

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



BORUT KORPAR, univ. dipl. inž. grad.

**OCENA UPORABNOSTI N2 METODE
ZA TIPIČNO AB STENASTO STAVBO**

MAGISTRSKO DELO

PODIPLOMSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Ljubljana, 2012

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo

Jamova 2, p.p. 3422
1115 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si



**MAGISTRSKI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat:

BORUT KORPAR, univ. dipl. inž. grad.

**OCENA UPORABNOSTI N2 METODE
ZA TIPIČNO AB STENASTO STAVBO**

Magistrsko delo štev.: 227

**ESTIMATION OF THE APPLICABILITY
OF THE N2 METHOD FOR A TYPICAL
RC WALL BUILDING**

Master of Science Thesis No.: 227

Mentor:
akad. prof. dr. Peter Fajfar

Predsednik komisije:
prof. dr. Goran Turk

Somentor:
doc. dr. Iztok Peruš

Član:
prof. dr. Vojko Kilar, UL FA

Ljubljana, 5. januar 2012

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **BORUT KORPAR** izjavljam, da sem avtor magistrskega dela z naslovom **OCENA UPORABNOSTI N2 METODE ZA TIPIČNO AB STENASTO STAVBO**.

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

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

Ljubljana, 3.1.2012

Ta stran je namenoma prazna

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM

UDK:	624.012.45:624.131.55(043.3)
Avtor:	Borut Korpar
Mentor:	akad. prof. dr. Peter Fajfar
Somentor:	doc. dr. Iztok Peruš
Naslov:	Ocena uporabnosti N2 metode za tipično AB stenasto stavbo
Obseg in oprema:	106 strani, 28 preglednic, 95 slik, 56 enačb
Ključne besede:	Potresno inženirstvo, N2 metoda, nelinearna dinamična analiza, projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, Evrokod 8, armiranobetonska stavba

Izvleček

Preučevali smo uporabnost razširjene N2 metode na primeru tipične osem etažne armiranobetonske stenaste stavbe. V nalogi smo prikazali analizo in dimenzioniranje glavnih nosilnih elementov konstrukcije kot tudi pripravo modela za nelinearno analizo. Pri dinamičnih analizah smo uporabili 10 različnih akceleroگرامov s po dvema vodoravnima komponentama. Opravili smo parametrično študijo obnašanja konstrukcije pri različnih kombinacijah smeri delovanja potresne obtežbe in dveh jakosti potresne obtežbe. Primerjali smo rezultate parametrične študije z rezultati iz razširjene N2 metode. Iz rezultatov in primerjav smo lahko zaključili, da razširjena N2 analiza daje inženirsko zadovoljive in smiselne rezultate. Hkrati smo na primeru pokazali, da je razširjena N2 metoda dovolj enostavna in primerna za uporabo v inženirski praksi. Poleg tega se je pokazalo, da je vpliv izbire smeri delovanja potresne obtežbe pomemben, saj lahko pride pri različnih kombinacijah smeri in predznaka dveh komponent istega akcelerograma do precejšnjih razlik v odzivu konstrukcije. V nalogi smo izpostavili tudi nekatere probleme pri samem dimenzioniranju elementov in pri pripravi nelinearnega modela. Težave pri zajemanju in ovrednotenju velike količine rezultatov, ki jih dobimo pri nelinearnih dinamičnih analizah, nakazujejo prednost razširjene N2 metode.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.012.45:624.131.55(043.3)
Autor: Borut Korpar
Supervisor: akad. prof. dr. Peter Fajfar
Co-Supervisor: doc. dr. Iztok Peruš
Title: Estimation of the applicability of the N2 method for a typical RC wall building
Notes: 106 pages, 28 tables, 95 figures, 56 equations
Key words: Earthquake engineering, N2 method, non-linear dynamic analysis, design of structures for seismic resistance, Eurocode 8, reinforced concrete building

Abstract

The application of the extended N2 method for a typical eight storey reinforced concrete wall building has been studied, which is due to its layout at the limit of the applicability of N2 method. In the master thesis analysis and design of the main load-bearing elements as well as the modelling for the non-linear analysis and non-linear analysis itself have been performed. For dynamic analyses 10 different accelerograms with two horizontal components were used. Parametric studies of the structure's behavior for several different combinations of earthquake loading directions and for two earthquake loading intensities were performed. The comparison of the parametric study results with the extended N2 method results confirmed that the extended N2 method provides adequate and reasonable results to the user. Also it has been shown that the extended N2 method is simple enough for use in every-day engineering work. In addition, it was demonstrated that the choice of the earthquake loading direction is important. Different combinations of the direction and sign of two components of the same accelerogram can yield quite different structural response. In the master thesis some problems related to dimensioning of structural elements and to the preparation of a non-linear model are pointed out. Difficulties related to fetching and evaluating the large amount of data obtained when performing a non-linear time history analysis suggest the advantages of the N2 method.

ZAHVALA

Naloge ne bi mogel dokončati brez nesebične pomoči in koristnih nasvetov mentorja, akad. prof. dr. Petra Fajfarja. Hvala za prilžnost, ki ste mi jo dali, za izkazano zaupanje in potrpežljivost.

Prav tako se iskreno zahvaljujem somentorju, doc. dr. Iztoku Perušu, za odkrite pogovore, nesebične nasvete, kritike, mnenja, pohvale in vzpodbude, pa tudi za prikaz »drugačnega« pogleda na svet.

Hvala sodelavkam, sodelavcem in prijateljem, ki so poskrbeli za prijetno vzdušje v III/7, v ostalih kabinetih in izven njih. Hvala vam za čudoviti leti v Ljubljani.

Hvala staršema za zaupanje, hvala za vso dobroto, prijaznost, potrpežljivost in ljubezen.

KAZALO VSEBINE

IZJAVA O AVTORSTVU	I
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM.....	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION	IV
ZAHVALA.....	V
KAZALO VSEBINE.....	VI
KAZALO PREGLEDNIC.....	VIII
LIST OF TABLES	VIII
KAZALO SLIK.....	X
LIST OF FIGURES.....	XII
1 UVOD	1
2 OPIS UPORABLJENIH METOD.....	3
2.1 Linearna dinamična analiza – integracija korak za korakom.....	3
2.2 Modalna analiza in analiza s spektri odziva.....	5
2.3 N2 metoda	7
2.4 Nelinearna dinamična analiza	12
3 ZASNOVA KONSTRUKCIJE IN OBTEŽBA.....	14
3.1 Skice konstrukcije	14
3.2 Materiali in prerezi	16
3.3 Vertikalne obtežbe.....	19
3.4 Mase	21
3.5 Spektri	22
3.6 Akcelerogrami	26
3.7 Analize.....	29
4 ELASTIČNA ANALIZA S SPEKTRI ODZIVA IN PROJEKTIRANJE PO EC8	30
4.1 Analiza lastnega nihanja.....	30
4.2 Upoštevane nihajne oblike	30
4.3 Rezultati elastične analize	33
4.3.1 Celokupna prečna sila ob vpetju	34
4.3.2 Osne sile.....	34
4.3.3 Obremenitve - greda.....	35
4.3.4 Obremenitve - »T« stena.....	36
4.3.5 Obremenitve - »L« stena.....	37
4.3.6 Pomiki in etažni zamiki konstrukcije.....	39
4.4 Dimenzioniranje elementov	42
4.4.1 Dimenzioniranje grede.....	42
4.4.2 Računski upogibni momenti za stene.....	44
4.4.3 Dimenzioniranje »T« stene	46
4.4.4 Dimenzioniranje »L« stene	49
4.4.5 Računske prečne sile – kontrola striga ob vpetju.....	52
4.4.6 Kontrola lokalne duktilnosti elementov	53
4.4.7 Skice armature v stenah	55

5	LINEARNA DINAMIČNA ANALIZA	59
6	MODELIRANJE ZA NELINEARNO ANALIZO	64
6.1	Priprava modela	64
6.2	Greda.....	65
6.3	»T« stena.....	65
6.4	»L« stena.....	67
7	N2 METODA.....	70
7.1	Analiza v X smeri	71
7.2	Analiza v Y smeri	77
7.3	Korekcijski faktorji za razširjeno N2 metodo.....	82
7.3.1	Normirani pomiki iz elastične modalne analize	82
7.3.2	Normirani pomiki iz nelinearne statične (potisne) analize.....	83
7.3.3	Korekcijski faktor.....	84
8	NELINEARNA DINAMIČNA ANALIZA	85
9	PRIMERJAVA REZULTATOV IN DISKUSIJA	97
10	ZAKLJUČKI, UGOTOVITVE.....	100
11	POVZETEK	103
12	SUMMARY	104
	VIRI	105

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Rekapitulacija vertikalnih obtežb	21
Preglednica 2: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva	23
Preglednica 3: Izbrani akceleroگرامi in njihovi podatki.....	27
Preglednica 4: Faktorji za normiranje akceleroگرامov α	28
Preglednica 5: Prvi trije nihajni časi za različne modele.....	30
Preglednica 6: Efektivne modalne mase, njihova kumulativna vsota za X in Y smer ter rotacijo okoli Z osi (model RE5).....	31
Preglednica 7: Celotna prečna sila ob vpetju (CPS).....	34
Preglednica 8: Obremenitve v gredi CD-2-H3	36
Preglednica 9: Tabela pomikov CM v posamezni etaži	39
Preglednica 10: Kontrola pogoja (3.12)	41
Preglednica 11: Premiki momentnih črt	44
Preglednica 12: Računske vrednosti obremenitev momentov in osnih sil	46
Preglednica 13: Efektivna širina pasnice.....	48
Preglednica 14: Računske vrednosti obremenitev M in N	49
Preglednica 15: Potrebna strižna armatura v prerezih sten ob vpetju.....	52
Preglednica 16: Nosilnosti, zahtevane duktilnosti, obe ukrivljenosti, duktilnost prerezov in potrebne dolžine robnih elementov	54
Preglednica 17: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija za gredo in moment na meji tečenja .	65
Preglednica 18: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »T« steno – X smer	66
Preglednica 19: Vhodni podatki za izraz (3.18) , plastična rotacija in moment na meji tečenja za »T« steno – Y »+« smer.....	66
Preglednica 20: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »T« steno – Y »-« smer.....	67
Preglednica 21: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »L« steno – X »+« smer.....	68
Preglednica 22: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »L« steno – X »-« smer	68
Preglednica 23: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »L« steno – Y »+« smer.....	68
Preglednica 24: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »L« steno – Y »-« smer.....	69
Preglednica 25: Vektor pomikov, normirani vektor pomikov (iz analize lastnega nihanja), produkt normiranih pomikov in mase za obe smeri.....	70
Preglednica 26: Plastifikacije elementov, pri čemer se točke sklicujejo na sliko 68.....	76
Preglednica 27: Plastifikacije elementov, pri čemer se točke nanašajo na sliko 72	81

LIST OF TABLES

Table 1: Summary of vertical loads.....	21
Table 2: Parameters describing elastic response spectrum.....	23
Table 3: Chosen accelerograms and their data	27
Table 4: Accelerogram normalization factors	28
Table 5: First three eigenperiods for different models	30

Table 6: Effective modal masses, cumulative sum for X, Y direction and rotation around Z axis (model RE5)	31
Table 7: Base shear	34
Table 8: Forces in beam CD-2-H3	36
Table 9: Displacements of centre of mass in each story	39
Table 10: Check of condition (3.12)	41
Table 11: Moment shift values.....	44
Table 12: Design values of moments and axial forces	46
Table 13: Effective width of flange.....	48
Table 14: Design values for M and N	49
Table 15: Shear reinforcement at base	52
Table 16: Bearing capacity, ductility demand , curvature, calculated ductility, boundary element lengths	54
Table 17: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for beam	65
Table 18: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »T« wall – X dir.	66
Table 19: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »T« wall – Y »+« dir.	66
Table 20: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »T« wall – Y »-« dir.	67
Table 21: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »L« wall – X »+« dir.	68
Table 22: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »L« wall – X »-« dir.	68
Table 23: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »L« wall – Y »+« dir.	68
Table 24: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »L« wall – Y »-« dir.	69
Table 25: Displacement shape vector, normalized displacement shape, product of mass and normalized displacements for both directions.....	70
Table 26: Yielding of elements with reference to Figure 68.....	76
Table 27: Yielding of elements with reference to Figure 72.....	81

KAZALO SLIK

Slika 1: Elastični in neelastični spekter v AD formatu (pospešek – pomik) in krivulja kapacitete. Primer za $T^* < T_C$	11
Slika 2: Tloris tipične etaže	14
Slika 3: Prerez A-A	15
Slika 4: Oznake osi v tlorisu.....	15
Slika 5: Oznake osi v prerezu	16
Slika 6: Delovni diagram betona za NL analizo in dimenzioniranje (poenostavljen).....	16
Slika 7: Delovni diagram jekla (karakteristični).....	17
Slika 8: Skica »T« stene	17
Slika 9: Skica »L« stene	18
Slika 10: Skica grede	18
Slika 11: Tlorisna pozicija osi elementov.....	19
Slika 12: Vplivna območja za rznos vertikalne obtežbe s plošče na stene	20
Slika 13: Položaj izmaknjene mase v tlorisu	22
Slika 14: Karta projektnega pospeška tal za Slovenijo.....	24
Slika 15: Normiran elastični spekter za tip tal C in $a_g = 0.25$ g.....	24
Slika 16: Elastični in projektna spektra	26
Slika 17: Povprečen spekter (<i>mean</i>) za obe komponenti, elastični spekter iz predpisov in standardni odklon povprečnega spektra (<i>sigma</i>) - (levo za X smer, desno za Y smer)	28
Slika 18: Kombinacije delovanja potresa (»set«)	29
Slika 19: Prva nihajna oblika.....	31
Slika 20: 2 do 4 nihajna oblika	32
Slika 21: 5 in 6 nihajna oblika	33
Slika 22: Grafični prikaz ovojnice osnih sil v »T« steni	35
Slika 23: Grafični prikaz ovojnice osnih sil v »L« steni	35
Slika 24: Prečna sila v lokalni Y smeri.....	36
Slika 25: Ovojnica upogibnih momentov okoli lokalne Z osi.....	36
Slika 26: Prečna sila v lokalni Z smeri	37
Slika 27: Ovojnica upogibnih momentov okoli lokalne Y osi	37
Slika 28: Prečna sila v lokalni Y smeri.....	38
Slika 29: Ovojnica upogibnih momentov okoli lokalne Z osi.....	38
Slika 30: Prečna sila v lokalni Z smeri	38
Slika 31: Ovojnica upogibnih momentov okoli lokalne Y osi	39
Slika 32: Pomiki konstrukcije v X in Y smeri.....	40
Slika 33: Etažni zamiki v X smeri	41
Slika 34: Etažni zamiki v Y smeri	41
Slika 35: Normirani pomiki iz modalne analize po posameznih etažah v X smeri (levo) in Y smeri (desno).....	42
Slika 36: Izbrana armatura v gredi	43
Slika 37: Ovojnica momentov za dimenzioniranje – »T« stena, momenti okoli lokalne Y osi	44
Slika 38: Ovojnica momentov za dimenzioniranje – »T« stena, momenti okoli lokalne Z osi.....	45
Slika 39: Ovojnica momentov za dimenzioniranje – »L« stena, momenti okoli lokalne Y osi	45
Slika 40: Ovojnica momentov za dimenzioniranje – »L« stena, momenti okoli lokalne Z osi.....	46
Slika 41: Izbrana armatura.....	47
Slika 42: Interakcijski diagram z označenimi obremenitvami iz preglednice 12.....	47

Slika 43: Skica predpostavljene armature za dimenzioniranje v Y smeri z označenimi efektivnimi širinami.....	48
Slika 44: Interakcijski diagrami za prereze na različnih višinah z vrisanimi obremenitvami.....	49
Slika 45: Nadomestni prerezi »L« stene za X in Y smer - dejanski in idealizirani.....	50
Slika 46: Nadomestni prerez s predpostavljeno armaturo za dimenzioniranje in vrisanimi efektivnimi širinami za globalno X smer.....	50
Slika 47: Interakcijski diagrami za prereze na različnih višinah z označenimi obremenitvami (globalna X smer).....	51
Slika 48: Računska armatura v »L« steni za Y smer z vrisanimi efektivnimi širinami pasnice za globalno Y smer.....	51
Slika 49: Interakcijski diagrami za prereze na različnih višinah z označenimi obremenitvami (globalna Y smer).....	52
Slika 50: Deformacija prereza in definicija dolžine robnega elementa l_{cr}	53
Slika 51: Vertikalna armatura »L« stene.....	55
Slika 52: Vertikalna armatura »T« stene.....	56
Slika 53: Armatura v »T« steni – prerez ob vpetju.....	57
Slika 54: Armatura v »L« steni – prerez ob vpetju.....	58
Slika 55: Pomiki konstrukcije v X smeri (levo) in Y smeri (desno).....	59
Slika 56: Etažni pomiki - X smer (levo) in Y smer (desno).....	59
Slika 57: Normirani pomiki v X-smeri na vrhu konstrukcije, dobljeni z elastično analizo časovnega odziva za posamezne kombinacije potresov.....	60
Slika 58: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v Y-smeri, dobljeni z elastično analizo časovnega odziva za posamezne kombinacije potresov.....	61
Slika 59: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v X-smeri, dobljeni z elastično analizo časovnega odziva za posamezne potrese.....	62
Slika 60: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v Y-smeri, dobljeni z elastično analizo časovnega odziva za posamezne potrese.....	63
Slika 61: Ovojnica plastičnega členka.....	64
Slika 62: Skici upoštevane armature za X in Y smer.....	66
Slika 63: Skici upoštevane armature za X in Y smer.....	67
Slika 64: Razporeditev sil za razporeditev po prvi nihajni obliki za X in Y smer.....	71
Slika 65: Potisne krivulje za X smer.....	72
Slika 66: Idealizacija diagrama sila – pomik za X – smer.....	73
Slika 67: Primerjava zahtev potresa in kapacitete konstrukcije.....	74
Slika 68: Diagram sila – pomik z vrisanimi stanji konstrukcije.....	75
Slika 69: Potisne krivulje za Y smer.....	77
Slika 70: Idealizacija diagrama sila – pomik (Y – smer).....	78
Slika 71: Diagram kapacitete konstrukcije.....	79
Slika 72: Diagram sila – pomik z vrisanimi stanji konstrukcije.....	80
Slika 73: Normirani pomiki konstrukcije na vrhu za obe obravnavani smeri – X (levo) in Y (desno)..	83
Slika 74: Pomiki konstrukcije za obe obravnavani smeri – X (levo) in Y (desno).....	83
Slika 75: Normirani pomiki iz nelinearne statične (potisne) analize.....	84
Slika 76: Normirani pomiki iz elastične modalne analize, nelinearne statične (potisne) analize in korekcijski faktor za razširjeno N2 metodo za X- (levo) in Y- smer (desno).....	84
Slika 77: Histereza uporabljenega plastičnega členka.....	85
Slika 78: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v X-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne kombinacije potresov.....	86

Slika 79: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v Y-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne kombinacije potresov.....	87
Slika 80: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v X-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne potrese.....	88
Slika 81: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v Y-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne potrese.....	89
Slika 82: Pomiki masnega središča konstrukcije za X- (levo) in Y- smer (desno)	90
Slika 83: Etažni pomiki v masnem središču za X- (levo) in Y- smer (desno).....	90
Slika 84: Povprečni normirani pomiki na vrhu za X- (levo) in Y- smer (desno)	90
Slika 85: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v X-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne kombinacije potresov povečane za faktor 2.....	91
Slika 86: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v Y-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne kombinacije potresov povečane za faktor 2.....	92
Slika 87: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v X-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne potrese, povečanih za faktor 2 glede na osnovno NLTH.....	93
Slika 88: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v Y-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne potrese, povečanih za faktor 2 glede na osnovno NLTH.....	94
Slika 89: Pomiki masnega središča konstrukcije; X (levo), Y (desno)	95
Slika 90: Etažni pomiki v masnem središču; X (levo) in Y(desno)	95
Slika 91: Povprečni normirani pomiki na vrhu; X smer (levo) in Y smer (desno).....	95
Slika 92: Normirani pomiki na vrhu določeni z nelinearno dinamično analizo za dve jakosti potresa; X smer	96
Slika 93: Normirani pomiki na vrhu določeni z nelinearno dinamično analizo za dve jakosti potresa; Y smer	96
Slika 94: Primerjava normiranih pomikov v X smeri, določenih z različnimi metodami	98
Slika 95: Primerjava normiranih pomikov v Y smeri, določenih z različnimi metodami	98
Slika 96: Primerjava absolutnih pomikov v X smeri z različnimi metodami	99
Slika 97: Primerjava absolutnih pomikov v Y smeri.....	99

LIST OF FIGURES

Figure 1: Elastic and inelastic spectra in AD format (acceleration – displacement) and capacity curve. Example for $T^* < T_C$	11
Figure 2: Ground plan of a typical story.....	14
Figure 3: Cross-section A-A.....	15
Figure 4: Axes in ground-plan.....	15
Figure 5: Axes in cross-section	16
Figure 6: Concrete strain-stress curve for NL analysis and design (simplified)	16
Figure 7: Steel strain-stress curve (characteristic).....	17
Figure 8: »T« wall cross section.....	17
Figure 9: »L« wall cross section.....	18
Figure 10: Beam cross-section	18
Figure 11: Cross section's axis layout in ground plan	19
Figure 12: Influence areas for load distribution	20
Figure 13: Center of mass position in ground plan	22
Figure 14: Design ground acceleration for Slovenia	24
Figure 15: Elastic spectra for soil type C and $a_g = 0.25g$	24
Figure 16: Elastic and design spectra	26

Figure 17: Mean spectra for both components, standard deviation and elastic spectra from standards (X dir. – left, Y dir. – right).....	28
Figure 18: Combination of simultaneous earthquake action (»set«).....	29
Figure 19: First eigenform.....	31
Figure 20: 2nd to 4th eigenform.....	32
Figure 21: 5th and 6th eigenform.....	33
Figure 22: Axial force envelope in »T« wall	35
Figure 23: Axial force envelope in »L« wall	35
Figure 24: Shear force in local Y direction	36
Figure 25: Bending moment envelope around local Z axis.....	36
Figure 26: Shear force in local Z direction.....	37
Figure 27: Bending moment envelope around local Y axis	37
Figure 28: Shear force in local Y direction	38
Figure 29: Bending moment envelope around local Z axis.....	38
Figure 30: Shear force in local Z direction.....	38
Figure 31: Bending moment envelope around local Y axis	39
Figure 32: Displacements of structure in X and Y direction.....	40
Figure 33: Story drifts in X direction	41
Figure 34: Story drifts in Y direction	41
Figure 35: Normalized displacements from modal analysis in individual storys in X direction (left) and Y direction (right)	42
Figure 36: Reinforcement in beam.....	43
Figure 37: Design envelope – »T« wall, moments around local Y axis.....	44
Figure 38: Design envelope – »T« wall, moments around local Z axis	45
Figure 39: Design envelope – »L« wall, moments around local Y axis.....	45
Figure 40: Design envelope – »L« wall, moments around local Z axis	46
Figure 41: Reinforcement proposal.....	47
Figure 42: Interaction diagram with loading from Table 12	47
Figure 43: Reinforcement proposal for design in Y dir with effective widths.....	48
Figure 44: Interaction diagram for sections on different levels with loading	49
Figure 45: »L« sections for X and Y direction – real / effective.....	50
Figure 46: Effective cross-section with design reinforcement, indicated effective widths for global X direction.....	50
Figure 47: Interaction diagramm for effective cross-sections with loading (global X dir.).....	51
Figure 48: Effective cross-section with design reinforcement, indicated effective widths for global Y direction.....	51
Figure 49: Interaction diagramm for effective cross-sections with loading (global X dir.).....	52
Figure 50: Strain distribution and boundary element length definition lcr	53
Figure 51: Reinforcement sketch of »L« wall.....	55
Figure 52: Reinforcement sketch of »T« wall.....	56
Figure 53: Reinforcement in »T« wall at base point	57
Figure 54: Reinforcement in »T« wall at base point	58
Figure 55: Displacements in X dir. (left) and Y dir. (right)	59
Figure 56: Story displacements – X dir. (left) and Y dir. (right).....	59
Figure 57: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by elastic time history analysis for different sets of aceelerograms	60
Figure 58: Torsional effects in terms of normalized top displacements in Y dir. obtained by elastic time history analysis for different sets of accelerograms	61

Figure 59: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by elastic time history analysis for individual accelerograms	62
Figure 60: Torsional effects in terms of normalized top displacements in Y dir. obtained by elastic time history analysis for individual accelerograms	63
Figure 61: Hinge backbone	64
Figure 62: Effective reinforcement for bending in X and Y direction	66
Figure 63: Effective reinforcement for bending in X and Y direction	67
Figure 64: Loading pattern for X and Y direction	71
Figure 65: Pushover curves in X dir.	72
Figure 66: Pushover curves and bilinear idealizations for loading in X dir.	73
Figure 67: Elastic and inelastic demand spectra and capacity curve	74
Figure 68: Pushover curve with indicated structure's states	75
Figure 69: Pushover curves in Y dir.	77
Figure 70: Pushover curves and bilinear idealizations for loading in Y dir.	78
Figure 71: Elastic and inelastic demand spectra and capacity curve	79
Figure 72: Pushover curve with indicated structure's states	80
Figure 73: Torsional effects in terms of normalized top displacements obtained by modal analysis for both investigated directions – X (left) and Y (right)	83
Figure 74: Displacements of structure for both investigated directions – X (left), Y (right)	83
Figure 75: Torsional effects in terms of normalized top displacements obtained by pushover analysis ..	84
Figure 76: Torsional effects in terms of normalized top displacements obtained by modal analysis, by pushover analysis and correction factors for N2 method – X (left) and Y (right).....	84
Figure 77: Plastic hinge	85
Figure 78: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by nonlinear time history analysis for different sets of accelerograms	86
Figure 79: Torsional effects in terms of normalized top displacements in Y dir. obtained by nonlinear time history analysis for different sets of accelerograms	87
Figure 80: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by nonlinear time history analysis for individual accelerograms	88
Figure 81: Torsional effects in terms of normalized top displacements in Y dir. obtained by nonlinear time history analysis for individual accelerograms	89
Figure 82: Displacements of mass centre in X dir. (left) and Y dir. (right)	90
Figure 83: Story displacements – X dir. (left) and Y dir. (right).....	90
Figure 84: Average torsional effects in terms of normalized top displacements – X dir. (left) and Y dir. (right).....	90
Figure 85: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by nonlinear time history analysis for different sets of accelerograms, scaled by 2 to basic NLTH	91
Figure 86: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by nonlinear time history analysis for different sets of accelerograms, scaled by 2 to basic NLTH.....	92
Figure 87: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by nonlinear time history analysis for individual accelerograms, scaled by 2 to basic NLTH	93
Figure 88: Torsional effects in terms of normalized top displacements in Y dir. obtained by nonlinear time history analysis for individual accelerograms, scaled by 2 to basic NLTH	94
Figure 89: Displacements of mass centre in X dir. (left) and Y dir. (right)	95
Figure 90: Story displacements in mass centre – X dir. (left) and Y dir. (right)	95

Figure 91: Average torsional effects in terms of normalized top displacements – X dir. (left) and Y dir. (right) obtained by nonlinear time history with scaled accelerograms.....	95
Figure 92: Torsional effects in terms of normalized top displacements obtained by nonlinear time history analysis for 2 load intensities; X dir.....	96
Figure 93: Torsional effects in terms of normalized top displacements obtained by nonlinear time history analysis for 2 load intensities; Y dir.....	96
Figure 94: Torsional effects in terms of normalized top displacements, obtained obtained by different methods – X dir.....	98
Figure 95: Torsional effects in terms of normalized top displacements, obtained obtained by different methods – Y dir.....	98
Figure 96: Displacements (in plane) at the top of the building, obtained by different methods – X dir.....	99
Figure 97: Displacements (in plane) at the top of the building, obtained by different methods – Y dir.....	99

1 UVOD

V Sloveniji je s 1.1.2008 postala obvezna uporaba (Pravilnik o mehanski odpornosti objektov, 2005) evropskih standardov s področja gradbeništva, t.i. evrokodov. Gre za zbirko standardov, ki uvajajo nov, sodoben pristop k projektiranju konstrukcij. Z njihovo uporabo se zagotavlja varnost, trajnost in odpornost konstrukcij proti zunanjim vplivom. Med zunanje vplive na konstrukcije sodi tudi potres, kateremu je namenjen poseben sklop standardov Evrokod 8 (SIST EN 1998-1). Obnašanje stavb med močnimi potresi lahko opišemo z zahtevnimi in časovno potratnimi nelinearnimi dinamičnimi analizami. Te metode niso primerne za prakso. V vsakodnevni praksi se uporabljajo večinoma linearne metode, ki pa ne dajejo nobenih podatkov o dejanski nosilnosti in duktilnosti konstrukcije. V zadnjem času so se pričele uveljavljati poenostavljene nelinearne metode, ki jih predpisi tudi dovoljujejo. Ena izmed takih metod je N2 metoda, ki je bila razvita v IKPIR-u (Fajfar, 2000) in (Fajfar, 2002) in je vključena v Evrokod 8. Metoda temelji na kombinaciji nelinearne statične – potisne (angl. »pushover«) analize sistema z več prostostnimi stopnjami in spektralne analize ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Osnovna predpostavka, ki določa območje uporabnosti metode, je časovna nespremenljivost deformacijske oblike. Tej predpostavki večinoma ustrezajo konstrukcije, ki nihajo pretežno v osnovni nihajni obliki. Za konstrukcije, kjer so višje nihajne oblike pomembne in vplivajo na deformacijske oblike po višini ali po tlorisu konstrukcije, je osnovna N2 metoda manj uporabna. Te predpostavke največkrat ne izpolnjujejo visoke stavbe in nesimetrične stavbe, kjer so lahko pomembne višje nihajne oblike. Pri prostorskih modelih stavb so vprašljive predvsem torzijsko podajne konstrukcije, pri katerih je osnovna nihajna oblika pretežno torzijska. Za upoštevanje vpliva višjih nihajnih oblik po tlorisu konstrukcije, to je za upoštevanje torzijskih vplivov, je bila razvita razširjena N2 metoda (Fajfar in sod., 2005a). Pri razširjeni N2 metodi torzijske vplive upoštevamo tako, da rezultate potisne analize korigiramo z rezultati elastične modalne analize. Metoda je bila preizkušena na nekaj primerih, vendar potrebuje še širšo verifikacijo.

Magistrsko delo sodi v sklop raziskav, ki so namenjene verifikaciji razširjene N2 metode. Kot testni primer je bila izbrana 8-etažna armirano-betonska stavba. Gre za zelo idealizirano stenasto konstrukcijo, tipično za nekatere dele sveta in Slovenijo (gradnja s tunelskimi opaži). Konstrukcija stavbe je simetrična, predpostavljena pa je nesimetričnost razporeditve mas. Na ta način se pojavijo torzijski vplivi. Analizirana stavba ima tudi posebnost, da so njeni osnovni nihajni časi zelo blizu skupaj in zaradi tega so osnovne nihajne oblike precej sklopljene. Pri takšnih stavbah se lahko pojavijo pomembne torzijske amplifikacije. S primerjavo z bolj natančnimi analizami, tukaj je mišljena nelinearna dinamična analiza, smo ugotavljali, kako dobre napovedi obnašanja je N2 metoda sposobna dati za izbrano stavbo.

Vsebina dela je razdeljena na štiri dele. V prvem delu so kratko opisane uporabljene metode analize, sledi opis konstrukcije in obtežbe. Drugi del je namenjen linearnim analizam konstrukcije in projektiranju nosilnih elementov v skladu s predpisi. Tretji del se posveča pripravi nelinearnega modela konstrukcije, analizi z N2 metodo in nelinearni dinamični analizi. Zadnji del zajema rezultate analiz, njihovo primerjavo ter zaključke in ugotovitve.

2 OPIS UPORABLJENIH METOD

V tem poglavju so predstavljene uporabljene metode analize, njihove osnove značilnosti in predpostavke, ki so bile pri tem uporabljene.

2.1 Linearna dinamična analiza – integracija korak za korakom

Pod pojmom linearna dinamična analiza razumemo računski postopek za določitev časovnega poteka sil in pomikov pri dinamični obtežbi ob upoštevanju linearnega obnašanja konstrukcije. Cilj tega postopka je rešitev sistema vezanih diferencialnih enačb gibanja

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{F\} \quad (2.1)$$

Pri izračunu moramo poznati masno matriko $[M]$, matriko dušenja $[C]$, togostno matriko $[K]$ in vektor zunanje obtežbe $\{F\}$, ki se spreminja s časom. Potres je tipičen primer take časovno spremenljive zunanje obtežbe. Vektor desnih strani pri tej obtežbi se zapiše kot $\{F\} = -[M]\{\ddot{U}_{tal}\}$. Najbolj splošna metoda za reševanje sistema enačb (2.1) je metoda integracije korak za korakom. Pri tej metodi računamo odziv sistema v posameznih kratkih časovnih intervalih dolžine Δt . V času enega intervala je gibanje sistema predpostavljeno po nekem enostavnem zakonu (npr. konstanten ali linearen potek pospeškov). Pogoj dinamičnega ravnotežja je izpolnjen samo na začetku in koncu intervala. Kinematične količine na koncu vsakega intervala predstavljajo začetne vrednosti za naslednji interval. Na ta način lahko korak za korakom računamo celoten odziv sistema in zato imenujemo te metode »korak za korakom« (angl. »step-by-step«). Metode so uporabne za linearne in nelinearne probleme.

V našem primeru smo uporabili Wilsonovo θ metodo. Metoda temelji na predpostavki, da pospešek poteka linearno po razširjenem časovnem intervalu dolžine $\Delta t_r = \theta \Delta t$, kjer velja, da je parameter $\theta > 1.37$, kar je pogoj za doseg stabilnosti metode. V naših izračunih smo uporabili vrednost parametra $\theta = 1.40$.

Za izračun z Wilsonovo metodo potrebujemo nadomestno togost, ki jo izračunamo samo na začetku (v kolikor gre za linearni problem) ali v vsakem koraku (nelinearni problem)

$$[\bar{K}] = \frac{6}{(\theta \Delta t)^2} [M] + \frac{3}{\theta \Delta t} [C] + [K] \quad (2.2)$$

Potrebujemo tudi vektor nadomestne obtežbe, ki ga izračunamo za vsak časovni korak

$$\{\bar{F}\} = \theta(\{F_k\} - \{F_z\}) + [M] \left(\frac{6}{\theta \Delta t} \{\dot{U}_z\} + 3\{\ddot{U}_z\} \right) + [C] \left(3\{\dot{U}_z\} + \frac{\theta \Delta t}{2} \{\ddot{U}_z\} \right) \quad (2.3)$$

V vsakem časovnem koraku nato rešimo sistem algebraičnih enačb

$$[\bar{K}]\{\Delta U\} = \{\bar{F}\} \quad (2.4)$$

in na koncu še izračunamo pospeške, hitrosti in pomike za konec časovnega intervala, ki postanejo v naslednjem koraku začetne vrednosti

$$\{\ddot{U}_k\} = \frac{6}{\theta(\theta \Delta t)^2} (\{\Delta U\} - \theta \Delta t \{\dot{U}_z\}) + \left(1 - \frac{3}{\theta} \right) \{\ddot{U}_z\} \quad (2.5)$$

$$\{\dot{U}_k\} = \{\dot{U}_z\} + \frac{\Delta t}{2} (\{\ddot{U}_k\} + \{\ddot{U}_z\}) \quad (2.6)$$

$$\{U_k\} = \{U_z\} + \Delta t \{\dot{U}_z\} + \frac{\Delta t^2}{6} (\{\ddot{U}_k\} + 2\{\ddot{U}_z\}) \quad (2.7)$$

Pri tej metodi (za razliko od tiste, ki sledi v poglavju 2.2), ni omejitev glede izbora matrike dušenja $[C]$, ki je lahko poljubna, vendar podana v eksplicitni obliki, kar lahko povzroča težave, saj je dušenje najbolj negotov podatek pri konstrukcijah. Za določitev matrike dušenja obstaja več načinov. Najpogosteje se uporablja matriko dušenja, ki je linearna kombinacija togostne $[K]$ in masne matrike $[M]$

$$[C] = a_0 [M] + a_1 [K] \quad (2.8)$$

Konstanti a_0 in a_1 izberemo tako, da bo dušenje konstrukcije ustrezalo zahtevanemu, zato moramo obe konstanti izraziti s koeficienti kritičnega dušenja ξ . Enačbo (2.8) diagonaliziramo s pomočjo matrik lastnih vektorjev. Vsaka izmed enačb ima obliko

$$C_i = a_0 M_i + a_1 K_i \quad (2.9)$$

Iz literature, npr. (Fajfar, 1984), je poznana enačba

$$C_i = 2\xi_i \omega_i M_i \quad (2.10)$$

S pomočjo enačb (2.9) in (2.10) dobimo zvezo

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{a_0}{\omega_i} + a_1 \omega_i \right) \quad (2.11)$$

Za določitev koeficientov a_0 in a_1 uporabimo samo dve enačbi (2.11) oziroma dva koeficienta kritičnega dušenja ξ . V našem primeru smo upoštevali 5% kritično dušenje za obe prvi translatorski nihajni obliki v globalni X in Y smeri.

2.2 Modalna analiza in analiza s spektri odziva

Druga metoda za reševanje sistema diferencialnih enačb (2.1) je modalna analiza, ki temelji na zakonu superpozicije in se zato lahko načeloma uporablja samo za linearno analizo.

Običajno nas pri analizi konstrukcij zanimajo le ekstremne vrednosti sil in pomikov, pri tem pa nas trenutek nastopa le-teh ne zanima oz. ni pomemben. V tem primeru lahko uporabimo spektre odziva, ki bistveno zmanjšajo obseg računa. Osnovi cilj metode je še vedno rešitev enačbe (2.1), le da jo tokrat prevedemo na sistem nevezanih diferencialnih enačb, kar storimo s transformacijo preko lastnih vektorjev in vrednosti, ki pri tej metodi predstavlja največji računski napor

$$([K] - \omega^2 [M])\{\Phi\} = 0 \quad (2.12)$$

Ko imamo izračunane lastne vektorje $\{\Phi\}$, lahko diagonaliziramo vse matrike enačbe (2.1) in še njeno desno stran

$$[M^*] = \{\Phi\}^T [M] \{\Phi\} \quad (2.13)$$

$$[C^*] = \{\Phi\}^T [C] \{\Phi\} \quad (2.14)$$

$$[K^*] = \{\Phi\}^T [K] \{\Phi\} \quad (2.15)$$

$$\{F^*\} = \{\Phi\}^T \{F\} \quad (2.16)$$

Enačba vsiljenega nihanja v glavnih koordinatah se tako glasi

$$[M^*]\{\ddot{Y}\} + [C^*]\{\dot{Y}\} + [K^*]\{Y\} = \{F^*(t)\} \quad (2.17)$$

Zaradi diagonaliziranih matrik razpade sistem enačb (2.17) na sistem neodvisnih diferencialnih enačb (2.18) oz. (2.19), od katerih lahko vsako napišemo v obliki

$$M_i \ddot{y}_i + C_i \dot{y}_i + K_i y_i = F_i(t) \quad (2.18)$$

oziroma

$$\ddot{y}_i + 2\zeta_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i y_i = \frac{F_i(t)}{M_i} \quad (2.19)$$

Nevezane enačbe lahko potem rešimo z uporabo postopkov znanih iz literature, npr. (Fajfar, 1984) ali (Chopra, 2001). Za posamezne komponente vektorja obtežbe ob tem velja

$$F_i(t) = -\ddot{y}_{tal}(t) \{\Phi\}^T [M^*] \{s\} \quad (2.20)$$

kjer upoštevamo, da se naša zunanja obtežba (potres, ki predstavlja gibanje podpor) zapiše kot $F = -m\ddot{y}_{tal}$ in $\{s\}$ je smerni vektor. Enačbo (2.19) ob upoštevanju desnih strani (2.20) rešimo po literaturi, npr. (Fajfar, 1984) ali (Chopra, 2001). Ob tem se vpelje skalar Γ_i , ki ga imenujemo faktor participacije in lahko služi kot ocena vpliva posameznih nihajnih oblik na celotne pomike ter je definiran kot $\Gamma_i = \frac{\{\Phi_i\}^T [M] \{s\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}}$. Manjša je njegova vrednost, manjši je vpliv nihajne oblike na

pomik konstrukcije. Dobljene pomike moramo še transformirati v osnovni koordinatni sistem

$$\{U(t)\} = [\Phi] \{Y(t)\} = \sum_{i=1}^m \{\Phi_i\} y_i(t) = \sum_{i=1}^m \{\Phi_i\} \Gamma_i \frac{D_i(t)}{\omega_i} \quad (2.21)$$

Običajno nas zanima največji pomik, zato za njegovo določitev uporabimo vrednosti iz spektra, kjer so po definiciji zbrane maksimalne vrednosti pomika (ali pospeška) v odvisnosti od lastne frekvence za sisteme z eno prostostno stopnjo. Ker imamo spekter v splošnem na voljo (SIST EN 1998-1/A101:2006), se izraz za maksimalno vrednost pomika v glavnih koordinatah glasi

$$y_{i,\max} = \Gamma_i S_d(\omega_i, \zeta_i) = \Gamma_i \frac{S_a(\omega_i, \zeta_i)}{\omega_i^2} \quad (2.22)$$

Ustrezne pomike in notranje sile (potresne sile) v osnovnem koordinatnem sistemu dobimo z enačbama

$$\{U_i\}_{\max} = \{\Phi_i\} \Gamma_i S_d(\omega_i, \zeta_i) = \{\Phi_i\} \Gamma_i \frac{S_a(\omega_i, \zeta_i)}{\omega^2} \quad (2.23)$$

$$\{F_{Ei}\}_{\max} = [M] \{\Phi_i\} \Gamma_i S_d(\omega_i, \zeta_i) \quad (2.24)$$

Tako dobljene maksimalne količine za posamezne nihajne oblike pri potresni obtežbi moramo medsebojno ustrezno kombinirati, da dobimo največji odziv konstrukcije. Pri tem uporabimo popolno kvadratno kombinacijo (CQC) za kombinacijo nihajnih oblik (podrobni opis npr. v (Fajfar, 1984) ali (Chopra, 2001)). V računu običajno upoštevamo samo nekaj najpomembnejših nihajnih oblik. Seveda se z večanjem števila uporabljenih nihajni oblik veča natančnost metode, vendar račun večjega števila nihajnih oblik zahteva tudi več časa. Standard (SIST EN 1998-1/A101:2006) zato olajša projektantom odločitev o številu uporabljenih nihajnih oblik. Zahteva namreč, da se upošteva toliko nihajnih oblik, kolikor jih pomembno prispeva k deformaciji konstrukcije. Tej zahtevi je po predpisu ugodeno, če se upošteva toliko nihajnih oblik, da vsota učinkovite modalne mase znaša vsaj 90 odstotkov celotne mase konstrukcije ali pa se upoštevajo vse posamezne nihajne oblike z učinkovnimi modalnimi masami večjimi od 5 odstotkov celotne mase.

Običajno se v program za analizo konstrukcij poda spekter odziva in program sam izračuna pomike in sile, ki izhajajo iz potresne obremenitve. Popolna kvadratna kombinacija in druge metode kombiniranja nihajnih oblik so že vgrajene v vse resne programe za analizo konstrukcij.

2.3 N2 metoda

Metodi, omenjeni v poglavjih 2.1 in 2.2, sta uporabni ob predpostavki, da je obnašanje konstrukcije linearno. V praksi se metoda s spektri odziva uporablja tudi pri močnejših potresih, kjer se konstrukcije obnašajo neelastično, pri tem pa ugoden vpliv neelastičnega obnašanja pri duktilnih konstrukcijah upoštevamo na približen način z redukcijskimi faktorji (faktorji obnašanja v Evrokodu 8). Za bolj zanesljivo simulacijo dejanskega obnašanja konstrukcij pri močnih potresih potrebujemo nelinearno analizo.

Potresa v Northridgu (1994) in Kobe-ju (1995), sta kljub svoji moči in dejstvu, da sta se zgodila na zelo gosto naseljenih področjih, terjala relativno majhno število smrtnih žrtev (72 Northridge, 6434 Kobe). Osnovni cilj potresnega inženirstva, tj. varovanje človeških življenj, je bil izpolnjen. Na drugi strani pa sta oba povzročila ogromno gospodarsko škodo (20 milijard USD Northridge in 102.5

milijard USD Kobe). Poleg reševanja človeških življenj, predstavlja omejitev materialne škode temeljni koncept t.i. projektiranja kontroliranega obnašanja (*»Performance based design«*). N2 metoda (Fajfar in Fischinger, 1988), (Fajfar, 2000) je zasnovana tako, da se vključuje v ta koncept in sledi njegovim ciljem. Metoda je nastala sredi osemdesetih let v IKPIR-ju in se je z leti razvila v zrelo metodo, ki je uporabna za visokogradnjo in mostove (Fajfar, 2002). V visokogradnji se poleg običajnih okvirnih in stenastih konstrukcij med drugim lahko uporablja tako za okvirne konstrukcije s polnili (npr. (Dolšek in Fajfar, 2008)), kot za konstrukcije izolirane z elastomernimi ležišči (npr. (Kilar in Koren, 2010), (Koren in Kilar, 2010)). Vključena je v evropski standard Evrokod 8. Primerna je tako za projektiranje novih konstrukcij, kot tudi za oceno obnašanja obstoječih.

