

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Franc Kralj

Potresna analiza jeklene stolpnice

Diplomska naloga št.: 2937

Mentor:
prof. dr. Darko Beg

Ljubljana, 26. 2. 2007

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **FRANC KRALJ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»POTRESNA ANALIZA JEKLENE STOLPNICE«.

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

Ljubljana, 16 .02.2007

(podpis)

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.041.2:624.042.7(043.2)
Avtor:	Franc Kralj
Mentor:	prof. dr. Darko Beg, (univ. dipl. inž.grad.)
Naslov:	Potresna analiza jeklene stolpnice
Obseg in oprema:	135 str., 86 preg., 77 sl., 45 en.
Ključne besede:	Jeklene konstrukcije, visoke stavbe, modalna analiza, nelinearna statična analiza, dinamična analiza

Izvleček

Tema diplomske naloge je analiza jeklene stolpnice elipsaste oblike in višine 70m. Glede na podane zahteve o tlorisu in višini smo si za prenos obtežbe izbrali tri različne konstrukcijske zasnove. Vsak od treh konstrukcijskih sistemov je bil najprej dimenzioniran na mejno stanje nosilnosti in uporabnosti. Nato smo vse tri konstrukcije dimenzionirali na potresno obrežno stanje z metodo modalne analize. Za objekte dimenzionirane po modalni analize je bila v nadaljevanju opravljena nelinearna statična-pushover analiza. Pri tem nas je zanimal predvsem razvoj plastičnega porušnega mehanizma, pomik na meji elastičnosti in pomik na vrhu zgradbe, ki ustreza zahtevam potresne odpornosti. Krivulje kapacitete, ki smo jih dobili kot rezultate te analize so bile uporabljene za analizo po N2 metodi, kjer smo dobili podatke o globalnem obnašanju objekta za zahtevano projektno obtežbo.

Posebni poudarek v diplomski nalogi pa je na nelinearni dinamični analizi vseh treh konstrukcijskih sistemov. Analiza je bila narejena za 7 dejanskih akcelogramov, ki so bili ustrezno skalirani glede na zahteve standarda EN 1998-1. Pri tem so bili rezultati vseh analiz povprečje merjenih količin vseh 7 akcelogramov. Zanimali so nas predvsem maksimalni pomiki na vrhu, maksimalni etažni pomiki, največje plastifikacije, ter seveda ekstremi notranjih sil v prečkah in stebrih .

V zadnjem delu diplomske naloge pa so narejene primerjave posameznih konstrukcijskih sistemov glede na rezultate modalne analize, pushover analize in nelinearne dinamične analize. Narejene so tudi primerjave med posameznimi analizami in ustreznost njihove uporabe za dimenzioniranje visokih objektov.

BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.041.2:624.042.7(043.2)
Author: Franc Kralj
Supervisor: prof. dr. Darko Beg
Title: Seismic analysis of steel high-rise building
Notes: 135 p., 86 tab., 77 fig., 45 eq.
Key words: Steel structures, high structures, modal analysis, pushover analysis, nonlinear dynamic analysis

Abstract

Theme of my graduation thesis is analysis of steel high-rise building which is 70m high and has a shape of ellipse. According to demands of ground plan and the height of building we choose three different constructional designs for load transfer. At the beginning we dimensioned all three constructions for the ultimate and serviceability limit state. Then we dimensioned all three constructions for the seismic limit state with the method of modal analysis. For those building which had been already dimensioned we made nonlinear static-pushover analysis. We interested mainly in development of plastic collapse mechanism, displacement at the elastic limit state and displacement on the top floor of building which is equal to displacement which represents demands of seismic resistance. From the static nonlinear analysis we get capacity curves which we analyse with the method of N2-analysis. We realise how the building behave in the condition of seismic load.

Special emphasis we gave to the nonlinear time history analysis. The analysis was made for seven different records of accelerations for ground motion, which we scale so that they were suitable to the demands of EN 1998-1. Result was the mean value (displacement, internal force, plastic deformation) of maximum values for every of 7 analysis. Our interest was mainly in maximum displacement on the top, maximum story displacement, maximum plastic deformations and maximum internal forces.

In the last section of the graduation thesis we made comparison between all three constructions and all analysis that we use. We made comparison between results of different analysis. We give also opinion how suitable is each analysis for high rise buildings.

ZAHVALA

Najprej bi se rad zahvalil mentorju prof. dr. Darku Begu za vodenje in usmerjanje pri izdelavi diplomske naloge.

Zahvalil bi se rad tudi ostalim zaposlenim na katedri za metalne konstrukcije, ker so mi s svojimi komentarji in napotki pomagali pri izdelavi diplomskega dela.

Zahvala pa gre tudi mojim staršem, ki so mi ves čas mojega študija stali ob strani in me podpirali.

KAZALO VSEBINE

IZJAVA O AVTORSTVU	III
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	V
BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION	VI
ZAHVALA	VII
KAZALO VSEBINE	1
KAZALO SLIK	5
KAZALO PREGLEDNIC	8
1 UVOD	11
1.1 SPLOŠNO O DIMENZIONIRANJU VISOKIH JEKLENIH STAVB	11
1.2 POTRESNO DIMENZIONIRANJE JEKLENIH STAVB	11
1.3 NAČINI ZA PRENOS HORIZONTALNE OBTEŽBE	12
1.3.1 <i>Pomični okvirji</i>	12
1.3.2 <i>Okvirji s povezji</i>	13
1.3.2.1 Okvirji s centričnimi povezji z nateznimi diagonalami	13
1.3.2.2 Okvirji s centričnimi V povezji	13
1.3.2.3 Okvirji z ekscentričnimi povezji	14
1.3.3 <i>JEKLENE KONSTRUKCIJE V KOMBINACIJI Z AB-STENAMI IN JEDRI</i>	14
1.3.4 <i>KONSTRUKCIJE S TOGIM ZUNANJIM OVOJEM-CEVJO</i>	14
1.4 PREGLED DIPLOMSKE NALOGE	14
2 UPORABLJENE METODE IN ANALIZE	16
2.1 STATIČNA ANALIZA	16
2.2 POTRESNA ANALIZA OBJEKTA	16
2.2.1 <i>Modalna analiza</i>	19
2.2.1.1 Posebna pravila za okvirje s ekscentričnimi povezji	20
2.2.2 <i>Nelinearna statična analiza</i>	22
2.2.3 <i>Nelinearna dinamična analiza</i>	25
3 ANALIZA JEKLENE STOLPNICE	29
3.1 PODATKI O OBTEŽBAH	29
3.1.1.1 Lastna in stalna:	29
3.1.1.2 Spremenljiva obtežba:	30
3.1.2 <i>Uporabljeni materiali</i>	34

3.1.3	<i>Temeljenje</i>	34
3.2	KOMBINACIJE OBTEŽB	34
3.2.1	<i>MSU</i>	34
3.2.2	<i>Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi</i>	35
4	KONSTRUKCIJSKI MODELI	36
4.1	KONSTRUKCIJSKI MODEL 1	36
4.2	KONSTRUKCIJSKI MODEL 2	38
4.3	KONSTRUKCIJSKI MODEL 3	40
5	DIMENZIONIRANJE GLEDE NA MSN, MSU IN MODALNO ANALIZO	42
5.1	KONSTRUKCIJSKI MODEL 1	42
5.1.1	<i>Izbrani prerezi</i>	42
5.1.1.1	Zunanji del ovoj	43
5.1.1.2	Notranji del-jedro.....	43
5.1.2	<i>Modalna analiza modela 1</i>	45
5.1.2.1	Vpliv teorije drugega reda.....	45
5.1.2.2	Nihajne oblike in participacija efektivnih modalnih mas	45
5.1.2.3	Etažni pomiki	46
5.1.2.4	Maksimalni absolutni pomiki zgornje etaže(pomik na vrhu)	47
5.2	KONSTRUKCIJSKI MODEL 2	48
5.2.1	<i>Izbrani prerezi</i>	48
5.2.1.1	Stebri	49
5.2.1.2	Elementi v etaži	50
5.2.1.3	Diagonalni elementi v ekscentričnih povezjih	51
5.2.1.4	Strižni členi v ekscentričnih povezjih	52
5.2.2	<i>Modalna analiza modela 2</i>	53
5.2.2.1	Vpliv teorije 2. reda	54
5.2.2.2	Nihajne oblike in participacija efektivnih modalnih mas	55
5.2.2.3	Etažni pomiki	56
5.2.2.4	Maksimalni absolutni pomiki zgornje etaže(pomik na vrhu)	58
5.2.2.5	Rotacije v strižnih členkih.....	58
5.3	KONSTRUKCIJSKI MODEL 3	60
5.3.1	<i>Izbrani prerezi</i>	60
5.3.1.1	Stebri	60
5.3.1.2	Elementi v etaži	62
5.3.1.3	Diagonalni elementi v ekscentričnih povezjih	62
5.3.1.4	Strižni členi v ekscentričnih povezjih	63
5.3.2	<i>Modalna analiza modela 3</i>	64
5.3.2.1	Vpliv teorije 2. reda	64
5.3.2.2	Nihajne oblike in participacija efektivnih modalnih mas	65

5.3.2.3	Etažni pomiki	65
5.3.2.4	Maksimalni absolutni pomiki zgornje etaže(pomik na vrhu).....	66
5.3.2.5	Rotacije v strižnih členkih	66
6	ANALIZA KONSTRUKCIJ Z NELINEARNO STATIČNO ANALIZO	67
6.1	MODEL 1	68
6.1.1	<i>Pushover krivulje</i>	68
6.1.2	<i>Krivulje kapacitete</i>	68
6.1.3	<i>Analiza pri ciljnem pomiku $Dt=31,3$ cm</i>	71
6.1.3.1	Etažni pomiki	72
6.1.3.2	Plastifikacije elementov.....	72
6.2	MODEL 2	74
6.2.1	<i>Pushover krivulje</i>	74
6.2.2	<i>Krivulje kapacitete</i>	76
6.2.2.1	Prečna smer-trikotna oblika obtežbe.....	76
6.2.2.2	Vzdolžna smer-trikotna oblika obtežbe	77
6.2.3	<i>Analiza pri ciljnem pomiku $Dt=31,3$ cm v prečni smeri</i>	79
6.2.4	<i>Analiza pri ciljnem pomiku $Dt=31,3$ cm v vzdolžni smeri</i>	80
6.2.4.1	Pomiki etaž.....	81
6.2.4.2	Rotacije v plastičnih členkih.....	81
6.3	MODEL 3	85
6.3.1	<i>Pushover krivulje</i>	85
6.3.2	<i>Krivulje kapacitete</i>	86
6.3.3	<i>Analiza pri ciljnem pomiku 31,3cm</i>	89
6.3.3.1	Etažni pomiki in rotacije v plastičnih členkih.....	90
7	ANALIZA KONSTRUKCIJ Z NELINEARNO DINAMIČNO ANALIZO.....	94
7.1	MODEL 1	97
7.1.1	<i>Pomiki</i>	97
7.1.2	<i>Pomiki v težišču zgornje etaže</i>	98
7.1.2.1	Smer Y	98
7.1.2.2	Smer X	98
7.1.3	<i>Etažni pomiki</i>	99
7.1.3.1	Smer Y	100
7.1.3.2	Smer X	101
7.1.3.3	Ocena vpliva TDR.....	102
7.1.4	<i>Plastifikacije elementov</i>	103
7.1.5	<i>Kontrola nosilnosti in plastifikacij v ostalih elementih</i>	104
7.2	MODEL 2	105
7.2.1	<i>Pomiki v težišču zgornje etaže</i>	105

7.2.2	<i>Etažni pomiki</i>	106
7.2.3	<i>Plastifikacije elementov</i>	107
7.2.3.1	Plastifikacije v strižnih členih	107
7.2.3.2	Kontrola nosilnosti in plastifikacij v ostalih elementih	109
7.3	MODEL 3.....	113
7.3.1	<i>Pomiki v težišču zgornje etaže</i>	113
7.3.2	<i>Etažni pomiki</i>	114
7.3.3	<i>Plastifikacije elementov</i>	115
7.3.3.1	Plastifikacije v strižnih členih	115
7.3.4	<i>Kontrola nosilnosti in plastifikacije v ostalih elementih</i>	116
8	PRIMERJAVA REZULTATOV RAZLIČNIH ANALIZ	121
8.1	MODEL 1.....	121
8.1.1	<i>Pomiki</i>	121
8.1.1.1	Pomik na vrhu.....	121
8.1.1.2	Etažni pomiki.....	121
8.1.2	<i>Plastifikacije v elementih</i>	122
8.2	MODEL 2.....	122
8.2.1	<i>Pomiki</i>	122
8.2.1.1	Pomik na vrhu.....	122
8.2.1.2	Etažni pomiki.....	123
8.2.2	<i>Plastifikacije v elementih</i>	123
8.3	MODEL 3.....	124
8.3.1	<i>Pomiki</i>	124
8.3.1.1	Pomik na vrhu.....	124
8.3.1.2	Etažni pomiki.....	125
8.3.2	<i>Plastifikacije v elementih</i>	125
8.4	PRIMERJAVA MED DIREKTNO INTEGRACIJSKO METODO IN POENOSTAVLJENO HITRO INTEGRACIJSKO METODO	126
9	PRIMERJAVA KONSTRUKCIJSKIH MODELOV	128
9.1	NIHAJNI ČASI.....	128
9.2	POMIKI	128
9.3	TEŽE KONSTRUKCIJ.....	131
10	ZAKLJUČEK IN SKLEPNE UGOTOVITVE	133
11	SEZNAM LITERATURE	135

KAZALO SLIK

SLIKA 1-1: POMIČNI OKVIR	12
SLIKA 1-2: OKVIRJI S CENTRIČNIMI POVEZJI.....	13
SLIKA 1-3: OKVIRJI S CENTRIČNIMI V POVEZJI.....	13
SLIKA 1-4: OKVIRJI Z EKSCENTRIČNIMI POVEZJI	14
SLIKA 2-1:SIMULACIJA POTRESNEGA VZBUJANJA	16
SLIKA 2-2: NAČINI DISIPIRANJA ENERGIJE.....	17
SLIKA 2-3:TIPičNA STRIŽNA HISTEREZA	17
SLIKA 2-4:STRIŽNI ČLEN-PRIMER 1	17
SLIKA 2-5: STRIŽNI ČLEN-PRIMER 2	18
SLIKA 2-6: VPLIV TDR	18
SLIKA 2-7: PRIKAZ MODALNE ANALIZE	19
SLIKA 2-8: SPEKTRI POSPEŠKOV	19
SLIKA 2-9:KRIVULJA KAPACITETE	24
SLIKA 2-10: GRAFIČNI PRIKAZ DOLOČITVE CILJNEGA POMIKA	25
SLIKA 2-11: WENOV DIAGRAM OBNAŠANJA	27
SLIKA 2-12: DEFINICIJA WENOVE HISTEREZE V PROGRAMU SAAP 2000	27
SLIKA 3-1:3D MODEL STAVBE.....	29
SLIKA 3-2:RAZPORED PRITISKOV VETRA PO VIŠINI.....	33
SLIKA 4-1:ST. MARY AXE(LONDON)	36
SLIKA 4-2: TLOORISNE DIMENZIJE ETAŽE	37
SLIKA 4-3: MODEL KONSTRUKCIJE 1 V PROGRAMU ETABS.....	37
SLIKA 4-4:TLOORIS KONSTRUKCIJE 1 Z OZNAČENIMI MESTI DVIGAL	37
SLIKA 4-5:TLOORIS KONSTRUKCIJE 2	38
SLIKA 4-6: 3D MODEL KONSTRUKCIJE V PROGRAMU ETABS	38
SLIKA 4-7:RASTER GLAVNIH OKVIRJEV.....	40
SLIKA 4-8: : EKSCENTRIČNA POVEZJA V PREČNI SMERI	41
SLIKA 5-1: ELEMENTI V OVOJU	43
SLIKA 5-2:ETAŽNI NOSILCI.....	43
SLIKA 5-3:NOTRANJI DEL.....	44
SLIKA 5-4: 3D MODEL KONSTRUKCIJE 2	48
SLIKA 5-5:STEBRI V POGLEDU IZ STRANI.....	49
SLIKA 5-6: RAZPORED IN OŠTEVILČENJE STEBROV V TLOORISU	49
SLIKA 5-7: ELEMENTI V ETAŽI.....	50
SLIKA 5-8: OZNAKE POVEZIJ	51
SLIKA 5-9: HORIZONTALNI STRIŽNI ČLEN.....	52

SLIKA 5-10: VERTIKALNI STRIŽNI ČLEN	52
SLIKA 5-11: RAZPORED IN OŠTEVLJENJE STEBROV V TLORISU TER OSI GLAVNIH OKVIRJEV	60
SLIKA 5-12: PREREZI SESTAVLJENIH PREREZOV 5,6,7 IN 8.....	62
SLIKA 5-13:ELEMENTI V ETAŽI.....	62
SLIKA 5-14: OZNAKE POVEZIJ	63
SLIKA 6-1: PUSHOVER KRIVULJE ZA MODEL 1 PO TDR.....	68
SLIKA 6-2: ANALIZA KRIVULJE KAPACITETE ZA PREČNO SMER	69
SLIKA 6-3: ANALIZA KONSTRUKCIJE NA MEJI PLASTIČNEGA OBNAŠANJA	70
SLIKA 6-4: MODEL KONSTRUKCIJE 1 V DEFORMIRANI OBLIKI PRI POMIKU ZGORAJ 31,3 CM	71
SLIKA 6-5:PLASTIFIKACIJE PRI POMIKU 0,45M V PREČNI SMERI(PRI 150% VREDNOSTI CILJNEGA POMIKA)	73
SLIKA 6-6: PUSHOVER KRIVULJE ZA MODEL 2 PO TDR.....	74
SLIKA 6-7: PUSHOVER KRIVULJE ZA MODEL 2 PO TPR	75
SLIKA 6-8:PRIMERJAVA ELASTIČNEGA SPEKTRA IN KRIVULJE KAPACITETE.....	76
SLIKA 6-9:ANALIZA NA MEJI PLASTIČNEGA OBNAŠANJA	77
SLIKA 6-10: ANALIZA MODELA 2 ZA PRIMER TRIKOTNE OBLIKE OBTEŽBE V VZDOLŽNI SMERI	77
SLIKA 6-11:NASTANEK PLASTIČNIH ČLENKOV PRI POMIKU $DT=31,3$ CM V PREČNI SMERI	79
SLIKA 6-12:NASTANEK PLASTIČNIH ČLENKOV PRI POMIKU $DT=31,3$ CM V VZDOLŽNI SMERI	80
SLIKA 6-13:PLASTIFIKACIJE PRI POMIKU 0,45M V PREČNI SMERI.....	83
SLIKA 6-14:PLASTIFIKACIJE PRI POMIKU 0,55M V VZDOLŽNI SMERI	84
SLIKA 6-15:PUSHOVER KRIVULJE ZA MODEL 3	85
SLIKA 6-16: ANALIZA KRIVULJE KAPACITETE ZA TRIKOTNO OBTEŽBO V VZDOLŽNI SMERI ($AG=0,25G$).....	86
SLIKA 6-17: KONSTRUKCIJA JE NA MEJI GLOBALNEGA PLASTIČNEGA OBNAŠANJA ($AG=0,3G$)	87
SLIKA 6-18 ANALIZA ZA PROJEKTI POSPEŠEK $AG=0,4G$	87
SLIKA 6-20 TVORBA PLASTIČNIH ČLENKOV PRI POMIKU 31,3 CM V VZDOLŽNI SMERI.....	89
SLIKA 6-21:TVORBA PLASTIČNIH ČLENKOV PRI POMIKU 31,3 CM V PREČNI SMERI	90
SLIKA 6-22:NASTANEK PLASTIČNIH ČLENKOV PRI POMIKU 0,5M NA VRHU ZA PRIMER ENAKOMERNE OBTEŽBE V PREČNI SMERI.....	92
SLIKA 7-1: SPEKTRI UPORABLJENIH AKCELOGRAMOV IN NJIHOVO POVPREČJE ZA MODEL 1	95
SLIKA 7-2:SPEKTRI UPORABLJENIH AKCELOGRAMOV IN NJIHOVO POVPREČJE ZA MODELA 2 IN 3	95
SLIKA 7-3: MODEL 1 Z NADOMESTNIMI DIAGONALNIMI ELEMENTI MODELIRANIMI Z VZMETMI.....	97
SLIKA 7-4:AKCELOGRAM ULGINJ-HOTEL ALBATROS(SMER Y).....	98
SLIKA 7-5:GRAF POMIKOV V ODVISNOSTI OD ČASA.....	98
SLIKA 7-6: GRAF POVPREČNIH ETAŽNIH POMIKOV V SMERI Y	100
SLIKA 7-7:PRIMERJAVA ETAŽNIH POMIKOV	102
SLIKA 7-8:PLASTIFIKACIJE V DIAGONALAH V POGLEDU IZ STRANI	103
SLIKA 7-9:HISTEREZA, KI NASTANE Z DEFORMIRANJEM V PLASTIČNO OBMOČJE	104
SLIKA 7-10:ETAŽNI POMIKI	106
SLIKA 7-11:TIPičNA HISTEREZA	108

SLIKA 7-12:ETAŽNI POMIKI ZA MODEL 3	114
SLIKA 8-1: PRIMERJAVA ETAŽNIH POMIKOV ZA MODEL 1(SMER Y).....	121
SLIKA 8-2: PRIMERJAVA ETAŽNIH POMIKOV ZA MODEL 2 (SMER X).....	123
SLIKA 8-3: PRIMERJAVA ETAŽNIH POMIKOV ZA MODE3 (SMER)	125
SLIKA 8-4:ČASOVNI ODZIV POMIKOV Z METODO DIREKTNE INTEGRACIJE IN POENOSTAVLJENO METODO	126
SLIKA 8-5:ČASOVNI ODZIV POMIKOV Z METODO DIREKTNE INTEGRACIJE IN POENOSTAVLJENO METODO	126
SLIKA 8-6:PRIMERJAV ETAŽNIH POMIKOV METODE DIREKTNE INTEGRACIJE IN POENOSTAVLJENE METODE.....	127
SLIKA 9-1: :PRIMERJAVA ETAŽNIH MAKSIMALNIH ETAŽNIH POMIKOV V SMERI Y VSE 3 MODELE(NELINEARNA DINAMIČNA ANALIZA)	130
SLIKA 9-2: PRIMERJAVA ETAŽNIH MAKSIMALNIH ETAŽNIH POMIKOV V SMERI X ZA MODEL 2 IN 3 (NELINEARNA DINAMIČNA ANALIZA)	130
SLIKA 9-3: PRIMERJAVA ETAŽNIH MAKSIMALNIH ETAŽNIH POMIKOV V SMERI X VSE 3 MODELE(MODALNA ANALIZA).....	131

KAZALO PREGLEDNIC

PREGLEDNICA 3-1: SREDNJA HITROST VETRA, FAKTORJI HRAPAVOSTI REYNOLDSOVA ŠTEVILA	31
PREGLEDNICA 3-2:FAKTORJI c_{f0}	32
PREGLEDNICA 3-3:DOLOČITEV FAKTORJA Ψ_{λ}	32
PREGLEDNICA 3-4:PRITISK-VETER PRAVOKOTNO NA KRAJŠO STRANICO OBJEKTA	33
PREGLEDNICA 3-5:PRITISK VETER PRAVOKOTNO NA DALJŠO STRANICO OBJEKTA.....	33
PREGLEDNICA 5-1:FAKTORJI ZA UPOŠTEVANJE TEORIJE DRUGEGA REDA	45
PREGLEDNICA 5-2:MODALNE OBLIKE ZA 1 MODEL KONSTRUKCIJE IN DELEŽI MODALNIH MAS V ODSOTOKIH CELOTNE MODALNE MASE V POSAMEZNI NIHAJNI OBLIKI	46
PREGLEDNICA 5-3:MAKSIMALNI ETAŽNI POMIKI.....	47
PREGLEDNICA 5-4:DIMENZIJE STEBROV	50
PREGLEDNICA 5-5: PROFILI NA POZICIJI P1	51
PREGLEDNICA 5-6: PREČKE V EKSCENTRIČNIH POVEZJIH 1, 2 IN 3.....	51
PREGLEDNICA 5-7:DIAGONALE V EKSCENTRIČNIH POVEZJIH	51
PREGLEDNICA 5-8:STRIŽNI ČLENI V POVEZJU 1	52
PREGLEDNICA 5-9:STRIŽNI ČLENI V POVEZJU 2	52
PREGLEDNICA 5-10:STRIŽNI ČLENI V POVEZJU 3	53
PREGLEDNICA 5-11: OMEJITVE DOLŽIN ZA KRATKE IN DOLGE STRIŽNE ČLENE ZA PROFILE HEA	54
PREGLEDNICA 5-12: VREDNOSTI FAKTORJA K_d ZA SMER X.....	55
PREGLEDNICA 5-13: VREDNOSTI FAKTORJA K_d ZA SMER Y.....	55
PREGLEDNICA 5-14:MODALNE OBLIKE ZA 2 MODEL KONSTRUKCIJE IN DELEŽI MODALNIH MAS V POSAMEZNI NIHAJNI OBLIKI	56
PREGLEDNICA 5-15:USTREZNOST POMIKOV GLEDE NA OMEJITEV $0,005 \cdot H$ PO TPR	56
PREGLEDNICA 5-16: USTREZNOST POMIKOV GLEDE NA OMEJITEV $0,0075 \cdot H$ PO TPR	57
PREGLEDNICA 5-17:ETAŽNI POMIKI PO TDR IN USTREZNOST POMIKOV GLEDE NA OMEJITEV $0,075H$	58
PREGLEDNICA 5-18:ROTACIJE VERTIKALNIH STRIŽNIH ČLENKOV V EKSCENTRIČNIH POVEZJIH.....	59
PREGLEDNICA 5-19: ROTACIJE HORIZONTALNIH STRIŽNIH ČLENOV	59
PREGLEDNICA 5-20:STEBRI V OSI B.....	60
PREGLEDNICA 5-21:STEBRI V OSI A IN C.....	61
PREGLEDNICA 5-22: OSTALI STEBRI NA OBDU STAVBE	61
PREGLEDNICA 5-23: ELEMENTI V EKSCENTRIČNIH POVEZJIH.....	63
PREGLEDNICA 5-24:STRIŽNI ČLENI V EKSCENTRIČNIH POVEZJIH.....	63
PREGLEDNICA 5-25: VREDNOSTI FAKTORJA K_d ZA SMER X.....	64
PREGLEDNICA 5-26:MODALNE OBLIKE ZA 2 MODEL KONSTRUKCIJE IN DELEŽI MODALNIH MAS V POSAMEZNI NIHAJNI OBLIKI	65

PREGLEDNICA 5-27:USTREZNOST POMIKOV PO TDR GLEDE NA OMEJITEV $0,0075 \cdot H$	66
PREGLEDNICA 6-1: IZRAČUN CILJNEGA POMIKA.....	70
PREGLEDNICA 6-2:ETAŽNI POMIKI PRI CILJNEM POMIKU V PREČNI SMERI	72
PREGLEDNICA 6-3: REZULTATI IZ ANALIZE PO N2 METODI:	78
PREGLEDNICA 6-4: ETAŽNI POMIKI PRI CILJNEM POMIKU 31,3 CM.....	81
PREGLEDNICA 6-5:ROTACIJE V VERTIKALNIH STRIŽNIH ČLENIH	82
PREGLEDNICA 6-6: ROTACIJE V HORIZONTALNIH STRIŽNIH ČLENIH	83
PREGLEDNICA 6-7: IZRAČUN CILJNEGA POMIKA ZA MODEL 3	88
PREGLEDNICA 6-8: ETAŽNI POMIKI PRI OBTEŽBI KONSTRUKCIJE DO POMIKA 31,3 CM.....	91
PREGLEDNICA 6-9: ROTACIJE V STRIŽNIH ČLENIH	92
PREGLEDNICA 6-10:ANALIZA PRI CILJNEM POMIKU 0,6M.....	93
PREGLEDNICA 7-1:FAKTORJI S KATERIMI SMO SKALIRALI AKCELOGRAME	95
PREGLEDNICA 7-2:PRIMERJAVA ETAŽNIH POMIKOV.....	101
PREGLEDNICA 7-3:OCENA VPLIVA TDR	102
PREGLEDNICA 7-4:PLASTIFIKACIJE V DIAGONALAH	103
PREGLEDNICA 7-5:NOTRANJE SILE V STEBRIH	104
PREGLEDNICA 7-6:NOTRANJE SILE V PREČKAH	105
PREGLEDNICA 7-7:PLASTIFIKACIJE V STRIŽNIH ČLENIH-POVEZJE 1	107
PREGLEDNICA 7-8: PLASTIFIKACIJE V STRIŽNIH ČLENIH-POVEZJE 2	107
PREGLEDNICA 7-9: PLASTIFIKACIJE V STRIŽNIH ČLENIH-POVEZJE 3	107
PREGLEDNICA 7-10: PLASTIFIKACIJE V STRIŽNIH ČLENIH-POVEZJE 4	108
PREGLEDNICA 7-11:NOTRANJE SILE-STEGER POZ. 2(SMER X)	109
PREGLEDNICA 7-12: NOTRANJE SILE-STEGER POZ. 2(SMER Y)	109
PREGLEDNICA 7-13: NOTRANJE SILE-STEGER POZ. 10(SMER X)	109
PREGLEDNICA 7-14: NOTRANJE SILE-STEGER POZ. 10(SMER Y)	110
PREGLEDNICA 7-15: NOTRANJE SILE-STEGER POZ. 11(SMER X)	110
PREGLEDNICA 7-16: NOTRANJE SILE-STEGER POZ. 11(SMER Y)	110
PREGLEDNICA 7-17:NOSILNOST Z UPOŠTEVANJEM UKLONA V NAJBOLJ OBREMENJENIH PREREZIH STEBROV.....	111
PREGLEDNICA 7-18:SILE V DIAGONALAH-POVEZJE 1	111
PREGLEDNICA 7-19: SILE V DIAGONALAH-POVEZJE 2	111
PREGLEDNICA 7-20: SILE V DIAGONALAH-POVEZJE 3	111
PREGLEDNICA 7-21: SILE V DIAGONALAH-POVEZJE 4	111
PREGLEDNICA 7-22: SILE PREČKAH, KI SO DEL EKSCENTRIČNIH POVEZIJ	112
PREGLEDNICA 7-23: OSTALE PREČKE.....	113
PREGLEDNICA 7-24:PLASTIFIKACIJE V STRIŽNIH ČLENIH-POVEZJE 1	115
PREGLEDNICA 7-25: PLASTIFIKACIJE V STRIŽNIH ČLENIH-POVEZJE 2	115
PREGLEDNICA 7-26: PLASTIFIKACIJE V STRIŽNIH ČLENIH-POVEZJE 4	115
PREGLEDNICA 7-27: PLASTIFIKACIJE V STRIŽNIH ČLENIH-POVEZJE 4	116

PREGLEDNICA 7-28: NOTRANJE SILE-STEGER POZ. 10(SMER X)	116
PREGLEDNICA 7-29: NOTRANJE SILE-STEGER POZ. 10(SMER Y)	117
PREGLEDNICA 7-30: NOTRANJE SILE-STEGER POZ. 11(SMER X)	117
PREGLEDNICA 7-31: NOTRANJE SILE-STEGER POZ. 11(SMER Y)	117
PREGLEDNICA 7-32: NOTRANJE SILE-STEGER POZ. 1(SMER Y)	117
PREGLEDNICA 7-33: NOSILNOST V TLAKU Z UPOŠTEVANJEM UKLONA V NAJBOLJ OBREMENJEIH ELEMENTIH	118
PREGLEDNICA 7-34: SILE V DIAGONALAH-POVEZJE 1	118
PREGLEDNICA 7-35: SILE V DIAGONALAH-POVEZJE 2	118
PREGLEDNICA 7-36: SILE V DIAGONALAH-POVEZJE 3	118
PREGLEDNICA 7-37: SILE V DIAGONALAH-POVEZJE 4	118
PREGLEDNICA 7-38: SILE V PREČKAH, KI SO DEL EKSCENTRIČNIH POVEZIJ	119
PREGLEDNICA 7-39: OSTALE PREČKE	120
PREGLEDNICA 8-1: MODEL 1-POMIK NA VRHU	121
PREGLEDNICA 8-2: MODEL 2-POMIK NA VRHU	122
PREGLEDNICA 8-3: MODEL 3-POMIK NA VRHU	124
PREGLEDNICA 9-1: NIHAJNI ČASI	128
PREGLEDNICA 9-2: PRIMERJAVA MAKSIMALNIK POMIKOV NA VRHU	128
PREGLEDNICA 9-3: PRIMERJAVA MAKSIMALNIH ETAŽNIH POMIKOV	129
PREGLEDNICA 9-4: TEŽA JEKLENE KONSTRUKCIJE	131

1 UVOD

Visoke jeklene stavbe so zelo primerne za pridobivanje novih uporabnih površin za razne dejavnosti v mestih kjer je problem s pomanjkanjem prostora. V primerjavi z betonskimi stavbami je glavna prednost jeklenih konstrukcij velika možnost prefabrikacije saj se posamezni elementi pripravijo že v tovarni, tako da je gradnja izredno hitra. Sodobne jeklene stolpnice so tudi zelo primerne za potresna območja, kjer je potresna obtežba večja od obtežbe vetra. Jeklene stavbe so v primeru potresa sposobne absorbirati velik del energije, ki se sprosti pri potresu. Energija se absorbira v obliki plastičnih deformacij. Standard EN-1998-1 za dimenzioniranje na potresno obtežbo predvideva možnost uporabe različnih metod. Od najbolj enostavne modalne analize, do nelinearne statične-pushover analize in najbolj natančne nelinearne dinamične analize.

1.1 SPLOŠNO O DIMENZIONIRANJU VISOKIH JEKLENIH STAVB

Jeklo ima pri gradnji visokih objektov izmed vseh materialov najdaljšo tradicijo. Največja prednost jekla je da ima veliko trdost tako, da lahko z relativno majhnim prečnim prereзом prenašamo velike obtežbe. Razlike med nizkimi in visokimi stavbami so v tem da imajo višje stavbe večje vertikalne obtežbe, kar pa je še pomembneje, pa je razlika v prečni obtežbi, ki se pojavi zaradi obtežbe z vetrom in potresne obremenitve. Na potresnih območjih dimenzioniramo predvsem na potresno obremenitev, ki je ponavadi večja od obtežbe z vetrom. Ali je prevladujoča horizontalna obtežba potres, oziroma veter, pa je odvisno od višine, nihajnega časa konstrukcije in projektnega pospeška tal. Obnašanje visokih stavb lahko primerjamo z navpično konzolo, ki je vpeta v podlago. Če npr. konzolo obremenimo z enakomerno horizontalno obtežbo, moment v vpetju s spreminjanjem višine narašča kvadratično. V realnosti pa horizontalne obtežbe po višini stavbe celo naraščajo, zaradi tega je najpomembneje kako si zamislimo nosilni sistem s katerim bomo horizontalno obtežbo in moment ki ga povzroča prenesli na temelje.. Sistemi s katerimi zagotovimo potrebno odpornost proti horizontalni obtežbi so lahko različni.

1.2 POTRESNO DIMENZIONIRANJE JEKLENIH STAVB

Na območjih, izpostavljenim potresni aktivnosti lahko močni potresi povzročijo zelo velike horizontalne pospeške, pospeški pa povzročijo velike horizontalne obtežbe. Zato je zelo pomembno, da so jeklene stavbe na predviden potres pravilno dimenzionirane. Verjetnost močnih

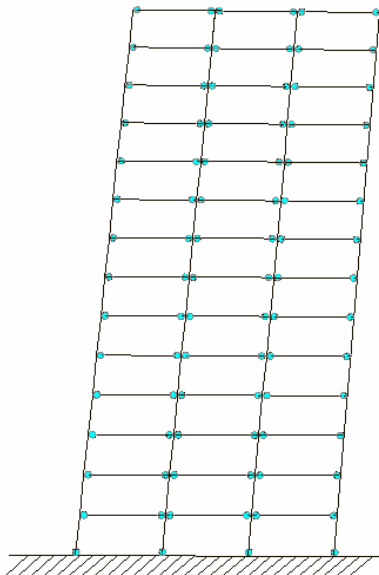
potresov v življenjski dobi stavbe je relativno majhna, zato bi bilo dimenzioniranje z namenom da bi v primeru takega potresa stavba ostale povsem nepoškodovana ekonomsko neupravičeno. Najprimernejše je zato dimenzioniranje na tak način, da v primeru predvidenega potresa, oziroma največjega potresnega sunka, ki ga predvidevamo, stavba tak sunek prenese, glavni nosilni elementi ostanejo nepoškodovani, lahko pa se pojavijo poškodbe na nenosilnih elementih in plastifikacije v okviru predvidenih plastičnih rezerv na delih konstrukcije kjer to predvidimo. Pri vsem tem je seveda najpomembnejša varnost ljudi, ki se nahajajo v stavbi.

Za večanje višine stavbe se količina dodatnega jekla, ki ga porabimo za prevzem vertikalne obtežbe, povečuje približno linearno, za ojačitveni sistem v prečni smeri pa nelinearno (približno s kvadratom višine). Zaradi tega je izbira primerne sistema za prevzem horizontalnih obtežb pri visokih stavbah zelo pomembna. Posamezni elementi ojačitvenega sistema v prečni smeri v primeru potresa lahko tudi disipirajo energijo.

1.3 NAČINI ZA PRENOS HORIZONTALNE OBTEŽBE

Uporabljata se več načinov za prenos horizontalne obtežbe in od tega je potem odvisno kako se bo dispirala energija med potresom.

1.3.1 Pomični okvirji



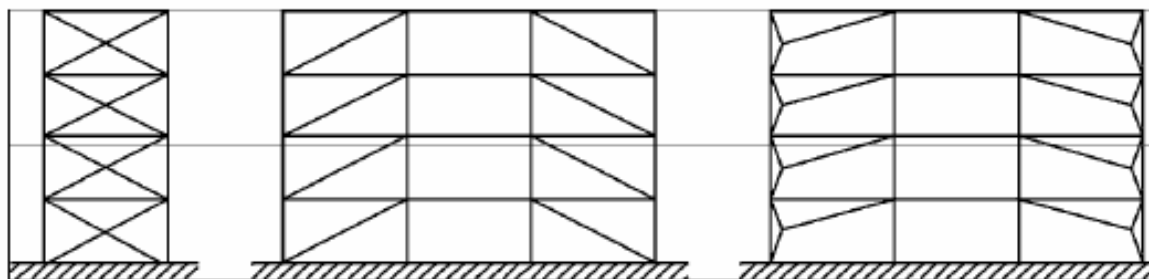
Slika 1-1: Pomični okvir

Vodoravne sile se prenašajo z upogibnim delovanjem elementov. Spoji so večinoma togi. S tego povezavo prečk in okvirjev dobimo okvirno skeletno konstrukcijo. Energija se disipira v prečkah kot je razvidno na sliki 1-1. Čiste okvirne konstrukcije so primerne le za stavbe do okoli 20 nadstropij. Pri višjih stavbah je smiselna uporaba dodatnih ojačitvenih elementov-povezij saj na ta način uporabimo manjšo količino jekla kot bi v primeru čistih okvirnih konstrukcij.

1.3.2 Okvirji s povezji

Z okvirnimi konstrukcijami ojačanimi s povezji lahko naredimo zelo visoke objekte. Primer take stavbe je Empire state Building z višino 381m (brez antene).

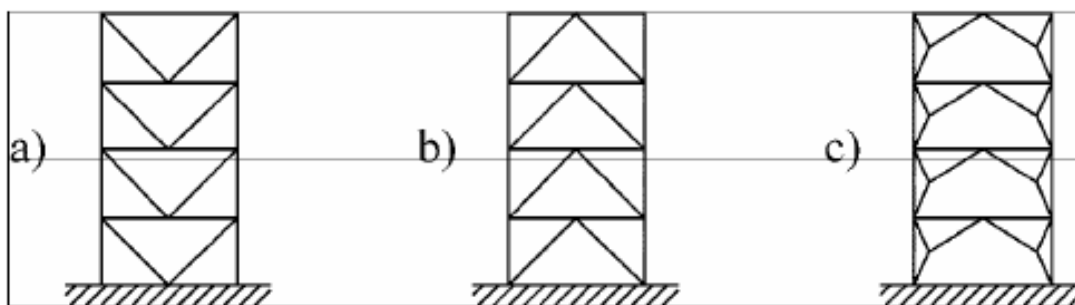
1.3.2.1 Okvirji s centričnimi povezji z nateznimi diagonalami



Slika 1-2: Okvirji s centričnimi povezji

V splošnem pri takih povezjih pri prevzemu potresne obtežbe sodeluje le natezna diagonala, tlačna diagonala pa se ukloni. Območja disipiranja energije pri takih konstrukcijah so v nateznih diagonalah. Problem pri višjih stavbah je da zaradi elastičnega skrčka stebrov pod vplivom velikih osnih sil pride do velikih tlačnih napetosti tudi v diagonalah, te pa moramo na take napetosti dimenzionirati. Zato bi bile take diagonale zelo velikih prečnih prerezov. Zaradi velikih tlakov bi med potresom prišlo do majhnih nategov v diagonalah, te se ne bi plastificirale in tako se energija ne bi disipirala. Zato okvirji s centričnimi povezji za visoke stavbe niso uporabni. Rešitev bi bil če bi uporabili prednapete diagonale.

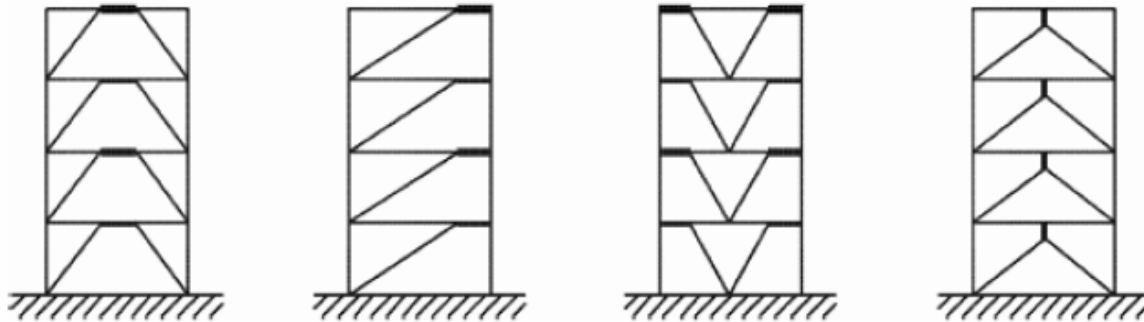
1.3.2.2 Okvirji s centričnimi V povezji



Slika 1-3: Okvirji s centričnimi V povezji

Pri konstrukcijah s takimi vrstami okvirjev kot so prikazani na sliki 1-3 so cone disipiranja v tlačnih in nateznih diagonalah.

1.3.2.3 Okvirji z ekscentričnimi povezji



Slika 1-4: Okvirji z ekscentričnimi povezji

Pri takih konstrukcijah se energija disipira s strižnim deformiranjem potresnih členov. To so kratki elementi, ki jih dimenzioniramo tako, da se med potresom plastično deformirajo.

1.3.3 JEKLENE KONSTRUKCIJE V KOMBINACIJI Z AB-STENAMI IN JEDRI

Za prevzem prečnih sil lahko učinkovito uporabimo tudi armirano-betonska jedra in AB stene. Zunanji del pa lahko naredimo iz pomičnih okvirjev, katere povežemo z betonskim jedrom. S prevzemom strižnih sil samo v jedru lahko delamo stavbe nekje do višine 170m. Pri višji stavbah pa je potrebno za prevzem prečne obtežbe vgraditi ojačitvene elemente tudi v fasado.

1.3.4 KONSTRUKCIJE S TOGIM ZUNANJIM OVOJEM-CEVJO

Togost dosežemo z gostim rastrom stebrom po obodu stavbe, ki jih med seboj povežemo z nosilci ali diagonalami. Tako tvori obodna nosilna konstrukcija nekakšno togo cev. Lahko pa se dodatno uporabi tudi notranje jedro, ki pomaga zunanjemu jedru pri prenosu sil. Slabost takega sistema je velika poraba jekla. Primer takega objekta je bil WTC.

1.4 PREGLED DIPLOMSKE NALOGE

V diplomski nalogi je analizirana jeklena stolpnica elipsaste oblike in višine 70m. Za stolpnico podanih dimenzij so bili izbrani 3 različni sistemi za prenos obtežbe. Stolpnica je bila naprej dimenzionirana na mejno stanje nosilnosti, mejno stanje uporabnosti in modalno analizo. Tako dimenzionirani modeli so bili potem preverjeni z nelinearno statično analizo in nelinearno dinamično analizo z uporabo akcelogramov.

V drugem poglavju so najprej na kratko opisani postopki kako smo prišli do rezultatov posameznih analiz, ter določila in zahteve standarda EN 1998-1, ki smo jih pri potresni analizi upoštevali. V tretjem poglavju so naveden vse obtežbe, ki smo jih pri analizah upoštevali. Opisan je tudi postopek določevanja obtežbe vetra, ki je bil za to stavbo poseben zaradi oblike. V četrtem poglavju so opisani vsi trije konstrukcijski modeli. V petem poglavju so najprej podani končni rezultati dimenzioniranja gleda na mejno stanje nosilnosti, uporabnosti in modalne analize ter prikazani so rezultati modalne analize. V tem poglavju so bili prikazani predvsem podatki o pomiku na vrhu in maksimalnih etažnih pomikih. V šestem poglavju so prikazani rezultati nelinearne statične analize, v sedmem rezultati nelinearne dinamične analize, v osmem je narejena primerjava rezultatov med posameznimi analizami, v devetem poglavju pa primerjava med konstrukcijskimi modeli. V 10 poglavju pa je zaključek s sklepnimi ugotovitvami.

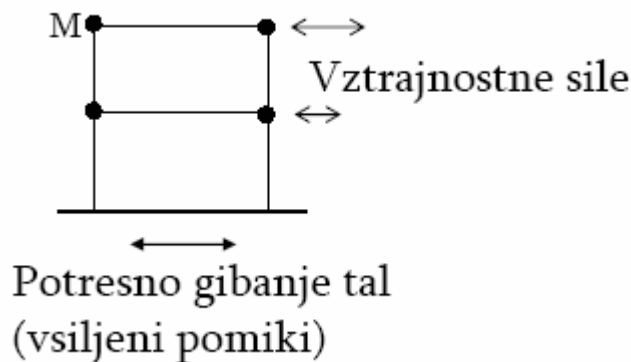
2 UPORABLJENE METODE IN ANALIZE

2.1 STATIČNA ANALIZA

Globalna statična analiza je bila narejena po teoriji drugega reda s programom ETABS. Pri kontroli stabilnosti elementov, ki je bila prav tako narejena s programom Etabs so bile v interakcijskih enačbah nosilcev kot uklonske dolžine uporabljene systemske dolžine elementov, pri uklonskih dolžinah pa so bile uporabljene dolžine med nosilcema v etažah. Pri določevanju stalne, koristne in obtežbe vetra so bili upoštevani standardi SIST ENV 1991-2-1 in SIST ENV 1991-2-3. Dimenzioniranje elementov pa je bilo opravljeno v skladu s standardom ENV 1993-1-3.

