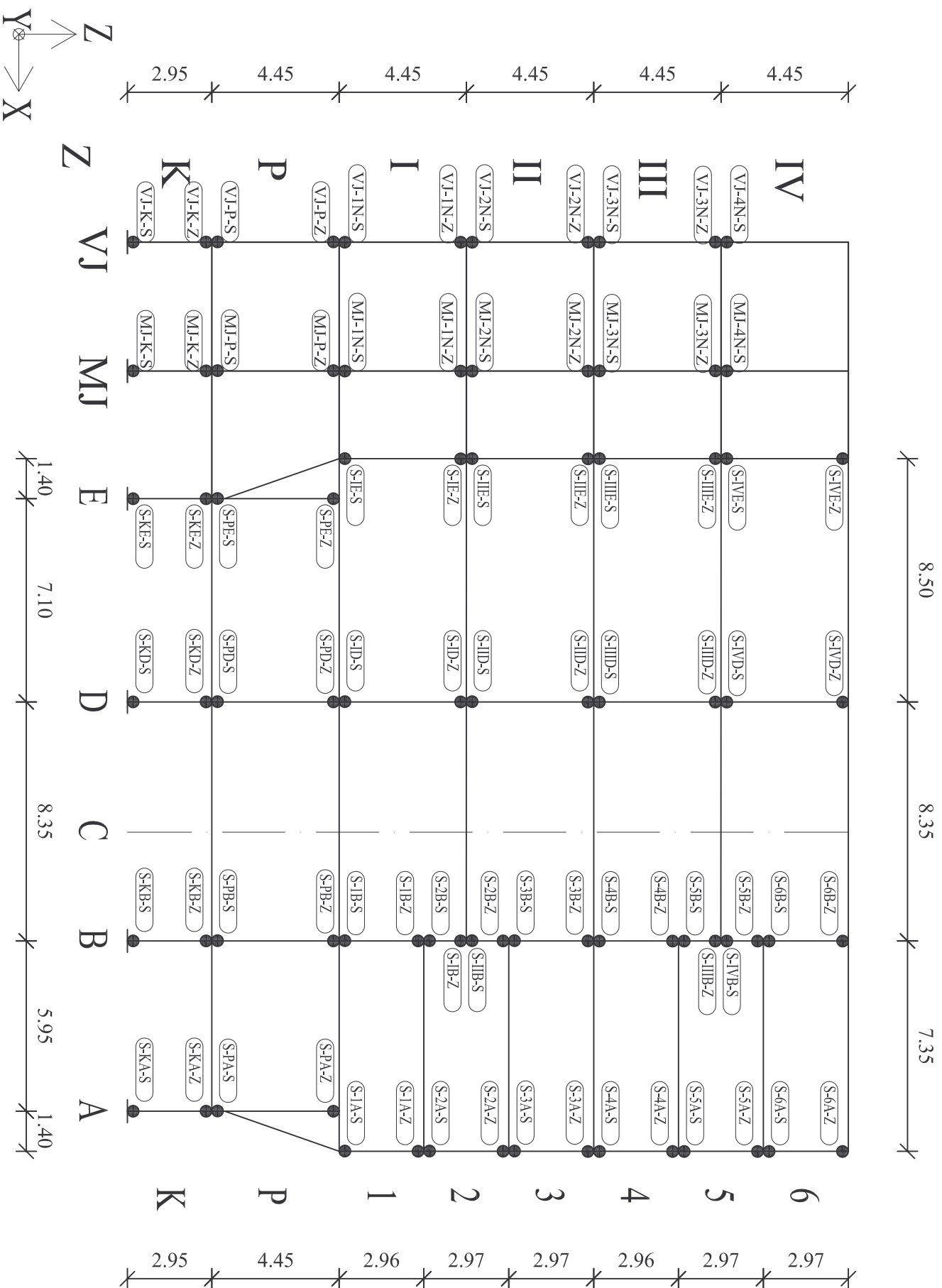
# MODEL X

## OZNAKA ČLENKOV NA NOSILCÍCH



# MODEL Y

## OZNAKA ČLENKOV NA STEBRIH IN JEDRIH



# MODEL Y OZNAKA ČLENKOV NA NOSILCICH