Ker je metoda nelinearna, moramo pred začetkom računa poznati vse bistvene značilnosti konstrukcije (togost in nosilnost). Z N2 metodo nato preverjamo obnašanje projektirane ali obstoječe konstrukcije, še vedno pa ostanejo v uporabi vsi dosednji postopki, s katerimi določamo prvi približek konstrukcije.

Poudariti je potrebno, da ima osnovna verzija N2 metode, ki je vključena v Evrokod 8, omejen obseg uporabe, tako kot vse približne metode. Metoda daje zadovoljive rezultate pri konstrukcijah, ki nihajo pretežno v eni sami nihajni obliki. Tega pogoja ne izpolnjujejo visoke stavbe, kjer so lahko pomembne višje nihajne oblike. Pri prostorskih konstrukcijah pa tega ne izpolnjujejo torzijsko podajne konstrukcije, kjer je osnovna nihajna oblika torzijska.

Za uporabo N2 metode razširimo naš računski model v nelinearno območje. Najenostavnejši način je dopolnitev linijskega modela, ki se običajno uporablja v analizi konstrukcij, s plastičnimi členki, katerim predpišemo nelinearen odnos med momentom in zasukom. Tako razširjen model konstrukcije obremenimo z vodoravno statično obtežbo, ki jo postopoma povečujemo in zasledujemo deformacije konstrukcije (nelinearna statična potisna, angl. *»pushover«* analiza). Pri določeni velikosti statične obtežbe pride do tečenja prvega elementa konstrukcije in s tem zmanjšanja togosti tega elementa in posledično celotne konstrukcije. Če povečujemo obtežbo še naprej, se pojavi tečenje tudi drugih elementov in nastanek plastičnega mehanizma. Tako lahko dobimo odnos med obtežbo in pomikom za celotno konstrukcijo. Običajno nas zanima odnos med celotno prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije. Rezultati so odvisni od razporeditve vodoravnih sil po višini konstrukcije. Razporeditev sil po višini mora biti smiselna. Običajno uporabimo enakomerno obtežbo po višini in osnovno obliko, ki jo lahko aproksimiramo z obrnjenim trikotnikom. Rezultate analize narišemo v obliki odnosa med celotno prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije.

Ker metoda uporablja spektre odziva, ki so po definiciji uporabni samo za sisteme z eno prostostno stopnjo (SDOF), je potrebno sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF) prevesti v ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF). Postopek je znan iz dinamike konstrukcij (glej npr. (Fajfar, 1984)), za nelinearne sisteme pa dobimo enačbi za pretvorbo sil in pomikov (Fajfar, 2000), ki temelji na predpostavki, da je nihajna oblika konstrukcije časovno nespremenljiva

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (2.25)$$

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (2.26)$$

Obe količini z zvezdico sta sila oz. pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo, Γ je faktor za pretvorbo, ki je odvisen od predpostavljenega približka za nihajno obliko in od razporeditve mas

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (2.27)$$

Ker je pretvorba enaka za sile in pomike, se oblika odnosa med obtežbo in deformacijo ohrani, prav tako se ohranijo togosti in nihajni čas. Za ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo velja isti diagram obtežba – deformacija, kot za sistem z več prostostnimi stopnjami, le da je merilo spremenjeno. V enačbah je upoštevano, da je deformacijska oblika normirana tako, da je pomik na vrhu $\Phi_n = 1$. Faktor za pretvorbo Γ je praviloma večji od 1, razen v posebnem primeru, ko predpostavimo konstantno obliko po višini $\{\Phi\} = 1$.

Naslednji korak je idealizacija odnosa med silo in pomikom. Pretvorimo ga v bilinearno obliko, kjer elastičnemu delu sledi plastično tečenje brez utrditve. Rezultati analize so odvisni predvsem od izbire ekvivalentne elastične togosti. Ker enolične rešitve tega problema ni, so v raznih predpisih in navodilih podana pravila za idealizacijo. V predpisih (SIST EN 1998-1) je predvideno, da sta ploščini pod originalnim in idealiziranim odnosom med obtežbo in pomikom enaki. Pri tem se za pomik, ki predstavlja zgornjo mejo diagrama, vzame pomik, pri katerem se tvori plastični mehanizem. Nosilnost v tej točki je privzeta kot nosilnost idealiziranega sistema. Ena izmed možnosti, ki je dovoljena, je iteracijski postopek, kjer pri določitvi idealizacije bilinearnega odnosa upoštevamo pomik sistema, izračunanega v prejšnjem koraku. Idealiziran odnos med silo in pomikom primerjamo z zahtevami potresa, ki ga definiramo v AD formatu (pospešek – pomik). V ta namen je potrebno silo F^* deliti z maso m^* ekvivalentnega SDOF sistema. Dobljeni diagram imenujemo krivuljo kapacitete.

Cilj projektiranja običajnih konstrukcij ni preprečitev poškodb, pač pa želimo preprečiti porušitev konstrukcije. S poškodbami, ki so povezane z neelastičnimi deformacijami, se v duktilnih konstrukcijah sipa energija. To je ugoden vpliv, ki ga v običajnem računu po predpisih približno zajamemo z upoštevanjem redukcijskega faktorja q , s katerim zmanjšamo zahtevano nosilnost konstrukcije. Velikost tega faktorja je odvisna od konstrukcije in njene sposobnosti, da se deformira v neelastičnem območju in od dodatne nosilnosti, tj. nosilnost nad računsko potrebno nosilnostjo.

Pri N2 metodi potrebujemo neelastični spekter odziva, ki zajema ugoden vpliv plastifikacije duktilne konstrukcije. Za neelastični sistem z bilinearnim odnosom med obtežbo in pomikom lahko določimo spekter pospeškov in spekter pomikov z naslednjimi enačbami:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.28)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu}, S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2}, S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.29)$$

Redukcijski faktor R_μ je v N2 metodi definiran kot:

$$\begin{aligned} R_\mu &= (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad \dots \quad T < T_C \\ R_\mu &= \mu \quad \dots \quad T \geq T_C \end{aligned} \quad (2.30)$$

kjer je T_C karakteristični nihajni čas gibanja tal, ki je običajno definiran kot nihajni čas na meji med konstantnim spektralnim pospeškom in konstantno spektralno hitrostjo v zglajenem elastičnem spektru.

Pomembna značilnost N2 metode je v tem, da lahko potresno obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema določimo tudi grafično (slika 1). Na isto sliko narišemo spektre obremenitev in krivuljo kapacitete. Presečišče radialne linije, ki predstavlja nihajni čas idealiziranega bilinearnega sistema T^* , z elastičnim spektrom S_{ae} , določa zahteve potresa, izražene s pospeškom (in nosilnostjo), ki bi ga morala konstrukcija prenesti, če naj bi ostala v elastičnem območju, in s pomikom, ki bi ga morala prenesti taka konstrukcija. Nihajni čas idealiziranega bilinearnega sistema izračunamo kot

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (2.31)$$

kjer je F_y^* meja tečenja in D_y^* pomik na meji tečenja. Pospešek na meji tečenja S_{ay} predstavlja tako zahteve kot kapaciteto neelastične konstrukcije. Redukcijski faktor R_μ je definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (2.32)$$

Če je nihajni čas T^* večji ali enak T_C , velja pravilo o enakosti pomikov, po katerem je pomik neelastične konstrukcije S_d enak pomiku pripadajoče elastične konstrukcije S_{de} . Iz podobnosti trikotnikov na sliki sledi, da je zahtevana duktilnost μ , ki je definirana kot razmerje med zahtevanim pomikom in pomikom na meji elastičnosti ($\mu = S_d / D_y^*$), enaka redukcijskemu faktorju R_μ

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad \dots \quad T^* \geq T_C \quad (2.33)$$

$$\mu = R_\mu \quad (2.34)$$

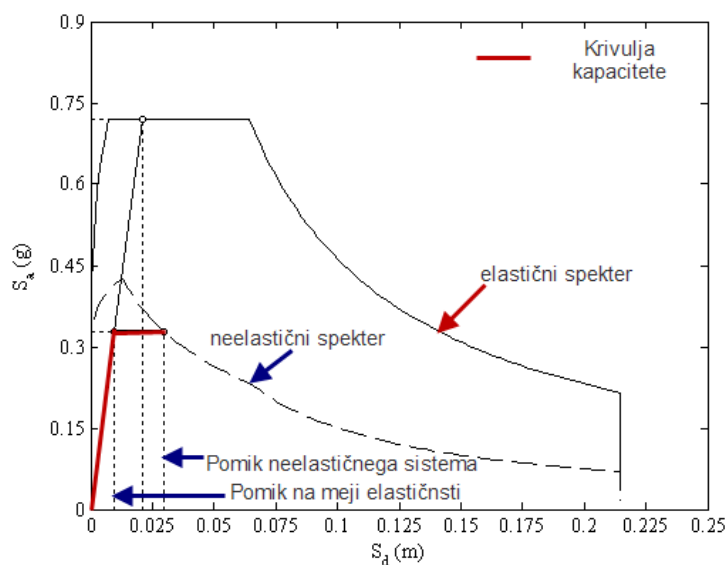
V primeru, da je elastični nihajni čas manjši od T_C , lahko zahtevano duktilnost izračunamo s preureditvijo enačbe (2.30)

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \quad \dots \quad T^* < T_C \quad (2.35)$$

Pomike konstrukcije izračunamo iz enačb (2.29) z upoštevanjem zvez iz enačbe (2.35)

$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad (2.36)$$

V obeh primerih ($T^* < T_C$ in $T^* \geq T_C$) so zahteve neelastične konstrukcije, izražene s pospeškom in pomikom, določene s presečiščem krivulje kapacitete z neelastičnim spektrom za duktilnost μ . V presečišču je faktor duktilnosti, določen iz krivulje kapacitete enak faktorju duktilnosti, ki ustreza uporabljenemu spektru. Celoten postopek je seveda možno izvršiti popolnoma numerično.



Slika 1: Elastični in neelastični spekter v AD formatu (pospešek – pomik) in krivulja kapacitete. Primer za $T^* < T_C$

Figure 1: Elastic and inelastic spectra in AD format (acceleration – displacement) and capacity curve. Example for $T^* < T_C$

Pomik na vrhu MDOF sistema izračunamo tako, da pomik ekvivalentnega SDOF sistema pomnožimo s faktorjem za transformacijo Γ . Lokalne obremenitve (npr. etažne pomike, rotacijo vozlišč, napetosti v krhkih elementih) dobimo iz rezultatov nelinearne statične (potisne) analize, ki ustrezajo izračunanemu pomiku na vrhu.

Opisani postopek je mogoče razširiti na nesimetrične prostorske konstrukcije (Fajfar in sod., 2005a). Enostavno izvršimo nelinearno statično analizo za vsako od dveh vodoravnih smeri posebej in zasledujemo odnos med celotno prečno silo in pomikom na vrhu v težišču, oboje v smeri obtežbe. Obtežba, ki ima komponente samo v eni smeri, deluje v centru mas (CM). Za vsako smer je postopek enak že opisanemu. Faktor transformacije Γ se izračuna za vsako smer posebej. Nazadnje se kombinirajo rezultati dobljeni pri analizi v obeh smereh po SRSS kombinaciji. Torzijski vplivi se določijo s pomočjo linearne analize 3D modela, ki ga obremenimo neodvisno v dveh horizontalnih smereh in kombiniramo rezultate v skladu s SRSS pravilom. S pomočjo rezultatov elastične analize 3D modela lahko izračunamo korekcijske faktorje, s katerimi zajamemo vpliv torzije.

Korekcijski faktor je definiran kot razmerje med normiranim pomikom izbrane točke na vrhu konstrukcije, dobljenim iz elastične spektralne analize, in normiranim pomikom iste točke, dobljenim iz nelinearne statične (potisne) analize. Normirani pomik v obeh primerih dobimo kot razmerje med pomikom izbrane točke in pomikom centra mas. Korekcijski faktorji so torej položajno odvisne vrednosti in se izračunajo za vsako od obeh horizontalnih smeri posebej. V primeru, da je normaliziran pomik iz elastične analize manjši od 1, se upošteva vrednost 1, saj ugodnih učinkov torzije ne upoštevamo. Vse ustrezne količine (npr. deformacije duktilnih elementov, napetosti v krhkih elementih, ...), ki jih dobimo z nelinearno statično analizo, pomnožimo s pripadajočim korekcijskim faktorjem.

Na konstrukciji definiramo tudi togi in podajni rob. V sistemih z masno ekscentričnostjo je podajni rob tisti, ki je bližje centru mas, bolj oddaljen pa je togi rob (Fajfar in sod., 2005a).

Detajli postopka so opisani v (Fajfar, 2002).

2.4 Nelinearna dinamična analiza

Nelinearna dinamična analiza omogoča izračun nelinearnega časovnega odziva konstrukcij. Metoda sama se bistveno ne razlikuje od linearne dinamične analize z integracijo korak za korakom (poglavje 2.1). Še vedno je cilj reševanje enačbe (2.1), le da se upošteva nelinearnost konstrukcije. Nelinearne vplive lahko povzroči sprememba mase (npr. potujoča obtežba pri mostovih), dušenje, ki je običajno odvisno od mase in togosti, se pri spremembi le ene izmed obeh količin tudi spremeni. Običajno pa se

v gradbeni praksi najbolj spreminja togost sistema. Če privzamemo, da se masa in dušenje ne spreminjata s časom, potem lahko zapišemo enačbo vsiljenega nihanja za konstrukcijo:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{f_E\} = \{f(t)\} \quad (2.37)$$

kjer je s $\{f_E\}$ označena notranja sila, ki je nelinearna funkcija pomika. Ta odnos je v splošnem precej zapleten, vendar v izračunu uporabljamo poenostavljene modele. Reševanje enačbe (2.37) poteka numerično. Najprimernejši postopek za to je integracija korak za korakom. Metodo, ki je opisana v poglavju 2.1, je možno dopolniti tako, da je primerna za račun nelinearnih problemov. Pogosto se problem v vsakem koraku rešuje iterativno, pri čemer se pretežno uporablja Newton – Raphsonov postopek, ki v splošnem hitro konvergira. Težava pri tem je, da moramo v vsakem koraku določiti novo togost sistema, kar je računsko precej zahtevno opravilo. Drugo možnost predstavlja iteracija s konstantno togostjo. Konvergenca te metode je v splošnem slabša, vendar je obseg računskega dela manjši.

Glede na številne možnosti nelinearnih odnosov med notranjimi silami in pomiki ni mogoče splošno dokazati stabilnosti metod za numerično integracijo enačbe gibanja. Metoda s konstantno togostjo daje zadovoljive rezultate, če je korak integracije dovolj majhen, pri čemer še uporabimo korekcije, kot je to opisano v literaturi, npr. (Fajfar, 1984). Pri tem je še vedno pomembno, da upoštevamo dolžino koraka integracije $\Delta t < 0.1T$, priporočljivi pa so še manjši intervali. T je nihajni čas tistega načina nihanja, ki ga hočemo še zajeti z zadostno natančnostjo.

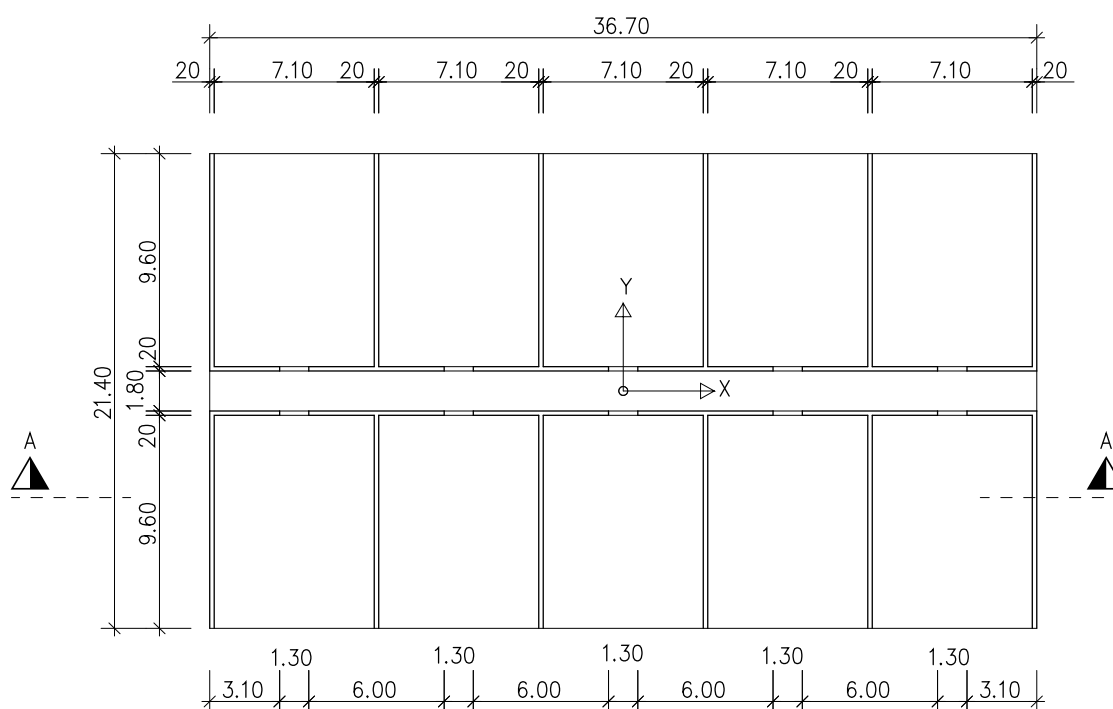
Nelinearna dinamična analiza sicer daje najbolj realno sliko obnašanja konstrukcije, vendar je potrebno pri tem poudariti, da je pri pripravi dobrega modela potrebno veliko napora, predvsem pa so rezultati močno odvisni od izbire nelinearnega odnosa med silo in pomikom, ki lahko povzroči nekonvergenco metode ali pa dobimo celo popolnoma nesmiselne rezultate.

3 ZASNOVA KONSTRUKCIJE IN OBTEŽBA

Za računski primer je bila izbrana 8-etažna armiranobetonska stavba. Stavba predstavlja zelo idealizirano stenasto konstrukcijo, tipično za nekatere dela sveta in Slovenijo, grajeno s tehnologijo tunnelskih opažev. Konstrukcija stavbe je simetrična, predpostavljena pa je nesimetrična razporeditev mas. Konstrukcijski sistem v smeri X predstavljata 2 steni z odprtinami (v osi 1 in 2), v smeri Y pa gre za konzolne stene (osi A do F). Oznake osi so razvidne s slik 4 in 5. Stene z odprtinami so med seboj povezane z gredami dimenzij $b/h = 20/55$ cm v X smeri. Predpostavljeno je, da je konstrukcija togo vpeta v temeljna tla. Debelina sten znaša 20 cm.

3.1 Skice konstrukcije

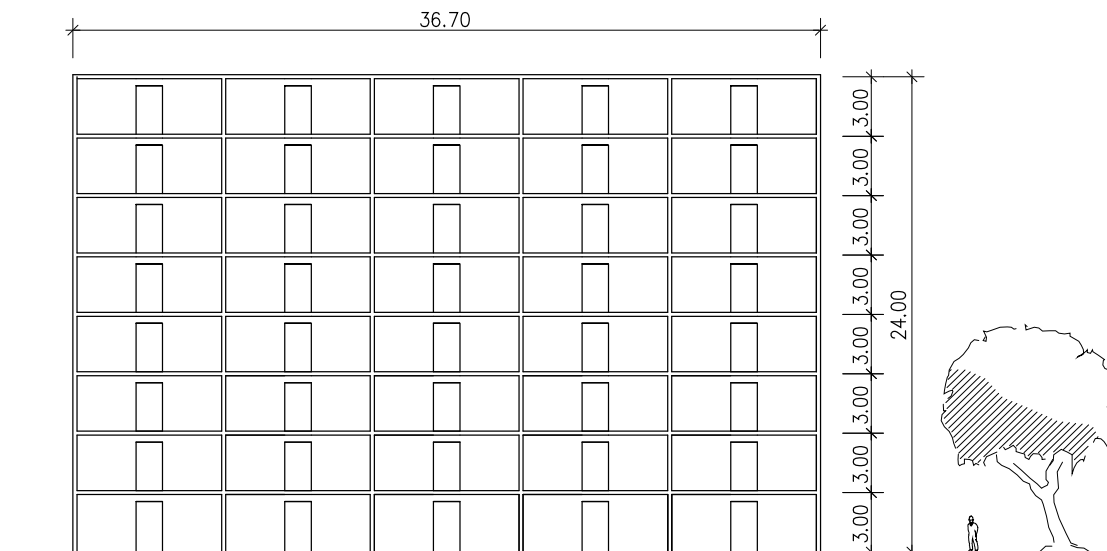
Na sliki 2 je prikazan tipični tloris konstrukcije.



Slika 2: Tloris tipične etaže

Figure 2: Ground plan of a typical story

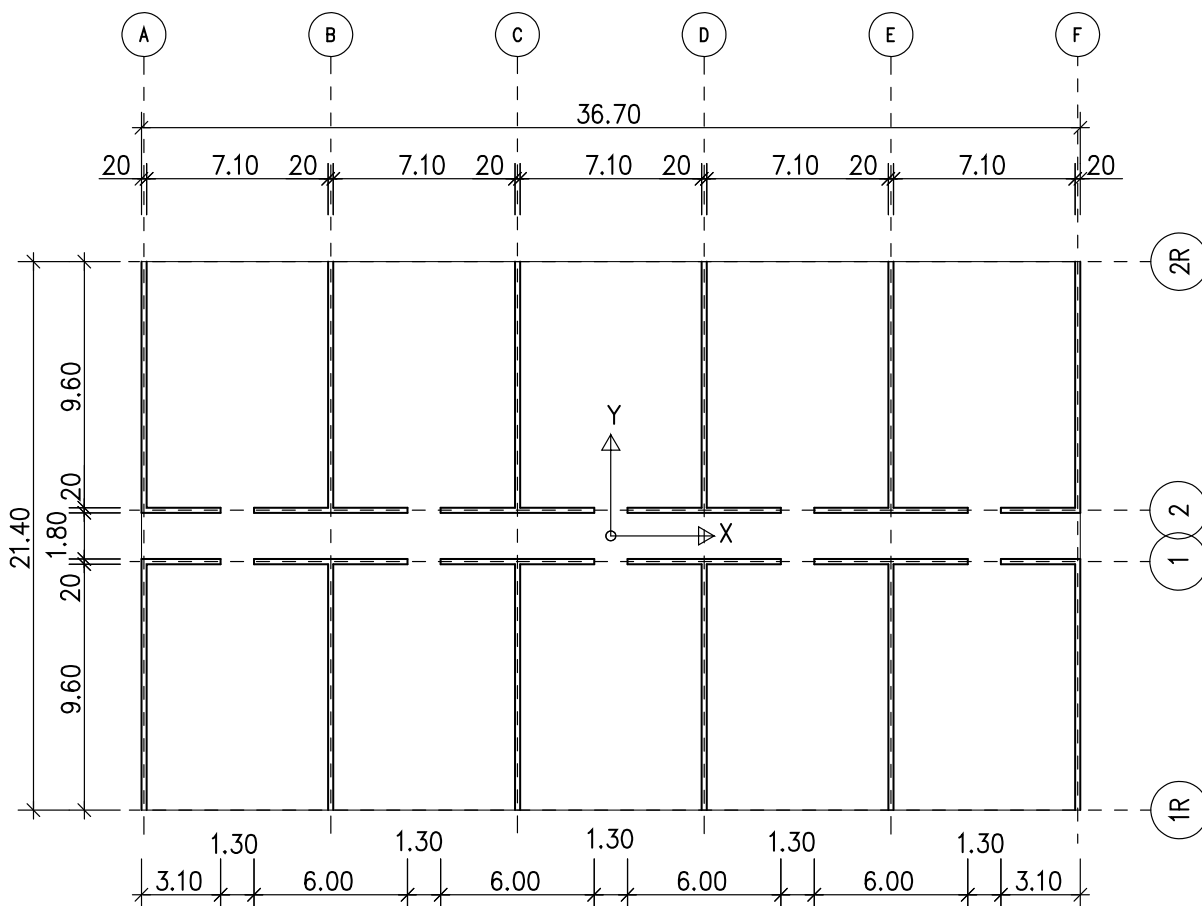
Na sliki 3 je prikazan prerez A-A čez konstrukcijo (položaj reza A-A je prikazan na sliki 2).



Slika 3: Prerez A-A

Figure 3: Cross-section A-A

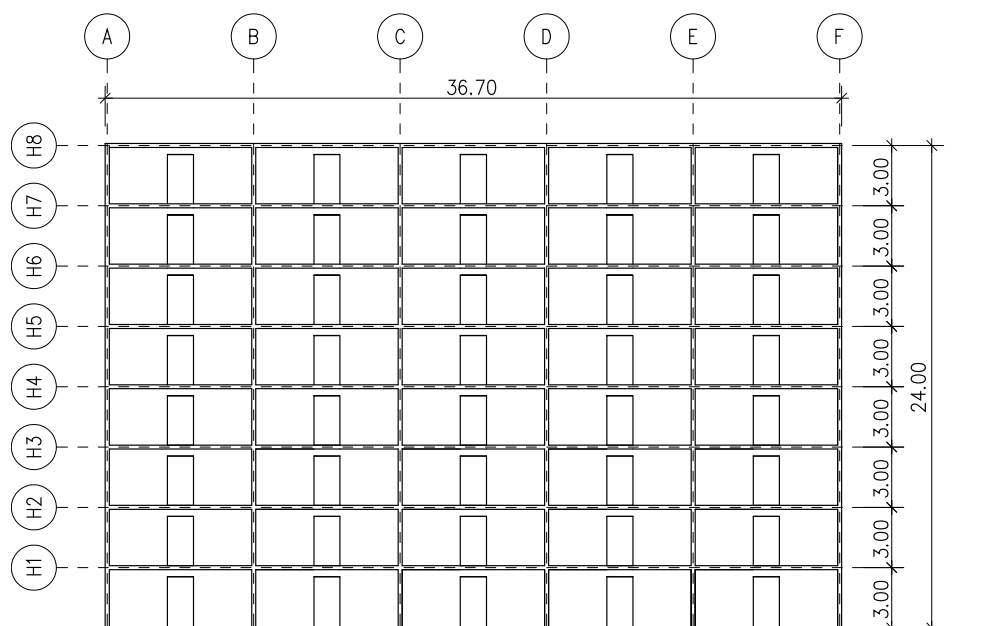
Za lažjo identifikacijo elementov je na sliki 4 prikazana še skica osi, s katerimi so določeni elementi v tlorisu.



Slika 4: Oznake osi v tlorisu

Figure 4: Axes in ground-plan

Na sliki 5 so prikazane še osi v prerezu stavbe.



Slika 5: Oznake osi v prerezu

Figure 5: Axes in cross-section

3.2 Materiali in prerezi

Za konstrukcijo uporabimo beton kvalitete C 25/30, v skladu s standardom (SIST EN 1992-1-1). Podatke o njem dobimo v omenjenem standardu, v Preglednici 3.1. Navedene so samo bistvene mehanske karakteristike, ki jih potrebujemo za analizo. Uporabljene oznake mehanskih karakteristik uporabljenih materialov so povzete po standardu (SIST EN 1992-1-1).

Beton C 25/30

$$f_{ck} \text{ [MPa]} = 25$$

$$f_{ck,cube} \text{ [MPa]} = 30$$

$$f_{cm} \text{ [MPa]} = 33$$

$$E_{cm} \text{ [GPa]} = 31$$

$$G \text{ [GPa]} = 12$$

$$\varepsilon_{c1} \text{ [‰]} = 2.1$$

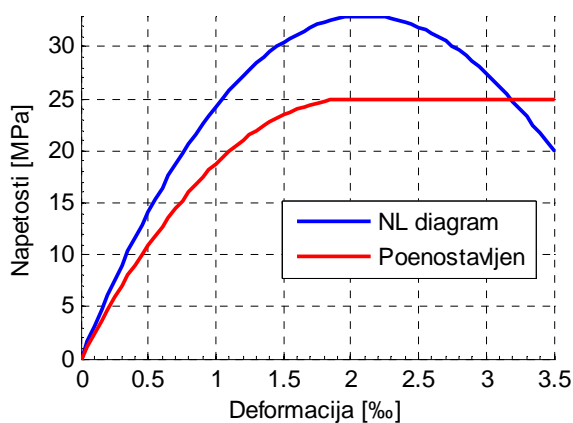
$$\varepsilon_{cu1} \text{ [‰]} = 3.5$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_{cE} = 1.2$$

$$f_{cd} = f_{ck,cube} / \gamma_c \text{ [MPa]} = 16.7$$

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE} \text{ [GPa]} = 25.8$$



Slika 6: Delovni diagram betona za NL analizo in dimenzioniranje
(poenostavljen)

Figure 6: Concrete strain-stress curve for NL analysis and design
(simplified)

Za armaturno jeklo smo upoštevali naslednje mehanske karakteristike

Jeklo S500

$$f_y \text{ [MPa]} = 435$$

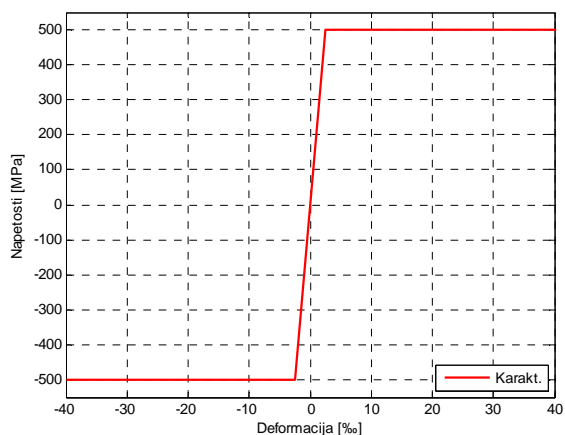
$$f_u \text{ [MPa]} = 500$$

$$E_{cm} \text{ [GPa]} = 200$$

$$\epsilon_y \text{ [‰]} = 2.175$$

$$\epsilon_u \text{ [‰]} = 40$$

$$\gamma_s = 1.15$$



Slika 7: Delovni diagram jekla (karakteristični)

Figure 7: Steel strain-stress curve (characteristic)

V konstrukciji nastopajo nosilni elementi treh različnih oblik. Za lažje ločevanje smo jih poimenovali »T« stena, »L« stena in greda. V nadaljevanju so navedene elastične geometrijske karakteristike teh prerezov.

»T« stena

$$A = (6.0 + 9.6) * 0.2 = 3.12 \text{ m}^2$$

$$A_{SY} = 6.00 * 0.2 / 1.2 = 1.00 \text{ m}^2$$

(upoštevani je bil oblikovni koeficient 1.2)

$$A_{SZ} = 9.8 * 0.2 = 1.96 \text{ m}^2$$

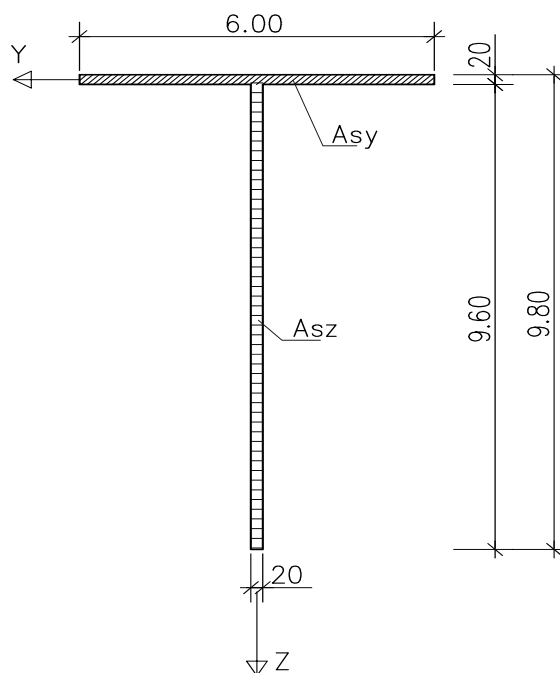
$$I_Y = 6.0^3 * 0.2 / 12 = 3.60 \text{ m}^4$$

$$I_Z = 32.48 \text{ m}^4$$

(upoštevani je celotni prerez na os skozi težišče prereza)

– račun sam je bil izveden s pomočjo ACAD- a

(Autodesk Inc, 2009)



Slika 8: Skica »T« stene

Figure 8: »T« wall cross section

»L« stena

$$A = (9.8 + 2.90) * 0.2 = 2.54 \text{ m}^2$$

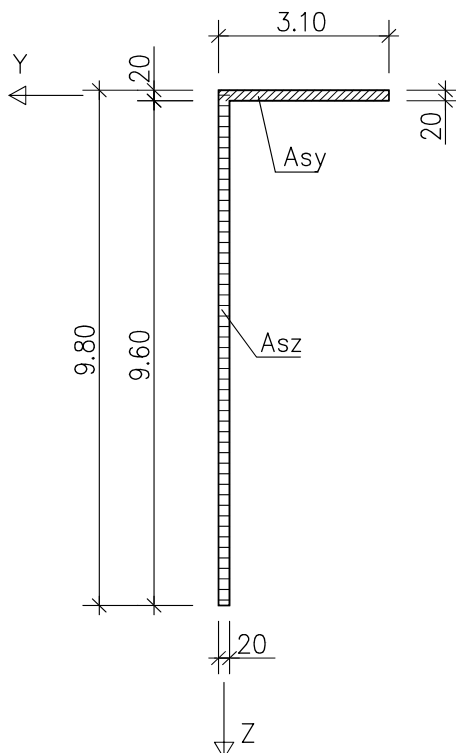
$$A_{SY} = 3.10 * 0.2 = 0.62 \text{ m}^2$$

$$A_{SZ} = 9.80 * 0.2 = 1.96 \text{ m}^2$$

$$I_Y = (3.10 * 0.2) * 3.10^2 / 4 = 1.488 \text{ m}^4$$

$$I_Z = 26.00 \text{ m}^4$$

(upoštevani je celotni prerez na os težišče preseza) račun sam je bil izveden s pomočjo ACAD-a (Autodesk Inc, 2009)



Slika 9: Skica »L« stene

Figure 9: »L« wall cross section

Greda

$$A = 0.55 * 0.2 = 0.11 \text{ m}^2$$

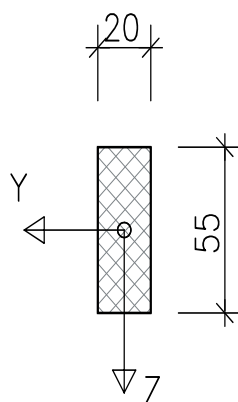
$$A_Z = 0.55 * 0.2 / 1.2 = 0.0971 \text{ m}^2$$

(upoštevani je bil oblikovni koeficient 1.2)

$$I_Y = 0.55^3 * 0.2 / 12 = 0.0028 \text{ m}^4$$

$$I_Z = 0.2^3 * 0.55 / 12 = 0.0004 \text{ m}^4$$

I_Z - zanemarimo



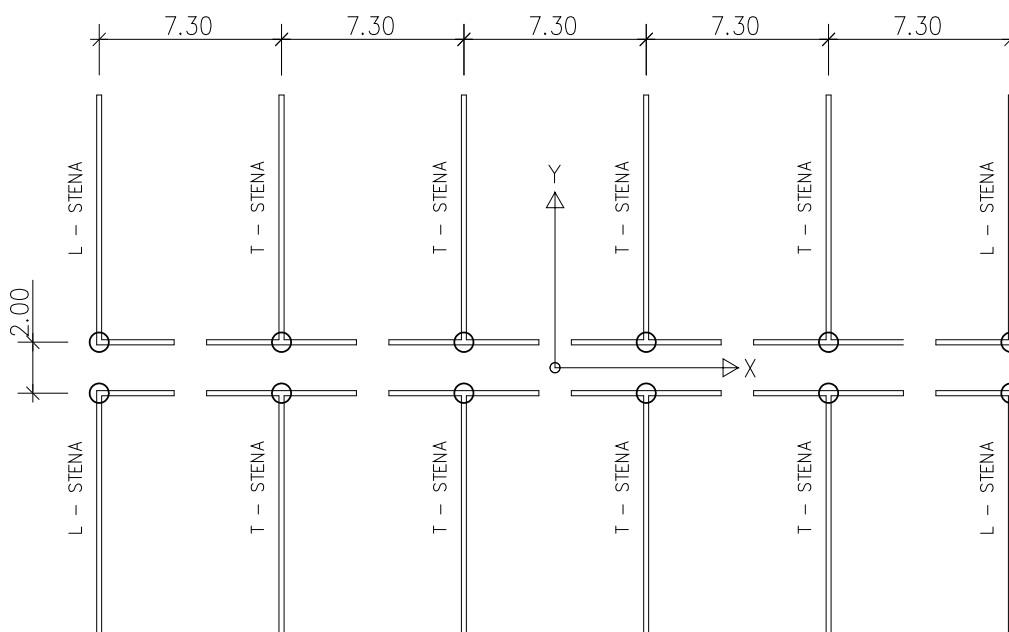
Slika 10: Skica grede

Figure 10: Beam cross-section

»T« stene so v oseh od B1 do E1 in od B2 do E2. »L« stene so v oseh A1, A2, F1 in F2. Grede povezujejo stene v oseh 1 in 2 v vseh etažah (H1 – H8) (sliki 4 in 5).

Vertikalni nosilni elementi konstrukcije so bili modelirani kot 3D linijski elementi, višine 3.0 m. Grede so bile preko numerično stabilnih togih odsekov, ki so vgrajeni v program SAP2000 (CSI, 2007), pritrjene na stene. Vozlišča na nivoju etaže smo povezali z diafragmo, stene pa togo vpeli v podlago. Priporoča se (Fardis, 2009), da se stene L, T, U in Z prerezov upoštevajo kot integralne celote, saj zahtevana minimalna horizontalna armatura iz predpisov zagotavlja takšno obnašanje.

Naslednja kritična točka je postavitvev osi takih elementov. Če uporabimo v analizi za opis stene med dvema diafragmama samo en končni element, s karakteristikami celotne stene, se natančnost napovedi potresnih sil poveča, če poteka os končnega elementa skozi strižno središče preseka. V našem primeru, kjer imamo »L« in »T« stene, je to zelo prikladno, saj poteka strižno središče pri obeh presekih skozi presečišče obeh pravokotnikov, ki sestavljata prerez. Osi vertikalnih elementov so prikazane s krogi na sliki 11.



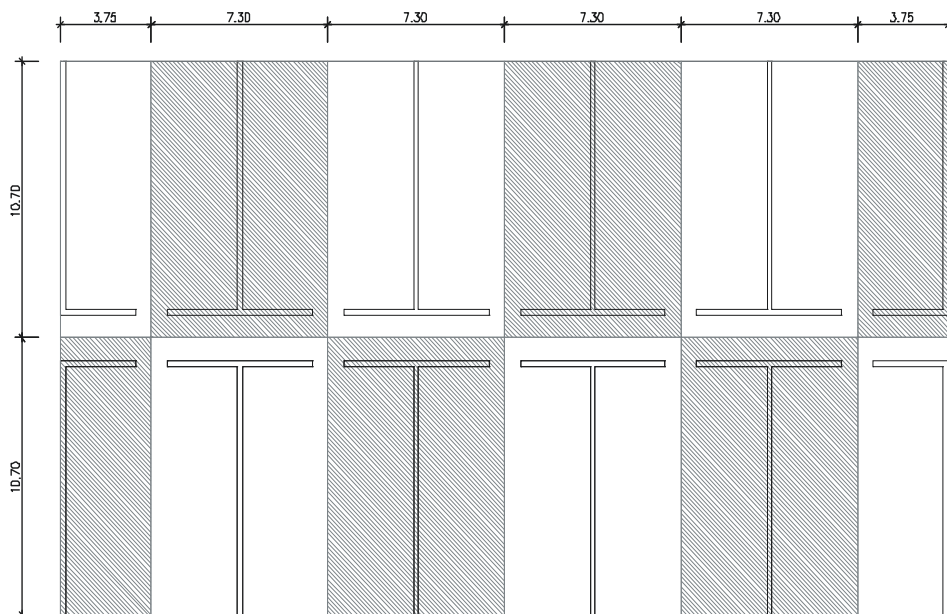
Slika 11: Tlorisna pozicija osi elementov

Figure 11: Cross section's axis layout in ground plan

3.3 Vertikalne obtežbe

Pri potresni analizi konstrukcij upoštevamo vertikalne obtežbe, ki izhajajo iz lastne teže in spremenljive obtežbe v prostorih, sneg in veter nista upoštevana. Za lastno težo upoštevamo težo AB plošče in AB sten. Upoštevamo tudi obtežbo na plošči, kjer predpostavimo, da je stavba poslovni objekt, zato upoštevamo ploskovno obtežbo na ploščo v intenziteti 3.0 kN/m^2 .

Predpostavljeno je, da se vertikalne obtežbe iz plošč prenesejo na stene po sliki 12 preko vplivnih površin.



Slika 12: Vplivna območja za raznos vertikalne obtežbe s plošče na stene

Figure 12: Influence areas for load distribution

Velikost vplivnih območij iz slike 12 znaša:

- $A_L = 3.75 \text{ m} \times 10.70 \text{ m} = 40.125 \text{ m}^2$
- $A_T = 7.30 \text{ m} \times 10.70 \text{ m} = 78.110 \text{ m}^2$

Debelina plošče znaša 18 cm, iz česar dobimo obtežbo $0.18 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 4.50 \text{ kN/m}^2$. Teža ene plošče je tako 3534 kN. Osnova sila na stene zaradi plošče tako znaša:

- $F_{L-STENA} = 4.50 \text{ kN/m}^2 \times 40.125 \text{ m}^2 = 180.56 \text{ kN}$
- $F_{T-STENA} = 4.50 \text{ kN/m}^2 \times 78.110 \text{ m}^2 = 351.50 \text{ kN}$

Lastna teža »L« stene na tekoči meter znaša $2.56 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 64 \text{ kN/m}$. Lastna teža »T« stene na tekoči meter znaša $3.12 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 78 \text{ kN/m}$. Lastna teža sten (G) (preračunano na točkovno silo v vsaki etaži) znaša:

- $F_{L-STENA,lastna} = 2.54 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 3.00 \text{ m} = 190.5 \text{ kN}$
- $F_{T-STENA,lastna} = 3.12 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 3.00 \text{ m} = 234.0 \text{ kN}$

Spremenljiva obtežba (Q), ki deluje preko plošče na stene:

- $F_{L-STENA} = 3.00 \text{ kN/m}^2 \times 40.125 \text{ m}^2 = 120 \text{ kN}$
- $F_{T-STENA} = 3.00 \text{ kN/m}^2 \times 78.110 \text{ m}^2 = 234 \text{ kN}$

Teže bistvenih konstrukcijskih elementov in spremenljivih obtežb so prikazane v Preglednici 1.

Preglednica 1: Rekapitulacija vertikalnih obtežb

Table 1: Summary of vertical loads

Element	Teža / enoto	enota	količina	Vsota
»L« stena	64,00 kN	m	90,24	5775,3 kN
»T« stena	78,00 kN	m	180,48	14077,4 kN
plošča (G)	3534,00 kN	kos	8	28272,0 kN
plošča (Q)	2356,14 kN	kos	8	18849,0 kN
			Skupaj G	48124,8 kN
			Skupaj Q	18849,0 kN
			Skupaj	66973,5 kN

3.4 Mase

Predpis (SIST EN 1998-1) v členu 3.2.4 podaja navodila o upoštevanju mase, ki so povezane s težnostnimi vplivi:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

kjer je koeficient $\psi_{E,i}$ definiran v členu 4.2.4 istega predpisa, ki se sklicuje na dodatek A v (SIST EN 1990). Za naš izračun smo privzeli vrednost $\psi_{E,i} = 0.3$. Iz podatkov preglednice 1 lahko enostavno izračunamo maso ene etaže. Na eno etažo tako odpade 2.80 m' sten, masa plošče in masa ekvivalentna 30% spremenljive obtežbe.