2.2 POTRESNA ANALIZA OBJEKTA

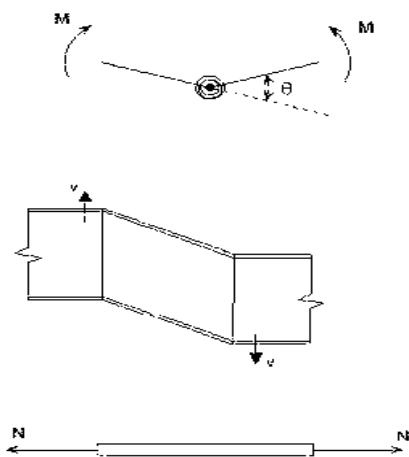
Potresna analiza vseh treh konstrukcijskih sistemov smo naredili s 3 različnimi metodami. Uporabili smo modalno analizo s spektri odziva, ki je izmed vseh treh metod najenostavnejša in najhitrejša, nelinearno statično analizo oziroma pushover analizo in nelinearno dinamično analizo, ki zahteva največ časa za analizo in je najtežja.



Slika 2-1: Simulacija potresnega vzbujanja

Potresno gibanje tal, povzroča zaradi pospeškov določene sile na objekt, sile pa povzročijo pomike konstrukcije. Različne metode, ki jih lahko uporabimo za analizo potresnega vpliva se med seboj potem razlikujejo po načinu kako dobimo potresne sile na konstrukcijo in kako potem rezultate analiz interpretiramo. Zaradi ekonomičnosti dopuščamo da se objekt med potresom plastično deformira. Zagotoviti pa moramo, da se bodo take deformacije lahko izvršile in to samo na mestih kjer to predvidimo. Rečemo da mora imeti objekt potrebno duktilnost, oziroma sposobnost deformiranja v plastično območje. V uporabi je zato metoda projektiranja nosilnosti,

ki se imenuje metoda varovalke. Elementi se lahko plastično deformirajo in s tem disipirajo energijo z upogibnim delovanjem, s plastifikacijo v nategu ali pa s strižnim deformiranjem, kot je prikazano na sliki 2-2.



1. Plastifikacija z upogibom-nastane upogibni plastični členek

2. Plastifikacija v strigu-nastane strižni plastični členek

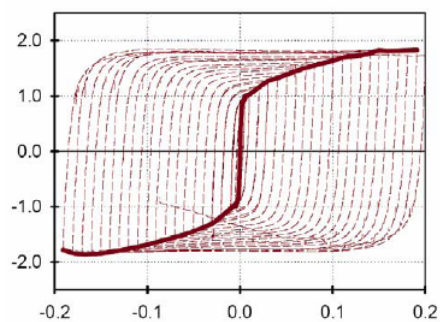
3. Plastifikacija v nategu

Slika 2-2: Načini disipiranja energije

Dopuščamo le plastične deformacije v prečkah, strižnih členih in stebrih ob vpetju. Ostale elemente pa varujemo s faktorjem dodatne nosilnosti- γ_{ov} (overstrength). Prav tako s tem faktorjem dodatno varujemo vse spoje z disipativnimi elementi. Pogoji za razvoj takih plastičnih členkov so, da so prerezi v 1. ali 2. razredu kompaktnosti, da imamo duktilen material in da so preprečene vse vrste globalne nestabilnosti, predvsem uklon in bočna zvrnitev. Tako v primeru cikličnega obremenjevanja, ko je npr potres, dobimo histerezne krivulje. Primer take krivulje je prikazana na sliki 2-3.



Slika 2-4: Strižni člen-primer 1



Slika 2-3: Tipična strižna histereza



Slika 2-5: Strižni člen-primer 2

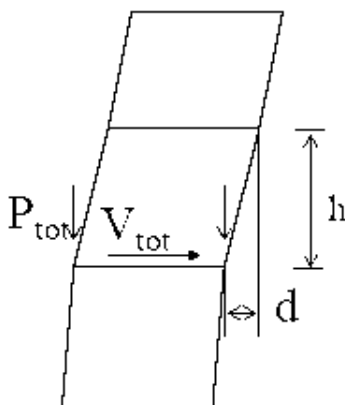
Na sliki 2-3 je označeno:

- na x osi:strižna deformacija v radianih
- na y osi :normalizirana strižna sila

Vpliv teorije drugega reda lahko upoštevamo neposredno le pri nelinearni statični in dinamični analizi. Posredno s koeficientom θ pa ga lahko upoštevamo pri modalni analizi.

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_c}{V_{tot} * h} = \frac{P_{tot}}{P_{cr}} \quad (2.1)$$

$$k_{\delta} = \frac{1}{1 - \theta} \quad (2.2)$$



- P_{tot} =celotna vertikalna obtežba na obravnavano etažo

- V_{tot} =celotna prečna sila v etaži

- h =višina etaže

- d_c =horizontalni relativni zamik etaže v mejnem stanju zaradi seizmičnih vplivov(točka C)

$$D_c = dA * q$$

Slika 2-6: Vpliv TDR

Če je :

$\theta \leq 0,1$vpliv TDR zanemarimo

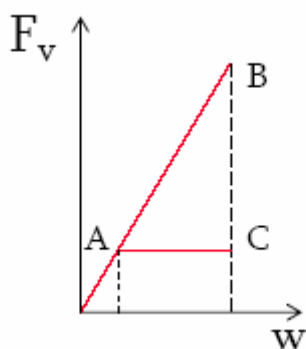
$0,1 < \theta \leq 0,2$vpliv TDR upoštevamo s koeficientom

$\theta > 0,3$ni dovoljen

Potres deluje v vseh smereh mi pa moramo upoštevati le smeri delovanja X in Y. To storimo s kombinacijo učinkov komponent potresnega vpliva.

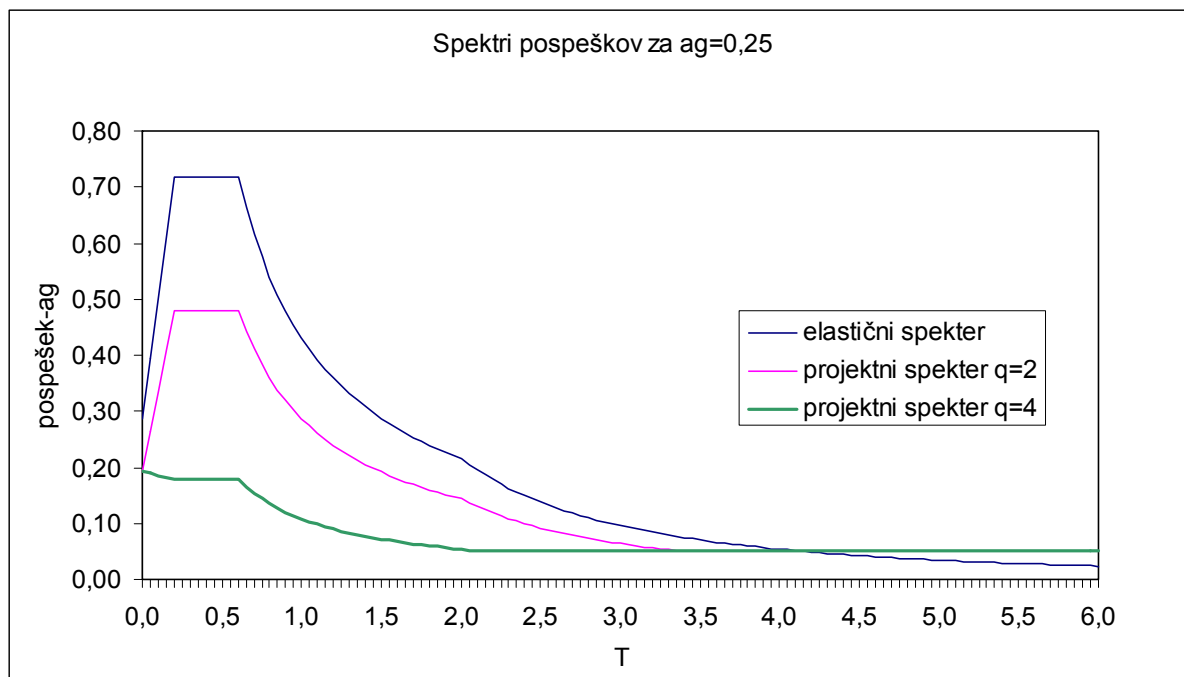
2.2.1 Modalna analiza

Modalno analizo smo tudi naredili s programom Etabs. Modalna analiza je najenostavnejša analiza izmed vseh 3 analiz saj se izvaja elastično po TPR-teoriji prvega reda. Glede na predvideno vrste konstrukcije in način kako se disipira energija predpostavimo faktor obnašanja q s katerim zmanjšamo elastični spekter odziva in tako konstrukcijo računamo v elastičnem območju. Obenem pa se zavedamo, da so posamezni elementi v konstrukciji dejansko v plastičnem območju, zato morajo imeti ti elementi sposobnost plastičnega deformiranja, kar zagotovimo s 1. ali 2. razredom kompaktnosti.



Iz ponazoritev modalne analize na sliki 2-7 je razvidno, da so pri elastičnem računu potresni vplivi v točki A, kjer je analiza še lahko elastična. Ker pa se v potresu objekt nahaja v točki C (deformacije v plastičnem območju), ki je za faktor duktilnost- q nižje od točke B, prave vrednosti pomikov izračunamo tako, da pomike iz elastične analize množimo s faktorjem q .

Slika 2-7: Prikaz modalne analize



Slika 2-8: Spektri pospeškov

Program Etabs pri modalni analizi glede na podano maso in togost objekta izračuna nihajne oblike in potresne sile na objekt. Celotna notranja sila ali pa pomik se izračuna s kombinacijo sil oziroma pomikov od posameznih nihajnih oblik in s kombinacijo smeri potresne obtežbe. Rezultati modalne analize morajo ustrezati zahtevam in omejitvam navedenim v standardu ENV 1998-1 (točka 4.3.3.3.1).

Upoštevati moramo vse nihajne oblike, ki pomembneje prispevajo k globalnemu odzivu konstrukcije. Temu pogoju zadostimo, če:

- je vsota vseh efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki jih upoštevamo vsaj 90% celotne mase konstrukcije
- upoštevamo vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami večjimi od 5% celotne mase

Kombinacijo odziva v posameznih nihajnih oblikah naredimo po enačbi:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (2.3)$$

Kjer je E_E obravnavani potresni vpliv, E_{Ei} pa vrednost učinka tega vpliva v posamezni nihajni obliki. Upoštevamo tudi vpliv slučajne torzije (glej enačbi 2.2).

$$M_{ai} = e_{ai} * L_i \quad (2.4)$$

e_{ai} =slučajna ekscentričnost mase v etaži i: $e_{ai}=0,05*L_i$

L_i =Dimenzija pravokotno na smer potresnega vpliva

Kombinacijo učinkov potresnih vplivov zaradi smeri delovanja upoštevamo z enačbo:

$$\begin{aligned} & E_{Edx} + 0,3E_{Edy} \text{ ali} \\ & 0,3E_{Edx} + E_{Edy} \end{aligned} \quad (2.5)$$

2.2.1.1 Posebna pravila za okvirje s ekscentričnimi povezji

Standard EN-1998-1 predpisuje pravila za dimenzioniranje ekscentričnih povezij. Ker so diagonale ekscentrično priključene na prečke, se tvorijo seizmični členi. Odvisno od dolžine teh elementov, lahko ti disipirajo energijo na več načinov:

-kratki členi: disipirajo energijo z strižno plastifikacijo stojine

-dolgi členi: disipirajo energijo v upogibu

-srednje dolgi členi: disipirajo energijo s kombinacijo upogiba in striga

Plastično momentno odpornost členka in strižno plastično silo za I prereze lahko izračunamo z naslednjima enačbama.

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (2.6)$$

$$V_{p,link} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} t_w (d - t_w) \quad (2.7)$$

V primeru, ko velja $N_{ed} / N_{RD} \leq 0,15$ mora projektna odpornost na obeh koncih členka zadostiti kriterijema: $V_{ED} \leq V_{p,link}$ in $M_{ED} \leq M_{p,link}$. V primeru, ko pogoj za osne sile ni izpolnjen moramo upoštevati reducirane vrednosti plastične momentne in strižne odpornosti strižnih členov (EN 1991-1, točka 6.8.2 (5)). Omejitve za dolžino strižnih členov v primeru, ko se na obeh straneh istočasno razvijeta enak upogibna elementa so:

-kratki členi:

$$e < e_s = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad (2.8)$$

-dolgi členi:

$$e > e_L = 3,0 M_{p,link} / V_{p,link} \quad (2.9)$$

-srednje dolgi členi:

$$e_s < e < e_L$$

V primeru, ko pa se plastični členek razvije samo na enem koncu je omejitev:

-kratki členi:

$$e < e_s = 0,8(1 + \alpha) M_{p,link} / V_{p,link} \quad (2.10)$$

-dolgi členi:

$$e > e_L = 1,5(1 + \alpha) M_{p,link} / V_{p,link} \quad (2.11)$$

-srednje dolgi členi:

$$e_s < e < e_L$$

α ...razmerje med manjšim upogibnim momentom na enem koncu člena in večjim upogibnim momentom na mestu, kjer se tvori plastični členek

Kot rotacije med členom in elementom ob členu ne sme presegati naslednjih vrednosti:

-kratki členi: $\theta \leq \theta_{pR} = 0,08rad$

-dolgi členi: $\theta \leq \theta_{pR} = 0,02rad$

-srednje dolgi členi: $\theta \leq \theta_{pR} =$ linearno interpolirano med zgornjima vrednostima

Elementi, ki ne vsebujejo seizmičnih členov morajo biti preverjeni na tlačno obremenitev ob upoštevanju najneugodnejše kombinacije osne sile in upogibnih momentov kot prikazuje enačba

2.12. Ti elementi so v primeru vertikalnih strižnih členkov stebri, diagonale in prečke, v primeru horizontalnih strižnih členkov pa samo stebri in diagonale.

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\theta N_{Ed} \quad (2.12)$$

Pri tem pomenijo oznake:

N_{Rd} ...projektna osna odpornost stebra ali diagonalnega elementa ob upoštevanju interakcije z upogibnim momentom E_{Ed} in prečno silo V_{Ed} izračunano pri potresnem projektnejem stanju;

$N_{Ed,G}$...tlačna sila v stebri ali diagonalni od neseizmičnih vplivov vključenih v seizmično projektno stanje;

$N_{Ed,E}$...tlačna sila v stebri ali diagonalni v seizmičnem projektnejem stanju

γ_{ov} ...faktor dodatne nosilnosti;

Ω ...pri kratkih členih najmanjša vrednost $\Omega_i = 1,5V_{p,link} V_{Ed,i}$ za vse člene.

Za zagotovitev globalnega disipativnega obnašanja konstrukcije razmerja Ω_i ne smejo odstopati od najmanjše vrednosti za več kot 25%.

2.2.2 Nelinearna statična analiza

Nelinearno statično analizo, ki ji rečemo tudi pushover analiza smo naredili tako, da smo konstrukciji smo elementih kjer smo predvidevali, da bo lahko prišlo do plastičnih deformacij, določili nelinearne lastnosti. Podali smo bilinearne diagrame za odnos med silo in deformacijo. Diagrami so bili z neskončnim ravnim platojem plastičnega tečenja. Nelinearna statična analiza se izvede kot je navedeno v standardu ENV 1998-1. Osnova je metoda N2, ki je vključena v standard. Pri potresu nas največkrat zanima kakšne poškodbe lahko pričakujemo. N2 metoda je zelo primerna za analizo predvidenih poškodb pri potresu saj ocene predvidenih poškodb ni mogoče dobiti brez uporabe nelinearne analize, ki je sicer najbolj primerna za račun odziva konstrukcij pri potresni obtežbi. Ta metoda temelji na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) pri monotonu naraščajoči horizontalni obtežbi, medtem ko se potresna obremenitev določi iz projektne spektra. V ta namen je potrebno določiti ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem). Osnova interpretacije rezultatov te analize je graf AD (pospešek – pomik, kjer se na navpični osi rišejo pospeški, na vodoravni osi pa pomiki. AD format, omogoča na isti sliki primerjavo potresnih obremenitev in kapacitet potresa. Slabost te metode je, da daje zadovoljive rezultate predvsem pri

konstrukcijah, ki nihajo pretežno v eni sami nihajni obliki. Tega pogoja pa običajno ne izpolnjujejo visoke stavbe, kjer so lahko pomembne višje nihajne oblike in pa torzijsko podajne konstrukcije, pri katerih je osnovna nihajna oblika torzijska. V našem primeru je bila 1 nihajna oblika prevladujoča in je zato glede tega pogoja ta metoda smiselna.

Nelinearno statično analizo naredimo tako, da model konstrukcije obremenimo z vodoravno statično obtežbo, ki je simulacija potresnih sil. Pri tem opazujemo pomike konstrukcije in potek plastičnega mehanizma konstrukcije. Običajno zasledujemo odnos med celotno prečno silo, ki je enaka vsoti vseh vodoravnih sil v posameznih etažah, in pomikom na vrhu konstrukcije. Rezultati analize so odvisni od razporeditve vodoravnih sil po višini konstrukcije.

Standard EN 1998-1 predpisuje konstantno nihajno obliko ($\Phi = 1$) in osnovno nihajno obliko elastične konstrukcije, ki jo določimo z obrnjenim trikotnikom. Pri tem je predpostavljena naslednja zveza med vodoravnimi silami F_i in normiranimi pomiki Φ_i . Oznaka m_i je masa v i -ti etaži.

$$\bar{F}_i = m_i * \Phi_i \quad (2.13)$$

Masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo-SDOF je definirana kot

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2 = \sum F_i \quad (2.14)$$

Transformacijski faktor med modelom z več prostostnimi stopnjami in modelom SDOF pa je definiran kot

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (2.15)$$

Silo F^* in pomik d^* pa določimo z izrazoma

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.16)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (2.17)$$

F_b ... celotna prečna sila v kontrolni točki MDOF

d^* ... pomik v kontrolni točki MDOF

Za nadaljnjo analizo moramo dobljeno krivuljo dobljeno s pushover analizo idealizirati, kot je to prikazano na sliki 2-9. Pri tem je začetna togost (naklon krivulje) taka da sta ploščini med

dejansko in idealizirano krivuljo enaki nad in pod idealizirano krivuljo. Celotno prečno silo idealiziranega sistema, ki je enaka sili plastičnega tečenja konstrukcije je enaka:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (2.18)$$

Nihajni čas T^* idealiziranega sistema pa dobimo z enačbo:

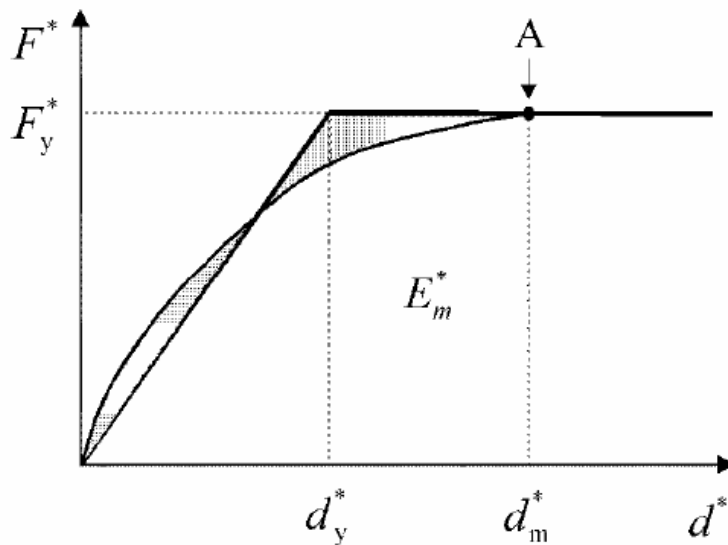
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.19)$$

Ciljni pomik konstrukcije- d_t^* je za konstrukcije z nihajnimi časi T^* večjimi od T_c , ki je za naš spekter (Tip tal C) enak 0,6 je potem kar enak ciljnemu pomiku konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem.

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.20)$$

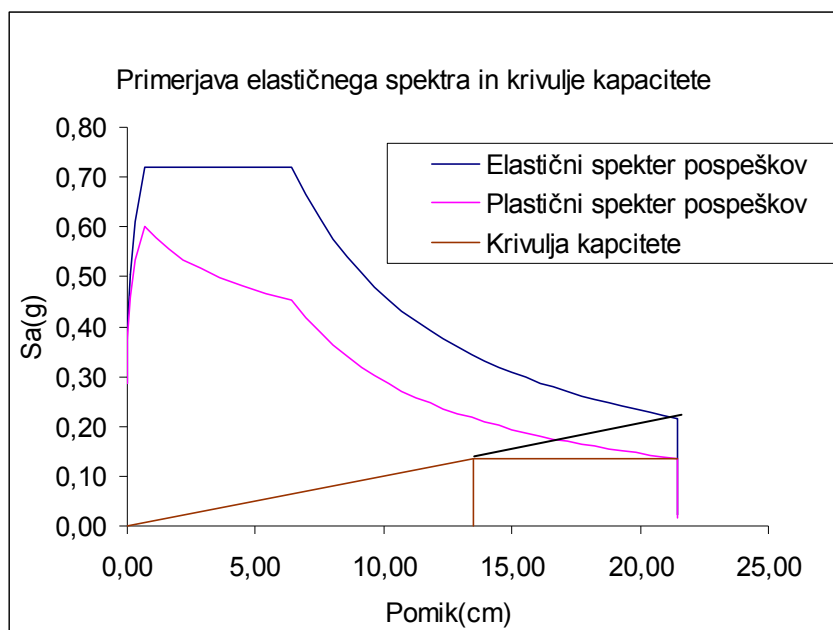
Ciljni pomik dejanske konstrukcije-MDOF pa je potem določen z.

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (2.21)$$



Slika 2-9:Krivulja kapacitete

Ko imamo izračunan ciljni pomik, konstrukcijo porinemo do tega pomika in analiziramo pomike in plastifikacije v konstrukciji.



Slika 2-10: Grafični prikaz določitve ciljnega pomika

Ciljni pomik je na sliki 2-10 kot presečišče podaljšanega dela krivulje kapacitete in elastičnega spektra pospeškov, kii je narisano v obliki pospešek-pomik.

2.2.3 Nelinearna dinamična analiza

Nelinearna dinamična analiza je bila narejena s programom SAAP 2000. SAAP 2000 ima na voljo dve metodi za nelinearno analizo. Prva je metoda direktne integracije, druga pa poenostavljena nelinearna metoda, ki se imenuje tudi hitra integracijska metoda. Pri stavbah velikih dimenzij se začenjajo pojavljati problemi s konvergenco, zato vseh konstrukcijskih modelov nismo mogli izračunati z metodo direktne integracije. Problem se je pojavil predvsem zaradi velikih togosti kratkih elementov-strižnih členov.

V modelih kjer se to ni dalo smo uporabili poenostavljeno metodo, ki vgrajena v program SAAP. Ta metoda računa sistem enačb tako da tega razdeli na dve skupini enačb. Enačbe za elemente, ki se obnašajo linearno elastično računa posebej z linerno dinamično analizo, ostale elemente, za katere pa so definirane nelinearne lastnosti pa računa z nelinearno dinamično analizo. Rezultati obeh analiz se posem združijo z superpozicijo. Metoda se imenuje hitra integracijska metoda oziroma FNA. V programu SAAP je označena z *modal*.

Za vsak model smo uporabili 7 zabeleženih akcelogramov, ki smo jih ustrezno skalirali. Pri skaliranju akcelogramov smo morali upoštevati zahteve standarda EN 1998:2004, med katerimi sta najpomembnejši naslednji dve zahtevi:

-povprečje spektralnih pospeškov pri nihajnem času 0 ne sme biti manjše od vrednosti $a_g \cdot S$, ki velja za obravnavano lokacijo

-če je T_1 osnovni nihajni čas konstrukcije za smer v kateri bo akcelogram uporabljen, ne sme nobena vrednost v povprečnem elastičnem spektru pospeškov za 5% dušenje biti manjša od 90% elastičnega spektra odziva za 5% dušenje.

Za skaliranje akcelogramov smo uporabili formulo:

$$f = \frac{S_d(T=0)}{S_a(T=0)} * k \quad (2.22)$$

Pri tem pomeni:

f ...faktor s katerim smo množili akcelogram

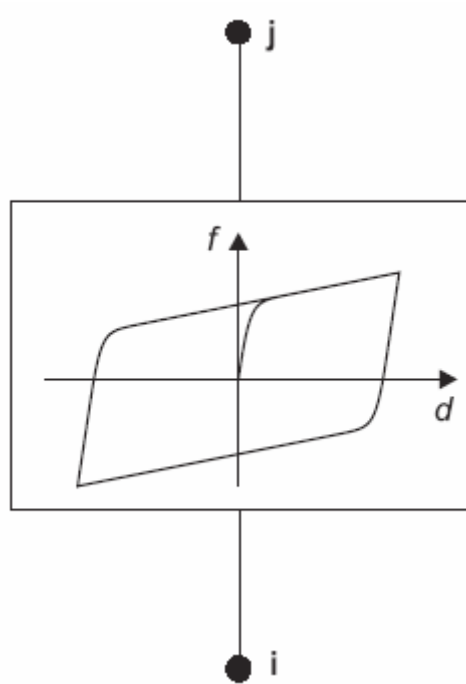
S_d ...Eurokodov projektni spekter

S_a ...vrednost pospeška pri času T=0 za nek akcelogram

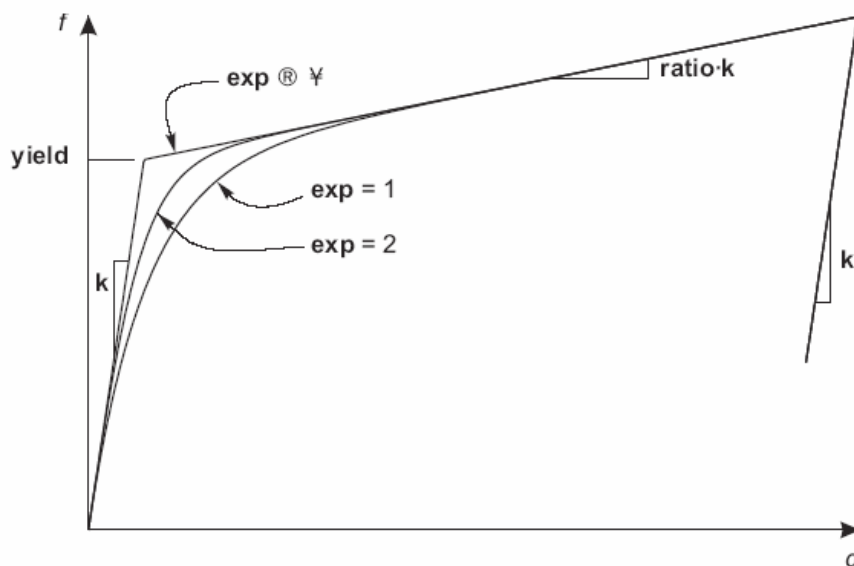
k faktor s katerim smo množili vrednosti spektra pospeškov za nek akcelogram, da smo zadostili zahtevam standarda

To pomeni da smo akcelograme pomnožili s faktorjem f. S faktorjem k smo zviševali ali zmanjševali vrednosti spektra pospeškov za posamezen akcelogram, da smo zadostili zahtevam standarda.

Za nelinearno analizo smo elementom, kjer smo predvideli neelastično obnašanje definirali način obnašanja pri dinamični obremenitvi. Ugrabili smo Wenovo histerezo. Pri tej histerezi se definira togost v elastičnem območju, togost v plastičnem območju, zaokrožitev pri prehodu v plastičnem območju in naklon platoja. Model takega obnašanja je prikazan na sliki 2-10 in 2-11. Za zaokrožitev smo vzeli najostrejši možen prehod. Plato pa je bil raven brez utrditve.



Slika 2-11: Wenov diagram obnašanja



Slika 2-12: Definicija Wenove histereze v programu Saap 2000

Elemente s takim obnašanjem smo modelirali tako da smo dejanski element, nadomestil z vzmetmi za vse medsebojne zveze med krajnima točkama elementa, tej vzmeti pa smo določili take lastnosti, da so bile za elastično obnašanje elementa take kot prej za dejanski element, za obnašanje v plastičnem območju pa take da je zveza med napetostjo in deformacijo določena po

Wenovem diagramu. Graf napetost-deformacija med dinamičnim obremenjevanjem riše histerezo zanko, kot je prikazano na sliki 2-11. Nadomestno natezno togost smo izračunali po formuli:

$$k_1 = \frac{EA}{L}; \quad (2.23)$$

nadomestno upogibno togost po formuli:

$$k_2 = \frac{EI}{L}; \quad (2.24)$$

nadomestno strižno togost pa po formuli :

$$k_3 = \frac{12EI}{L^3}. \quad (2.25)$$

Za izračun plastičnih sil smo uporabili naslednje formule

$$N_{pl} = \frac{A * f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (2.26)$$

$$M_{pl} = f_y * b * t_f * (d - t_f) \quad (2.27)$$

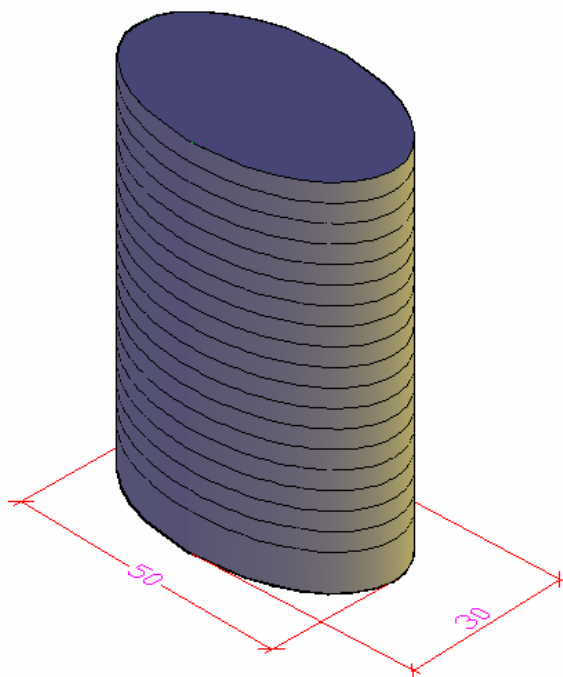
$$(2.28)$$

$$V_{pl} = \frac{f_y * t_w * (d - t_f)}{\sqrt{3}} \quad (2.29)$$

3 ANALIZA JEKLENE STOLPNICE

GEOMETRIJA STAVBE

Izhodiščni podatek pri izdelavi diplomske naloge je bil podatek o dimenzijah in obliki konstrukcije. Pritličje je višine 7 m, ostale etaže pa so osne višine 3,5 m. Skupaj ima tako objekt 19 etaž. Skupne etažne površine je 21500 kvadratnih metrov.



Stavba je v tlorisu elipsaste oblike.

Daljša stranica $a=50\text{m}$;

Krajša stranica $b=30\text{m}$;

Višina $h=70\text{m}$

Slika 3-1:3D model stavbe

3.1 PODATKI O OBTEŽBAH

Pri dimenzioniranju in posameznih analizah so bile upoštevane naslednje obtežbe:

3.1.1.1 Lastna in stalna:

- Medetažna konstrukcija :

-zaključni sloj.....	0,7 KN/m ²
-AB estrih.....	1,25 KN/m ²
-sovpredni strop.....	1,95 KN/m ²
-inštalacije.....	0,3 KN/m ²

-predelne stene.....0,5 KN/m²

-spuščen strop+TI.....0,3 KN/m²

SKUPAJ G=5 KN/m²

• Dvigalo.....25KN

• Streha

-spuščen strop+TI.....0,3 KN/m²

-zaščitni sloj HI-prodec.....0,7 KN/m²

-hidroizolacija.....0,3 KN/m²

-AB estrih+naklonski beton.....1,25 KN/m²

-sovprežni strop.....1,95 KN/m²

-inštalacije.....0,3 KN/m²

SKUPAJ G=5 KN/m²

• Fasada

-fasada(fasadne plošče ali šipa).....0,55 KN/m²

-fasadna podkonstrukcija.....0,2 KN/m²

SKUPAJ G=0,75 KN/m²

3.1.1.2 Spremenljiva obtežba:

Za spremenljivo obtežbo vzamemo enotno obtežbo, ki velja za pisarne in servisne prostore, stopnišča in dvorane.

• koristna obtežba.....**3 KN/m²**

• obtežbo snega zanemarimo, ker bistveno ne vpliva na konstrukcijo, zanima nas predvsem globalno obnašanje konstrukcije

• obtežba vetra

Zaradi posebne oblike stavbe je v nadaljevanju opisan način kako smo prišli do obremenitev.

Obravnavani objekt naj bi stal v Ljubljani (cona A) zato za referenčno hitrost vetra vzamemo:

$v_{ref} = 25 \frac{m}{s}$, pri izračunu obtežbe vetra upoštevamo podatke za kategorijo terena 3 ($z_0 = 3$,

$z_{MIN} = 5$, $k_r = 0,22$)

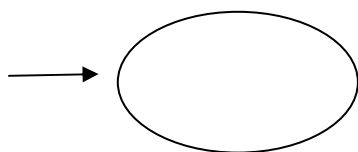
Srednjo hitrost vetra izračunamo po enačbi:

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.1)$$

Referenčno obtežbo vetra po enačbi:

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} v_{ref}^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2 \quad (3.2)$$

Določujemo obtežbo za veter za 2 smeri. Ker v standardu EC ni enačb za elipsaste konstrukcije naredimo poenostavitev, da v smeri pravokotno na daljšo stranico elipse računamo kot, da bi šlo za krog. Tak način je tudi na varni strani.



Faktor hrapavosti izračunamo po enačbi:

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right); \quad z_{\min} < z \leq z_{\max} \quad (3.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}); \quad z \leq z_{\max}$$

Ker obtežba vetra z višino narašča, objekt po višini razdelimo na cone s konstantno obtežbo.

Koeficient sile je za okrogle prereze odvisen od Reynoldsovega števila-Re, ki je odvisen od premera, faktorja hrapavosti in viskoznosti zraka- ν . Za faktor hrapavosti smo vzeli vrednost $Re=0.01$, viskoznost zraka pa je $15 \cdot 10^{-6}$.

$$Re = \frac{b * v_m(z)}{\nu} \quad (3.4)$$

$h(m)$	$V_m(m/s)$	c_r	Re
5	15,15	0,61	3,03E+07
12,25	19,97	0,8	3,99E+07
26,25	24,08	0,96	4,82E+07
36,75	25,89	1,04	5,18E+07
49	27,44	1,1	5,49E+07
61,25	28,64	1,15	5,73E+07
70	29,36	1,17	5,87E+07

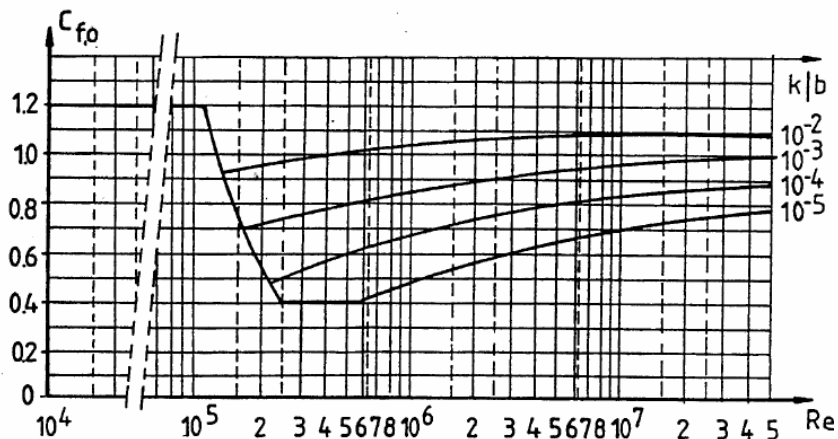
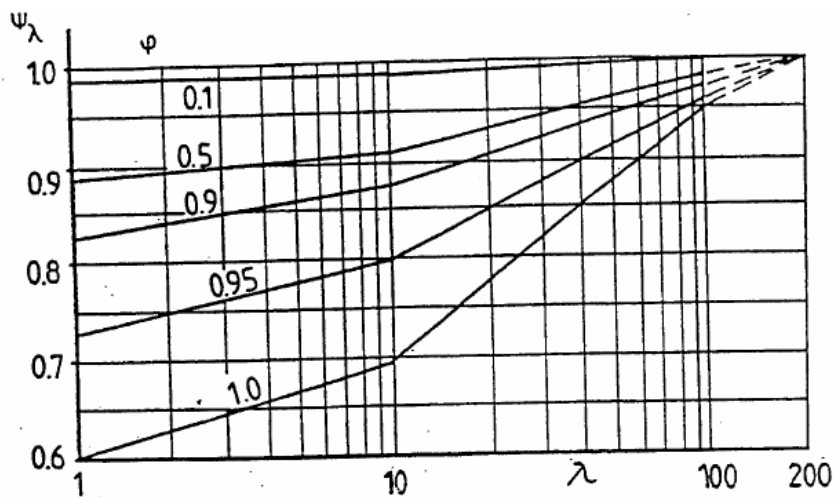
Preglednica 3-1: Srednja hitrost vetra, faktorji hrapavosti Reynoldsova števila

Koeficient pritiska potem izračunamo z izrazom:

$$c_{fe} = c_{f0} * \Psi_{\lambda\alpha} \quad (3.5)$$

Faktorja odčitamo iz tabele 3-2 in 3-3. ϕ je faktor polnosti, faktor $\Psi_{\lambda\alpha}$ pa je redukcijski faktor odvisen od vitkosti in razmerja l/b .

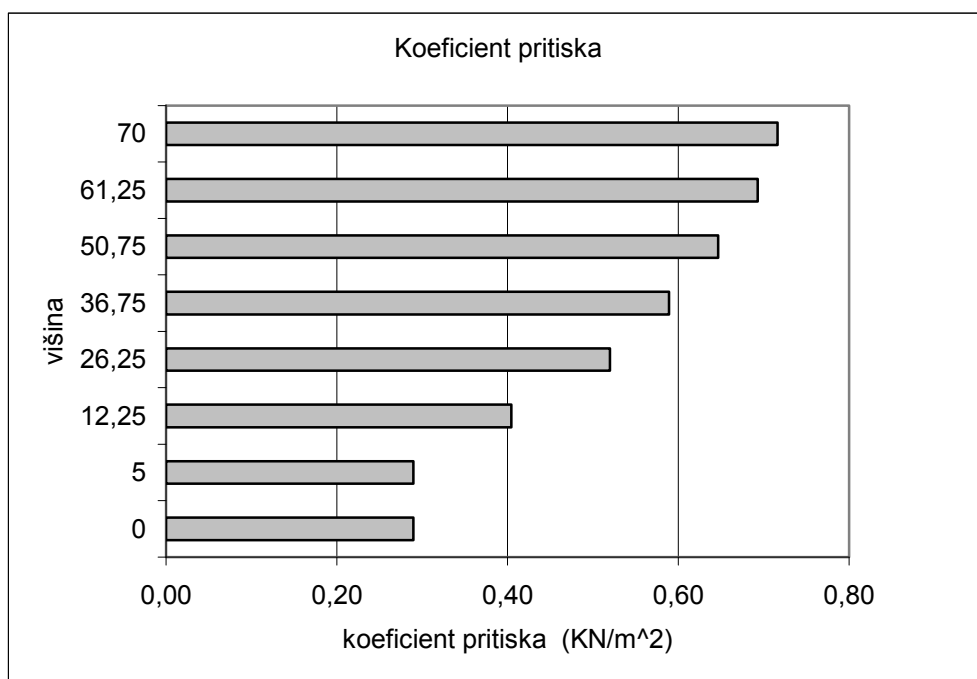
$$\Psi_{\lambda\alpha} = \Psi_{\lambda} * \frac{l}{b} \quad (3.6)$$

Preglednica 3-2: faktorji c_{f0} Preglednica 3-3: Določitev faktorja Ψ_λ

Koeficient sile vetra potem izračunamo z izrazom:

$$W_e = q_{ref} * c_{fe} * c_e(z_e) \quad (3.7)$$

To je obtežba na 1m^2 . Tako dobimo razporeditev rezultante pritiskov po višini. Pritiske razporedimo po objektu kot linijske obtežbe. Pritiske razporedimo tako, damo $2/3$ pritiska na sprednjo stran, $1/3$ pa kot srk na nasprotno stran objekta. Razpored pritiskov pravokotno na krajšo stranico objekta je prikazan na sliki 3-2. Vrednosti pritiska pa so napisane v preglednici 3-4.



Slika 3-2:Razpored pritiskov vetra po višini

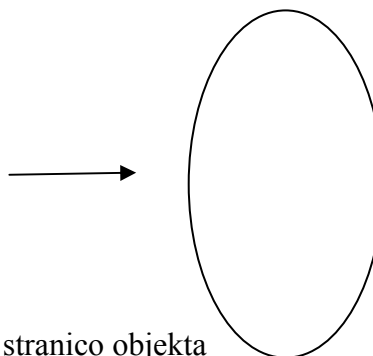
<i>z(m)</i>	<i>We(KN/m²)</i>
5	0,29
12,25	0,4
26,25	0,52
36,75	0,59
50,75	0,65
61,25	0,69
70	0,72

Preglednica 3-4:Pritisk-veter pravokotno na krajšo stranico objekta

Za račun obtežbe vetra pravokotno na daljšo stranico objekta smo uporabili enačbo 3.8 iz knjige Uticaj vetra na konstrukcije (vir 10), ki velja za stavbe elipsastih oblik.

$$W_e = q_{ref} * 1,6 * 0,6 * c_e(z_e) \quad (3.8)$$

<i>Z(m)</i>	<i>We(KN/m²)</i>
5	0,49
12,25	0,68
26,25	0,86
36,75	0,98
50,75	1,07
61,25	1,14
70	1,18



Preglednica 3-5:Pritisk veter pravokotno na daljšo stranico objekta

3.1.2 Uporabljeni materiali

- jeklo kvalitete S355 (osnovna nosilna jeklena konstrukcija)
- beton C25/30(sovprežne plošče)

3.1.3 Temeljenje

Predpostavimo da je temeljna konstrukcija pod pritličjem toga in da na objekt ne vpliva.

3.2 KOMBINACIJE OBTEŽB

Konstrukcija mora biti projektirana in izvedena na tak način, da služi svojemu namenu, da je sposobna prevzeti vse obtežbe in zunanje vplive v območju mejnih stanj.

Mejno stanje je stanje, ko konstrukcija ne ustreza več zahtevam projektiranja (npr. upogibki večji od dovoljenih,...).

Projektne vrednosti zunanjih vplivov je potrebno določiti z ustreznim kombiniranjem delujočih obtežb – obtežni primeri.

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_i \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i} \quad (3.9)$$

Velike tiskane črke so karakteristične vrednosti:

$G_{K,j}$... stalnih vplivov

$Q_{K,1}$... vodilnega spremenljivega vpliva (ima največji vpliv)

$Q_{K,i}$... ostalih vplivov

$\gamma_{G,i}$... delni varnostni faktor stalnega vpliva

$\gamma_{Q,i}$... delni varnostni faktor spremenljivega vpliva

ψ_0, ψ_1, ψ_2 ... koeficienti za izračun reprezentativnih vrednosti zunanjih vplivov

3.2.1 MSU

Uporabimo kombinacijo vpliva za naslednjo kombinacijo (kontrola pomikov)

$$\sum_j G_{K,j} + \psi_{1,1} Q_{K,1} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{K,i} \quad (3.10)$$

3.2.2 Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi

Pri določanju projektnih potresnih vplivov se upoštevajo vse mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v kombinaciji vplivov (enačba 3.11)

$$\sum_j G_{K,j} + \psi_{E,i} * Q_{K,i} \quad (3.11)$$

Faktor $\psi_{E,i}$, ki se imenuje koeficient za spremenljivi vpliv določimo z izrazom:

$$\psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2,i} \quad (3.12)$$

Ker gre v našem primeru za pisarne ja faktor $\psi_{2,i}$ enak 0,3 (faktor pomeni kolikšen delež koristne se pri potresu nahaja v objektu); faktor φ pa je zaradi neodvisne zasedenosti enačb enak 0,5 (rečemo mu tudi faktor korelacije). Tako je faktor $\psi_{E,i}=0,15$.

4 KONSTRUKCIJSKI MODELI

Glede na zahtevano geometrijo in višino konstrukcije kot je prikazano v točki 3.1 smo si izbrali 3 različne konstrukcijske modele. Vsem trem konstrukcijskim modelom je skupna enaka medetažna višina in zunanje dimenzije objekta. Pri vseh objektih pa je tudi predvidena sovprežna plošča po celem tlorisu, tako da vsaka plošča v posamezni etaži deluje kot toga diafragma-vse točke imajo enak pomik v x in y smeri in enak zasuk.

Lastna obtežba se v programu upošteva avtomatsko iz podatka o prerezu. Stalna in koristna obtežba je preračunana in upoštevana na nosilcih kot linijska. Obtežba vetra je upoštevana kot linijska obtežba na elemente fasadne konstrukcije.

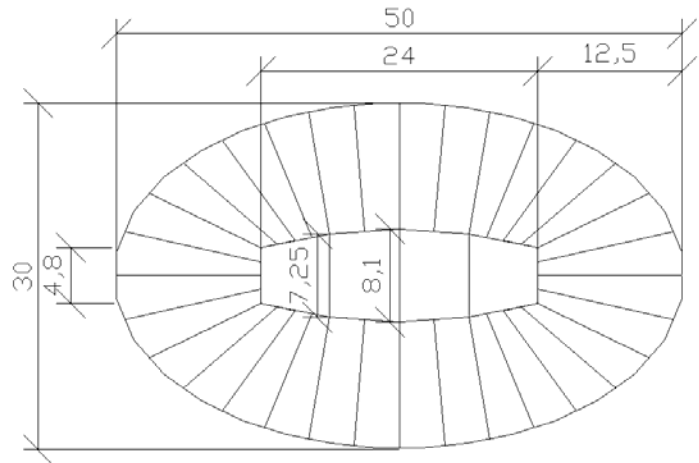
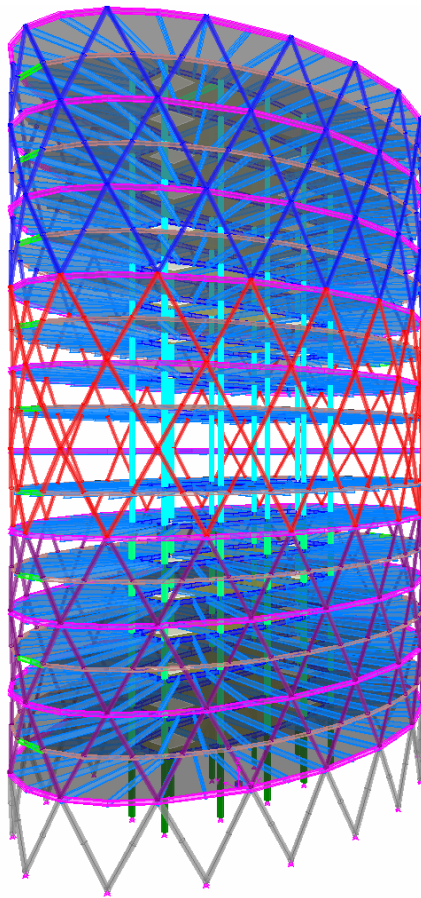
4.1 KONSTRUKCIJSKI MODEL 1



Slika 4-1: St. Mary Axe (London)

Idejo za ta model smo dobili od stolpnice St Mary Axe v Londonu (slika 4-1). Ta konstrukcijska zasnova je zanimiva zaradi obodne nosilne konstrukcije. Tako kot ta stavba je tudi naša konstrukcija sestavljena iz ovoja in jedra. Ovoj sestavljajo diagonalne kovinske cevi in vodoravne vezi med njimi. Tak dvojna mreža diagonal in horizontalnih povezav tako tvori nekakšno togo cev. Vodoravne vezi služijo tudi kot podpore za etažne nosilce, ki potekajo radialno navzven. Tipični elementi ovoja poteka preko dveh etaž in tako se tvorijo trikotniki. Jedro je iz navpičnih stebrov in horizontalnih povezav-prečk med njimi.