- Plošča d = 0.18 m 362,0 t
- »L« stena / etažo 73,0 t
- »T« stena / etažo 178,0 t
- 30% mase iz Q 72,0 t
- **SKUPAJ - etaža 685,0 t**
- **SKUPAJ - stavba 5480,0 t**

Izračunali smo še masni vztrajnostni moment. V ta namen najprej izračunamo vztrajnostne momente plošče v obeh smereh I_x in I_y , nato pa še kvadrat vztrajnostnega polmera r:

$$\begin{aligned}
 A_s &= 21,40m \cdot 36,70m = 785m^2 \\
 I_x &= \frac{36,70m \cdot (21,40m)^3}{12} = 29972m^4 \\
 I_y &= \frac{21,40m \cdot (36,70m)^3}{12} = 88151m^4 \\
 r^2 &= \frac{I_x + I_y}{A_s} = \frac{29972m^4 + 88151m^4}{785m^2} = 150,4m^2
 \end{aligned} \tag{3.2}$$

Masni vztrajnostni moment v etaži znaša

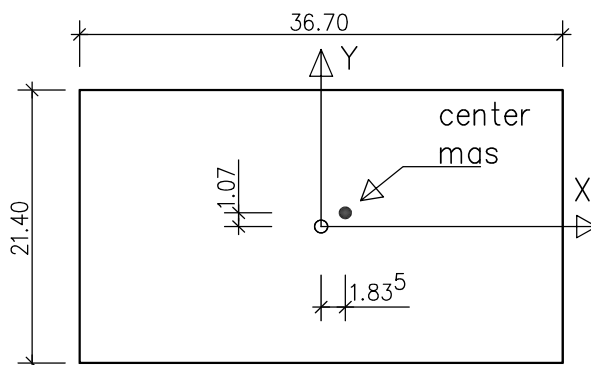
$$M_{etaža} \cdot r^2 = 685t \cdot 150,4m^2 = 103024tm^2 \tag{3.3}$$

Maso smo skoncentrirali v točko in jo izmaknili za 5% iz masnega središča, kot to določa predpis SIST EN 1998-1. Na ta način smo upoštevali slučajno masno ekscentričnost. Izmik mase iz masnega središča je prikazan na sliki 12.

Izmik mase X – smer $36,70\text{ m} \times 0,05 = 1,835\text{ m}$

Izmik mase Y – smer $21,40\text{ m} \times 0,05 = 1,070\text{ m}$

Ker je konstrukcija dvoosno simetrična, lahko izmaknemo masno središče v poljuben kvadrant.



Slika 13: Položaj izmaknjene mase v tlorisu

Figure 13: Center of mass position in ground plan

3.5 Spektri

Za analizo konstrukcije z modalno analizo s spektri odziva so bili uporabljeni spektri, ki jih določata predpis (SIST EN 1998-1) v poglavju 3.2.2 in nacionalni dodatek (SIST EN 1998-1/A101:2006). Navedeni so parametri, ki določajo obliko vodoravnih elastičnih spektrov odziva. Enačbe, ki določajo obliko spektra, so:

$$\begin{aligned} S_e(T) &= a_g S \left(1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2.5 - 1) \right) \quad \text{za } 0 \leq T \leq T_B \\ S_e(T) &= a_g S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{za } T_B \leq T \leq T_C \\ S_e(T) &= a_g S \cdot \eta \cdot 2.5 \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{za } T_C \leq T \leq T_D \\ S_e(T) &= a_g S \cdot \eta \cdot 2.5 \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad \text{za } T_D \leq T \leq 4s \end{aligned} \quad (3.4)$$

Kjer pomenijo:

a_g – projektni pospešek tal

$S_e(T)$ – elastični spekter odziva

S – faktor tal

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

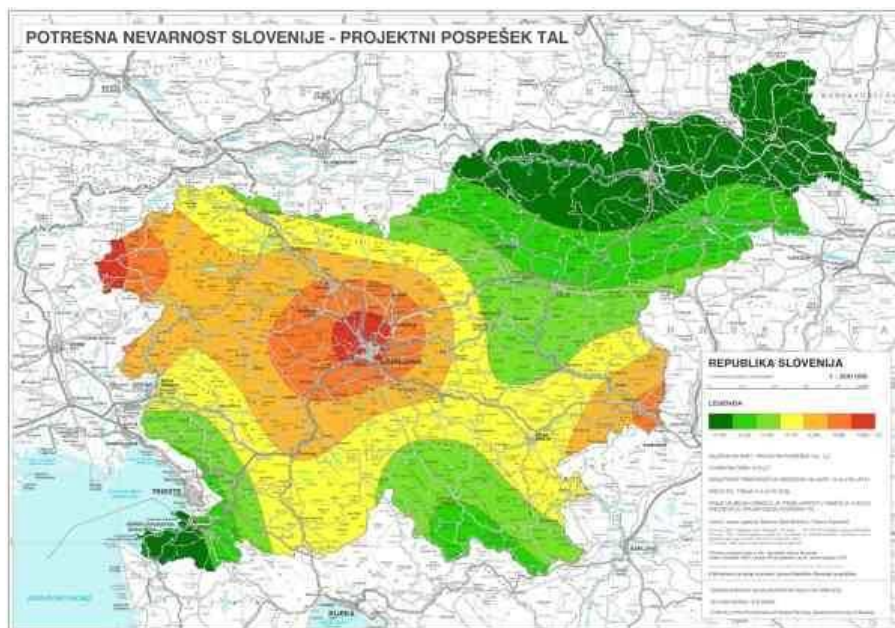
η – faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5% viskozne dušenja

Preglednica 2: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva

Table 2: Parameters describing elastic response spectrum

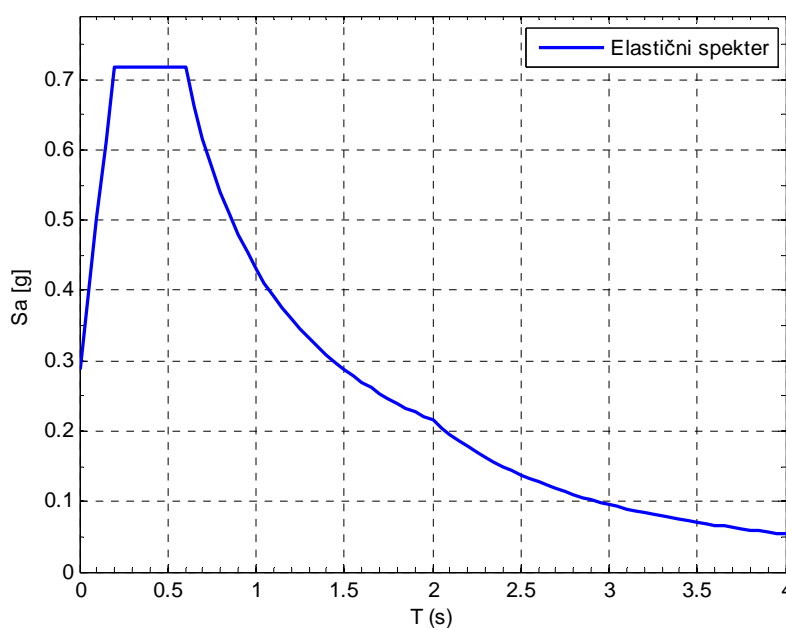
Tip tal	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1.0	0.10	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.7	0.10	0.4	2.0

V našem primeru smo predpostavili, da se konstrukcija nahaja na območju Ljubljane. Projektni pospešek tal je podan v Karti projektних pospeškov tal (Lapajne in sod., 2001). Za območje Ljubljane je določen projektni pospešek tal 0.25g. Predpostavljen je tip tal C, s čimer je elastični spekter definiran in prikazan na sliki 15.



Slika 14: Karta projektnega pospeška tal za Slovenijo

Figure 14: Design ground acceleration for Slovenia

Slika 15: Normiran elastični spekter za tip tal C in $a_g = 0.25$ gFigure 15: Elastic spectra for soil type C and $a_g = 0.25$ g

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, v splošnem dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno-elastičnemu odzivu. Da bi se izognili eksplicitni nelinearni analizi, se sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih elementov, upošteva tako, da se opravi elastična analiza z zmanjšanim spektrom odziva. Te spektre imenujemo projektni spektri, njihovo zmanjšanje se

izvede z uvedbo faktorja obnašanja q . Faktor obnašanja je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5% viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki se lahko uporabijo pri projektiranju – ob uporabi elastičnega modela – a vendarle še zagotovijo zadovoljivo obnašanje konstrukcije. Vrednost faktorja q je lahko različna v različnih vodoravnih smereh konstrukcije, njegove vrednosti pa so podane v (SIST EN 1998-1) poglavje 5.2.2.

Projektni spekter je definiran z naslednjimi izrazi

$$\begin{aligned} S_d(T) &= a_g S \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) \quad \text{za } 0 \leq T \leq T_B \\ S_d(T) &= a_g S \frac{2.5}{q} \quad \text{za } T_B \leq T \leq T_C \\ S_d(T) &= \begin{cases} a_g S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad \text{za } T_C \leq T \leq T_D \\ S_d(T) &= \begin{cases} a_g S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad \text{za } T_D \leq T \end{aligned} \quad (3.5)$$

Parametri S, a_g, T_B, T_C, T_D so že definirani pri elastičnem spektru, $S_d(T)$ je projektni spekter, q faktor obnašanja, β je faktor, ki določa spodnjo mejo spektra, njegova vrednost v Sloveniji znaša 0.2.

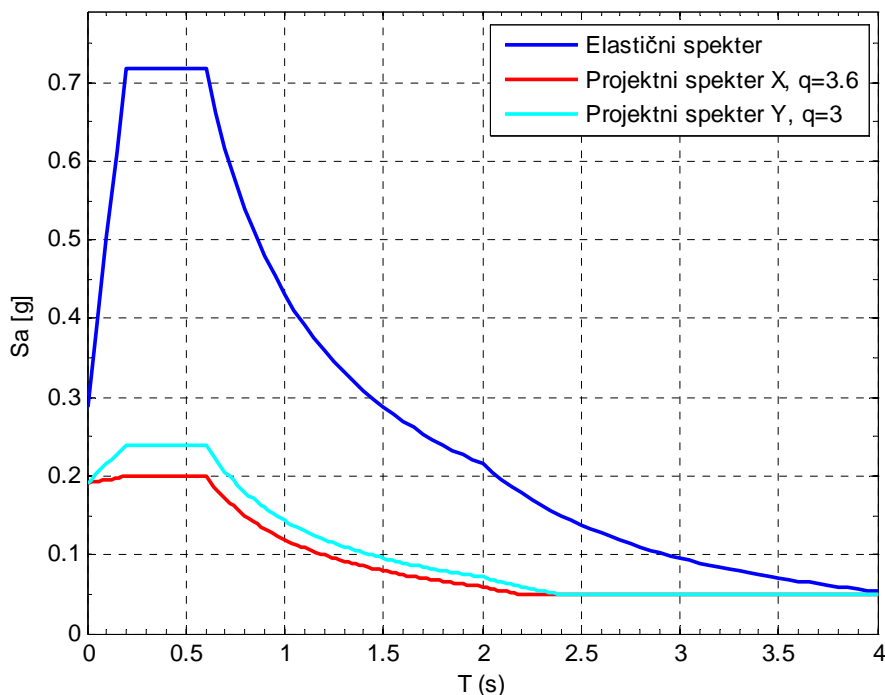
Za določitev faktorja obnašanja naše konstrukcije moramo najprej izbrati razred (stopnjo) duktilnosti in vrsto konstrukcije. Stopnja duktilnosti pomeni sposobnost histereznega sipanja energije. Odločili smo se, da konstrukcijo projektiramo za srednji razred duktilnosti – DCM. Konstrukcijski sistem v X smeri predstavljajo stene z odprtinami, v Y smeri pa imamo nepovezane konzolne stene. S temi podatki in pravili v predpisih lahko določimo faktorje obnašanja za konstrukcijo. Faktor obnašanja za stene z odprtinami tako znaša

$$q_x = 3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3.0 \cdot 1.2 = 3.6 \quad (3.6)$$

Za nepovezane konzolne stene je faktor obnašanja

$$q_y = 3.0 \quad (3.7)$$

Z znanima faktorjema obnašanja lahko določimo projektni spekter za obe smeri.



Slika 16: Elastični in projektna spektra

Figure 16: Elastic and design spectra

3.6 Akcelerogrami

Razvejana mreža potresnih opazovalnic pri nas in po svetu neprestano beleži potrese. Med rezultate, ki jih potresne opazovalnice zberejo, sodijo tudi akcelerogrami, ki predstavljajo časovni potek pospeškov med potresom. Pri natančnejših metodah analize služijo kot vhodni podatki za zunanjo obtežbo. Za naš primer smo v evropski bazi akcelerogramov (Ambraseys in sod., 2002) izbrali 10 zapisov, ki so bili zabeleženi za podobna tla (tip C), kot je bilo predpostavljeno za našo konstrukcijo in so po povprečnem spektru odziva podobni elastičnemu spektru odziva iz predpisa. Od vsakega potresa smo pridobili komponento v smeri sever-jug (N-S) in komponento v smeri vzhod-zahod (E-W). V preglednici 3 so zbrani podatki o imenu potresa, državi nastanka, datumu, ter kje je bil registriran. Za posamezno komponento potresa sta zapisana največji pospešek in dolžina zapisa.

Preglednica 3: Izbrani akceleroگرامi in njihovi podatki

Table 3: Chosen accelerograms and their data

Št. potresa	Ime potresa	Država	Datum	Registracija	Komponenta	a_g (m/s ²)	Dolžina zapisa (s)
1	Ionian	Grčija	4.11.1973	Lefkada OTE Building	N - S	-5.1	26.5
					E - W	2.5	26.5
2	aftershock (Friuli)	Italija	15.9.1976	Buia	N - S	1.1	26.4
					E - W	-0.9	26.4
3	Basso Tirreno	Italija	15.4.1978	Patti-Cabina Prima	N - S	0.7	30.9
					E - W	1.6	30.8
4	Thessalonika	Grčija	20.6.1978	Thessaloniki City Hotel	N - S	-1.4	30.6
					E - W	-1.4	30.6
5	Tabas	Iran	16.9.1978	Boshroyeh	N - S	1.0	35.0
					E - W	0.9	35.0
6	Alkion	Grčija	24.2.1981	Korinthos OTE Building	N - S	2.3	41.9
					E - W	3.0	41.9
7	Alkion	Grčija	25.2.1981	Korinthos OTE Building	N - S	-1.1	28.6
					E - W	-1.2	28.6
8	Spitak	Armenija	7.12.1988	Gukasian	N - S	1.8	22.9
					E - W	1.8	23.0
9	Manjil	Iran	20.6.1990	Tonekabun	N - S	-1.3	35.5
					E - W	-0.9	35.4
10	Umbro- Marchigiano	Italija	26.9.1997	Castelnuovo- Assisi	N - S	-1.6	55.1
					E - W	-1.1	55.1

Za navedene akceleroگرامe smo izračunali spektre odziva za vsako komponento posebej. Da bi lahko primerjali rezultate med sabo, smo morali akceleroagrame normirati. Odčitali smo spektralne pospeške za prve tri nihajne čase konstrukcije v izbranem spektru in izračunali povprečen pospešek

$$\bar{a} = \frac{a_{(T_1)} + a_{(T_2)} + a_{(T_3)}}{3} \quad (3.8)$$

Nato smo izračunali razmerje med pospeška iz spektra S_a z vrednostjo povprečnega pospeška iz (3.8)

$$\alpha = \frac{S_a}{\bar{a}} \quad (3.9)$$

Vsak akceleroagram smo pomnožili z izračunanim faktorjem α . Spektre odziva, dobljene iz akceleroagramov, smo normirali na težnosti pospešek g , nato smo izračunali povprečen spekter in njegov standardni odklon σ (slika 17). Primerjava s spektrom iz predpisov pokaže zelo dobro ujemanje. Kljub temu je treba upoštevati, da povprečni spekter akceleroagramov in spekter po predpisih

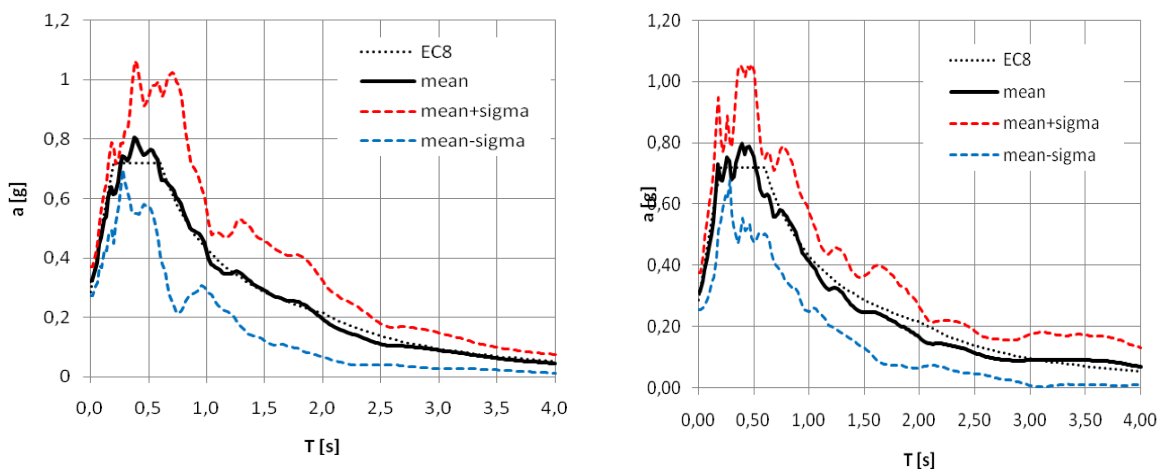
nista povsem enaka in da razlika v obeh spektrih povzroča tudi en del razlik med rezultati analize časovnega odziva in rezultati modalne analize s spektri odziva, kjer je uporabljen spekter po predpisih.

Preglednica 4: Faktorji za normiranje akceleroگرامov α

Table 4: Accelerogram normalization factors

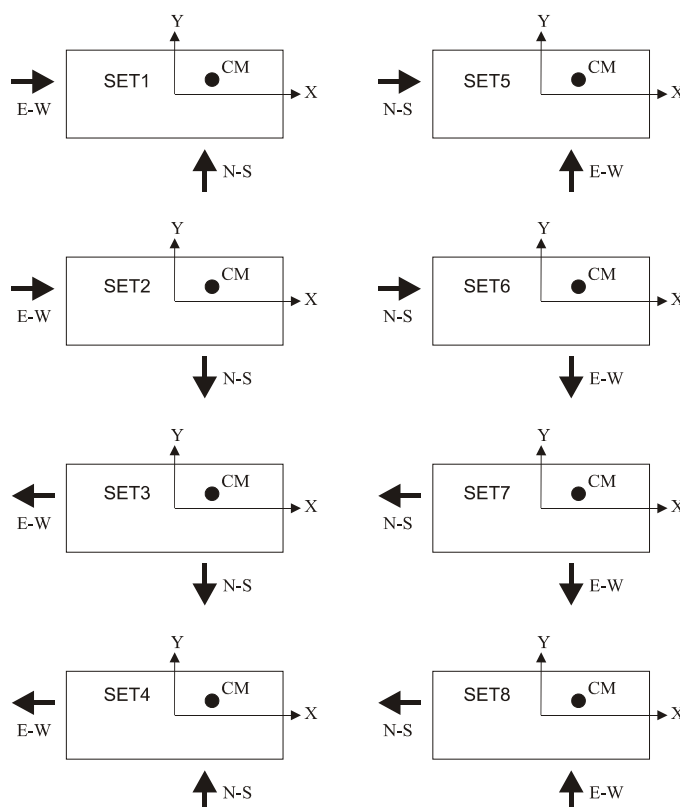
Potres	N-S	E-W
1	0.76	1.11
2	3.10	2.98
3	3.94	1.82
4	1.74	2.74
5	3.00	3.45
6	1.34	0.98
7	2.50	1.91
8	1.59	2.43
9	2.85	3.27
10	2.28	2.90

Obstaja 8 kombinacij hkratnega podajanja akceleroگرامov na konstrukcijo, kar smo seveda upoštevali pri analizi (slika 18).



Slika 17: Povprečen spekter (*mean*) za obe komponenti, elastični spekter iz predpisov in standardni odklon povprečnega spektra (*sigma*) - (levo za X smer, desno za Y smer)

Figure 17: Mean spectra for both components, standard deviation and elastic spectra from standards (X dir. – left, Y dir. – right)



Slika 18: Kombinacije delovanja potresa (»set«)

Figure 18: Combination of simultaneous earthquake action (»set«)

3.7 Analize

Zadani cilj naloge je preveriti uporabnost razširjene N2 metode na primeru 8-etažne AB stenaste stavbe. Opravljenih je bilo več analiz:

- linearna elastična analiza s spektri odziva (poglavje 4), katere rezultat je v končni fazi potrebna armatura za prevzem potresnih obremenitev in vhodni podatek za pripravo nelinearnega modela. Pri analizi smo upoštevali projektni spekter po SIST EN 1998-1 (poglavje 3.5, slika 16);
- dinamična analiza z upoštevanjem linearnega in nelinearnega obnašanja konstrukcije (poglavji 5 in 8). Pri dinamičnih analizah smo upoštevali 10 akceleroگرامov (poglavje 3.6, preglednica 3). Njihove N-S in E-W komponente smo kombinirali na 8 možnih načinov (set) (poglavje 3.6, slika 18). Pri nelinearni dinamični analizi smo upoštevali tudi dve različni jakosti potresov. V obeh primerih je bilo upoštevano dušenje proporcionalno masni in togostni matriki (poglavje 2.1). Pri rezultatih dinamičnih analiz prikazujemo srednje vrednosti rezultatov (mean) in standardna odstopanja (sigma) rezultatov;
- razširjena N2 metoda (poglavje 7), kjer smo upoštevali EC8 spekter, potisne krivulje z različnimi razporeditvami sil po višini in z upoštevanjem korekcijskih faktorjev za torzijo;

4 ELASTIČNA ANALIZA S SPEKTRI ODZIVA IN PROJEKTIRANJE PO EC8

4.1 Analiza lastnega nihanja

Analiza lastnega nihanja je bila narejena s programom SAP 2000. Analiziranih je bilo več različic konstrukcije. V analizi smo upoštevali nerazpokane (N) in razpokane prereze (R) (tu smo pomnožili strižne prereze in vztrajnostne momente s faktorjem 0.5) ter centrično (C0) in ekscentrično (E5) postavitev mas. Skupno smo analizirali 4 različne modele. Prvi trije nihajni časi posameznih modelov so prikazani v preglednici 5. T_x je nihajni čas pri nihanju (pretežno) v X smeri, T_y pri nihanju (pretežno) v Y smeri, T_{zz} pa pri (pretežno) torzijskem nihanju.

Preglednica 5: Prvi trije nihajni časi za različne modele

Table 5: First three eigenperiods for different models

	NC0	NE5	RC0	RE5
T_x [s]	0.22	0.23	0.31	0.32
T_y [s]	0.19	0.17	0.26	0.25
T_{zz} [s]	0.19	0.20	0.27	0.29

Iz preglednice 5 je lepo tudi razvidno, da je razmerje med nihajnimi časi razpokane in nerazpokane konstrukcije približno 1.40, kar je pričakovani rezultat. V elastični analizi smo upoštevali model konstrukcije z oznako **RE5**.

4.2 Upoštrevane nihajne oblike

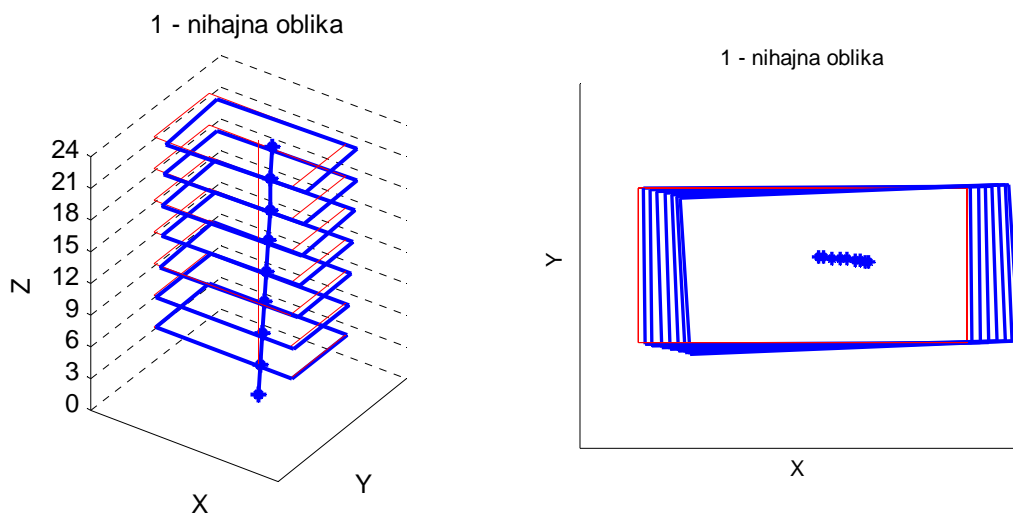
V računu je potrebno upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu. Predpis (SIST EN 1998-1) omogoča to zahtevo izpolniti z dokazom, da je vsota efektivnih modalnih mas za upoštrevane nihajne oblike 90% celotne mase konstrukcije ali da se upoštevajo vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5% celotne mase. Pri prostorskem modelu konstrukcije, kot je naš, se morajo preveriti vse ustrezne smeri.

Preglednica 6: Efektivne modalne mase, njihova kumulativna vsota za X in Y smer ter rotacijo okoli Z osi (model RE5)

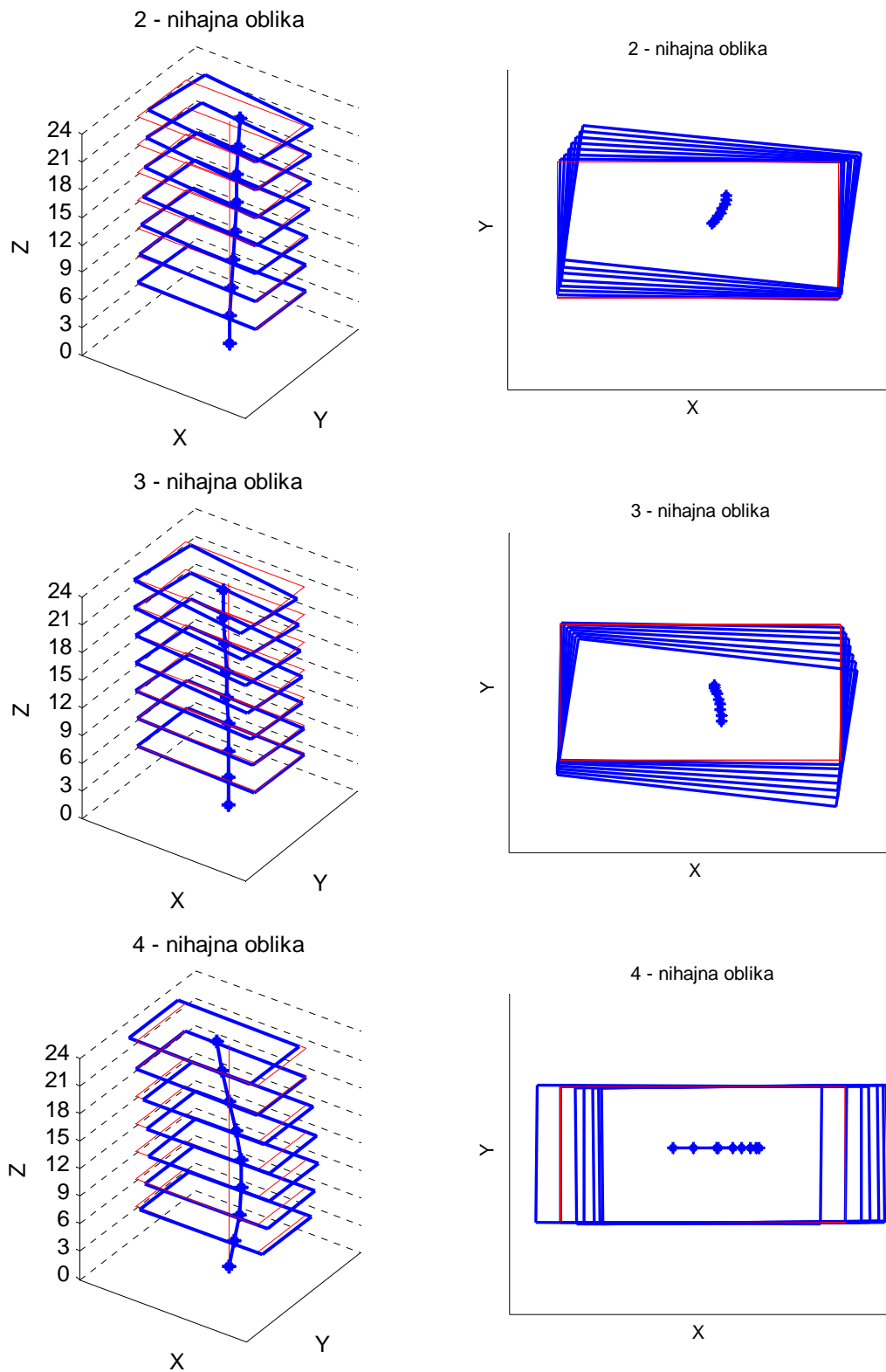
Table 6: Effective modal masses, cumulative sum for X, Y direction and rotation around Z axis (model RE5)

Oblika	T [s]	U_X	U_Y	Sum U_X	Sum U_Y	R_{ZZ}	Sum R_{ZZ}
1	0.32	0.72	0.01	0.72	0.01	0.09	0.09
2	0.29	0.06	0.35	0.79	0.36	0.36	0.45
3	0.25	0.01	0.34	0.79	0.70	0.24	0.70
4	0.10	0.12	0.00	0.91	0.70	0.01	0.70
5	0.07	0.00	0.12	0.91	0.82	0.13	0.83
6	0.06	0.00	0.10	0.91	0.92	0.09	0.92
7	0.05	0.05	0.00	0.96	0.92	0.00	0.92
8	0.04	0.02	0.00	0.98	0.92	0.00	0.92
9	0.03	0.00	0.03	0.98	0.95	0.03	0.95
10	0.03	0.00	0.02	0.98	0.97	0.02	0.97
11	0.03	0.01	0.00	0.99	0.97	0.00	0.97
12	0.02	0.00	0.00	1.00	0.97	0.00	0.97

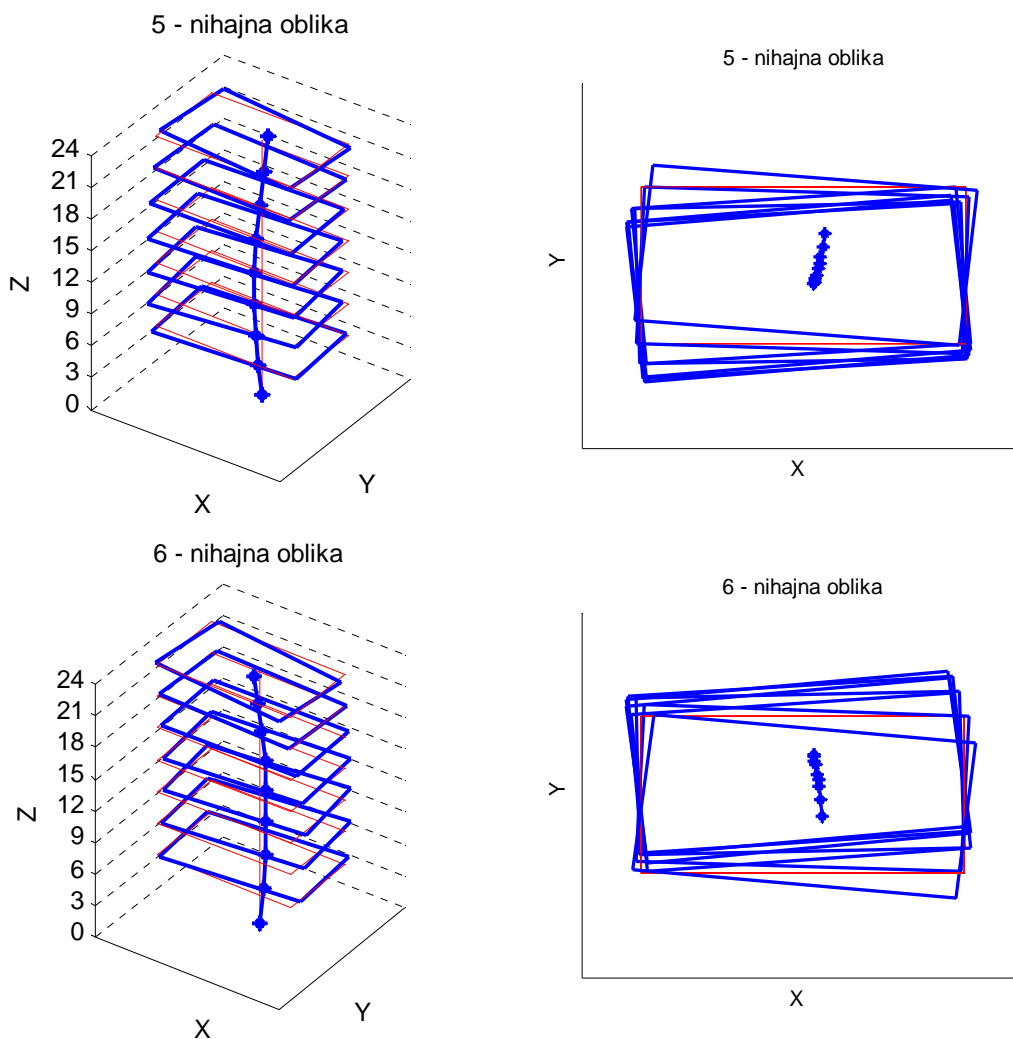
Vidimo, da je pogojem iz predpisa zadoščeno že, če v računu uporabimo prvih 6 nihajnih oblik (slike 19,20 in 21). V našem primeru smo jih v računu upoštevali prvih 12.



Slika 19: Prva nihajna oblika
Figure 19: First eigenform



Slika 20: 2 do 4 nihajna oblika
Figure 20: 2nd to 4th eigenform



Slika 21: 5 in 6 nihajna oblika
Figure 21: 5th and 6th eigenform

4.3 Rezultati elastične analize

Za kombiniranje vplivov nihajnih oblik smo v računu s programom SAP 2000 upoštevali popolno kvadratno kombinacijo (CQC) za vplive nihajnih oblik. Za vpliv hkratnega delovanja obeh horizontalnih komponent potresa je bila uporabljeno SRSS pravilo (kvadratni koren vsote kvadratov). Pri dimenzioniranju elementov je potrebno upoštevati, da pri kombinaciji izgubimo informacije o predznaku obremenitve.

4.3.1 Celokupna prečna sila ob vpetju

Celokupna prečna sila ob vpetju (angl. »base shear«) predstavlja oceno največje pričakovane sile ob vpetju konstrukcije pri potresni obtežbi. Njena vrednost služi tudi za kontrolo smiselnosti elastične dinamične analize, pri čemer preverimo razmerje med celokupno prečno silo in celotno težo konstrukcije.

Preglednica 7: Celotna prečna sila ob vpetju (CPS)

Table 7: Base shear

	CPS X [kN]	CPS Y [kN]	SRSS X [kN]	SRSS Y [kN]
Potres X	8257	1380	8421	
Potres Y	1655	7574		7699

Razmerje med celokupno prečno silo in težo konstrukcije znaša 15% za X smer in 13 % za Y smer.

4.3.2 Osne sile

Osne sile dobimo po kombinaciji (SIST, 2004):

$$G + A_{E,d} + \psi_{2,1} Q_{k,1} \quad (3.10)$$

Za naš primer to pomeni:

$$G + A_{E,d} + 0.3 Q_{k,1} \quad (3.11)$$

V enačbah (3.10) in (3.11) pomenijo oznake:

G – obremenitve, ki izhajajo iz stalne obtežbe

»+« - v kombinaciji z

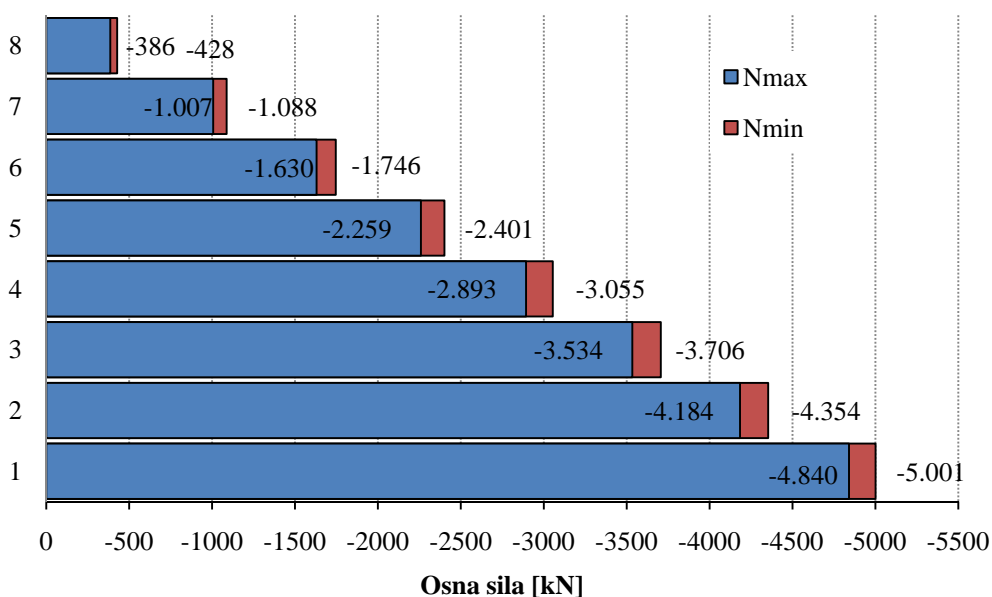
$A_{E,d}$ – obtežbe, ki izhajajo iz nezgodnih obtežnih slučajev

$Q_{k,1}$ – obtežbe, ki izhajajo iz spremenljivih obtežnih slučajev

$\psi_{2,1}$ - delni količnik varnosti

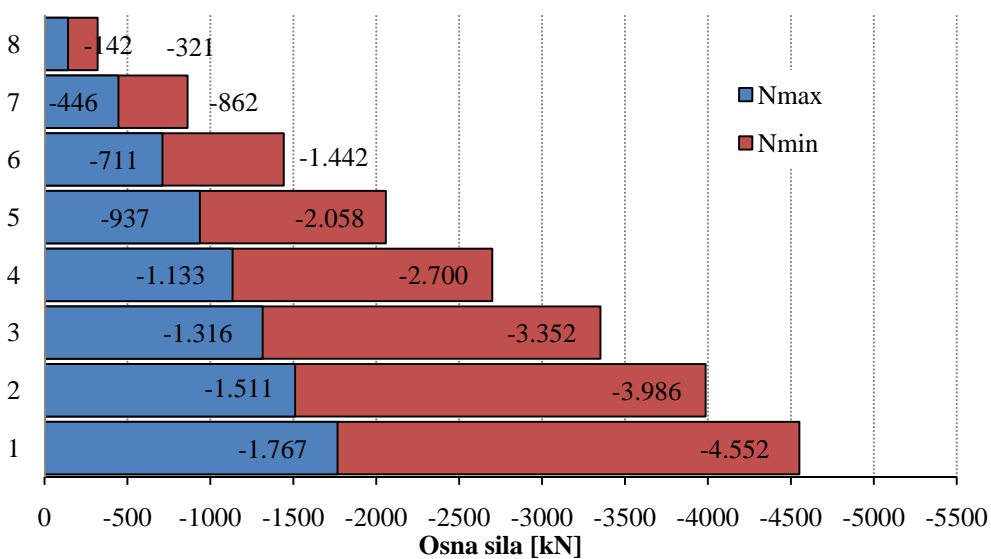
Natančnejša razlaga oznak je podana v (SIST EN 1990).

Za dimenzioniranje potrebujemo absolutno največjo in najmanjšo osno silo, ki jo lahko dobimo po enačbi (3.11). V nadaljevanju so prikazane največja in najmanjša osna sila, ki se pojavi v najbolj obremenjeni »T« in »L« steni.



Slika 22: Grafični prikaz ovojnice osnih sil v »T« steni

Figure 22: Axial force envelope in »T« wall



Slika 23: Grafični prikaz ovojnice osnih sil v »L« steni

Figure 23: Axial force envelope in »L« wall

4.3.3 Obremenitve - greda

Pri rezultatih obremenitev gred upoštevamo element CD-2-H3, ki izkazuje največje obremenitve pri potresni obtežbi. Vrednosti so prikazane v preglednici 8.

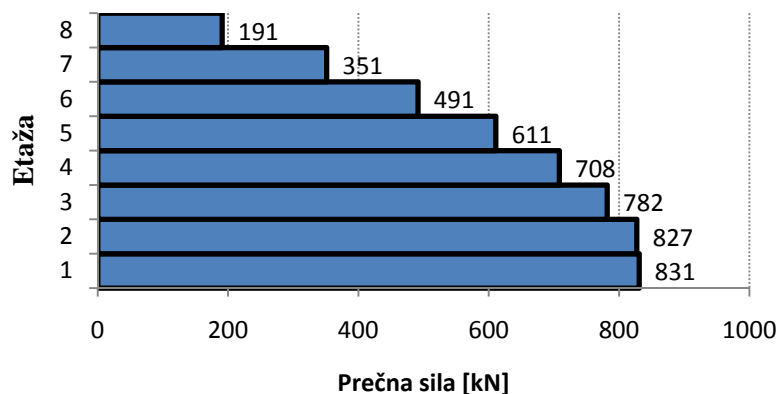
Preglednica 8: Obremenitve v gredi CD-2-H3

Table 8: Forces in beam CD-2-H3

OBTEŽNI PRIMER	V [kN]	M [kNm]
Potres X	238	155
Potres Y	41	27
Potres X »+« Y (SRSS)	242	157

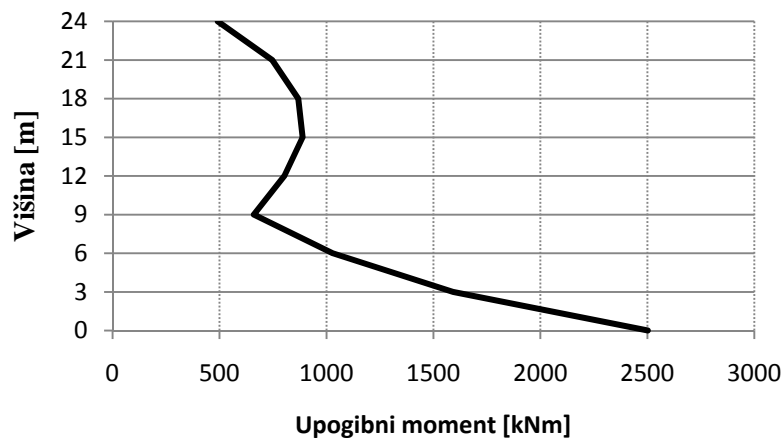
4.3.4 Obremenitve - »T« stena

V rezultatih elastične analize s spektri odziva smo poiskali najbolj obremenjeno steno »T« prereza (E2). Obremenitve so vedno podane v lokalnem koordinatnem sistemu prereza (slika 8).



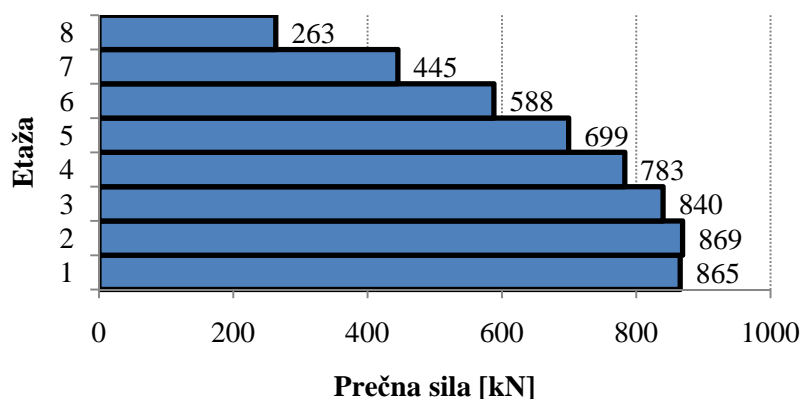
Slika 24: Prečna sila v lokalni Y smeri

Figure 24: Shear force in local Y direction



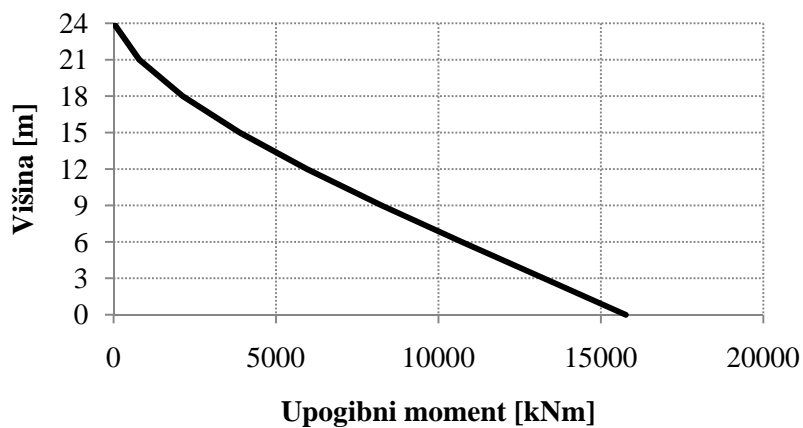
Slika 25: Ovojnica upogibnih momentov okoli lokalne Z osi

Figure 25: Bending moment envelope around local Z axis



Slika 26: Prečna sila v lokalni Z smeri

Figure 26: Shear force in local Z direction

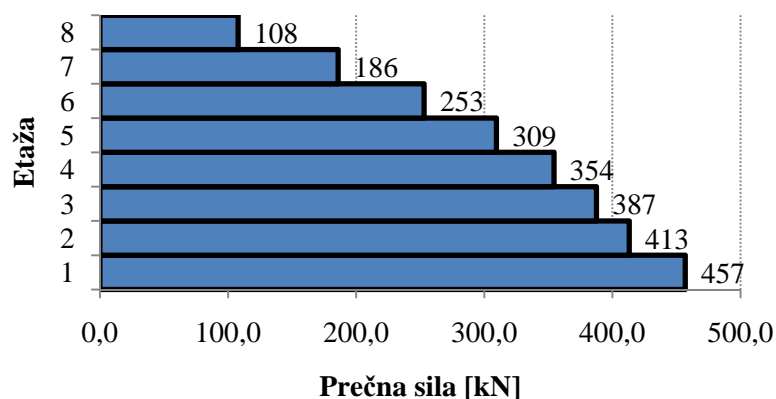


Slika 27: Ovojnica upogibnih momentov okoli lokalne Y osi

Figure 27: Bending moment envelope around local Y axis

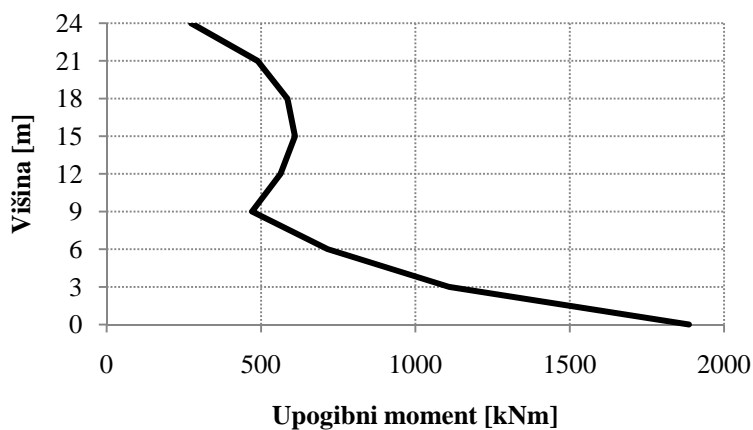
4.3.5 Obremenitve - »L« stena

Podobno kot smo prikazali za »T« steno naredimo za »L« steno. Ponovo poiščemo najbolj obremenjeno steno (F2) in prikažemo obremenitve (slike 28 - 31) v njenem lokalnem koordinatnem sistemu (slika 9).



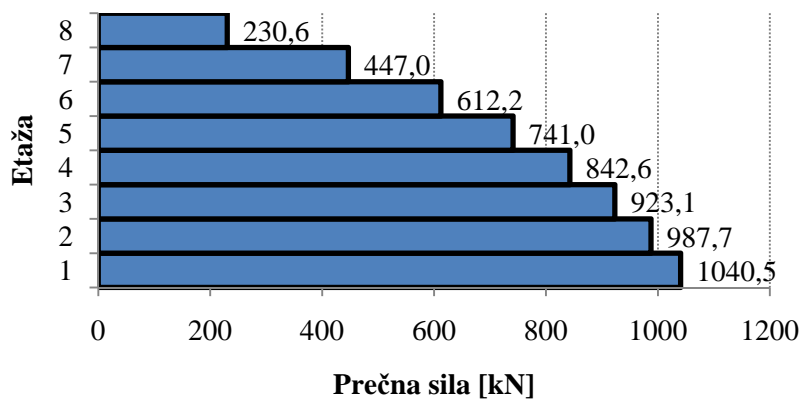
Slika 28: Prečna sila v lokalni Y smeri

Figure 28: Shear force in local Y direction



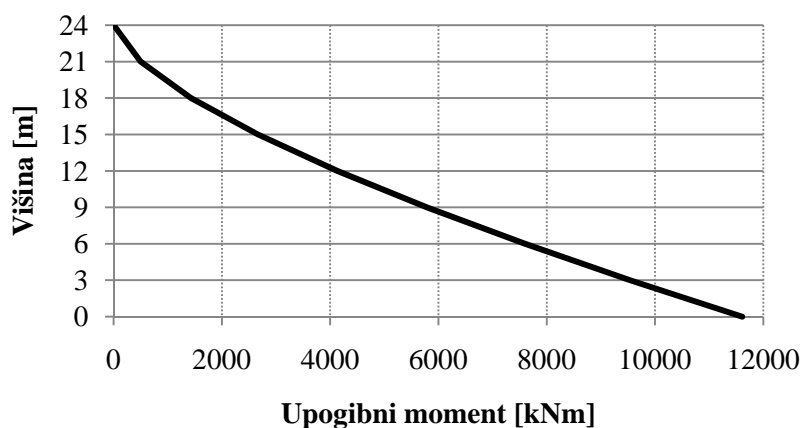
Slika 29: Ovojnica upogibnih momentov okoli lokalne Z osi

Figure 29: Bending moment envelope around local Z axis



Slika 30: Prečna sila v lokalni Z smeri

Figure 30: Shear force in local Z direction



Slika 31: Ovojnica upogibnih momentov okoli lokalne Y osi

Figure 31: Bending moment envelope around local Y axis

4.3.6 Pomiki in etažni zamiki konstrukcije

Poleg obremenitev konstrukcije nas zanimajo tudi pomiki konstrukcije in etažni zamiki. Da dobimo dejanske pomike, moramo pomike konstrukcije iz elastične analize s spektri odziva pomnožiti s faktorjem obnašanja za vsako smer.

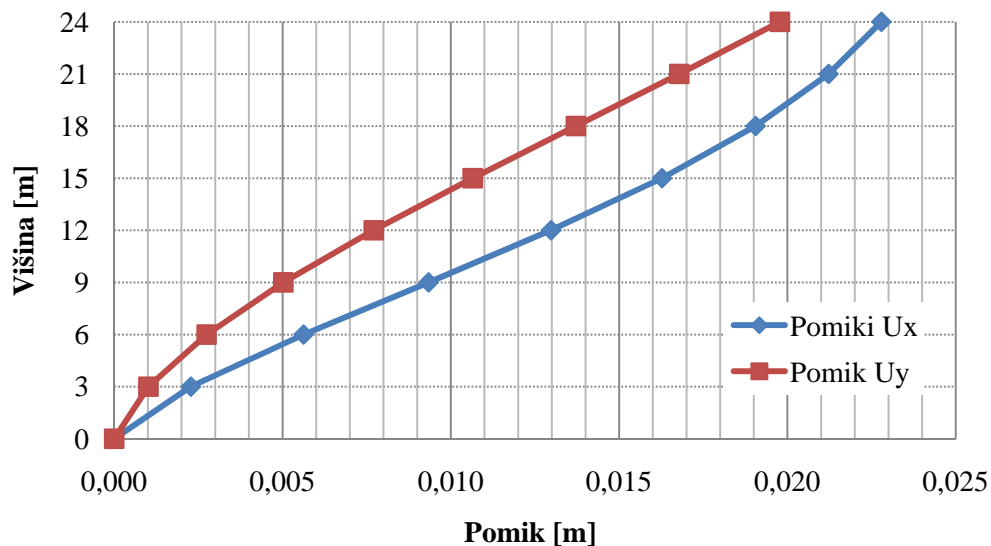
Preglednica 9: Tabela pomikov CM v posamezni etaži

Table 9: Displacements of centre of mass in each story

SRSS	U_x	U_y	φ_z
h [m]	[mm]	[mm]	[mrad]
0	0	0	0.00
3	2	1	0.60
6	5	3	0.17
9	9	5	0.31
12	13	8	0.48
15	16	11	0.66
18	19	14	0.85
21	21	17	1.04
24	23	20	1.23

V preglednici 9 je že upoštevana SRSS kombinacija smeri. Alternativno bi lahko namesto projektnih spektrov za račun pomikov upoštevali kar elastični spekter, s čimer bi si prihranili množenje s

faktorjem obnašanja in rezultate bi lahko uporabili neposredno iz programa. Pomike CM prikažemo še grafično na sliki 32.



Slika 32: Pomiki konstrukcije v X in Y smeri

Figure 32: Displacements of structure in X and Y direction

Poleg pomikov konstrukcije so pomembni tudi etažni zamiki. Upoštevamo člen iz SIST EN 1998-1 (4.4.3.2), ki predpisuje omejitev etažnih zamikov. Pri tem upoštevamo, da spada naša stavba v kategorijo pomembnosti II, s čimer je vrednost v določena in znaša 0.5. Kontrola, ki mora biti izpolnjena, je sledeča

$$\frac{d_r v}{h} \leq 0.005 \quad (3.12)$$

Kjer so:

d_r – etažni zamik, dobljen iz elastične analize pomnožen s faktorjem obnašanja q

v – faktor pomembnosti

h – etažna višina (3.0 m)

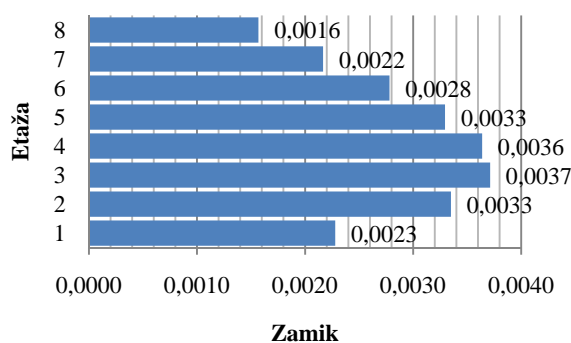
Rezultati kontrole so prikazani v preglednici 10, pri čemer so pri računu zamika upoštevani pomiki centrov mas (CM) v obravnavanih etažah.

Preglednica 10: Kontrola pogoja (3.12)

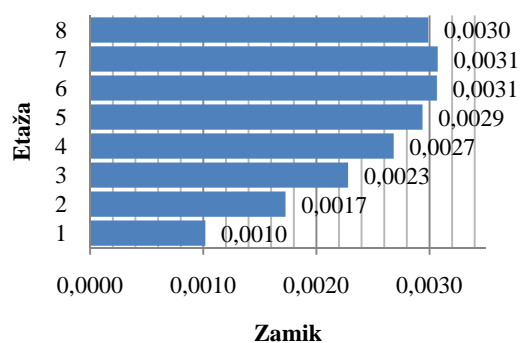
Table 10: Check of condition (3.12)

Etaža	$\frac{d_r v}{h}; \mathbf{X}$	<0.005	$\frac{d_r v}{h}; \mathbf{Y}$	<0.005
1	0.0004	DA	0.0002	DA
2	0.0006	DA	0.0003	DA
3	0.0006	DA	0.0004	DA
4	0.0006	DA	0.0004	DA
5	0.0005	DA	0.0005	DA
6	0.0005	DA	0.0005	DA
7	0.0004	DA	0.0005	DA
8	0.0003	DA	0.0005	DA

Kontrola zamikov je ustrezna za obe smeri. Upoštevan je najstrožji kriterij, ki predvideva, da imamo na stavbo pritrjene krhke elemente. Zamiki so prikazani še grafično na slikah 33 in 34.

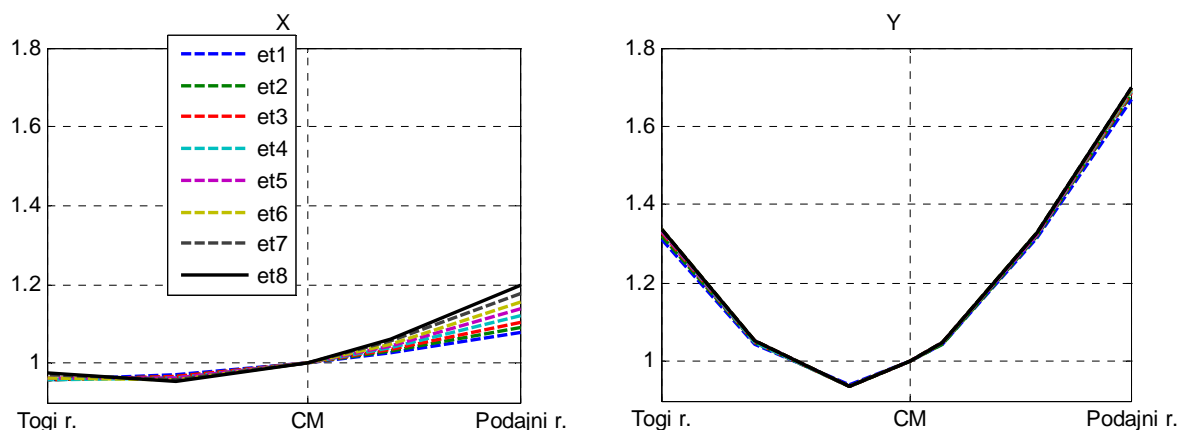


Slika 33: Etažni zamiki v X smeri
Figure 33: Story drifts in X direction



Slika 34: Etažni zamiki v Y smeri
Figure 34: Story drifts in Y direction

Ker razširjena N2 metoda predvideva korekcijo rezultatov z rezultati modalne analize s spektri odziva (razlaga v poglavju 2.3), so na tem mestu prikazani še normirani pomiki po etažah. Pomiki so normirani na pomik masnega središča v posamezni etaži in v izbrani smeri.



Slika 35: Normirani pomiki iz modalne analize po posameznih etažah v X smeri (levo) in Y smeri (desno)

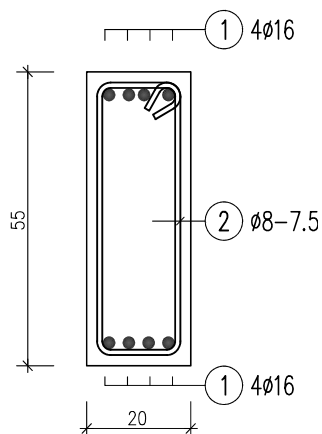
Figure 35: Normalized displacements from modal analysis in individual stories in X direction (left) and Y direction (right)

4.4 Dimenzioniranje elementov

Cilj dimenzioniranja je določitev potrebne armature, ki zagotavlja varnost in odpornost konstrukcijskih elementov na predvidene obtežbe. Dimenzioniranje nosilnih elementov konstrukcije je bilo opravljeno v skladu z veljavnimi predpisi (SIST EN 1992-1-1), (SIST EN 1998-3/A101:2006), (SIST EN 1998-1) in (SIST EN 1998-1/A101:2006). Za dimenzioniranje smo upoštevali materiale navedene v poglavju 3.2. V pomoč nam je bil program INCA2 (Pfeiffer, 2001), ki je prosto dostopen na medmrežju.

4.4.1 Dimenzioniranje grede

Vse grede so armirane z enako armaturo. V računu je bila upoštevana najbolj obremenjena greda CD2H3. Obremenitve grede so povzete po preglednici 8. Ker smo predpostavili, da je greda armirana simetrično, je predznak upogibnega momenta nepomemben. Prečna sila se določi na osnovi načrtovanja nosilnosti, zato vrednost iz elastične analize nima uporabne vrednosti. Prezrez armiramo z armaturo po sliki 36. Privzamemo tudi, da je armatura enaka po celotni gredi.



Slika 36: Izbrana armatura v gredi

Figure 36: Reinforcement in beam

Izbrana armatura mora biti med ρ_{min} in ρ_{max} :

$$\rho_{min} = 0.5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0.5 \frac{0.26}{0.50} = 0.26\%$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{ys,d} f_{yd}}$$

$$\rho' = \frac{A_{ilac}}{bd} = \frac{8.04}{20 \cdot 51.5} = 0.78\% \quad (3.13)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} = 1 + 2(3.6 - 1) \frac{0.6}{0.31} = 11.065$$

$$\rho_{max} = 0.78\% + \frac{0.0018}{11.065 \cdot 0.00217} \frac{1.66}{43.5} = 1.06\%$$

$$\rho_{min} < \rho_{dej,nat} = 0.78\% < \rho_{max}$$

Upogibno nosilnost smo določili s programom INCA2. Maksimalni upogibni moment, ki ga lahko tako armirani prerez prenese, znaša $M_{Rd} = 169.6 \text{ kNm}$. Iz te vrednosti upogibnega momenta lahko določimo največjo prečno silo, ki v gredi lahko nastopi:

$$V = \frac{M_{Rd,l} + M_{Rd,d}}{l} = \frac{2 \cdot 169.6}{1.3} = 260.8 \text{ kN} \quad (3.14)$$

Predpostavimo, da je nosilnost betona brez strižne armature prekoračena, zato celotno prečno silo prevzamemo s stremeni. Potrebna stremenska armatura znaša:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V}{0.8 l_w f_{yd}} = \frac{260.8}{0.8 \cdot 55 \cdot 43.5} = 0.136 \text{ cm} \Rightarrow 13.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (3.15)$$

Izbrali smo dvostrizno streme $\phi 8/7.5\text{cm}$ ($A_{s,dej} = 13.40 \text{ cm}^2/\text{m} \approx 13.60 \text{ cm}^2/\text{m}$). Izbrana armatura v gredi je prikazana na sliki 36.

4.4.2 Računski upogibni momenti za stene

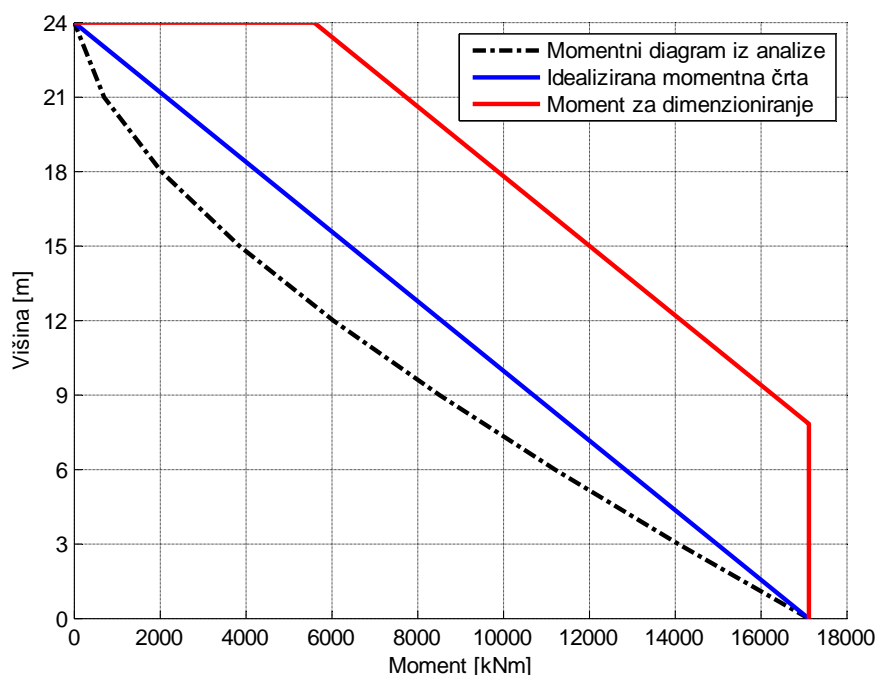
V skladu s točko 5.5.2.4.1(5) (SIST EN 1998-1) moramo upoštevati nezanesljivost razporeditve momentov pri vitkih potresnih stenah (vitke stene so tiste, pri katerih je razmerje med višino in dolžino večje od 2). Vse stene v obravnavani konstrukciji spadajo po tej definiciji med vitke. Premik momente črte v skladu s predpisi znaša približno 80% dolžine stene v obravnavani smeri. Premiki za vse stene so prikazani v preglednici 11.

Preglednica 11: Premiki momentnih črt

Table 11: Moment shift values

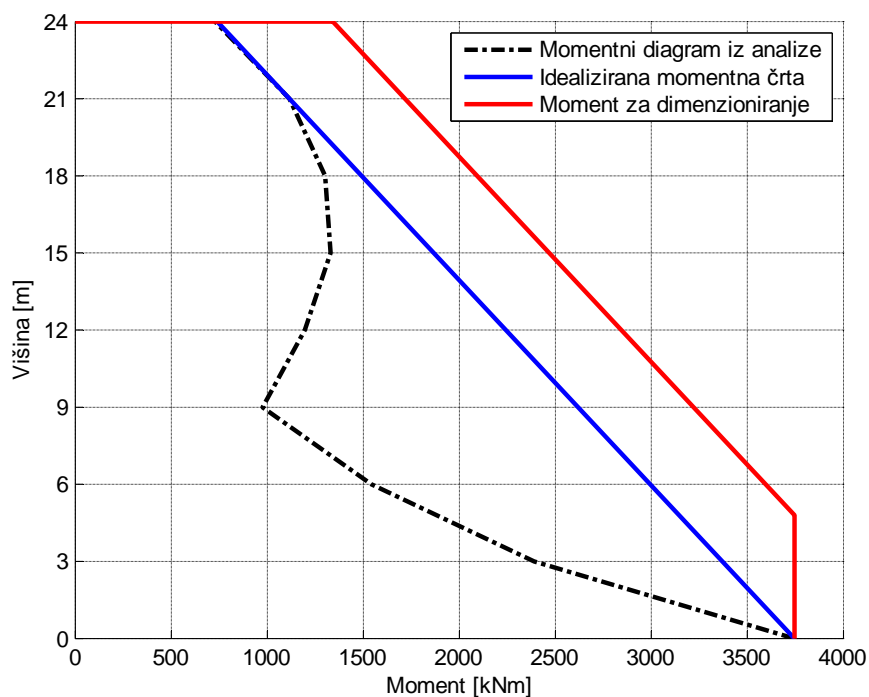
Stena - smer	Premik momente črte [m]
T – X	$0.8 * 6.0 = 4.80$
T – Y	$0.8 * 9.60 = 7.84$
L – X	$0.8 * 3.10 = 2.48$
L – Y	$0.8 * 9.80 = 7.84$

Računski upogibni momenti za oba prereza sten so prikazani grafično (slike 37-40). Oznake lokalnih osi prerezov so razvidne v poglavju 3.1.



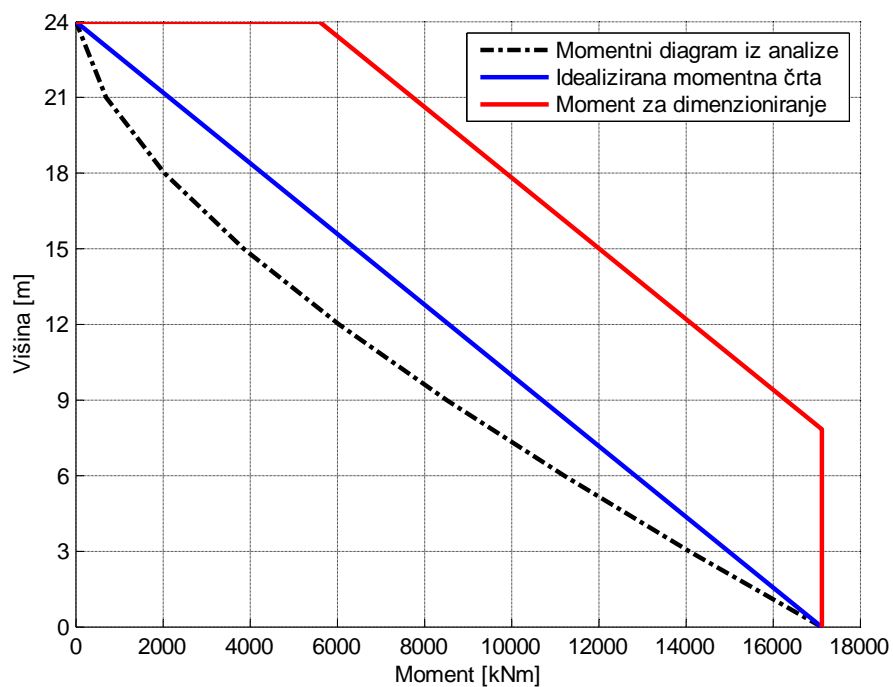
Slika 37: Ovojnica momentov za dimenzioniranje – »T« stena, momenti okoli lokalne Y osi

Figure 37: Design envelope – »T« wall, moments around local Y axis



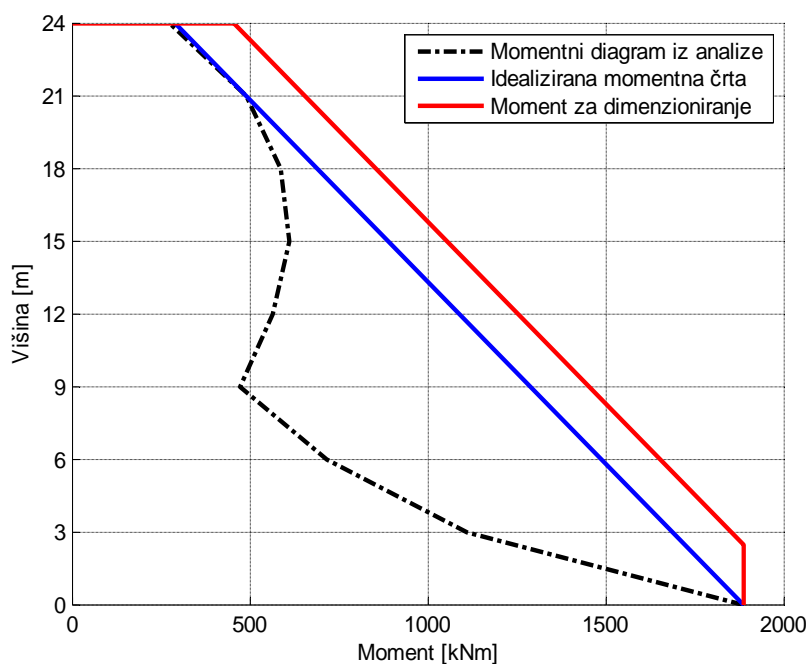
Slika 38: Ovojnica momentov za dimenzioniranje – »T« stena, momenti okoli lokalne Z osi

Figure 38: Design envelope – »T« wall, moments around local Z axis



Slika 39: Ovojnica momentov za dimenzioniranje – »L« stena, momenti okoli lokalne Y osi

Figure 39: Design envelope – »L« wall, moments around local Y axis



Slika 40: Ovojnica momentov za dimenzioniranje – »L« stena, momenti okoli lokalne Z osi

Figure 40: Design envelope – »L« wall, moments around local Z axis

4.4.3 Dimenzioniranje »T« stene

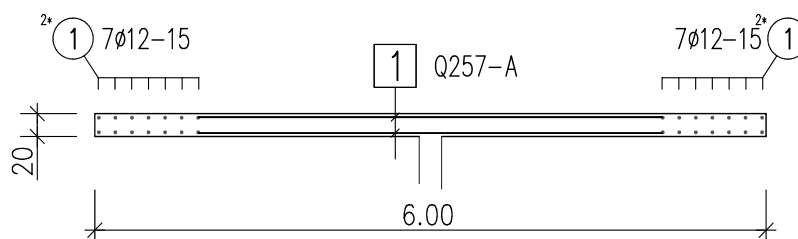
»T« steno smo dimenzionirali na enoosni upogib z osno silo v globalni X oz. Y smeri. Upoštevali smo, da v globalni X smeri vse obremenitve prenaša samo pravokotni del stene (slika 41), v globalni Y smeri pa obremenitve prevzame celoten »T« prerez.

Preglednica 12: Računske vrednosti obremenitev momentov in osnih sil

Table 12: Design values of moments and axial forces

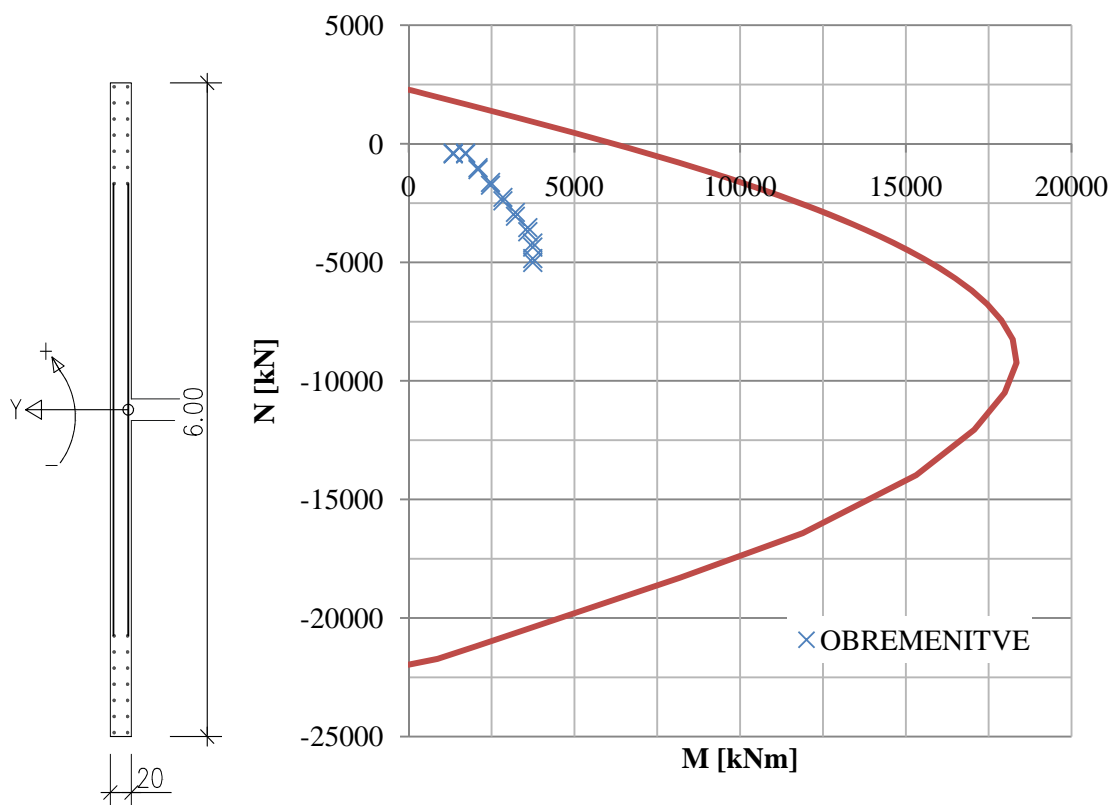
	T - X	T - Y	OSNA SILA	
Višina [m]	Moment [kNm]	Moment [kNm]	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]
0	3746	15765	-4840	-5001
3	3746	15765	-4184	-4354
6	3596	15765	-3534	-3706
9	3220	15003	-2893	-3055
12	2844	13032	-2259	-2401
15	2468	11062	-1630	-1746
18	2092	9091	-1007	-1088
21	1716	7121	-386	-428
24	1341	5150	-386	-428

Izbrali smo minimalno armaturo po predpisu SIST EN 1998-1, točka 5.4.3.4.2 (slika 41). S pomočjo programa INCA2 smo naredili interakcijski diagram N-M za prerez s slike 41 in vanj vnesli obremenitve iz preglednice 12. Ker so točke obremenitev znotraj območja nosilnosti, prerez prenese le-te. Zaradi simetrije je prikazana samo polovica interakcijskega diagrama.



Slika 41: Izbrana armatura

Figure 41: Reinforcement proposal



Slika 42: Interakcijski diagram z označenimi obremenitvami iz preglednice 12

Figure 42: Interaction diagram with loading from Table 12

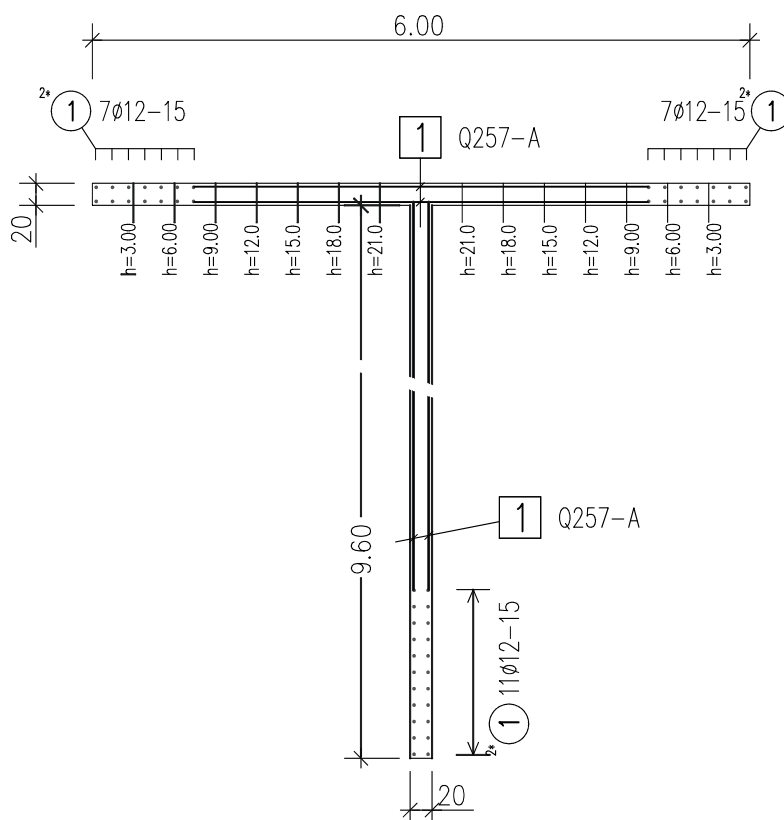
Pri dimenzioniranju v globalni Y smeri upoštevamo prerez kot celoto (»T« - prerez). Pri tem moramo še upoštevati sodelujočo širino pasnice. Sodelujočo širino določimo v skladu s 5.4.3.4.1(4) (SIST EN 1998-1). Sodelujoča širina pasnice, merjena od lica stojine, je enaka najmanjši vrednosti od dejanske širine pasnice, polovične razdalje med sosednjima stojinama stene ali 25% celotne višine stene nad obravnavanim nivojem. Zadnji del določa, da se sodelujoča širina pasnice spreminja z višino, kar smo

upoštevali pri dimenzioniranju. Pri interakcijskem diagramu upoštevamo minimalno armaturo iz predpisov (SISTN EN 1998-1, točka 5.4.3.4.2). Minimalna armatura je prikazana na sliki 41.

Preglednica 13: Efektivna širina pasnice

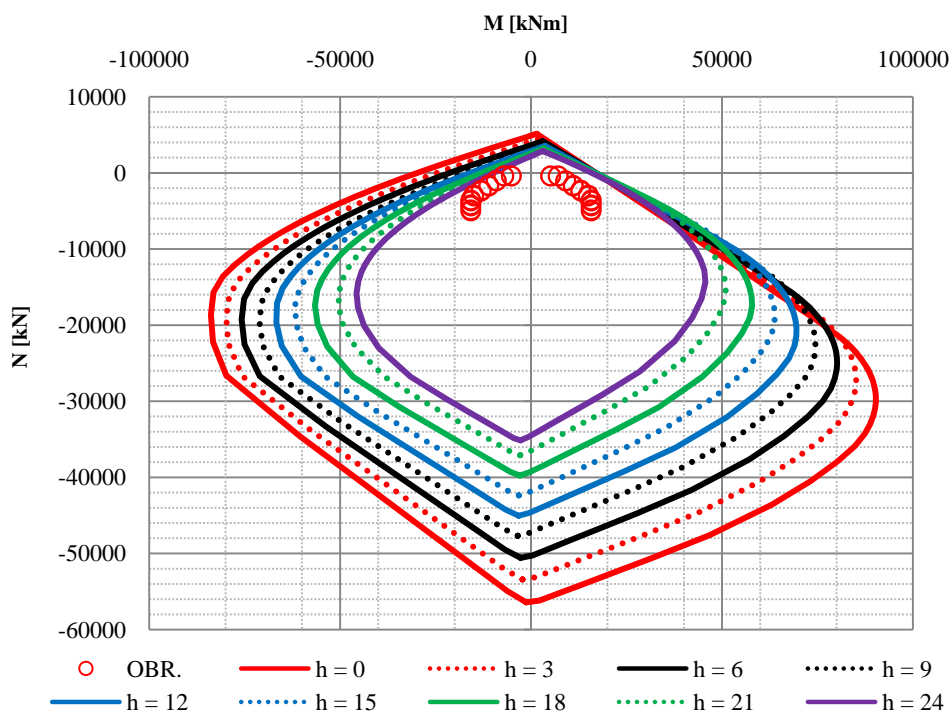
Table 13: Effective width of flange

H [m]	DEJANSKA ŠIRINA PASNICE [m]	25% VIŠINE NAD OBRAVNAVANIM NIVOJEM [m]	EFEKTIVNA ŠIRINA [m]
0	6,0	6,00	6,00
3	6,0	5,25	5,25
6	6,0	4,50	4,50
9	6,0	3,75	3,75
12	6,0	3,00	3,00
15	6,0	2,25	2,25
18	6,0	1,50	1,50
21	6,0	0,75	0,75



Slika 43: Skica predpostavljene armature za dimenzioniranje v Y smeri z označenimi efektivnimi širinami

Figure 43: Reinforcement proposal for design in Y dir with effective widths



Slika 44: Interakcijski diagrami za prereze na različnih višinah z vrisanimi obremenitvami

Figure 44: Interaction diagram for sections on different levels with loading

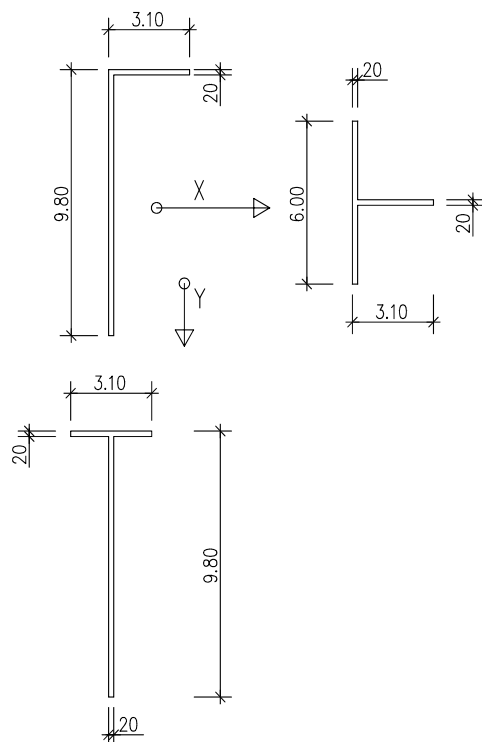
4.4.4 Dimenzioniranje »L« stene

Podobno kot smo dimenzionirali »T« steno, smo dimenzionirali »L« steno. Upoštevali smo enoosni upogib z osno silo v globalnih smereh in dva nadomestna prereza za vsako smer. Hkrati smo umetno naredili oba prereza še simetrična. Prav tako smo upoštevali sodelujočo širino pasnice, ki se spreminja z višino.

Preglednica 14: Računske vrednosti obremenitev M in N

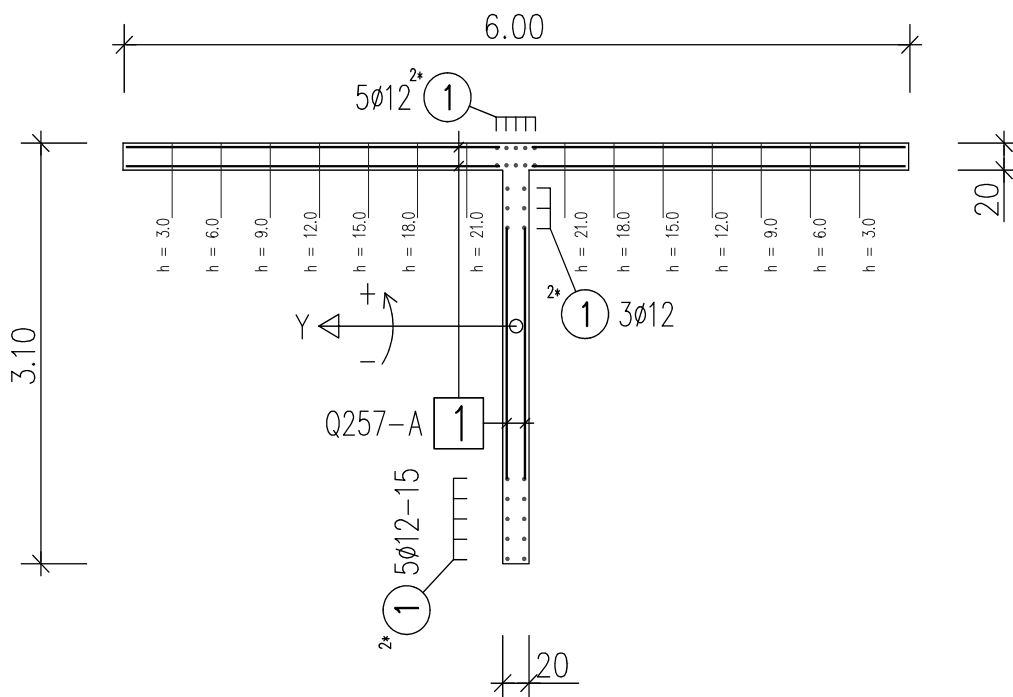
Table 14: Design values for M and N

Višina [m]	L - X	L - Y	OSNA SILA	
	Moment [kNm]	Moment [kNm]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
0	1765	11612	-4552	-1767
3	1242	11612	-3986	-1511
6	1112	11612	-3352	-1316
9	981	11051	-2700	-1133
12	851	9599	-2058	-937
15	720	8148	-1442	-711
18	590	6696	-862	-446
21	460	5245	-321	-142
24	329	3793	-321	-142



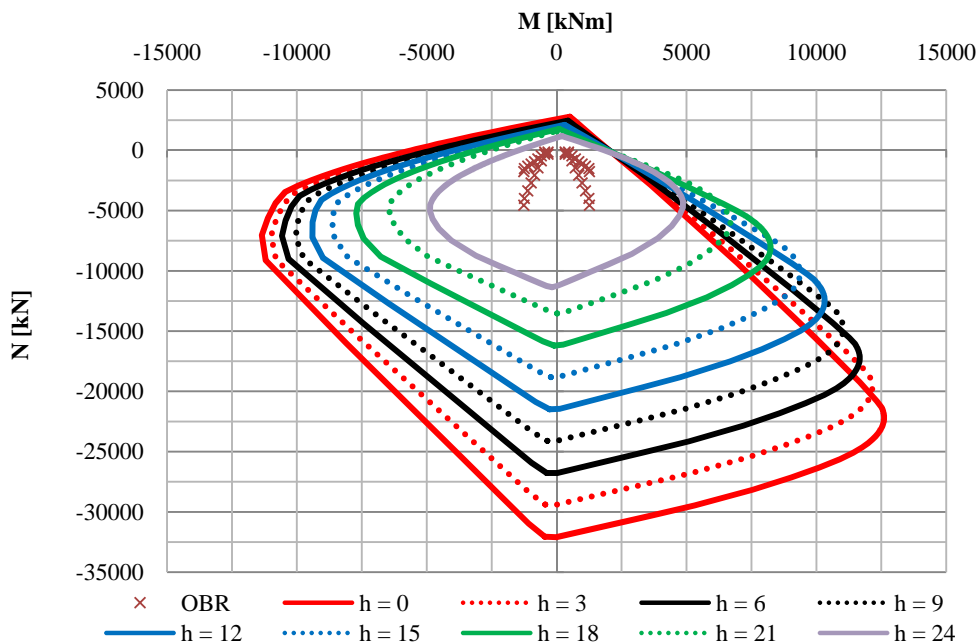
Slika 45: Nadomestni prerezi »L« stene za X in Y smer - dejanski in idealizirani

Figure 45: »L« sections for X and Y direction – real / effective



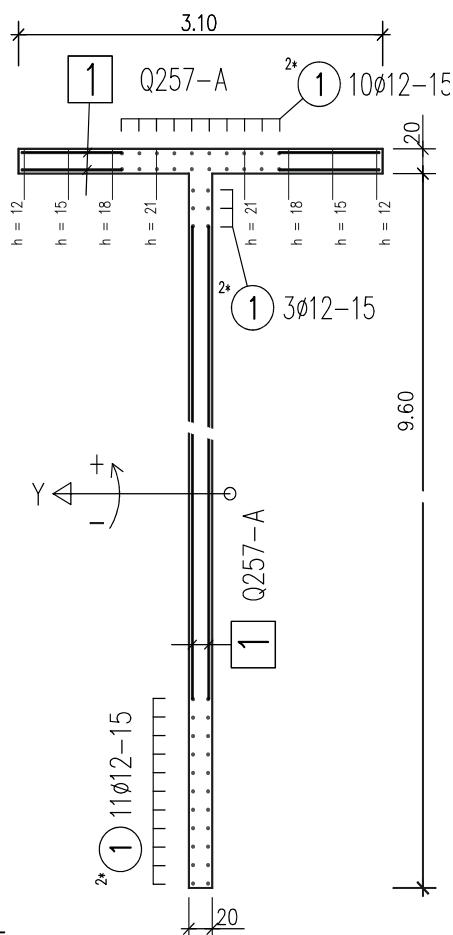
Slika 46: Nadomestni prerez s predpostavljeno armaturo za dimenzioniranje in vrisanimi efektivnimi širinami za globalno X smer

Figure 46: Effective cross-section with design reinforcement, indicated effective widths for global X direction



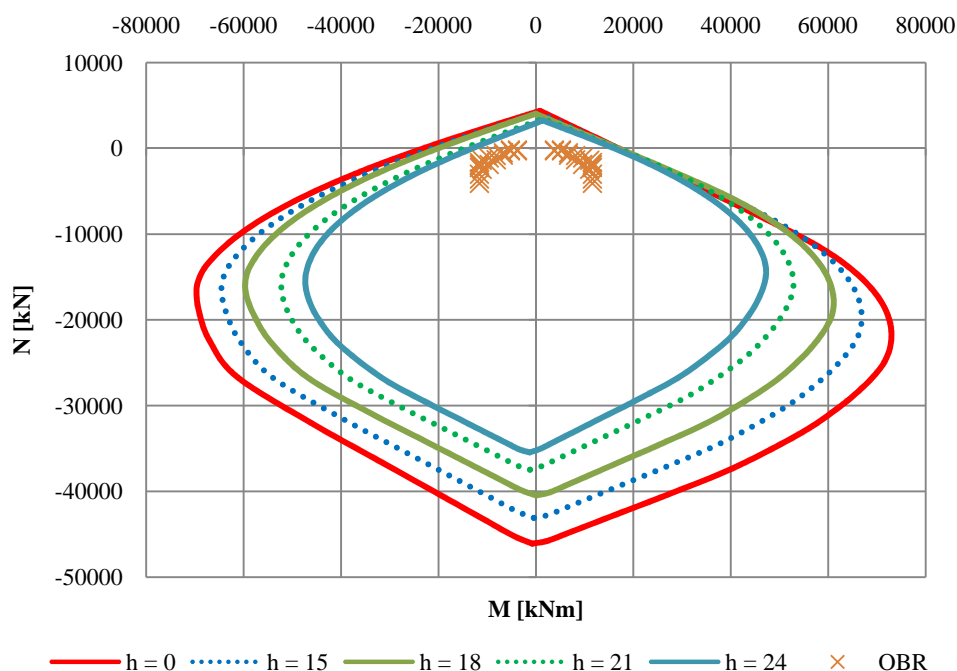
Slika 47: Interakcijski diagrami za prereze na različnih višinah z označenimi obremenitvami (globalna X smer)

Figure 47: Interaction diagramm for effective cross-sections with loading (global X dir.)