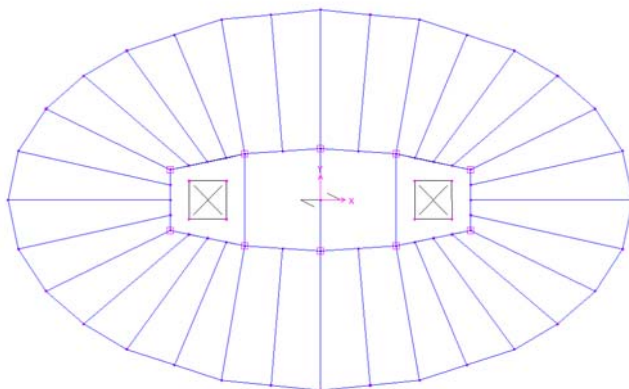
Pri prevzemu vertikalne in horizontalne obtežbe (potres, veter) sodeluje cela konstrukcija.



Slika 4-2: Tlorisne dimenzije etaže

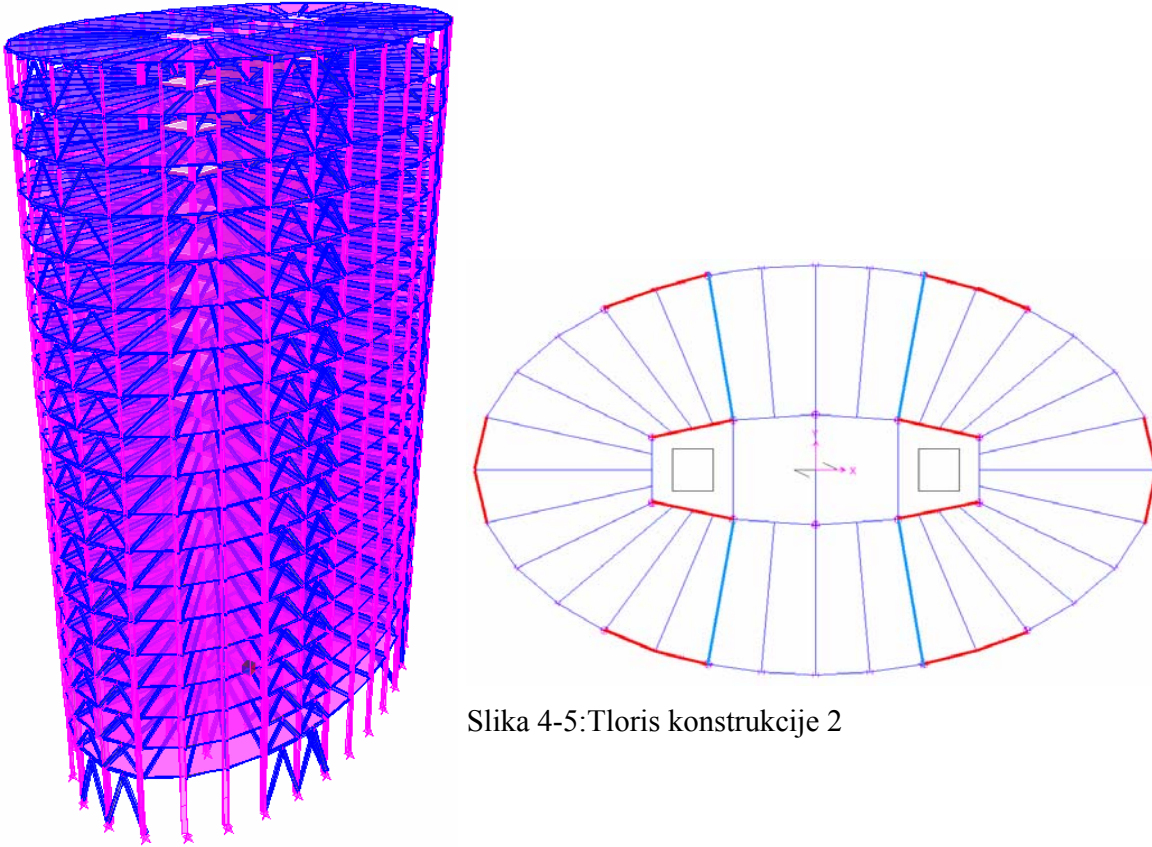
Slika 4-3: Model konstrukcije 1 v programu Etabs

Nosilci ki potekajo od jedra do zunanjega dela stavbe so na koncih členkasto vpeti in so največje dolžine 12,5 m. Stebri in diagonale so na temelje členkasto vpeti. Ostali elementi so med seboj togo povezani. Na dveh mestih v jedru so predvidena dvigala, ki so označena tudi na sliki 4-4. Preko etaže je sovprežna plošča, ki povezuje vse elemente v etaži v togo diafragma.



Slika 4-4: Tloris konstrukcije 1 z označenimi mesti dvigal

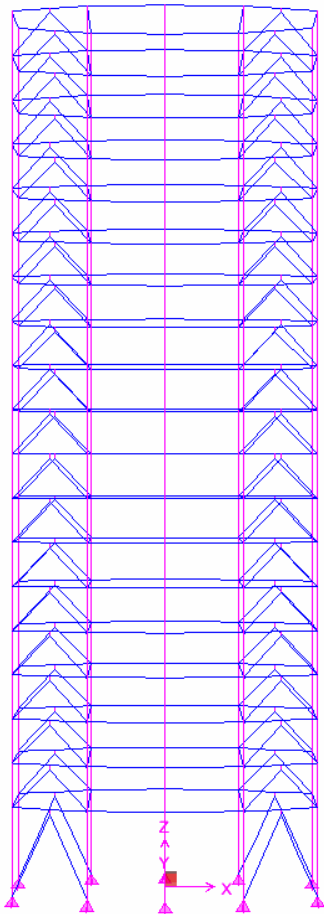
4.2 KONSTRUKCIJSKI MODEL 2



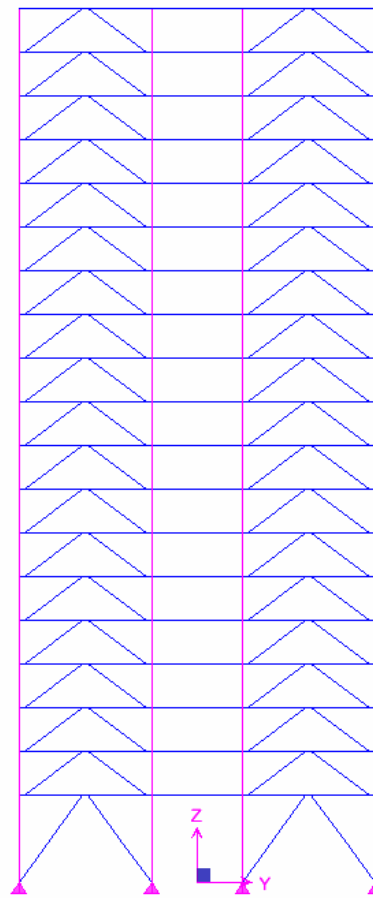
Slika 4-5: Tloris konstrukcije 2

Slika 4-6: 3D model konstrukcije v programu Etabs

Ta konstrukcija ima v primerjavo s prvo konstrukcijo povsem enak notranji del-jedro, in enake nosilce med jedrom in zunanjim delom. Razlikuje pa se po tem, da ima v zunanjem delu za prevzem navpične obtežbe stebre, za prevzem horizontalne obtežbe pa so v konstrukciji uporabljena ekscentrična povezja. Nosilci med jedrom in zunanjim delom so členasto vpeti, razen 4 nosilcev v vertikalnih ravninah, ki so togo vpeti na stebre. V fasadi so po štiri ekscentrična povezja z vertikalnimi strižnimi členi v vsaki smeri (slika 4-5, rdeča barva). Za prevzem horizontalnih sil v x smeri so dodatno še 4 povezja v notranjem delu-jedru (slika 4-7, modra barva) z vertikalnimi strižnimi členi, za prevzem horizontalnih sil v y smeri pa še 4 dodatna povezja v y smeri (slika 4-5, modra barva) z horizontalnimi strižnimi členi. Preko etaže je predvidena sovprežna plošča in tako deluje etaža kot toga šipa.

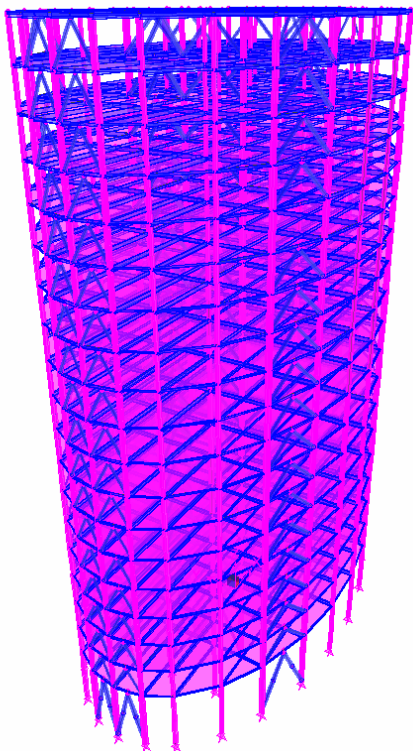


Slika 4-7: Ekscentrična povezja v jedru za prevzem horizontalne obtežbe v smeri x (navpični smeri strižni členi)

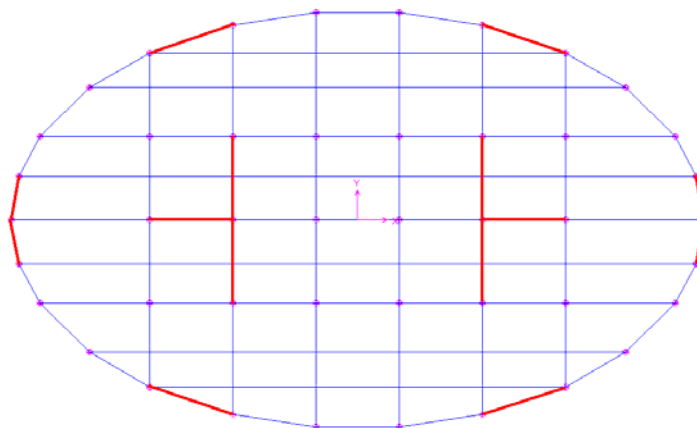


Slika 4-8: Ekscentrična povezja za prevzem horizontalne obtežbe v smeri y (vodoravni strižni členi). Na sliki4-6 označena z modro barvo.

4.3 KONSTRUKCIJSKI MODEL 3

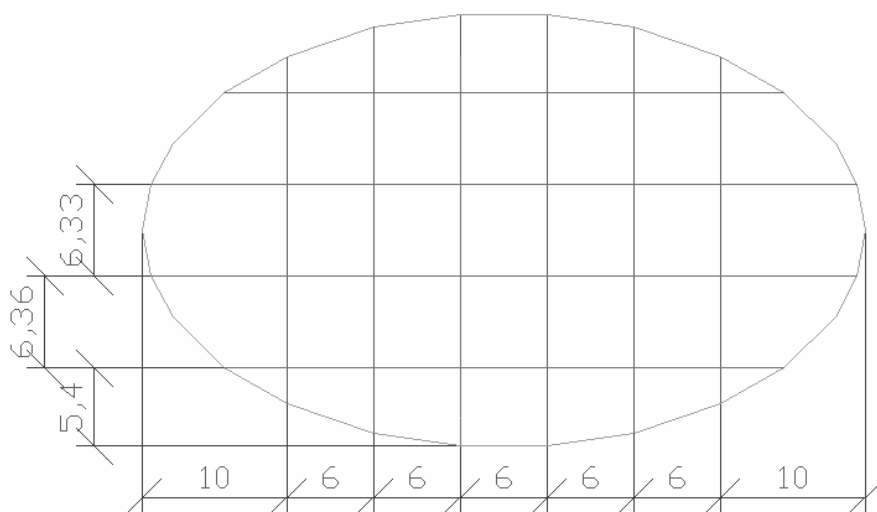


Slika 4-7: 3D model konstrukcije 3 v Etabsu

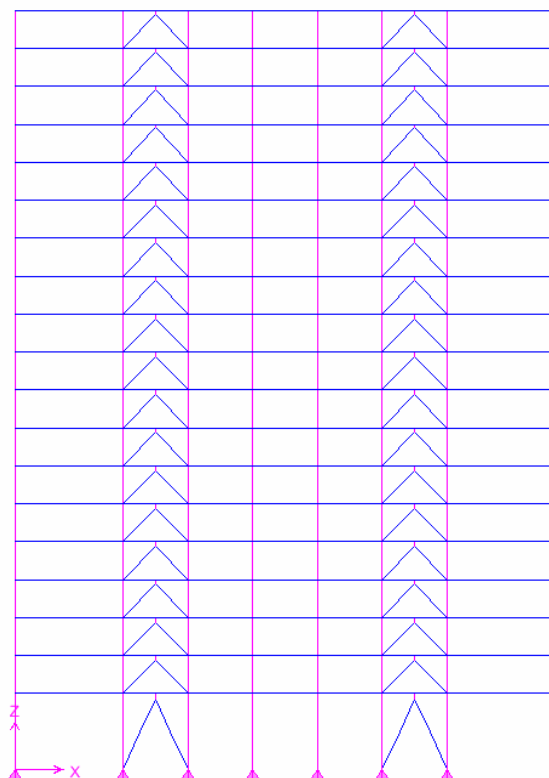
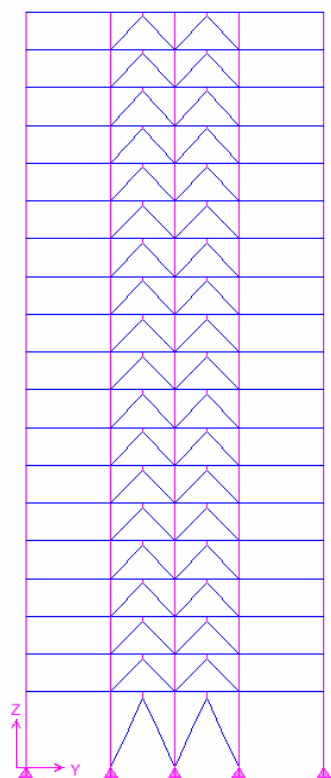


Slika 4-8: Tloris konstrukcije 3

Ta konstrukcijski model je iz okvirjev z ekscentričnimi povezji z navpičnimi strižnimi členi. Mesta, kjer so ekscentrična povezja so na sliki 4-8 označena z rdečo barvo. Glavni okvirji potekajo v dveh pravokotnih smereh.



Slika 4-7: Raster glavnih okvirjev



Slika 4-8: : Ekscentrična povezja v prečni smeri
Slika 4-9: Ekscentrična povezja v vzdolžni smeri

5 DIMENZIONIRANJE GLEDE NA MSN, MSU IN MODALNO ANALIZO

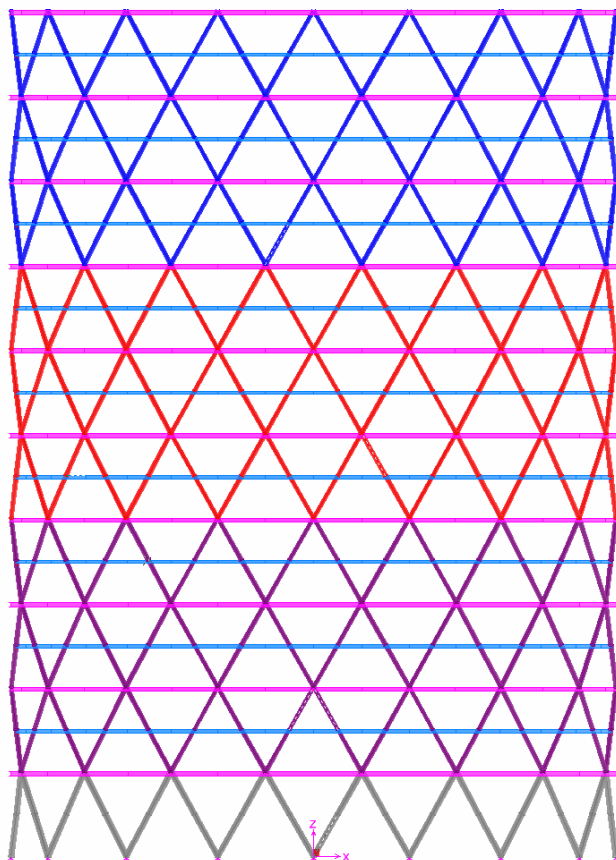
Konstrukcijski modeli so bili dimenzionirani v skladu z standardom EC3 (MSU in MSN) in standardom EC8, z metodo modalne analize. Metode si na kratko opisane v točkah 2.1 in 2.2.1. Na začetku so najprej napisane končne izbire prerezov, rezultati modalne analize pa so predstavljeni v nadaljevanju. Prikazani so rezultati za vsak model posebej.

5.1 KONSTRUKCIJSKI MODEL 1

5.1.1 Izbrani prerezi

Ko smo stavbo analizirali in dimenzionirali z omenjenimi metodami smo dobili prereze, ki so navedeni v naslednjih točkah. Diagonalni elementi so cevi, horizontalni elementi so IPE profili, stebri pa so sestavljeni varjeni elementi.

5.1.1.1 Zunanji del ovoja



Elementi zunanjega dela so iz naslednji prerezov:

DIAGONALNI ELEMENTI

-pritličje: CEV 521/25

-etaže 2-7: CEV 406,4/16

-etaže 8-13:CEV 406,4/10

-etaže 14-19: CEV 406,4/8,8

HORIZONTALNI NOSILCI-daljši

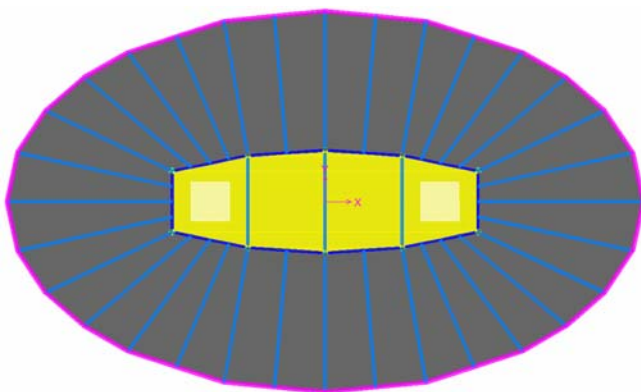
-HEA 360

HORIZONTALNI NOSILCI-krajši

-IPE 270

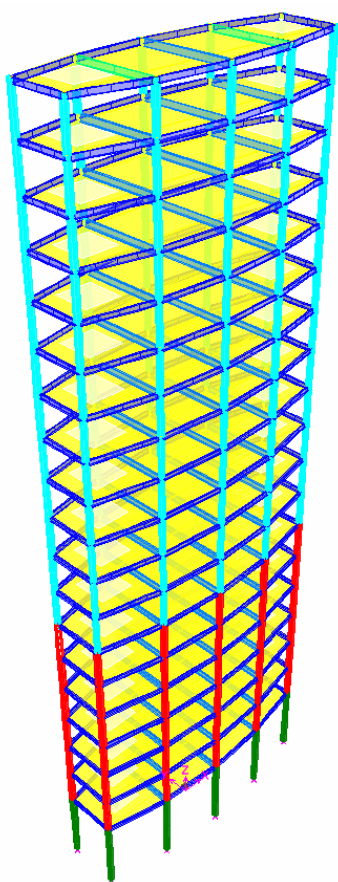
Slika 5-1: Elementi v ovoju

5.1.1.2 Notranji del-jedro



Etažni nosilci, ki so med jedrom in ovojem so IPE 500, enaki so tudi nosilci v smeri y v jedru. Ostali nosilci v jedru so IPE 400.

Slika 5-2:Etažni nosilci

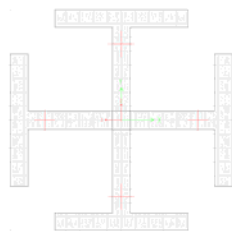


Slika 5-3: Notranji del

Za stebre smo si zaradi velikih tlakov v spodnjih etažah izbrali sestavljene prereze:

-Pritličje

(PREREZ 4)



-višina prereza 500 mm

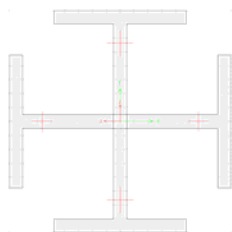
-širine pasnic 300mm

-debelina stojine in pasnic 40mm

Na sliki 3-5 označeni z zeleno barvo.

-Etaže 1-6

(PREREZ 3)



-višina prereza 500 mm

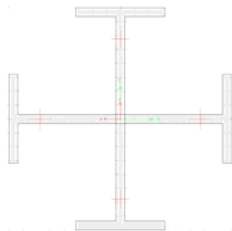
-širine pasnic 300mm

-debelina stojine in pasnic 30mm

Na sliki 3-5 označeni z rdečo barvo.

-Etaže 7-19

(PREREZ 2)



-višina prereza 500 mm

-širine pasnic 250mm

-debelina stojine in pasnic 20mm

Na sliki 3-5 označeni s svetlo modro barvo.

Pomiki v MSU morajo ustrezati naslednjim omejitvam:

-Etažni pomiki $\delta_a < \frac{h}{300}$;h=etažna višina

-pomik celotne zgradbe na vrhu: $\delta_a < \frac{H}{500}$;H=višina zgradbe

Maksimalen pomik v MSU na vrhu:

-smer X:0,58 cm

-smer Y:3,48 cm

Oba pomika sta mnogo manjša od dovoljenega pomika. Tudi etažni pomiki so precej manjši.

5.1.2 Modalna analiza modela 1

Ta konstrukcijski model smo obravnavali kot okvir s centričnimi povezji (glej sliko 1-4) in za tak tip konstrukcije standard EN 1998-1 predpisuje faktor obnašanja konstrukcije $q=2$. Konstrukcije takega tipa so slabo duktilne, vendar pa, ker ima vsaka konstrukcija nekaj duktilnosti lahko za zmanjšanje projektnega spektra pospeškov pri dimenzioniranju uporabimo faktor 2. Predvidevamo da se bo energija disipirala s tlačnim/nateznim delovanjem v diagonalah, lahko pa tudi z upogibnim delovanjem v nosilcih v jedru, ki so togo vpeti. In nosilcih po fasadi. Ker naš model ni čisto prava konstrukcija s centričnimi povezji tudi nismo upoštevali vseh pravil ki veljajo za okvirje s centričnimi povezji in nismo predvideli elementov ki se pri potresu ne smejo plastificirati, zato nimamo dodatno varovanih elementov. Tako smo celotno konstrukcijo analizirali s projektnim spektrom pospeškov za vrednost $q=2$ in vse elemente konstrukcije dimenzionirali na obremenitve ki jih tak projektni spekter povzroči.

5.1.2.1 Vpliv teorije drugega reda

Po enačbi 2.1 smo preverili če je pri modalni analizi potrebno upoštevati teorijo drugega reda. Uporabili smo projektni spekter pospeškov s faktorjem duktilnosti $q=2$. To smo preverili za nekatere izbrane etaže. Rezultati so zbrani v preglednici 5-1.

<i>Etaža</i>	θ	$k_{\delta}=1/(1-\theta)$
<i>Pritličje</i>	0,012	1,03
<i>4</i>	0,005	1,04
<i>8</i>	0,019	1,05
<i>16</i>	0,008	1,03

Preglednica 5-1: Faktorji za upoštevanje teorije drugega reda

Razvidno je, da TDR ni potrebno upoštevati ker je faktor θ manjši od 0,1. Konstrukcijo tako lahko analiziramo po teoriji prvega reda-TPR.

5.1.2.2 Nihajne oblike in participacija efektivnih modalnih mas

Pri modalni analizi smo zaradi pogojev v točki 2.2.1 upoštevali 10 nihajnih oblik konstrukcije. Iz tabele 5-1 razberemo, da so nihajni obliki 3 in 7 torzijski ostale nihajne oblike pa so v smereh X in Y. Največji nihajni čas konstrukcije je 1,87 s, pri čemer se aktivira 71% efektivne modalne mase konstrukcije.

Modalna oblika	Perioda	Smer X	Smer Y	$\sum U_x$	$\sum U_y$	Rotacija- R_z	$\sum R_z$
1	1,87	0	71,22	0	71,22	0	0
2	1,27	71,16	0	71,16	71,22	0	0
3	0,7	0	0	71,16	71,22	77,07	77,07
4	0,6	0	17,43	71,16	88,65	0,02	77,08
5	0,42	17,19	0	88,35	88,65	0	77,08
6	0,35	0	4,58	88,35	93,23	0	77,09
7	0,27	0	0,01	88,35	93,24	11,36	88,45
8	0,26	0	1,51	88,35	94,75	0,06	88,51
9	0,25	4,22	0	92,57	94,75	0	88,51
10	0,24	0	0,09	92,57	94,84	0	88,51

Preglednica 5-2: Modalne oblike za 1 model konstrukcije in deleži modalnih mas v odstotkih celotne modalne mase v posamezni nihajni obliki

5.1.2.3 Etažni pomiki

Etažni pomiki morajo biti znotraj vrednosti katere določa EC 8 za omejitev poškodb. Tako velja, da se za stavbe kjer so nekonstrukcijski elementi iz krhkih materialov upošteva omejitev:

$$dr * v \leq 0,005h \quad (5.1)$$

Če so nekonstrukcijski elementi duktilni:

$$dr * v \leq 0,0075h \quad (5.2)$$

Če deformacije konstrukcije na pomike ne vplivajo:

$$dr * v \leq 0,01h \quad (5.3)$$

V teh enačbah pomeni:

dr.....projektni etažni pomik

h.....etažna višina

v.....redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb, priporočena vrednost za 3 in 4 razred pomembnosti: $v = 0,4$.

MAKSIMALEN ETAŽNI POMIK (cm)					Delež dovoljenega pomika	
$v=0,4$	$q=2$	v smeri X	v smeri Y	omejitev =0,05h	smer x	smer y
<i>pritličje</i>	$q * dr * v =$	0,37	0,81	< 3,5	10%	23%
<i>1. etaža</i>	$q * dr * v =$	0,3	0,48	< 1,75	17%	28%
<i>2. etaža</i>	$q * dr * v =$	0,34	0,55	< 1,75	19%	31%
<i>3. etaža</i>	$q * dr * v =$	0,37	0,59	< 1,75	21%	33%
<i>4. etaža</i>	$q * dr * v =$	0,34	0,52	< 1,75	19%	30%

5. etaža	$q^*dr^*v =$	0,39	0,57	<	1,75	22%	33%
6. etaža	$q^*dr^*v =$	0,38	0,57	<	1,75	22%	33%
7. etaža	$q^*dr^*v =$	0,54	0,78	<	1,75	31%	45%
8. etaža	$q^*dr^*v =$	0,5	0,76	<	1,75	29%	44%
9. etaža	$q^*dr^*v =$	0,57	0,82	<	1,75	33%	47%
10. etaža	$q^*dr^*v =$	0,49	0,76	<	1,75	28%	44%
11. etaža	$q^*dr^*v =$	0,57	0,82	<	1,75	33%	47%
12. etaža	$q^*dr^*v =$	0,48	0,76	<	1,75	27%	44%
13. etaža	$q^*dr^*v =$	0,6	0,86	<	1,75	34%	49%
14. etaža	$q^*dr^*v =$	0,46	0,76	<	1,75	26%	43%
15. etaža	$q^*dr^*v =$	0,56	0,83	<	1,75	32%	48%
16. etaža	$q^*dr^*v =$	0,36	0,63	<	1,75	20%	36%
17. etaža	$q^*dr^*v =$	0,58	0,79	<	1,75	33%	45%
18. etaža	$q^*dr^*v =$	0,2	0,4	<	1,75	12%	23%

Preglednica 5-3: Maksimalni etažni pomiki

Maksimalen etažni pomik v smeri X: 0,6 cm (9 etaža)

Maksimalen etažni pomik v smeri Y: 0,86 cm (13 etaža)

Pomiki zadostijo pogoju poškodb za krhke konstrukcijske elemente, ki znaša 3,5 cm za pritličje in 1,75 cm za ostale etaže. Večji so etažni pomiki v smeri Y (največji so okoli 45 % največjega dovoljenega pomika za krhke elemente), v smeri X pa so največji do okoli 35 % največjega dovoljenega pomika. Konstrukcija se izkaže kot zelo toga in s pomiki ni težav.

5.1.2.4 Maksimalni absolutni pomiki zgornje etaže (pomik na vrhu)

Največji pomik na vrhu pri modalni analizi:

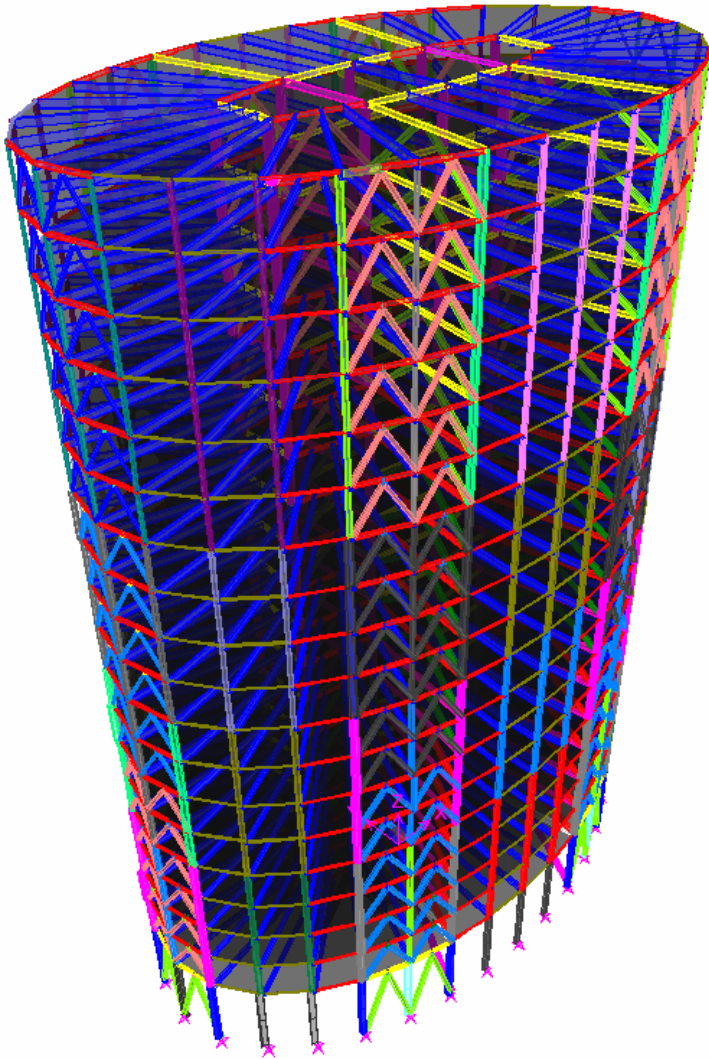
Maksimalni pomik na vrhu izračunamo iz rezultatov modalne analize z enačbo:

$$u = u(\text{mod. analize}) * q \quad (5.4)$$

-v smeri X: $9,72\text{cm} * 2 = 19,45\text{cm}$

-v smeri Y: $14,4\text{cm} * 2 = 28,8\text{cm}$

5.2 KONSTRUKCIJSKI MODEL 2

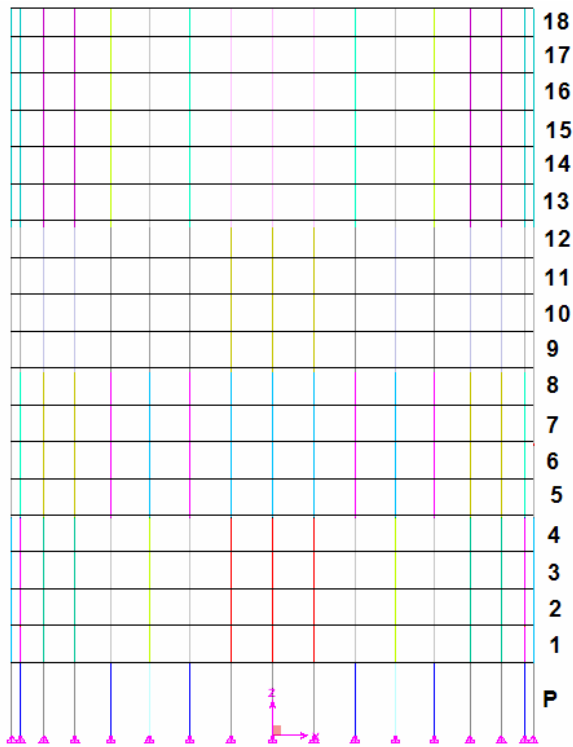


Slika 5-4: 3D model konstrukcije 2

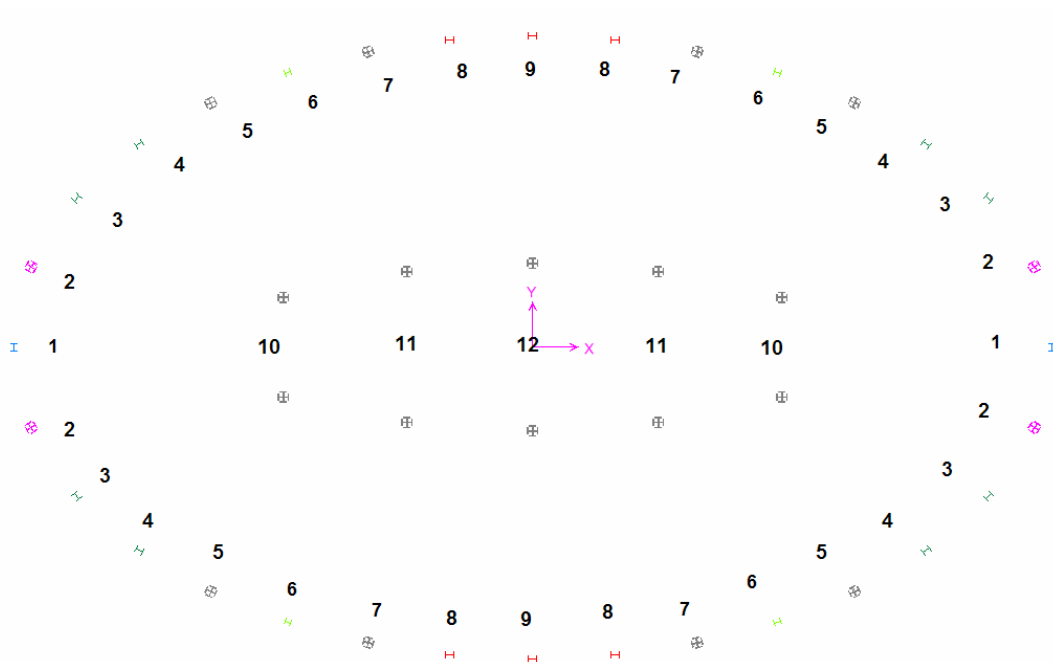
5.2.1 Izbrani prerezi

Konstrukcijo smo dimenzionirali na MSN, MSU in potres po modalni analizi. Velikostih prečnih prerezov so napisani v naslednjih točkah.

5.2.1.1 Stebri



Slika 5-5: Stebri v pogledu iz strani



Slika 5-6: Razpored in oštevilčenje stebrov v tlorisu

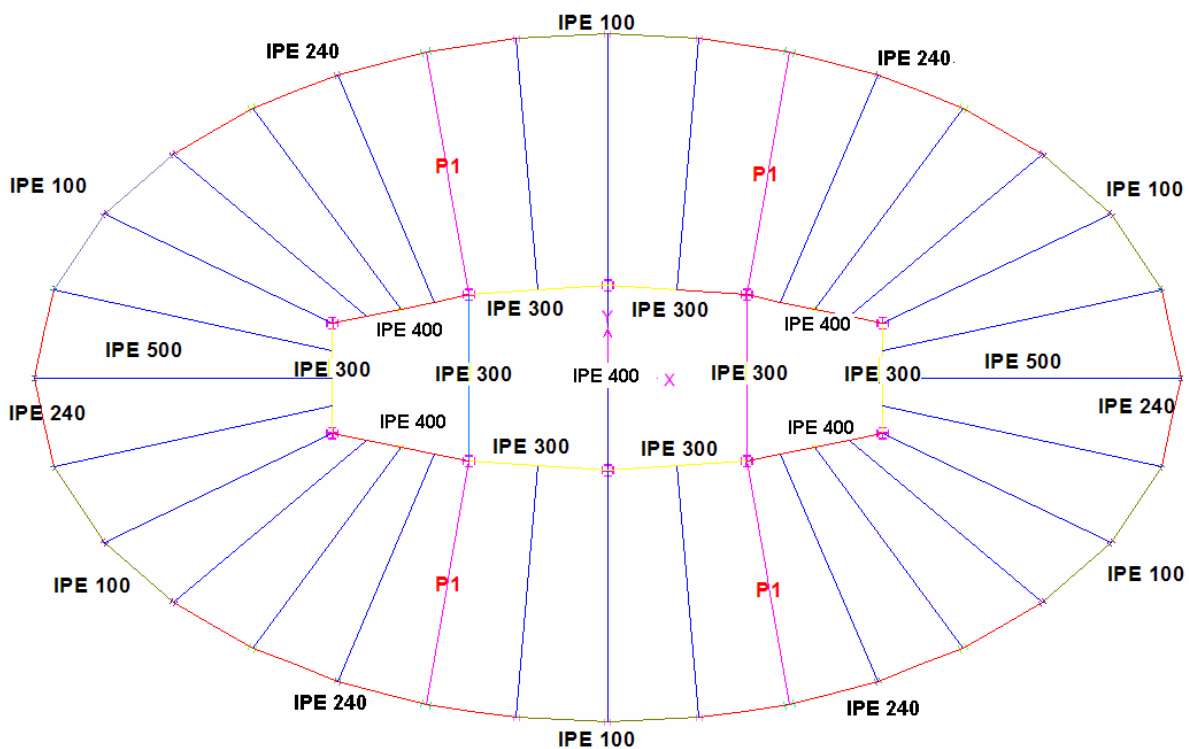
Stebri so oštevilčeni oznake profilov za posamezno pozicijo pa so navedene v preglednici. Prerezi 2, 3 in 4 so enaki kot so bili uporabljeni že v prvem modelu. Skice teh elementov so narisane v točki 5.1.1.2.

<i>Etaža/Pozicija</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3-4</i>	<i>5,7</i>	<i>6</i>	<i>8-9</i>	<i>10-12</i>
PRITLIČJE	HEB 500	Prerez 4	HEB 500	Prerez 4	HEA 500	HEM 500	Prerez 5
<i>etaže 1-4</i>	HEB 340	Prerez 2	HEA 360	Prerez 3	HEA300	HEA 400	Prerez 4
<i>etaže 5-8</i>	HEB 280	HEB 400	HEB 300	Prerez 2	HEA 280	HEB 340	Prerez 3
<i>etaže 9-12</i>	HEB 220	HEB 280	HEB 260	HEB 500	HEA 260	HEB 300	Prerez 2
<i>etaže 13-18</i>	HEB 180	HEB 180	HEB 220	HEB 300	HEA 220	HEB 240	Prerez 2

Preglednica 5-4: Dimenzije stebrov

5.2.1.2 Elementi v etaži

Profili v posameznih etažah so enaki, razen nosilcev na mestu ekscentričnih povezij, ki se po višini spreminjajo.. Za povezje 4 je prečka označena s P1. Prečke v ostalih povezjih pa so take kot je napisano v preglednici 5-6.



Slika 5-7: Elementi v etaži

<i>Etaža</i>	<i>Prerez P1</i>
PRITLIČJE	IPE 550
<i>etaže 1-7</i>	IPE 400
<i>etaže 8-13</i>	IPE 360

<i>etaža 14</i>	IPE 300
<i>etaže 15-18</i>	IPE 300

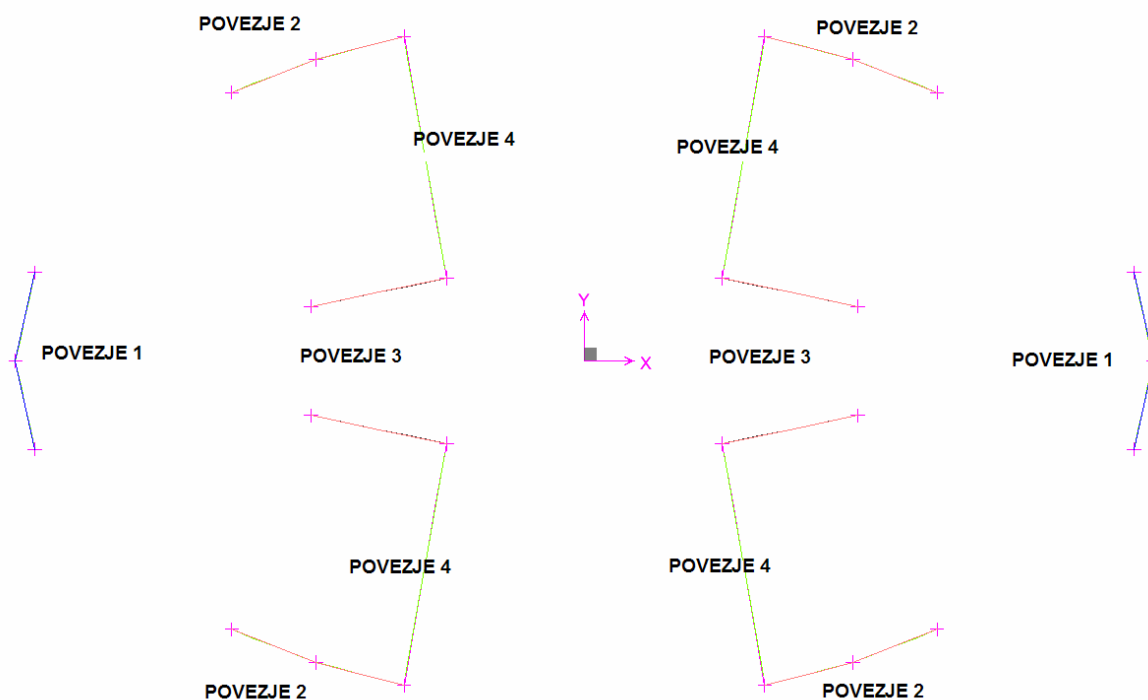
Preglednica 5-5: Profili na poziciji P1

<i>Etaža</i>	<i>POVEZJE 1</i>	<i>POVEZJE 2</i>	<i>POVEZJE 3</i>
<i>PRITLIČJE</i>	IPE 300	IPE 300	IPE 400
<i>etaže 1-18</i>	IPE 240	IPE 240	IPE 400

Preglednica 5-6: Prečke v ekscentričnih povezjih 1, 2 in 3

5.2.1.3 Diagonalni elementi v ekscentričnih povezjih

Povezja so simetrično razporejena po konstrukciji in so oštevilčena na sliki 5-8



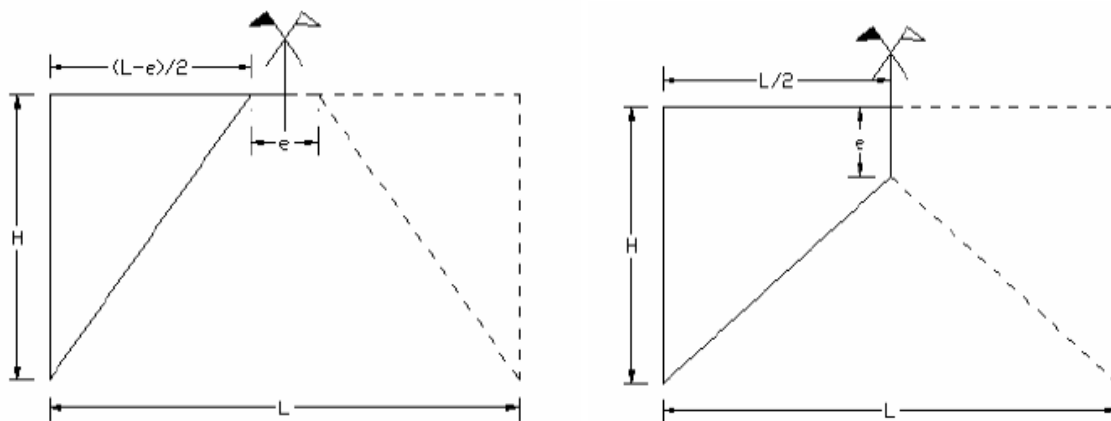
Slika 5-8: Oznake povezij

<i>Etaža</i>	<i>POVEZJE 1</i>	<i>POVEZJE 2</i>	<i>POVEZJE 3</i>	<i>POVEZJE 4</i>
<i>PRITLIČJE</i>	HEA 300	HEA 340	HEB 550	PREREZ 2
<i>etaže 1-6</i>	HEA 260	HEA 340	HEA 400	HEA 450
<i>etaže 7-12</i>	HEA 200	HEA 320	HEA 260	HEA 360
<i>etaže 13-18</i>	HEA 140	HEA 220	HEA 240	HEA 320

Preglednica 5-7: Diagonale v ekscentričnih povezjih

5.2.1.4 Strižni členi v ekscentričnih povezjih

V povezjih 1, 2 in 3 so vertikalni strižni členi. V povezju 4 pa so strižni členi horizontalni in so to kar prečke, ki so na sliki 5-1 označene s P1. Dolžine horizontalnih členov so 42 cm.



Slika 5-9: Horizontalni strižni člen

Slika 5-10: Vertikalni strižni člen

POVEZJE 1

<i>Etaža</i>	<i>PREREZ</i>	<i>DOLŽINA STRIŽNEGA ČLENA</i>
PRITLIČJE	HEA 320	40 CM
<i>etaže 1-2</i>	HEA 320	40 CM
<i>etaže 3-5</i>	HEA 280	40 CM
<i>etaže 6</i>	HEA 240	40 CM
<i>etaža 7-8</i>	HEA 200	40 CM
<i>etaže 9-12</i>	HEA 180	40 CM
<i>etaže 13-15</i>	HEA 100	40 CM
<i>etaže 16-18</i>	HEA 100	30 CM

Preglednica 5-8: Strižni členi v povezju 1

POVEZJE 2

<i>Etaža</i>	<i>PREREZ</i>	<i>DOLŽINA STRIŽNEGA ČLENA</i>
PRITLIČJE	HEA 280	40 CM
<i>etaže 1-2</i>	HEA 340	40 CM
<i>etaže 3-10</i>	HEA 320	40 CM
<i>etaže 11-13</i>	HEA 300	40 CM
<i>etaža 14-15</i>	HEA 220	40 CM
<i>etaža 16</i>	HEA 220	30 CM
<i>etaža 17</i>	HEA 140	30 CM
<i>etaža 18</i>	HEA 100	30 CM

Preglednica 5-9: Strižni členi v povezju 2

POVEZJE 3

<i>Etaža</i>	<i>PREREZ</i>	<i>DOLŽINA STRIŽNEGA ČLENA</i>
PRITLIČJE	HEA 500	40 CM
<i>etaže 1-3</i>	HEA 360	40 CM
<i>etaža 4</i>	HEA 340	40 CM
<i>etaže 5-6</i>	HEA 320	40 CM
<i>etaža 7-8</i>	HEA 280	40 CM
<i>etaže 9-14</i>	HEA 260	40 CM
<i>etaža 15</i>	HEA 240	40 CM
<i>etaža 18</i>	HEA 220	40 CM
<i>etaže 16-17</i>	HEA 220	30 CM
<i>etaža 18</i>	HEA 180	30 CM

Preglednica 5-10: Strižni členi v povezju 3

5.2.2 Modalna analiza modela 2

Ta konstrukcijski model smo obravnavali kot okvir z ekscentričnimi povezji in za tak tip konstrukcije lahko po standardu EC 1998-1 vzamemo za faktor obnašanja vrednost $q=4$. Cone disipiranja so v strižnih členih, kjer se energija med potresom disipira z strižnim delovanjem elementov in v prečkah vpetih v stebre izven ekscentričnih povezij, kjer se energija disipira z upogibnim delovanjem elementov. Zato gre v tem primeru glede na sistem za prenos horizontalne obtežbe za kombiniran sistem.