Slika 48: Računska armatura v »L« steni za Y smer z vrisanimi efektivnimi širinami pasnice za globalno Y smer

Figure 48: Effective cross-section with design reinforcement, indicated effective widths for global Y direction



Slika 49: Interakcijski diagrami za prereze na različnih višinah z označenimi obremenitvami (globalna Y smer)

Figure 49: Interaction diagramm for effective cross-sections with loading (global X dir.)

4.4.5 Računske prečne sile – kontrola striga ob vpetju

Za dokaz strižne odpornosti sten potrebujemo računske strižne sile. Predpisi za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) zahtevajo, da se računske sile, ki jih dobimo iz elastične analize, povečajo s faktorjem 1.5. Strižno nosilnost in potrebno armaturo določimo v skladu z 5.4.3.4.1(1)P, ki nas usmeri na SIST EN 1992-1-1:2004. Ker so stene šibko armirane, osne sile pa razmeroma majhne, predpostavimo, da je strižna nosilnost betona brez strižne armature nezadostna, zato celotno strižno silo v celoti prevzamemo s horizontalno armaturo, kot jo določa predpis.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0.8l_w f_{yd}} \quad (3.16)$$

Preglednica 15: Potrebna strižna armatura v prerezih sten ob vpetju

Table 15: Shear reinforcement at base

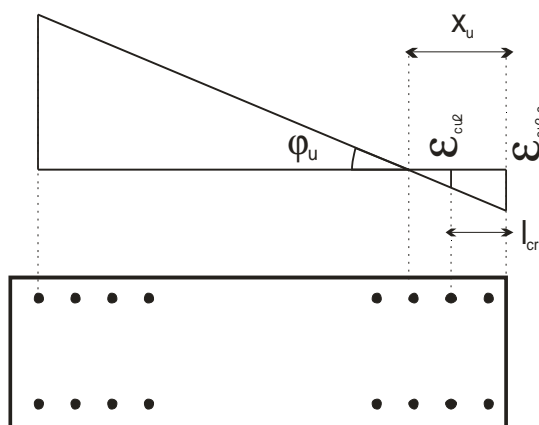
Stena / smer	$0.8l_w$ [cm]	V_{Ed} [kN]	A_s (cm ² / m)	Dodatna armatura
L-X	248	685	6.30	1ø12 / m / stran
L-Y	784	1561	4.75	/
T-X	480	1246	5.96	1ø10 / m / stran
T-Y	784	1298	3.81	/

4.4.6 Kontrola lokalne duktilnosti elementov

Ker smo v analizi upoštevali, da so konstrukcijski elementi duktilni (mišljena je duktilnost prereza), moramo njihovo duktilnost tudi dokazati. Poleg dokaza o duktilnosti prereza nas zanima tudi dolžina robnega elementa v stenah, katerega dolžino prav tako dobimo ob dokazu duktilnosti prereza. Kontrolirati moramo 4 različne prereze. Zanje je potrebno zagotoviti najmanj takšno duktilnost, kot jo zahteva člen 5.4.3.4.2(2) v (SIST EN 1998-1), kar pomeni

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q-1) \frac{T_C}{T_1} \quad T_1 < T_C \quad (3.17)$$
$$q = q_0 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$

Pri stenah kontroliramo tudi dolžino robnega elementa. V računu odnosa med momentom in ukrivljenostjo prereza smo za beton upoštevali karakteristične vrednosti, kar sicer ni popolnoma v skladu s predpisi, vendar so rezultati na varni strani (Beg, Pogačnik, 2009 – stran 8-156). Privzamemo, da prerez doseže mejo tečenja, ko skrajna armaturna palica v prerezu doseže deformacijo na meji tečenja, ki znaša za jeklo $\varepsilon = 2.175\%$. Na podlagi deformacij prereza se določi tudi potrebna dolžina robnega elementa l_{cr} (slika 50), ki pa ne sme biti manjša od predpisane.



Slika 50: Deformacija prereza in definicija dolžine robnega elementa l_{cr}

Figure 50: Strain distribution and boundary element length definition l_{cr}

Zahtevane duktilnosti so prikazane v preglednici 16, navedene pa so še ukrivljenosti na meji tečenja in na meji nosilnosti prereza, izračunana duktilnost in izračunana dolžina kritičnega elementa. Pri računu smo upoštevali največjo tlačno osno silo, ki nastopa v prerezu, saj tlačna osna sila zmanjšuje duktilnost prereza.

Preglednica 16: Nosilnosti, zahtevane duktilnosti, obe ukrivljenosti, duktilnost prerezov in potrebne dolžine robnih elementov

Table 16: Bearing capacity, ductility demand, curvature, calculated ductility, boundary element lengths

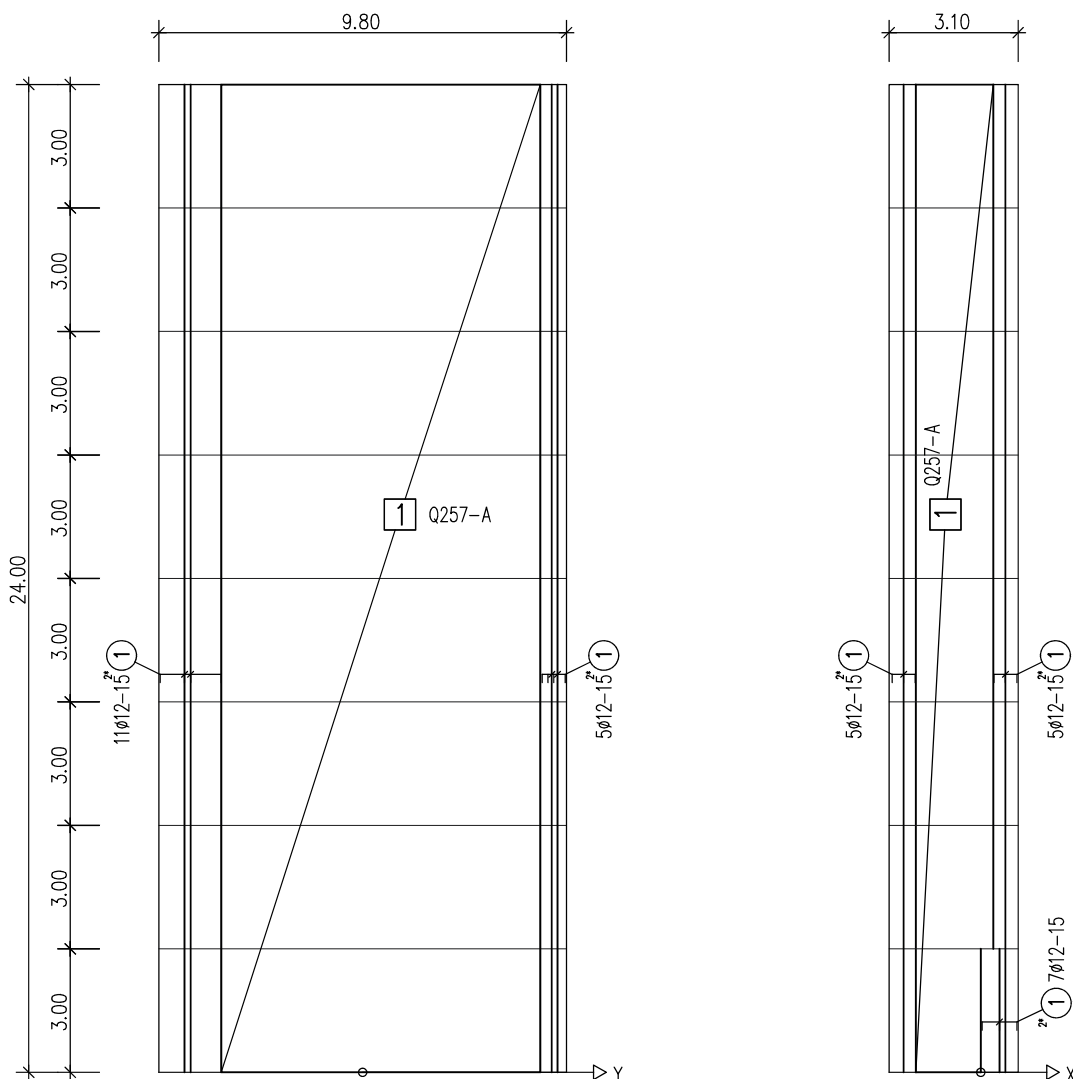
Stena / smer	M_{Rd} [kNm]	$\mu_{zahtevan}$	$k_{tečenje} \times 10^{-3}$ [1/m]	$k_{mejni} \times 10^{-3}$ [1/m]	$\mu_{dejanski}$	l_{cr} [m]
T - x	11530	2.78	0.5514	2.855	5.17	$0.53 < l_{min}$
T - y	54537	0.36^1	0.3201	5.2178	5.22	$1.21 < l_{min}$
L - x	10743	-1.23^1	1.0850	1.8113	1.67	$0.83 > l_{min}$
L - y	41779	0.20^1	0.3035	1.5277	5.03	$0.98 < l_{min}$

¹Zahtevana duktilnost je manjša od 1 ali celo negativna in je zato nesmiselna!

Pri izračunu zahtevane duktilnosti so se pojavili nesmisli, npr. zahtevana duktilnost iz (3.17) je manjša od 1 ali celo negativna. Pri »L« steni je bilo potrebno v globalni X smeri podaljšati robni element iz minimalnih 60 cm na 90 cm. Pri vseh ostalih prerezih niso bile potrebne nobene spremembe in so minimalne zahtevane dimenzije za robne elemente zadoščale.

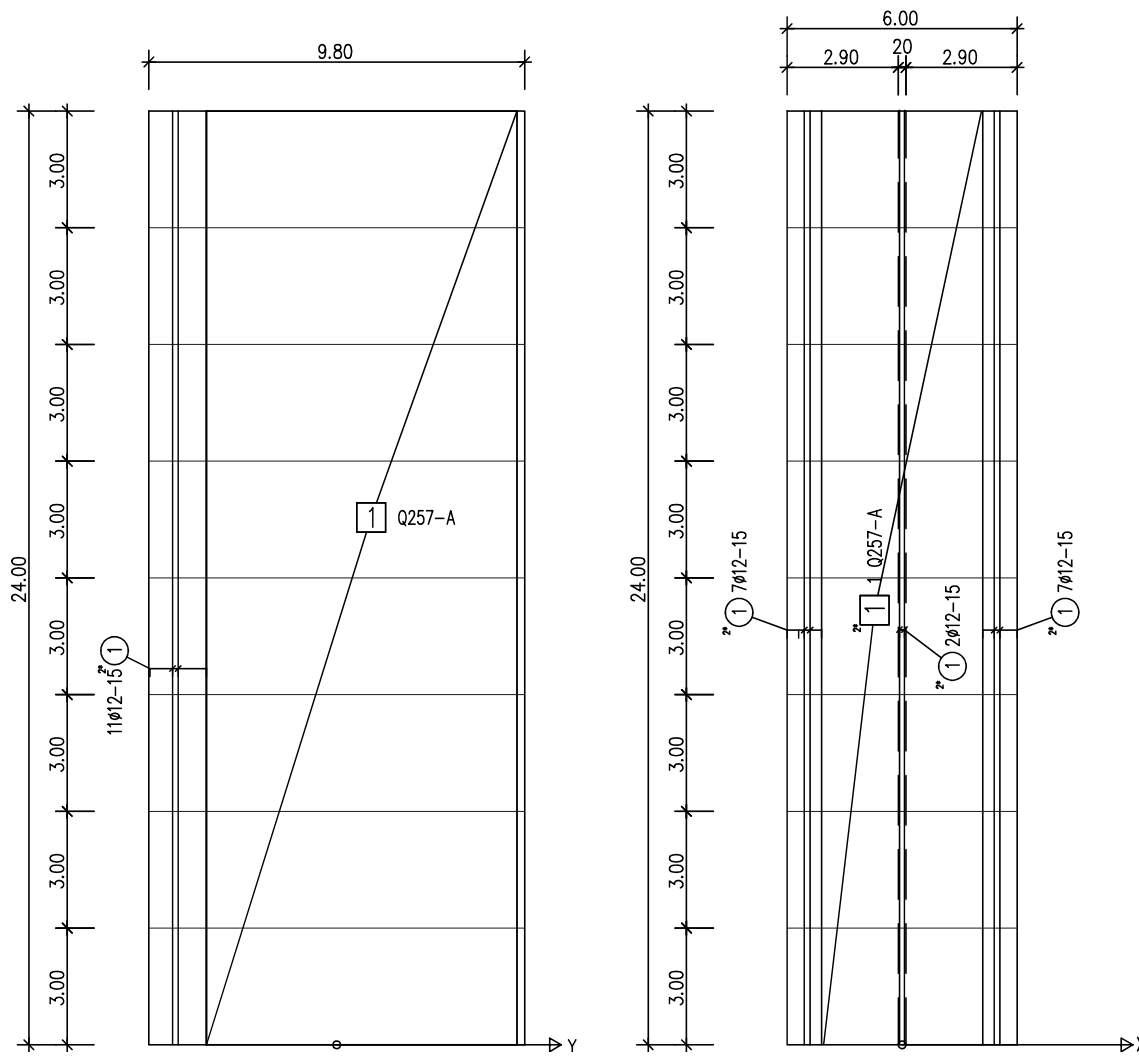
4.4.7 Skice armature v stenah

Ker je bila v računih izbrana minimalna armatura, se le-ta po višini ne spreminja. Dopustna so skrajšanja robnih elementov nad kritičnim območjem na minimalno dolžino, ki jo zahtevajo predpisi.



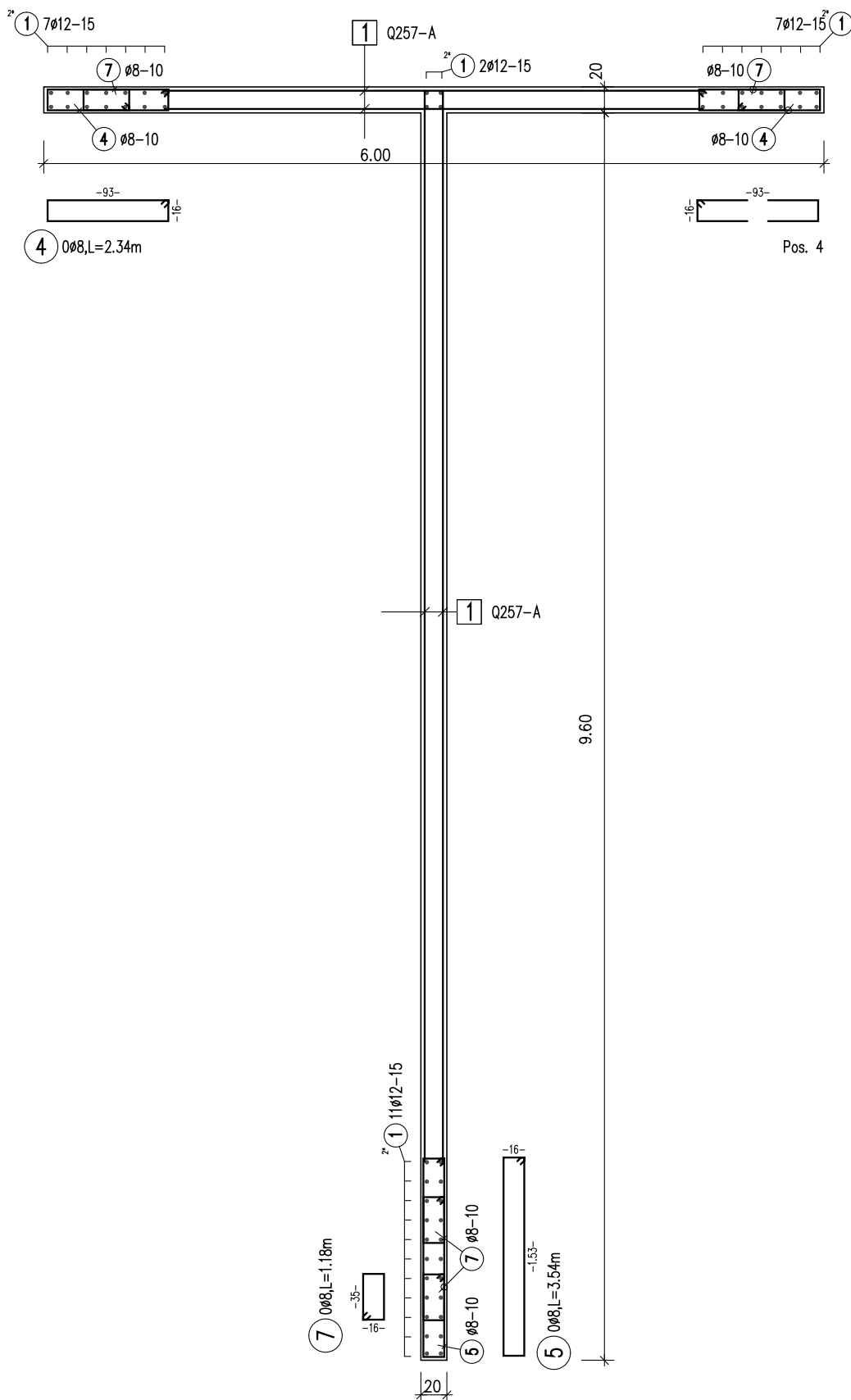
Slika 51: Vertikalna armatura »L« stene

Figure 51: Reinforcement sketch of »L« wall

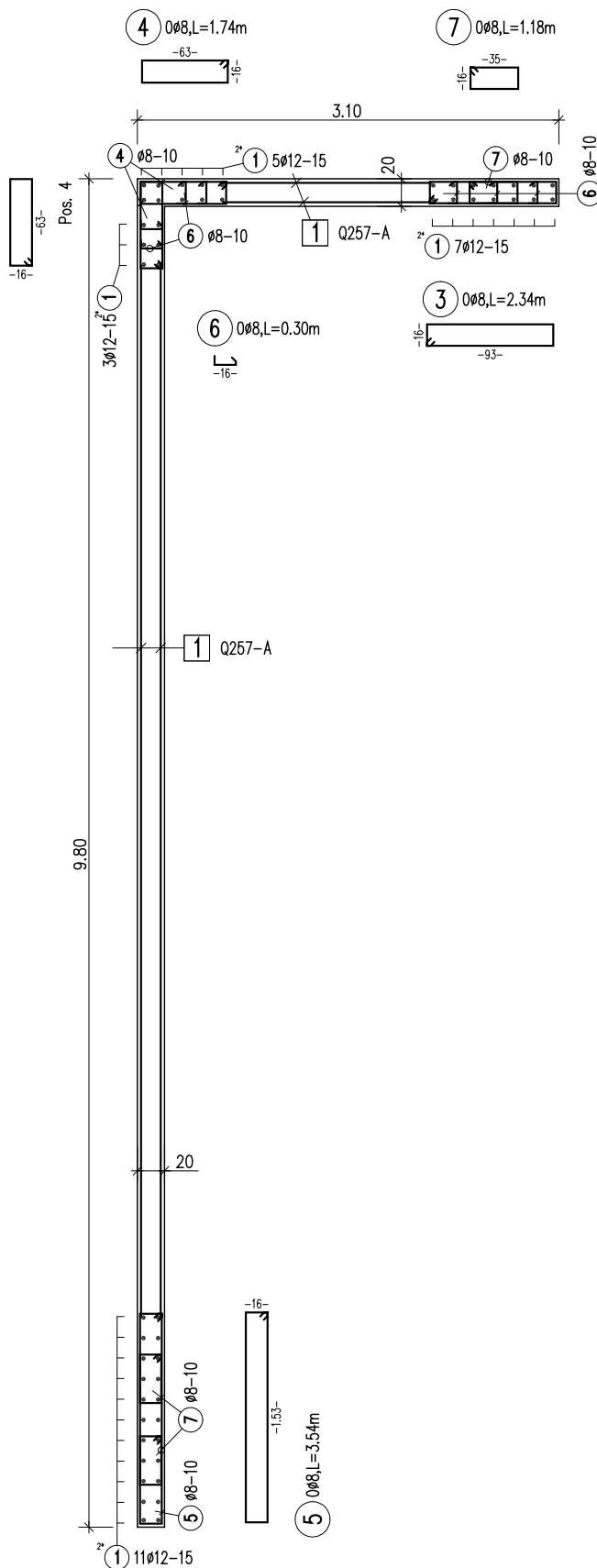


Slika 52: Vertikalna armatura »T« stene

Figure 52: Reinforcement sketch of »T« wall



Slika 53: Armatura v »T« steni – prerez ob vpetju
Figure 53: Reinforcement in »T« wall at base point

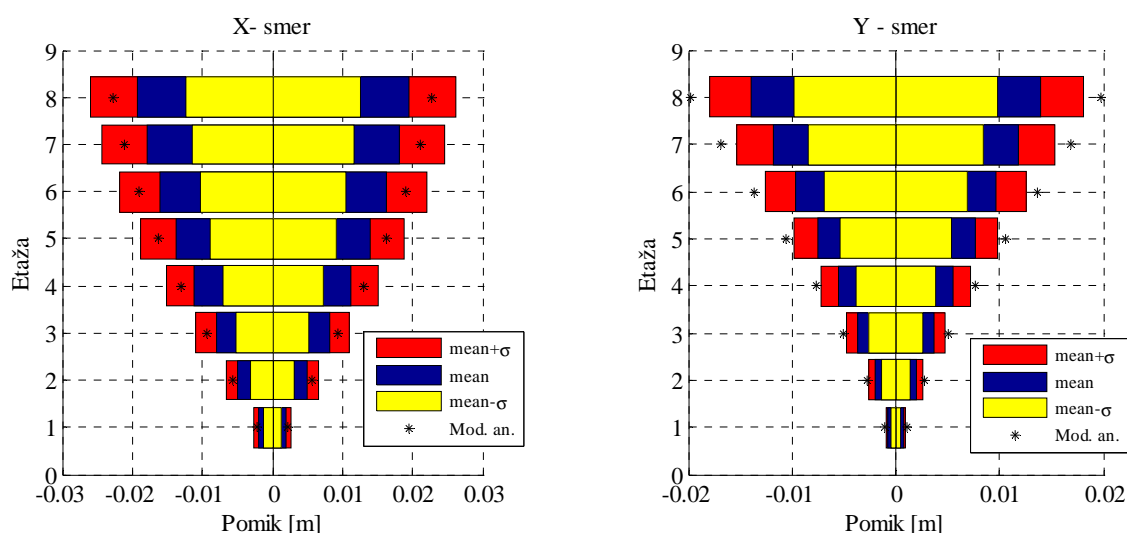


Slika 54: Armatura v »L« steni – prerez ob vpetju

Figure 54: Reinforcement in »T« wall at base point

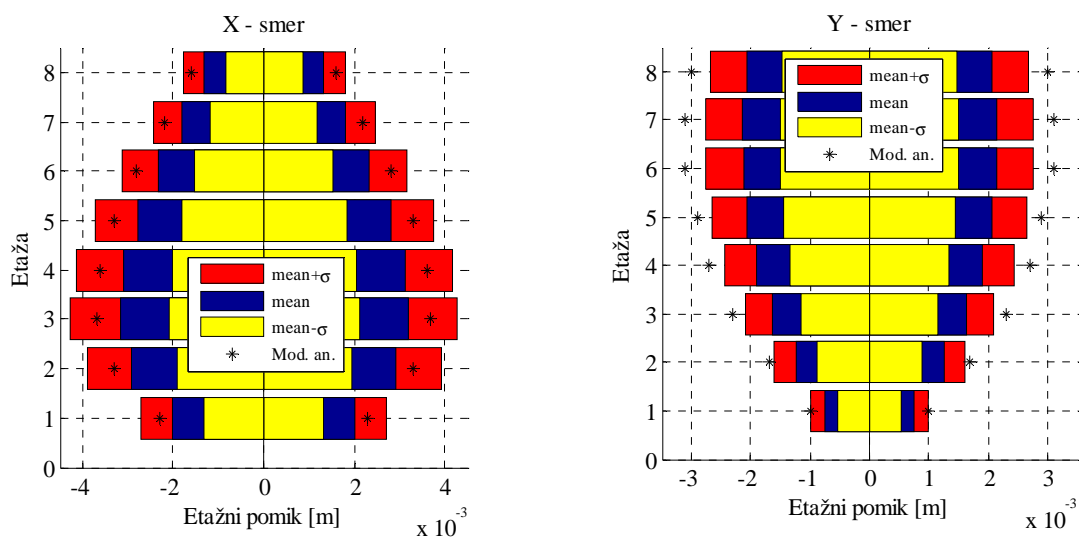
5 LINEARNA DINAMIČNA ANALIZA

Kot smo že zapisali, je linearna dinamična analiza uporabna, dokler ostanejo elementi pretežno v elastičnem območju (dokler ne pride do tečenja armature ali strižne porušitve), tj. pri šibkejših potresih. Rezultati linearne dinamične so dobljeni z akcelerogrami iz poglavja 3.6, pri čemer smo upoštevali kombinacije smeri, ki so prikazane na sliki 18. Prikazani rezultati veljajo za masno središče v posamezni etaži, v kolikor ni navedeno drugače. Prikazane so ovojnice srednjih vrednosti pomikov konstrukcije z odstopanji (slika 55) in ovojnice srednjih vrednosti etažnih zamikov ter njihova odstopanja (slika 56). Za primerjavo so v obeh primerih dodane vrednosti pomikov iz modalne analize s spektri odziva (slika 16).



Slika 55: Pomiki konstrukcije v X smeri (levo) in Y smeri (desno)

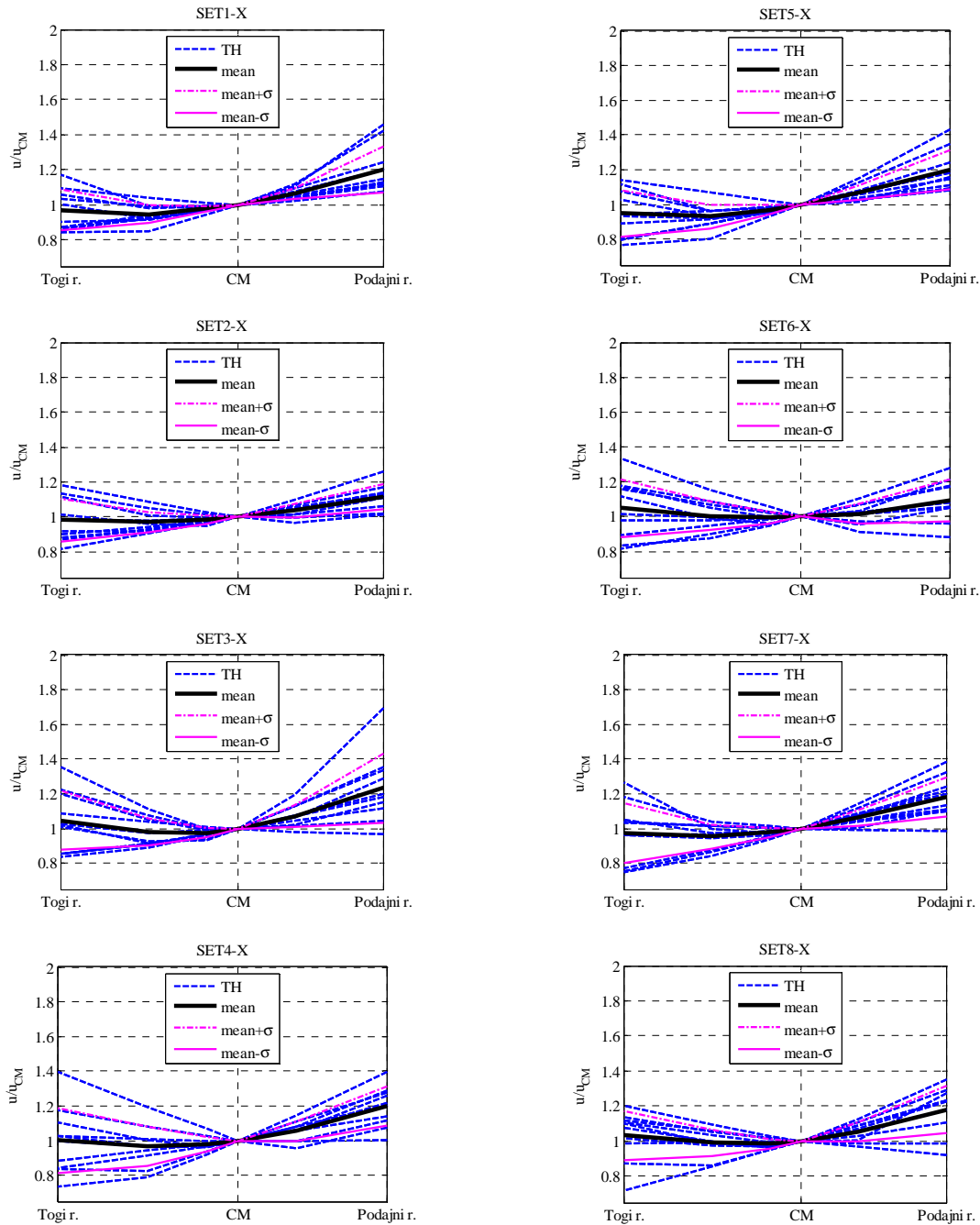
Figure 55: Displacements in X dir. (left) and Y dir. (right)



Slika 56: Etažni pomiki - X smer (levo) in Y smer (desno)

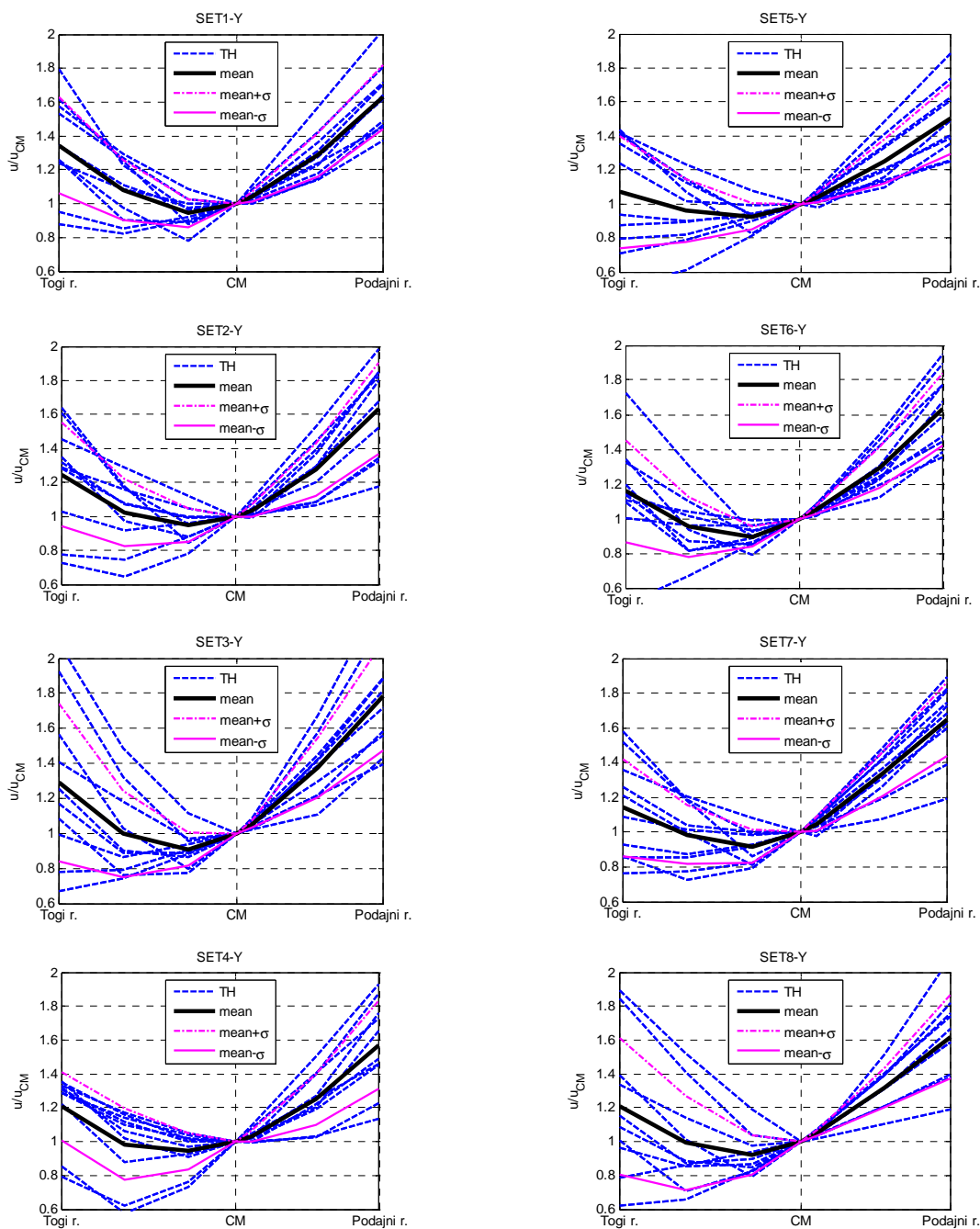
Figure 56: Story displacements – X dir. (left) and Y dir. (right)

Pri linearni analizi časovnega odziva so prikazani tudi normirani pomiki vseh 8 kombinacij delovanja potresa na vrhu konstrukcije za obe smeri.



Slika 57: Normirani pomiki v X-smeri na vrhu konstrukcije, dobljeni z elastično analizo časovnega odziva za posamezne kombinacije potresov

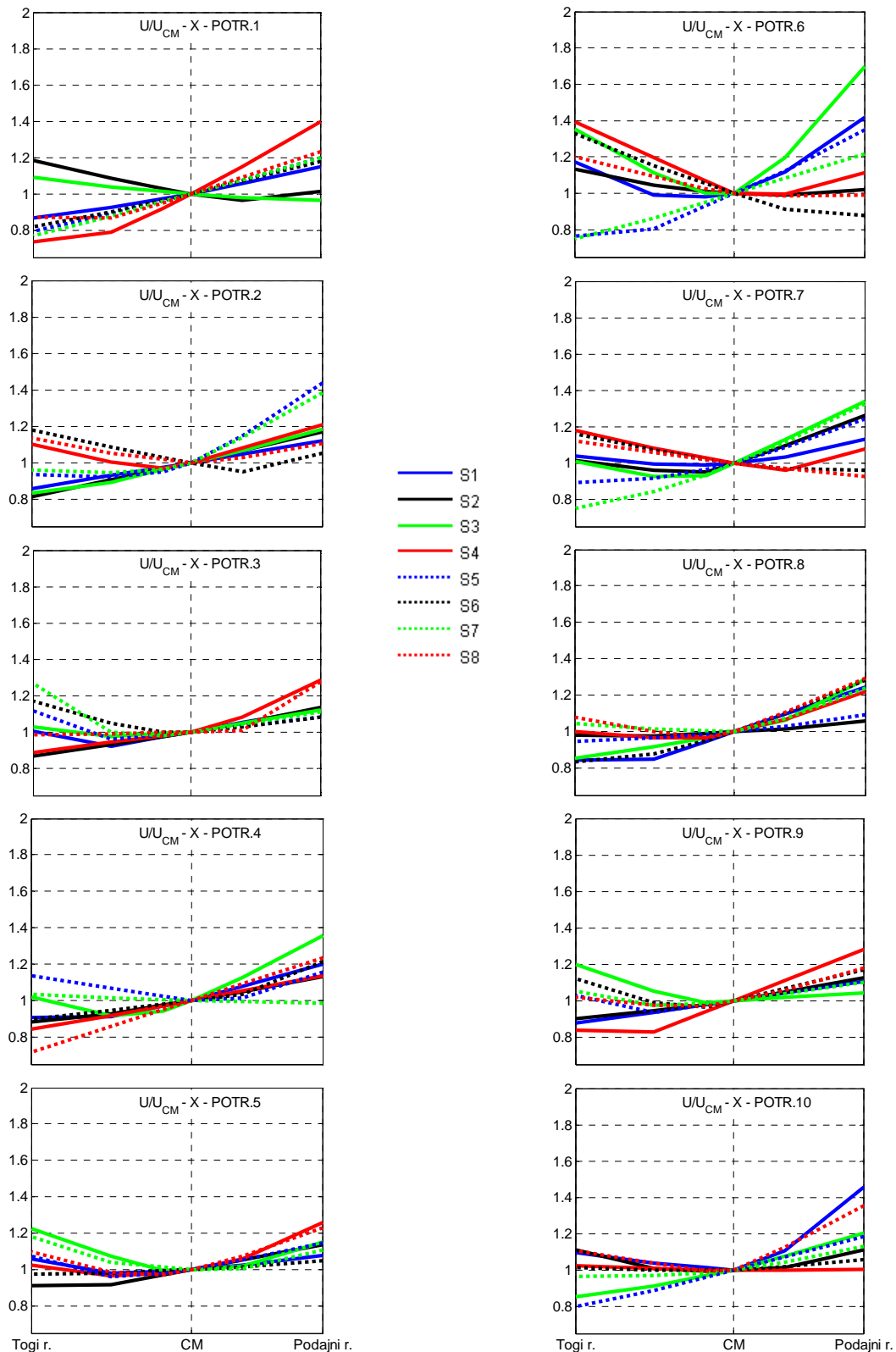
Figure 57: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by elastic time history analysis for different sets of accelerograms



Slika 58: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v Y-smeri, dobljeni z elastično analizo časovnega odziva za posamezne kombinacije potresov

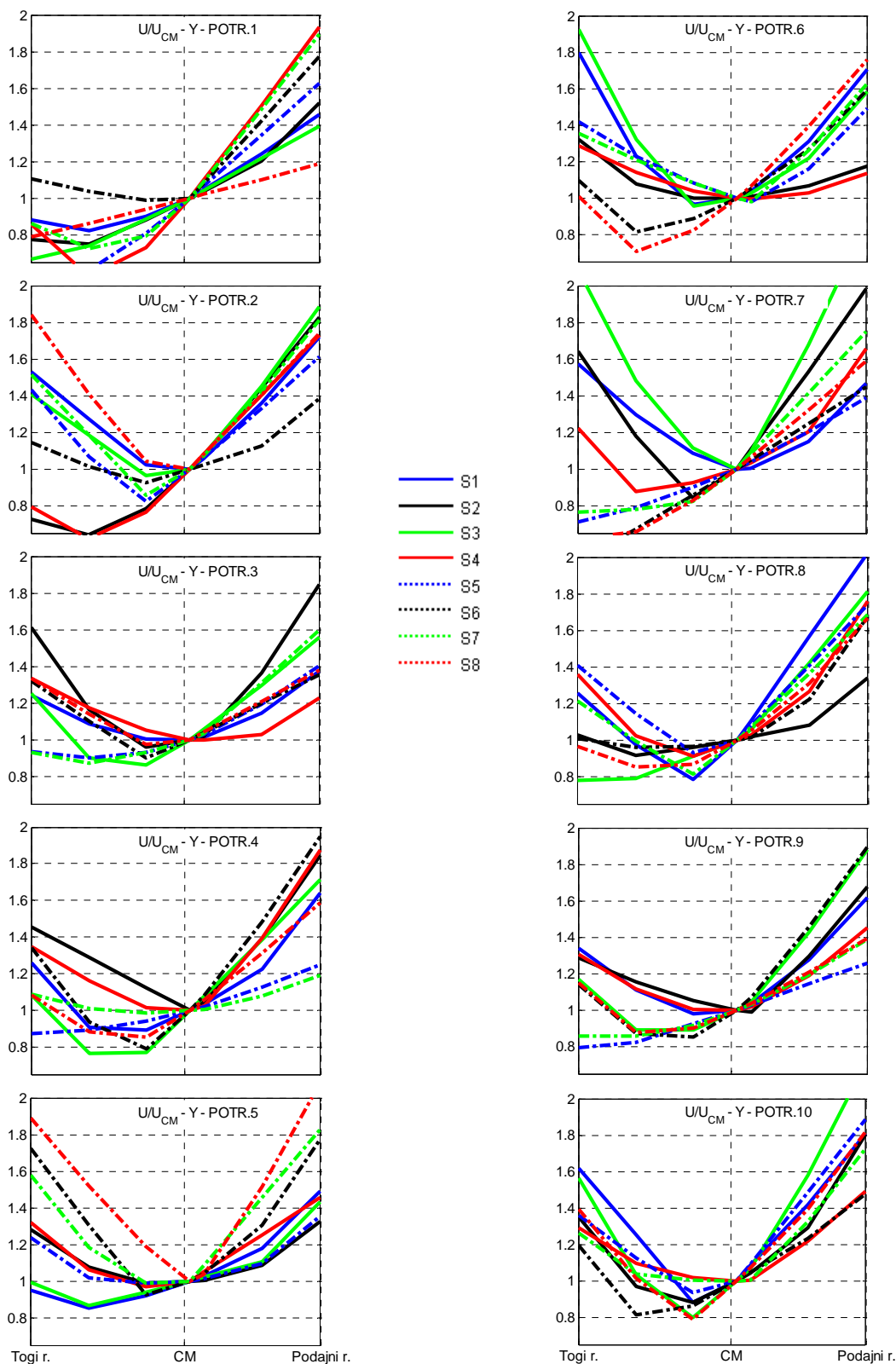
Figure 58: Torsional effects in terms of normalized top displacements in Y dir. obtained by elastic time history analysis for different sets of accelerograms

Naredili smo tudi primerjavo normiranih pomikov na vrhu konstrukcije za posamezne potrese za 8 kombinacij smeri delovanja potresov (S).



Slika 59: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v X-smeri, dobljeni z elastično analizo časovnega odziva za posamezne potrese

Figure 59: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by elastic time history analysis for individual accelerograms



Slika 60: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v Y-smeri, dobljeni z elastično analizo časovnega odziva za posamezne potrese

Figure 60: Torsional effects in terms of normalized top displacements in Y dir. obtained by elastic time history analysis for individual accelerograms

6 MODELIRANJE ZA NELINEARNO ANALIZO

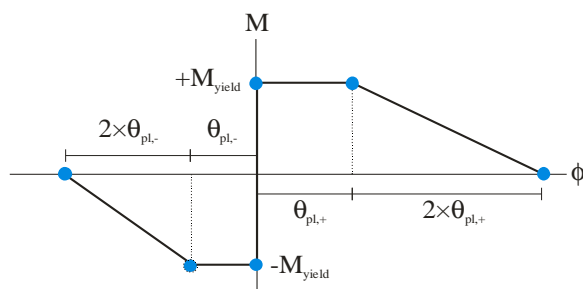
Za analizo konstrukcije z N2 metodo in z nelinearno dinamično analizo potrebujemo računski model, ki zna opisati nelinearno obnašanje. Obstaja več načinov implementacije materialne nelinearnosti v računске modele, ta pa je odvisna od uporabljenega programa. V našem primeru, kjer smo uporabili program SAP2000, smo uporabili možnost, da elastičnemu 3D elementu na obeh koncih podamo plastične členke, katerih lastnosti (meja tečenja, plastična rotacija) izračunamo sami.

6.1 Priprava modela

Kot je bilo že omenjeno, smo pri neelastičnih modelih vezani na možnosti, ki nam jih ponuja program, s katerim nameravamo analizirati konstrukcijo. Program SAP2000 omogoča uporabo elastičnega končnega elementa, kakršnega smo uporabili za elastično analizo, z dodanim plastičnim členkom na poljubnem mestu. Uporabljeni plastični členek je razvezan členek, kar pomeni, da nima interakcije med upogibnim momentom, prečno in osno silo. Program sicer dopušča poljubno število plastičnih členkov v linijskem elementu, vendar smo v našem računskem modelu na vsakem koncu elastičnega elementa uporabili le po dva plastična členka za oba lokalna upogibna momenta (M_Y in M_Z).

Za naš računski model smo uporabili nesimetrične karakteristike plastičnega členka. Ovojnica je prikazana na sliki 61. Karakteristične točke ovojnice so moment na meji tečenja (M_{yield}), »mejna rotacija« (uporabljena je enačba za plastični del mejne rotacije (ϕ_{pl}) po Evrokodu 8-3) in rotacija pri porušitvi, za katero smo predpostavili, da se zgodi pri trikratni mejni rotaciji. Mejna rotacija predstavlja rotacijo, pri kateri nosilnost prične padati, rotacija pri porušitvi pa rotacijo, pri kateri nosilnost člena pade na nič. Upoštevane so samo plastične rotacije, elastični del rotacije je vključen v osnovni elastični del elementa.

V vseh analizah smo predpostavili, da imajo vsi elementi zadostno strižno nosilnost, tako, da ostanejo v elastičnem območju.



Slika 61: Ovojnica plastičnega členka

Figure 61: Hinge backbone

Momente na meji tečenja smo določiti s programom INCA2, za izračun mejnih rotacij pa smo uporabili enačbo A.3 iz (SIST EN 1998-3).

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.0145 \cdot (0.25^{\nu}) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.3} \cdot f_c^{0.2} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1.275^{100 \rho_d}) \quad (3.18)$$

$\gamma_{el} = 1.5$ - konstanta za primarne elemente

h – višina prereza

$L_V = M/V$; strižno razmerje dobljeno iz elastične analize

ν = normirana osna sila (tlak je pozitiven)

ω in ω' sta mehanska deleža armature

f_c in f_{yw} sta tlačna trdnost betona in meja plastičnosti jekla v MPa

ρ_{sx} – delež stremenske armature

α – faktor učinkovitosti objetja

ρ_d - delež diagonalne armature

Pri vseh izračunih smo upoštevali:

$f_c = 25$ MPa; $f_{yw} = 500$ MPa; $\rho_d = 0$ – nikjer ne uporabimo diagonalne armature

6.2 Greda

Pri iz vrednotenju izraza (3.18) smo za gredo upoštevali njen celoten prerez. Faktor objetja je bil izračunan na podlagi skice armature (slika 36). Osnna sila v gredah ne nastopa, zato je normirana osna sila ν enaka 0. Ker je armatura simetrična, je tudi vrednost razmerja med mehanskima vrednostnima natezne in tlačne armature enaka 1. Diagonalnih armaturnih palic v gredah ni. Pri računu strižnega razmerja (L_V) je bila upoštevana polovična dolžina grede.

Preglednica 17: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija za gredo in moment na meji tečenja

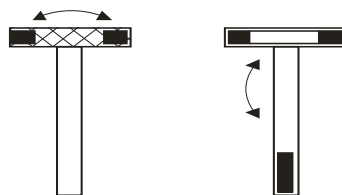
Table 17: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for beam

A [m ²]	A _s [cm ²]	ω	A _s ' [cm ²]	ω'	L _v [m]	h [m]	L _v /h	α	ρ_x	θ_{pl} [rad]	M [kNm]
0.11	8.04	0.1462	8.04	0.1462	0.65	0.55	1.2	0.358	0.006	0.0228	163.5

6.3 »T« stena

T steno smo v X smeri obravnavali kot pravokotnik. Za delež tlačne oz. natezne armature smo določili območje robnega elementa. Armatura v stojini ni bila upoštevana. S to predpostavko je člen, ki upošteva razmerje med tlačno in natezno armaturo, vedno enak 1 po celotni višini.

Pri normiranju osne sile smo upoštevali silo iz kombinacije $G+0.3Q$. Upoštevali smo samo delni prerez, ki znaša 1.2m^2 (slika 62 levo). Prav tako smo v računu osno silo pomnožili z razmerjem med površino delnega prereza in celotnega prereza (0.385).



Slika 62: Skici upošteevane armature za X in Y smer

Figure 62: Effective reinforcement for bending in X and Y direction

Preglednica 18: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »T« steno – X smer

Table 18: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »T« wall – X dir.

h [m]	γ_{el}	A [m ²]	N [kN]	v	A _s [cm ²]	ω	A _s ' [cm ²]	ω'	L _v [m]	H [m]	L _v /h	α	ρ_x	θ_{pl} [rad]	M [kNm]
0	1.5	1.2	4920	0.095	15.82	0.026	15.82	0.026	24	6	4.0	0.227	0.005	0.0169	9347
3	1.5	1.2	4268	0.082	15.82	0.026	15.82	0.026	21	6	3.5	0.227	0.005	0.0164	8757
6	1.5	1.2	3620	0.070	15.82	0.026	15.82	0.026	18	6	3.0	0.165	0.003	0.0153	8269
9	1.5	1.2	2974	0.057	15.82	0.026	15.82	0.026	15	6	2.5	0.165	0.003	0.0146	7885
12	1.5	1.2	2330	0.045	15.82	0.026	15.82	0.026	12	6	2.0	0.165	0.003	0.0137	7221
15	1.5	1.2	1688	0.032	15.82	0.026	15.82	0.026	9	6	1.5	0.165	0.003	0.0126	6482
18	1.5	1.2	1047	0.020	15.82	0.026	15.82	0.026	6	6	1.0	0.165	0.003	0.0111	5733
21	1.5	1.2	407	0.008	15.82	0.026	15.82	0.026	3	6	0.5	0.165	0.003	0.0089	5059

V globalni Y smeri je bil upoštevan celoten prerez. Za tlačno/natezno armaturo smo upoštevali armaturo robnega elementa v stojini ($L = 1.50\text{ m}$) in na drugi strani smo upoštevali celotno armaturo pasnice (slika 62, desno). Pri stremenski armaturi je bila upoštevana stremenska armatura okoli objetelega robnega elementa.

Preglednica 19: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »T« steno – Y »+« smer

Table 19: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »T« wall – Y »+« dir.

h [m]	γ_{el}	A [m ²]	N [kN]	v	A _s [cm ²]	ω	A _s ' [cm ²]	ω'	L _v [m]	H [m]	L _v /h	α	ρ_x	θ_{pl} [rad]	M [kNm]
0	1.5	3.12	4920	0.095	52.71	0.034	24.86	0.016	24	9.8	2.4	0.187	0.005	0.0176	28717
3	1.5	3.12	4268	0.082	52.71	0.034	24.86	0.016	21	9.8	2.1	0.187	0.005	0.0171	26861
6	1.5	3.12	3620	0.070	52.71	0.034	24.86	0.016	18	9.8	1.8	0.143	0.003	0.0160	25014
9	1.5	3.12	2974	0.057	52.71	0.034	24.86	0.016	15	9.8	1.5	0.143	0.003	0.0152	23170
12	1.5	3.12	2330	0.045	52.71	0.034	24.86	0.016	12	9.8	1.2	0.143	0.003	0.0143	21329

... se nadaljuje

... nadaljevanje Preglednice 19

[m]	γ_{el}	A [m ²]	N [kN]	v	A _s [cm ²]	ω	A _s ' [cm ²]	ω'	L _v [m]	H [m]	L _v /h	α	ρ_x	θ_{pl} [rad]	M [kNm]
15	1.5	3.12	1688	0.032	52.71	0.034	24.86	0.016	9	9.8	0.9	0.143	0.003	0.0132	19491
18	1.5	3.12	1047	0.020	52.71	0.034	24.86	0.016	6	9.8	0.6	0.143	0.003	0.0116	17655
21	1.5	3.12	407	0.008	52.71	0.034	24.86	0.016	3	9.8	0.3	0.143	0.003	0.0093	15820

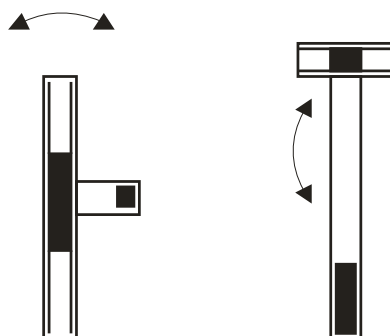
Preglednica 20: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »T« steno – Y »-« smer

Table 20: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »T« wall – Y »-« dir.

h [m]	γ_{el}	A [m ²]	N [kN]	v	A _s [cm ²]	ω	A _s ' [cm ²]	ω'	L _v [m]	H [m]	L _v /h	α	ρ_x	θ_{pl} [rad]	M [kNm]
0	1.5	3.12	4920	0.095	24.86	0.016	52.71	0.034	24	9.8	2.4	0.397	0.005	0.0120	53929
3	1.5	3.12	4268	0.082	24.86	0.016	52.71	0.034	21	9.8	2.1	0.397	0.005	0.0117	51492
6	1.5	3.12	3620	0.070	24.86	0.016	52.71	0.034	18	9.8	1.8	0.302	0.003	0.0105	46995
9	1.5	3.12	2974	0.057	24.86	0.016	52.71	0.034	15	9.8	1.5	0.302	0.003	0.0100	43874
12	1.5	3.12	2330	0.045	24.86	0.016	52.71	0.034	12	9.8	1.2	0.302	0.003	0.0094	41498
15	1.5	3.12	1688	0.032	24.86	0.016	52.71	0.034	9	9.8	0.9	0.302	0.003	0.0087	36516
18	1.5	3.12	1047	0.020	24.86	0.016	52.71	0.034	6	9.8	0.6	0.302	0.003	0.0077	32811
21	1.5	3.12	407	0.008	24.86	0.016	52.71	0.034	3	9.8	0.3	0.302	0.003	0.0061	30861

6.4 »L« stena

V globalni X smeri smo za »L« steno upoštevali njen celoten prerez. Za njeno višino smo upoštevali dolžino v izbrani smeri (3.10 m). Za natezno/tlačno armaturo v stojini smo upoštevali armaturo robnega elementa. V pasnici smo upoštevali celotno armaturo (robni element in mreža). V Y smeri smo prav tako upoštevali celoten prerez stene. Upoštevana armatura v stojini je bila samo tista iz robnega elementa, v pasnici pa smo upoštevali celotno armaturo (robni element in armaturna mreža). Enako kot pri »T« steni smo za delež stremenske armature upoštevali samo armaturo v robnih elementih.



Slika 63: Skici upoštewane armature za X in Y smer

Figure 63: Effective reinforcement for bending in X and Y direction

Preglednica 21: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »L« steno – X
»+« smer

Table 21: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »L« wall – X »+« dir.

h [m]	γ_{el}	A [m ²]	N [kN]	v	A _s [cm ²]	ω	A _s ' [cm ²]	ω'	Lv [m]	H [m]	Lv/h	α	ρ_x	θ_{pl} [rad]	M [kNm]
0	1.5	2.54	3159	0.075	75.22	0.059	24.86	0.020	24	3.1	7.74	0.278	0.005	0.0311	1830
3	1.5	2.54	2784	0.066	75.22	0.059	24.86	0.020	21	3.1	6.77	0.278	0.005	0.0300	1764
6	1.5	2.54	2333	0.055	75.22	0.059	24.86	0.020	18	3.1	5.81	0.212	0.003	0.0275	1698
9	1.5	2.54	1916	0.045	75.22	0.059	24.86	0.020	15	3.1	4.84	0.212	0.003	0.0261	1632
12	1.5	2.54	1497	0.035	75.22	0.059	24.86	0.020	12	3.1	3.87	0.212	0.003	0.0245	1566
15	1.5	2.54	1076	0.025	75.22	0.059	24.86	0.020	9	3.1	2.90	0.212	0.003	0.0225	1500
18	1.5	2.54	654	0.015	75.22	0.059	24.86	0.020	6	3.1	1.94	0.212	0.003	0.0198	1433
21	1.5	2.54	231	0.005	75.22	0.059	24.86	0.020	3	3.1	0.97	0.212	0.003	0.0157	1367

Preglednica 22: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »L« steno – X
»-« smer

Table 22: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »L« wall – X »-« dir.

h [m]	γ_{el}	A [m ²]	N [kN]	v	A _s [cm ²]	ω	A _s ' [cm ²]	ω'	Lv [m]	H [m]	Lv/h	α	ρ_x	θ_{pl} [rad]	M [kNm]
0	1.5	2.54	3159	0.075	24.86	0.020	75.22	0.059	24	3.1	7.74	0.278	0.005	0.0167	11328
3	1.5	2.54	2784	0.066	24.86	0.020	75.22	0.059	21	3.1	6.77	0.278	0.005	0.0162	11127
6	1.5	2.54	2333	0.055	24.86	0.020	75.22	0.059	18	3.1	5.81	0.212	0.003	0.0143	10890
9	1.5	2.54	1916	0.045	24.86	0.020	75.22	0.059	15	3.1	4.84	0.212	0.003	0.0136	10102
12	1.5	2.54	1497	0.035	24.86	0.020	75.22	0.059	12	3.1	3.87	0.212	0.003	0.0128	9206
15	1.5	2.54	1076	0.025	24.86	0.020	75.22	0.059	9	3.1	2.90	0.212	0.003	0.0117	8457
18	1.5	2.54	654	0.015	24.86	0.020	75.22	0.059	6	3.1	1.94	0.212	0.003	0.0103	7859
21	1.5	2.54	231	0.005	24.86	0.020	75.22	0.059	3	3.1	0.97	0.212	0.003	0.0082	7400

Preglednica 23: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »L« steno – Y
»+« smer

Table 23: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »L« wall – Y »+« dir.

h [m]	γ_{el}	A [m ²]	N [kN]	v	A _s [cm ²]	ω	A _s ' [cm ²]	ω'	Lv [m]	H [m]	Lv/h	α	ρ_x	θ_{pl} [rad]	M [kNm]
0	1.5	2.54	3159	0.075	35.09	0.028	24.86	0.020	24	9.8	2.4	0.397	0.005	0.0172	20879
3	1.5	2.54	2784	0.066	35.09	0.028	24.86	0.020	21	9.8	2.1	0.397	0.005	0.0166	20023
6	1.5	2.54	2333	0.055	35.09	0.028	24.86	0.020	18	9.8	1.8	0.302	0.003	0.0149	19172
9	1.5	2.54	1916	0.045	35.09	0.028	24.86	0.020	15	9.8	1.5	0.302	0.003	0.0141	18322
12	1.5	2.54	1497	0.035	35.09	0.028	24.86	0.020	12	9.8	1.2	0.302	0.003	0.0133	17474
15	1.5	2.54	1076	0.025	35.09	0.028	24.86	0.020	9	9.8	0.9	0.302	0.003	0.0122	16629
18	1.5	2.54	654	0.015	35.09	0.028	24.86	0.020	6	9.8	0.6	0.302	0.003	0.0107	15783
21	1.5	2.54	231	0.005	35.09	0.028	24.86	0.020	3	9.8	0.3	0.302	0.003	0.0085	14940

Preglednica 24: Vhodni podatki za izraz (3.18), plastična rotacija in moment na meji tečenja za »L« steno – Y »-« smer

Table 24: Input data for eq. (3.18), plastic rotation and yield moments for »L« wall – Y »-« dir.

h [m]	γ_{el}	A [m ²]	N [kN]	v	A_s [cm ²]	ω	A_s' [cm ²]	ω'	L_v [m]	H [m]	L_v/h	α	ρ_x	θ_{pl} [rad]	M [kNm]
0	1.5	2.54	3159	0.075	24.86	0.020	35.09	0.028	24	9.8	2.4	0.397	0.005	0,0140	30363
3	1.5	2.54	2784	0.066	24.86	0.020	35.09	0.028	21	9.8	2.1	0.397	0.005	0,0135	29336
6	1.5	2.54	2333	0.055	24.86	0.020	35.09	0.028	18	9.8	1.8	0.302	0.003	0,0121	28526
9	1.5	2.54	1916	0.045	24.86	0.020	35.09	0.028	15	9.8	1.5	0.302	0.003	0,0115	27948
12	1.5	2.54	1497	0.035	24.86	0.020	35.09	0.028	12	9.8	1.2	0.302	0.003	0,0108	27236
15	1.5	2.54	1076	0.025	24.86	0.020	35.09	0.028	9	9.8	0.9	0.302	0.003	0,0099	25339
18	1.5	2.54	654	0.015	24.86	0.020	35.09	0.028	6	9.8	0.6	0.302	0.003	0,0087	23425
21	1.5	2.54	231	0.005	24.86	0.020	35.09	0.028	3	9.8	0.3	0.302	0.003	0,0069	21612

7 N2 METODA

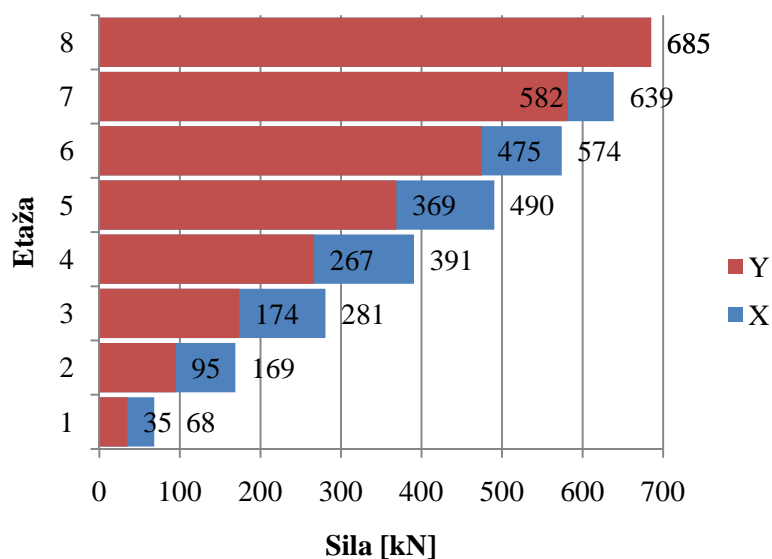
Osnovne ideje in principi N2 metode so zapisani v poglavju 2.3 skupaj z vsemi pomembnimi zvezami med količinami, ki jih potrebujemo za analizo. Obravnavano konstrukcijo smo analizirali v obeh pravokotnih smereh. Razporeditev horizontalne obtežbe po višini je določena v EC8, točka 4.3.3.4.2.2, ki zahteva najmanj dve razporeditvi po višini. Ena je »enakomerna« razporeditev, kjer so horizontalne sile v etaži sorazmerne masam, ne glede na višino, kar ustreza enakomerni porazdelitvi pospeškov. Druga razporeditev je t.i. »modalna« razporeditev, kjer so vodoravne sile sorazmerne produktu mase in normiranega prvega lastnega vektorja nihajne oblike v izbrani smeri. Horizontalne sile morajo delovati v masnih središčih ob upoštevanju 5% masne ekscentričnosti.

Preglednica 25: Vektor pomikov, normirani vektor pomikov (iz analize lastnega nihanja), produkt normiranih pomikov in mase za obe smeri

Table 25: Displacement shape vector, normalized displacement shape, product of mass and normalized displacements for both directions

h [m]	X-SMER				Y-SMER			
	Φ_{mod}	Φ_{norm}	$m \times \Phi$	$m \times \Phi^2$	Φ_{mod}	Φ_{norm}	$m \times \Phi$	$m \times \Phi^2$
3	0.00186	0.10	68.1	6.8	0.00094	0.05	34.8	1.8
6	0.00460	0.25	168.8	41.6	0.00255	0.14	94.5	13.0
9	0.00765	0.41	280.7	115.0	0.00469	0.25	173.5	44.0
12	0.01065	0.57	390.7	222.9	0.00720	0.39	266.7	103.9
15	0.01337	0.72	490.3	351.0	0.00996	0.54	368.8	198.6
18	0.01565	0.84	574.0	480.9	0.01283	0.69	475.1	329.5
21	0.01741	0.93	638.7	595.6	0.01571	0.85	581.5	493.7
24	0.01867	1.00	685.0	685.0	0.01850	1.00	685.0	685.0

S kurzivno pisavo so označene vrednosti, ki so uporabljene za »modalno« razporeditev sil pri nelinearni statični analizi.



Slika 64: Razporeditev sil za razporeditev po prvi nihajni obliki za X in Y smer

Figure 64: Loading pattern for X and Y direction

7.1 Analiza v X smeri

Efektivna masa m^* je, pri čemer upoštevamo maso 685t v vsaki etaži:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = 3296.3t$$

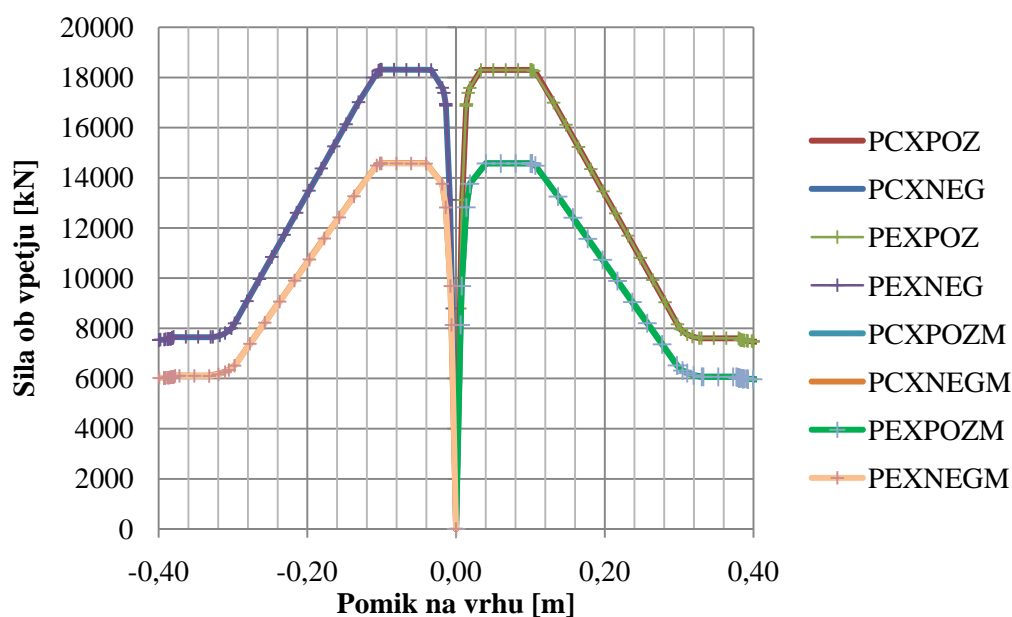
Faktor transformacije Γ (enačba (2.27)) znaša:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{3296.3}{2498.8} = 1.32$$

Nosilnost ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo je (F^*):

$$F^* = \frac{F}{\Gamma} = \frac{14566kN}{1.32} = 11043kN$$

F – nosilnost sistema z več prostostnimi stopnjami, ki jo odčitamo iz potisne krivulje (slika 65), kjer upoštevamo krivuljo z oznako PEXPOZM, ki izkazuje najnižjo nosilnost.



Slika 65: Potisne krivulje za X smer

Figure 65: Pushover curves in X dir.

Krivulje kapacitet, ki smo jih dobili pri nelinearni statični analizi, so označene po naslednjem ključu:

druga črka C/E označuje centrično/ekscentrično

tretja črka X/Y označuje smer

sklop POZ/NEG označuje pozitivno/negativno smer

dodatna črka M označuje, da gre za »modalno« razporeditev sil

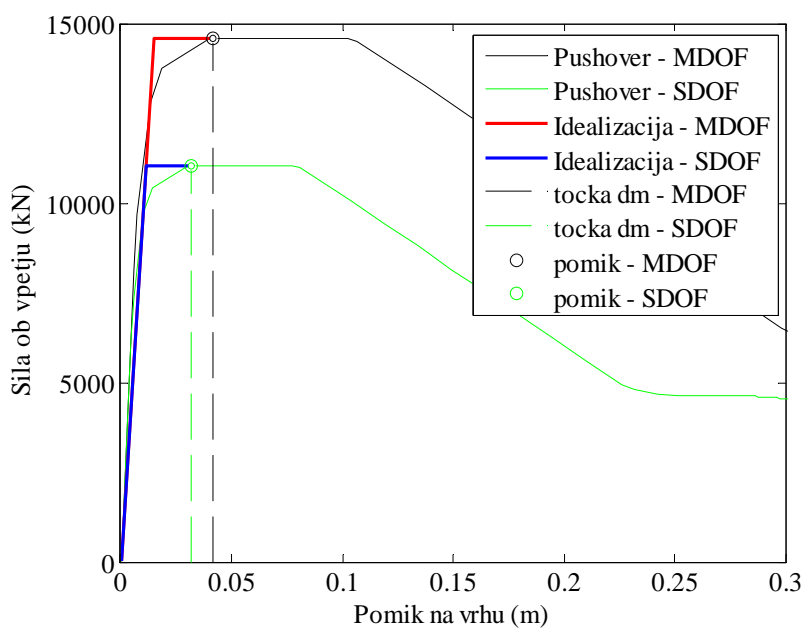
Razlika med pozitivno in negativno smerjo je tako majhna, da je na sliki 65 ni moč opaziti.

Pomik na meji tečenja za sistem z eno prostostno stopnjo (enačba SIST EN 1998-1, B.6):

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) = 2 \left(0,031 - \frac{287,88}{11034} \right) = 0,01 \text{ m}$$

E_m^* - površina pod diagramom pomik-sila

d_m^* - pomik definiran v sliki B1 v EC8-1 za SDOF sistem (upoštevamo pomik, ki sovпада z največjo nosilnostjo).



Slika 66: Idealizacija diagrama sila – pomik za X – smer

Figure 66: Pushover curves and bilinear idealizations for loading in X dir.

Nihajni čas SDOF konstrukcije:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{3290 \text{ kg} \cdot 0.011 \text{ m}}{11034 \text{ kgms}^{-2}}} = 0.36 \text{ s}$$

Kapaciteta konstrukcije $S_a = F/m$;

$$S_a = \frac{F_y^*}{m^*} = \frac{11034 \text{ kN}}{3290 \text{ t}} = 0.34 \text{ g}$$

Potresne obremenitve SDOF modela

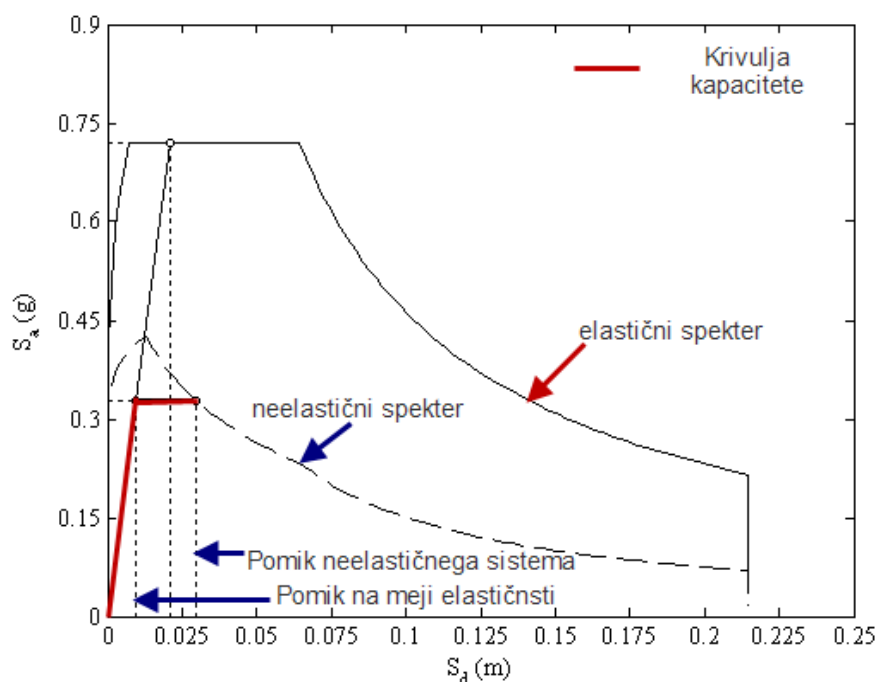
Redukcijski faktor R_μ znaša:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_a} = \frac{0.71}{0.34} = 2.1$$

Redukcijski faktor R_μ je enak razmerju med vrednostjo iz elastičnega spektra pospeškov, izračunanem pri nihajnem času T^* in vrednostjo neelastičnega pospeška.

Faktor duktilnosti (enačba (2.35))

$$\mu = \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) = \left(1 + (2.1 - 1) \frac{0.6}{0.36} \right) = 2.83$$



Slika 67: Primerjava zahtev potresa in kapacitete konstrukcije

Figure 67: Elastic and inelastic demand spectra and capacity curve

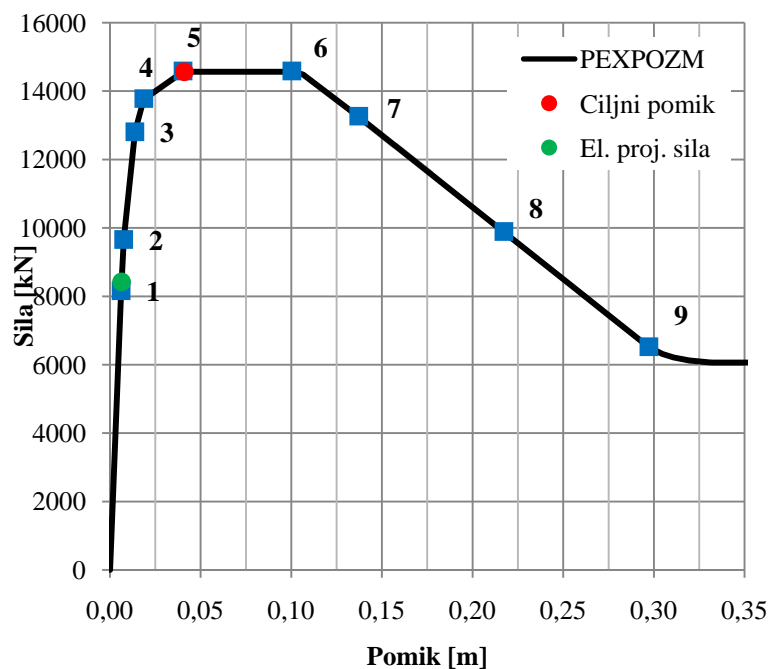
Elastični pomik SDOF konstrukcije:

$$S_{de} = \left(\frac{T^{*2}}{4\pi^2} \right) \cdot S_{ae} \cdot g = \left(\frac{0.36^2}{4\pi^2} \right) \cdot 0.72 \cdot g = 0.023m$$

Neelastični pomik SDOF konstrukcije tako znaša (upoštevamo, da je nihajni čas SDOF konstrukcije manjši od T_C) po enačbi (2.36):

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} \mu = \frac{0.023}{2.10} 2.83 = 0.031m$$

Če želimo dobiti pomik na MDOF sistemu moramo pomik pretvoriti s faktorjem transformacije Γ . Pomik MDOF sistema tako znaša $0.031m \times 1.32 = 0.041m$. Lokalne obremenitve konstrukcijskih elementov pri prej izračunanem pomiku so približno enake tistim, ki bi nastale, če bi na konstrukcijo deloval potres (takšen, ki ustreza spektru iz EC8).



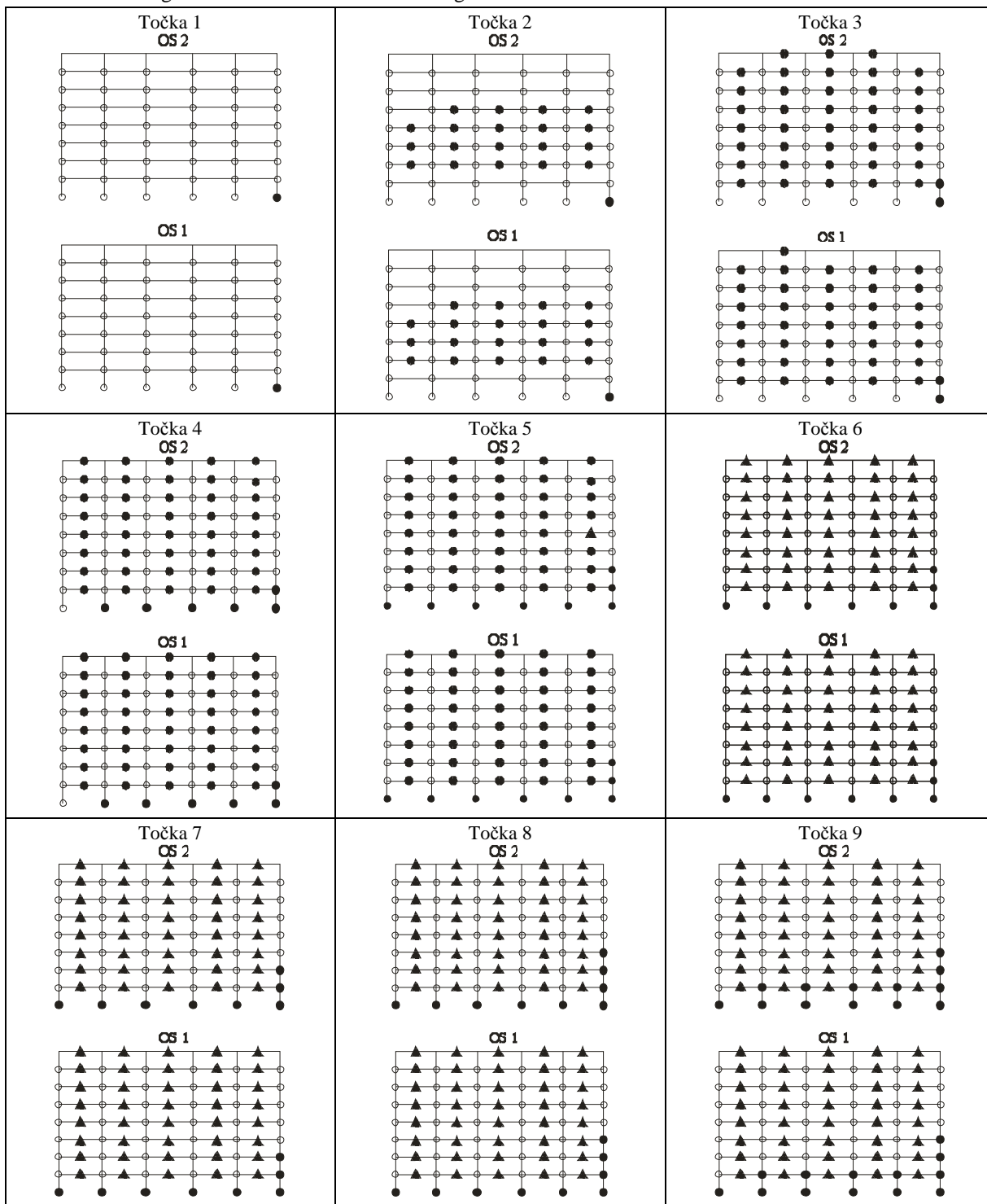
Slika 68: Diagram sila – pomik z vrisanimi stanji konstrukcije

Figure 68: Pushover curve with indicated structure's states

Na sliki 68 je prikazan diagram sila-pomik (potisna krivulja), na katerem so vrisane pomembnejše točke, ki prikazujejo spremembe stanja plastičnih členkov. Stanja plastičnih členkov v nosilnih elementih so prikazana v preglednici 26 (črni krogi pomenijo plastifikacijo členka, trikotniki pa odpoved členka - porušitev). Številke točk sprememb stanja plastičnih členkov v sliki 68 se nanašajo na posamezne slike v preglednici 26. Stanje plastičnih členkov pri ciljnem pomiku je prikazano v preglednici 26, slika točke - 5. Plastificirane so vse stene ob vpetju, prišlo pa je tudi do upogibne odpovedi nekaterih gred. Zaradi dimenzioniranja gred na strižne sile pri mejnem momentu ne more priti do strižne odpovedi gred. Tudi sicer sama odpoved gred za konstrukcijo ni kritična, saj gre le za lokalno odpoved in ne za odpoved celotne konstrukcije.

Preglednica 26: Plastifikacije elementov, pri čemer se točke sklicujejo na sliko 68

Table 26: Yielding of elements with reference to Figure 68



Pomen oznak: ● – plastifikacija členka; ▲ – presežena mejna rotacija členka

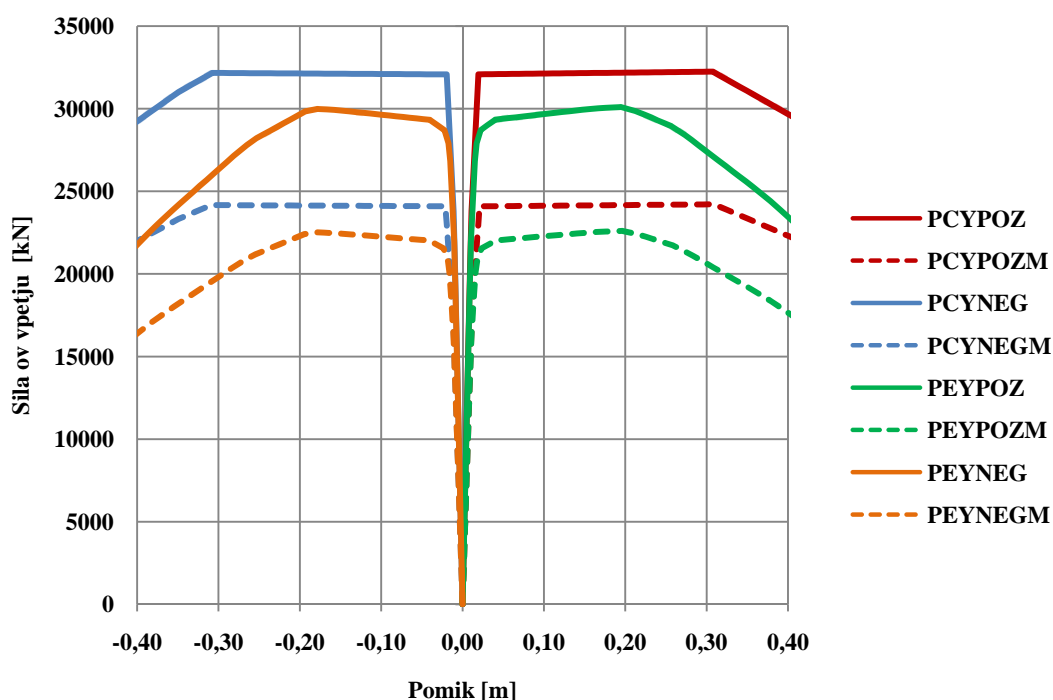
7.2 Analiza v Y smeri

Postopek je analogen tistemu iz točke 6.1. Efektivna masa m^* , pri čemer upoštevamo maso 685t v vsaki etaži, je:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = 2680t$$

Faktor transformacije Γ (enačba (2.27)) znaša:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{2680}{1869} = 1.43$$



Slika 69: Potisne krivulje za Y smer

Figure 69: Pushover curves in Y dir.

Izmed potisnih krivulj smo izbrali tisto z najmanjšo nosilnostjo (PEYNEGM). Nosilnost sistema z več prostostnimi stopnjami smo določili iterativno z idealizacijo potisne krivulje. Nosilnost ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo je (F^*):

$$F^* = \frac{F}{\Gamma} = \frac{21525kN}{1.43} = 15053kN$$

F – nosilnost sistema z več prostostnimi stopnjami.

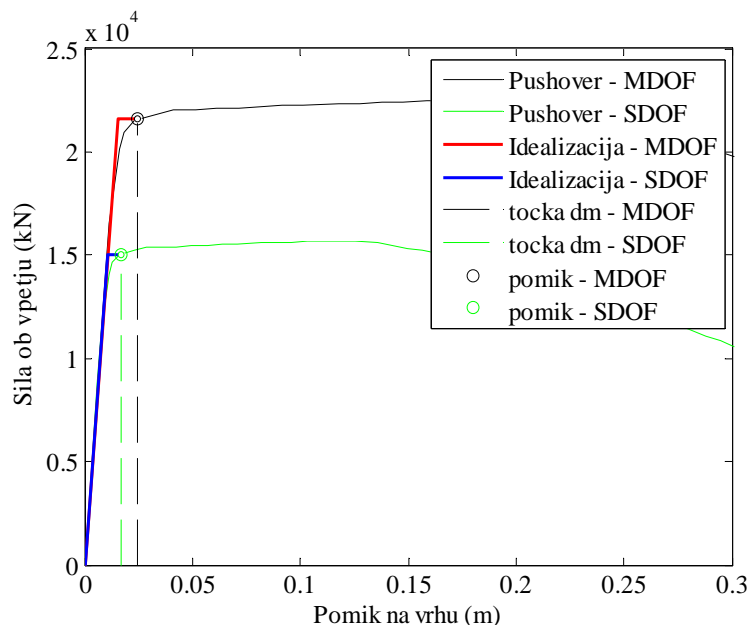
Pomik na meji tečenja za sistem z eno prostostno stopnjo (enačba SIST EN 1998-1, B.6), znaša:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) = 2 \left(0.0170 - \frac{173.22}{15053} \right) = 0.011m$$

E_m^* - površina pod diagramom pomik-sila

d_m^* - pomik na meji tečenja za SDOF sistem;

Na sliki 70 je prikazana idealizacija diagrama sila – pomik (Y – smer)



Slika 70: Idealizacija diagrama sila – pomik (Y – smer)

Figure 70: Pushover curves and bilinear idealizations for loading in Y dir.

Nihajni čas SDOF konstrukcije v Y smeri znaša:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{2680 \text{ kg} \cdot 0.011 \text{ m}}{15053 \text{ kgms}^{-2}}} = 0.278 \text{ s}$$

Kapaciteta konstrukcije $S_a = F/m$;

$$S_a = \frac{F_y^*}{m^*} = \frac{15053 \text{ kN}}{2680 \text{ t}} = 0.57 \text{ g}$$

Potresne obremenitve SDOF modela

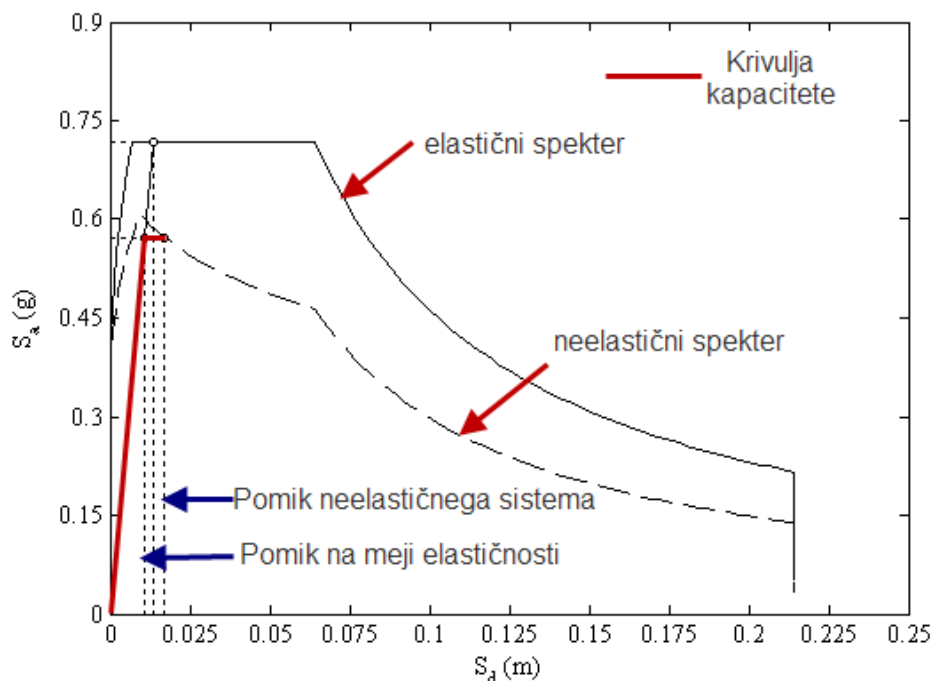
Redukcijski faktor R_μ znaša:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_a} = \frac{0.718}{0.57} = 1.26$$

Redukcijski faktor R_μ je enak razmerju med vrednostjo iz elastičnega spektra pospeškov, izračunanem pri nihajnem času T^* in vrednostjo neelastičnega pospeška.