Dolžine strižnih členkov so bile izbrane tako, da spadajo med kratke členke po pogoju v točki (2.6). Za vertikalne strižne člene so bili uporabljeni profili HEA. V tem primeru so največje dolžine, da ti še ustrezajo pogoju za kratke člene napisane v preglednici 5-11. Za vrednost α je v enačbi upoštevana vrednost 0, kar ustreza najbolj neugodni situaciji. Na podlagi teh podatkov je bila izbrana dolžina vertikalnih členkov 0,4 m v vseh etažah, razen v zgornjih treh, kjer je bila izbrana dolžina 0,3m. Za strižne člene so bili izbrani prerezi HEA in sicer tako, da so bili ti po višini enako izkoriščeni. Standard EC 1998-1 pravi, da razlika med najbolj in najmanj izkoriščenim ne sme biti več kot 25%.

Zaradi načina dimenzioniranja po metodi varovalke so bili elementi, ki ne disipirajo energije dimenzionirani na dodatno obtežbo po enačbi (2.10). V tej enačbi so bile upoštewane vrednosti:

$$\gamma_{ov} = 1,25$$

$$\Omega_{MIN} = 1,58 \text{ (maksimalna izkoriščenost strižnih členov=0,95)}$$

Tako je skupen faktor $1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{MIN}$ s katerim množimo horizontalni vpliv potresne obtežbe za elemente, ki so dodatno varovani enak 2,17. Poleg tega horizontalni vpliv pomnožimo še s faktorjem k_{δ} (točka 5.2.2.1) s katerim upoštevamo vpliv teorije drugega reda-TDR.

	<i>M_{p,link}</i>	<i>V_{p,link}</i>	<i>N_{pl,rd}</i>	<i>M_{p,link}/V_{p,link}</i>	<i>kratki (m)</i>	<i>dolgi (m)</i>
HEA 100	25	90,2	752,6	0,28	0,22	0,42
HEA 120	36,1	108,6	898,2	0,33	0,27	0,5
HEA 140	52,6	140,3	1114,7	0,37	0,3	0,56
HEA 160	73,1	175,9	1377,4	0,42	0,33	0,62
HEA 180	98	198,6	1608,2	0,49	0,39	0,74
HEA 200	127,8	239,8	1909,9	0,53	0,43	0,8
HEA 220	171	285,5	2282,7	0,6	0,48	0,9
HEA 240	222,9	335,1	2726,4	0,67	0,53	1
HEA 260	274	365,1	3081,4	0,75	0,6	1,13
HEA 280	332,1	421,4	3454,2	0,79	0,63	1,18
HEA 300	411,5	480,8	4011,5	0,86	0,68	1,28
HEA 320	486,1	543,2	4402	0,89	0,72	1,34
HEA 340	550,9	610,4	4721,5	0,9	0,72	1,35
HEA 360	619,7	681,5	5076,5	0,91	0,73	1,36
HEA 400	750,7	836,4	5644,5	0,9	0,72	1,35
HEA 450	937,1	987,6	6319	0,95	0,76	1,42
HEA 500	1143,9	1148,6	7029	1	0,8	1,49
HEA 550	1318,9	1322	7526	1	0,8	1,5
HEA 600	1504,3	1505,4	8023	1	0,8	1,5
HEA 650	1700,2	1698,9	8591	1	0,8	1,5
HEA 700	1906,5	1970,4	9230	0,97	0,77	1,45

Preglednica 5-11: Omejitve dolžin za kratke in dolge strižne člene za profile HEA

Ekscentrična povezja s horizontalnimi strižnimi členi imajo prečke s profili IPE. Dolžine teh členov so bile izbrane tako, da ustrezajo pogoju v enačbi 2.8. Tako je bila izbrana dolžina 42cm.

5.2.2.1 Vpliv teorije 2. reda

Izračunali smo faktorje k_{δ} za posamezne etaže, kot je navedeno v enačbi 2.1. Rezultati so zbrani v preglednici 5-12 in 5-13. Uporabili smo projektni spekter pospeškov z vrednostjo faktorja duktilnosti $q=4$.

Smer X:

<i>Etaža</i>	θ	$k_{\delta}=1/(1-\theta)$
<i>pritličje</i>	0,09	1,1
<i>1</i>	0,07	1,08
<i>2</i>	0,1	1,11
<i>3</i>	0,11	1,12
<i>4</i>	0,08	1,09
<i>5</i>	0,09	1,1
<i>6</i>	0,09	1,1
<i>7</i>	0,13	1,16
<i>8</i>	0,12	1,13
<i>11</i>	0,11	1,12
<i>15</i>	0,06	1,07

Preglednica 5-12: Vrednosti faktorja k_{δ} za smer X.

Smer Y:

<i>etaža</i>	θ	$k_{\delta}=1/(1-\theta)$
<i>pritličje</i>	0,06	1,07
<i>1</i>	0,05	1,05
<i>2</i>	0,07	1,08
<i>3</i>	0,07	1,08
<i>4</i>	0,07	1,07
<i>5</i>	0,1	1,11
<i>6</i>	0,08	1,09
<i>7</i>	0,12	1,14
<i>8</i>	0,12	1,13
<i>15</i>	0,06	1,06

Preglednica 5-13: Vrednosti faktorja k_{δ} za smer Y

Ker je faktor $\theta > 0,1$ je potrebno upoštevati vpliv teorije 2 reda. To storimo tako, da horizontalni vpliv potresne obtežne kombinacije pomnožimo dodatno s faktorjem k_{δ} . Vzamemo največjo vrednost tega faktorja, ki je v 7 etaži za smer X enak 1,16, za smer Y pa 1,14. Konstrukcijo smo nato ponovno dimenzionirali, pri čemer smo vse vrednosti horizontalne potresne obtežbe pomnožili s faktorjem k_{δ} . Za dimenzioniranje varovanih elementov je bil faktor s katerim smo pomnožili horizontalni del potresne obtežbe enak 2,5.

5.2.2.2 Nihajne oblike in participacija efektivnih modalnih mas

Zdimenzionirana konstrukcija z upoštevanjem vpliva TDR je imela naslednje nihajne dobe:

<i>Modalna oblika</i>	<i>Perioda</i>	<i>Smer X</i>	<i>Smer Y</i>	$\sum U_x$	$\sum U_y$	<i>Rotacija-R_Z</i>	$\sum R_z$
<i>1</i>	2,92	66,65	0	66,65	0	0,23	0,23
<i>2</i>	2,78	0,25	0,01	66,9	0,01	63,75	63,98

3	2,19	0	68,19	66,91	68,21	0,01	63,99
4	0,82	22,39	0	89,29	68,21	0,02	64,01
5	0,79	0,02	0	89,31	68,21	24,57	88,58
6	0,67	0	19,3	89,31	87,51	0	88,58
7	0,42	6,49	0	95,8	87,51	0	88,58
8	0,4	0	0	95,8	87,51	7,45	96,03
9	0,35	0	6,2	95,8	93,71	0	96,03
10	0,28	2,05	0	97,85	93,71	0	96,03

Preglednica 5-14: Modalne oblike za 2 model konstrukcije in deleži modalnih mas v posamezni nihajni obliki

Pri modalni analizi smo morali zaradi pogojev v točki 2.2.1 upoštevati 7 nihajnih oblik konstrukcije. Nihajne oblike 2, 5 in 8 so torzijske, ostale nihajne oblike pa so v smereh X in Y. Največji nihajni čas konstrukcije je 2,92s, pri čemer se aktivira 67% efektivne modalne mase konstrukcije v smeri X

5.2.2.3 Etažni pomiki

Etažni pomiki morajo ustrezati omejitvam kot so že navedene v primeru modela 1 v točki 5.1.2.3.

MAKSIMALEN ETAŽNI POMIK					delež dovoljenega pomika	
v=0,4	q=4	v smeri X	v smeri Y	omejitev =0,05h	smer x	smer y
1. etaža	q*dr*v =	2,26	1,83	< 3,5	64%	52%
2. etaža	q*dr*v =	0,87	0,79	< 1,75	49%	45%
3. etaža	q*dr*v =	1	0,94	< 1,75	57%	54%
4. etaža	q*dr*v =	1,16	1,06	< 1,75	66%	60%
5. etaža	q*dr*v =	1,3	1,14	< 1,75	74%	65%
6. etaža	q*dr*v =	1,41	1,22	< 1,75	81%	70%
7. etaža	q*dr*v =	1,53	1,31	< 1,75	88%	75%
8. etaža	q*dr*v =	1,69	1,47	< 1,75	97%	84%
9. etaža	q*dr*v =	1,82	1,56	> 1,75	104%	89%
10. etaža	q*dr*v =	1,91	1,63	> 1,75	109%	93%
11. etaža	q*dr*v =	2,01	1,73	> 1,75	115%	99%
12. etaža	q*dr*v =	2,08	1,77	> 1,75	119%	101%
13. etaža	q*dr*v =	2,09	1,78	> 1,75	120%	102%
14. etaža	q*dr*v =	2,22	1,9	> 1,75	127%	109%
15. etaža	q*dr*v =	2,24	1,94	> 1,75	128%	111%
16. etaža	q*dr*v =	2,25	1,93	> 1,75	128%	110%
17. etaža	q*dr*v =	2,15	1,83	> 1,75	123%	105%
18. etaža	q*dr*v =	2,1	1,78	> 1,75	120%	102%
19. etaža	q*dr*v =	2,04	1,66	> 1,75	117%	95%

Preglednica 5-15: Ustreznost pomikov glede na omejitev 0,005*h po TPR

Maksimalen etažni pomik v smeri X: 2,25 cm (16 etaža).

Maksimalen etažni pomik v smeri Y: 1,94 cm (15 etaža).

Etažni pomik predvsem v zgornjih etažah ne zadoščajo pogoju, če so nekonstrukcijski elementi iz krhkih elementov. Večji so etažni pomiki v smeri X (največji presegajo dovoljene do 28%), v smeri Y pa so malo manjši in največji pomiki presegajo dovoljene do 11%. Če bi bili nekonstrukcijski elementi iz duktilnih elementov bi vsi etažni pomiki ustrezali omejitvi $0,075 \cdot h$. To je razvidno tudi iz tabele 5-16.

MAKSIMALEN ETAŽNI POMIK					delež dovoljenega pomika	
$v=0,4$	$q=4$	v smeri X	v smeri Y	omejitev $=0,075h$	smer x	smer y
1. etaža	$q^*dr^*v =$	2,26	1,83	< 5,25	43%	35%
2. etaža	$q^*dr^*v =$	0,87	0,79	< 2,63	33%	30%
3. etaža	$q^*dr^*v =$	1	0,94	< 2,63	38%	36%
4. etaža	$q^*dr^*v =$	1,16	1,06	< 2,63	44%	40%
5. etaža	$q^*dr^*v =$	1,3	1,14	< 2,63	49%	44%
6. etaža	$q^*dr^*v =$	1,41	1,22	< 2,63	54%	46%
7. etaža	$q^*dr^*v =$	1,53	1,31	< 2,63	58%	50%
8. etaža	$q^*dr^*v =$	1,69	1,47	< 2,63	64%	56%
9. etaža	$q^*dr^*v =$	1,82	1,56	< 2,63	69%	59%
10. etaža	$q^*dr^*v =$	1,91	1,63	< 2,63	73%	62%
11. etaža	$q^*dr^*v =$	2,01	1,73	< 2,63	77%	66%
12. etaža	$q^*dr^*v =$	2,08	1,77	< 2,63	79%	68%
13. etaža	$q^*dr^*v =$	2,09	1,78	< 2,63	80%	68%
14. etaža	$q^*dr^*v =$	2,22	1,9	< 2,63	84%	73%
15. etaža	$q^*dr^*v =$	2,24	1,94	< 2,63	85%	74%
16. etaža	$q^*dr^*v =$	2,25	1,93	< 2,63	86%	73%
17. etaža	$q^*dr^*v =$	2,15	1,83	< 2,63	82%	70%
18. etaža	$q^*dr^*v =$	2,1	1,78	< 2,63	80%	68%
19. etaža	$q^*dr^*v =$	2,04	1,66	< 2,63	78%	63%

Preglednica 5-16: Ustreznost pomikov glede na omejitev $0,0075 \cdot h$ po TPR

Ko smo upoštevali vliv TDR smo ponovno izračunali etažne pomike. Te smo izpisali v preglednici 5-17.

MAKSIMALEN ETAŽNI POMIK (cm)					delež dovoljenega pomika	
$v=0,4$	$q=4$	v smeri X	v smeri Y	omejitev $=0,075h$	smer x	smer y
1. etaža	$q^*dr^*v =$	2,62	2,08	< 5,25	50%	40%
2. etaža	$q^*dr^*v =$	1	0,9	< 2,63	38%	34%
3. etaža	$q^*dr^*v =$	1,15	1,07	< 2,63	44%	41%
4. etaža	$q^*dr^*v =$	1,35	1,21	< 2,63	51%	46%
5. etaža	$q^*dr^*v =$	1,51	1,3	< 2,63	57%	50%
6. etaža	$q^*dr^*v =$	1,64	1,39	< 2,63	63%	53%

<i>7. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	1,78	1,5	<	2,63	68%	57%
<i>8. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	1,96	1,68	<	2,63	75%	64%
<i>9. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	2,11	1,77	<	2,63	80%	68%
<i>10. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	2,22	1,86	<	2,63	84%	71%
<i>11. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	2,33	1,97	<	2,63	89%	75%
<i>12. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	2,42	2,02	<	2,63	92%	77%
<i>13. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	2,43	2,03	<	2,63	92%	78%
<i>14. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	2,57	2,17	<	2,63	98%	83%
<i>15. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	2,6	2,21	<	2,63	99%	84%
<i>16. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	2,61	2,2	<	2,63	99%	84%
<i>17. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	2,5	2,09	<	2,63	95%	80%
<i>18. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	2,44	2,03	<	2,63	93%	77%
<i>19. etaža</i>	$q^*dr^*v =$	2,37	1,9	<	2,63	90%	72%

Preglednica 5-17: Etažni pomiki po TDR in ustreznost pomikov glede na omejitev 0,075h

Pomiki so po upoštevanju vpliva TDR večji in ravno še zadoščajo omejitvi 0,0075*h.

Če bi jih hoteli omejiti na manj kot 0,05h bi morali dati dodatna povezja.

5.2.2.4 Maksimalni absolutni pomiki zgornje etaže(pomik na vrhu)

Največji pomik na vrhu pri modalni analizi:

-v smeri X : 17 cm (TPR), 18,7 cm (TDR)

-v smeri Y: 9,2 cm (TPR), 10,4 cm (TDR)

Po upoštevanju enačbe 5.16 dobimo pomik na vrhu:

-v smeri X: $18,7\text{cm} \cdot 4 = 74,8\text{cm}$

-v smeri Y: $10,4\text{cm} \cdot 4 = 41,6\text{cm}$

Pomik po modalni analizi je tako 1/94 višine zgradbe v smeri X in 1/168 v smeri Y.

5.2.2.5 Rotacije v strižnih členih

Izračunali smo tudi rotacije v strižnih členih v mejnem stanju in preverili če so te manjše od omejitve 0,08 radiana, ki jo predpisuje standard. V preglednici 5-18 so zbrani rezultati za ekscentrična povezja z vertikalnimi strižnimi členi, v preglednici 5-19 pa za povezje 4 kjer so strižni členi horizontalni.

Iz teh dveh tabel je razvidno, da so plastične rotacije, ki smo jih izračunali mnogo manjše od dovoljenih rotacij, ki znašajo 0,08 radiana.

	POVEZJE 1		POVEZJE 2		POVEZJE 3		
Etaža	elastični zasuk(rad)	q=4 el.z.*q	elastični zasuk(rad)	el.z.*q	elastični zasuk(rad)	el.z.*q	omejitev rad
18	0,0028	0,0112	0,0028	0,0112	0,001	0,0038	< 0,08
17	0,003	0,012	0,003	0,012	0,0017	0,007	< 0,08
16	0,0032	0,0128	0,0032	0,0128	0,0019	0,0074	< 0,08
15	0,0033	0,0132	0,0033	0,0132	0,002	0,0081	< 0,08
14	0,0034	0,0134	0,0034	0,0134	0,0022	0,0089	< 0,08
13	0,0034	0,0135	0,0034	0,0135	0,0022	0,0089	< 0,08
12	0,0036	0,0145	0,0036	0,0145	0,002	0,0081	< 0,08
11	0,0035	0,0142	0,0035	0,0142	0,0021	0,0083	< 0,08
10	0,0035	0,0139	0,0035	0,0139	0,002	0,008	< 0,08
9	0,0033	0,0133	0,0033	0,0133	0,002	0,0079	< 0,08
8	0,0034	0,0137	0,0034	0,0137	0,002	0,0081	< 0,08
7	0,0033	0,0132	0,0033	0,0132	0,002	0,0078	< 0,08
6	0,0032	0,0128	0,0032	0,0128	0,0016	0,0062	< 0,08
5	0,0032	0,0128	0,0032	0,0128	0,0015	0,006	< 0,08
4	0,0032	0,0128	0,0032	0,0128	0,0015	0,0059	< 0,08
3	0,0032	0,0127	0,0032	0,0127	0,0015	0,0058	< 0,08
2	0,003	0,0121	0,003	0,0121	0,0013	0,0053	< 0,08
1	0,0029	0,0117	0,0029	0,0117	0,0013	0,0054	< 0,08
pritliče	0,0014	0,0057	0,0014	0,0057	0,0012	0,0049	< 0,08

Preglednica 5-18: Rotacije vertikalnih strižnih členov v ekscentričnih povezjih

	SREDNJI STRIŽNI ČLEN		STRIŽNI ČLEN NA ROBU		
Etaža	elastični zasuk(rad)	q=4 el.z.*q	elastični zasuk(rad)	el.z.*q	omejitev rad
18	0,0019	0,0077	0,0019	0,0112	< 0,08
17	0,0019	0,0077	0,0017	0,012	< 0,08
16	0,0021	0,0082	0,0016	0,0128	< 0,08
15	0,0021	0,0084	0,0015	0,0132	< 0,08
14	0,0021	0,0083	0,0012	0,0134	< 0,08
13	0,002	0,008	0,0011	0,0135	< 0,08
12	0,0019	0,0078	0,0012	0,0145	< 0,08
11	0,0019	0,0076	0,0011	0,0142	< 0,08
10	0,0018	0,0073	0,001	0,0139	< 0,08
9	0,0018	0,007	0,001	0,0133	< 0,08
8	0,0017	0,0066	0,0009	0,0137	< 0,08
7	0,0015	0,006	0,0008	0,0132	< 0,08
6	0,0014	0,0057	0,0008	0,0128	< 0,08
5	0,0013	0,0053	0,0007	0,0128	< 0,08
4	0,0012	0,005	0,0006	0,0128	< 0,08
3	0,0011	0,0045	0,0005	0,0127	< 0,08
2	0,001	0,004	0,0005	0,0121	< 0,08
1	0,0007	0,0029	0,0005	0,0117	< 0,08

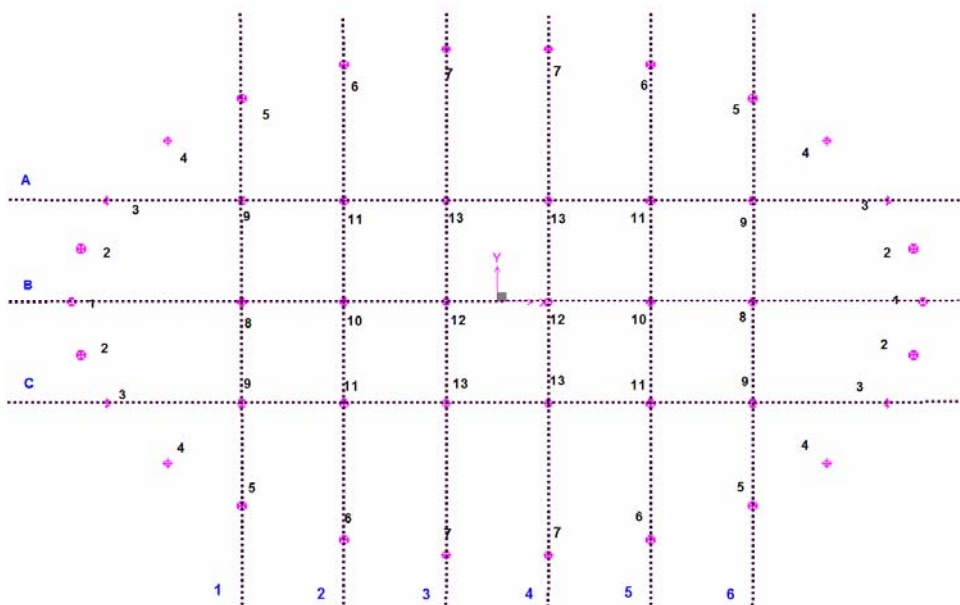
Preglednica 5-19: Rotacije horizontalnih strižnih členov

5.3 KONSTRUKCIJSKI MODEL 3

5.3.1 Izbrani prerezi

Elemente smo dimenzionirali na podoben način kot modela 1 in 2.

5.3.1.1 Stebri



Slika 5-11: Razpored in oštevilčenje stebrov v tlorisu ter osi glavnih okvirjev

Stebri so oštevilčeni, oznake profilov za posamezno pozicijo pa so navedene v preglednicah 5-20 do 5-22. Prerezi 2, 3 in 4 so enaki kot so bili uporabljeni že v prvem modelu. Skice teh elementov so narisane v točki 5.1.1.2, prerezi 5,6,7 in 8 pa so narisani na sliki 5-22.

Prerezi stebrov:

Etaža/Pozicija	Okvir v osi B		
	1	8,10	12
PRITLIČJE	Prerez 4	Prerez 5	Prerez 6
1-3	Prerez 6	Prerez 4	Prerez 6
4-8	Prerez 6	Prerez 3	HEM 400
9-12	Prerez 7	Prerez 6	HEM 280
13-15	Prerez 7	Prerez 6	HEM 220
16-18	Prerez 7	Prerez 7	HEM 220

Preglednica 5-20:Stebri v osi B

Okvir v osi A in C			
Etaža/Pozicija	3	9,13	11
PRITLIČJE	HEM 300	Prerez 8	Prerez 5
1-3	HEM 300	Prerez 6	Prerez 4
4-7	HEM 280	Prerez 6	Prerez 3
8-11	HEM 240	HEM 300	Prerez 3
12-13	HEM 220	HEM 280	Prerez 3
14-15	HEM 220	HEM 240	Prerez 3
16-18	HEM 220	HEM 220	Prerez 7

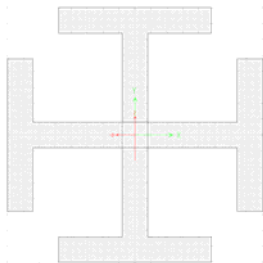
Preglednica 5-21:Stebri v osi A in C

Ostali stebri na zunanjem obodu				
Etaža/Pozicija	2	4	5,6	7
PRITLIČJE	Prerez 4	Prerez 6	Prerez 5	Prerez 6
1-3	Prerez 6	HEB 280	Prerez 4	Prerez 6
4-5	Prerez 6	HEB 280	Prerez 3	Prerez 6
6-8	Prerez 6	HEA 280	Prerez 3	Prerez 6
9-11	Prerez 7	HEA 280	Prerez 6	HEM 300
12-15	Prerez 7	HEA 280	Prerez 6	HEM 280
16-18	Prerez 7	HEA 280	Prerez 7	HEM 240

Preglednica 5-22: Ostali stebri na obodu stavbe

-Pritličje

(PREREZ 4)

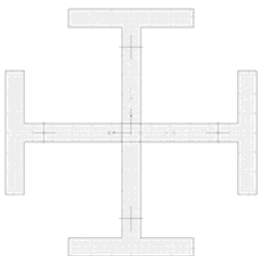


-višina prereza 500 mm

-širine pasnic 300mm

-debelina stojin in pasnic 50mm

(PREREZ 6)

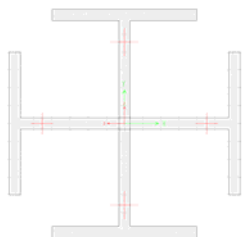


-višina prereza 400 mm

-širine pasnic 200mm

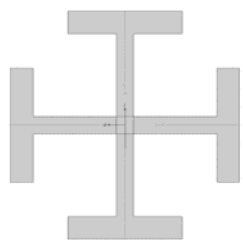
-debelina stojin in pasnic 30mm

(PREREZ 7)



- višina prereza 400 mm
- širine pasnic 250mm
- debelina stojine 20mm
- debelina pasnic 20mm

(PREREZ 8)

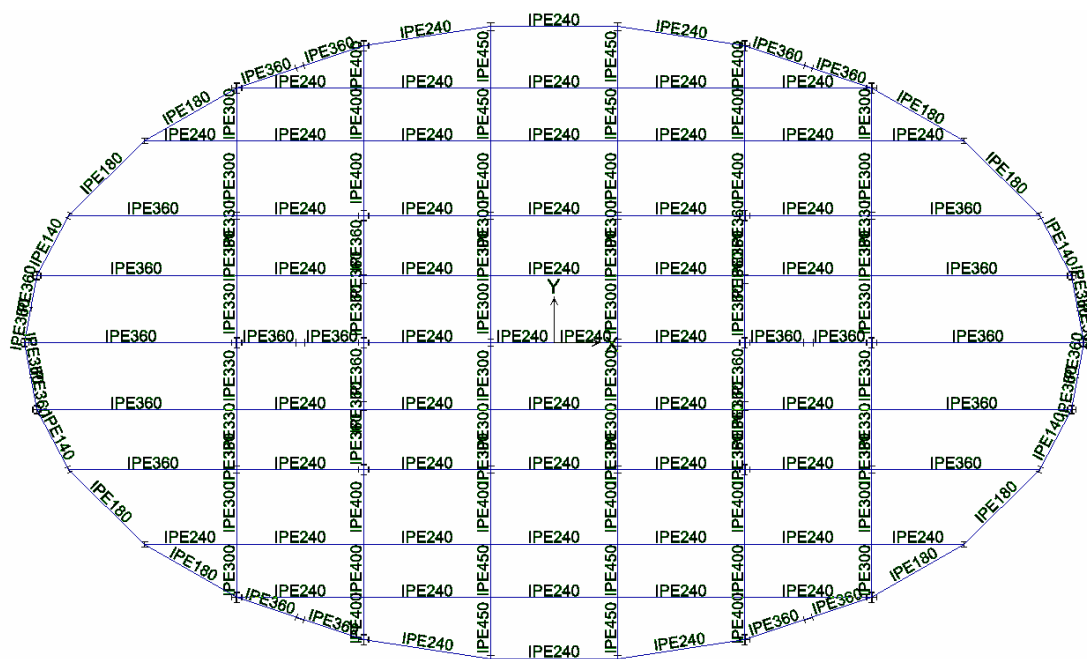


- višina prereza 400 mm
- širine pasnic 200mm
- debelina stojine 30mm
- debelina pasnic 40mm

Slika 5-12: Prerezi sestavljenih prerezov 5,6,7 in 8

5.3.1.2 Elementi v etaži

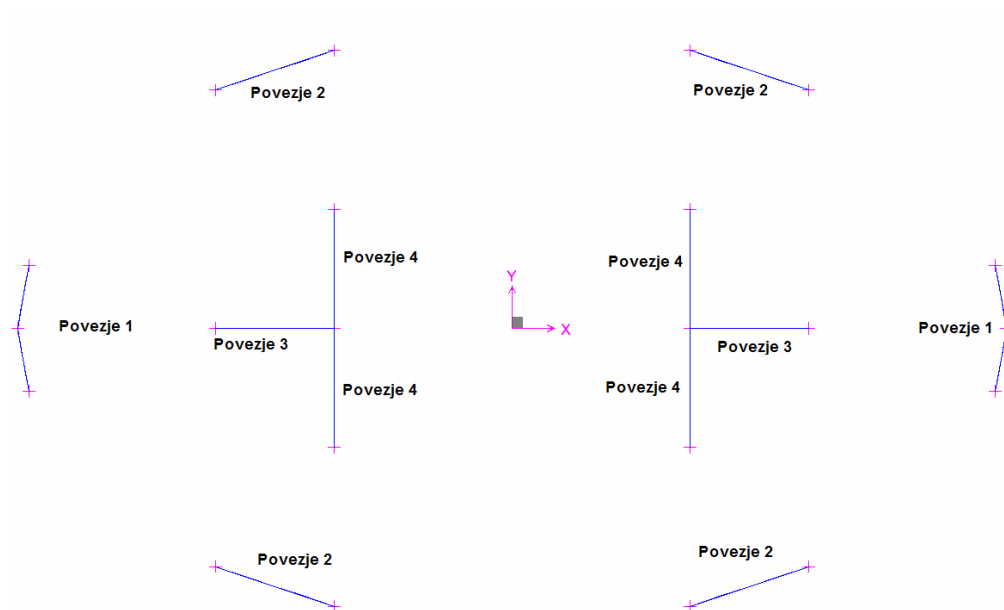
Prečke so IPE profili in so označene na sliki 5-13.



Slika 5-13:Elementi v etaži

5.3.1.3 Diagonalni elementi v ekscentričnih povezjih

Povezja so simetrično razporejena po konstrukciji in so oštevilčena na sliki 5-14.



Slika 5-14: Oznake povezij

Prerezi diagonal se po višini zmanjšujejo. Za diagonale so v tem modelu uporabljene cevi. Dimenzije cevi so navedene v preglednici 5-23.

<i>Etaža</i>	<i>POVEZJE 1</i>	<i>POVEZJE 2,3</i>	<i>POVEZJE 4</i>
PRITLIČJE	CEV 470/20	CEV 470/25	CEV 470/20
<i>etaže 1-6</i>	CEV 298,5/10	CEV 406,4/16	CEV 406,4/20
<i>etaže 7-8</i>	CEV 298,5/7,1	CEV 406,4/16	CEV 406,4/20
<i>etaže 9-12</i>	CEV 298,5/7,1	CEV 406,4/10	CEV 406,4/20
<i>etaže 13-18</i>	CEV 298,5/7,1	CEV 406,4/10	CEV 406,4/10

Preglednica 5-23: Elementi v ekscentričnih povezjih

5.3.1.4 Strižni členi v ekscentričnih povezjih

V vseh ekscentričnih povezjih so vertikalni strižni členi. Kakšni so ti po etažah je napisano v Preglednicah.

<i>Etaža</i>	<i>Povezje 1</i>	<i>Povezje 2</i>	<i>Povezje 3</i>	<i>Povezje 4</i>	<i>DOLŽINA STRIŽNEGA ČLENA</i>
PRITLIČJE	HEA 400	HEA 600	HEA 550	HEA 800	40 CM
<i>etaže 1-3</i>	HEA 300	HEA 550	HEA 500	HEA 600	40 CM
<i>etaže 4-6</i>	HEA 240	HEA 500	HEA 500	HEA 550	40 CM
<i>etaže 7-9</i>	HEA 180	HEA 400	HEA 450	HEA 500	40 CM
<i>etaža 10-14</i>	HEA 160	HEA 400	HEA 450	HEA 450	40 CM
<i>etaže 15-16</i>	HEA 140	HEA 240	HEA 340	HEA 340	30 CM
<i>etaže 17-18</i>	HEA 100	HEA 280	HEA 280	HEA 260	30 CM

Preglednica 5-24: Strižni členi v ekscentričnih povezjih

5.3.2 Modalna analiza modela 3

Ta konstrukcijski model obravnavamo kot kombiniran sistem glede na prenos horizontalne obtežbe. Gre za kombinacijo ekscentričnih povezij in pomičnih okvirjev. Za vrednost faktorja obnašanja smo vzeli faktor $q=4$. Model je zasnovan tako da se večina energije med potresom disipira s strižnim delovanjem strižnih členov, nekaj pa tudi z upogibnim delovanjem prečk. Dolžine strižnih členov so bile podobno kot v modelu 2 izbrane tako, da spadajo med kratke členke po pogoju v točki (2.6). Za vertikalne strižne člene so bili uporabljeni profili HEA. V modelu so uporabljena samo ekscentrična povezja z vertikalnimi strižnimi členi. Elementi v ekscentričnih povezjih, ki so dodatno varovani so stebri, prečke in diagonale. Pri tem je bila $\Omega_{MIN}=1,52$ (maksimalna izkoriščenost strižnih členov=0,99)

Tako je skupen faktor $1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{MIN}$ s katerim množimo horizontalni vpliv potresne obtežbe za elemente, ki so dodatno varovani enak 2,1. Poleg tega horizontalni vpliv pomnožimo še s faktorjem k_{δ} (točka 5.3.2.1).

5.3.2.1 Vpliv teorije 2. reda

Izračunali smo faktorje k_{δ} kot je navedeno v enačbi 2.1. Rezultati so zbrani v preglednici 5-25.

etaža	θ	$k_{\delta}=1/(1-\theta)$
pritličje	0,06	1,06
1	0,06	1,06
4	0,09	1,1
8	0,11	1,12
10	0,11	1,13
12	0,1	1,11
16	0,06	1,07

Preglednica 5-25: Vrednosti faktorja k_{δ} za smer X.

Ker je faktor $\theta > 0,1$ je potrebno upoštevati vpliv teorije 2 reda. Vzamemo največjo vrednost tega faktorja, ki je v 10 etaži za smer X enak 1,13. V smeri Y je konstrukcija manj podajna zato vzamemo enak faktor kot v X smeri. Konstrukcijo smo nato ponovno dimenzionirali, pri čemer smo vse vrednosti horizontalne potresne obtežbe pomnožili s faktorjem k_{δ} . Za dimenzioniranje varovanih elementov je bil faktor s katerim smo pomnožili horizontalni del potresne obtežbe enak 2,35.

5.3.2.2 Nihajne oblike in participacija efektivnih modalnih mas

Zdimenzionirana konstrukcija je imela naslednje nihajne dobe:

Modalna oblika	Perioda	Smer X	Smer Y	$\sum U_X$	$\sum U_Y$	Rotacija- R_Z	$\sum R_Z$
1	3,09	67,1	0	67,1	0	0	0
2	2,64	0	69,48	67,1	69,48	0,09	0,09
3	2,52	0	0,09	67,1	69,57	66,37	66,46
4	0,88	21,07	0	88,18	69,57	0	66,46
5	0,79	0	20,79	88,18	90,36	0	66,46
6	0,7	0	0	88,18	90,36	21,52	87,98
7	0,45	6,18	0	94,36	90,36	0	87,98
8	0,41	0	5,64	94,36	96	0	87,98
9	0,36	0	0	94,36	96	6,26	94,25
10	0,3	2,6	0	96,96	96	0	94,25

Preglednica 5-26: Modalne oblike za 2 model konstrukcije in deleži modalnih mas v posamezni nihajni obliki

Pri modalni analizi smo upoštevali 10 nihajnih oblik konstrukcije. Nihajne oblike 3, 6 in 9 so torzijske, ostale nihajne oblike pa so v smereh X in Y. Največji nihajni čas konstrukcije je 3,09s, pri čemer se aktivira 67% efektivne modalne mase konstrukcije v smeri X

5.3.2.3 Etažni pomiki

Etažni pomiki morajo ustrezati omejitvam kot so že navedene v primeru modela 1 v točki 5.1.2.3. Izračunali smo jih ob upoštevanju vpliva TDR.

MAKSIMALEN ETAŽNI POMIK					delež dovoljenega pomika	
$v=0,4$	$q=4$	v smeri X	v smeri Y	omejitev =0,075h	smer x	smer y
1. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	2,47	2,63	< 5,25	0,47	0,5
2. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	0,99	1,02	< 2,63	0,38	0,39
3. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	1,2	1,19	< 2,63	0,46	0,45
4. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	1,35	1,33	< 2,63	0,51	0,51
5. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	1,51	1,47	< 2,63	0,58	0,56
6. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	1,66	1,6	< 2,63	0,63	0,61
7. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	1,8	1,71	< 2,63	0,69	0,65
8. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	1,95	1,84	< 2,63	0,74	0,7
9. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	2,06	1,91	< 2,63	0,78	0,73
10. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	2,25	2	< 2,63	0,86	0,76
11. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	2,35	2,09	< 2,63	0,9	0,8
12. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	2,42	2,15	< 2,63	0,92	0,82
13. etaža	$q \cdot dr \cdot v =$	2,47	2,19	< 2,63	0,94	0,83

14. etaža	$q^*dr^*v =$	2,49	2,29	<	2,63	0,95	0,87
15. etaža	$q^*dr^*v =$	2,5	2,22	<	2,63	0,95	0,84
16. etaža	$q^*dr^*v =$	2,42	2,21	<	2,63	0,92	0,84
17. etaža	$q^*dr^*v =$	2,38	2,18	<	2,63	0,91	0,83
18. etaža	$q^*dr^*v =$	2,32	2,1	<	2,63	0,88	0,8
19. etaža	$q^*dr^*v =$	2,23	2,02	<	2,63	0,85	0,77

Preglednica 5-27:Ustreznost pomikov po TDR glede na omejitvev $0,0075 \cdot h$

Maksimalen etažni pomik v smeri X: 2,5 cm

Maksimalen etažni pomik v smeri Y: 2,29 cm

Etažni pomik predvsem v zgornjih etažah zadoščajo pogoju, če so nekonstrukcijski elementi iz duktilnih elementov. Večji so etažni pomiki v smeri X. Če bi bili konstrukcijski elementi iz krhkih elementov etažni pomiki ne bi ustrezali omejitvi za take elemente.

5.3.2.4 Maksimalni absolutni pomiki zgornje etaže(pomik na vrhu)

Največji pomik na vrhu pri modalni analizi

-v smeri X : 20,1 cm (TDR)

-v smeri Y: 15,3 cm (TDR)

Po upoštevanju enačbe 5.16 dobimo pomik na vrhu:

-v smeri X: $20,1\text{cm} \cdot 4 = 80,8\text{cm}$

-v smeri Y: $15,3\text{cm} \cdot 4 = 61,2\text{cm}$

Pomik po modalni analizi je $1/86$ višine zgradbe v smeri X in $1/114$ v smeri Y.

5.3.2.5 Rotacije v strižnih členih

Rotacije v mejnem stanju pri modelu 3 so zelo podobne rotacijam v vertikalnih strižnih členih pri modelu 2, kar je logično saj so tudi pomiki zelo podobni.

6 ANALIZA KONSTRUKCIJ Z NELINEARNO STATIČNO ANALIZO

Nelinearno statično analizo, ki ji rečemo tudi pushover analiza smo naredili za vse tri konstrukcijske modele. Pri tem so bili za nelinearno obnašanje elementov uporabljeni bilinearni diagrami z ravnim platojem plastičnega tečenja. Analiza je bila narejena po teoriji drugega reda-TDR za en primer pa smo za primerjavo naredili tudi analizo po TPR. Uporabili smo dve porazdelitvi vodoravne obtežbe:

- enakomerno porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam ne glede na višino
- modalno razporeditev, kjer so vodoravne sile sorazmerne vodoravnim silam določenim z elastično analizo(to je bila obtežba v obliki obrnjenega trikotnika).

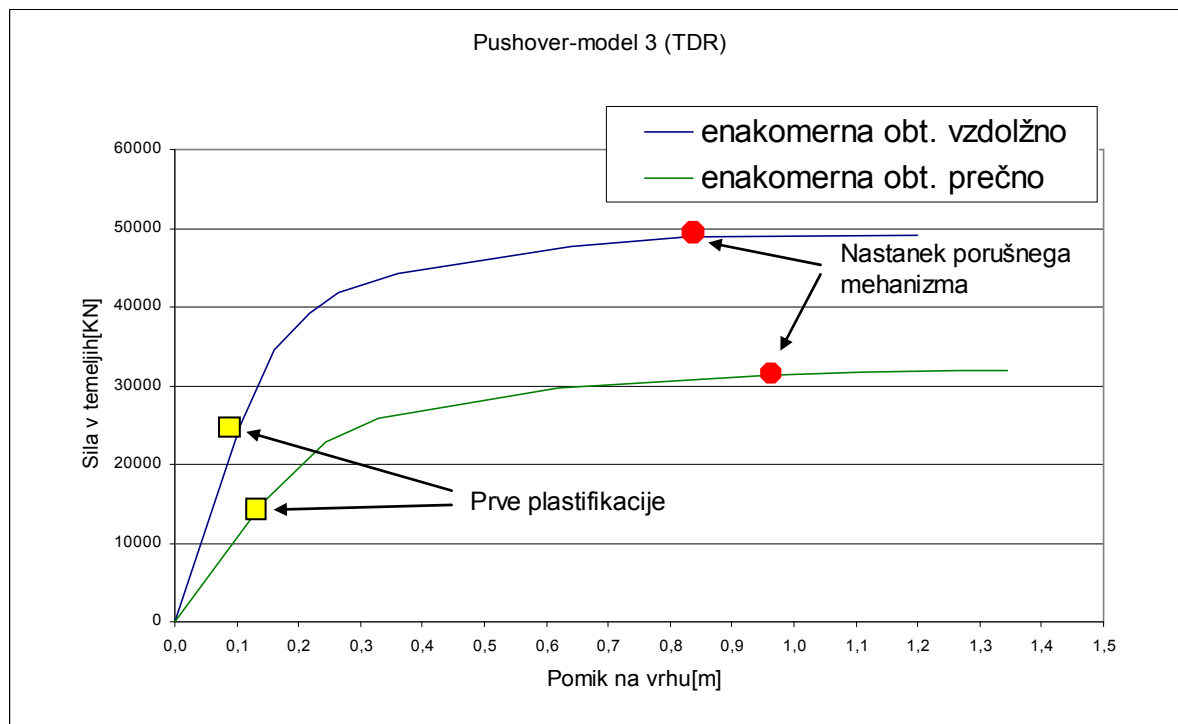
Sile smo določili kot točkovne sile, ki delujejo v masnih središčih etaž z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti.

$$e_{ai} = \pm 0,05 * L_i \quad (5.5)$$

Pri analizi je bila na objektu obtežba katera je po standardu predpisana, da sodeluje pri potresu. Uporabljena je bila kombinacija: 1,0G(lastna+stalna)+0,3Q(koristna obtežba). Ko smo dobili krivulje za odnos prečna sila v temeljih-pomik na vrhu, smo jih analizirali z metodo N2, kot je napisano v točki 2.2.2. S to metodo smo analizirali, če konstrukcija prenese potrebne zahteve potresa. V nadaljevanju so predstavljeni rezultati te analize za vse tri modele.

6.1 MODEL 1

6.1.1 Pushover krivulje

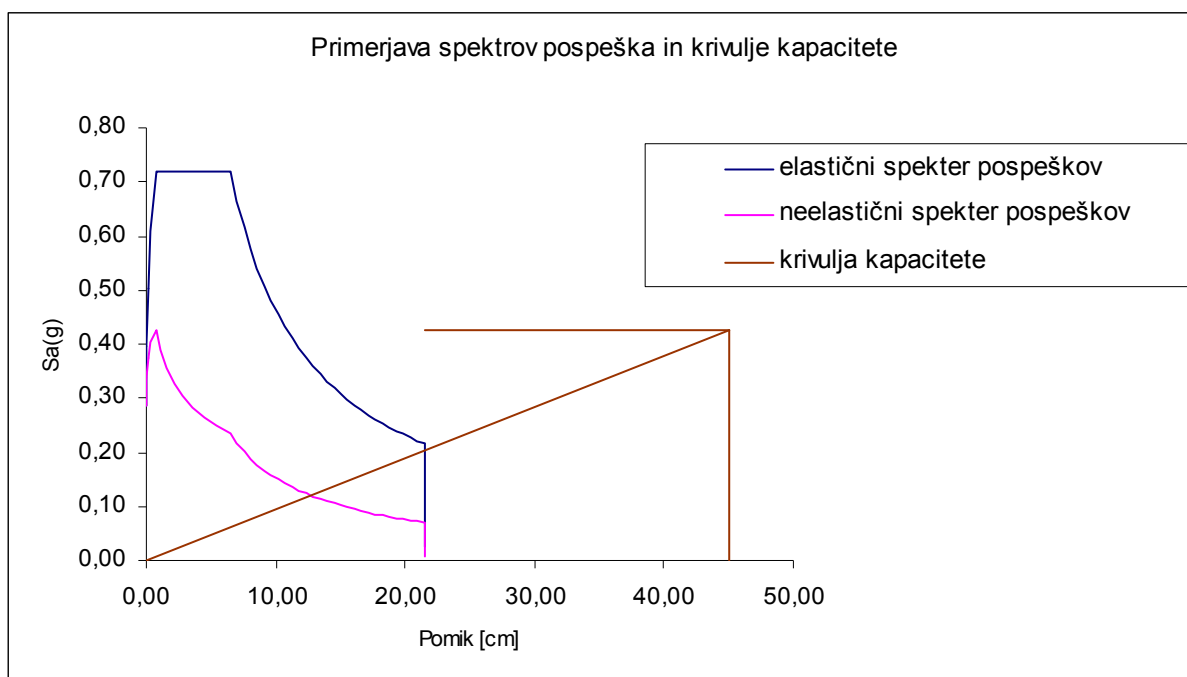


Slika 6-1: Pushover krivulje za model 1 po TDR

Na sliki sta prikazani krivulje iz nelinearne statične analize, ki smo jo naredili v Etabsu. Konstrukcija je v Y smeri precej bolj podajna zato jo analiziramo samo za to smer. Konstrukcija ima zelo veliko nosilnost proti horizontalni obtežbi. Iz obeh krivulj na sliki 6-1 je razvidno kdaj se pojavijo prvi plastični členki-označeno z rumeno barvo in kdaj se pojavi globalni porušni mehanizem-rdeči krogi.

6.1.2 Krivulje kapacitete

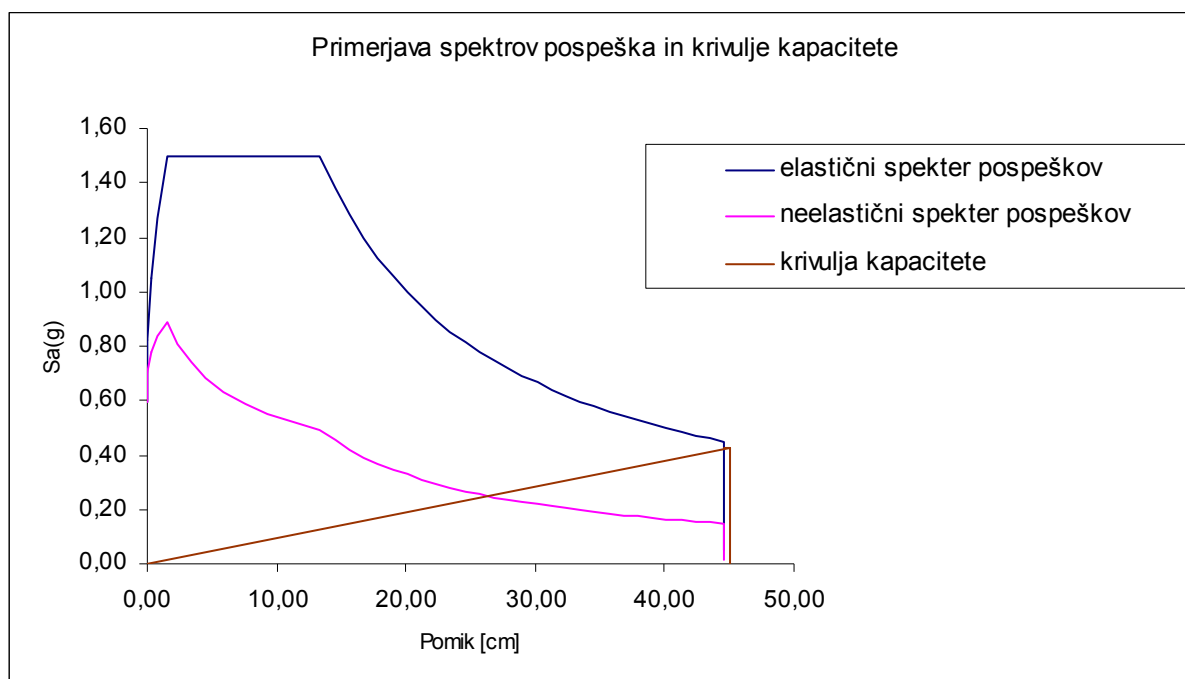
Krivuljo smo analizirali z N2 metodo.



Slika 6-2: Analiza krivulje kapacitete za prečno smer

Iz grafa na sliki 6-2 je razvidno, da je konstrukcija med potresom s projektnim pospeškom tal $a_g=0,25$ komaj na polovici nosilnosti in ima še precej rezerve do začetka globalnega plastičnega obnašanja. Krivulja kapaciteta seka elastični spekter pospeškov že v svojem linearnem delu. Za potresno analizo po tej metodi zato konstrukcijo porinemo le do pomika ki je določen s presečiščem elastičnega dela krivulje kapacitete in projektnega elastičnega spektra. Zato je pričakovano da taka konstrukcija potres prenese brez poškodb.

Z nadaljnjo analizo smo ugotovili kakšen potres bi konstrukcija lahko prenesla. Na sliki 6-3 je prikazana analiza za potres v katerem je konstrukcija globalno na meji plastičnega obnašanja.



Slika 6-3: Analiza konstrukcije na meji plastičnega obnašanja

Po tej analizi bi lahko konstrukcijo obremenili s pospeškom tal $a_g=0,52$ g, ko bi se ta šele začela globalno plastificirati.

Z N2 metodo smo določili ciljni pomik, ki ustreza potresu s projektnim pospeškom tal $a_g=0,25$ g. Rezultati so prikazani v preglednici 6-1.

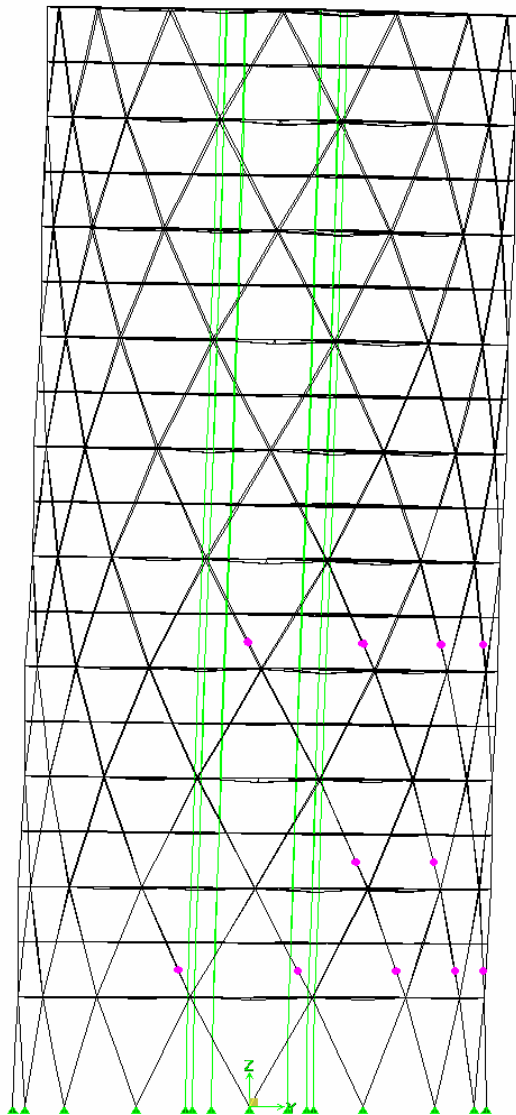
<i>Vrsta obtežbe</i>	<i>Enakomerna obt. vzdolžno</i>	<i>Enakomerna obtežba prečno</i>
<i>m*(ton)</i>	7628,5	7628,5
<i>T*(s)</i>	1,38	2,05
<i>Fy(KN)</i>	71391	46488
<i>Dy(cm)</i>	45,0	64,8
<i>Fy*(KN)</i>	49000	31908
<i>Dy*(cm)</i>	30,9	44,5
<i>Sa(g)</i>	0,65	0,43
<i>Sae(T*) (g)</i>	0,45	0,21
<i>Sd = Sde (cm)</i>	21,45	21,45
<i>Dt(cm)</i>	31,26	31,26

Preglednica 6-1: Izračun ciljnega pomika

Za obe smeri smo dobili enak pomik do katerega moramo poriniti konstrukcijo in je 31,3cm.

6.1.3 Analiza pri ciljnem pomiku $D_t=31,3$ cm

Konstrukcijo smo porinili do ciljnega pomika v težišču zgornje etaže 21,45 cm in opazovali če se slučajno kje pojavi kakšna plastifikacija. Model konstrukcije z označenimi plastifikacijami je na sliki 6-4. Plastifikacije so označene z obarvanimi krogi



Slika 6-4: Model konstrukcije 1 v deformirani obliki pri pomiku zgoraj 31,3 cm

Pri ciljnem pomiku 31,3 cm je prišlo do plastifikacije le v 22 diagonalah. V ostalih elementih ni prišlo do plastifikacije. Kljub temu da je prišlo do plastifikacije v nekaterih elementih tega s krivulje kapacitete ni vidno. To pomeni da se mora za globalno plastično obnašanje plastificirati precej več elementov. Kljub temu da so se nekateri elementi plastificirali je konstrukcija globalno še vedno v elastičnem območju. Uklon pri določevanju nosilnosti v tlaku ni bil upoštevan saj je uklonska nosilnost diagonal okoli 90% plastične nosilnosti, zato to bistveno ne vpliva.

6.1.3.1 Etažni pomiki

Pri ciljnem pomiku 31,3 cm smo preverili kakšni so medetažni pomiki in jih zbrali v preglednici 6-2.

MAKSIMALEN ETAŽNI POMIK PRI POMIKU 21,45 cm		
	v smeri Y(cm)	Relativni pomik etaže v % ($\Delta u/h$)
<i>pritličje</i>	1,17	0,17%
<i>1. etaža</i>	1,07	0,31%
<i>2. etaža</i>	1,11	0,32%
<i>3. etaža</i>	1,05	0,30%
<i>4. etaža</i>	0,83	0,31%
<i>5. etaža</i>	1,06	0,34%
<i>6. etaža</i>	1,07	0,36%
<i>7. etaža</i>	1,63	0,47%
<i>8. etaža</i>	1,75	0,50%
<i>9. etaža</i>	1,74	0,51%
<i>10. etaža</i>	1,40	0,46%
<i>11. etaža</i>	1,58	0,46%
<i>12. etaža</i>	1,31	0,43%
<i>13. etaža</i>	1,83	0,52%
<i>14. etaža</i>	1,46	0,42%
<i>15. etaža</i>	1,62	0,46%
<i>16. etaža</i>	1,23	0,35%
<i>17. etaža</i>	1,42	0,41%
<i>18. etaža</i>	0,96	0,27%

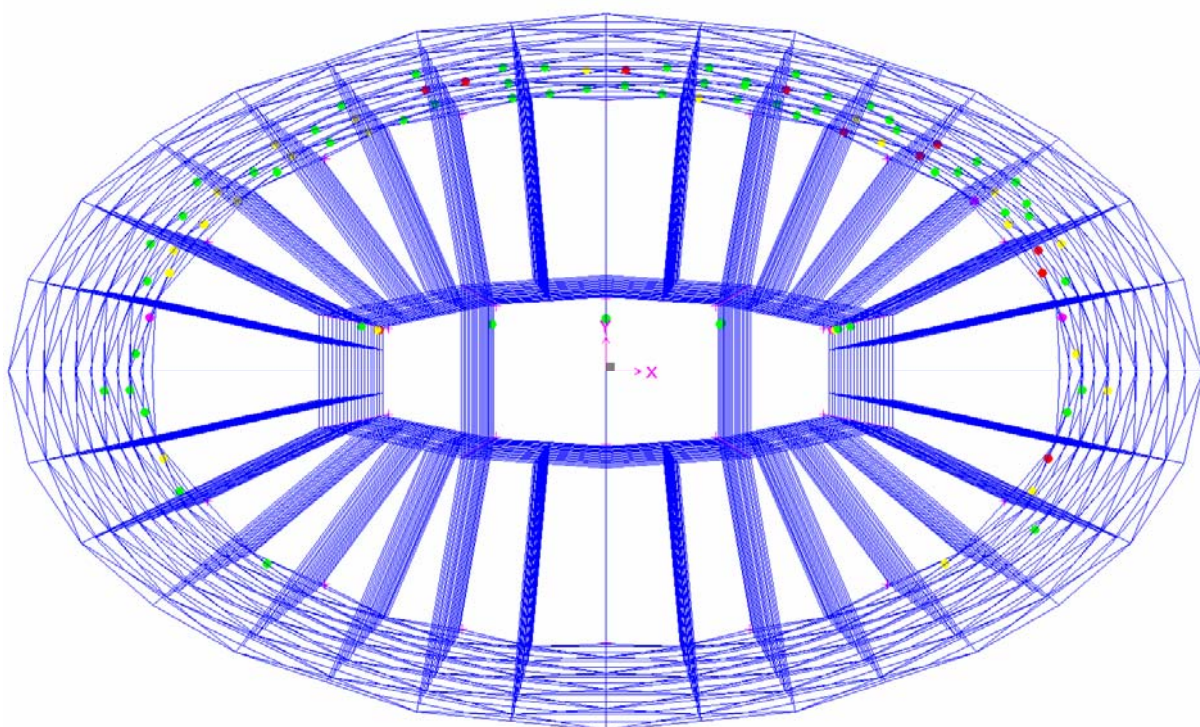
Preglednica 6-2:Etažni pomiki pri ciljnem pomiku v prečni smeri

Etažni pomiki so znotraj vrednosti relativnega pomika etaže 2%, ki velja za omejitev v mejnem stanju. Največji relativni pomiki so okoli 0,5 %.

6.1.3.2 Plastifikacije elementov

V programu Etabs nismo mogli direktno izpisati velikosti plastičnih deformacij v plastificiranih elementih.

Kontrolirali smo tudi kje pride do plastifikacije pri pomiku 0,45m v prečni smeri. To predpisuje tudi standard, ki pravi, da moramo kontrolirati obnašanje konstrukcije pri vrednosti 150% ciljnega pomika.

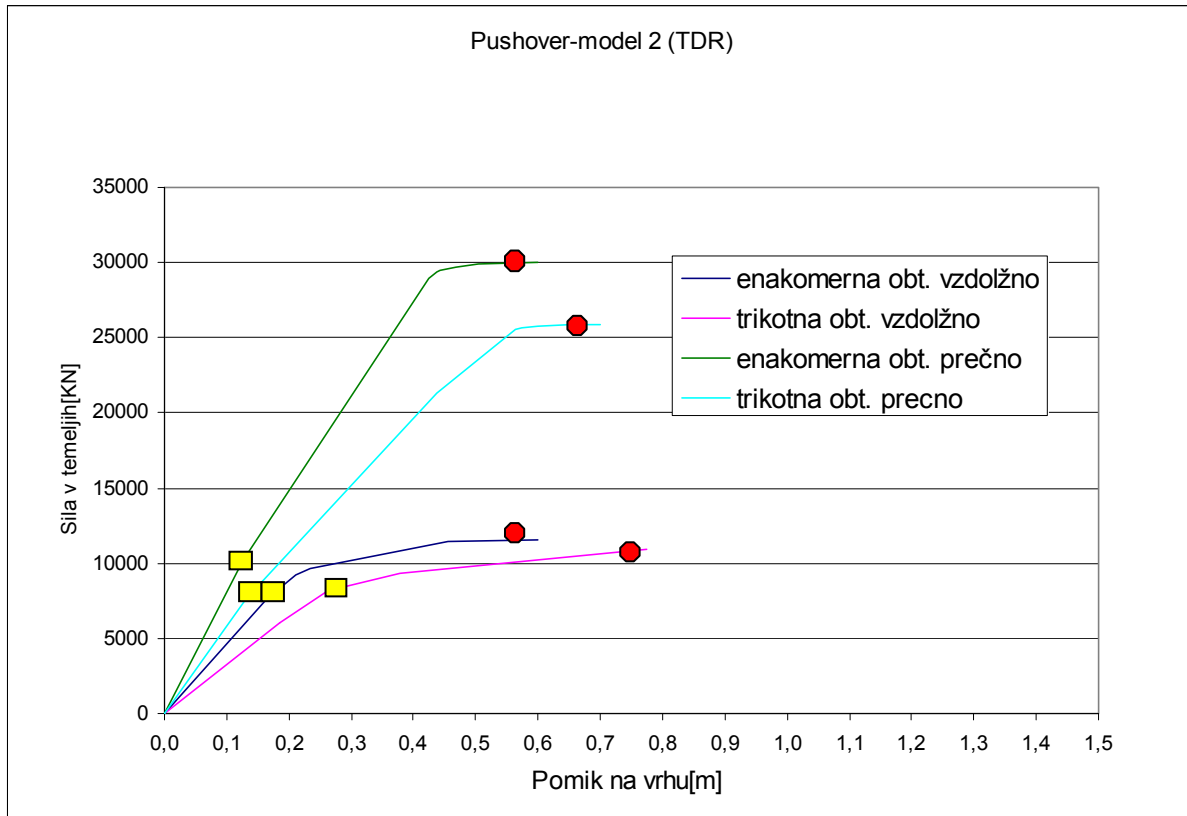


Slika 6-5:Plastifikacije pri pomiku 0,45m v prečni smeri(pri 150% vrednosti ciljnega pomika)

Plastificirajo se diagonale v tlaku, posamezne krajše prečke v nosilcih v fasadi in nekatere prečke v jedru v smeri Y. Za pravilen razvoj porušnega mehanizma niso dovoljene le plastifikacije v nosilcih v etaži ki povezujejo dve diagonali. Te bi morali dati močnejše. Ostali elementi pa se lahko plastificirajo.

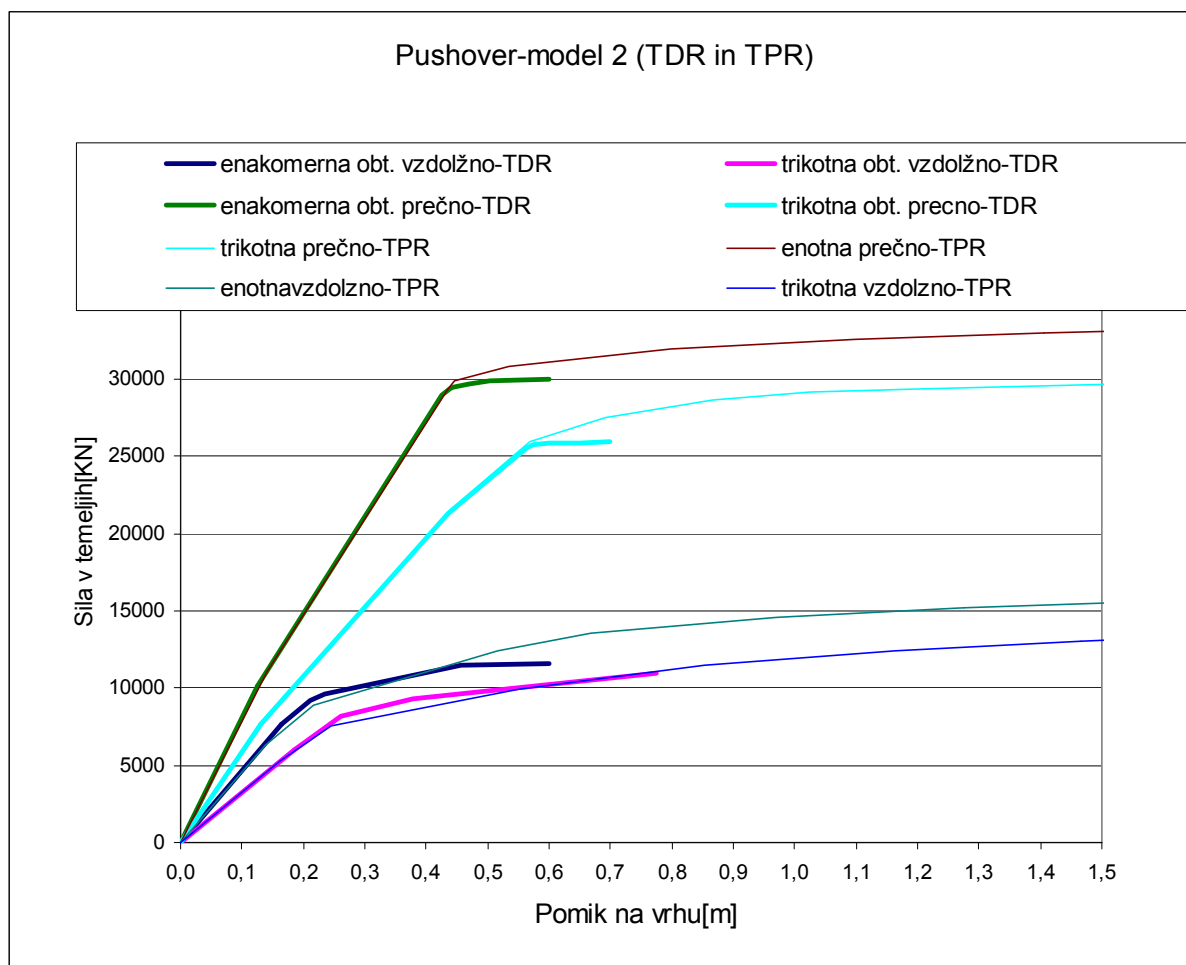
6.2 MODEL 2

6.2.1 Pushover krivulje



Slika 6-6: Pushover krivulje za model 2 po TDR

Prečna smer objekta je bolj toga in tudi prenese precej večjo horizontalno obtežbo kot vzdolžna smer. Vzdolžna smer pa je bolj podajna ampak prenese tudi večje horizontalne pomike preden se pojavi porušni mehanizem. Analizirali smo le pushover krivuljo za trikoten razpored obtežbe v prečni smeri. In trikoten razpored obtežbe v vzdolžni smeri. Naredili smo tudi nelinearno statično analizo po teoriji prvega reda-TPR. Krivulje so prikazane na sliki 6-8. Z rumenimi kvadrati so podobno kot v primeru modela 1 označena mesta, kjer pride do prvih plastifikacij v objektu, z rdečimi krogi pa je označeno kdaj nastane globalni porušni mehanizem.

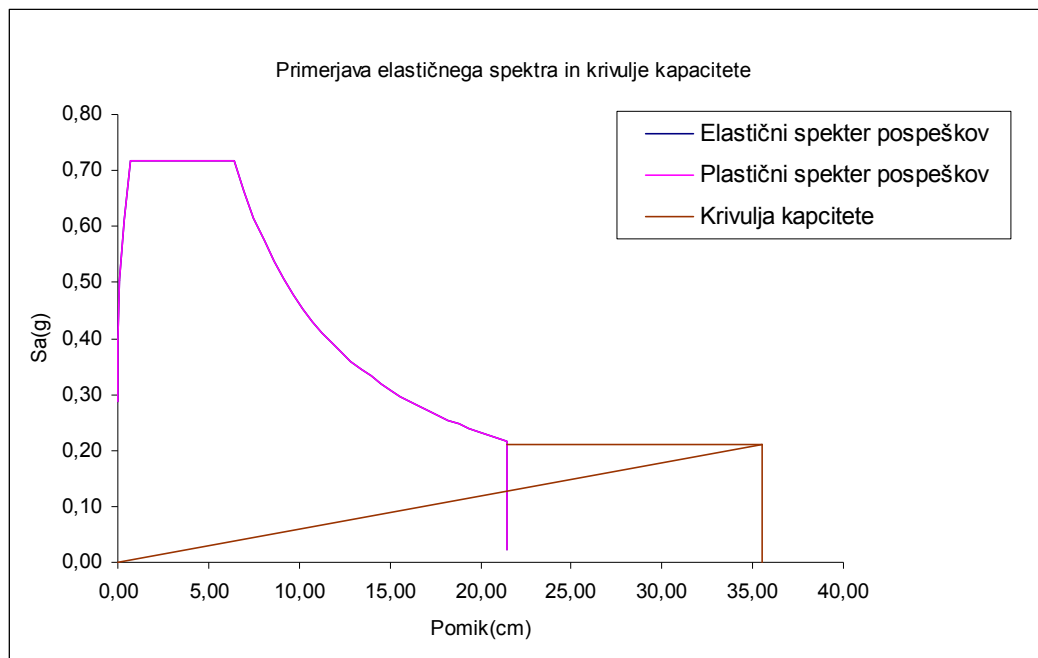


Slika 6-7: Pushover krivulje za model 2 po TPR

Iz primerjave analiz po TPR in TDR vidimo, da je začetni del plastičnega območja krivulj malo višje od krivulj po TDR. Prečna nosilnost je večja v vzdolžni smeri za 25%, v prečni smeri pa za 10%. Največja razlika pa je v platoju, ki je v primeru TPR zelo dolg in bi se še nadaljeval tudi od pomika 3m naprej. Mi smo delali analizo samo do 3m pomika.

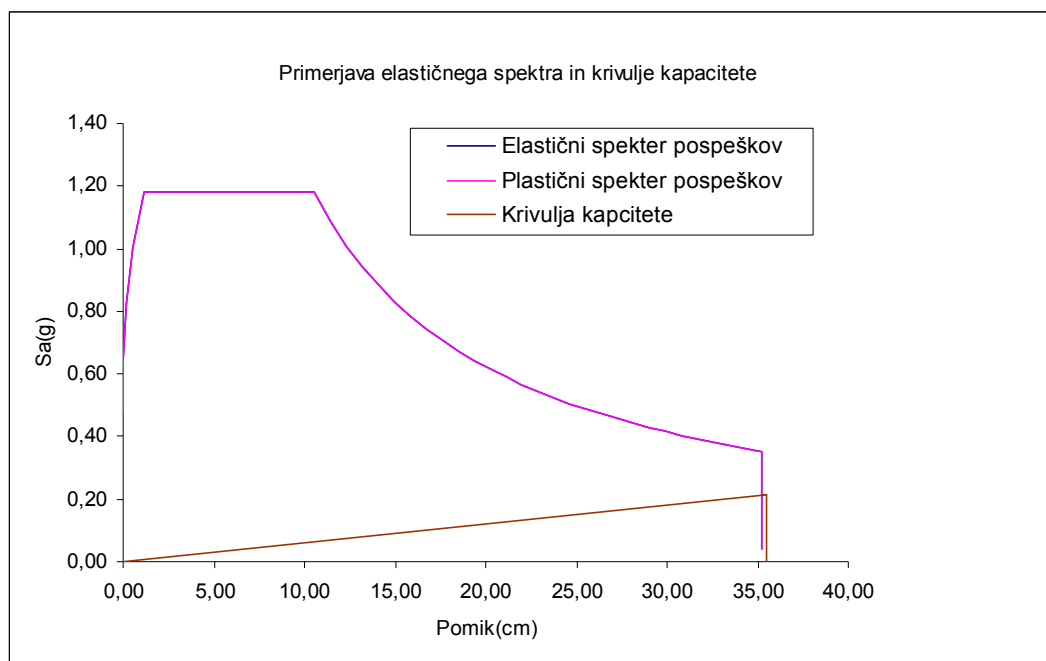
6.2.2 Krivulje kapacitete

6.2.2.1 Prečna smer-trikotna oblika obtežbe



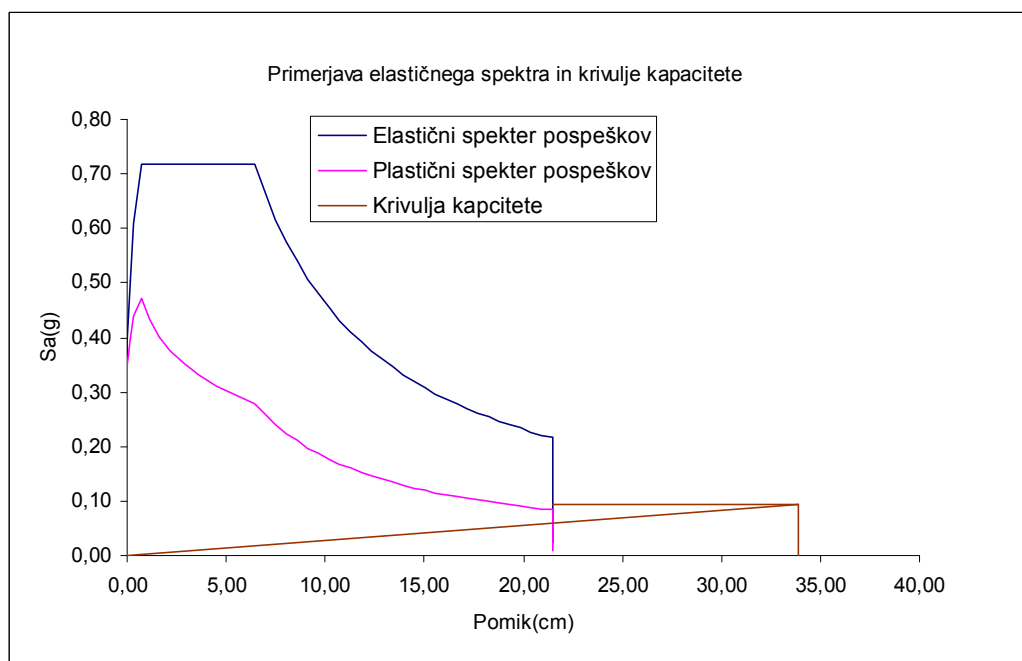
Slika 6-8:Primerjava elastičnega spektra in krivulje kapacitete

Po analizi z N2 metodo dobimo de je za potres s projektnim pospeškom tal $a_g=0,25g$ konstrukcija še v elastičnem območju, saj krivulja kapaciteta seka elastični spekter pospeškov s svojim linearnim delom. Če preverimo pri kakšnem potresu bi konstrukcija prešla v plastično območje dobimo da bi se to zgodilo pri $a_g=0,45g$ (glej sliko 6-8). Vidimo da po N2 metodi faktorja obnašanja sploh ne moremo določiti. To velja za vse konstrukcije z velikimi nihajnimi časi. Z metodo N2 bi lahko določili faktor obnašanja samo za konstrukcije z nihajnimi časi pod 2s. Le v tem primeru bi lahko neelastični spekter pospeškov potegnili skozi točko kjer bi bil pomik elastične konstrukcije enak pomiku neelastične konstrukcije.



Slika 6-9: Analiza na meji plastičnega obnašanja

6.2.2.2 Vzdolžna smer-trikotna oblika obtežbe



Slika 6-10: Analiza modela 2 za primer trikotne oblike obtežbe v vzdolžni smeri

Iz primerjave z elastičnim spektrom je razvidno, da je konstrukcija še v globalno elastičnem območju.

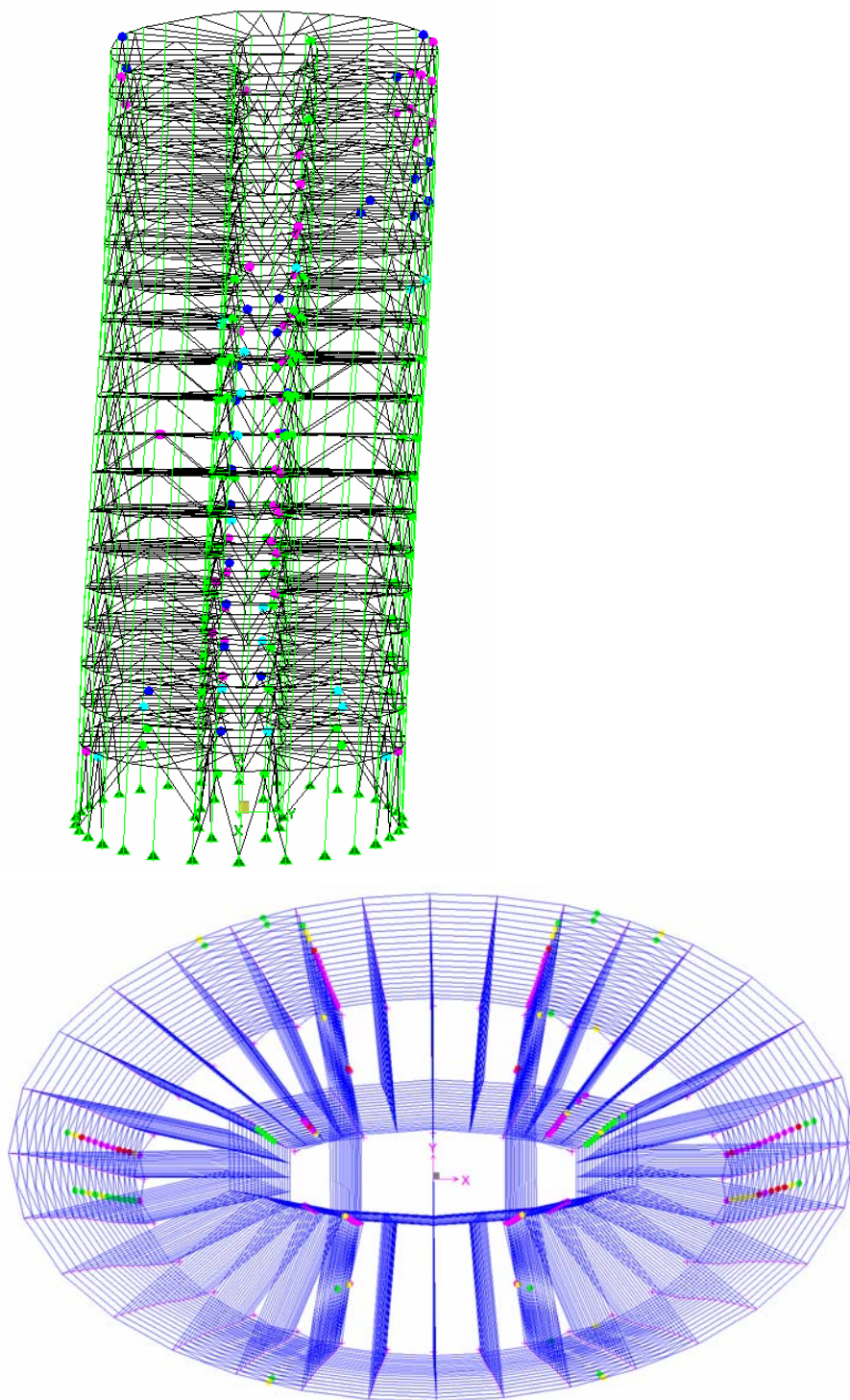
Rezultati izračuna ciljnega pomika po N2 za posamezno vrsto analize so prikazani v preglednici 6-3.

<i>Vrsta obtežbe</i>	<i>Trikotna vzdolžno</i>	<i>Enakomerna prečno</i>	<i>Trikotna prečno</i>
<i>m*(ton)</i>	8569	8569	8569
<i>T*(s)</i>	3,8	2,01	2,65
<i>Fy(KN)</i>	11600	16445,54	10834,25
<i>Dy(cm)</i>	49,42	19,69	22,52
<i>Fy*(KN)</i>	7961,82	11287,62	7436,23
<i>Dy*(KN)</i>	33,92	13,51	15,45
<i>Sa(g)</i>	0,09	0,13	0,09
<i>Sae(T*) (g)</i>	0,06	0,21	0,12
<i>Sd = Sde (cm)</i>	21,45	21,45	21,45
<i>Dt(cm)</i>	31,26	21,45	31,26

Preglednica 6-3: Rezultati iz analize po N2 metodi:

Ciljni pomik je enak za obe obravnavani smeri in je 31,3 cm. Pomik je enak zaradi tega ker krivulja kapacitete za obe smeri obakrat seka graf pospešek-pomik v delu pri katerem je pomik za nihajne čase od 2 do 4s konstanten. V tem delu je graf pospešek-pomik vertikalni. Konstrukcijo smo v nadaljevanju obremenili tako da se ta na vrhu premakne za vrednost ciljnega pomika. Preverili smo obnašanje konstrukcije v prečni in vzdolžni smeri.

6.2.3 Analiza pri ciljnem pomiku $Dt=31,3\text{cm}$ v prečni smeri

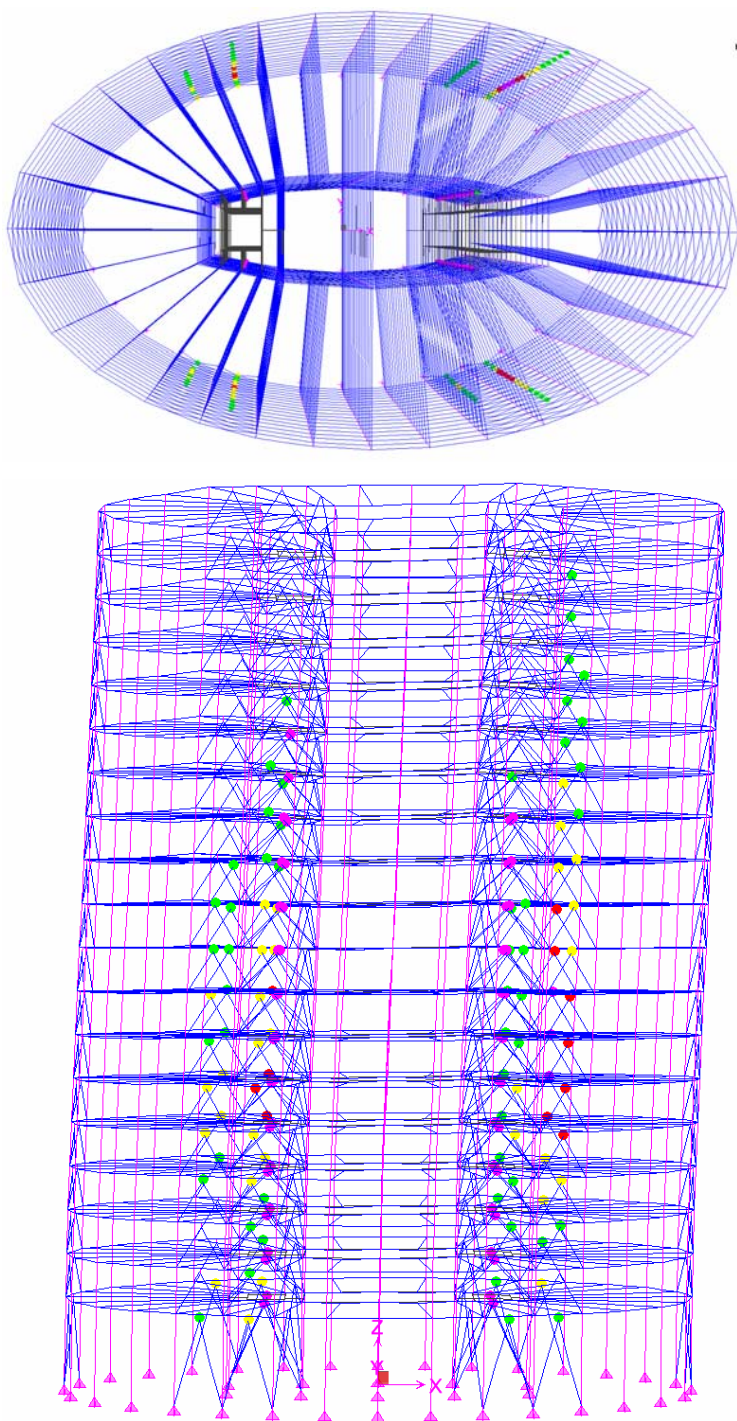


Slika 6-11: Nastanek plastičnih členkov pri pomiku $Dt=31,3\text{ cm}$ v prečni smeri

Plastični členki so nastali v večini vertikalnih strižnih členov, v precej horizontalnih strižnih členih in v jedru v nekaterih prečkah. Te prečke niso del ekscentričnih povezij in zato se tam

lahko pojavijo plastifikacije. Plastifikacije se niso pojavile nikjer v stebrih, diagonalah in prečkah v ekscentričnih povezjih, kjer se tudi ne smejo pojaviti. Pri tem ciljnem pomiku smo določili etažne pomike in jih zapisali v preglednici 6-4.

6.2.4 Analiza pri ciljnem pomiku $D_t=31,3\text{cm}$ v vzdolžni smeri



Slika 6-12: Nastanek plastičnih členkov pri pomiku $D_t=31,3\text{ cm}$ v vzdolžni smeri

Na sliki 6-11 je prikazan nastanek plastičnih členkov pri ciljnem pomiku v vzdolžni smeri. Razvidno je da je obnašanje konstrukcije v tej smeri zelo dobro saj so plastični členki nastali le na mestih, kjer so dovoljeni.

6.2.4.1 Pomiki etaž

MAKSIMALEN ETAŽNI POMIK POMIKU 31,3cm				
			Relativni pomik etaže v % (Δ/h)	
	v smeri X(cm)	v smeri Y(cm)	smer x	smer y
1. etaža	1,71	2,97	0,24%	0,42%
2. etaža	0,92	1,19	0,26%	0,34%
3. etaža	1,11	1,36	0,16%	0,19%
4. etaža	1,34	1,65	0,38%	0,47%
5. etaža	1,54	1,85	0,22%	0,26%
6. etaža	1,68	2,01	0,48%	0,57%
7. etaža	1,68	2,19	0,24%	0,31%
8. etaža	1,87	2,38	0,53%	0,68%
9. etaža	1,86	2,48	0,27%	0,35%
10. etaža	1,85	2,68	0,53%	0,77%
11. etaža	1,85	2,54	0,26%	0,36%
12. etaža	1,89	2,24	0,54%	0,64%
13. etaža	1,87	1,91	0,27%	0,27%
14. etaža	1,95	1,71	0,56%	0,49%
15. etaža	1,95	1,61	0,28%	0,23%
16. etaža	1,9	1,56	0,54%	0,45%
17. etaža	1,82	1,47	0,26%	0,21%
18. etaža	1,78	1,32	0,51%	0,38%
19. etaža	1,69	1,19	0,24%	0,17%

Preglednica 6-4: Etažni pomiki pri ciljnem pomiku 31,3 cm

Relativni pomiki etaž v preglednici 6-4 so precej manjši od dovoljenih 2% etažne višine.

6.2.4.2 Rotacije v plastičnih členkih

Pri ciljnem pomiku smo izpisali maksimalne rotacije v posameznih strižnih členih po etažah, ki so v povezjih označena na sliki 5-8. Rotacije napisane v Preglednicah 6-5 in 6-6 so vrednosti celotnega zasuka strižnega člena in ne le medsebojna rotacija med strižnim členom in prečko, ki je del ekscentričnega povezja. Te vrednosti so zato nekoliko večje od dejanskih. Izračunali smo jih kot ki ga tvori medsebojni pomik zgornje in spodnje točke in dolžina strižnega člena.

<i>Pushover vzdolžno</i>			<i>Pushover prečno</i>	
	POVEZJE 2	POVEZJE 3		POVEZJE 1-vert. str. člen
<i>Etaža</i>	zasuk(rad)	zasuk(rad)	<i>Etaža</i>	zasuk(rad)
18	0,0077	0,005	18	0,0023
17	0,0093	0,0063	17	0,0027
16	0,0087	0,007	16	0,0047
15	0,0105	0,0082	15	0,006
14	0,0177	0,012	14	0,006
13	0,0177	0,0123	13	0,0073
12	0,0193	0,0103	12	0,0088
11	0,024	0,0127	11	0,0173
10	0,0253	0,014	10	0,0248
9	0,03	0,0167	9	0,0288
8	0,0313	0,019	8	0,025
7	0,0245	0,0168	7	0,0243
6	0,0248	0,0175	6	0,0238
5	0,0245	0,0178	5	0,0223
4	0,0223	0,0165	4	0,0213
3	0,019	0,0148	3	0,0203
2	0,0143	0,0123	2	0,016
1	0,012	0,0118	1	0,0173
<i>pritličje</i>	0,0173	0,0223	<i>pritličje</i>	0,058
MAKS.	0,0313	0,0223	MAKS.	0,058

Preglednica 6-5: Rotacije v vertikalnih strižnih členih

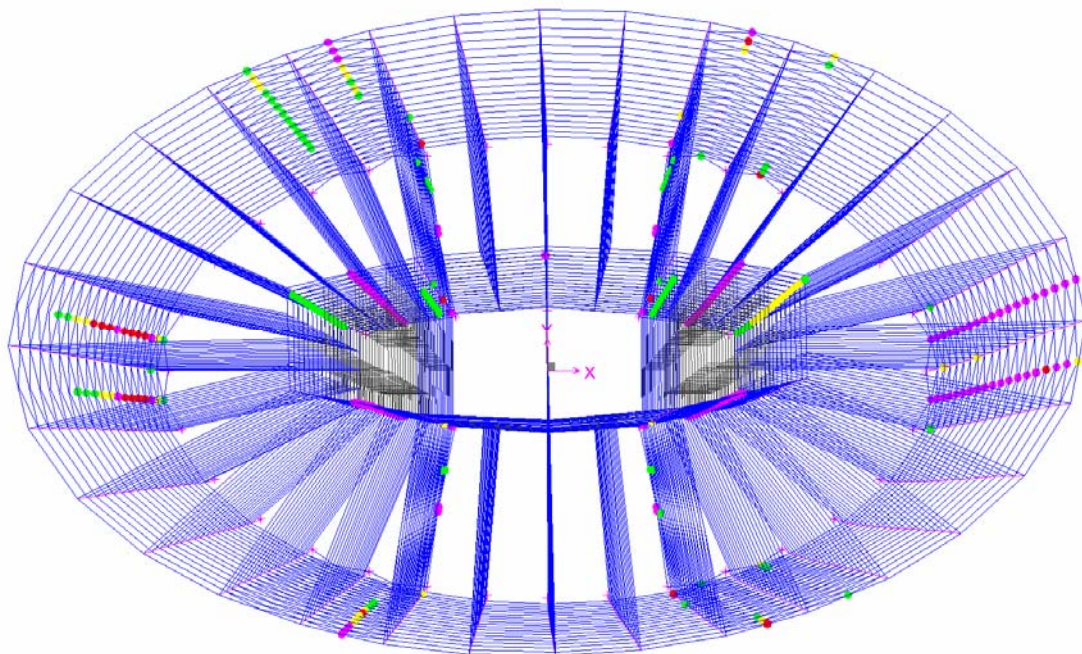
<i>Pushover prečno</i>		
<i>POVEZJE 4-hor. st. členi</i>		
<i>strižni členi-</i>	na robu	na sredini
<i>Etaža</i>	zasuk(rad)	zasuk(rad)
18	0,0024	0,0217
17	0,009	0,0019
16	0,0183	0,0029
15	0,0248	0,001
14	0,0024	0,0238
13	0,031	0
12	0,0502	0,0071
11	0,074	0,0098
10	0,0971	0,0105
9	0,1105	0,0045
8	0,0957	0,0086
7	0,0931	0,0038
6	0,0893	0,004
5	0,0833	0,0057
4	0,076	0,006
3	0,0676	0,0079

2	0,0512	0,0126
1	0,0014	0,0248
MAKS.	0,1105	0,0248

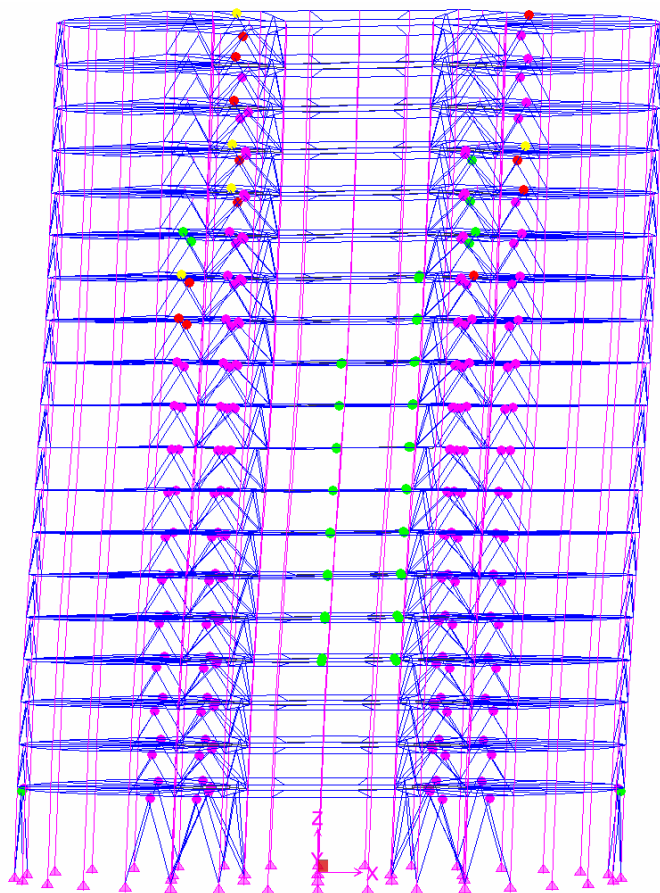
Preglednica 6-6: Rotacije v horizontalnih strižnih členih

Vrednosti rotacij strižnih členov so kljub temu da so te večje kot so v resnici še vedno znotraj omejitve 0,08 radiana, ki je v standardu EN 1998-1 določena kot največja dovoljena rotacija.

V nadaljevanju smo analizirali konstrukcijo za vrednost 150% ciljnega pomika (0,45m) v prečni in v vzdolžni smeri.



Slika 6-13:Plastifikacije pri pomiku 0,45m v prečni smeri

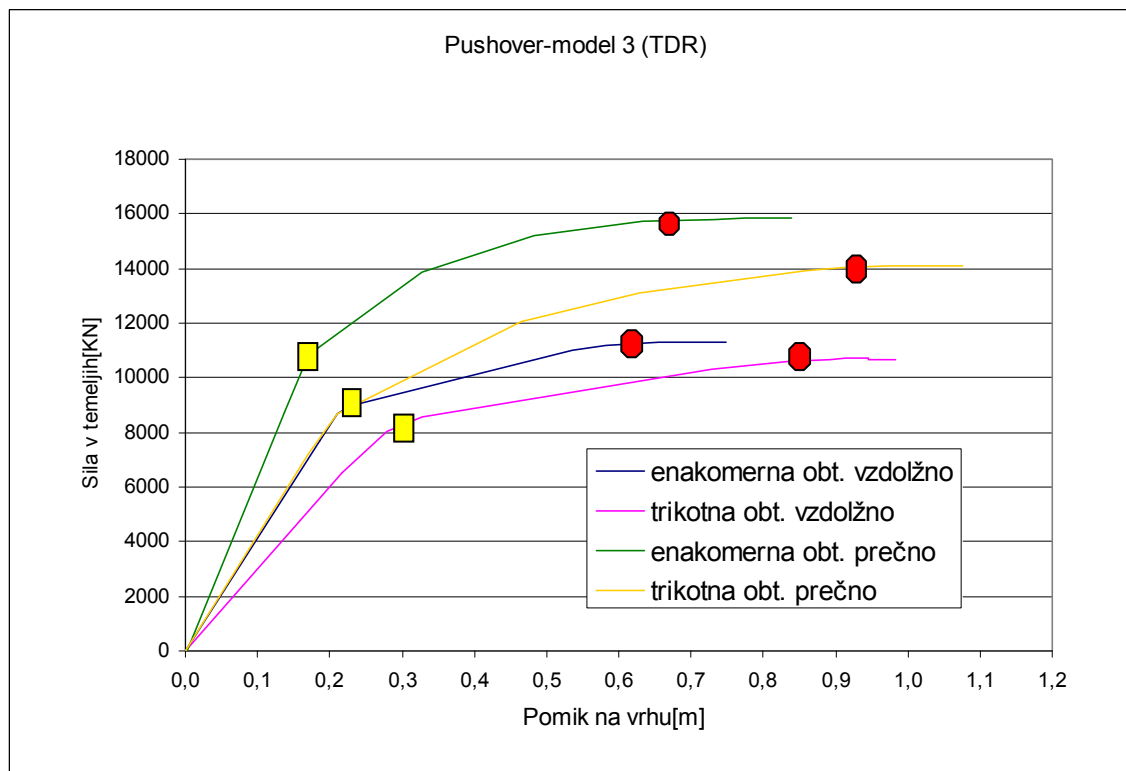


Slika 6-14:Plastifikacije pri pomiku 0,55m v vzdolžni smeri

Nastali so še dodatni plastični členki še v večini preostalih neplastificiranih vertikalnih strižnih členov. Skoraj po celotni višini pa so nastali strižni členi v prečkah v notranjem delu. Tukaj plastični členki tudi lahko nastanejo. Nastalo je tudi precej plastičnih členkov v strižnih členih za disipacijo energije v vzdolžni smeri. Do tega je prišlo, ker je obtežba definirana ekscentrično. Plastični členki v horizontalnih strižnih členih niso nastali povsod. Do plastifikacije pa je prišlo tudi v prečkah v prečni smeri objekta v jedru, kjer so plastifikacije dovoljene. Stebri se nikjer niso plastificirali. Mehanizem nastajanja plastičnih členkov je pravilen. Plastifikacij je precej več kot v primeru prečne smeri.

6.3 MODEL 3

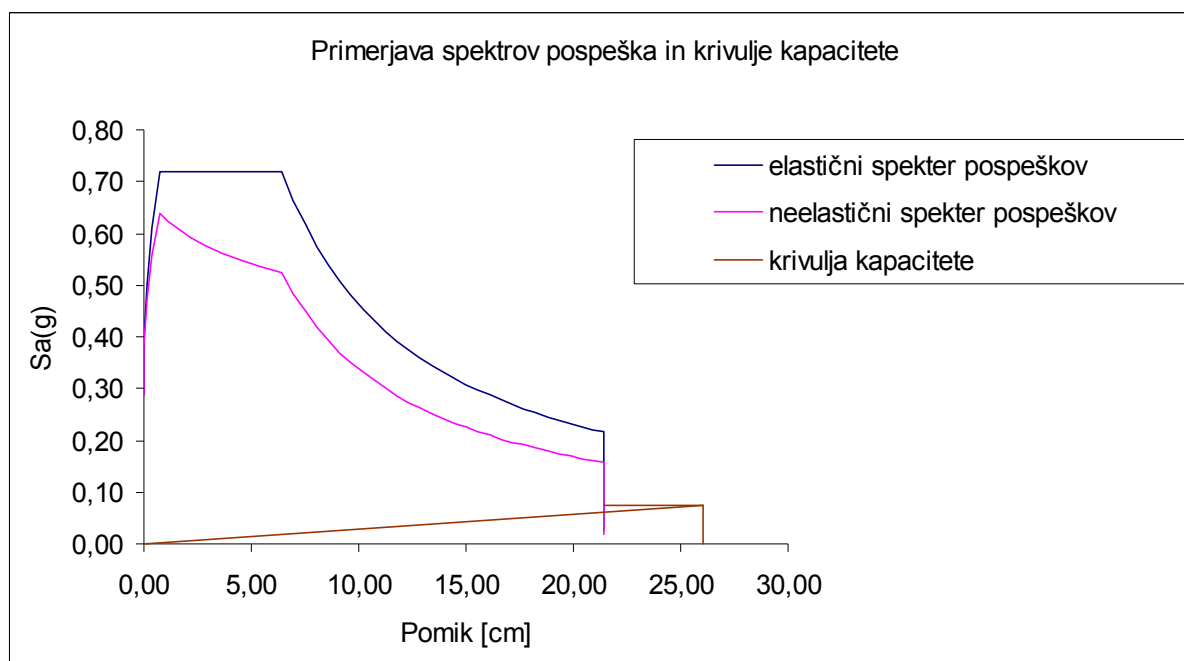
6.3.1 Pushover krivulje



Slika 6-15: Pushover krivulje za model 3

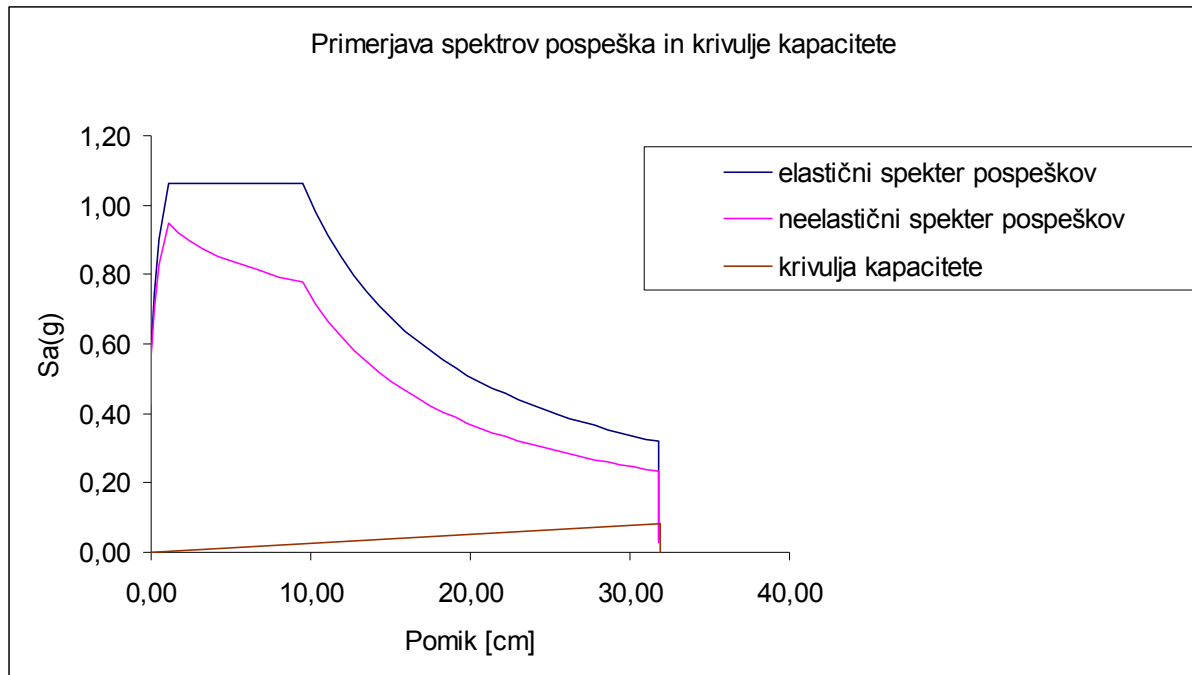
Na sliki 6-1 so narisane vse 4 pushover krivulje za obe vrsti obtežbe in obe smeri obremenjevanja. Z rumenim kvadratom je označena točka kjer konstrukcija pride iz globalnega elastičnega v globalno plastično območje. Večje obremenitve konstrukcija prenese v Y smeri. V tej smeri je tudi bolj toga. Viden pa je tudi precejšen porast nosilnosti po plastifikaciji kar pripisujemo dodatni nosilnosti in iz tega lahko izračunamo faktor dodatne nosilnosti. Faktor dodatne nosilnosti je v prečni smeri približno 1,45 v vzdolžni smeri pa 1,35. Z rumenimi kvadrati so podobno kot v primeru modela 2 in 3 označena mesta, kjer pride do prvih plastifikacij v objektu, z rdečimi krogi pa je označeno kdaj nastane globalni porušni mehanizem.

6.3.2 Krivulje kapacitete

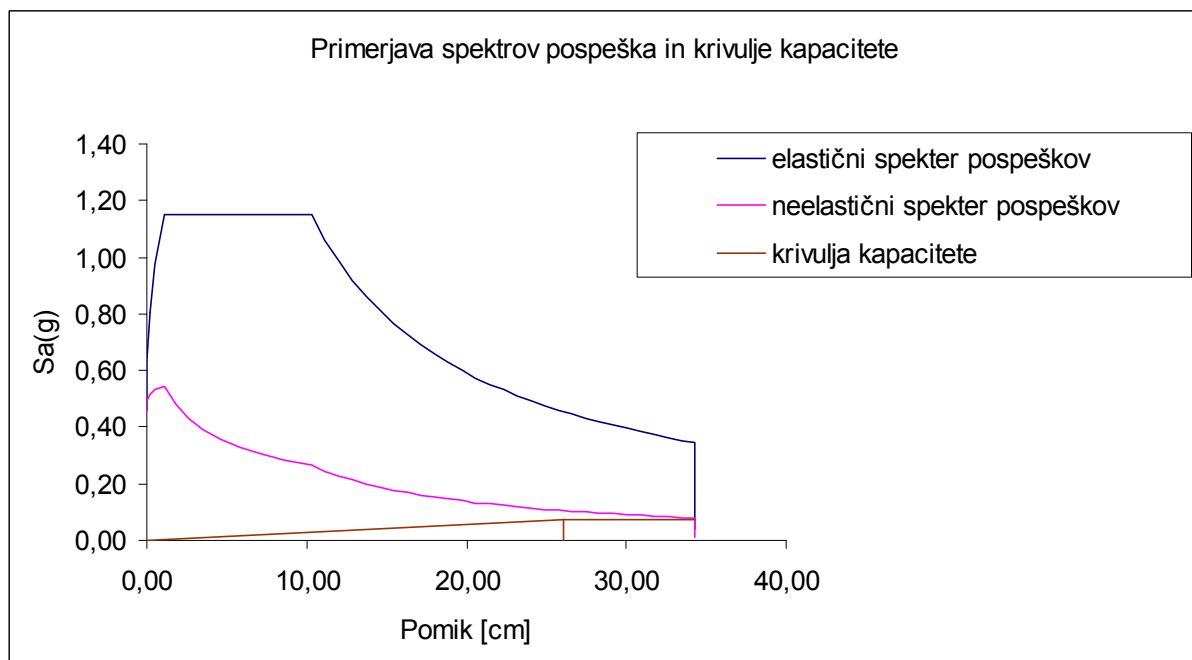


Slika 6-16: Analiza krivulje kapacitete za trikotno obtežbo v vzdolžni smeri ($a_g=0,25g$)

Iz grafa se vidi da je konstrukcija še vedno globalno v elastičnem območju. Krivulja kapacitete seka elastični spekter v linearnem delu krivulje. Faktorja duktilnosti ne moremo določiti. Podobni rezultati so za vse smeri in oblike obremenjevanja. Metoda N2 tudi tukaj podobno kot v primeru modela N2 odpove in tudi tukaj faktorja obnašanja ne moremo določiti.



Slika 6-17: Konstrukcija je na meji globalnega plastičnega obnašanja ($a_g=0,3g$)
Maksimalni projektni pospešek katerega bi konstrukcija še prenesla v elastičnem območju bi bil 0,3g.



Slika 6-18 Analiza za projektni pospešek $a_g=0,4g$

Konstrukcija bi v primeru potresa z $a_g=0,4g$ že šla v plastično območje. Za potrebno plastifikacijo bi morali zagotoviti vrednost faktorja obnašanja $\eta=4,3$.

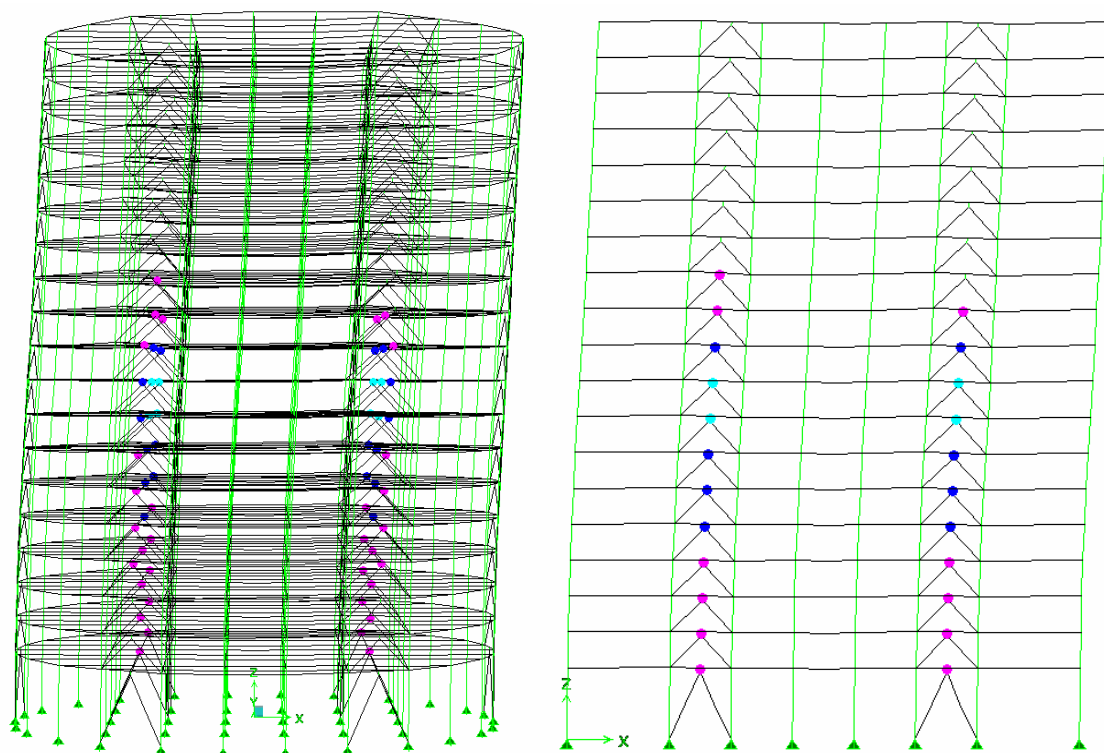
Ciljni pomik izračunamo po enačbah v točki 2,2.2. Rezultati so zbrani v preglednici 6-8.

<i>Vrsta obtežbe</i>	<i>Enakomerna obt. vzdolžno</i>	<i>Trikotna obtežba vzdolžno</i>	<i>Enakomerna obtežba prečno</i>	<i>Trikotna obtežba prečno</i>
<i>m*(ton)</i>	9301	9301	9301	9301
<i>T*(s)</i>	3,2	3,8	2,9	3,3
<i>F_y(KN)</i>	14719	9691	26323	14201
<i>D_y(cm)</i>	40,1	37,9	59,4	42,8
<i>F_y*(KN)</i>	10103	6652	18067	9747
<i>D_y*(cm)</i>	27,5	26,0	40,8	29,4
<i>S_a(g)</i>	0,11	0,07	0,20	0,11
<i>S_ae(T*) (g)</i>	0,09	0,06	0,10	0,08
<i>S_d = S_de (cm)</i>	21,45	21,45	21,45	21,45
<i>D_t(cm)</i>	21,45	31,26	21,45	31,26

Preglednica 6-7: Izračun ciljnega pomika za model 3

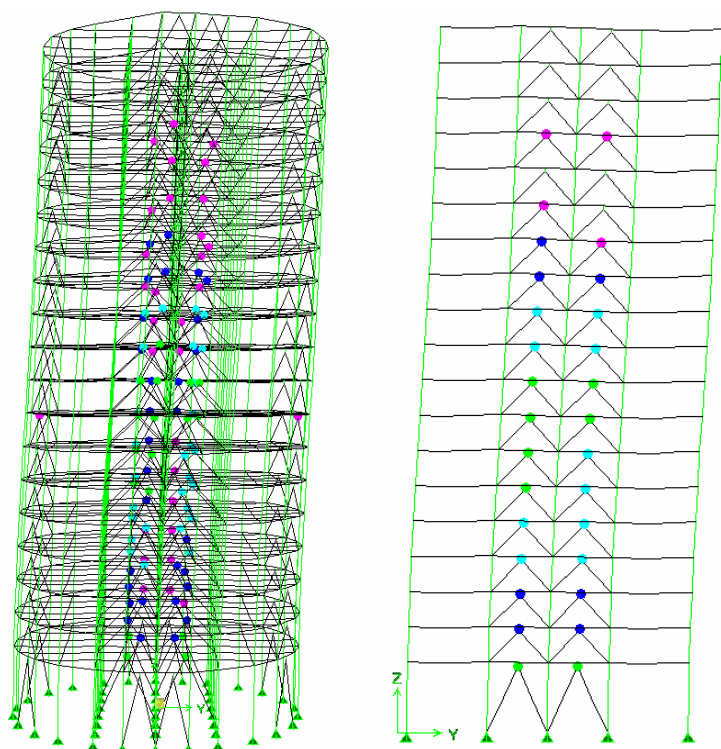
Ciljni pomik je za prečno in vzdolžno smer enak. Različen pa je za trikotno in enakomerno obliko obtežbe zaradi faktorja, s katerim množimo vrednost S_a , ki upošteva trikoten razpored obtežbe. Konstrukcijo smo potem porinili do ciljnega pomika 31,3 cm in opazovali etažne pomike ter rotacije v plastičnih členkih.

6.3.3 Analiza pri ciljnem pomiku 31,3cm



Slika 6-19 Tvorba plastičnih členkov pri pomiku 31,3 cm v vzdolžni smeri

Plastični členki se pri ciljnem pomiku pravilno tvorijo le v disipativnih elementih-strižnih členih. Drugje se ne pojavijo. Obnašanje konstrukcije je zelo dobro.



Slika 6-20: Tvorba plastičnih členkov pri pomiku 31,3 cm v prečni smeri

Tudi pri obremenitvi v prečni smeri se pravilno tvorijo plastični členki.

Na sliki 6-20 in 6-21 je prikazano na katerih mestih v konstrukciji so se tvorili plastični členki ko smo konstrukcijo porinili za vrednost ciljnega pomika, ki smo ga izračunali v prejšnjem koraku. Vidimo, da je prišlo do plastifikacij v vertikalnih strižnih členih v ekscentričnih povezjih, ki so predvidena za prevzem horizontalne obtežbe. Do plastifikacij pa je prišlo predvsem v spodnji polovici zgradbe na kar je posebej vplival trikotni razpored obtežbe. Mesta plastifikacij so tam kjer smo to predvideli, kar pomeni da je bila konstrukcija primerno dimenzionirana. Kljub temu da je prišlo do plastifikacij pa je konstrukcija glede na analizo po sliki 6-15 še vedno globalno v elastičnem območju.

6.3.3.1 Etažni pomiki in rotacije v plastičnih členkih

Pri pomiku konstrukcije zgoraj za vrednost ciljnega pomika, so bili etažni pomiki taki kot je napisano v preglednici 6-9.

MAKSIMALEN ETAŽNI POMIK POMIKU 31,3cm				
			Relativni pomik etaže v % ($\Delta u/h$)	
	v smeri X	v smeri Y	smer x	smer y
1. etaža	1,25	1,66	0,18%	0,24%
2. etaža	0,78	1,24	0,22%	0,35%

3. etaža	1	1,58	0,14%	0,23%
4. etaža	1,21	1,83	0,35%	0,52%
5. etaža	1,53	2,17	0,22%	0,31%
6. etaža	1,74	2,35	0,50%	0,67%
7. etaža	1,95	2,48	0,28%	0,35%
8. etaža	2,28	2,67	0,65%	0,76%
9. etaža	2,37	2,68	0,34%	0,38%
10. etaža	2,25	2,69	0,64%	0,77%
11. etaža	2,02	2,63	0,29%	0,38%
12. etaža	1,94	2,42	0,55%	0,69%
13. etaža	1,94	2,18	0,28%	0,31%
14. etaža	1,92	1,99	0,55%	0,57%
15. etaža	1,87	1,86	0,27%	0,27%
16. etaža	1,83	1,82	0,52%	0,52%
17. etaža	1,79	1,76	0,26%	0,25%
18. etaža	1,74	1,69	0,50%	0,48%
19. etaža	1,65	1,56	0,24%	0,22%

Preglednica 6-8: Etažni pomiki pri obtežbi konstrukcije do pomika 31,3 cm

Tako kot v primeru modela 1 in 2 so tudi tukaj etažni pomiki v mejnem stanju povsod precej manjši od 2%.

Pri ciljnem pomiku smo izračunali tudi rotacije v strižnih členih, kar je prikazano v preglednici 6-10.

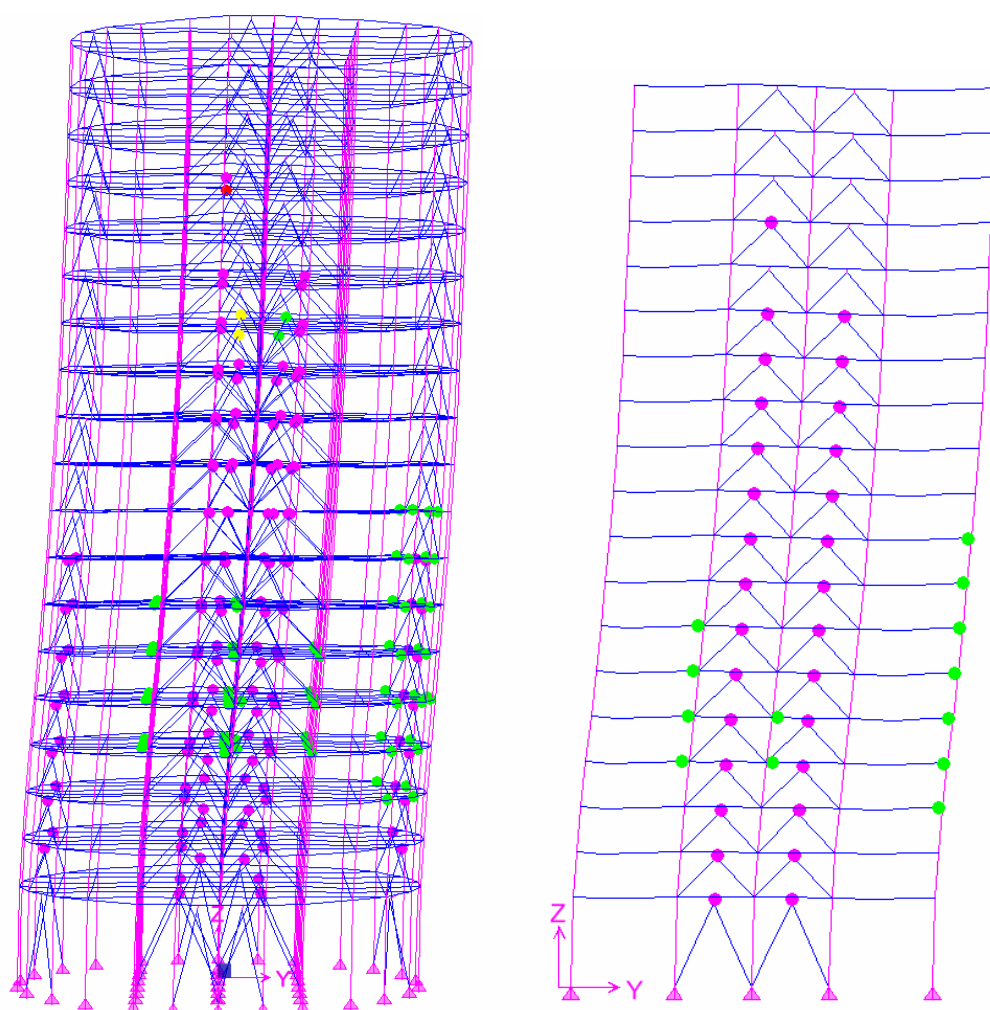
<i>Pushover vzdolžno</i>			<i>Pushover prečno</i>		
	POVEZJE 2	POVEZJE 3		POVEZJE 1	POVEZJE 4
<i>Etaža</i>	zasuk(rad)	zasuk(rad)	<i>Etaža</i>	zasuk(rad)	zasuk(rad)
18	0,0037	0,006	18	0,0007	0,003
17	0,0053	0,0077	17	0,0027	0,0053
16	0,006	0,008	16	0,0037	0,006
15	0,0067	0,0087	15	0,004	0,0067
14	0,0047	0,0093	14	0,0043	0,0067
13	0,0078	0,0097	13	0,005	0,0077
12	0,0082	0,0103	12	0,0055	0,0115
11	0,0085	0,0113	11	0,0077	0,0165
10	0,0098	0,0145	10	0,0123	0,0223
9	0,0168	0,0228	9	0,0143	0,025
8	0,022	0,029	8	0,0168	0,0273
7	0,0218	0,0288	7	0,018	0,0288
6	0,0163	0,0225	6	0,0158	0,0268
5	0,014	0,0198	5	0,0158	0,0265
4	0,0128	0,018	4	0,0155	0,0258
3	0,0083	0,0123	3	0,01	0,0205
2	0,0073	0,0103	2	0,009	0,0175
1	0,0068	0,0088	1	0,0075	0,0143
pritličje	0,0065	0,01	pritličje	0,0048	0,0118

MAKS.	0,022	0,029	MAKS.	0,018	0,0288
--------------	-------	-------	--------------	-------	--------

Preglednica 6-9: Rotacije v strižnih členih

Do poškodb v strižnih členih pride, vendar pa so te poškodbe relativno majhne. Maksimalna rotacija je 0,03 radiana. Rotacije tudi ustrezajo omejitvi o maksimalni rotaciji kratkih strižnih členov, ki je 0,08 radiana.

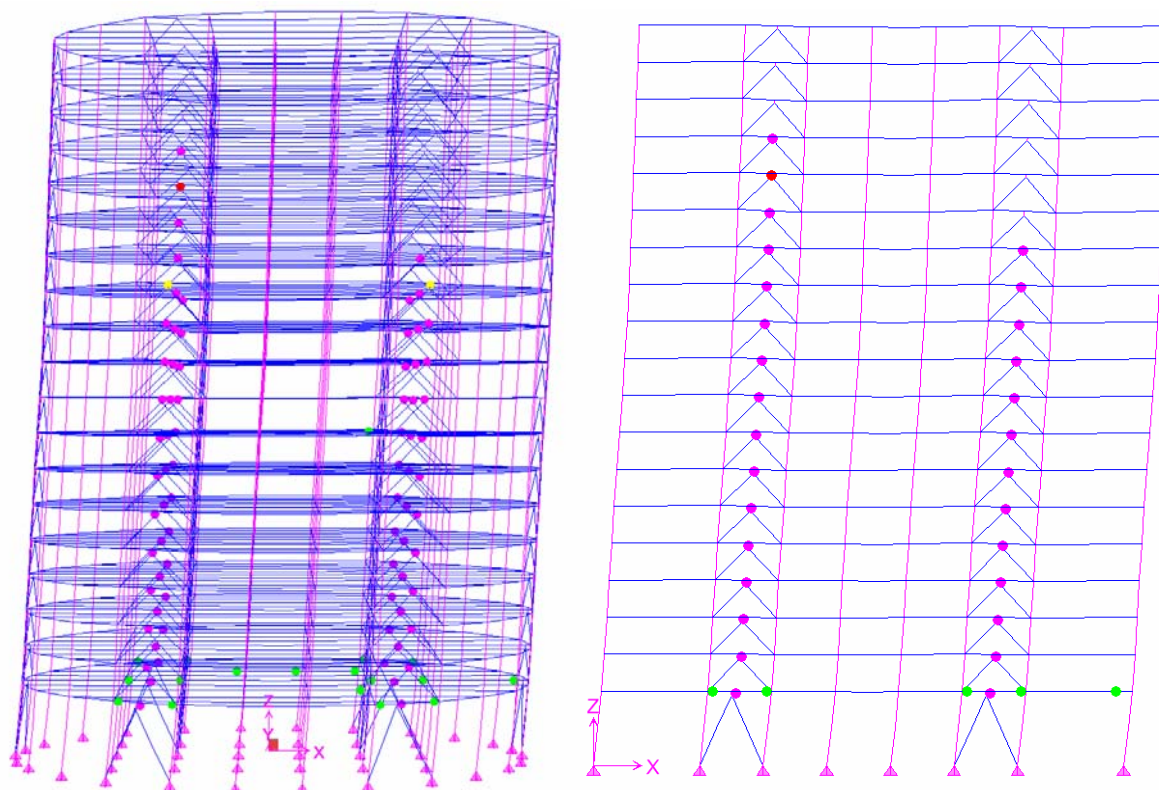
Konstrukcijo smo porinili do pomika 50cm in opazovali kje so se pojavile plastifikacije (slika 6-21)



Slika 6-21: Nastanek plastičnih členov pri pomiku 0,5m na vrhu za primer enakomerne obtežbe v prečni smeri

Če bi konstrukcijo še naprej obremenjujemo postopoma nastajajo nadaljnji plastični členki. Ti se začnejo pojavljati dodatno še v prečkah V stebrih se ne pojavijo, pojavijo se pa v nekaj prečkah v

ekscentričnih povezjih. Za pravilen razvoj porušnega mehanizma bi morali prečke v ekscentričnih povezjih povečati, saj se te ne smejo plastificirati.



Preglednica 6-10: Analiza pri ciljnim pomiku 0,6m

Pri nadaljnjem obremenjevanju nastajajo novi plastični členki. Večina jih nastane v strižnih členih. Nekaj novih nastane tudi v prečkah, kjer so plastični členki dovoljeni. Predvsem v pritličju pa nastanejo tudi v prečkah, ki so del ekscentričnih povezij v X smeri. Ta mesta niso predvidena za plastifikacijo, ker so ti elementi pri modalni analizi dimenzionirani na dodatno obtežbo in so dodatno varovani.

7 ANALIZA KONSTRUKCIJ Z NELINEARNO DINAMIČNO ANALIZO

Za vsak obravnavani konstrukcijski model smo za vsako smer vzbujanja-X in Y izbrali 7 akcelogramov, ki so najlažje zadostili zahtevam standarda. Akcelogrami, ki smo jih ustrezno skalirani so bili zabeleženi v krajih:

-Ulcinj-hotel Albatros (smer X in smer Y)

-Ulcinj hotel Olimpic (smer X)

-Črna gora-Bar (smer X in Y)

-Hercegnovi (smer X)

-Friulli Tolmezzo

Analizirali smo tako, da smo konstrukcijo vzbujali s pospeški in opazovali časovni odziv konstrukcij. Opazovali smo pomike zgoraj, etažne pomike, notranje sile v nekaterih izbranih elementih(stebri, prečke) in raztezek diagonal.

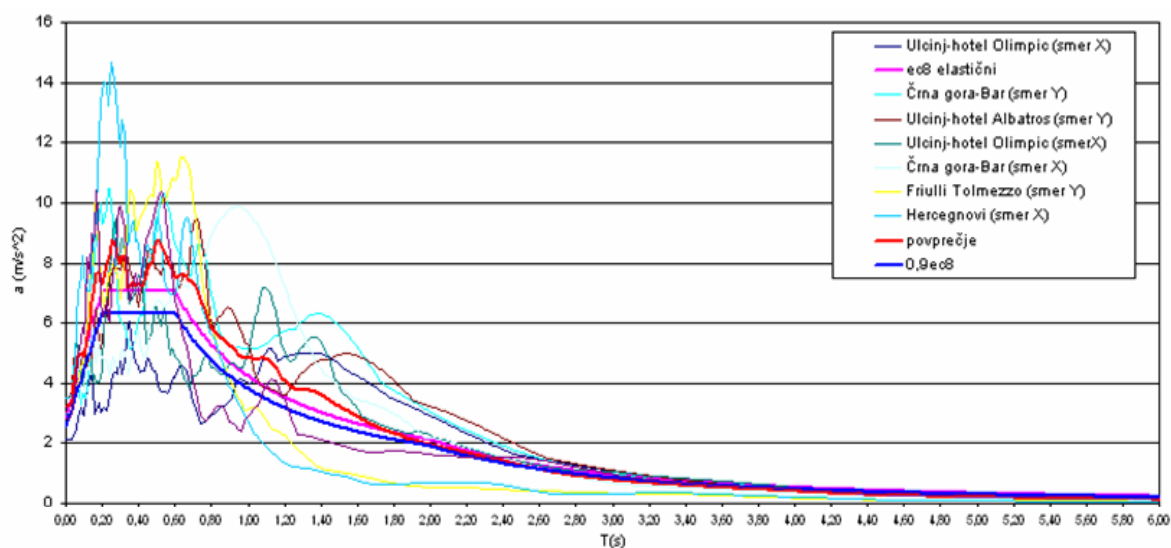
Akcelogram, ki smo jih uporabili smo skalirali ta ko da so ustrezali zahtevam standarda navedenim v točki 2.2.3. S kakšnimi faktorji smo množili akcelograme je bilo odvisno tudi od nihajnih časov obravnavanih modelov. Ker imata konstrukciji 2 in 3 podobna nihajna časa smo za ti dve konstrukciji uporabili enake akcelograme, za konstrukcijo 1 pa smo v primerjavi s konstrukcijama 2 in 3 z namenom, da smo lažje zadostili zahtevam, nekatere akcelograme zamenjali z drugimi. Pri skaliranju akcelogramov za model 2 in 3 se nismo povsem striktno držali zahtevi, da mora biti za nihajne čase konstrukcije od $0,2 T_1$ do $2 T_1$ povsem striktno izpolnjen pogoj da ne sme biti povprečje spektralnih pospeškov za te čase nižje od 90% projektne Eurocodovega spektra. Problem je bil zaradi tega ker je bil nihajni čas modelu 2 in 3 okoli 3 sekunde in bi morali izpolniti pogoj vse do 6 sekund. Ker je akcelograme s takimi oblikami spektrov pospeškov težko dobiti in bi za izpolnitev pogojev morali precej dvigniti celoten spekter pospeškov tudi v območju nižjih nihajnih časov, smo akcelograme skalirali s takim faktorjem da se je Eurocodov projektni spekter pri nihajnem času konstrukcije ravno ujema s povprečno vrednostjo spektrov pospeškov za uporabljene akcelograme ob tem času. Že s takim pogojem so spektri pospeškov za nižje nihajne čase precej nad Eurocodovim spektrom. Akcelograme ki smo jih skalirali za največji nihajni čas konstrukcije smo uporabili za obe smeri objekta.

	<i>model 1</i>		<i>model 2,3</i>	
<i>akcelogram</i>	faktor-k	faktor-f	faktor-k	faktor-f
<i>Ulcinj-hotel Olimpic (smer X)</i>	1,05	1,03	1,25	1,22

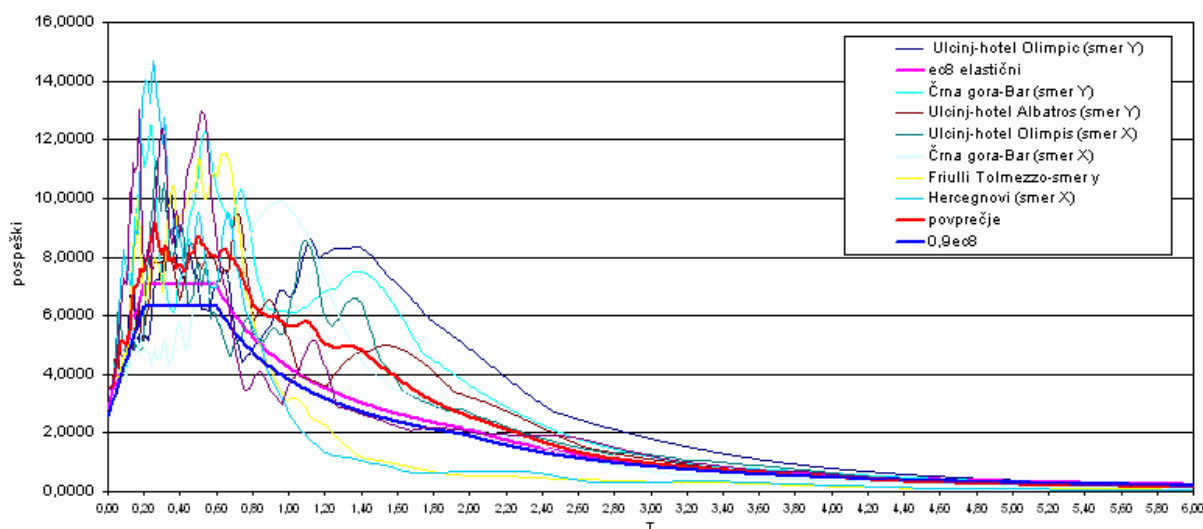
<i>Ulcinj-hotel Olimpic (smer Y)</i>			1,25	1,49
<i>Friulli Tolmezzo(smer Y)</i>	1,25	1,14	1,25	1,14
<i>Hercegnovi(smer X)</i>	1,25	1,6	1,25	1,6
<i>Črna gora-Bar(smer Y)</i>	1,25	0,83	1,25	0,83
<i>Črna gora-Bar(smer X)</i>	1,25	0,96	1,25	0,96
<i>Ulcinj-hotel Albatros(smer Y)</i>	1,25	1,6	1,25	1,25
<i>Ulcinj-hotel Albatros(smer X)</i>	1	1,59		

Preglednica 7-1:Faktorji s katerimi smo skalirali akcelograme

V preglednici označeni z 7-1 je prikazano katere akcelograme smo uporabili za posamezen model in faktorji s katerimi smo akcelogram množili. Smer akcelogram pomeni smer v kateri je bil zabeležen.



Slika 7-1: Spektri uporabljenih akcelogramov in njihovo povprečje za model 1



Slika 7-2: Spektri uporabljenih akcelogramov in njihovo povprečje za modela 2 in 3

Izračunali smo povprečne vrednosti maksimalnih notranjih sil za posamezen model in smer obremenjevanja. V elementih kjer smo definirali neelastično obnašanje smo preverili kakšne so bile plastifikacije. Velikost plastifikacije je bila seveda povprečna vrednost maksimalnih plastifikacij za vsak akcelogram. Za ostale elemente kjer nismo definirali nelinearnega obnašanja smo preverili, če je še vedno izpolnjen pogoj nosilnosti ni in ali so notranje sile take, da bi te že povzročile plastifikacije. Izbrali smo si nekatere najbolj obremenjene elemente (stebre, prečke, diagonale) za posamezno vrsto prerezov in izračunali povprečno maksimalno notranjo silo, ki je merodajna za dimenzioniranje posameznih vrst elementov. Nosilnost smo preverili z enačbo:

$$\frac{N_{sd}}{N_u} + \frac{M_{y_{sd}}}{M_{pl,y_{Rd}}} + \frac{M_{z_{sd}}}{M_{pl,z_{Rd}}} \quad (5.6)$$

Prezezi so bili v 1. razredu kompaktnosti, zato so vrednosti pod ulomkom plastične karakteristike prereza. N_u je uklonska nosilnost elementa.

Za kontrolo morebitne plastifikacije smo izračunali robne napetosti prereza in če so te presegle 35 KN/m² je to pomenilo, da v prerezu pride do plastifikacije. To smo preverili z enačbo:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{My}{W_{el,y}} + \frac{Mz}{W_{el,z}} \quad (5.7)$$

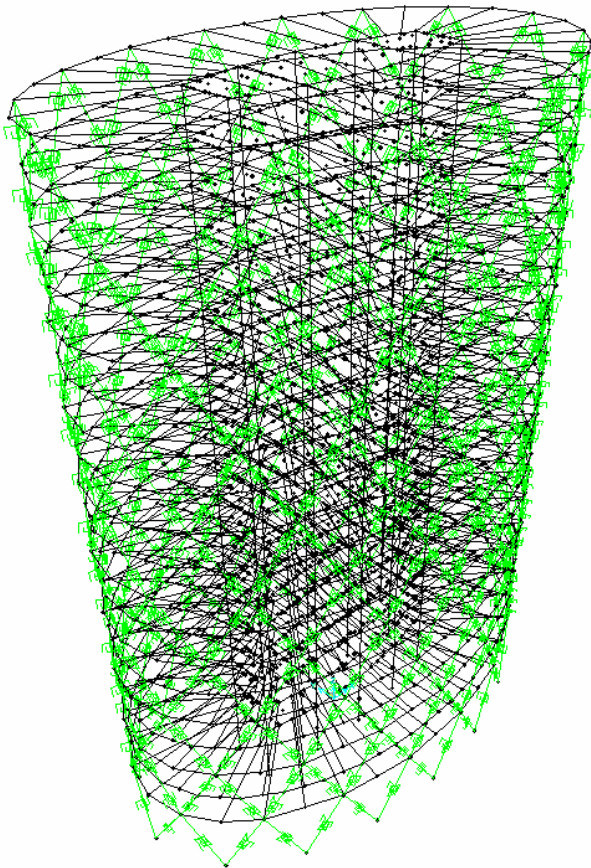
Notranje sile smo primerjali s silami iz modalne analize na katere so bili elementi dimenzionirani. Če so bile sile pri nelinearni dinamične analize manjše od notranjih sil pri dinamični analizi, kontrole nosilnosti prereza nismo naredili saj je bil element dimenzioniran na večje sile. To pomeni da smo pri elementih, ki so del ekscentričnih povezij in morajo biti dodatno varovani primerjali notranje sile zaradi povečanega vodoravnega potresnega vpliva ($1, I^* \gamma_{ov} * \Omega_{MIN} * k_d$). To so bili stebri in diagonale v obeh vrstah ekscentričnih povezij, pri ekscentričnih povezijih z vertikalnimi strižnimi členi pa tudi prečke.

Pri stebrih je merodajna za dimenzioniranje osna sila. Za pripadajočo prečno silo in moment smo vzeli povprečno vrednost maksimalnih momentov in prečnih sil. Tako smo na varni strani pa tudi največji momenti in prečne sile so se ponavadi ujemale s časom pojava največje osne sile. Stebri se po višini zmanjšujejo, zato smo kontrolirali le stebre v etažah, kjer se ti zmanjšajo in so najbolj obremenjeni. Pri prečkah je najbolj kritičen moment in prečna sila. Osna sila ni merodajna, ker je po etaži sovprežna plošča, ki etažo povezuje v togo diafragmo.

Pri nelinearni dinamični analizi nismo upoštevali ekscentričnosti in pa kombinacije zaradi smeri vzbujanja.

7.1 MODEL 1

Nelinearne lastnosti smo določili za diagonale v zunanjem delu stavbe in sicer za obnašanje v nategu/tlaku in v upogibu. Za obnašanje v strigu pa smo določili nadomestne lastnosti za obnašanje le v linearnem območju. Za nosilnost v tlaku smo podobno kot pri nelinearni statični analizi določili nosilnost v tlaku kar plastično nosilnost diagonal, saj je uklonska nosilnost le 10% manjša in s tem ne naredimo velike napake.



Slika 7-3: Model 1 z nadomestnimi diagonalnimi elementi modeliranimi z vzmetmi.

7.1.1 Pomiki

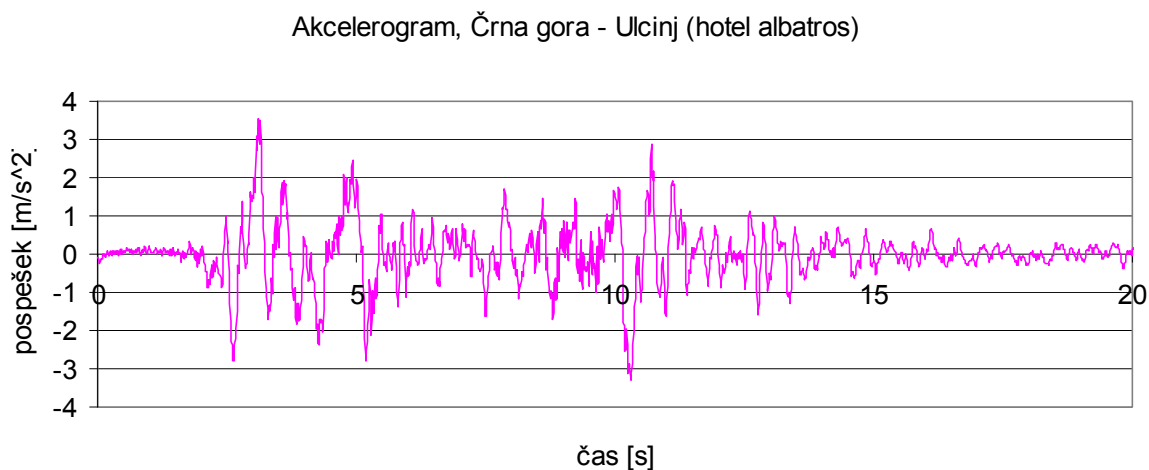
Za smer Y, v kateri dobimo večje pomike smo uporabili 7 akcelogramov. Iz maksimalnih vrednosti za vsak uporabljen akcelogram smo nato izračunali povprečne vrednosti pomikov. V smeri X smo za približno primerjavo zaradi zahtevnosti analize uporabili le en akcelogram.

7.1.2 Pomiki v težišču zgornje etaže

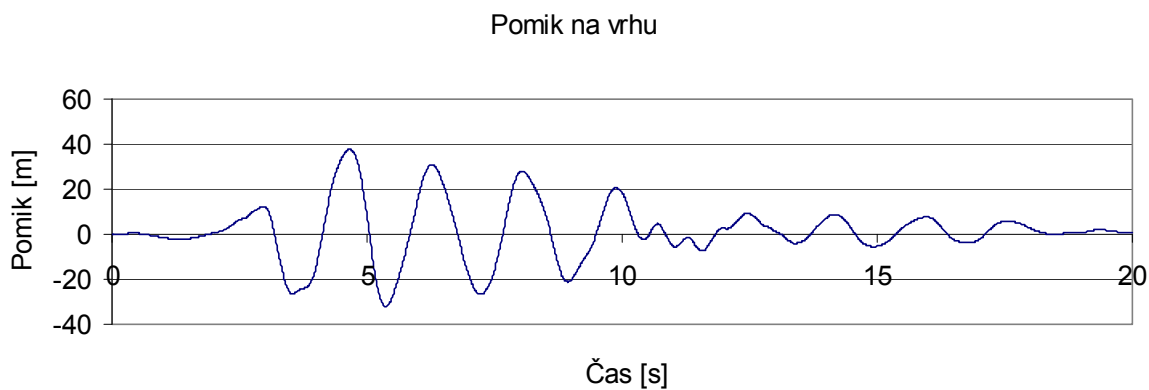
7.1.2.1 Smer Y

Povprečje maksimalnih pomikov na vrhu za 7 uporabljenih akcelogramov :**0,28 m**.

Na slikah je prikazan akcelogram za potres iz Ulcinja-hotel Albatros(smer Y) in časovne vrednosti pomikov.



Slika 7-4: Akcelogram Ulcinj-hotel Albatros(smer Y)

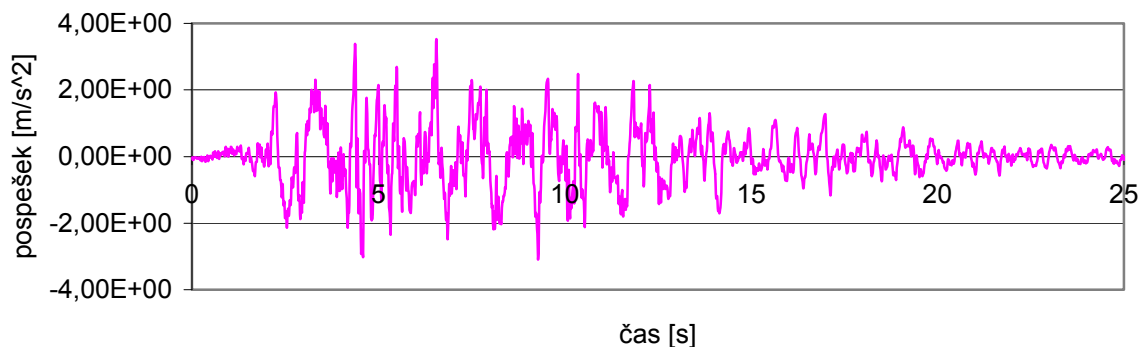


Slika 7-5: Graf pomikov v odvisnosti od časa

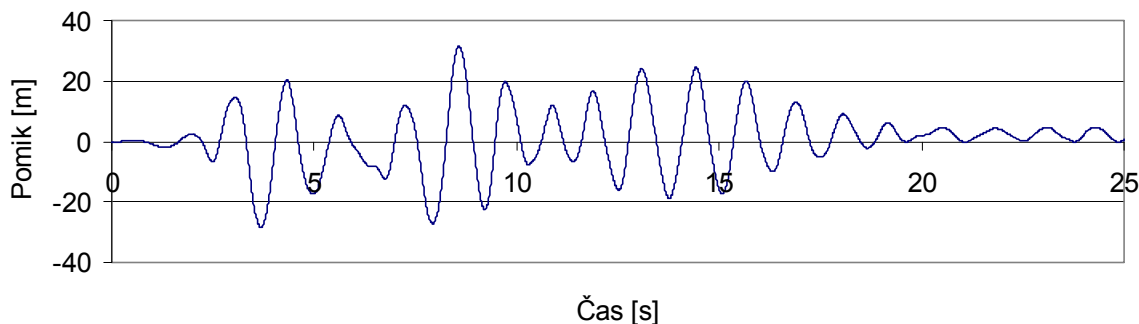
7.1.2.2 Smer X

Uporabili smo akcelogram iz Ulcinja-hotel Olympic(smer X).

akcelogrami, Črna gora - Ulcinj (hotel Olympic-smer X)



Pomik na vrhu

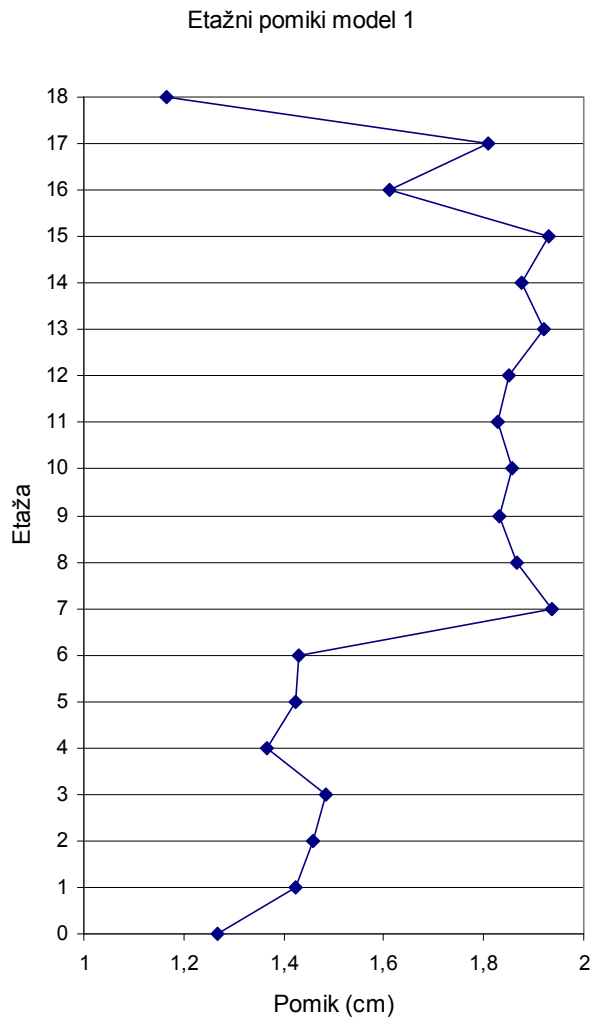


Maksimalen pomik v primeru tega akcelograma je bil **31,4 cm**. Pri analizi v Y smeri z istim akcelogramom je bil maksimalen pomik 35 cm tako, da je prečna smer objekta res malo bolj podajna kot vzdolžna smer.

7.1.3 Etažni pomiki

Ker je konstrukcija bolj podajna v Y-prečni smeri in dolgega računskega časa smo nelinearno dinamično analizo naredili le za prečno smer objekta. Za primerjavo smo naredili primerjavo X in Y smeri vzbujanja za en akcelogram,

7.1.3.1 Smer Y



Slika 7-6: Graf povprečnih etažnih pomikov v smeri Y

Maksimalen etažni pomik je v 8 etaži in znaša 1,94 cm., kar je 0,55% etažne višine. Relativni etažni pomi je manjši od omejitve, ki je v mejnem stanju 2% etažne višine.

7.1.3.2 Smer X

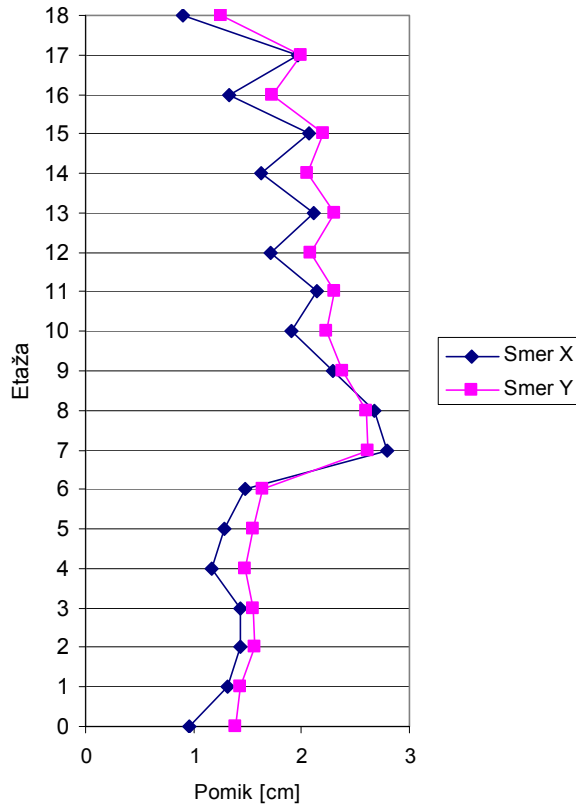
Za primerjavo vzbujanja v obeh smereh smo primerjali etažne pomike za potres Ulcinj hotel Olympic v mejnem stanju.

<i>Etaža</i>	<i>Pomik</i>		<i>Relativni pomik v % ($\Delta u/h$)-v mejnem stanju</i>		<i>Relativni pomik v % ($\Delta u/h$)-v mejnem stanju uporabnosti-100 letni potres ($v=0,4$)</i>	
	Smer Y	Smer X	Smer Y	Smer X	Smer Y	Smer X
<i>P</i>	1,39	0,96	0,20%	0,14%	0,08%	0,05%
<i>1</i>	1,44	1,31	0,41%	0,38%	0,16%	0,15%
<i>2</i>	1,57	1,43	0,22%	0,20%	0,09%	0,08%
<i>3</i>	1,55	1,43	0,44%	0,41%	0,18%	0,16%
<i>4</i>	1,48	1,17	0,21%	0,17%	0,08%	0,07%
<i>5</i>	1,55	1,29	0,44%	0,37%	0,18%	0,15%
<i>6</i>	1,64	1,49	0,23%	0,21%	0,09%	0,08%
<i>7</i>	2,62	2,80	0,75%	0,80%	0,30%	0,32%
<i>8</i>	2,60	2,68	0,37%	0,38%	0,15%	0,15%
<i>9</i>	2,39	2,30	0,68%	0,66%	0,27%	0,26%
<i>10</i>	2,23	1,90	0,32%	0,27%	0,13%	0,11%
<i>11</i>	2,31	2,15	0,66%	0,61%	0,26%	0,25%
<i>12</i>	2,09	1,71	0,30%	0,24%	0,12%	0,10%
<i>13</i>	2,31	2,11	0,66%	0,60%	0,26%	0,24%
<i>14</i>	2,05	1,62	0,29%	0,23%	0,12%	0,09%
<i>15</i>	2,21	2,06	0,63%	0,59%	0,25%	0,24%
<i>16</i>	1,73	1,33	0,25%	0,19%	0,10%	0,08%
<i>17</i>	2,00	1,97	0,57%	0,56%	0,23%	0,23%
<i>18</i>	1,25	0,90	0,18%	0,13%	0,07%	0,05%
MAX	2,62	2,80	0,75%	0,80%	0,30%	0,32%

Preglednica 7-2:Primerjava etažnih pomikov

Iz preglednice 7-2 in slike 7-7 , da je največji etažni pomik, ki je v 7 etaži v smeri X celo večji kot v Y smeri. Ostali pomiki so sicer manjši. Po analizi za en akcelogram ne moremo sklepati da bi bil največji etažni pomik v X smeri večji kot v Y, saj bi verjetno povprečje večih akcelogramov dalo drugačen rezultat in bi bil povprečen maksimalen etažni pomik v Y smeri večji. Etažni pomiki so v mejnem stanju manjši od 2%, v stanju, pri kontroli poškodb za 100 letni potres pa vidimo da so relativni pomiki etaž manjši od 0,05% etažne višine, kar je omejitev za krhke nekonstrukcijske elemente.

Etažni pomik za potres Ulcinj-hotel Olympic



Slika 7-7:Primerjava etažnih pomikov

7.1.3.3 Ocena vpliva TDR

Ker direktno pri nelinearni dinamični analizi TDR nismo mogli upoštevati smo naredili oceno kakšen vpliv ima TDR na notranje sile in pomike. Oceno smo naredili le za pritličje in za etažo, ki je bila pri modalni analizi merodajna za vpliv TDR.

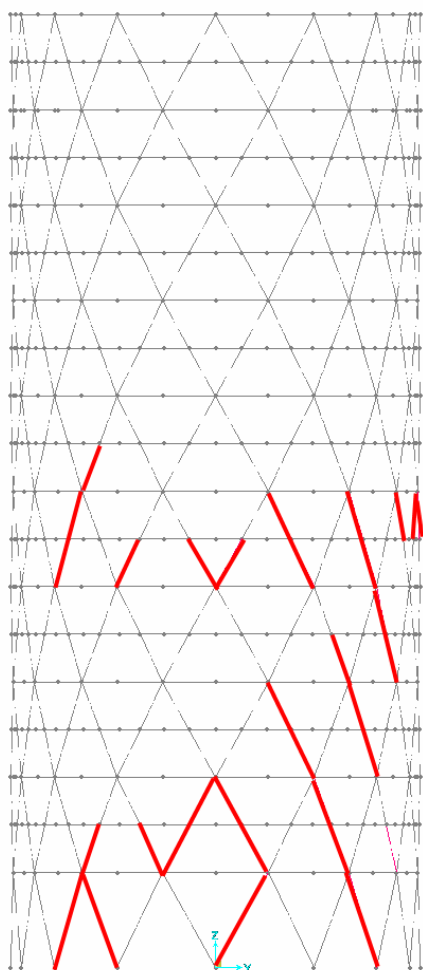
etaža	θ	$k_{\delta}=1/(1-\theta)$
pritičje	0,007	1,01
8	0,01	1,01

Preglednica 7-3:Ocena vpliva TDR

Pomiki so v primeru dinamične analize, večji, vendar pa je precej večja tudi horizontalna obtežba (za faktor 3-4) in zato je faktor θ manjši.

7.1.4 Plastifikacije elementov

Do plastifikacij pride le v diagonalah, ki so na sliki 7-8 označene z rdečo barvo.. Plastične deformacije so v tlaku/nategu in so sorazmerno majhne. V ostalih elementih ni prišlo do plastifikacij. Velikosti plastičnih deformacij v plastificiranih diagonalah so prikazane v preglednici 7-3. Za uklonsko nosilnost smo vzeli plastično nosilnost, ker se vrednosti ne razlikujeta za več kot 10%

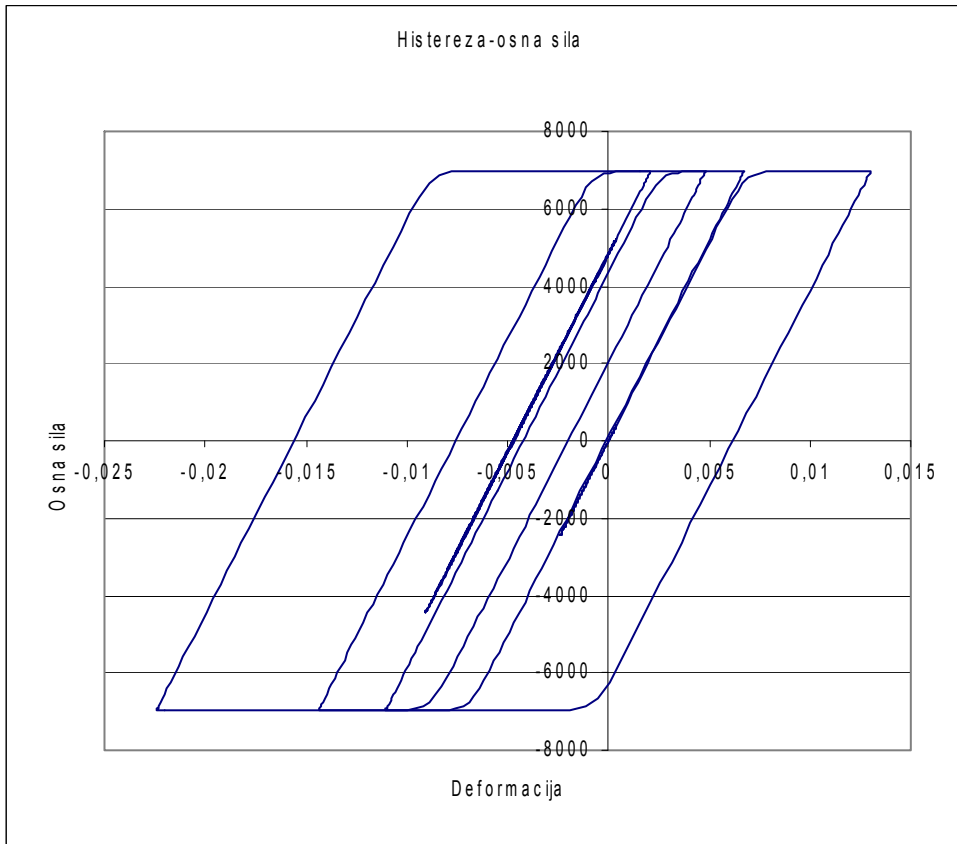


Slika 7-8:Plastifikacije v diagonalah v pogledu iz strani

<i>Prerez</i>	<i>Število plastificiranih diagonal</i>	<i>Maksimalna deformacija</i>
<i>CEV 521/25</i>	4	2,0E-03
<i>CEV 406/16</i>	34	3,7E-03
<i>CEV 406/10</i>	30	3,0E-03

Preglednica 7-4:Plastifikacije v diagonalah

Največje plastifikacije v diagonalah so do 0,37%. Primer histereze je prikazan na sliki 7-9.



Slika 7-9:Histereza, ki nastane z deformiranjem v plastično območje

7.1.5 Kontrola nosilnosti in plastifikacij v ostalih elementih

Primerjali smo notranje sile iz dinamične analize in sile iz modalne analize. Če so bile sile pri dinamični analizi manjše kot pri modalni to pomeni, da element ustreza poguju nosilnosti in se ne plastificira.

<i>Najbolj obremenjen steber v etaži</i>				
	Dinamična analiza-			Nosilnost v tlaku
	N(KN)	V2(KN)	M3(KNm)	N(KN)
<i>Pritličje-prerez 4</i>	-8102	21	74	22036
<i>Etaža 1-prerez 3</i>	-7652	135	292	20780
<i>Etaža 7- prerez 2</i>	-5054	115	197	11402
	Modalna analiza			
<i>Pritličje-prerez 4</i>	-8132	24	75,4	22036
<i>Etaža 1-prerez 3</i>	-7703	84	220,3	20780
<i>Etaža 7- prerez 2</i>	-5113	88,8	182	11402

Preglednica 7-5:Notranje sile v stebrih

Osne sile so v obeh analizah zelo podobne, minimalno so večje pri modalni analizi-do 30%. Prečne sile in momenti pa so pri dinamični analizi malo večje, vendar pa so te sile precej majhne.

	<i>Dinamična</i>			<i>Modalna</i>	
	V2(KN)	M3(KNm)	Napetost (KN/cm²)	V2(KN)	M3(KNm)
<i>Potres v smeri Y-Pritličje</i>					
<i>IPE 500</i>	124	258	11,8	97	171
<i>IPE 400</i>	203	205	17,6	176	164
<i>Potres v smeri Y-Etaža 6</i>					
<i>IPE 500</i>	131	284	15,7	109	216
<i>IPE 400</i>	250	253	19,3	189	193

Preglednica 7-6:Notranje sile v prečkah

Notranje sile so pri dinamični analizi do 30 % večje kot pri modalni analizi. Do plastifikacije v kontroliranih prečkah nikjer ne pride, kar je razvidno iz napetosti, ki smo jih izračunali za sile pri dinamični analizi.

7.2 MODEL 2

Nelinearna dinamična analiza z direktno integracijo pri tem modelu ni bila mogoča, ker je imel program probleme s konvergenco. Zaradi tega smo uporabili poenostavljeno metodo nelinearne dinamične analize, ki se v programu SAAP 2000 imenuje modalna metoda. Zavedamo pa se da način reševanja ni tako točen kot metoda z direktno integracijo.

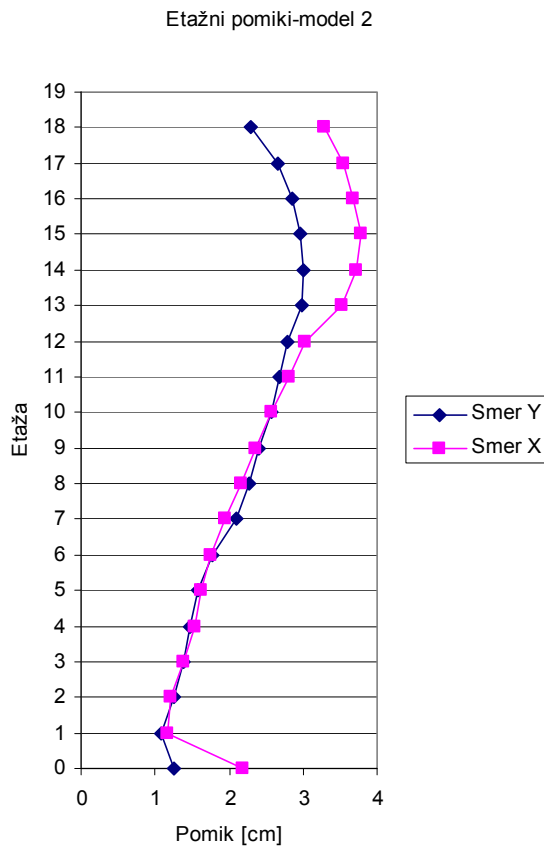
Nelinearne lastnosti smo določili za strižne člene v ekscentričnih povezjih in sicer za obnašanje v strigu. Ostali pomiki in zasuki med krajnimi točkami strižnih členov so fiksni. Uporabili smo 7 akcelogramov za vsako od obeh smeri.

7.2.1 Pomiki v težišču zgornje etaže

Povprečna vrednost maksimalnih pomikov na vrhu v smeri X za vseh 7 uporabljenih akcelogramov:**34,4 cm**

Povprečna vrednost maksimalnih pomikov na vrhu v smeri Y za vseh 7 uporabljenih akcelogramov:**32,9 cm.**

7.2.2 Etažni pomiki



Slika 7-10:Etažni pomiki

Največji etažni pomik v X smeri je 3,78cm in je večji od največjega etažnega pomika v Y smeri, kjer je največji etažni pomik 3cm. Etažni pomik je v pritličju večji kot v naslednjih nekaj etažah, ker je pritličje višje od ostalih etaž. Pomiki se od prve etaže naprej povečujejo do 14 etaže ko se začnejo spet zmanjševati. Taka oblika velikosti etažnih pomikov po višini je taka zato, ker se po višini stebri in diagonale zmanjšujejo. Že izračunamo največji relativni pomik etaže v mejnem stanju dobimo za X smer 1,08% etažne višine, za Y smer pa 0,86% etažne višine, kar je manj od dovoljenih 2%. V mejnem stanju uporabnosti za 100 letni potres pa bi bil največji relativni etažni pomik, ob upoštevanju faktorja $v=0,4$ enak v X smeri 0,43%, v Y smeri pa 0,34%. To pomeni, da bi bili nekonstrukcijski elementi lahko iz krhkih elementov saj sta vrednosti manjši od $0,05 \cdot h$.

7.2.3 Plastifikacije elementov

7.2.3.1 Plastifikacije v strižnih členih

Izračunali smo povprečne deformacije v elementih z nelinearnim obnašanjem. V Preglednicah 7-6 do 7-9 so zapisane maksimalne deformacije, za najbolj deformiran prerez v skupini elementov z istim prerezom.

<i>Povezje 1-vertikalni strižni členi</i>				
<i>Etaža</i>	PREREZ	Strižni premik (cm)	Rotacija (Rad)	$u/u_{el} * 100$ (%)
PRITLIČJE	HEA 240	2,0E-02	4,9E-04	162%
<i>etaže 1-2</i>	HEA 300	1,8E-02	4,6E-04	249%
<i>etaže 3-5</i>	HEA 280	2,1E-02	5,2E-04	244%
<i>etaže 6</i>	HEA 240	1,9E-02	4,7E-04	156%
<i>etaža 7-8</i>	HEA 200	4,4E-02	1,1E-03	243%
<i>etaže 9-12</i>	HEA 180	5,8E-02	1,4E-03	260%
<i>etaže 13-15</i>	HEA 100	1,8E-01	4,6E-03	245%
<i>etaže 16-18</i>	HEA 100	6,4E-02	2,1E-03	204%

Preglednica 7-7: Plastifikacije v strižnih členih-povezje 1

<i>Povezje 2-vertikalni strižni členi</i>				
<i>Etaža</i>	PREREZ	Strižni premik (cm)	Rotacija (Rad)	$u/u_{el} * 100$ (%)
PRITLIČJE	HEA 280	2,3E-02	5,7E-04	266%
<i>etaže 1-2</i>	HEA 340	1,6E-02	3,9E-04	252%
<i>etaže 3-10</i>	HEA 320	1,6E-02	3,9E-04	181%
<i>etaže 11-13</i>	HEA 280	1,7E-02	4,3E-04	202%
<i>etaža 14-15</i>	HEA 220	1,8E-02	4,4E-04	120%
<i>etaža 16</i>	HEA 220	3,1E-02	7,7E-04	498%
<i>etaža 17</i>	HEA 140	1,6E-02	4,1E-04	101%
<i>etaža 18</i>	HEA 100	6,2E-02	1,6E-03	199%

Preglednica 7-8: Plastifikacije v strižnih členih-povezje 2

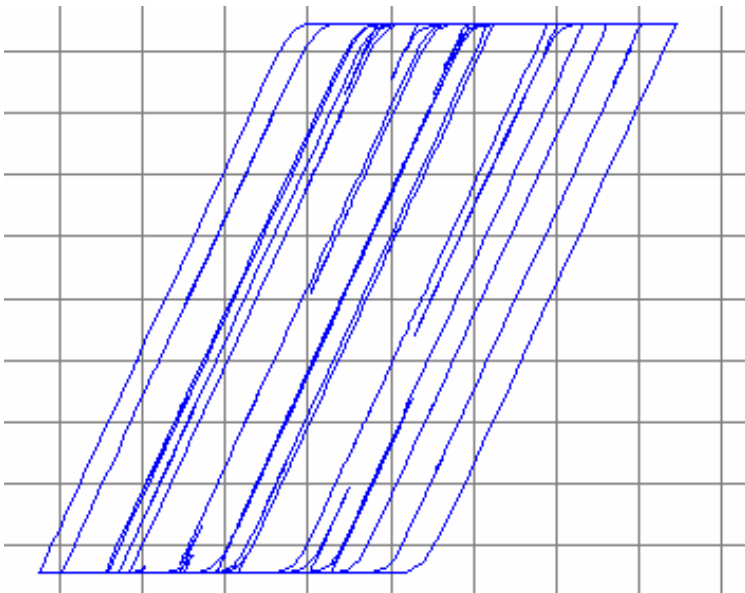
<i>Povezje 3-vertikalni strižni členi</i>				
<i>Etaža</i>	PREREZ	Strižni premik (cm)	Rotacija (Rad)	$u/u_{el} * 100$ (%)
PRITLIČJE	HEA 450	1,2E-02	2,9E-04	271%
<i>etaže 1-3</i>	HEA 360	2,0E-02	5,0E-04	346%
<i>etaža 4</i>	HEA 320	1,7E-02	4,3E-04	263%
<i>etaže 5-6</i>	HEA 300	1,9E-02	4,6E-04	253%
<i>etaža 7-8</i>	HEA 280	1,9E-02	4,6E-04	216%
<i>etaže 9-14</i>	HEA 260	2,9E-02	7,3E-04	302%
<i>etaža 15</i>	HEA 240	3,8E-02	9,4E-04	313%
<i>etaže 16-17</i>	HEA 220	2,3E-02	7,7E-04	370%
<i>etaža 18</i>	HEA 180	2,2E-02	7,3E-04	233%

Preglednica 7-9: Plastifikacije v strižnih členih-povezje 3

Povezje 4-vertikalni strižni členi				
Na sredini				
<i>Etaža</i>	PREREZ	Strižni premik (cm)	Rotacija (Rad)	u/u _{el} *100 (%)
PRITLIČJE	IPE 550	2,2E-02	5,2E-04	1042%
<i>etaže 1-7</i>	IPE 400	2,7E-02	6,3E-04	779%
<i>etaže 8-13</i>	IPE 360	2,4E-02	5,6E-04	581%
<i>etaža 14</i>	IPE 300	2,4E-02	5,6E-04	404%
<i>etaže 15-18</i>	IPE 300	4,5E-02	1,1E-03	770%
Na straneh				
PRITLIČJE	IPE 550	7,1E-03	1,7E-04	340%
<i>etaže 1-7</i>	IPE 400	2,5E-02	5,8E-04	720%
<i>etaže 8-13</i>	IPE 360	3,4E-02	8,1E-04	840%
<i>etaža 14</i>	IPE 300	3,1E-02	7,4E-04	534%
<i>etaže 15-18</i>	IPE 300	3,3E-02	7,8E-04	563%

Preglednica 7-10: Plastifikacije v strižnih členih-povezje 4

Deformacije strižnih členov smo primerjali z deformacijo za posamezen prerez na meji elastičnosti in izračunali koliko večja je ta deformacija. Iz tabel je razvidno da so se vsi strižni členi plastično deformirali. V horizontalnih strižnih členih so plastifikacije nekoliko večje kot v vertikalnih strižnih členih. Največje plastifikacije so do 10-kratne deformacije na meji plastičnosti. Deformacije so do 2/3 višine zgradbe podobnega velikostnega reda, proti vrhu pa se potem zmanjšujejo.



Slika 7-11: Tipična histereza

Na sliki 7-11 je tipična oblika histereze, ki se tvori s cikličnim obremenjevanjem v plastično območje.

7.2.3.2 Kontrola nosilnosti in plastifikacij v ostalih elementih

STEBRI

Primerjali smo sile pri notranje sile pri dinamični analizi in notranje sile pri modalni analizi v najbolj obremenjenih elementih. Če so bile sile pri dinamični analizi manjše je pogoj nosilnosti izpolnjen in do plastifikacije ne pride.

Izpisali smo notranje sile v stebrih na pozicijah 2, 10 in 11.

Steber poz.2-Potres v smeri X					
	Dinamična analiza-				
	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KNm)	M3(KNm)
<i>Pritličje-Prerez 4</i>	-3905	15	19	76	63
<i>Etaža 1-Prerez 2</i>	-3552	18	23	82	62
<i>Etaža 9-HEB 280</i>	-1672	5	3	8	14
	Modalna analiza				
<i>Pritličje-Prerez 4</i>	-5837	16	18	59	50
<i>Etaža 1-Prerez 2</i>	-5276	21	19	71	88
<i>Etaža 9-HEB 280</i>	-2007	17	19	7	20

Preglednica 7-11:Notranje sile-steber poz. 2(smer X)

Steber poz.2-Potres v smeri Y					
	Dinamična analiza-				
	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KNm)	M3(KNm)
<i>Pritličje-Prerez 4</i>	-9560	17	14	57	69
<i>Etaža 1-Prerez 2</i>	-8561	56	34	89	144
<i>Etaža 9-HEB 280</i>	-3188	14	7	12	26
	Modalna analiza				
<i>Pritličje-Prerez 4</i>	-9533	19	13	52	72
<i>Etaža 1-Prerez 2</i>	-8586	37	24	79	128
<i>Etaža 9-HEB 280</i>	-2753	13	11	11	28

Preglednica 7-12: Notranje sile-steber poz. 2(smer Y)

Steber poz.10-Potres v smeri X					
	Dinamična analiza-				
	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KNm)	M3(KNm)
<i>Pritličje-Prerez 5</i>	-13962	40	11	47	165
<i>Etaža 1-Prerez 4</i>	-13221	60	10	47	133
<i>Etaža 9-Prerez 3</i>	-7402	30	43	75	85
	Modalna analiza				
<i>Pritličje-Prerez 5</i>	-16308	34	16	61	180
<i>Etaža 1-Prerez 4</i>	-14903	35	60	151	211
<i>Etaža 9-Prerez 3</i>	-6921	22	47	111	89

Preglednica 7-13: Notranje sile-steber poz. 10(smer X)

Steber poz.10-Potres v smeri Y					
	Dinamična analiza-				
	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KNm)	M3(KNm)
<i>Pritličje-Prerez 5</i>	-7343	8	25	109	34
<i>Etaža 1-Prerez 4</i>	-7156	37	28	105	105
<i>Etaža 9-Prerez 3</i>	-6097	28	113	222	48
	Modalna analiza				
<i>Pritličje-Prerez 5</i>	-12784	12	36	116	26
<i>Etaža 1-Prerez 4</i>	-12015	20	53	236	74
<i>Etaža 9-Prerez 3</i>	-5929	21	61	189	48

Preglednica 7-14: Notranje sile-steber poz. 10(smer Y)

Steber poz.11--Potres v smeri X					
	Dinamična analiza-				
	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KNm)	M3(KNm)
<i>Pritličje-Prerez 5</i>	-14935	30	17	63	189
<i>Etaža 1-Prerez 4</i>	-13629	130	48	116	279
<i>Etaža 9-Prerez 3</i>	-9031	92	50	90	183
	Modalna analiza				
<i>Pritličje-Prerez 5</i>	-19191	36	11	44	87
<i>Etaža 1-Prerez 4</i>	-17657	82	98	198	286
<i>Etaža 9-Prerez 3</i>	-8339	55	57	117	197

Preglednica 7-15: Notranje sile-steber poz. 11(smer X)

Steber poz.11-Potres v smeri Y					
	Dinamična analiza-				
	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KNm)	M3(KNm)
<i>Pritličje-Prerez 5</i>	-13639	12	23	128	58
<i>Etaža 1-Prerez 4</i>	-12487	58	289	582	105
<i>Etaža 9-Prerez 3</i>	-6272	59	296	544	102
	Modalna analiza				
<i>Pritličje-Prerez 5</i>	-13567	15	24	63	44
<i>Etaža 1-Prerez 4</i>	-12507	50	230	470	143
<i>Etaža 9-Prerez 3</i>	-6132	32	109	253	91

Preglednica 7-16: Notranje sile-steber poz. 11(smer Y)

Merodajna sila za dimenzioniranje pri stebrih je osna sila. Nosilnost prerezov, ki smo jih kontrolirali z upoštevanjem uklona v najbolj obremenjenih prerezih je prikazana v preglednici 7-17. Osna sila je pri večini kontroliranih stebrov večje pri modalni analizi kot pa pri dinamični analizi ali pa so sile podobne, stebri pa imajo še precej rezerve do polne nosilnosti. V 9 etaži je za razliko od spodnjih etaž ponavadi sila pri dinamični analizi večja približno do 10%. Do plastifikacije kljub temu ne pride. Največje osne sile so manjše od nosilnosti.

Prerez	Nosilnost v tlaku (KN)
Prerez 5	27666
Prerez 4	22036
Prerez 3	20780
Prerez 2	11370
HEB 280	4000

Preglednica 7-17: Nosilnost z upoštevanjem uklona v najbolj obremenjenih prerezih stebrov

DIAGONALE

Povezje 1-potres v smeri Y					
	Dinamična analiza				Modalna a.
	N(KN)+	N(KN)-	Nosilnost	Napetost. (KN/cm ²)	N(KN)-
Pritličje-HEA 300	1046	-1113	0,69	9,9	-1443
Etaža 1-HEA 260	446	-497	0,33	5,7	-912
Etaža 7-HEA 200	566	-610	0,98	11,3	-595

Preglednica 7-18: Sile v diagonalah-povezje 1

Povezje 2-potres v smeri X					
	Dinamična analiza				Modalna a.
	N(KN)+	N(KN)-	Nosilnost	Napetost (KN/cm ²)	N(KN)-
Pritličje-HEA 340	2148	-2229	0,82	16,8	-1603
Etaža 7-HEA 320	1360	-1366	0,54	11,0	-1161
Etaža 13-HEA 220	951	-1075	0,86	16,7	-658

Preglednica 7-19: Sile v diagonalah-povezje 2

Povezje 3-potres v smeri X					
	Dinamična analiza				Modalna a.
	N(KN)+	N(KN)-	Nosilnost	Napetost (KN/cm ²)	N(KN)-
Pritličje-HEB 500	3686	-3952	0,37	16,5	-3824
Etaža 1-HEA 360	1838	-2133	0,73	14,9	-1653
Etaža 7-HEA 260	641	-942	0,30	5,2	-923

Preglednica 7-20: Sile v diagonalah-povezje 3

Povezje 4-potres v smeri Y					
	Dinamična analiza				Modalna a.
	N(KN)+	N(KN)-	Nosilnost	Napetost (KN/cm ²)	N(KN)-
Pritličje-Prerez 2	5349	-5286	0,43	12,7	-3896
Etaža 1-HEA 450	3012	-3217	0,91	18,1	-2183
Etaža 7-HEA 360	2528	-2714	0,93	19,0	-1948

Preglednica 7-21: Sile v diagonalah-povezje 4

Osne sile so v primeru dinamične analize v večini diagonal večje do 30% kot sile na katere smo diagonale dimenzionirali pri modalni analizi. Še vedno pa so bile te toliko močnejše, da do plastifikacij ni prišlo. Izračunana je tudi napetost za primer največje osne sile pri dinamični analizi. Ker je napetost povsod manjša od 35KN/cm^2 je razvidno, da do plastifikacije nikjer ne pride.

PREČKE V EKSCENTRIČNIH POVEZJIH

	<i>Dinamična</i>			<i>Modalna</i>	
	V2(KN)	M3(KNm)	Napetost (KN/cm ²)	V2(KN)	M3(KNm)
<i>Povezje 1-potres v Y</i>					
<i>Pritličje-IPE 300</i>	121	123	19,6	134	121
<i>Etaža 1-IPE 240</i>	110	117	31,7	107	115
<i>Povezje 2-Potres v X</i>					
<i>Pritličje-IPE 300</i>	180	202	32,1	154	161
<i>Etaža 1-IPE 240</i>	95	99	26,9	109	110
<i>Povezje 3-Potres v X</i>					
<i>Pritličje-IPE 400</i>	364	450	34,4	233	305
<i>Etaža 1-IPE 400</i>	225	340	26,0	194	240

Preglednica 7-22: Sile prečkah, ki so del ekscentričnih povezij

Tudi notranje sile v prečkah, ki so del ekscentričnih povezij so bile večje kot sile na katere smo jih dimenzionirali v primeru modalne analize(do 50%). Preverili smo samo prečke v spodnjih etažah, višje pa so potem prerezi enaki in so manj obremenjene. Tudi te prečke imajo še toliko rezerve da se ne plastificirajo.

OSTALE PREČKE

Preveril smo tudi prečke v pritličju in v 6 etaži. Te prečke se lahko plastificirajo in tako disipirajo energijo.

	<i>Dinamična</i>			<i>Modalna</i>	
	V2(KN)	M3(KNm)	Napetost (KN/cm ²)	V2(KN)	M3(KNm)
<i>Potres v smeri Y-Pritličje</i>					
<i>IPE400-v jedru smer Y (v sredini)</i>	165	247	18,9	82	91
<i>IPE 300-v jedru smer Y(ob robu)</i>	165	155	24,7	58	82
<i>IPE 300-v jedru smer Y(ob sredini)</i>	165	247	39,4	146	181
<i>Potres v smeri X-Pritličje</i>					
<i>IPE 300-v jedru vzdolžno</i>	95	177	28,2	66	93
<i>Potres v smeri Y-etaža 6</i>					

<i>IPE400-v jedru smer Y (v sredini)</i>	196	374	28,6	151	204
<i>IPE 300-v jedru smer Y(ob robu)</i>	165	266	42,4	161	154
<i>IPE 300-v jedru smer Y(ob sredini)</i>	90	170	27,1	86	105
<i>Potres v smeri X-Etaža 6</i>					
<i>IPE 300-v jedru vzdolžno Y</i>	124	270	43,0	79	129

Preglednica 7-23: Ostale prečke

Vidimo, da so napetosti v nekaterih prečkah prekoračene-večje od 35 KN/cm^2 . V teh prečkah bi prišlo do plastifikacije, vendar pa obnašanja v nelinearnem območju za te elemente nismo definirali.

7.3 MODEL 3

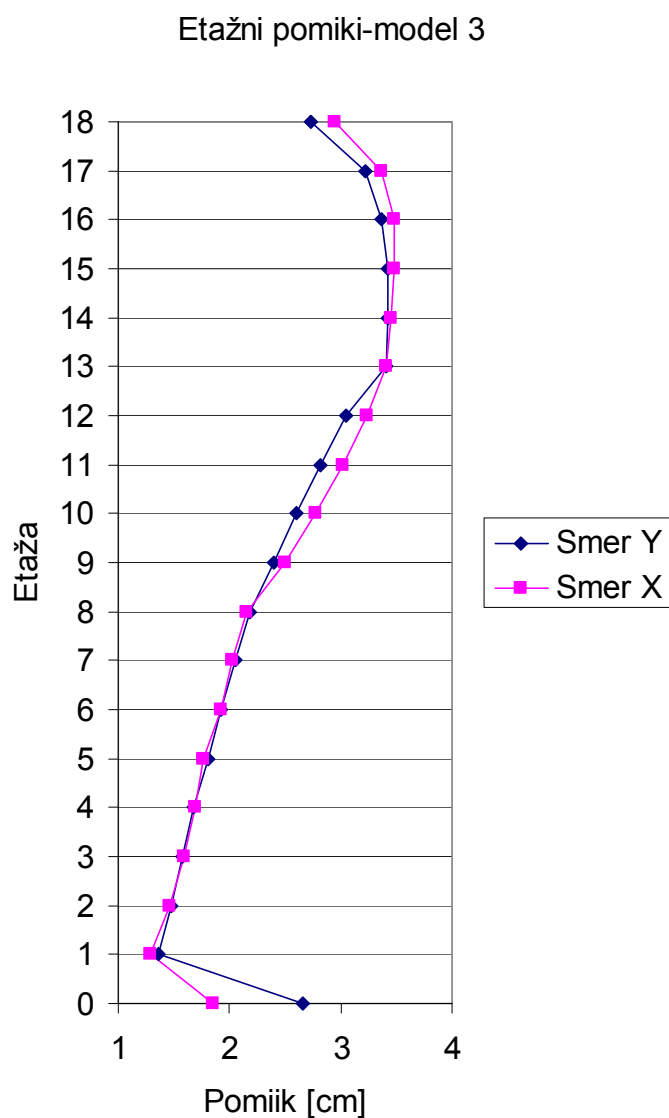
Nelinearne lastnosti smo podobno kot v primeru modela 2 določili za strižne člene. V tem modelu so vsi strižni členi v ekscentričnih povezjih vertikalni.

7.3.1 Pomiki v težišču zgornje etaže

Povprečna vrednost maksimalnih pomikov na vrhu v smeri X za vseh 7 uporabljenih akcelogramov:**29,1 cm**

Povprečna vrednost maksimalnih pomikov na vrhu v smeri Y za vseh 7 uporabljenih akcelogramov:**31,6 cm.**

7.3.2 Etažni pomiki



Slika 7-12:Etažni pomiki za model 3

Maksimalen pomik v X smeri :3,43cm (14 etaža);

Maksimalen pomik v Y smeri: 3,48cm (15 etaža).

Če izračunamo največji relativni etažni pomik v % ($\Delta u/h$) dobimo:

Maksimalen relativni pomik v X smeri :0,98% <2%

Maksimalen relativni pomik v Y smeri: 0,99% <2%

Etažni pomiki se po višini povečujejo do 14 oziroma 15 etaže nato pa se zmanjšujejo,

Največji relativni etažni pomik v % ($\Delta u/h$) pri kontroli poškodb za 100 letni potres pa je::

Maksimalen relativni pomik v X smeri :0,39% <0,05% (omejitev za krhke nekonst. elemente)

Maksimalen relativni pomik v Y smeri: 0,4% <0,05%

Etažni pomiki se po višini povečujejo do 14 oziroma 15 etaže nato pa se zmanjšujejo,

7.3.3 Plastifikacije elementov

7.3.3.1 Plastifikacije v strižnih členih

<i>Povezje 1-vertikalni strižni členi</i>				
<i>Etaža</i>	<i>PREREZ</i>	<i>Strižni premik (cm)</i>	<i>Rotacija (Rad)</i>	<i>u/u_{el}*100 (%)</i>
PRITLIČJE	HEA 400	2,00E-02	5,00E-04	388%
<i>etaže 1-3</i>	HEA 300	1,77E-02	4,41E-04	242%
<i>etaže 4-6</i>	HEA 240	2,52E-02	6,29E-04	209%
<i>etaže 7-9</i>	HEA 180	5,34E-02	1,34E-03	241%
<i>etaža 10-14</i>	HEA 180	4,50E-02	1,00E-03	203%
<i>etaže 15-16</i>	HEA 100	6,40E-02	2,13E-03	86%
<i>etaže 17-18</i>	HEA 100	3,80E-02	1,27E-03	51%

Preglednica 7-24:Plastifikacije v strižnih členih-povezje 1

<i>Povezje 2-vertikalni strižni členi</i>				
<i>Etaža</i>	<i>PREREZ</i>	<i>Strižni premik (cm)</i>	<i>Rotacija (Rad)</i>	<i>u/u_{el}*100 (%)</i>
PRITLIČJE	HEA 600	7,31E-03	1,83E-04	249%
<i>etaže 1-3</i>	HEA 550	7,97E-03	1,99E-04	244%
<i>etaže 4-6</i>	HEA 500	7,84E-03	1,96E-04	214%
<i>etaže 7-9</i>	HEA 400	1,01E-02	2,53E-04	277%
<i>etaža 10-14</i>	HEA 400	7,26E-03	1,81E-04	198%
<i>etaže 15-16</i>	HEA 340	6,07E-03	2,02E-04	99%
<i>etaže 17-18</i>	HEA 240	1,48E-02	4,92E-04	123%

Preglednica 7-25: Plastifikacije v strižnih členih-povezje 2

<i>Povezje 3-vertikalni strižni členi</i>				
<i>Etaža</i>	<i>PREREZ</i>	<i>Strižni premik (cm)</i>	<i>Rotacija (Rad)</i>	<i>u/u_{el}*100 (%)</i>
PRITLIČJE	HEA 550	9,16E-03	2,29E-04	280%
<i>etaže 1-3</i>	HEA 550	9,16E-03	2,29E-04	280%
<i>etaže 4-6</i>	HEA 500	8,77E-03	2,19E-04	240%
<i>etaže 7-9</i>	HEA 450	8,67E-03	2,17E-04	202%
<i>etaža 10-14</i>	HEA 450	6,31E-03	1,58E-04	147%
<i>etaže 15-16</i>	HEA 340	7,64E-03	2,55E-04	125%
<i>etaže 17-18</i>	HEA 280	1,17E-02	3,89E-04	136%

Preglednica 7-26: Plastifikacije v strižnih členih-povezje 4

Povezje 4-vertikalni strižni členi				
Etaža	PREREZ	Strižni premik (cm)	Rotacija (Rad)	u/uel*100 (%)
PRITLIČJE	HEA 800	3,61E-03	9,04E-05	171%
<i>etaže 1-3</i>	HEA 600	8,16E-03	2,04E-04	277%
<i>etaže 4-6</i>	HEA 550	8,44E-03	2,11E-04	259%
<i>etaže 7-9</i>	HEA 500	8,26E-03	2,06E-04	226%
<i>etaža 10-14</i>	HEA 450	9,17E-03	2,29E-04	213%
<i>etaže 15-16</i>	HEA 340	8,01E-03	2,67E-04	131%
<i>etaže 17-18</i>	HEA 260	7,31E-03	2,44E-04	75%

Preglednica 7-27: Plastifikacije v strižnih členih-povezje 4

Večina strižnih členov se je plastificiralo. Največje plastifikacije so v povezju 1, najmanjše pa v povezju 4. Zasuki strižnih členov so precej manjši od dovoljenih 0,08 radiana.

7.3.4 Kontrola nosilnosti in plastifikacije v ostalih elementih

STEBRI

Podobno kot v primeru modela 1 in 2 smo tudi tukaj primerjali notranje sile iz dinamične in modalne analize. Če so bile sile pri dinamični analizi manjše do plastifikacije ne pride in je pogoj nosilnosti izpolnjen, saj so bili elementi pri modalni analizi na take sile dimenzionirani.

Steber poz.10-Potres v smeri X					
	Dinamična analiza-				
	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KNm)	M3(KNm)
Pritličje-Prerez 5	-11473	4	35	168	14
Etaža 1-Prerez 4	-9323	5	242	535	8
Etaža 9-Prerez 6	-5503	3	91	184	5
	Modalna analiza				
Pritličje-Prerez 5	-12888	11	14	88	68
Etaža 1-Prerez 4	-11620	112	198	483	237
Etaža 9-Prerez 6	-4955	45	114	213	80

Preglednica 7-28: Notranje sile-steber poz. 10(smer X)

Steber poz.10-Potres v smeri Y					
	Dinamična analiza-				
	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KNm)	M3(KNm)
Pritličje-Prerez 5	-4940	54	8	38	339
Etaža 1-Prerez 4	-4687	396	38	77	799
Etaža 9-Prerez 6	-2495	139	15	26	250
	Modalna analiza				
Pritličje-Prerez 5	-7482	33	7	0	212
Etaža 1-Prerez 4	-6934	333	84	156	538
Etaža 9-Prerez 6	-3343	133	46	63	178

Preglednica 7-29: Notranje sile-steber poz. 10(smer Y)

Steber poz.11--Potres v smeri X					
	Dinamična analiza-				
	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KNm)	M3(KNm)
Pritličje-Prerez 5	-7834	7	23	118	40
Etaža 1-Prerez 4	-7403	61	37	138	116
Etaža 9-Prerez 6	-4630	38	39	107	64
	Modalna analiza				
Pritličje-Prerez 5	-13148	16	19	121	100
Etaža 1-Prerez 4	-12312	131	38	172	276
Etaža 9-Prerez 6	-5590	82	41	97	89

Preglednica 7-30: Notranje sile-steber poz. 11(smer X)

Steber poz.11-Potres v smeri Y					
	Dinamična analiza-				
	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KNm)	M3(KNm)
Pritličje-Prerez 5	-21479	43	3	12	250
Etaža 1-Prerez 4	-19033	224	1	3	431
Etaža 9-Prerez 6	11010	152	1	2	278
	Modalna analiza				
Pritličje-Prerez 5	-23122	26	7	42	163
Etaža 1-Prerez 4	-21186	221	13	55	357
Etaža 9-Prerez 6	-8737	164	15	28	157

Preglednica 7-31: Notranje sile-steber poz. 11(smer Y)

Steber poz.1-Potres v smeri Y					
	Dinamična analiza-				
	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KNm)	M3(KNm)
Pritličje-Prerez 5	-2288	68	14	62	140
Etaža 1-Prerez 4	-2138	58	39	70	107
Etaža 9-Prerez 6	-1188	30	39	68	65
	Modalna analiza				
Pritličje-Prerez 5	-2914	24	12	77	155
Etaža 1-Prerez 4	-2694	115	54	84	189
Etaža 9-Prerez 6	-1426	55	60	81	82

Preglednica 7-32: Notranje sile-steber poz. 1(smer Y)

Osne sile v stebrih so za primer dinamične analize večje le v etaži 9 kjer odstopajo od predvidene obtežbe, ki smo jo določili pri modalni analizi do 30%, v spodnjih etažah pa so manjši od osnih sil pri modalni analizi. Momenti in prečne sile so za steber na poz 10 večji pri dinamični analizi, v ostalih stebrih pa pri modalni. Da je pogoj nosilnosti izpolnjen je razvidno tudi s primerjavo sil v preglednicah 7-28 do 7-32 s tlačno nosilnostjo stebrov v preglednici 7-33.

Prerez	Nosilnost v tlaku (KN)
Prerez 6	11000
Prerez 5	21000
Prerez 4	22036

Preglednica 7-33: Nosilnost v tlaku z upoštevanjem uklona v najbolj obremenjenih elementih

DIAGONALE

Povezje 1-potres v smeri Y					
	Dinamična analiza				Modalna a.
	N(KN)	N(KN)	Nosilnost	Napetost (KN/cm ²)	N(KN)
Pritličje-CEV 470/20	3783	-3905	0,51	13,4	-3339
Etaža 1-CEV 298,5/10	1320	-1347	0,48	14,6	-1298
Etaža 7-CEV 298,5/7,1	527	-544	0,24	8,1	-579

Preglednica 7-34: Sile v diagonalah-povezje 1

Povezje 2-potres v smeri X					
	Dinamična analiza				Modalna a.
	N(KN)+	N(KN)-	Nosilnost	Napetost (KN/cm ²)	N(KN)-
Pritličje-CEV 470/25	4098	-4162	0,54	13,7	-4106
Etaža 1-CEV 406,4/16	2665	-2681	0,96	18,8	-1973
Etaža 9-CEV 406,4/10	1210	-1222	0,53	18,6	-1325

Preglednica 7-35: Sile v diagonalah-povezje 2

Povezje 3-potres v smeri X					
	Dinamična analiza				Modalna a.
	N(KN)+	N(KN)-	Nosilnost	Napetost (KN/cm ²)	N(KN)-
Pritličje-CEV 470/25	5192	-5271	0,69	17,3	-3849
Etaža 1-CEV 406,4/16	2891	-2969	0,81	20,4	-1994
Etaža 9-CEV 406,4/10	1415	-1503	0,66	21,8	-1496

Preglednica 7-36: Sile v diagonalah-povezje 3

Povezje 4-potres v smeri Y					
	Dinamična analiza				Modalna a.
	N(KN)+	N(KN)-	Nosilnost	Napetost (KN/cm ²)	N(KN)-
Pritličje-CEV 470/20	5510	-5640	0,74	19,5	-4271
Etaža 13-CEV 406,4/10	1620	-1778	0,63	11,4	-1181

Preglednica 7-37: Sile v diagonalah-povezje 4

Osne sile v diagonalah za prevzem obtezebe v Y smeri odstopajo od sil na katere smo dimenzionirali pri modalni analizi tudi do 50%. Diagonale so bile sicer še vedno Tolko močnejše

da se tudi pri takih notranjih silah niso plastificirale, kar je razvidno z izračunom napetosti v preglednicah 7-34 do 7-37, kjer je napetost povsod manjša od 35KN/cm^2 .

PREČKE V EKSCENTRIČNIH POVEZJIH

	<i>Dinamična</i>			<i>Modalna</i>	
	V2(KN)	M3(KNm)	Napetost (KN/cm ²)	V2(KN)	M3(KNm)
<i>Povezje 1-potres v smeri Y</i>					
<i>Pritličje-IPE 360</i>	430	380	37,3	414	284
<i>Povezje 2-Pritličje-potres v smeri X</i>					
<i>Pritličje-IPE 500</i>	368	661	30,1	413	648
<i>Etaža 4-IPE 400</i>	287	507	38,8	254	429
<i>Etaža 6-IPE 360</i>	184	325	31,9	224	376
<i>Povezje 3-Pritličje-potres v smeri X</i>					
<i>Pritličje-IPE 550</i>	570	932	33,4	415	640
<i>Etaža 4-IPE 450</i>	392	625	36,7	356	512
<i>Etaža 6-IPE 450</i>	343	546	32,1	295	439
<i>Povezje 4-Pritličje-potres v smeri Y</i>					
<i>Pritličje-IPE 550</i>	588	1076	38,6	498	664
<i>Etaža 4-IPE 450</i>	525	793	46,6	356	512
<i>Etaža 6-IPE 450</i>	462	655	38,5	311	445
<i>Etaža 8-IPE 450</i>	395	555	32,6	273	404

Preglednica 7-38: Sile v prečkah, ki so del ekscentričnih povezij

Prečne sile in momenti so do 40% večje od sil pri modalni analizi. Ker so bili ti elementi dimenzionirani z majhno rezervo, so te sile že tolikšne, da v nekaterih prečkah žepovzročijo plastifikacije, ki jih ne bi smelo biti, ker so to elementi, ki so dodatno varovani. Napetosti so presežene le v spodnjih nekaj etažah.

OSTALE PREČKE

Preverili smo tudi ostale prečke v pritličju in v etaži 6.

	<i>Dinamična</i>		Napetost (KN/cm ²)	<i>Modalna</i>	
	V2(KN)	M3(KNm)		V2(KN)	M3(KNm)
<i>Potres v smeri X-Pritličje</i>					
<i>IPE 180</i>	29	20	13,1	30	21
<i>IPE 240</i>	57	65	17,6	59	66
<i>IPE 360</i>	96	180	17,7	96	167
<i>Potres v smeri Y-Pritličje</i>					
<i>IPE 180</i>	30	22	13,5	30	21

IPE 400	111	235	17,9	103	193
IPE 450	163	299	17,6	147	234
Potres v smeri X-Etaža 6					
IPE 240	64	83	22,6	60	69
IPE 360	108	237	16,4	138	209
Potres v smeri Y-Etaža 6					
IPE 450	175	359	21,1	137	295

Preglednica 7-39: Ostale prečke

Momenti so pri dinamični analizi do 30% večje od tistih pri modalni analizi, vendar do plastifikacije ne pride. Napetost je povsod manjša od 35 KN/cm^2 .

8 PRIMERJAVA REZULTATOV RAZLIČNIH ANALIZ

Primerjali smo bistvene rezultate, ki jih za posamezen model dajo različne analize.

8.1 MODEL 1

8.1.1 Pomiki

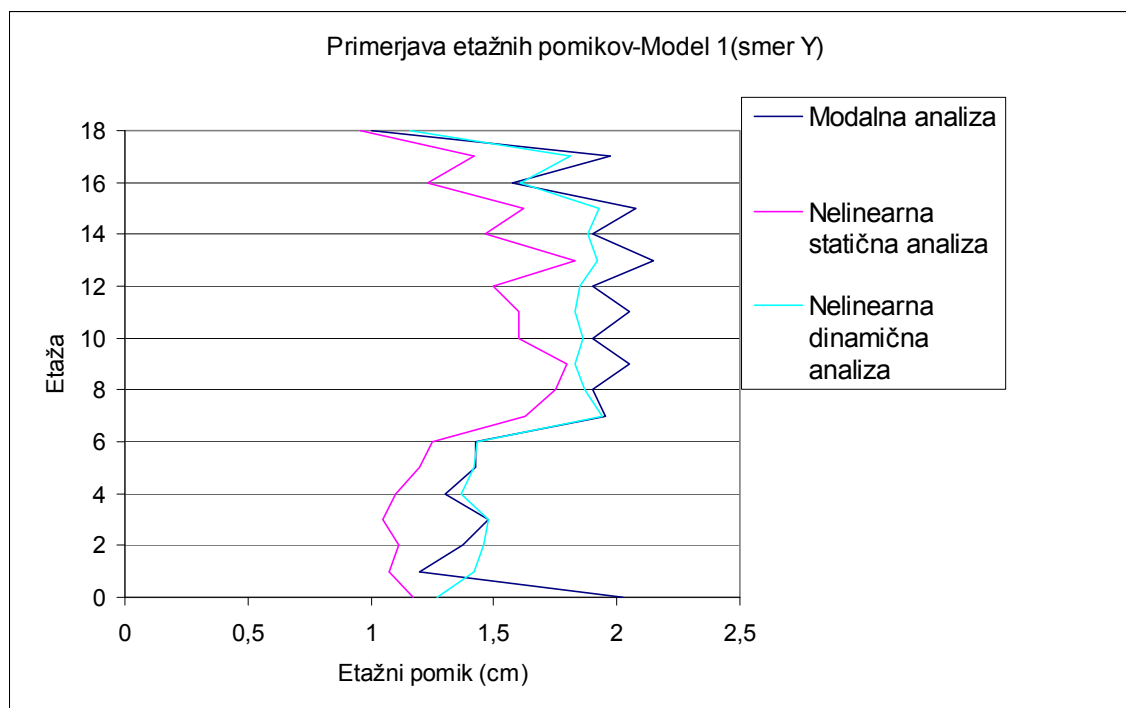
8.1.1.1 Pomik na vrhu

	<i>Smer X(cm)</i>	<i>Smer Y(cm)</i>
<i>Modalna analiza</i>	30,3	28,8
<i>Nelinearna statična analiza</i>		31,3
<i>Nelinearna dinamična analiza</i>		28

Preglednica 8-1: Model 1-pomik na vrhu

Pomiki pri vseh treh analizah so si med seboj zelo podobni. Dobro ujemanje pomikov modalne analize in dinamične analize pomeni, da smo izbrali primeren faktor duktilnosti- q .

8.1.1.2 Etažni pomiki



Slika 8-1: Primerjava etažnih pomikov za model 1(smer Y)

Etažni pomiki so pri dinamični analizi zelo podobni pomikom pri modalni analizi. Pomiki pri nelinearni statični analizi pa so malo manjši. Nelinearna dinamična analiza, da pri večini etaž celo malo manjše pomike.

8.1.2 Plastifikacije v elementih

Primerjamo lahko nelinearno statično in nelinearno dinamično analizo. Iz rezultatov analiz vidimo da se konstrukcija v predvidenem potresu plastificira le v nekaterih diagonalah. Za primer močnejšega potresa bi se začele plastifikacije pojavljati še v ostalih diagonalah in tudi v vpetih prečkah v jedru. Malo bi morali povečati le prečke ki povezujejo diagonale. Porušni mehanizem se sicer dobro razvija. Iz rezultatov N2 analize pa sklepamo, da je konstrukcija še vedno v globalno elastičnem območju in bi se šel pri potresu z 0,52g začele pojavljati tolikšne plastifikacije, da bi konstrukcija prešla v plastično območje. Te domneve nam dobro potrди tudi nelinearna dinamična analiza. Notranje sile so bile v elementih zelo podobne pri obeh analizah zato do plastifikacij ni nikjer prišlo. N2 metoda za konstrukcije z nihajnimi časi večjimi od 2s ni povsem primerna saj ne moremo določiti faktorja duktilnosti, vseeno pa dobimo dobro informacijo o obnašanju.

8.2 MODEL 2

8.2.1 Pomiki

8.2.1.1 Pomik na vrhu

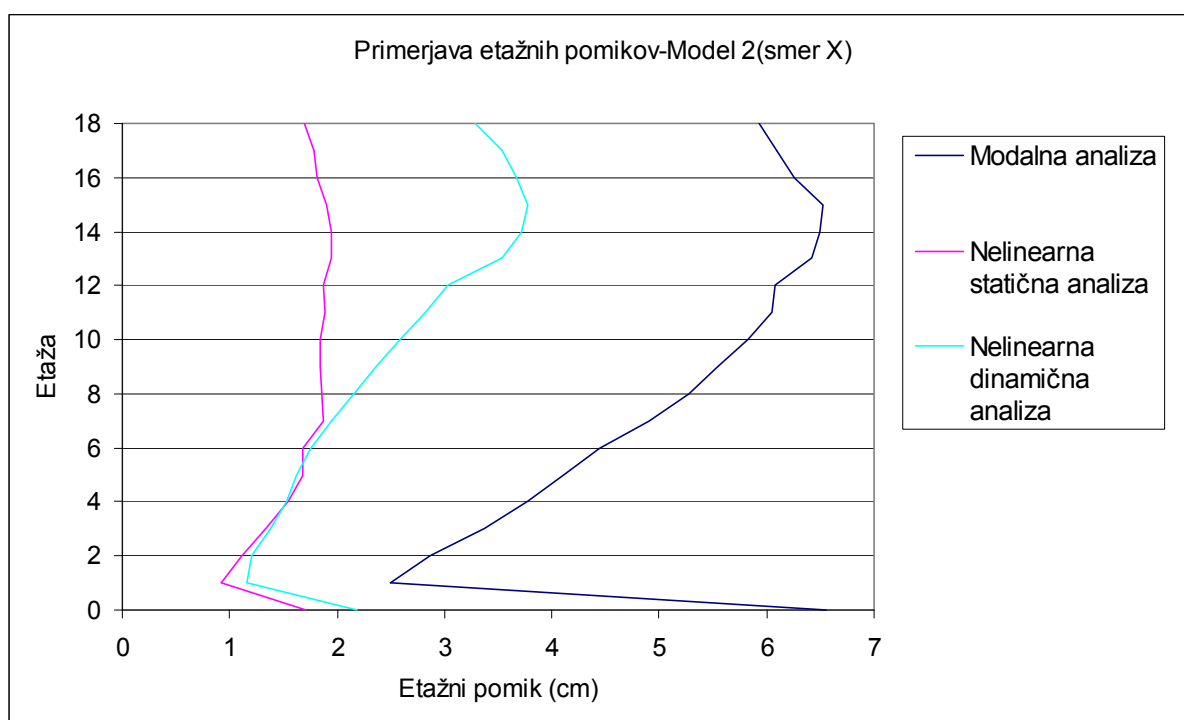
	<i>Smer X(cm)</i>	<i>Smer Y(cm)</i>
<i>Modalna analiza</i>	74,8	41,6
<i>Nelinearna statična analiza</i>	31,3	31,3
<i>Nelinearna dinamična analiza</i>	34,4	32,9

Preglednica 8-2: Model 2-pomik na vrhu

Pomik v nelinearni dinamični analizi, sta za malo večja (do 10%) od ciljnega pomika pri nelinearni statični analizi. Pomik v primeru modalne analize pa je za več kot 2x večji od obeh ostalih analiz. Ciljni pomik je za obe smeri enak saj je ta odvisen od nihajnega časa, ki je sicer za obe smeri različen, vendar pa je za interval od 2 do 6 sekund zveza med nihajnim časom in pomikom konstantna in je zato ciljni pomik enak. Konstrukcija je v smeri X bolj podajna, ker ima v tej smeri manj učinkovita povezja za prevzem horizontalne obtežbe. Najprej smo sicer poskušali

za prevzem obtečebe v Y smeri uporabiti le povezja v notranjem delu, vendar pa, ker se etažni pomiki niso izšli smo dali povezja v zunanji del stavbe. Ta povezja pa so potem zelo zmanjšala etažne pomike.

8.2.1.2 Etažni pomiki



Slika 8-2: Primerjava etažnih pomikov za model 2 (smer X)

Iz primerjave na sliki 8-2 je opaziti, da so etažni pomiki v mejnem stanju do 8 etaže pri nelinearni statični analizi in nelinearni dinamični analizi zelo podobni, v višjih etažah pa dobimo z dinamično analizo večje pomike. Pomiki pri modalni analizi so za okoli 100 % večji. Za več kot 50% manjši pomiki pri dinamični analizi kot pa pri modalni analizi pomenijo, da smo pri množenju pomikov pri modalni analizi uporabili faktor q . Pomiki, ki jih dobimo z množenjem s tem faktorjem naj bi odražali stanje plastificirane konstrukcije do kakršnih pa ni prišlo. V največji meri vpliva na manjši pomik to da projektni spekter pospeškov ni za faktor 4 manjši od elastičnega spektra. Pomike pa smo množili s faktorjem 4.

8.2.2 Plastifikacije v elementih

V nelinearni statični in nelinearni dinamični analizi so se plastificirali vsi stižni členi. Največje plastifikacije so bile do pri dinamični analizi do 10x deformacije na meji elastičnosti, rotacije pa

so veliko manjše od dovoljenih 0,08 radiana. Direktno zasukov strižnih členov ne moremo primerjati, ker je izračunana zasuk pri nelinearni dinamični analizi le tisti zasuk ki se dejansko pojavi med prečko in členom, pri nelinearni dinamični analizi pa smo zasuk izračunali iz razlike pomika spodaj in zgoraj. Rotacije so v primerjavi modalne in nelinearne statične analize podobne in manjše od 0,08 radiana.

Sile v stebrih so bile večini stebrov podobne kot sile pri modalni analizi. V višjih etažah so bile te prekoračene do 10%. V elementih ekscentričnih povezij so bile sile v primeru dinamične analize prav tako večje. Osne sile v diagonalah so odstopale do 30%, momenti in prečne sile v prečkah pa do 50%. V vseh teh elementih je bilo še toliko rezerve, da se niso nikjer plastificirali. Do plastifikacije pa je prišlo v nekaterih vpetih prečkah v jedru, kjer so plastifikacije dovoljene.

8.3 MODEL 3

8.3.1 Pomiki

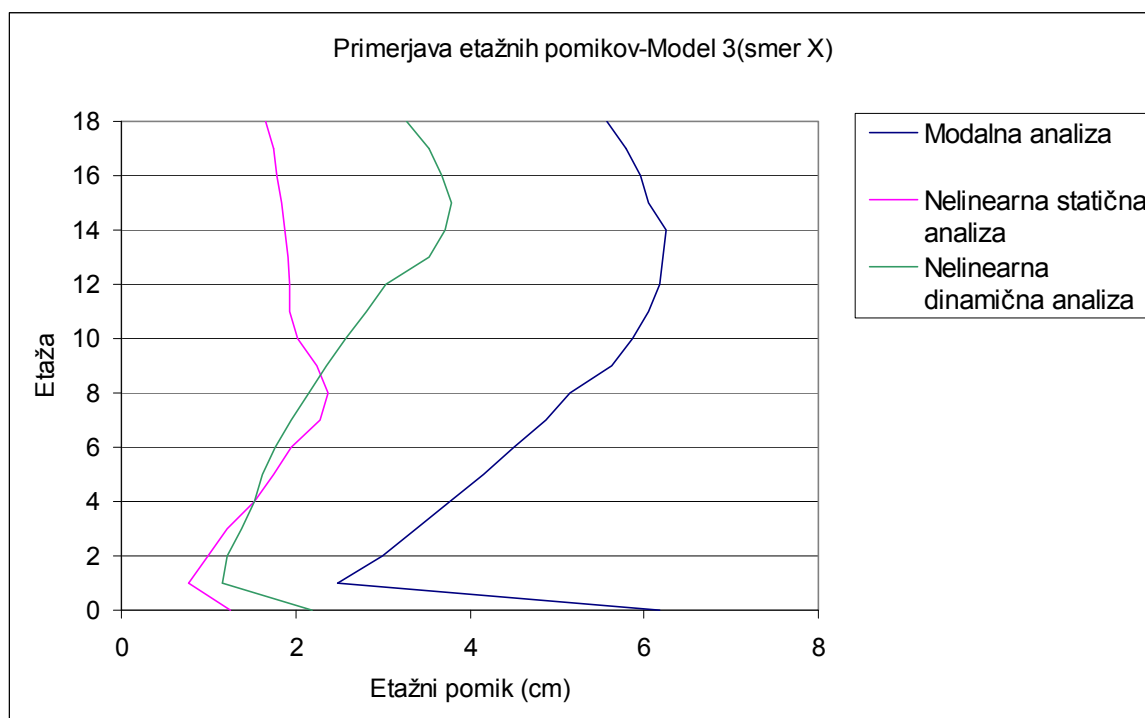
8.3.1.1 Pomik na vrhu

	<i>Smer X(cm)</i>	<i>Smer Y(cm)</i>
<i>Modalna analiza</i>	80,8	61,2
<i>Nelinearna statična analiza</i>	31,3	31,3
<i>Nelinearna dinamična analiza</i>	29,1	21,6

Preglednica 8-3: Model 3-pomik na vrhu

Pomik je podobno kot v primeru modela 2 pri modalni analizi več kot 2X večji kot pri obeh ostalih analizah. Za smer X je ciljni pomik pri nelinearni statični analizi podoben kot v primeru nelinearne dinamične analize, za smer Y pa se razlikuje za 50%. Ciljni pomik je tudi tukaj enak za obe smeri zaradi enakega vzroka kot v primeru modela 2.

8.3.1.2 Etažni pomiki



Slika 8-3: Primerjava etažnih pomikov za mode3 (smer)

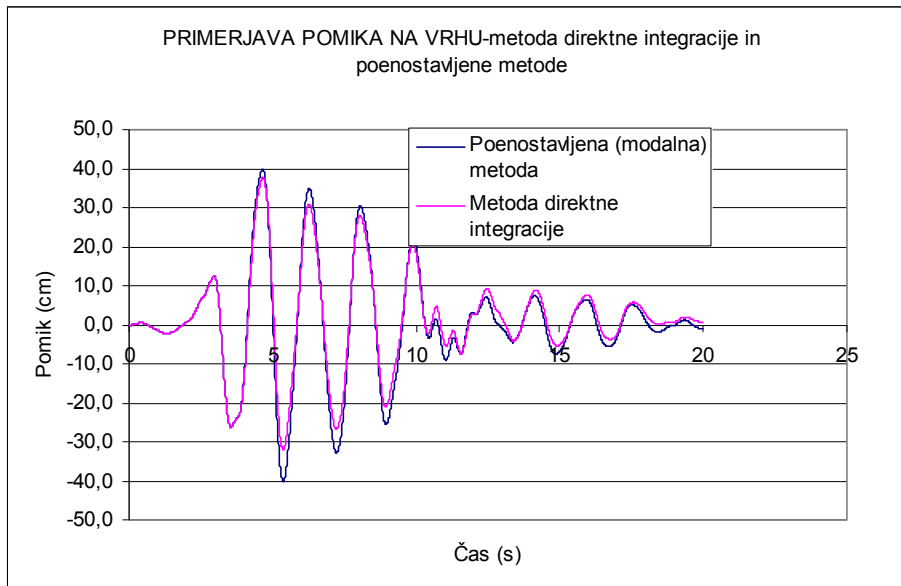
Podobno kot v primeru modela 2 so tudi tukaj etažni pomiki pri modalni analizi največji, pri nelinearni statični pa najmanjši. Pomiki so pri modalni analizi tudi tukaj več kot za 100% večji od pomikov pri dinamični analizi, vzrok je podoben kot v primeru modela 2.

8.3.2 Plastifikacije v elementih

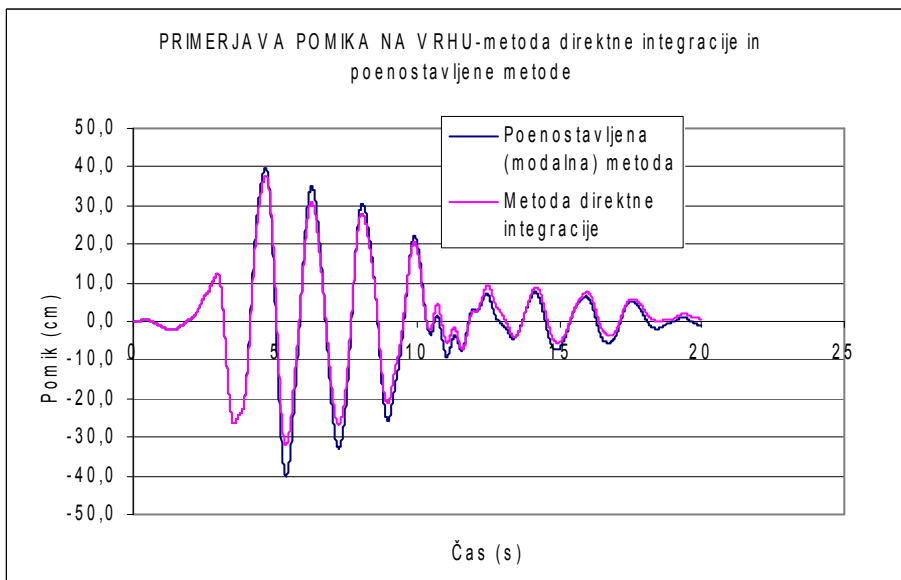
Velikostni red plastičnih deformacij je bil podoben kot v primeru modela 2. Plastificirali so se skoraj vsi strižni členi. Osne sile v stebrih so bile za primer dinamične analize večje od modalne analize le v etaži 9 in sicer do 30%. Sile v diagonalah so presegale predvidene do 50%, momenti in prečne sile v prečkah, ki so del ekscentričnih povezij so bile večje do 40%. Te prečke so se v spodnjih etažah tudi plastificirale, kar pomeni da so bile dimenzionirane na premajhne sile. Ostali elementi se niso nikjer plastificirali.

8.4 PRIMERJAVA MED DIREKTNO INTEGRACIJSKO METODO IN POENOSTAVLJENO HITRO INTEGRACIJSKO METODO

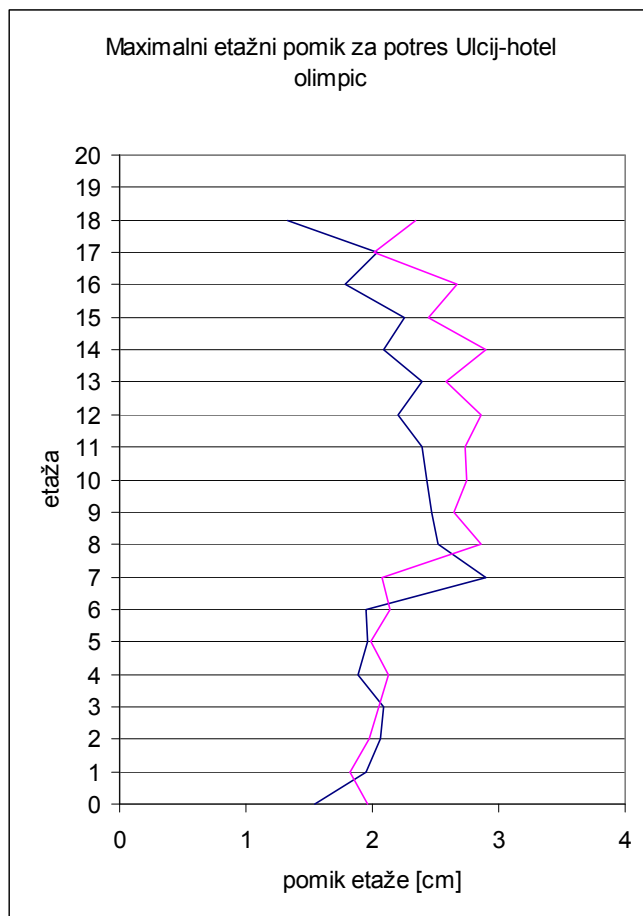
Za en akcelogram smo za model 1 naredili primerjavo časovnega odziva pomikov z obema metodama. Primerjali smo tudi maksimalne etažne pomike z obema metodama.



Slika 8-4:Časovni odziv pomikov z metodo direktne integracije in poenostavljeno metodo



Slika 8-5:Časovni odziv pomikov z metodo direktne integracije in poenostavljeno metodo



Slika 8-6:Primerjav etažnih pomikov metode direktne integracije in poenostavljene metode

Pomik na vrhu se dokaj dobro ujema z pomikom. Ki ga dobimo z metodo direktne integracije. Maksimalni pomiki so v primeru poenostavljene metode večji za približno 20%. Etažni pomiki se razlikujejo predvsem v zgornji polovici objekta, kjer so tudi večji za približno 35%. Zato je tudi razumljivo da so bile notranje sile v elementih za elemente v višjih etažah rahlo presežene.

9 PRIMERJAVA KONSTRUKCIJSKIH MODELOV

9.1 NIHAJNI ČASI

<i>Nihajna oblika</i>	<i>Nihajni čas(s)</i>		
	Model 1	Model 2	Model 3
1	1,87	2,92	3,09
2	1,27	2,78	2,64
3	0,7	2,19	2,52
4	0,6	0,82	0,88
5	0,42	0,79	0,79
6	0,35	0,67	0,7
7	0,27	0,42	0,45
8	0,26	0,4	0,41
9	0,25	0,35	0,36
10	0,24	0,28	0,3

Preglednica 9-1: Nihajni časi

Konstrukcija 1 ima nižji nihajni čas kot konstrukciji 2 in 3 saj je ta precej bolj toga od ostalih dveh.

9.2 POMIKI

Primerjali smo bistvene lastnosti posameznih modelov.

<i>Model 1-Pomik na vrhu</i>	<i>Smer X(cm)</i>	<i>Smer Y(cm)</i>
<i>Modalna analiza</i>	19,5	28,8
<i>Nelinearna statična analiza</i>		31,3
<i>Nelinearna dinamična analiza</i>		28
<i>Model 2-Pomik na vrhu</i>		
<i>Modalna analiza</i>	74,8	41,6
<i>Nelinearna statična analiza</i>	31,3	31,3
<i>Nelinearna dinamična analiza</i>	34,4	32,9
<i>Model 3-Pomik na vrhu</i>		
<i>Modalna analiza</i>	80,8	61,2
<i>Nelinearna statična analiza</i>	31,3	31,3
<i>Nelinearna dinamična analiza</i>	29,1	21,6

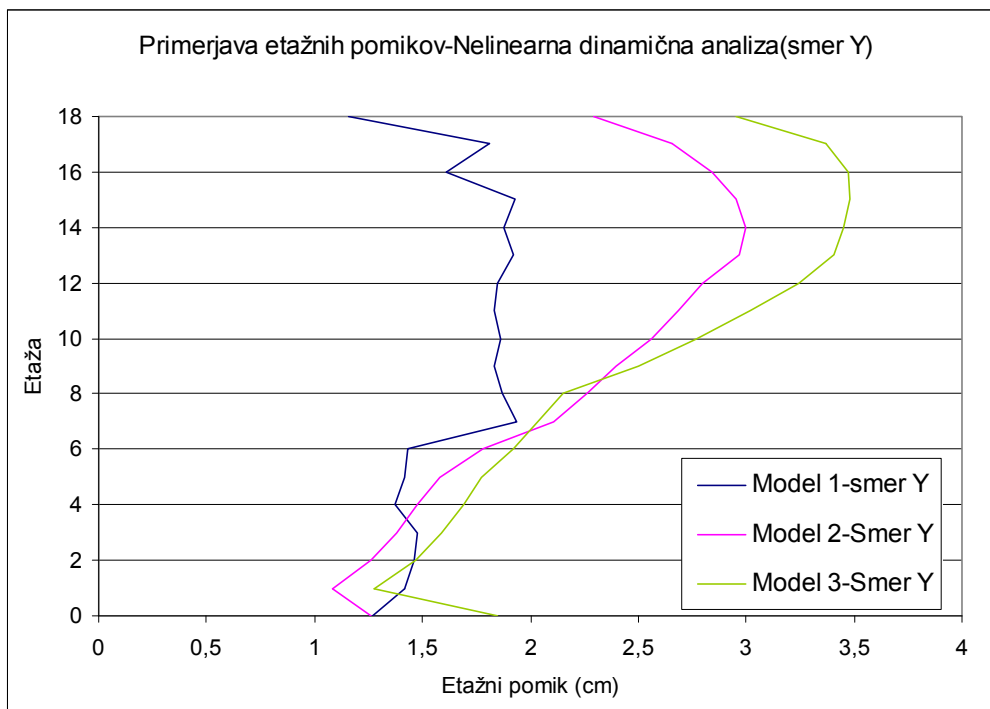
Preglednica 9-2:Primerjava maksimalnih pomikov na vrhu

<i>Relativni pomik v % ($\Delta u/h$)</i>	<i>Mak. Pomik (cm)</i>		<i>Relativni pomik v % ($\Delta u/h$)</i>			
	<i>Smer X</i>	<i>Smer Y</i>	<i>V mejnem stanju</i>		<i>V MSU-100 letni potres (kontrola poškodb)</i>	
<i>Model 1</i>	<i>Smer X</i>	<i>Smer Y</i>	<i>Smer X</i>	<i>Smer Y</i>	<i>Smer X</i>	<i>Smer Y</i>
<i>Modalna analiza</i>	1,5	2,15	0,43%	0,61%	0,17%	0,25%
<i>Nelinearna statična analiza</i>		1,63		0,47%		0,19%
<i>Nelinearna dinamična analiza</i>		1,94		0,55%		0,22%
<i>Model 2</i>	<i>Smer X</i>	<i>Smer Y</i>	<i>Smer X</i>	<i>Smer Y</i>	<i>Smer X</i>	<i>Smer Y</i>
<i>Modalna analiza</i>	5,93	6,6	1,69%	1,89%	0,68%	0,75%
<i>Nelinearna statična analiza</i>	1,69	1,19	0,48%	0,34%	0,19%	0,14%
<i>Nelinearna dinamična analiza</i>	3,78	3	1,08%	0,86%	0,43%	0,34%
<i>Model 3</i>	<i>Smer X</i>	<i>Smer Y</i>	<i>Smer X</i>	<i>Smer X</i>	<i>Smer X</i>	<i>Smer Y</i>
<i>Modalna analiza</i>	5,58	5,05	1,59%	1,44%	0,64%	0,58%
<i>Nelinearna statična analiza</i>	1,65	1,56	0,47%	0,45%	0,19%	0,18%
<i>Nelinearna dinamična analiza</i>	3,43	3,48	0,98%	0,99%	0,39%	0,40%

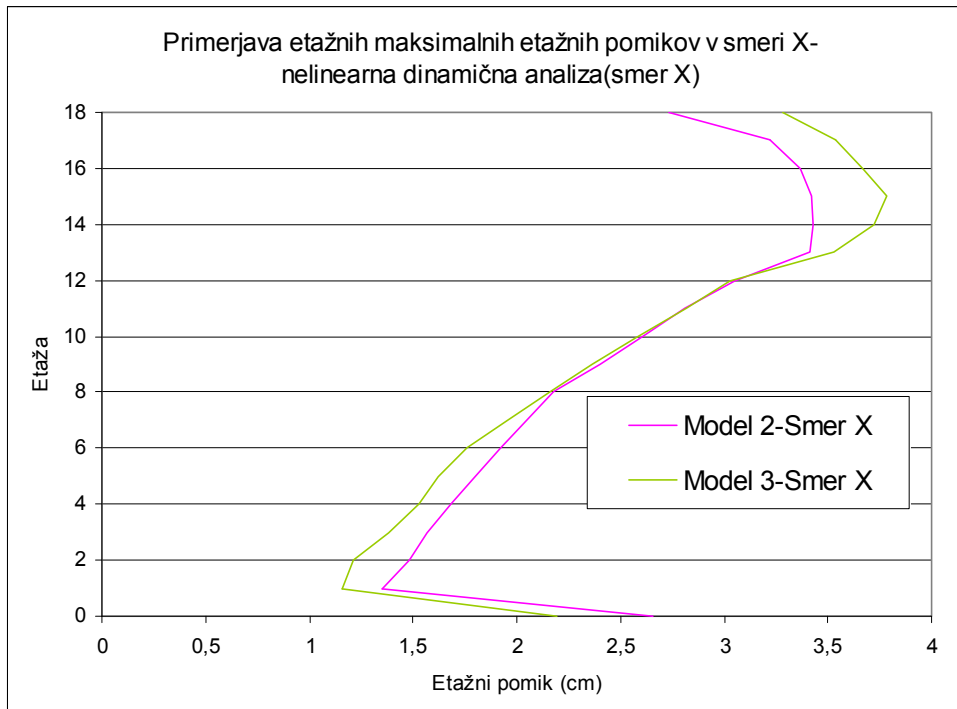
Preglednica 9-3:Primerjava maksimalnih etažnih pomikov

Iz primerjave pomika na vrhu v preglednici 9-2 vidimo, da je model 1 najmanj podajen izmed vseh treh konstrukcijskih modelov. Modela 2 in 3 sta precej bolj podajna. V smeri Y je bolj podajen model 3. Za smer X pa je zanimivo, da ima model 2 večji pomik pri dinamični analizi, čeprav je bil pomik pri modalni analizi manjši kot pri modalni analizi modela 3.

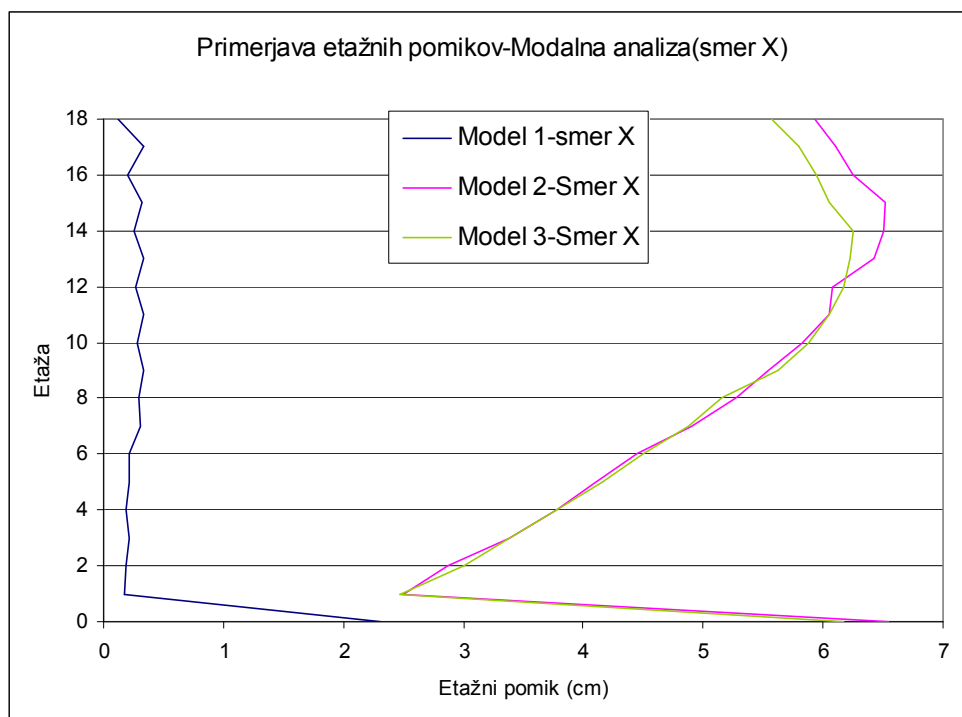
Iz preglednice 9-3 je razvidno, da so relativni etažni pomiki v primeru modalne analize precej večji, kot pri ostalih dveh analizah, v primeru vseh analiz so relativni etažni pomiki manjši od 2%, v primeru kontrole poškodb pa so relativni etažni pomiki pri nelinearni statični in dinamični analizi pri vseh treh modelih manjši od 0,05%-omejitev za krhke nekonstrukcijske elemente, medtem, ko so pri modalni nekoliko večji, vseeno pa so manjši od 0,075%-omejitev za duktilne nekonstrukcijske elemente.



Slika 9-1: Primerjava etažnih maksimalnih etažnih pomikov v smeri Y vse 3 modele(nelinearna dinamična analiza)



Slika 9-2: Primerjava etažnih maksimalnih etažnih pomikov v smeri X za model 2 in 3 (nelinearna dinamična analiza)



Slika 9-3: Primerjava etažnih maksimalnih etažnih pomikov v smeri X vse 3 modele(modalna analiza)

V Preglednicah 9-2 in slikah 9-1 do 9-3 so primerjani maksimalni etažni pomiki za vse tri konstrukcije. Etažni pomiki pri modelih 2 in 3 so skoraj povsem enaki pri modalni analizi v smeri X. To je logično saj imata modela zelo podoben razpored povezij v X smeri (slika 9-3). Tudi pri dinamični analizi se zelo malo razlikujejo(slika 9-2). Razlika pa je v razporedu pomikov po višini, ki se pri objektih 2 in 3 po višini povečujejo, razen 1 etaže, kjer so pomiki tudi veliki, ker je pritličje dvojne višine.

9.3 TEŽE KONSTRUKCIJ

Glede na uporabno površino objekta smo izračunali težo jeklene konstrukcije, ki odpade na 1m^2 .

	<i>Model 1</i>	<i>Model 2</i>	<i>Model 3</i>
Teža (ton)	1482	1671	1733
KN/m²	0,72	0,81	0,84

Preglednica 9-4:Teža jeklene konstrukcije

Konstrukcije si sledijo po težah od 1 do 3. Konstrukciji 2 in 3 sta podobno težki, 1 pa je malo lažja. Konstrukciji 2 in 3 sta kljub temu da je bilo za dimenzioniranje pri modalni analizi uporabljen večji faktor duktilnosti($q=4$) težji. Precej smo morali povečati elemente v

ekscentričnih povezjih, ki ne disipirajo energije, kar se odraža na teži. Sicer vsi elementi niso optimalno izkoriščeni, po drugi strani pa bi morali, če bi hoteli še bolj omejiti etažne pomike povečati togost povezij ali pa dodati še kakšno ekscentrično povezje.

10 ZAKLJUČEK IN SKLEPNE UGOTOVITVE

Z analizo jeklene stolpnice za katero smo naredili 3 različne konstrukcijske sisteme s tremi različnimi analizami smo prišli do naslednjih ugotovitev. Veter je bila v primeru tega objekta merodajna horizontalna obtežba. Visoke stavbe imajo ponavadi precej višje nihajne čase kot nižje stavbe. Nihajni čas vpliva na potresne sile pri modalni analizi, ki so zato zaradi oblike elastičnega spektra pospeškov precej manjše kot pri nižjih nihajnih časih. Projektni spekter pospeškov pride za stavbe z nihajnimi časi, ki so že za čase okoli 3 sekunde zelo malo manjši od elastičnega spektra pospeškov. V primeru modela 1, ki je imel nihajni čas manjši od 2s, so se pomiki pri modalni analizi precej dobro ujemali s pomiki, ki smo jih potem dobili pri dinamični analizi. Dobro so se ujemale tudi notranje sile, kar pomeni da je bil faktor duktilnosti objekta- q dobro izbran. Objekt se je zelo malo plastificiral. Do plastifikacije je prišlo le v nekaterih diagonalah. V primeru analize modelov 2 in 3, ki sta imeli nihajne čase okoli 3s smo uporabili projektni spekter pospeškov za vrednost faktorja duktilnosti $q=4$. Kot pa je razvidno iz grafa spektrov pospeškov na sliki 2-8 se ja na ta način projektni spekter pri nihajnem času 3s zelo malo zmanjšal. Izračunane pomike smo potem množili s faktorjem $q=4$ za namenom, da bi dobili prave pomike, ker smo elastični spekter zmanjšali s $q=4$. Vendar pa dejanske sile niso 4x večje in smo zato smo tudi pri dinamični anlizi dobili precej manjše pomike. Ti pomiki so bili za več kot 50% manjši od izračunanih pri modalni analizi. Po drugi strani pa smo v nekaterih elementih, ki ne bi smeli disipirati energije dobili večje notranje sile pri dinamični anlizi, kot pa pri modalni analizi. Če bi bili ti elementi bolj na meji nosilnosti, bi se pojavile plastifikacije. Notranje sile so bile v stebrih do 30%, pri diagonalah pa do 50% večje kot pri silah pri modalni analizi. Sicer pa v ostalih prečkah, ki bi se lahko plastificirale, do veliko plastifikacij ni prišlo. Strižni členi so se plastificirali vendar so bile plastifikacije dokaj majhne. To je tudi razumljivo saj je elastični spekter po katerem so bili skalirani akcelogrami le malo nad projektnim spektrom za $q=4$ s katerem so bile dimenzionirane konstrukcije in zato vzbujanje tal ni povzročilo precej večjih sil. Sklepamo lahko da bi bilo za konstrukcije z višjimi nihajnimi časi primerneje uporabiti nižji faktor duktilnosti, saj bi na ta način bili tudi nedisipativni elementi močnejši in bi dobili pri dinamični analizi bolj podobne, oziroma manjše notranje sile, pa tudi pomiki bi bili bolj primerljivi z rezultati dinamične analize, v določeni meri so na rezultate vplivali tudi rezultati poenostavljene metode, pri kateri predvsem v višjih etažah dobimo nekoliko večje pomike in sile kot z natančnejšo metodo direktne integracije.

Iz analiz nelinearne statične analize smo dobili rezultate, da so bile vse tri konstrukcije za projektni pospešek tal globalno še zmeraj v elastičnem območju. Do nekaterih plastifikacij je pri pomiku, ki naj bi ustrezal zahtevam potresa sicer prišlo vendar pa te niso veliko vplivale na globalno obnašanje konstrukcije. Metoda da enake ciljne pomike za konstrukcije z nihajnimi časi od 2 do 6s, ta ciljni pomik pa je bil precej podoben tistim, ki smo jih dobili z dinamično analizo. Metoda sicer ni najboljša za konstrukcije s tako velikimi nihajnimi časi, dobimo pa dobro informacijo o obnašanju konstrukcije, predvsem pa vidimo kateri elementi se plastificirajo in kako se razvija porušni mehanizem. S pomočjo te metode za konstrukcije z velikimi nihajnimi časi ni mogoče določiti faktorja obnašanja. Videli smo, da so se je v vseh 3 objektih pravilno razvijal plastični mehanizem. Iz grafov pushover krivulj lahko tudi zelo dobro razberemo pri katerem pomiku se začne konstrukcija plastificirati, kakšen je mejni pomik pri porušitvi in kakšna je dodatna nosilnost konstrukcije.

Nelinearna dinamična analiza se izkaže kot zelo dobra in z njo lahko potrdimo, ali smo objekt dobro dimenzionirali. Za še bolj natančno analizo bi morali uporabiti še več akcelogramov, saj bi tako dobili še bolj zanesljive rezultate, bolj natančno bi morali modelirati nelinearno obnašanje materiala. Nelinearna dinamična analiza se izkaže kot računsko zelo dolgotrajen postopek in tudi analiza rezultatov nam vzame veliko časa. Vendar pa lahko z še boljšimi računalniki in boljšimi programi pričakujemo, da se bo ta metoda začela vse več uporabljati. Preverili smo tudi poenostavljeno-hitro integracijsko metodo v programu SAAP, ki smo jo uporabili pri modelih 2 in 3, kjer je imel program z direktno integracijo težave in ni mogel konvergirati. Metoda se je izkazala kot dober približek. Za še boljšo nelinearno dinamično analizo bi bilo zelo dobro uporabiti kakšen drug program, ker se SAAP tudi ne izkaže za najboljšega. Slabosti programa so slaba konvergenca v primeru nelinearnih analiz pri bolj kompleksnih konstrukcijah in pa da program nima enostavnih možnosti za podajanje lastnosti histereznih zank za elemente z nelinearnim obnašanjem.

11 SEZNAM LITERATURE

- [1] Beg, D. 1999. Projektiranje jeklenih konstrukcij po evropskem predstandardu ENV 1993-1-1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 219 str.
- [2] Eurocode 1. Slovenski predstandard SIST ENV 1991-1-4
- [3] Eurocode 8. 2005. EN 1998-1: Projektiranje stavb na potres.
- [4] Fajfar, P. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni analizi.
- [5] Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 550 str
- [6] Michael Y. L. C. High rise manual. Birkhauser
- [7] Munro, D. 2003. New building for Swiss Re, New Steel construction. 11. str 26-28.
European Convention for Constructional Steelwork. 2005. Architecture Steel Stahl Acier.20 str.
- [8] Rosario, M. Longo, A. Piluso, V. Plastic design of seismic resistant V-braced frames. University of Salerno. Eurosteel 2005
- [9] Rosario, M. Longo, A. Piluso, V. Plastic design of seismic resistant X-braced frames frames. University of Salerno
- [10] Sachs, P. 1986. Uticaj vetra na konstrukcije. Beograd, Građevinska knjiga: 439 str.