Faktor duktilnosti (enačba (2.35)):

$$\mu = \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) = \left(1 + (1.26 - 1) \frac{0.6}{0.278} \right) = 1.56$$



Slika 71: Diagram kapacitete konstrukcije

Figure 71: Elastic and inelastic demand spectra and capacity curve

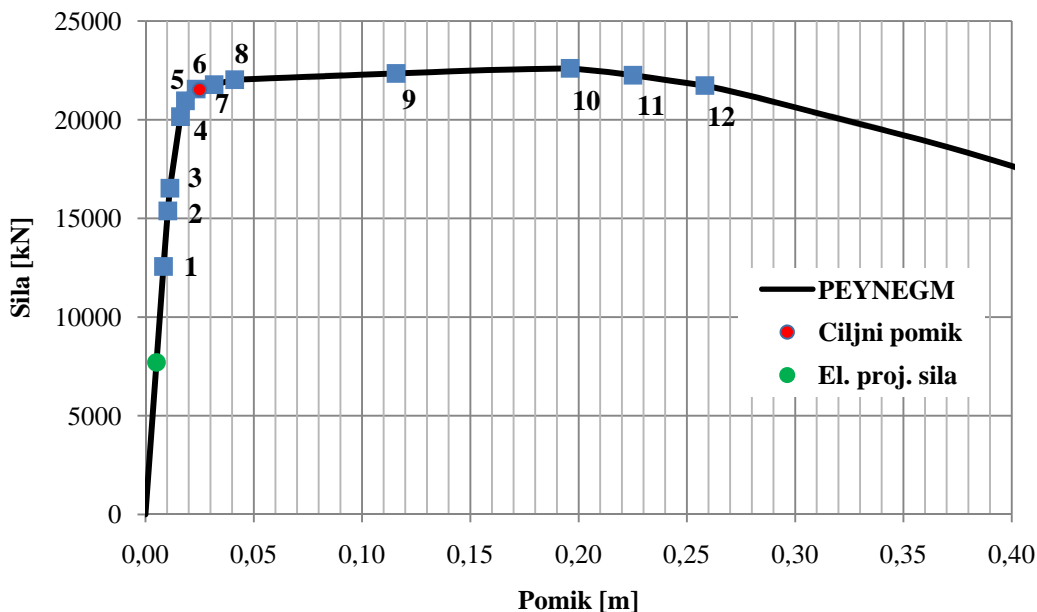
Elastični pomik SDOF konstrukcije:

$$S_{de} = \left(\frac{T^{*2}}{4\pi^2} \right) \cdot S_{ae} \cdot g = \left(\frac{0.278^2}{4\pi^2} \right) \cdot 0.718 \cdot g = 0.014m$$

Neelastični pomik SDOF konstrukcije tako znaša (upoštevamo enačbo (2.36)):

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} \mu = \frac{0.014}{1.26} 1.56 = 0.017m$$

Če želimo dobiti pomik na MDOF sistemu, moramo pomik pretvoriti s faktorjem transformacije Γ . Pomik MDOF sistema tako znaša $0.017m \times 1.43 = 0.025m$. Lokalne obremenitve konstrukcijskih elementov pri prej izračunanem pomiku so približno enake tistim, ki bi nastale, če bi na konstrukcijo deloval potres (takšen, ki ustreza spektru iz EC8).



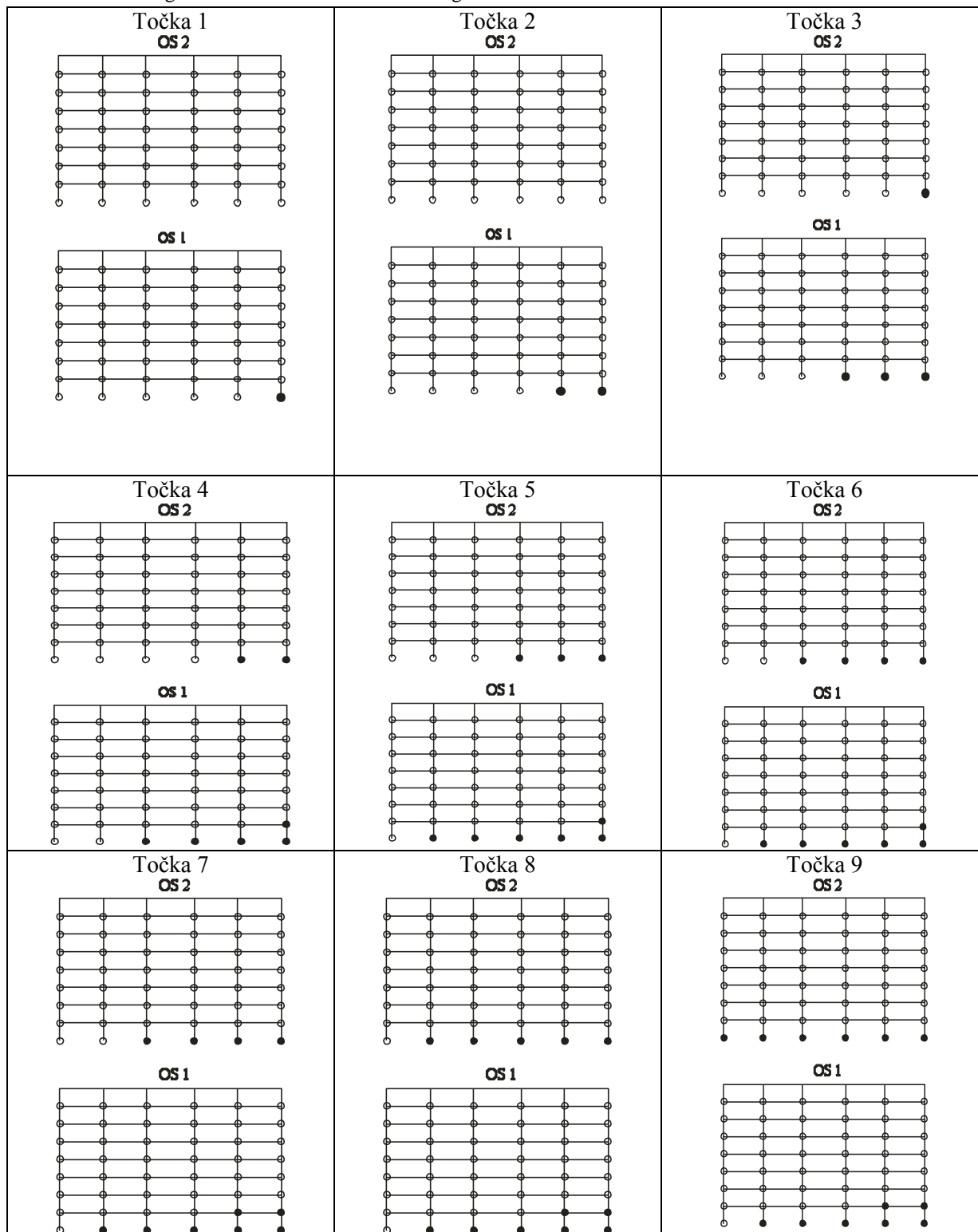
Slika 72: Diagram sila – pomik z vrisanimi stanji konstrukcije

Figure 72: Pushover curve with indicated structure's states

Na sliki 72 je prikazan diagram sila-pomik (potisna krivulja), na katerem so vrisane pomembnejše točke, ki prikazujejo spremembe stanja plastičnih členkov. Stanja plastičnih členkov v nosilnih elementih so prikazana v preglednici 27 (črni krogi pomenijo plastifikacijo členka, trikotniki pa odpoved členka - porušitev). Številke točk sprememb stanja plastičnih členkov v sliki 72 se nanašajo na posamezne slike v preglednicah 27. Stanje plastičnih členkov pri ciljnem pomiku je prikazano v preglednici 27 na sliki, ki ustreza točki 6. Plastifikacija se pojavi ob vpetju sten na podajnem robu in še širi proti togemu robu. V preglednici 27 je pogled na stene v Y smeri (pravokotno na os 1 in 2), s prikazanimi stanji plastičnih členkov.

Preglednica 27: Plastifikacije elementov, pri čemer se točke nanašajo na sliko 72

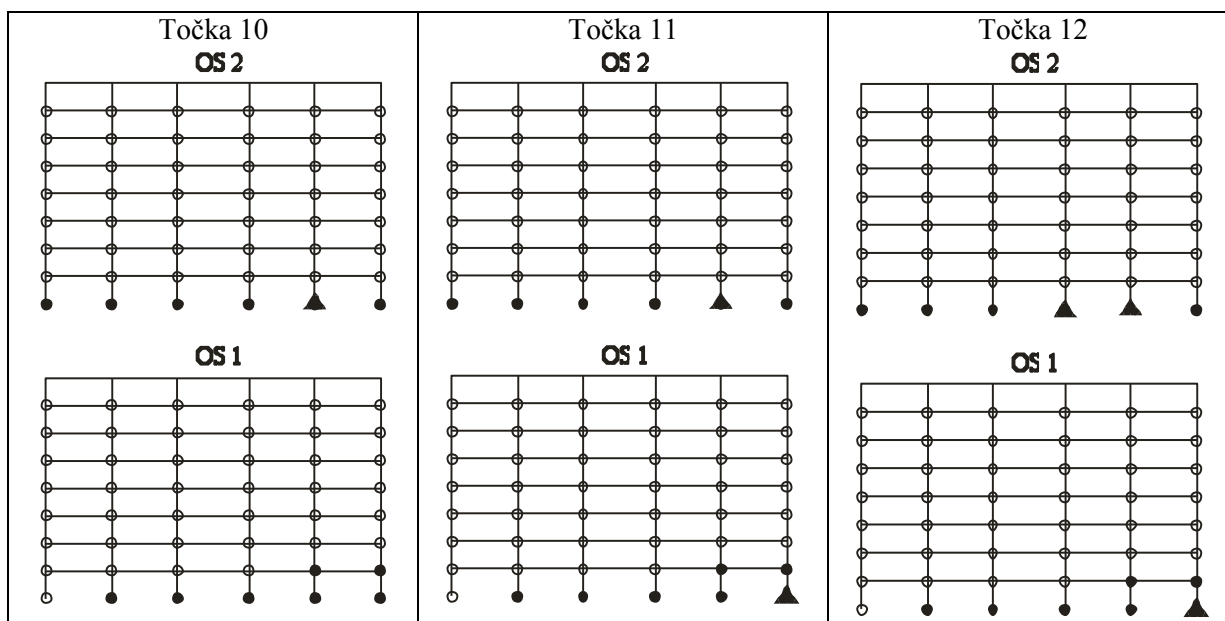
Table 27: Yielding of elements with reference to Figure 72



Pomen oznak: ● – plastifikacija členka; ▲ – presežena mejna rotacija v členku

... se nadaljuje

... nadaljevanje Preglednice 27



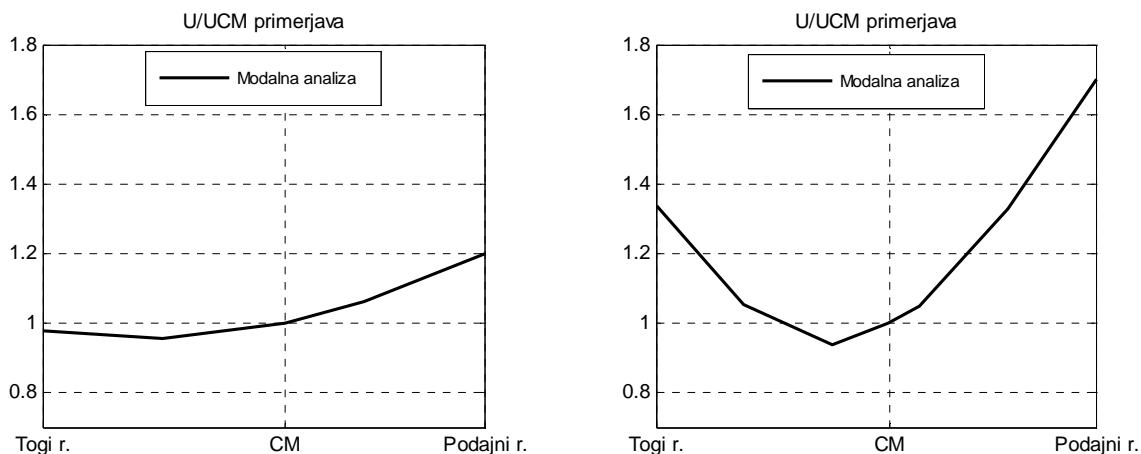
Pomen oznak: ● – plastifikacija členka; ▲ – presežena mejna rotacija v členku

7.3 Korekcijski faktorji za razširjeno N2 metodo

Korekcijski faktorji za vpliv torzije so dobljeni iz elastične analize s spektri odziva in potisne analize (Fajfar in sod., 2005a). Krajši opis metodologije je opisan v podpoglavju 2.3. Na tem mestu so rezultati za študirano konstrukcijo prikazani grafično.

7.3.1 Normirani pomiki iz elastične modalne analize

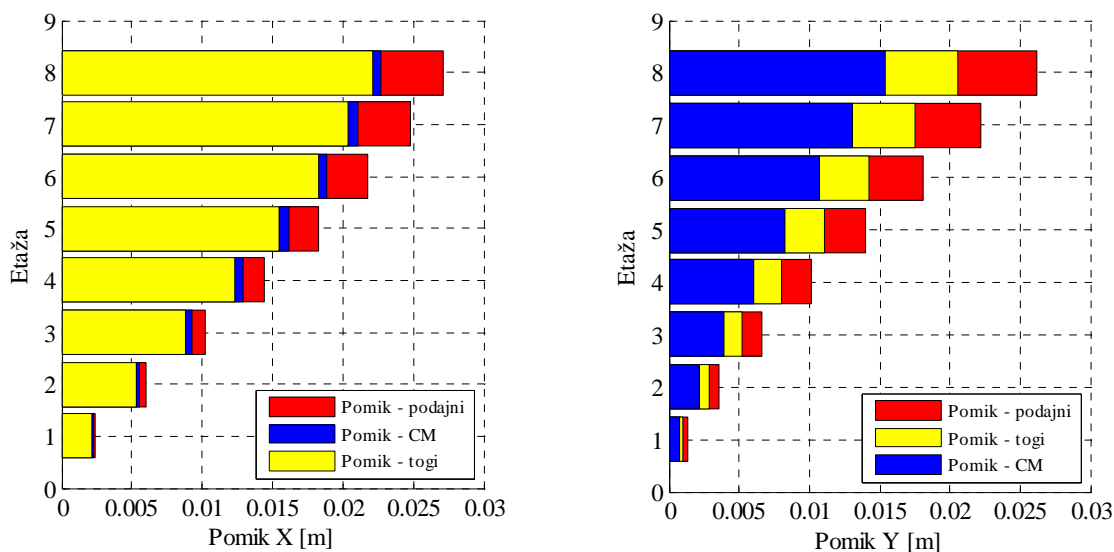
Normirane pomike iz elastične modalne analize po vseh etažah smo že prikazali na sliki 35. Na sliki 73 so prikazani samo normirani pomiki v zgornji etaži v obeh obravnavanih smereh. Normirani pomiki na podajnem robu v X smeri znašajo približno 1.2, na podajnem robu v Y smeri pa približno 1.7. Na togem robu v X smeri so normirani pomiki blizu 1, v Y smeri pa okoli 1.3. Normirani pomiki kažejo, da je konstrukcija v X smeri torzijsko toga, v Y smeri pa torzijsko podajna. Presenetljivo velika je amplifikacija na podajnem robu (1.7) v Y-smeri (pri 5% ekscentričnosti).



Slika 73: Normirani pomiki konstrukcije na vrhu za obe obravnavani smeri – X (levo) in Y (desno)

Figure 73: Torsional effects in terms of normalized top displacements obtained by modal analysis for both investigated directions – X (left) and Y (right)

Prikažemo še pomike konstrukcije v masnem središču (CM) in na obeh robovih za vsako smer. Iz pomikov konstrukcije oziroma njenih robov (slika 74), dobimo tudi potrditev slike 73 tudi za ostale etaže. V X smeri so pomiki masnega središča med pomiki podajnega in togega robu, v Y smeri pa so pomiki obeh robov večji od pomikov masnega središča.

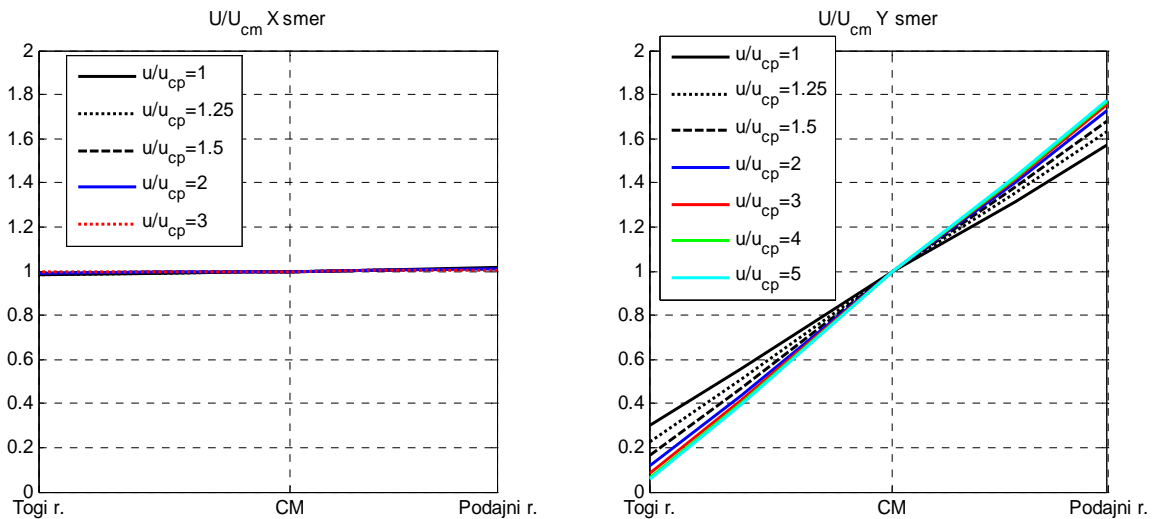


Slika 74: Pomiki konstrukcije za obe obravnavani smeri – X (levo) in Y (desno)

Figure 74: Displacements of structure for both investigated directions – X (left), Y (right)

7.3.2 Normirani pomiki iz nelinearne statične (potisne) analize

Tudi pri nelinearni statični (potisni) analizi smo izračunali normirane pomike na vrhu stavbe za obe pravokotni smeri. Pri tem smo »potiskali« konstrukcijo do ciljnega pomika u_{cp} in za primerjavo še do večkratnikov ciljnega pomika.



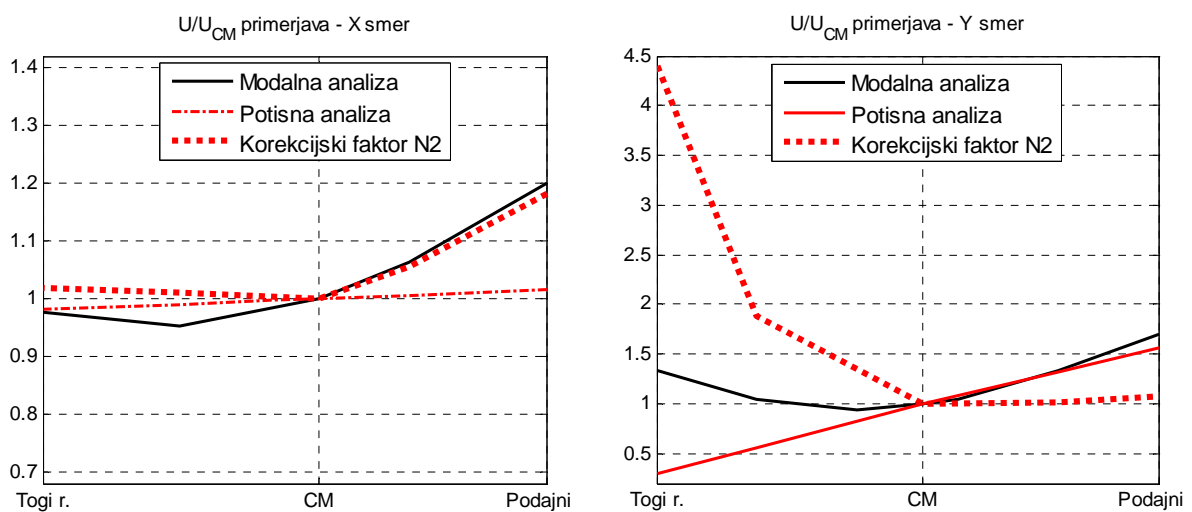
Slika 75: Normirani pomiki iz nelinearne statične (potisne) analize

Figure 75: Torsional effects in terms of normalized top displacements obtained by pushover analysis

Razmerje normiranih pomikov v X smeri je praktično konstantno za oba robova. V Y smeri se normirane vrednosti na podajnem robu pričnejo pri 1.55 in nato limitirajo k vrednosti 1.75.

7.3.3 Korekcijski faktor

Korekcijski faktor predstavlja razmerje med normirani pomiki iz modalne analize in normiranimi pomiki iz nelinearne statične (potisne) analize. Pri tem je potrebno upoštevati dejstvo, da je najmanjša upoštevana vrednost normiranih pomikov iz modalne analize enaka 1.0 (ugodno delovanje torzije se zanemari). Upoštevali smo pomike iz potisne analize, kjer smo potiskali masno središče do ciljnega pomika, dobljenega iz N2 analize.



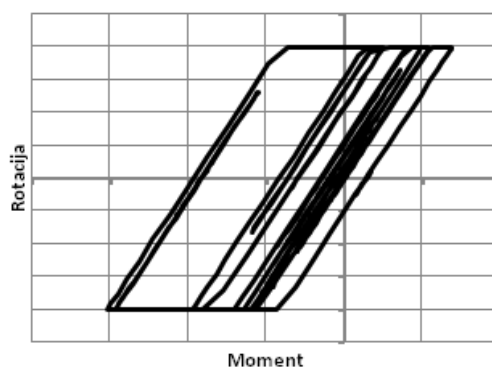
Slika 76: Normirani pomiki iz elastične modalne analize, nelinearne statične (potisne) analize in korekcijski faktor za razširjeno N2 metodo za X- (levo) in Y- smer (desno)

Figure 76: Torsional effects in terms of normalized top displacements obtained by modal analysis, by pushover analysis and correction factors for N2 method – X (left) and Y (right)

8 NELINEARNA DINAMIČNA ANALIZA

Nelinearna dinamična analiza spada med najzahtevnejša, hkrati pa tudi med najboljša orodja, ki so na voljo inženirjem za analizo konstrukcij. Najzahtevnejša so zato, ker je za dobre rezultate potreben dober računski model, pri čemer se neizkušenost uporabnikov in nepoznavanje modelov hitro kaznuje z nepregledno množico popolnoma neuporabnih in celo napačnih rezultatov ter zapravljenega računskega časa.

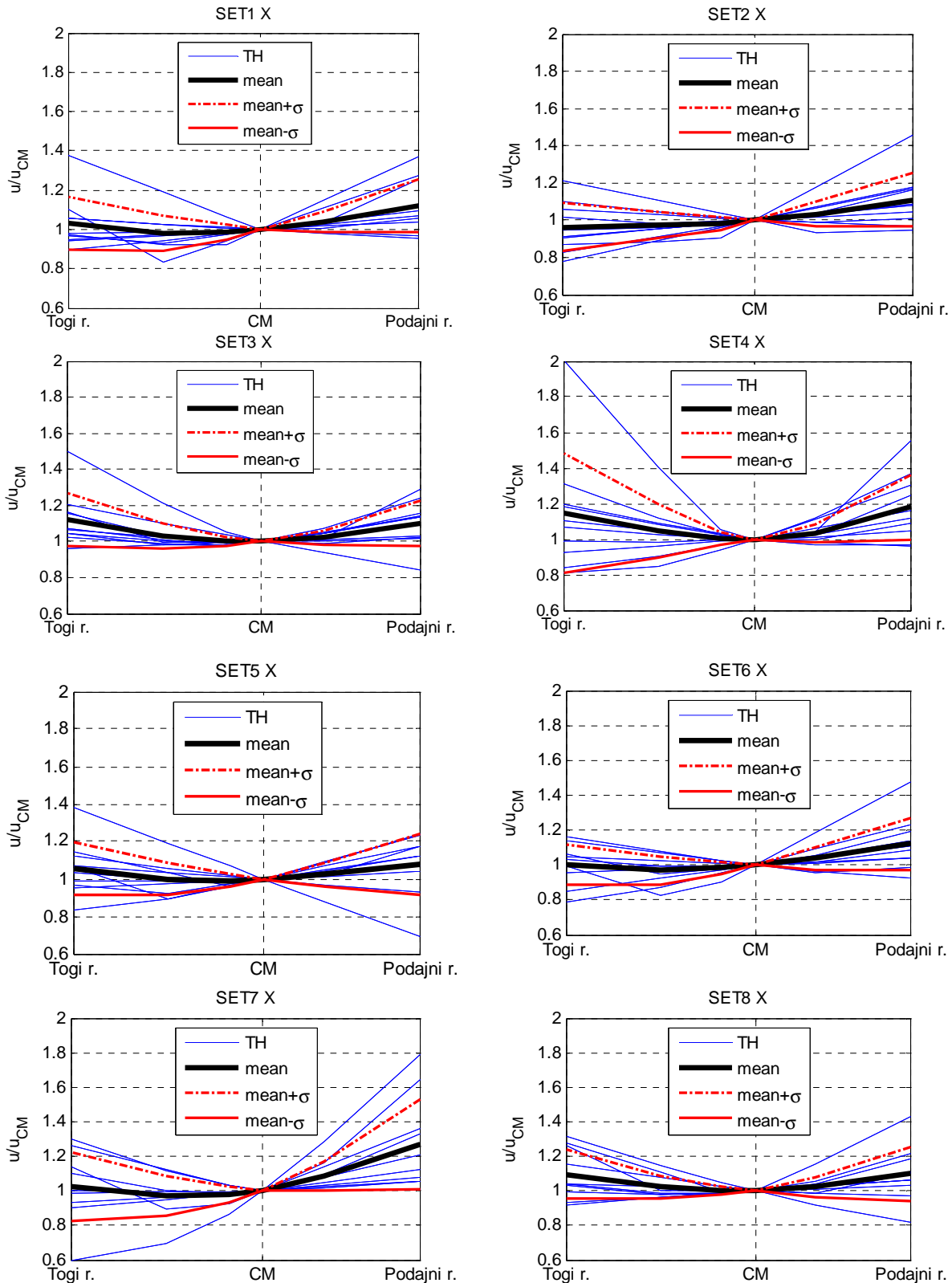
V našem primeru smo za nelinearno dinamično analizo uporabili enak model konstrukcije, kot smo ga uporabili za nelinearno statično analizo. Vpliv dušenja pri integraciji enačb gibanja smo upoštevali po enačbi (2.11). Predpostavili smo 5% dušenje na prvi translatorsni nihajni obliki v X in Y smeri. Upoštevali smo idealno elasto-plastično histerezno obnašanje plastičnega členka, ki sicer ni najbolj primerno za betonske konstrukcije, je pa edino možno v uporabljeni verziji programa SAP2000. Histerezno obnašanje uporabljenega plastičnega členka je prikazano na sliki 77.



Slika 77: Histereza uporabljenega plastičnega členka

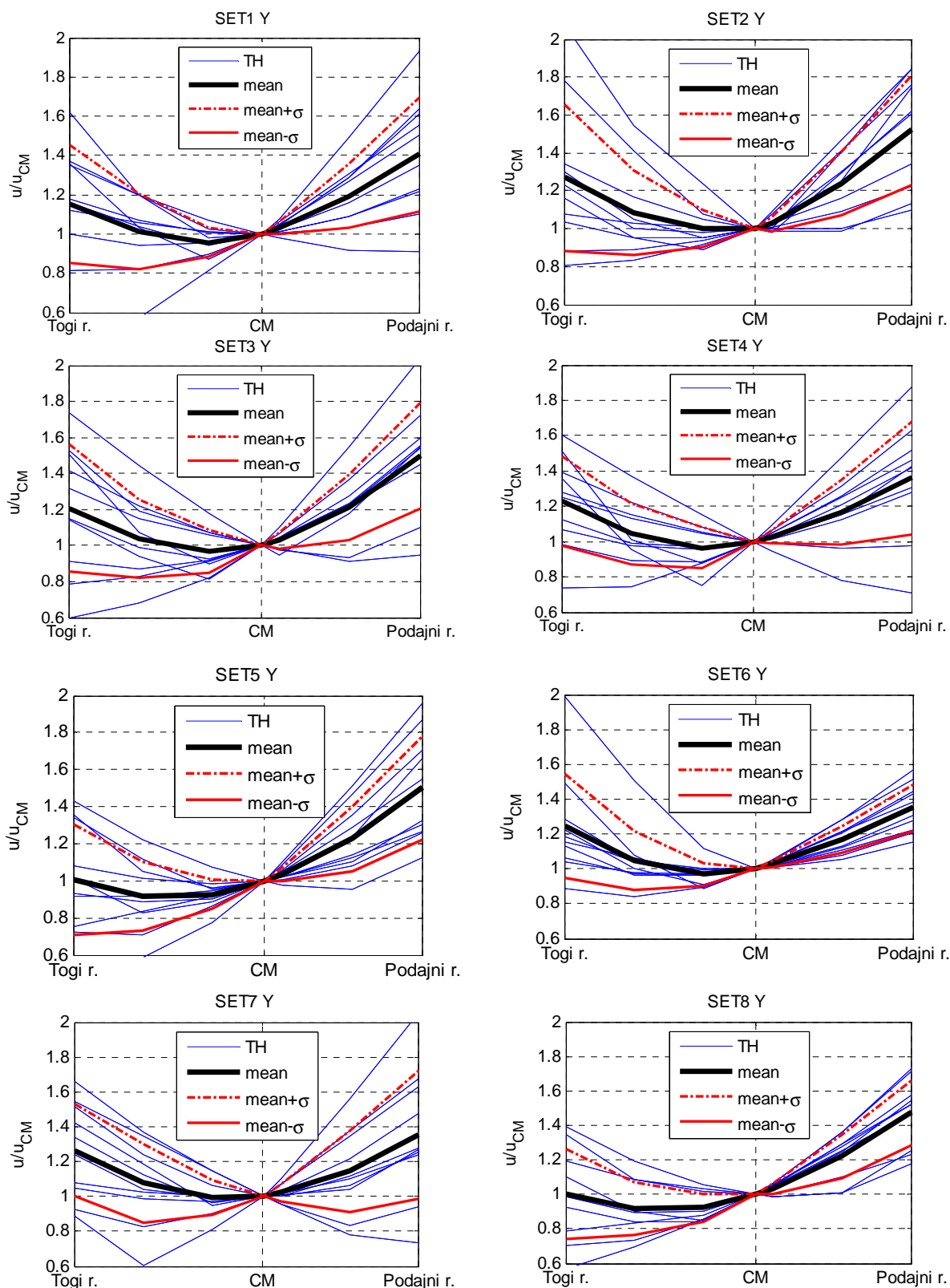
Figure 77: Plastic hinge hysteresis

Konstrukcijo smo obremenili z akceleroگرامi (poglavje 3.6), pri čemer smo upoštevali 8 možnih kombinacij (*setov*) dveh medsebojno pravokotnih komponent vsakega akcelerograma (slika 18). V nadaljevanju so najprej prikazani normirani pomiki na vrhu konstrukcije (slike 78-81), nato pa srednje vrednosti pomikov konstrukcije (slika 82) in etažnih pomikov (slika 83) v masnem središču po posameznih etažah z odstopanjem od srednje vrednosti za X in Y smer. V sliki 84 so prikazani še povprečni normirani pomiki na vrhu konstrukcije, ki predstavljajo povprečje rezultatov s slik 78 oz. 80 za X smer in s slik 79 oz. 81 za Y smer.



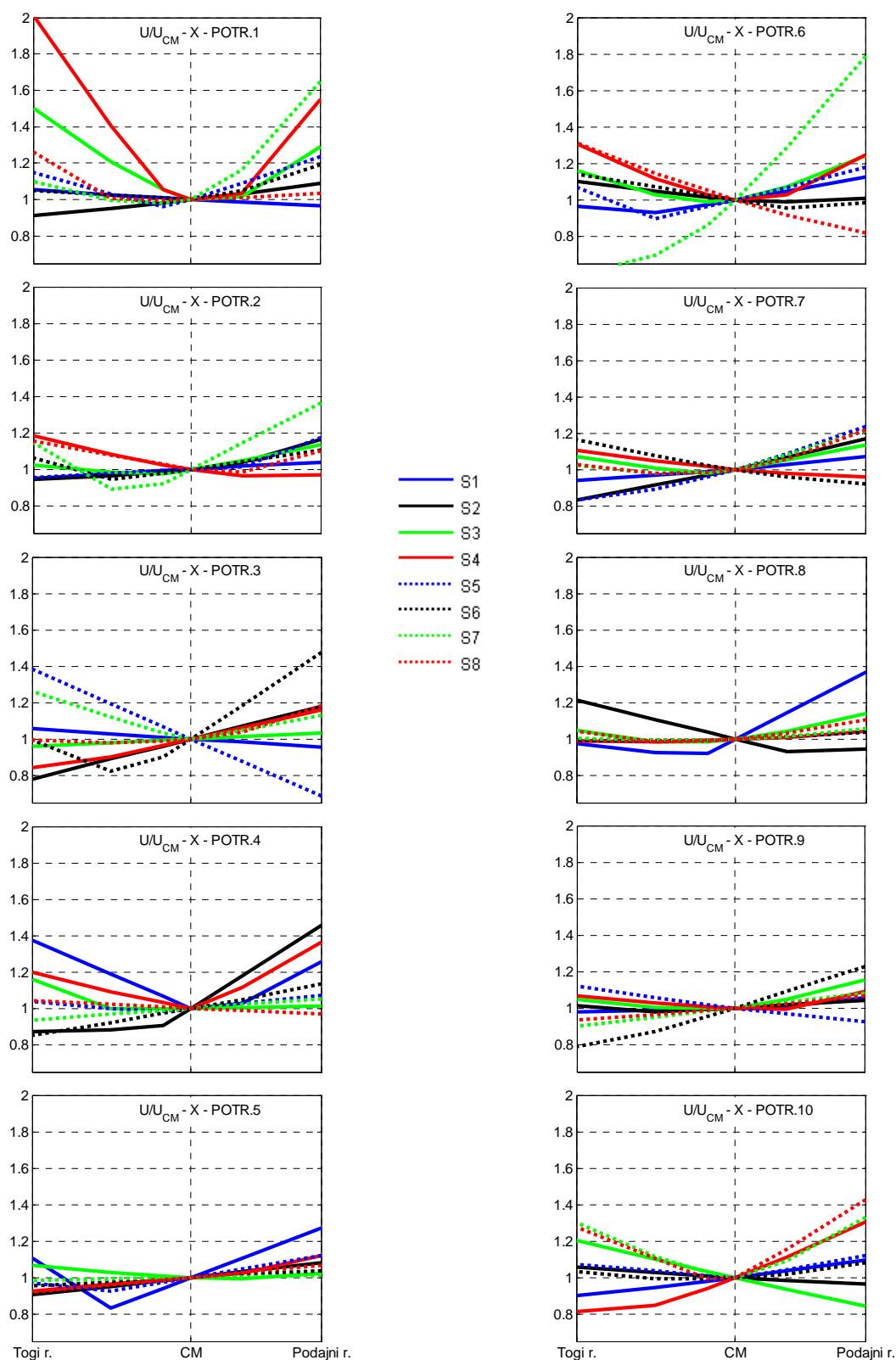
Slika 78: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v X-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne kombinacije potresov

Figure 78: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by nonlinear time history analysis for different sets of accelerograms



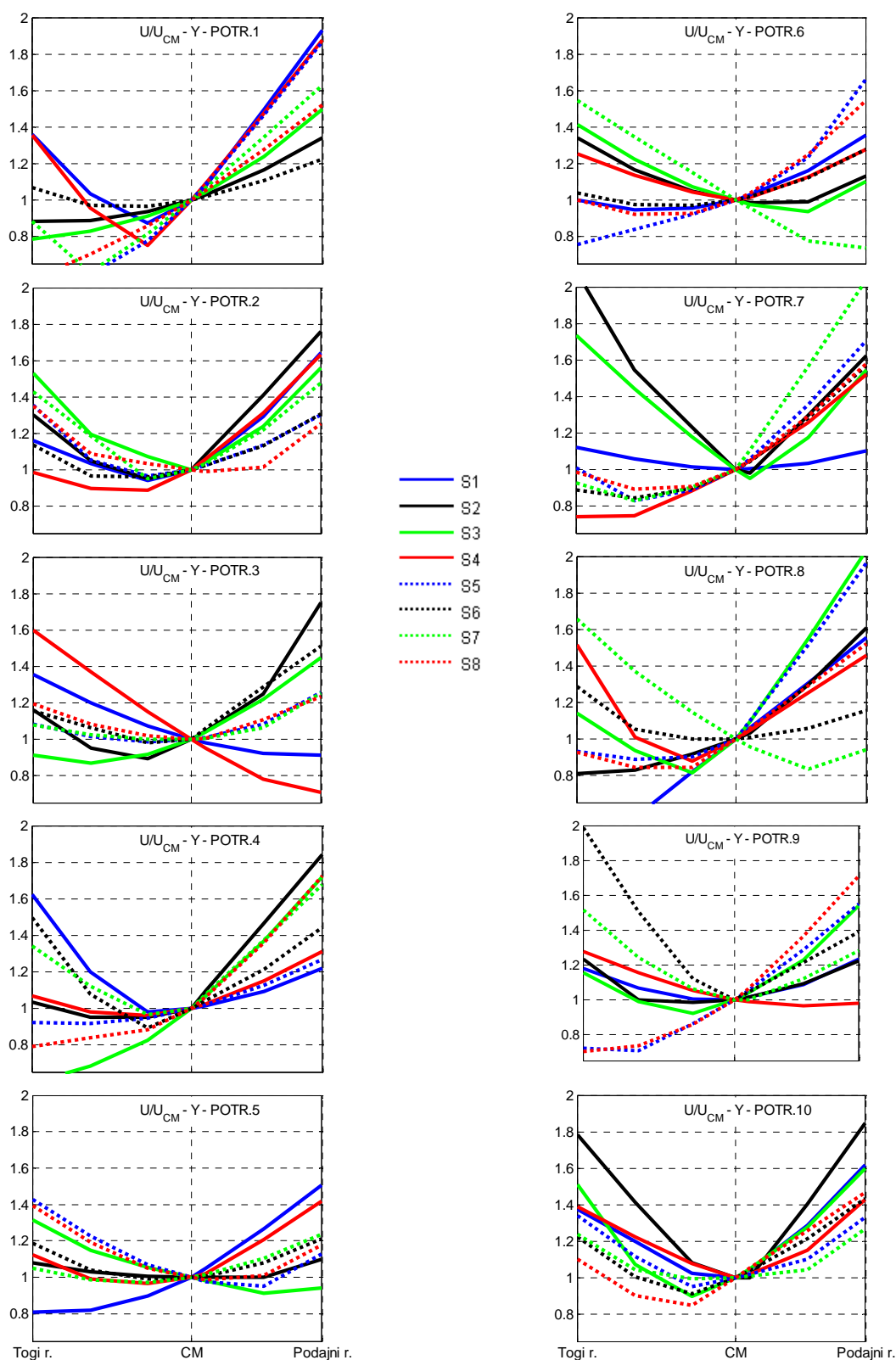
Slika 79: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v Y-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne kombinacije potresov

Figure 79: Torsional effects in terms of normalized top displacements in Y dir. obtained by nonlinear time history analysis for different sets of accelerograms



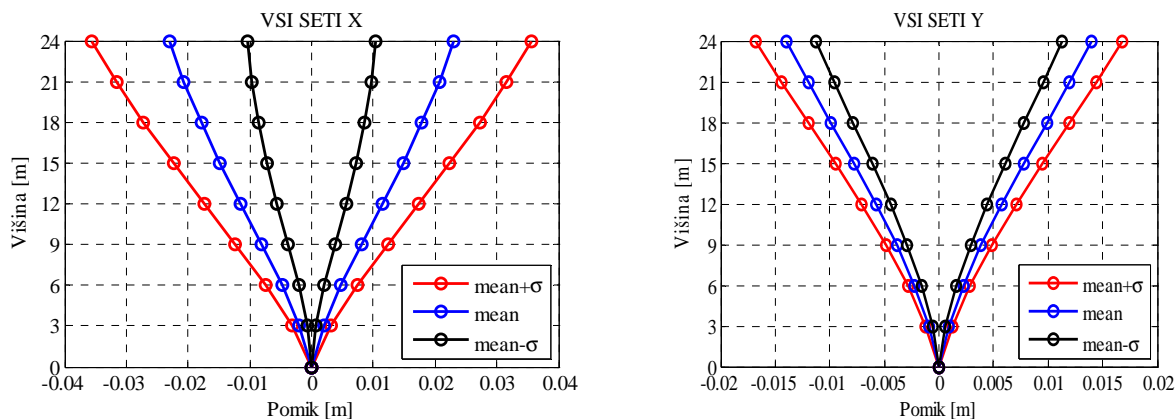
Slika 80: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v X-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne potrese

Figure 80: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by nonlinear time history analysis for individual accelerograms



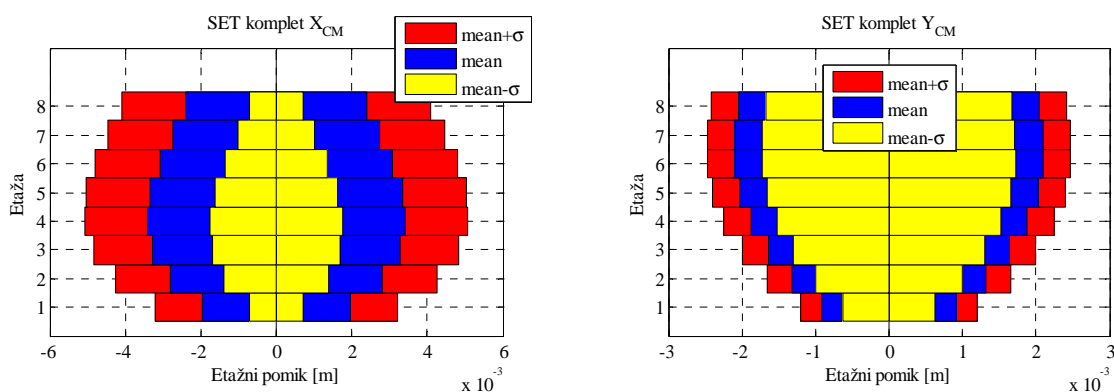
Slika 81: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v Y-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne potrese

Figure 81: Torsional effects in terms of normalized top displacements in Y dir. obtained by nonlinear time history analysis for individual accelerograms



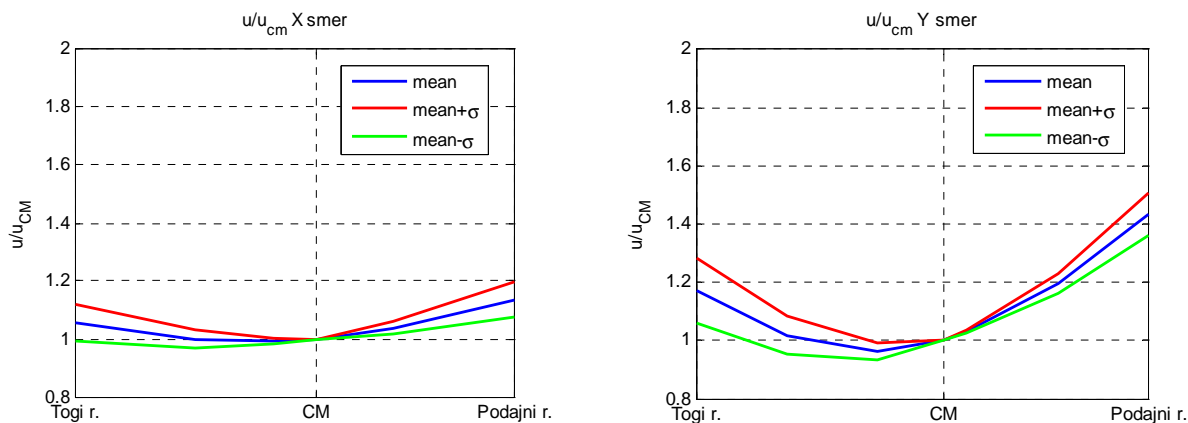
Slika 82: Pomiki masnega središča konstrukcije za X- (levo) in Y- smer (desno)

Figure 82: Displacements of mass centre in X dir. (left) and Y dir. (right)



Slika 83: Etažni pomiki v masnem središču za X- (levo) in Y- smer (desno)

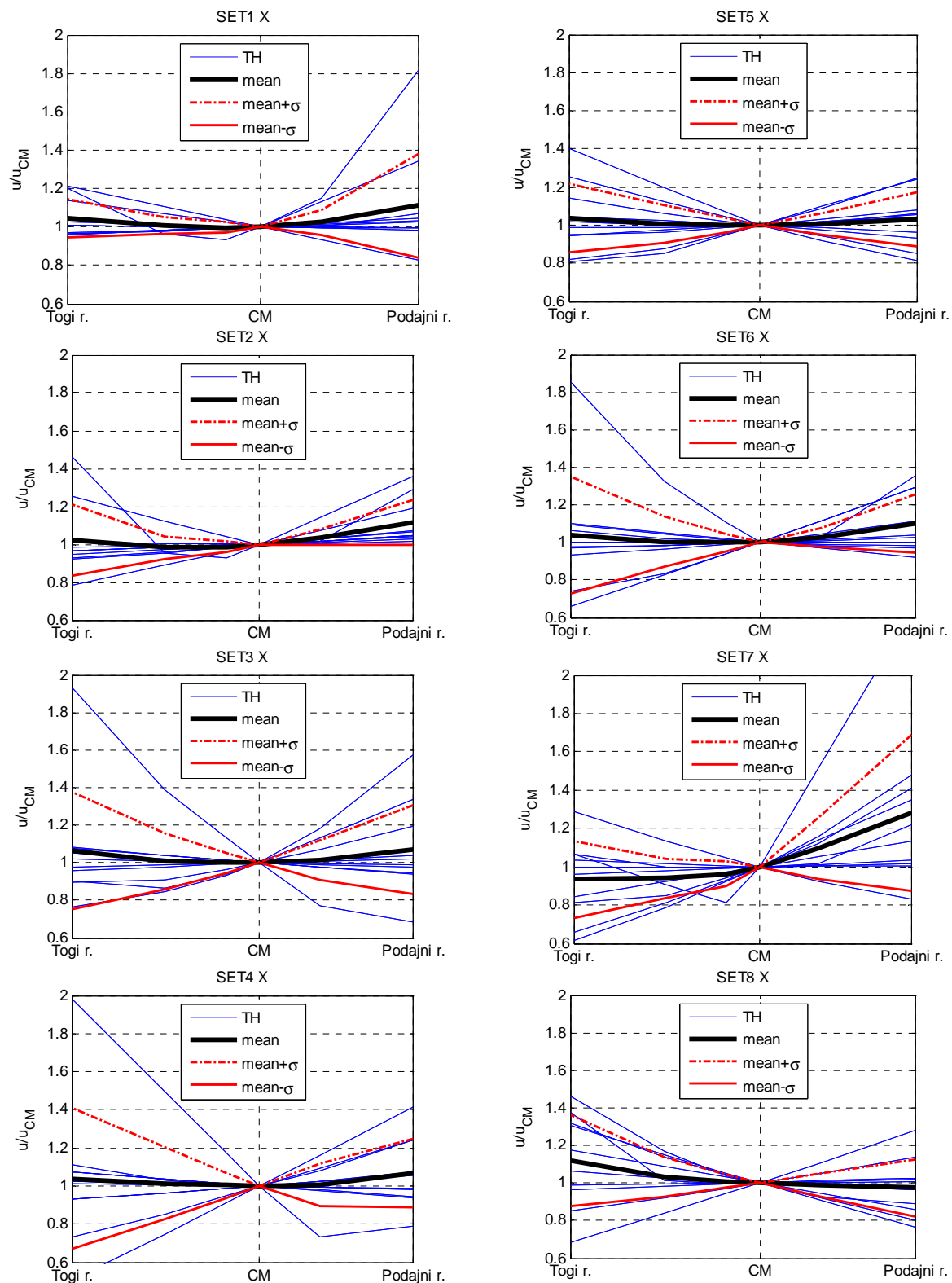
Figure 83: Story displacements – X dir. (left) and Y dir. (right)



Slika 84: Povprečni normirani pomiki na vrhu za X- (levo) in Y- smer (desno)

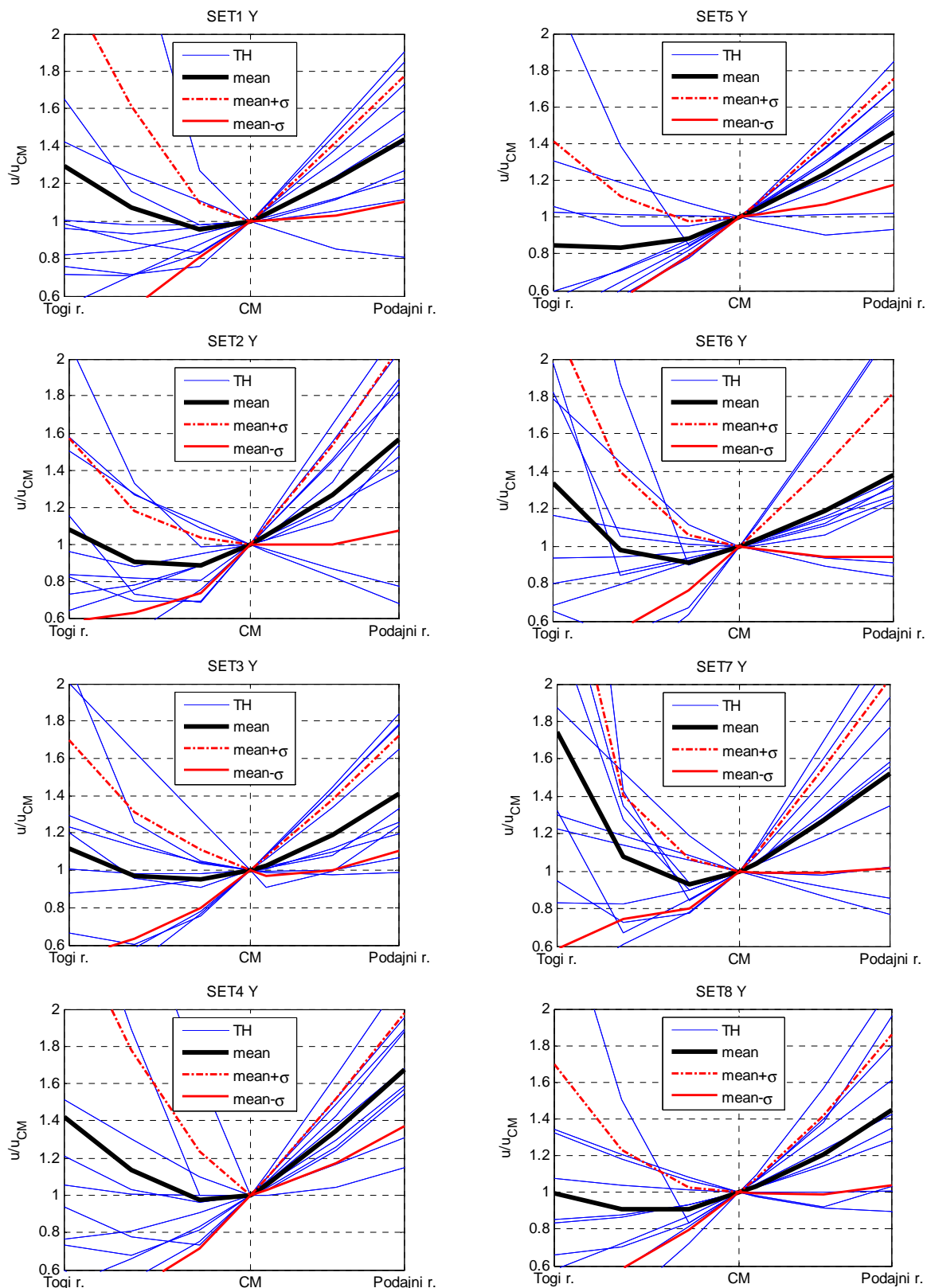
Figure 84: Average torsional effects in terms of normalized top displacements – X dir. (left) and Y dir. (right)

Konstrukcija se je pri ciljnem pomiku, določenem po predpisih, le minimalno plastificirala. Zato smo za primerjavo konstrukcijo analizirali pri večji intenziteti potresa. Akceleroگرامe smo povečali (pomnožili) s faktorjem 2. Kot v prejšnjem primeru smo narisali slike, kjer so prikazani normirani pomiki na vrhu konstrukcije za posamezne sete akceleroگرامov in za kombinacije posameznih potresov.



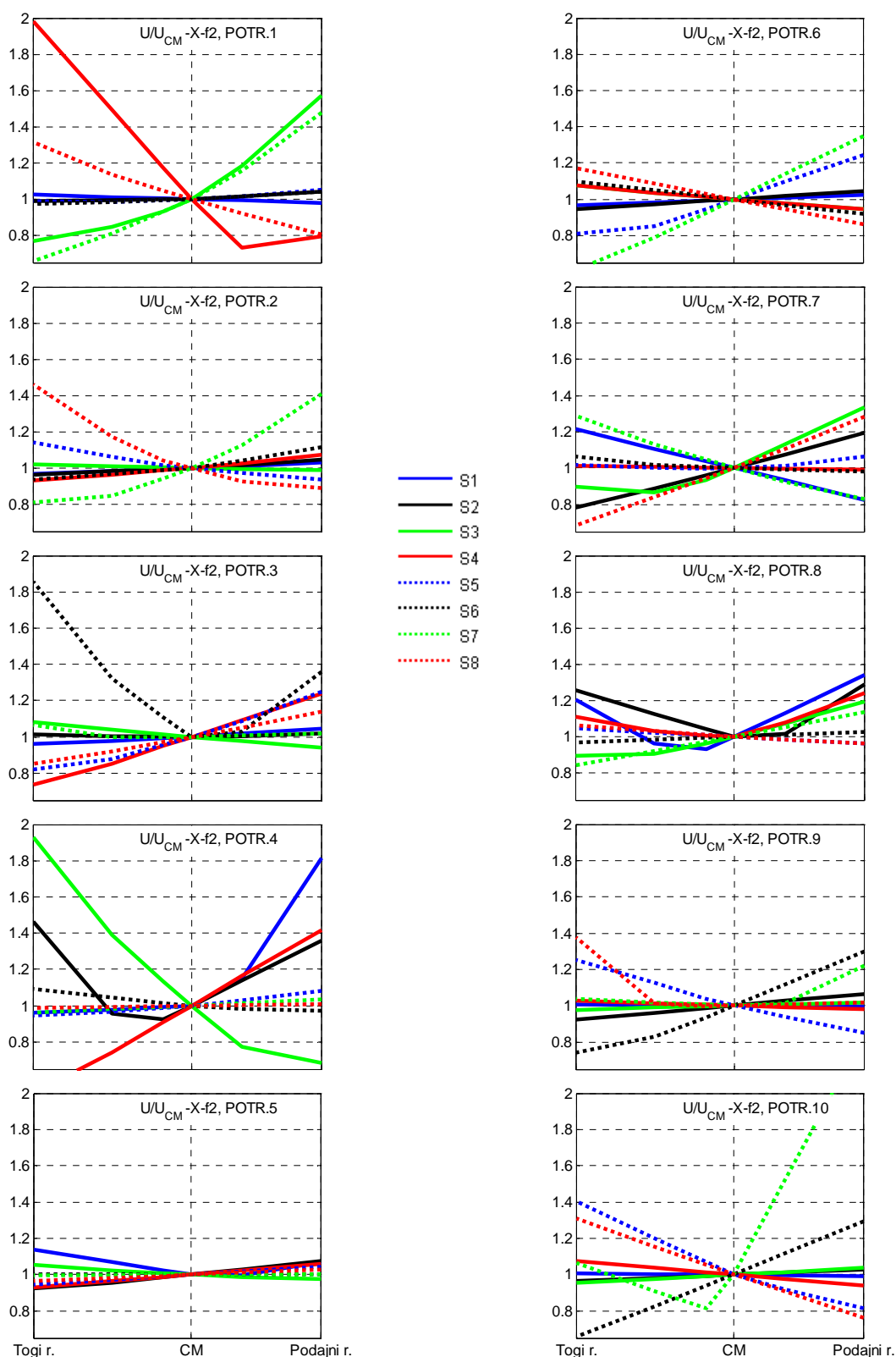
Slika 85: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v X-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne kombinacije potresov povečane za faktor 2

Figure 85: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by nonlinear time history analysis for different sets of accelerograms, scaled by 2 to basic NLTH



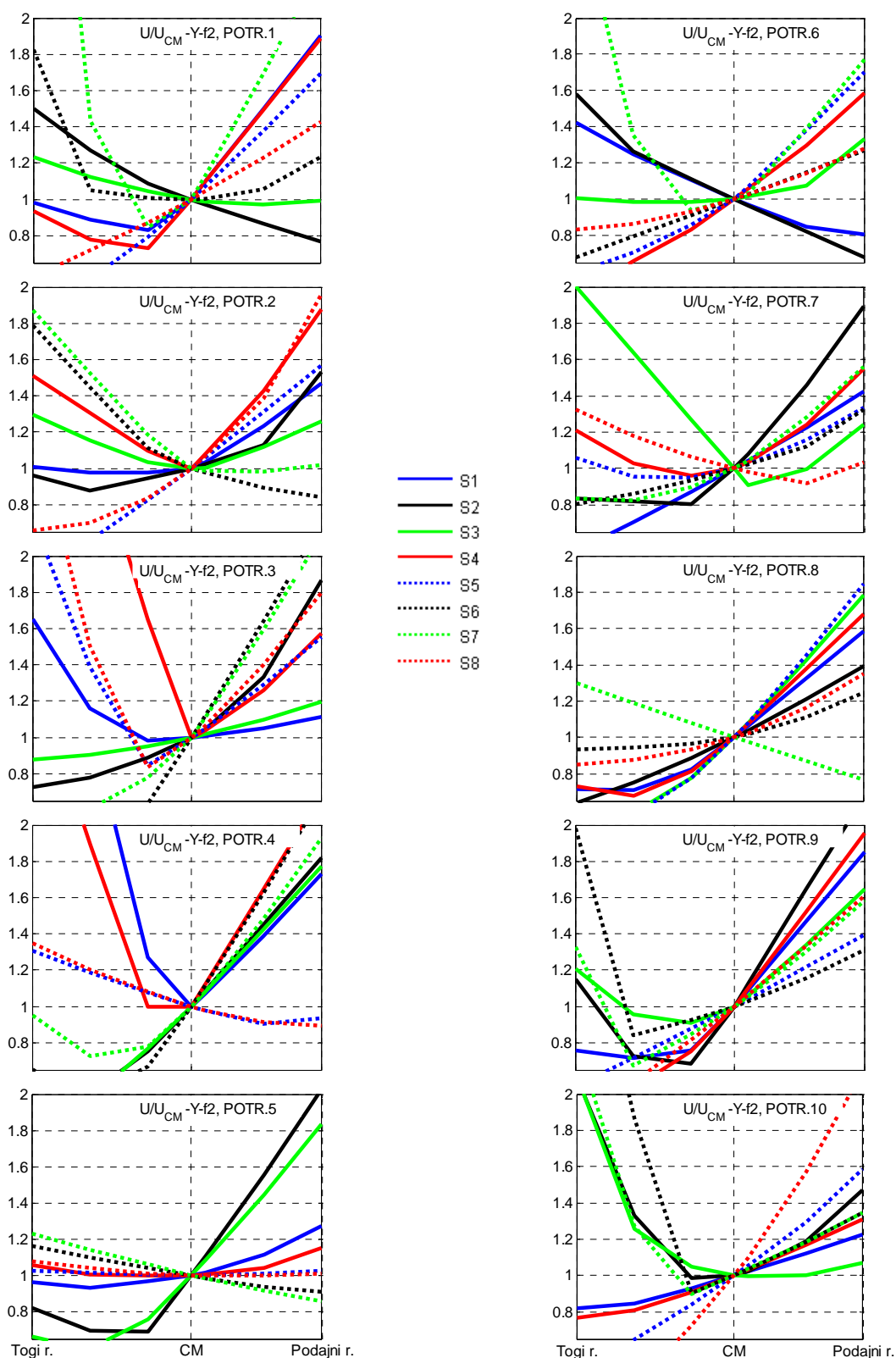
Slika 86: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v Y-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne kombinacije potresov povečane za faktor 2

Figure 86: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by nonlinear time history analysis for different sets of accelerograms, scaled by 2 to basic NLTH



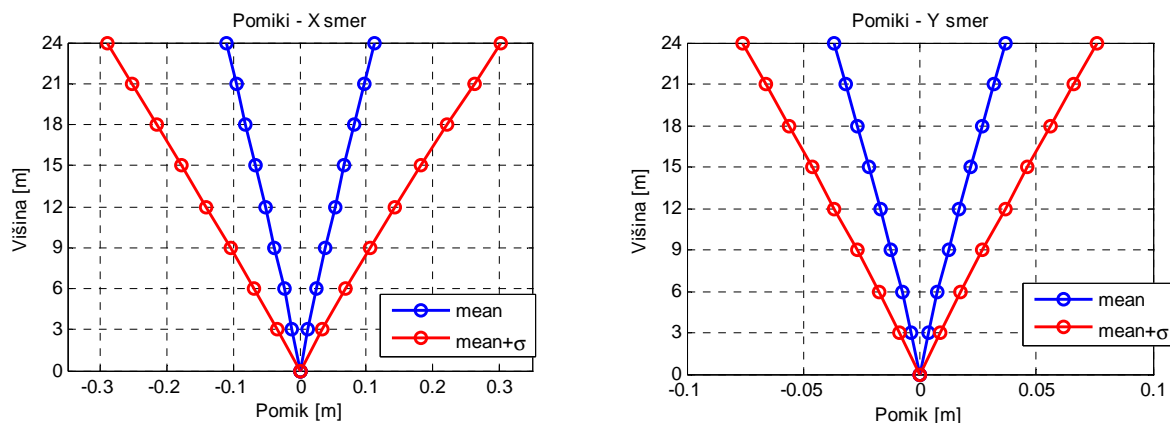
Slika 87: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v X-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne potrese, povečanih za faktor 2 glede na osnovno NLTH

Figure 87: Torsional effects in terms of normalized top displacements in X dir. obtained by nonlinear time history analysis for individual accelerograms, scaled by 2 to basic NLTH



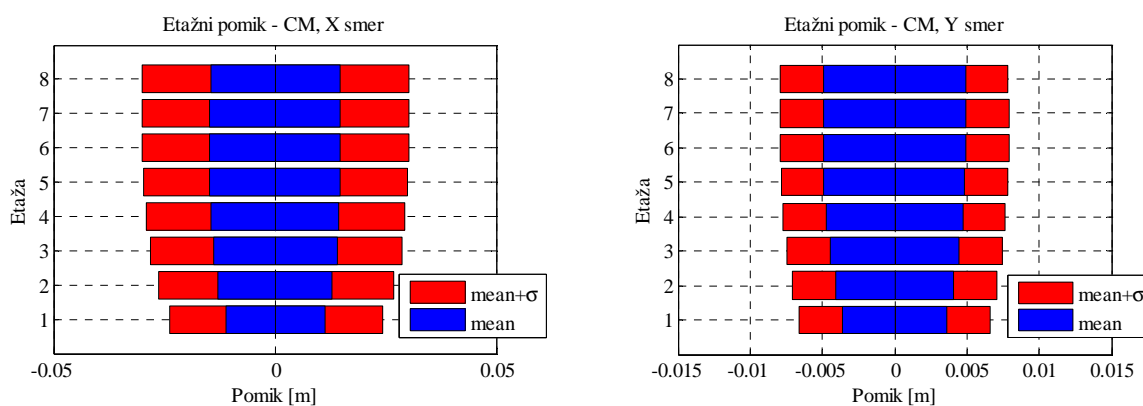
Slika 88: Normirani pomiki na vrhu konstrukcije v Y-smeri, dobljeni z neelastično analizo časovnega odziva za posamezne potrese, povečanih za faktor 2 glede na osnovno NLTH

Figure 88: Torsional effects in terms of normalized top displacements in Y dir. obtained by nonlinear time history analysis for individual accelerograms, scaled by 2 to basic NLTH



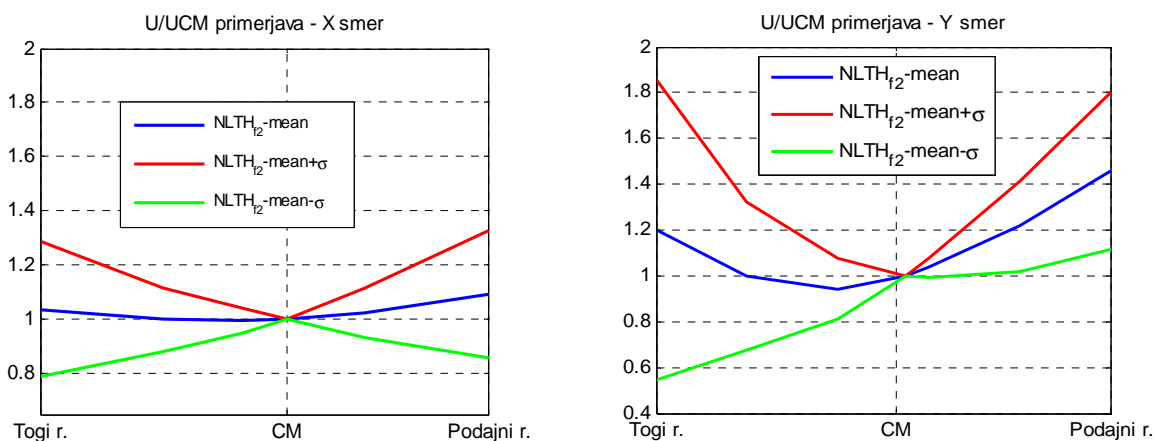
Slika 89: Pomiki masnega središča konstrukcije; X (levo), Y (desno)

Figure 89: Displacements of mass centre in X dir. (left) and Y dir. (right)



Slika 90: Etažni pomiki v masnem središču; X (levo) in Y (desno)

Figure 90: Story displacements in mass centre – X dir. (left) and Y dir. (right)



Slika 91: Povprečni normirani pomiki na vrhu; X smer (levo) in Y smer (desno)

Figure 91: Average torsional effects in terms of normalized top displacements – X dir. (left) and Y dir. (right) obtained by nonlinear time history with scaled accelerograms

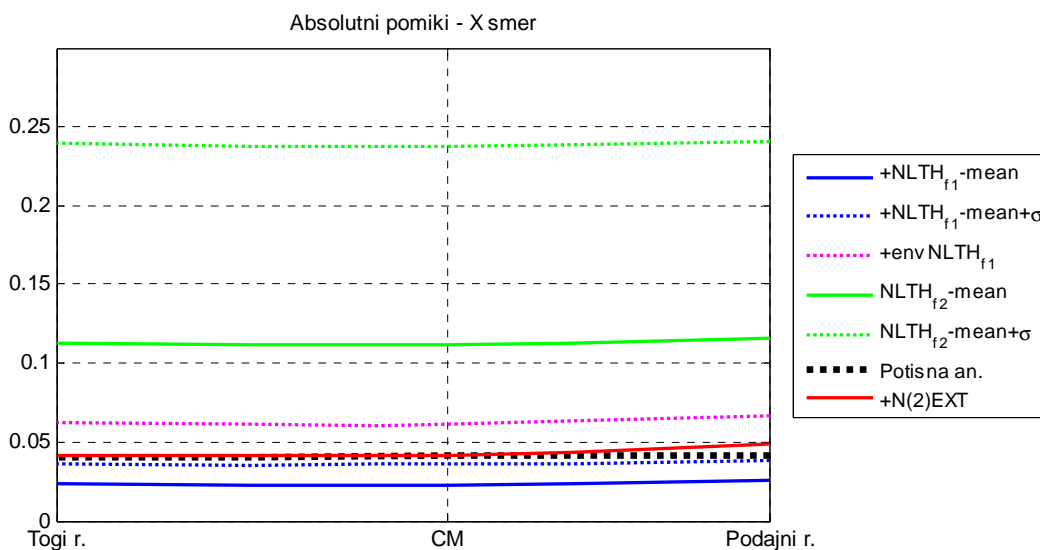
Pričakovano so pomiki večji od tistih pri polovični intenziteti za približno petkrat. Raztros rezultatov je izredno velik, zato na slikah nismo prikazali mean- σ vrednosti, saj bi slike postale nepregledne.

9 PRIMERJAVA REZULTATOV IN DISKUSIJA

Absolutne vrednosti pomikov so pomembne količine, saj določajo potresne zahteve za celotno konstrukcijo in za vse nekonstruktivne elemente. Ti so nemalokrat pomembni za npr. določitev potrebnih odmikov od sosednjih konstrukcij ali za dimenzioniranje tehnološke opreme. Če pa želimo določiti vpliv torzije, so prikladnejše vrednosti normirani pomiki.

Po prikazu bistvenih rezultatov posameznih analiz, le-te primerjamo med seboj. Ker se naloga osredotoča predvsem na razširjeno N2 metodo, je potrebno primerjati glavne rezultate, ki smo jih dobili z to metodo, in bolj »natančne« rezultate, ki izhajajo iz nelinearne dinamične analize. Če najprej primerjamo normirane pomike na vrhu konstrukcije, ugotovimo, da se normirani pomiki iz modalne analize zelo dobro ujemajo z normiranimi pomiki iz elastične analize časovnega odziva. V X smeri so normirani pomiki iz modalne analize na podajnem robu večji od povprečnih normiranih pomikov iz nelinearne dinamične analize. Njihova vrednosti je 1.2, nelinearna dinamična analiza daje srednje vrednosti normiranih pomikov 1.14. Na togem robu so normirani pomiki iz modalne analize manjši od 1. Ker razširjena N2 metoda ne predvideva zmanjševanja torzijskega vpliva, upoštevamo najmanjšo vrednost normiranih pomikov 1. Rezultati nelinearne dinamične analize na togem robu napovedujejo srednje vrednosti normiranih pomikov 1.05. Analize so pokazale tudi izredno velik raztros rezultatov obeh analiz časovnega odziva. Normirani pomiki iz nelinearne statične analize so praktično konstantni in imajo vrednost približno 1 (slika 75).

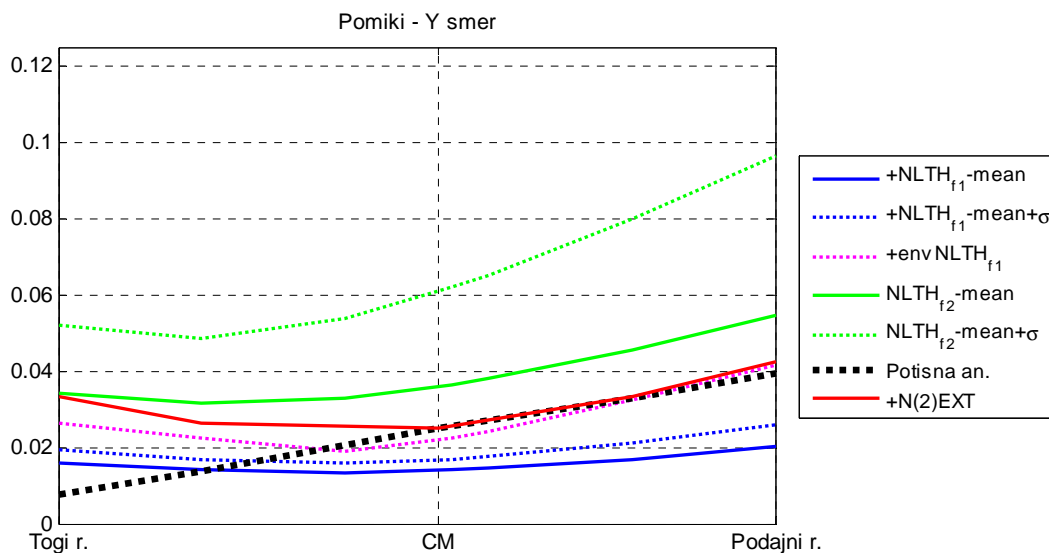
V Y smeri so rezultati normiranih pomikov iz modalne analize nad povprečnimi vrednostmi iz obeh analiz časovnega odziva konstrukcije, ki dajeta približno enake rezultate. Na podajnem robu je vrednost razmerja 1.70, na togem pa 1.34. Srednja vrednost normiranih pomikov iz nelinearne dinamične analize napoveduje manjša povečanja na obeh robovih kot modalna analiza. Na podajnem robu je vrednost 1.43, na togem 1.17. Tudi v Y smeri obe analizi časovnega odziva konstrukcije kažeta velik raztros rezultatov (slika 95). Nelinearna statična (potisna) analiza daje dobro oceno rezultatov na podajnem robu, povsem pa odpove na togem robu, kar je značilno za torzijsko podajne konstrukcije.



Slika 96: Primerjava absolutnih pomikov v X smeri z različnimi metodami

Figure 96: Displacements (in plane) at the top of the building, obtained by different methods – X dir.

Na sliki 96 primerjamo absolutne pomike iz nelinearne dinamike in iz razširjene N2 metode za X smer. N2 metoda daje zelo konservativne rezultate, kar je za poenostavljeno metodo zaželeno. Vzrok velikega odstopanja je velika razlika med pomikom masnega središča pri nelinearni dinamiki in ciljnega pomika pri potisni analizi.



Slika 97: Primerjava absolutnih pomikov v Y smeri

Figure 97: Displacements (in plane) at the top of the building, obtained by different methods – Y dir.

Tudi v Y smeri je razširjena N2 metoda daje zelo konservativne rezultate. Za razliko od X smeri, pomiki iz N2 metode presegajo celo ovojnico pomikov iz osnovne nelinearne dinamične analize (slika 97).

10 ZAKLJUČKI, UGOTOVITVE

V magistrski nalogi smo se ukvarjali z oceno uporabnosti razširjene N2 metode za tipično AB stenasto stavbo. Študirana konstrukcija je bila simetrična 8-etažna stavba z upoštevanjem naključne masne ekscentričnosti. Stenasto konstrukcijo, ki ima nekatere posebnosti, smo dimenzionirali v skladu z veljavnimi predpisi Evrokod 2 in 8. Obnašanje stavbe med potresi smo preverjali z elastično in neelastično analizo z upoštevanjem nabora akcelerogramov, katerih povprečni spekter približno ustreza elastičnemu spektru po Evrokod 8 za tip tal C in $a_g = 0.25g$. Študirali smo torzijske vplive zaradi naključne masne ekscentričnosti in rezultate primerjali z rezultati razširjene N2 metode, ki je ena izmed približnih metod, vključenih v standard Evrokod 8. Za analizo smo uporabili program SAP2000.

Pri izdelavi naloge smo prišli do različnih ugotovitev. Pri dimenzioniranju nosilnih elementov konstrukcije (sten) smo ugotovili, da je težko izvesti detajle, ki jih Evrokod 8 zahteva za konstrukcije z visoko duktilnostjo (DCH). Mnogo enostavnejše in bolj ekonomično je projektiranje za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Pri modeliranju neelastičnih karakteristik sten, povezanih v dveh smereh (stene oblik T in L), se je izkazalo, da standard Evrokod ne daje nedvoumnih navodil, kako jih upoštevati v nelinearni analizi. Upoštevali smo varianto, kjer so neelastične karakteristike T- in L- sten upoštevane na način, ko sestavljena stena deluje kot integralna celota, razen pri »T« steni, kjer smo v X smeri upoštevali samo prispevek pasnice (zaradi simetrično postavljene stojine).

Rezultati elastične in neelastične analize ter njihova primerjava z rezultati poenostavljene metode so pomembni za oceno uporabnosti razširjene N2 metode v projektantski praksi. Te zaključke lahko razdelimo v dve skupini. V prvi skupini so zaključki, ki so vezani na splošen vpliv torzije pri objektih visokogradnje, ki so pravilni po višini, v drugi skupini pa zaključki, ki potrjujejo uporabnost razširjene N2 metode za tipične AB stenaste konstrukcije:

1. Skupina - vpliv torzije na splošno:

- Obtežba je pomemben parameter pri torzijskem odzivu. Gibanje tal, ki je bilo upoštevano kot obremenitev konstrukcije, smo upoštevali z različnimi akcelerogrami. Po dva akcelerograma dveh pravokotnih smeri sta predstavljala registracijo enega potresa na izbrani lokaciji. Upoštevali smo osem možnih kombinacij smeri in predznakov komponent vsakega potresa. Izkazalo se je, da vpliv smeri in predznaka ni majhen/zanemarljiv. Večji vpliv predznaka obtežbe v prečni smeri lahko opazimo na togem robu. V splošnem ni opaziti večjega vpliva predznaka prečne smeri glede na velikost plastičnih deformacij (elastično obnašanje \leftrightarrow neelastično obnašanje). V posameznih primerih pa lahko vpliv predznaka preseže celo faktor 2! To pomeni, da lahko teoretično v primerih identičnih, v naravi zrcalno postavljenih stavb

pride do zelo različnega obnašanja le-teh (npr. v skrajnem primeru do hujše ene izmed njiju, medtem ko bi se druga manj poškodovala). Ugotovitev in rezultati se ujemajo z ugotovitvami v članku (Fajfar in sod., 2005b).

- Raztros rezultatov je bil relativno velik. Večji je bil pri neelastični analizi. Povprečen koeficient variacije za osnovno neelastično analizo je znašal 0.29 – 0.82 (mišljeni so posamezni seti – kombinacije smeri) pri elastični in 0.19 – 0.41 pri neelastični analizi, kar se ujema z rezultati drugih raziskovalcev (Fajfar in sod., 2005b).
2. Skupina - vpliv torzije v zvezi z uporabnostjo razširjene N2 metode:
- Povprečne vrednosti, dobljene pri neelastični analizi so manjše od povprečnih vrednosti pri elastični analizi, ki jih lahko zelo dobro ocenimo z modalno analizo. Razširjena N2 metoda pa temelji ravno na predpostavki, da so torzijski vplivi večji pri elastičnem obnašanju kot pri neelastičnem, kar smo v našem primeru tudi potrdili. Zadnje raziskave drugih raziskovalcev (De Stefano in Pintucchi, 2010) kažejo, da razširjena N2 metoda daje ustrezne rezultate za konstrukcije, ki niso preveč torzijsko toge. Tipične večetažne stenaste konstrukcije, vključno z analizirano stavbo, ustrezajo temu pogoju, saj je obravnavana stavba na meji med torzijsko togimi in torzijsko podajnimi konstrukcijami ($\Omega_x = 1.1$, $\Omega_y = 0.9$). Primerjava rezultatov nelinearne analize z rezultati razširjene N2 metode je pokazala, da poenostavljena metoda daje konservativno oceno pomikov pri potresni obtežbi. Pri torzijsko zelo togih konstrukcijah, kjer razširjena N2 metoda po nekaterih raziskavah (De Stefano in Pintucchi, 2010) daje nekoliko premajhno oceno torzijskih vplivov, pa so torzijski vplivi absolutno majhni in v splošnem niso pomembni za konstrukcije.
 - Pri ciljnem pomiku gre konstrukcija zelo malo v nelinearno območje. V takih primerih so rezultati N2 metode zelo občutljivi na idealizacijo potisne krivulje (začetna togost). V našem primeru smo pokazali, da kljub občutljivosti rezultatov, daje N2 metoda konservativne rezultate, ki jih od poenostavljene metode tudi pričakujemo.
 - Odstopanje rezultatov lahko deloma pojasnimo tudi s tem, da se povprečni spekter izbranih akcelerogramov ne ujema povsem s spektrom iz SIST EN 1998-1, ki je bil uporabljen pri analizi z N2 metodo.
 - Idealno elasto-plastična histereza, ki je bila uporabljena v nelinearnem računskem modelu, zaradi velikega sipanja energije pomembno zmanjšuje pomike pri nelinearni dinamični analizi.
 - Konstrukcijo smo analizirali tudi s povečanimi akcelerogrami za faktor 2. Torzijski vplivi na konstrukcijo so bili podobni, a večinoma manjši kot tisti iz osnovne nelinearne analize, kar so opazili tudi drugi raziskovalci (Fajfar in sod., 2005b).

Velja omeniti, da je nelinearna dinamična analiza zahtevala zelo veliko računskega časa, pri čemer sploh ni upoštevana zelo zahtevna izbira obtežbe in končna obdelava velike količine dobljenih rezultatov. Po drugi strani pa je bila analiza z razširjeno N2 metodo izvršena v nekaj minutah (potem, ko je bil izdelan model konstrukcije), pri čemer je treba poudariti enostavnost modela, transparentnost metode in enostavnost zbiranja in interpretacije rezultatov.

Na osnovi vseh ugotovitev v magistrski nalogi lahko zaključimo, da je razširjena N2 metoda, ki je sposobna zajeti torzijske vplive nesimetričnih konstrukcij ali simetričnih konstrukcij z naključno ekscentričnostjo, uporabna za analizo obnašanja tipičnih AB stenastih konstrukcij v vsakdanji projektantski praksi. Pri tem morajo obravnavane konstrukcije biti znotraj omejitev uporabnosti N2 metode. Glede na zadnje raziskave tujih raziskovalcev lahko konservativne rezultate pričakujemo v vseh primerih, razen v primerih torzijsko zelo togih konstrukcij. Zelo velik raztros rezultatov dinamičnih analiz kaže, da je torzijski odziv konstrukcije zelo odvisen od detajlov potresnega gibanja tal, tega pa ne moremo predvideti. Zato je potrebno, da so metode za projektiranje konservativne.

Logična nadaljevanja tega dela bi se lahko ukvarjala s preučevanjem vpliva večje masne ekscentričnosti, ekscentričnosti v togosti in/ali nosilnosti, vpliva drugačnih nihajnih časov konstrukcije in/ali drugačnih stavb.

11 POVZETEK

Verjetnost, da bo v življenjski dobi objekta prišlo do močnega potresa, je majhna. Zavedati pa se moramo, da močan potres za veliko večino običajnih gradbenih konstrukcij predstavlja največjo obremenitev. Če želimo spoznati realistično obnašanje stavb med močnejšimi potresi, imamo na voljo nelinearno dinamično analizo in, v zadnjem času v porastu, poenostavljene nelinearne metode. Taka je tudi N2 metoda, oziroma razširjena N2 metoda. Metoda je bila razvita na IKPIR-ju, vključena je tudi v sodobne evropske in slovenske predpise o potresno odporni gradnji objektov. Kot vse približne metode, ima tudi N2 določene omejitve. Težavo predstavljajo vpliv višjih nihajnih oblik, tako po višini, kot po tlorisu (torzija).

V nalogi je bila za testni primer izbrana osemetažna armirano-betonska stenasta stavba, tipična za nekatere dele sveta in Slovenijo, na kateri smo preučevali uporabnost N2 metode. Opisani so bili posamezni nosilni elementi konstrukcije, podana masa in vertikalne obtežbe. Za analizo je bilo pripravljenih več računskih modelov, ki so upoštevali razpokane in nerazpokane prereze, ter simetrično in nesimetrično varianto konstrukcije. Rezultati analize za nesimetrično varianto z razpokanimi prerezi, ki ustreza zahtevam Evrokoda 8, so bili uporabljeni za nadaljnjo analizo.

Opravljen je bila modalna analiza s spektri odziva, dimenzioniranje nosilnih elementov skladno s predpisi Evrokoda 2 in Evrokoda 8 za mejno stanje nosilnost in mejno stanje uporabnosti.

Iz evropske baze podatkov je bilo izbranih 10 akceleroگرامov s po dvema vodoravnima komponentama. Ustrezno normirani akceleroگرامi so bili uporabljeni za sprva elastično analizo časovnega odziva konstrukcije in kasneje tudi za nelinearno analizo časovnega odziva konstrukcije.

Konstrukcija je bila analizirana z uporabo N2 metode, kjer je bila najprej narejena osnova varianta, nato pa še razširjena varianta, ki je upoštevala korekcijske faktorje iz elastične spektralne analize.

Rezultate razširjene N2 metode smo primerjali z rezultati nelinearne dinamične analize. Ker se je pokazalo, da pri potresnih obremenitvah, ki ustrezajo projektnemu spektru, konstrukcija le malo plastificira, je bila celotna analiza ponovljena za podvojeno obremenitev.

Primerjave vseh rezultatov so pokazale, da je predpostavka, na katerih temelji razširjena N2 metoda, to je, da so torzijski vplivi največji pri elastični konstrukciji in se zmanjšujejo z velikostjo plastičnih deformacij potrjena. Rezultati so pokazali tudi, da daje N2 metoda konservativne ocene, vendar bi bila konservativnost manjša, če bi bil upoštevan drug histerezni model. Raztros rezultatov je bil precej velik. Zanimiva je tudi ugotovitev, da je odziv konstrukcije precej odvisen od smeri in predznaka uporabljenih obremenitev, kar lahko pomaga razložiti opažanja, da so včasih enaki objekti na sosednjih lokacijah različno poškodovani.

12 SUMMARY

Probability that in the structure's lifetime a strong earthquake could occur is small. However a strong earthquake represents for most structures the largest loading. If the true behavior of structures during large earthquakes is to be known, there are two possibilities; first a non-linear time history analysis or simplified non-linear methods. One of them is the N2 method, developed on IKPIR institute, incorporated into modern European and Slovenian codes. As for all of the simplified methods, the N2 has some limitations. The problem exists in taking into account the higher eigen-frequencies, as per height or in horizontal plane (torsion).

In the thesis an eight storey reinforced wall structures was chosen, that can be found in some regions around the world and in Slovenia as well. Major load-bearing elements were described; also summary of mass and vertical loads has been done. For the analysis, several models have been prepared, that incorporated mass eccentricity and cracked/uncracked cross-sections. In further analysis the model with mass eccentricity and cracked cross-sections was used, since it is complied with Eurocode 8 provisions.

A modal analysis with response spectra and reinforcement design according to Eurocode 2 and Eurocode 8 for ultimate limit state and serviceability limit state has been done.

From European strong motion database, a set of 10 accelerograms with two horizontal components were chosen and adequately normalized. The accelerograms were first used for linear time history analysis and later for non-linear analysis.

The structure was also analyzed with the basic version of N2 method and with the extended version of the N2 method, taking into account the correction factors from linear analysis.

The N2 results were compared with the results from the non-linear time history analysis. Since the structure was very little in the non-linear range for the load that corresponded to design earthquake load, we repeated the analysis for the double intensity. Comparison of all the results proved the basic assumption of the extended N2 method, saying that the torsional response is larger in the elastic structures and decreases with the growth of plastic deformation.

Furthermore the N2 method provides conservative estimation of structure's behavior; however in the reality less conservative results are to be expected due to selection of more realistic hysteresis model. None the less, the basic assumption of the extended N2 method was confirmed. The method gives conservative results. The spread of results was quite large.

Interesting discovery was also made: the response of the structure is dependant of the direction and sign of earthquake loading. This can help to provide understanding of why sometimes two identical structures in proximity have different damages under earthquake loading.

VIRI

- Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P., Margaris, B. 2002. Internet-Site for European Strong-Motion Data. European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme.
http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm (pridobljeno 15. 10. 2007).
- Autodesk Inc. 2009. AutoCAD.
<http://www.autodesk.com/about> (pridobljeno 15. 11. 2007).
- Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih, Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.
- Chopra, A. 2001. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, 2. ed., New Jersey, Prentice Hall: 876 str.
- CSI. 2007. SAP2000 Advanced, Structural Analysis Program. Computers and Structures Inc. (pridobljeno oktobra 2007).
- De Stefano, M., Pintucchi, B. 2010. Predicting torsion-induced lateral displacements for pushover analysis: Influence of torsional system characteristics. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 39, 12: 1369-1394.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2008. The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame--a probabilistic assessment. *Engineering Structures*. 30, 11: 3186-3192.
- Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij, Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str.
- Fajfar, P. 2000. A nonlinear analysis method for performance based design. *Earthquake Spectra*. 16, 3: 573-592.
- Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. *Gradbeni vestnik*. 51, 302-315.
- Fajfar, P., Fischinger, M. 1988. N2 - A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. V: *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan*, 5: 111-116.
- Fajfar, P., Marušić, D., Peruš, I. 2005a. The extension of the N2 method to asymmetric buildings. V: *Kappos, A. J. (ur.). Proceedings of the 4th European workshop in the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures, Thessaloniki, Greece, Paper No. 41*, p. 16.
- Fajfar, P., Marušić, D., Peruš, I. 2005b. Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings, London, ROYAUME-UNI, Imperial College Press: 24 str.
- Fajfar, P., Marušić, D., Peruš, I., Kreslin, M. 2008. The N2 method for asymmetric buildings. V *Bento, R. (ur.), Pinho, R. (ur.). Nonlinear Static Methods for Design/Assessment of 3D Structures*. Lisbon, Portugal, IST Press.
- Fardis, M. N. 2005. *Designers' guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance: general rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures*, London, Thomas Telford: 273 str.
- Fardis, M. N. 2009. *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of concrete Buildings, Based on EN-Eurocode 8*, Dordrecht, Springer: 743 str.
- Kilar, V., Koren, D. 2010. Simplified inelastic seismic analysis of base isolated structures using the N2 method. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 39, 9: 967-989.

- Koren, D., Kilar, V. 2010. The applicability of the N2 method to the estimation of torsional effects in asymmetric base isolated buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 40, 8: 867-886.
- Lapajne, J., Motnikar, B. Š., Zupančič, P. 2001. Projektni pospešek tal. Ljubljana, Slovenija, MOP - Agencija RS za okolje, Urad za seizmologijo.
- Marušić, D., Fajfar, P. On the inelastic seismic response of the eight-storey reinforced concrete wall asymmetric building under bi-axial excitation. Neobjavljen članek. Osebna komunikacija. (prejeto november 2007).
- Marušić, D., Fajfar, P. 2005. On the inelastic seismic response of asymmetric buildings under bi-axial excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 34, 8: 943-964.
- Paulay, T., Priestley, M. J. N. 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, New York, John Wiley and Sons: 744 str.
- Peruš, I., Fajfar, P. 2005. On the inelastic torsional response of single-storey structures under bi-axial excitation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 34, 8: 931-941.
- Pfeiffer, U. 2001. INCA2.
<http://www.u-pfeiffer.de> (pridobljeno 19.8.2008).
- Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov. Uradni list RS št. 101/2005.
- SIST EN 1990:2004. Evrokod - Osnove projektiranja.
- SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1–1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.
- SIST EN 1998-3:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb.
- SIST EN 1998-3/A101:2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1–1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek.
- SIST EN 1998-1/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek.