

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,  
Konstrukcijska smer

Kandidatka:

**Eva Lovrenčič**

# **Primerjava različnih metod potresne analize na primeru 15 nadstropne jeklene stavbe**

**Diplomska naloga št.: 2963**

**Mentor:**  
prof. dr. Darko Beg

Ljubljana, 28. 6. 2007

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisana EVA LOVRENČIČ izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:  
»PRIMERJAVA RAZLIČNIH METOD POTRESNE ANALIZE NA PRIMERU 15  
NADSTROPNE JEKLENE STAVBE«.

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

Ljubljana, 18.06.2007

Eva Lovrenčič

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

UDK:	624.014.2:624.042.7(043.2)
Avtor:	Eva Lovrenčič
Mentor:	prof. dr. Darko Beg, univ. dipl. inž.grad.
Naslov:	Primerjava različnih metod potresne analize na primeru 15 etažne jeklene stavbe
Obseg in oprema:	111 str., 64 preg., 53 sl., 50 en.
Ključne besede:	jeklene stavbe, modalna analiza, nelinearne analize, Pushover, časovni odziv

### Izvleček

Tema diplomske naloge je kot že naslov pove, primerjava različnih metod potresne analize. Uporabljene so bile tako linearne kot tudi nelinearne analize. Primerjali smo modalno analizo s spektri odziva, nelinearno statično analizo (Pushover) in nelinearno analizo časovnega odziva. Obravnavano stavbo, ki ima tloris pravokotne oblike, višine 60,5 m, smo najprej projektirali s pomočjo modalne analize s spektri odziva. V nadaljevanju smo uporabili obe nelinearni analizi za opazovanje konstrukcije med delovanjem potresnega vpliva. Pri nelinearni statični analizi ( Pushover) nas je zanimal ciljni pomik konstrukcije in nato smo opazovali, kaj se s konstrukcijo dogaja pri tem pomiku. Pri nelinearni analizi časovnega odziva smo konstrukcijo obremenili z gibanjem tal, določenim na osnovi izbranih akcelerogramov, izmerjenih med potresi. Pri vseh treh analizah smo kontrolirali pomike (etažne in na vrhu) in nosilnost, pri nelinearnih pa tudi morebitno plastifikacijo elementov.

## BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.014.2:624.042.7(043.2)  
Author: Eva Lovrenčič  
Supervisor: prof. dr. Darko Beg  
Title: Comparison of different methods of seismic analysis on an example of a 15-storey steel building  
Notes: 111 p., 64 tab., 53 fig., 50 eq.  
Key words: steel frames, modal analysis, nonlinear analysis, Pushover, time history

### Abstract

The present thesis focuses, as we can see from the title, on comparison of three different analyses, which we used. We compared a modal response-spectrum analysis, nonlinear static analysis, also known as Pushover analysis and nonlinear time history analysis. The steel building which was analyzed is rectangular in plan and is 60,5 m high. At the beginning we have used modal analysis for designing the building. We proceed analyzing the structure by using nonlinear static and dynamic analysis. We used those two analyses for observing the response of the structure against the earthquake. At nonlinear static analyze we had to calculate the target displacement, and later we observed the response of the structure at target displacement. Ground motion at the time history analysis was defined from selected seismic records. We observed joint displacement in every storey and displacement on the top of the building. For every analysis we have also checked carrying-capacity and maximum plastic deformations.

## **ZAHVALA**

Najprej bi se zahvalila mentorju prof. dr. Darku Begu za usmerjanje in pomoč pri izdelavi diplomske naloge.

Predvsem pa bi se rada zahvalila mami za vso podporo in razumevanje tekom študija.



## KAZALO VSEBINE

	<b>UVOD .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OPIS STAVBE.....</b>	<b>2</b>
2.1	Predstavitev modelov .....	3
2.1.1	Model I – pomični okvir .....	3
2.1.2	Model II – centrično povezje .....	4
2.1.3	Model III in IV – ekscentrično povezje.....	6
2.2	Obtežba.....	8
2.2.1	Lastna in stalna obtežba.....	8
2.2.1.1	Streha.....	8
2.2.1.2	Fasada.....	8
2.2.1.3	Medetažna konstrukcija.....	8
2.2.2	Koristna obtežba.....	8
2.2.2.1	Kategorija površin stavbe .....	9
2.2.2.2	Streha.....	9
2.2.3	Porazdelitev obtežbe na konstrukcijo .....	9
2.2.4	Obtežba vetra.....	10
2.2.4.1	Referenčna hitrost vetra .....	10
2.2.4.2	Zunanji pritisk vetra .....	10
<b>3</b>	<b>PROJEKTIRANJE STAVBE PO SIST EN 1998-1.....</b>	<b>17</b>
3.1	Osnovni zahtevi.....	17
3.1.1	Zahteva po odpornosti na porušitev .....	17
3.1.2	Zahteva po omejitvi poškodb.....	17
3.1.3	Merila za izpolnitev osnovnih zahtev .....	17
3.2	Značilnosti tal in potresni vpliv .....	17
3.2.1	Identifikacija tipa tal.....	17
3.2.2	Potresni vpliv .....	18
3.2.3	Prikaz potresnega vpliva.....	18
3.2.3.1	Projektni spekter za elastično analizo.....	18
3.2.4	Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi .....	19
3.3	Osnovni principi pri zasnovi stavb.....	20
<b>4</b>	<b>MODALNA ANALIZA S SPEKTRI ODZIVA .....</b>	<b>21</b>
4.1	Splošno o analizi .....	21
4.2	Kombinacija koeficientov za spremenljive vplive.....	21

4.3	Faktor pomembnosti stavbe.....	22
4.4	Izbrani koncept projektiranja konstrukcijskih modelov .....	22
4.5	Izbran material .....	22
4.6	Spekter odziva.....	23
4.7	Slučajna ekscentričnost .....	23
4.8	Kombinacija učinkov komponent potresnega vpliva.....	23
4.9	Model I – pomični okvir .....	24
4.9.1	Pravila za projektiranje za pomične okvire.....	24
4.9.2	Prečke .....	24
4.9.3	Stebri.....	24
4.9.3.1	Teorija drugega reda.....	25
4.9.4	Izbrani profili .....	26
4.9.5	Mejno stanje uporabnosti .....	27
4.9.5.1	Kontrola etažnih pomikov.....	27
4.10	Model II – centrično povezje.....	28
4.10.1	Projektiranje nateznih diagonal .....	28
4.10.2	Prečke in stebri .....	29
4.10.2.1	Teorija drugega reda.....	30
4.10.3	Izbrani profili .....	30
4.10.4	Mejno stanje uporabnosti .....	32
4.10.4.1	Kontrola etažnih pomikov.....	32
4.11	Model III – ekscentrično povezje.....	32
4.11.1	Projektiranje okvirjev z ekscentričnimi povezji .....	33
4.11.1.1	Seizmični člen.....	33
4.11.1.2	Dodatno varovani elementi .....	35
4.11.2	Izbrani profili .....	35
4.11.3	Teorija drugega reda.....	38
4.11.4	Mejno stanje uporabnosti .....	39
4.11.4.1	Kontrola etažnih pomikov.....	39
4.12	Model IV – ekscentrično povezje.....	39
4.12.1	Izbrani profili .....	40
4.12.2	Teorija drugega reda.....	42
4.12.3	Mejno stanje uporabnosti .....	43
4.13	Vzdolžna smer – centrično povezje .....	44
4.13.1	Izbrani profili .....	44
4.13.2	Teorija drugega reda.....	45
4.13.3	Mejno stanje uporabnosti .....	46
4.13.3.1	Kontrola etažnih pomikov.....	46



<b>5</b>	<b>KONTROLA VETRA</b> .....	<b>48</b>
5.1	Obtežne kombinacije.....	48
5.1.1	Mejno stanje nosilnosti.....	48
5.1.2	Mejno stanje uporabnosti .....	48
5.2	Konstrukcijski model I.....	48
5.2.1	Kontrola nosilnosti .....	48
5.2.2	Kontrola uporabnosti.....	49
5.2.2.1	Kontrola etažnih pomikov .....	49
5.2.2.2	Kontrola pomika na vrhu .....	49
5.3	Konstrukcijski model II.....	50
5.3.1	Kontrola nosilnosti .....	50
5.3.2	Kontrola uporabnosti.....	51
5.3.2.1	Kontrola etažnih pomikov .....	51
5.3.3	Kontrola pomika na vrhu .....	51
5.4	Konstrukcijski model III.....	51
5.4.1	Kontrola nosilnosti .....	51
5.4.2	Kontrola uporabnosti.....	53
5.4.2.1	Kontrola etažnih pomikov .....	53
5.4.2.2	Kontrola pomika na vrhu .....	53
5.5	Konstrukcijski model IV .....	53
5.5.1	Kontrola nosilnosti .....	53
5.5.2	Kontrola uporabnosti.....	55
5.5.2.1	Kontrola etažnih pomikov .....	55
5.5.2.2	Kontrola pomika na vrhu .....	55
<b>6</b>	<b>NELINEARNA STATIČNA ANALIZA</b> .....	<b>56</b>
6.1	Splošno o analizi .....	56
6.1.1	Opis analize .....	56
6.1.2	Določitev ciljnega pomika za nelinearno statično analizo.....	56
6.2	Nelinearna statična analiza za posamezne modele .....	59
6.2.1	Prečna smer.....	59
6.2.1.1	Konstrukcijski model I.....	59
6.2.1.2	Konstrukcijski model II .....	63
6.2.1.3	Konstrukcijski model III.....	67
6.2.1.4	Konstrukcijski model IV .....	71
6.2.2	Vzdolžna smer.....	75
<b>7</b>	<b>NELINEARNA ANALIZA ČASOVNEGA ODZIVA</b> .....	<b>80</b>

7.1	Splošno o analizi.....	80
7.2	Akcelerogrami.....	80
7.3	Elementi z nelinearnim obnašanjem .....	82
7.3.1	Natezne diagonale .....	83
7.3.1.1	Omejitev plastičnih deformacij .....	84
7.3.2	Seizmični členi.....	85
7.3.2.1	Omejitev plastičnih deformacij .....	85
7.4	Prečna smer.....	86
7.4.1	Konstrukcijski model I.....	86
7.4.1.1	Povprečje sedmih akcelerogramov.....	86
7.4.1.2	Kontrola pomikov .....	86
7.4.1.3	Kontrola plastifikacij elementov .....	88
7.4.2	Konstrukcijski model II .....	88
7.4.2.1	Povprečje sedmih akcelerogramov.....	89
7.4.2.2	Kontrola pomikov .....	89
7.4.2.3	Deformacije elementov .....	90
7.4.3	Konstrukcijski model III.....	92
7.4.3.1	Povprečje sedmih akcelerogramov.....	93
7.4.3.2	Kontrola etažnih pomikov.....	93
7.4.3.3	Kontrola deformacij elementov .....	94
7.4.4	Konstrukcijski model IV .....	97
7.4.4.1	Povprečje sedmih akcelerogramov.....	97
7.4.4.2	Kontrola etažnih pomikov.....	97
7.4.4.3	Kontrola deformacij elementov .....	98
7.5	Vzdolžna smer .....	100
7.5.1	Konstrukcijski model I.....	100
7.5.1.1	Povprečje sedmih akcelerogramov.....	100
7.5.1.2	Kontrola etažnih pomikov.....	101
7.5.1.3	Kontrola deformacij elementov .....	102
8	PRIMERJAVA REZULTATOV ANALIZ .....	105
8.1	Modalna analiza s spektrom odziva .....	105
8.1.1	Primerjava bistvenih nihajnih časov.....	105
8.1.2	Primerjava pomikov na vrhu.....	105
8.1.3	Primerjava celotne strižne sile.....	106
8.2	Nelinearna statična analiza (»Pushover«).....	106
8.3	Nelinearna analiza časovnega odziva .....	107
8.3.1	Primerjava pomikov na vrhu.....	107

<b>8.4</b>	<b>Primerjava analiz med seboj .....</b>	<b>107</b>
<b>8.4.1</b>	<b>Primerjava pomikov na vrhu .....</b>	<b>107</b>
<b>8.4.2</b>	<b>Primerjava plastificiranih elementov .....</b>	<b>108</b>
<b>9</b>	<b>ZAKLJUČEK .....</b>	<b>109</b>
	<b>VIRI .....</b>	<b>111</b>

## KAZALO SLIK

SLIKA 2-1: TLOVIS OBJEKTA.....	2
SLIKA 2-2: VZDOLŽNI PREREZ STAVBE.....	3
SLIKA 2-3: KONSTRUKCIJSKI MODEL I.....	4
SLIKA 2-4: KONSTRUKCIJSKI MODEL II (PREČNA SMER).....	5
SLIKA 2-5: TLOVIS OBJEKTA Z OZNAČENIMI POZICIJAMI POVEZIJ.....	5
SLIKA 2-6: KONSTRUKCIJSKI MODEL III (PREČNA SMER).....	6
SLIKA 2-7: KONSTRUKCIJSKI MODEL IV (PREČNA SMER).....	7
SLIKA 2-8: PZITIVNE IN NEGATIVNE SMERI PRITISKA VETRA.....	10
SLIKA 2-9: REFERENČNA VIŠINA $Z_E$ GLEDE NA RAZMERJE H/B.....	12
SLIKA 2-10: KOEFICIENT IZPOSTAVLJENOSTI KOT FUNKCIJA VIŠINE GLEDE NA KATEGORIJU TERENA.....	12
SLIKA 2-11: DOLOČITEV OBTEŽBE VETRA NA STENE.....	13
SLIKA 2-12: DOLOČITEV OBTEŽBE VETRA NA STREHO.....	14
SLIKA 4-1: PROJEKTNJA SPEKTRA.....	23
SLIKA 6-1: ODNOS MED PREČNO OBTEŽBO IN POMIKOM.....	57
SLIKA 6-2: DOLOČITEV CILJNEGA POMIKA ZA EKVALENTEN SDOF SISTEM.....	58
SLIKA 6-3: KRIVULJI ODNOSA MED PREČNO SILO IN POMIKOM ZA MODEL I V PREČNI SMERI.....	60
SLIKA 6-4: GRAFIČNA DOLOČITEV $D_V^*$ IN $F_V^*$ ZA MODEL I V PREČNI SMERI.....	60
SLIKA 6-5: GRAFIČNA DOLOČITEV CILJNEGA POMIKA ZA MODEL I V PREČNI SMERI.....	61
SLIKA 6-6: PLASTIČNI ČLENKI PO OBREMENJEVANJU POMIČNEGA OKVIRJA.....	62
SLIKA 6-7: PLASTIČNI ČLENKI PRI CILJNEM POMIKU 0,29 M ZA MODEL I V PREČNI SMERI.....	63
SLIKA 6-8: KRIVULJI ODNOSA MED PREČNO SILO IN POMIKOM ZA MODEL II V PREČNI SMERI.....	63
SLIKA 6-9: GRAFIČNA DOLOČITEV $D_V^*$ IN $F_V^*$ ZA MODEL II V PREČNI SMERI.....	64
SLIKA 6-10: PLASTIČNI ČLENKI PO OBREMENJEVANJU OKVIRJA S CENTRIČNIM POVEZJEM.....	64
SLIKA 6-11: GRAFIČNA DOLOČITEV CILJNEGA POMIKA ZA MODEL II V PREČNI SMERI.....	66
SLIKA 6-12: KRIVULJA ODNOSA SILO POMIK ZA CILJNI POMIK 0,31M ZA MODEL II.....	66
SLIKA 6-13: PLASTIČNI ČLENKI PRI CILJNEM POMIKU 0,31 M ZA MODEL II V PREČNI SMERI.....	67
SLIKA 6-14: KRIVULJI ODNOSA MED PREČNO SILO IN POMIKOM ZA MODEL III V PREČNI SMERI.....	68
SLIKA 6-15: GRAFIČNA DOLOČITEV $D_V^*$ IN $F_V^*$ ZA MODEL III V PREČNI SMERI.....	68
SLIKA 6-16: GRAFIČNA DOLOČITEV CILJNEGA POMIKA ZA MODEL III V PREČNI SMERI.....	69
SLIKA 6-17: PLASTIČNI ČLENKI PO OBREMENJEVANJU OKVIRJA Z EKSCENTRIČNIM POVEZJEM.....	70
SLIKA 6-18: PLASTIČNI ČLENKI PRI CILJNEM POMIKU 0,31 M ZA MODEL III V PREČNI SMERI.....	71
SLIKA 6-19: KRIVULJI ODNOSA MED PREČNO SILO IN POMIKOM ZA MODEL IV.....	72
SLIKA 6-20: GRAFIČNA DOLOČITEV $D_V^*$ IN $F_V^*$ ZA MODEL IV V PREČNI SMERI.....	72
SLIKA 6-21: GRAFIČNA DOLOČITEV CILJNEGA POMIKA ZA MODEL IV V PREČNI SMERI.....	73
SLIKA 6-22: PLASTIČNI ČLENKI PO OBREMENJEVANJU OKVIRJA Z EKSCENTRIČNIM POVEZJEM.....	74
SLIKA 6-23: PLASTIČNI ČLENKI PRI CILJNEM POMIKU 0,32 M ZA MODEL IV V PREČNI SMERI.....	75

SLIKA 6-24: KRIVULJI ODNOSA MED PREČNO SILO IN POMIKOM ZA VZDOLŽNO SMER .....	76
SLIKA 6-25: GRAFIČNA DOLOČITEV $D_y^*$ IN $F_y^*$ ZA VZDOLŽNO SMER.....	76
SLIKA 6-26: GRAFIČNA DOLOČITEV CILJNEGA POMIKA V VZDOLŽNI SMERI.....	77
SLIKA 6-27: PLASTIČNI ČLENKI PO OBREMENJEVANJU KONSTRUKCIJE V VZDOLŽNI SMERI .....	78
SLIKA 6-28: PLASTIČNI ČLENKI PRI CILJNEM POMIKU 0,3 M .....	79
SLIKA 7-1: VEČ-LINEAREN PLASTIČEN »TAKEDA« ELEMENT .....	84
SLIKA 7-2: DOLOČITEV NELINEARNEGA OBNAŠANJA ZA NATEZNO DIAGONALO .....	84
SLIKA 7-3: HISTERETIČNO OBNAŠANJE PO WENU .....	85
SLIKA 7-4: POVPREČJE NORMIRANIH AKCELEROGRAMOV ZA MODEL I V PREČNI SMERI.....	86
SLIKA 7-5: POVPREČJE NORMIRANIH AKCELEROGRAMOV ZA MODEL II V PREČNI SMERI.....	89
SLIKA 7-6: PRIKAZ PLASTIFICIRANIH DIAGONAL V PREČNI SMERI .....	92
SLIKA 7-7: POVPREČJE NORMIRANIH AKCELEROGRAMOV ZA MODEL III V PREČNI SMERI .....	93
SLIKA 7-8: PRIKAZ PLASTIFICIRANIH SEIZMIČNIH ČLENOV V PREČNI SMERI .....	96
SLIKA 7-9: POVPREČJE NORMIRANIH AKCELEROGRAMOV ZA MODEL IV VPREČNI SMERI.....	97
SLIKA 7-10: PRIKAZ PLASTIFICIRANIH SEIZMIČNIH ČLENOV .....	99
SLIKA 7-11: POVPREČJE NORMIRANIH AKCELEROGRAMOV ZA VZDOLŽNO SMER .....	100
SLIKA 7-12: PLASTIFIKACIJA DIAGONAL V VZDOLŽNI SMERI.....	103

## KAZALO PREGLEDNIC

PREGLEDNICA 2-1: ZUNANJI PRITISK VETRA V SMERI X NA STENE.....	14
PREGLEDNICA 2-2: ZUNANJI PRITISK VETRA V SMERI X NA STREHO .....	15
PREGLEDNICA 2-3: ZUNANJI PRITISK VETRA V SMERI Y NA STENE.....	15
PREGLEDNICA 2-4: ZUNANJI PRITISK VETRA V SMERI Y NA STREHO .....	16
PREGLEDNICA 4-1: IZBRANI FAKTOR OBNAŠANJA .....	22
PREGLEDNICA 4-2: KONTROLA TEORIJE DRUGEGA REDA ZA KONSTRUKCIJSKI MODEL I V SMERI X.....	25
PREGLEDNICA 4-3: NIHAJNI ČASI IN PARTICIPACIJA MODALNIH MAS ZA MODEL I .....	26
PREGLEDNICA 4-4: FAKTORJI DODATNE NOSILNOSTI ZA MODEL I V SMERI X.....	26
PREGLEDNICA 4-5: IZBRANI PROFILI ZA POMIČNI OKVIR V SMERI X.....	27
PREGLEDNICA 4-6: KONTROLA ETAŽNIH POMIKOV ZA MODEL I V PREČNI SMERI .....	27
PREGLEDNICA 4-7: IZBRANE DIAGONALE PO ETAŽAH ZA MODEL II .....	29
PREGLEDNICA 4-8: KONTROLA TEORIJE DRUGEGA REDA ZA KONSTRUKCIJSKI MODEL II V SMERI X.....	30
PREGLEDNICA 4-9: NIHAJNI ČASI IN PARTICIPACIJA MODALNIH MAS ZA MODEL II .....	31
PREGLEDNICA 4-10: FAKTORJI DODATNE NOSILNOSTI ZA MODEL II V PREČNI SMERI .....	31
PREGLEDNICA 4-11: IZBRANI PROFILI PREČK IN STEBROV ZA MODEL II.....	31
PREGLEDNICA 4-12: KONTROLA ETAŽNIH POMIKOV ZA MODEL II V SMERI X .....	32
PREGLEDNICA 4-13: NIHAJNI ČASI IN PARTICIPACIJA MODALNIH MAS ZA MODEL III.....	35
PREGLEDNICA 4-14: VERTIKALNI SEIZMIČNI ČLENI PO ETAŽAH .....	36
PREGLEDNICA 4-15: FAKTORJI DODATNE NOSILNOSTI.....	37
PREGLEDNICA 4-16: IZBRANI PROFILI PREČK IN STEBROV ZA MODEL III V SMERI X.....	37
PREGLEDNICA 4-17: IZBRANI PROFILI DIAGONAL ZA MODEL III V PREČNI SMERI.....	37
PREGLEDNICA 4-18: KONTROLA TEORIJE DRUGEGA REDA ZA KONSTRUKCIJSKI MODEL III V SMERI X .....	38
PREGLEDNICA 4-19: KONTROLA ETAŽNIH POMIKOV ZA MODEL III V SMERI X.....	39
PREGLEDNICA 4-20: NIHAJNI ČASI IN PARTICIPACIJA MODALNIH MAS ZA MODEL IV.....	40
PREGLEDNICA 4-21: HORIZONTALNI SEIZMIČNI ČLENI PO ETAŽAH .....	40
PREGLEDNICA 4-22: FAKTORJI DODATNE NOSILNOSTI ZA MODEL IV ZA SMER X.....	41
PREGLEDNICA 4-23: IZBRANI PROFILI ZA EKSCENTRIČNO POVEZJE S HORIZONTALNIMI ČLENI .....	41
PREGLEDNICA 4-24: IZBRANI PROFILI DIAGONAL ZA MODEL IV V PREČNI SMERI .....	42
PREGLEDNICA 4-25: KONTROLA TEORIJE DRUGEGA REDA ZA KONSTRUKCIJSKI MODEL IV V SMERI X .....	42
PREGLEDNICA 4-26: KONTROLA ETAŽNIH POMIKOV ZA MODEL IV V SMERI X.....	43
PREGLEDNICA 4-27: IZBRANE DIAGONALE PO ETAŽAH ZA VZDOLŽNO SMER .....	44
PREGLEDNICA 4-28: FAKTORJI DODATNE NOSILNOSTI ZA VZDOLŽNO SMER .....	45
PREGLEDNICA 4-29: KONTROLA TEORIJE DRUGEGA REDA ZA SMER Y.....	45
PREGLEDNICA 4-30: KONTROLA ETAŽNIH POMIKOV ZA SMER Y.....	46
PREGLEDNICA 5-1: PROFILI STEBROV IN PREČK ZA MODEL I.....	48
PREGLEDNICA 5-2: PROFILI STEBROV IN PREČK ZA MODEL II .....	50

PREGLEDNICA 5-3: PROFILI DIAGONAL ZA MODEL II V X SMERI .....	50
PREGLEDNICA 5-4: PROFILI STEBROV IN PREČK ZA MODEL III.....	51
PREGLEDNICA 5-5: PROFILI VERTIKALNIH SEIZMIČNIH ČLENOV ZA MODEL III V X SMERI .....	52
PREGLEDNICA 5-6: PROFILI DIAGONAL ZA MODEL III V X SMERI.....	52
PREGLEDNICA 5-7: PROFILI STEBROV IN PREČK ZA MODEL IV .....	53
PREGLEDNICA 5-8: PROFILI HORIZONTALNIH SEIZMIČNIH ČLENOV ZA MODEL IV .....	54
PREGLEDNICA 5-9: PROFILI DIAGONAL ZA MODEL IV .....	54
PREGLEDNICA 7-1: OBMOČJE NIHAJNIH ČASOV MED $0,2 T_1$ IN $2 T_1$ .....	82
PREGLEDNICA 7-2: IZBRANI FAKTORJI K .....	82
PREGLEDNICA 7-3: KONTROLA ETAŽNIH POMIKOV ZA MODEL I ZA X SMER (OCENA) .....	87
PREGLEDNICA 7-4: KONTROLA ETAŽNIH POMIKOV ZA MODEL II V X SMERI (OCENA).....	89
PREGLEDNICA 7-5: RAZTEZKI DIAGONAL V PREČNI SMERI ZA MODEL II .....	90
PREGLEDNICA 7-6: KONTROLA PLASTIFIKACIJE PREČK ZA KONSTRUKCIJSKI MODEL II V X SMERI .....	91
PREGLEDNICA 7-7: KONTROLA ETAŽNIH POMIKOV ZA MODEL III ZA SMER X (OCENA) .....	93
PREGLEDNICA 7-8: KONTROLA PLASTIFIKACIJ ZA PREČKE ZA MODEL III V PREČNI SMERI .....	94
PREGLEDNICA 7-9: DEFORMACIJA SEIZMIČNIH ČLENOV ZA KONSTRUKCIJSKI MODEL III .....	95
PREGLEDNICA 7-10: KONTROLA ETAŽNIH POMIKOV ZA MODEL IV V SMERI X (OCENA) .....	97
PREGLEDNICA 7-11: DEFORMACIJA HORIZONTALNIH SEIZMIČNIH ČLENOV .....	98
PREGLEDNICA 7-12: KONTROLA ETAŽNIH POMIKOV ZA VZDOLŽNO SMER (OCENA) .....	101
PREGLEDNICA 7-13: RAZTEZKI DIAGONAL V VZDOLŽNI SMERI .....	102
PREGLEDNICA 7-14: KONTROLA PLASTIFIKACIJE PREČK V VZDOLŽNI SMERI .....	104
PREGLEDNICA 8-1: PRIMERJAVA NIHAJNIH ČASOV .....	105
PREGLEDNICA 8-2: PRIMERJAVA POMIKOV NA KOTI 60,5 M .....	105
PREGLEDNICA 8-3: PRIMERJAVA STRIŽNE SILE.....	106
PREGLEDNICA 8-4: PRIMERJAVA CILJNEGA POMIKA.....	106
PREGLEDNICA 8-5: PRIMERJAVA POMIKOV NA VRHU .....	107
PREGLEDNICA 8-6: PRIMERJAVA MAKSIMALNIH POMIKOV NA VRHU .....	107
PREGLEDNICA 8-7: PRIMERJAVA PLASTIFICIRANIH ELEMENTOV IN PLASTIČNIH DEFORMACIJ .....	108





## UVOD

Potres je del narave in kot takega ga ne moramo napovedati. Lahko pa bistveno zmanjšamo škodo, če dobro poznamo standard, analize in računalniške programe, s katerimi lahko učinkovito in natančno projektiramo konstrukcije na potresni vpliv.

Zastavljeni cilj diplomske naloge je bil primerjava različnih metod potresne analize. Konstrukcija, ki smo jo izbrali, je 15 etažna jeklena poslovna stavba, pravilne, pravokotne oblike, višine 60,5 m. Izbrali smo si štiri konstrukcijske modele, s katerimi modeliramo obravnavano jekleno stavbo. Modeli so v vzdolžni smeri med seboj enaki, medtem ko se v prečni smeri razlikujejo.

Analize, s katerimi preučujemo vpliv potresa na konstrukcije so linearne ali pa nelinearne. Linearna analiza je recimo modalna analiza s spektrom odziva. Če pa izpolnimo pogoje o regularnosti stavbe, ter pogoje glede omejitve osnovnih nihajnih časov, pa lahko stavbo analiziramo tudi z metodo z vodoravnimi silami. Poleg linearnih metod se uporabljajo tudi nelinearne metode, kot sta nelinearna statična analiza (»Pushover) in nelinearna dinamična analiza časovnega odziva. Te tri analize so tudi obravnavane v diplomski nalogi.

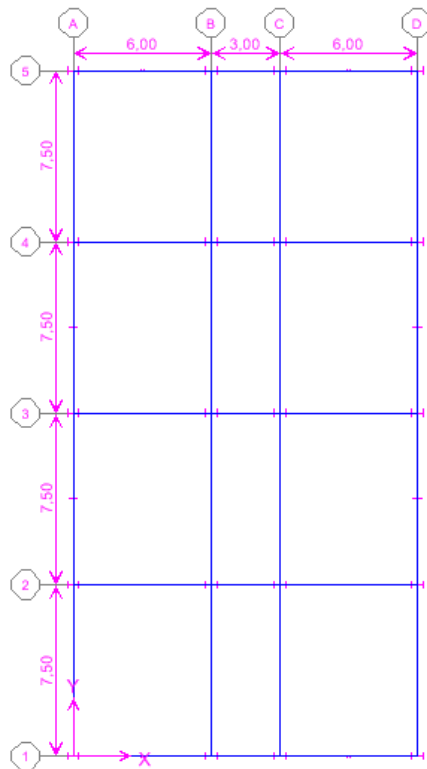
Za potresno analizo konstrukcije smo izbrali dva računalniška programa in sicer ETABS ter SAP2000. Z ETABS-om smo konstrukcijo projektirali z modalno analizo s spektri odziva ter opravili nelinearno statično analizo. Računalniški program SAP pa smo izbrali za nelinearno analizo časovnega odziva.

# 1 OPIS STAVBE

Stavba, obravnavana v diplomski nalogi, je poslovni objekt. Tlorisna površina (slika 2-1) je pravokotne oblike, velikosti 450 m<sup>2</sup> (15x30m). Glavno nosilno konstrukcijo sestavlja pet prečnih okvirov v razmaku 7,5 m. V vzdolžni smeri ima konstrukcija dve vertikalni povezji, ki ju tvorijo natezne diagonale. Objekt je visok 60,5 m. Višina prve etaže je 4,5 m, ostale etaže so enotne višine, in sicer 4 m. Streha je ravna. Fasada in streha sta iz montažnih panelov. Medetažna konstrukcija je sovprežni strop s profilirano pločevino.

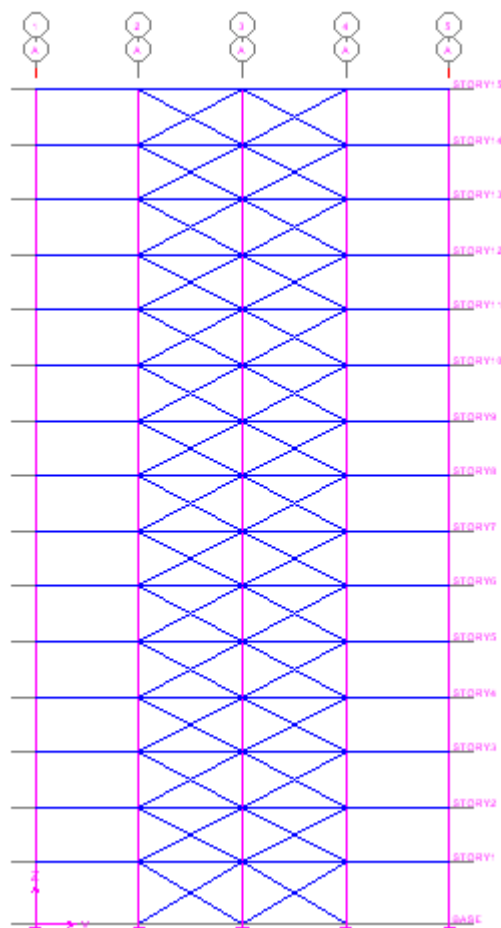
Stebri in prečke ter seizmični členi v konstrukciji so iz vroče valjanih I profilov, medtem ko so diagonale iz cevi.

V diplomski nalogi so obravnavani štiri različni modeli, ki se razlikujejo glede na prečni prerez, vzdolžni prerez (slika 2-2) pa ostaja enak. Tlorisna površina objekta ostaja enaka, spreminja se konstrukcijska zasnova, pa še ta le v prečni smeri.



Slika 1-1: Tloris objekta

Kot je razvidno iz slike 2-1, so v prečni smeri, t.j. v smeri osi  $x$ , tri polja. Zunanji dve polji sta široki 6 m, notranje polje pa 3 m. V vzdolžni smeri, t.j. v smeri osi  $y$ , pa so štiri enako široka polja, ki merijo 7,5 m.

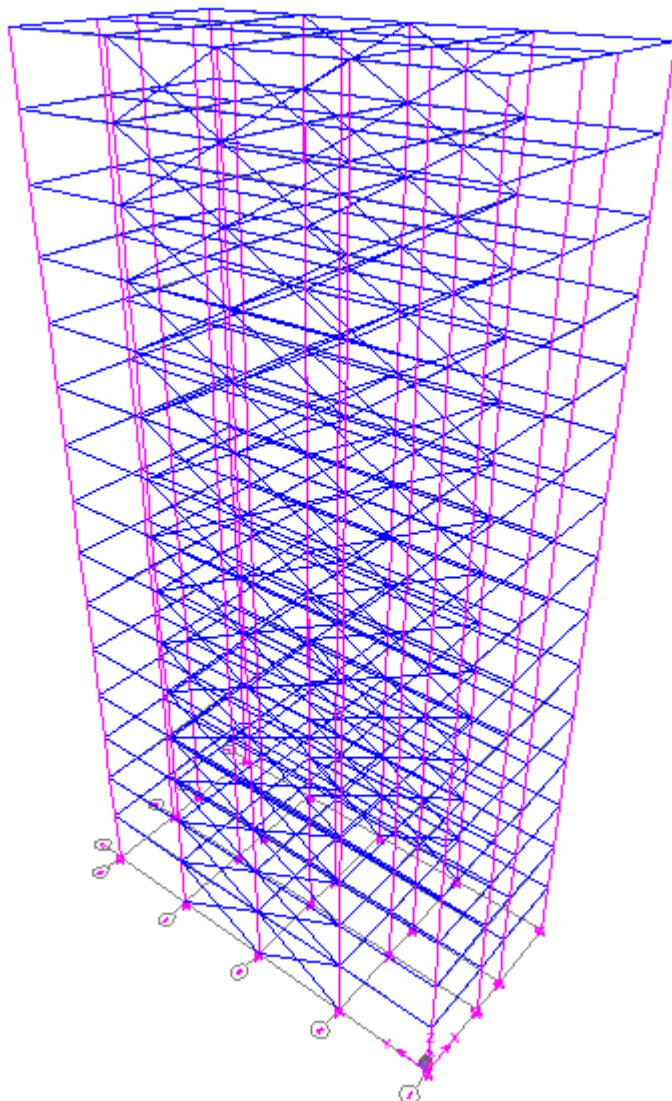


Slika 1-2: Vzdolžni prerez stavbe

## 1.1 Predstavitev modelov

### 1.1.1 Model I –pomični okvir

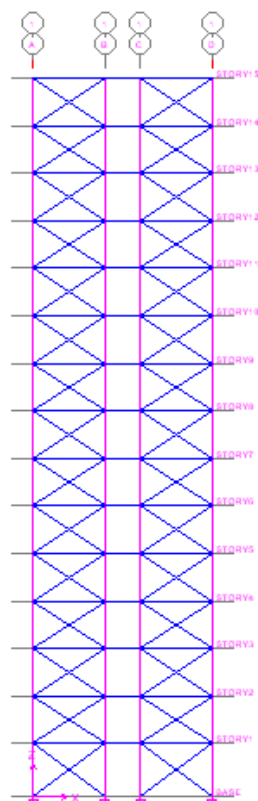
Konstrukcija se spreminja le v prečni smeri. Prvi model je zasnovan tako, da imamo v prečni smeri pet momentnih okvirov (slika 2-3), ki so v vzdolžni smeri povezani s prečkami in z dvema centričnima povezjema na vsaki strani, kot je to razvidno iz slike 2-2.



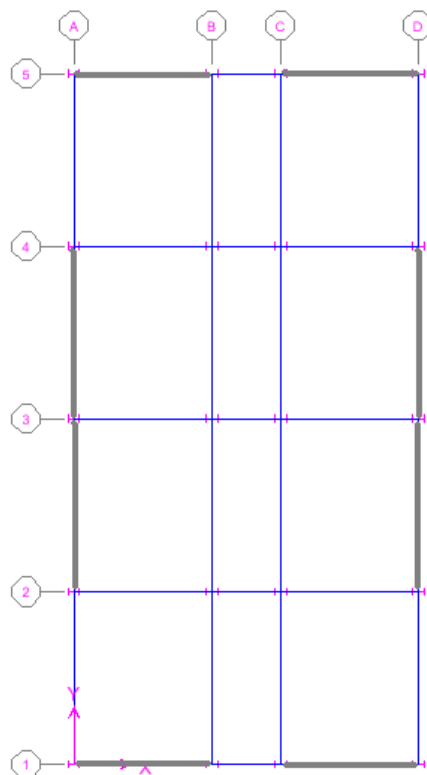
Slika 1-3: Konstrukcijski model I

### 1.1.2 Model II – centrično povezje

Pri drugem konstrukcijskem modelu imamo namesto momentnega okvira v prečni smeri centrično povezje, natančneje po dve povezji na vsaki strani. Povezji sta v zunanjih, širših poljih, kot je razvidno iz slike 2-4.



Slika 1-4: Konstrukcijski model II (prečna smer)

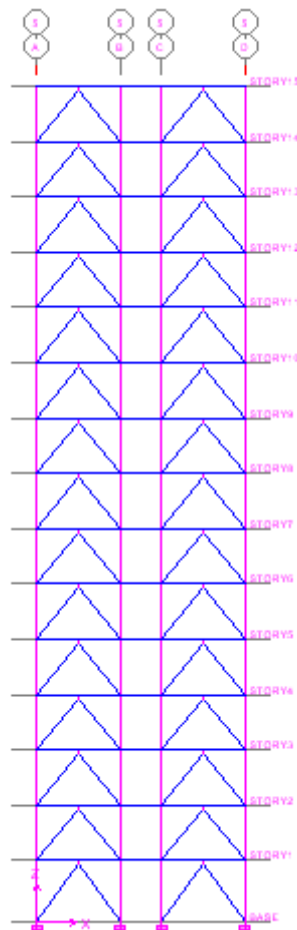


Slika 1-5: Tloris objekta z označenimi pozicijami povezij

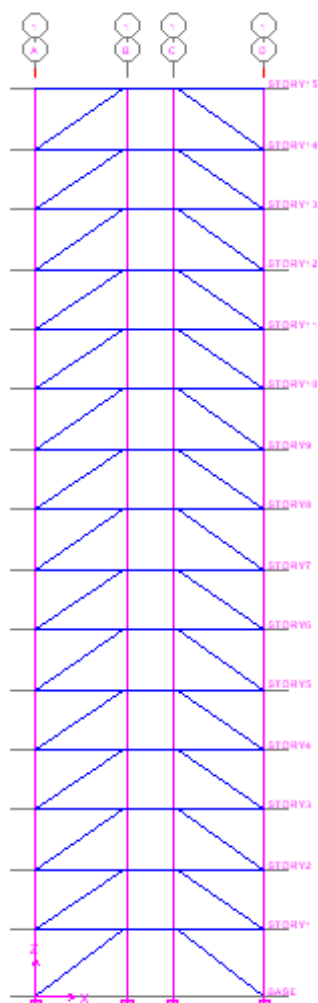
Na sliki 2-5 je prikazan tloris objekta, na katerem so z debelejšimi črtami prikazane pozicije povezij. Od štirih konstrukcijskih modelov trije vsebujejo tudi povezja. Povezja so pri teh modelih pozicionirana na istih mestih, kot kaže slika 2-5, razlikujejo se le vrste povezij. Enkrat imamo centrično, dvakrat pa ekscentrično povezje.

### 1.1.3 Model III in IV – ekscentrično povezje

Za tretji in četrti konstrukcijski model smo izbrali ekscentrično povezje. Oba modela sta vsebovala seizmične člene, le da so bili le ti v tretjem modelu vertikalni, v četrtem pa horizontalni. Modela sta zasnovan tako, da imata po dve povezji na vsaki strani. Povezja smo konstruirali v krajnih, daljših poljih. Na slikah 2-6 in 2-7 sta prikazana zunanja okvira v prečni smeri obeh konstrukcijskih modelov.



Slika 1-6: Konstrukcijski model III (prečna smer)



Slika 1-7: Konstrukcijski model IV (prečna smer)

Kot je razvidno iz slike 2-5, smo modelirali povezja samo v zunanje okvire konstrukcije. Sredinski okviri so sicer pomični, ker pa se notranji vpliv porazdeli v razmerju togosti, so obremenitve na notranje okvire bistveno manjše. Paziti je potrebno le, da se v primeru sredinskih okvirov zagotovijo šibkejšje prečke napram stebrom (»metoda varovalke«), kar pa nam je uspelo zagotoviti v vseh štirih konstrukcijskih modelih.

## 1.2 Obtežba

### 1.2.1 Lastna in stalna obtežba

#### 1.2.1.1 Streha

Strešni paneli.....0,3 kN/m<sup>2</sup>

Strešne lege.....0,2 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 0,5 \text{ kN/m}$$

#### 1.2.1.2 Fasada

Fasadni paneli .....0,4 kN/m<sup>2</sup>

Fasadna podkonstrukcija.....0,2 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

#### 1.2.1.3 Medetažna konstrukcija

Zaključni sloj.....0,1 kN/m<sup>2</sup>

Estrih.....1,25 kN/m<sup>2</sup>

Sovprežni strop.....2,13 kN/m<sup>2</sup>

Sekundarni nosilec.....0,3 kN/m<sup>2</sup>

Napeljave.....0,2 kN/m<sup>2</sup>

Spuščen strop in termoizolacija.....0,1 kN/m<sup>2</sup>

Predelne stene.....1,25 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 5,33 \text{ kN/m}^2$$

### 1.2.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo v stavbah povzročajo:

ljudje

pohištvo in premični objekti

stroji in vozila

izjemna uporaba, kot je izjemna koncentracija ljudi in pohištva v primeru prenove.



Koristne obtežbe so modelirane kot enakomerno porazdeljene ali kot koncentrirane ali kot kombinacija obeh.

### 1.2.2.1 Kategorija površin stavbe

Površine v stanovanjskih, javnih, trgovskih in pisarniških stavbah se delijo v pet kategorij v skladu z njihovim namenom uporabe. Obravnavana stavba je poslovni objekt, zato se glede na EC1991-2-1 uvrsti v kategorijo B – pisarne. Pisarnam je v standardu EC1991-2-1 določena sledeča koristna obtežba:

enakomerno porazdeljena..... $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>] = 3 kN/m<sup>2</sup>

koncentrirana..... $Q_k$  [kN] = 2 kN.

### 1.2.2.2 Streha

Streha v nalogi obravnavanega objekta se uvršča v kategorijo H, to so strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje, manjša popravila, barvanje. Glede na to, da je naklon strehe manjši od 20°, sta karakteristični obtežbi na streho sledeči:

enakomerno porazdeljena..... $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>] = 0,75 kN/m<sup>2</sup>

koncentrirana..... $Q_k$  [kN] = 1,5 kN.

### 1.2.3 Porazdelitev obtežbe na konstrukcijo

Obtežba je porazdeljena tako, da le to nosijo prečni okviri. Le ti so na sliki 2-1 označeni s številkami od 1 do 5. Izbrana porazdelitev obtežbe ni najbolj običajna, verjetno bi bila bolj ustrezna porazdelitev na okvire v vzdolžni smeri. Glede na to, da se konstrukcijski modeli spreminjajo v prečni smeri in da porazdelitev obtežbe ne vpliva na potek analiz in primerjave med njimi, kar je tudi cilj naloge, smo izbrali tako porazdelitev.

Obtežbe na okvirja 1 in 5:

- |                     |             |   |
|---------------------|-------------|---|
| - stalna obtežba:   | - streha:   | $g = 0,5 \text{ kN/m}^2 * 3,75 \text{ m} = 1,88 \text{ kN/m}$   |
|                     | - medetaža: | $g = 5,33 \text{ kN/m}^2 * 3,75 \text{ m} = 19,99 \text{ kN/m}$ |
|                     | - fasada:   | $g = 0,6 \text{ kN/m}^2 * 3,75 \text{ m} = 2,25 \text{ kN/m}$   |
| - koristna obtežba: | - streha:   | $q = 0,75 \text{ kN/m}^2 * 3,75 \text{ m} = 2,81 \text{ kN/m}$  |
|                     | - medetaža: | $q = 3 \text{ kN/m}^2 * 3,75 \text{ m} = 11,25 \text{ kN/m}$    |

Obtežbe na okvirje 2,3 in 4:

- stalna obtežba:	- streha:	$g = 0,5 \text{ kN/m}^2 * 7,5 \text{ m} = 3,75 \text{ kN/m}$
	- medetaža:	$g = 5,33 \text{ kN/m}^2 * 7,5 \text{ m} = 39,975 \text{ kN/m}$
	- fasada:	$g = 0,6 \text{ kN/m}^2 * 7,5 \text{ m} = 4,5 \text{ kN/m}$
- koristna obtežba:	- streha:	$q = 0,75 \text{ kN/m}^2 * 7,5 \text{ m} = 5,63 \text{ kN/m}$
	- medetaža:	$q = 3 \text{ kN/m}^2 * 7,5 \text{ m} = 22,5 \text{ kN/m}$ .

## 1.2.4 Obtežba vetra

### 1.2.4.1 Referenčna hitrost vetra

Glede na dosedanje obdelave instrumentalnih meritev vetra – maksimalnih hitrosti, urnih povprečji, desetminutnih povprečji in pripadajočih smeri lahko v Sloveniji določimo tri glavna področja.

Obravnavana poslovna stavba je umeščena v Ljubljano – cona A, kar glede referenčnih hitrosti vetra pomeni sledeče:

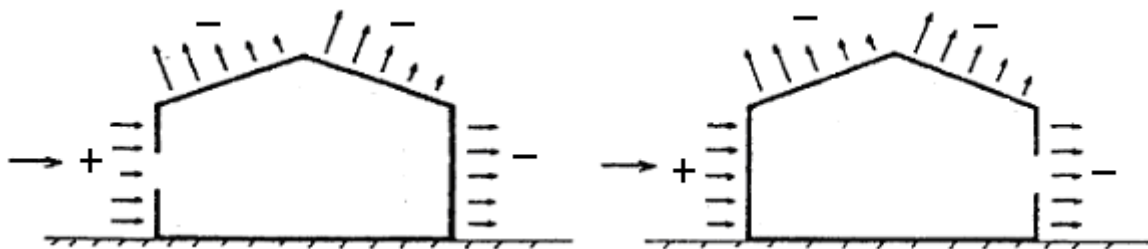
ocena za referenčno hitrost vetra (desetminutna povprečna hitrost vetra na višini 10 m, na terenu II. kategorije za povratno dobo 50 let) je  $v_{0,ref} = 25 \text{ m/s}$ .

### 1.2.4.2 Zunanji pritisk vetra

Pritisk vetra, ki deluje na zunanji obod stavbe, imenujemo zunanji pritisk in ga računamo po sledeči enačbi:

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe} \quad (1)$$

Pozitivne in negativne smeri pritiska vetra na stavbo so prikazane na spodnji sliki.



Slika 1-8: Pozitivne in negativne smeri pritiska vetra

Povprečno referenčno hitrost vetra ( $q_{ref}$ ) izračunamo po enačbi

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2, \quad (2)$$

pri čemer je  $\rho$  .....gostota zraka in

$v_{ref}$  ..... referenčna hitrost vetra.

Za gostoto zraka vzamemo  $1,25 \text{ kg/m}^3$ , razen če je v nacionalnem dodatku standarda drugače določeno.

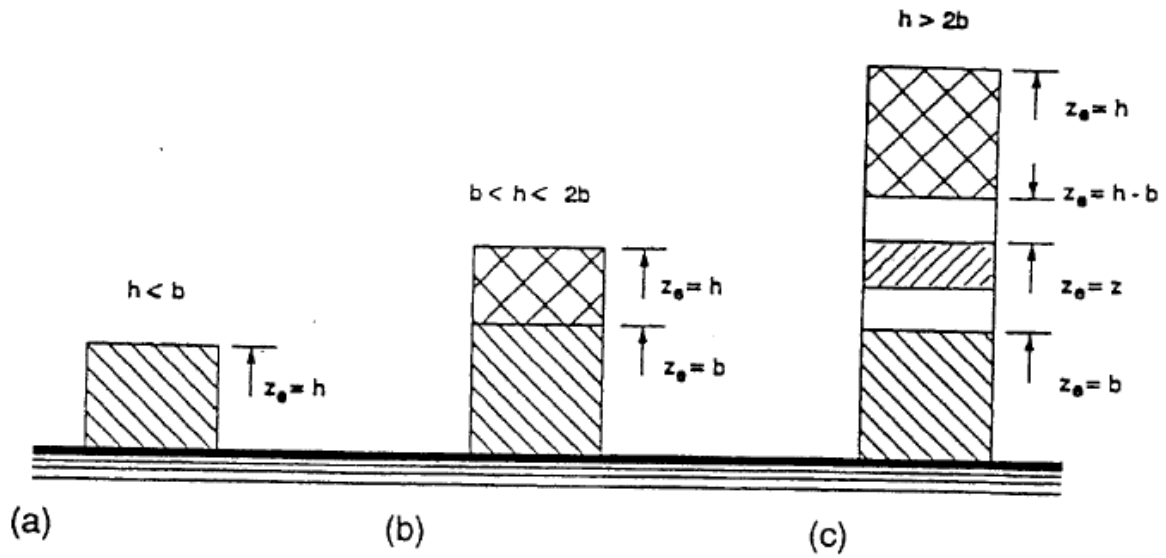
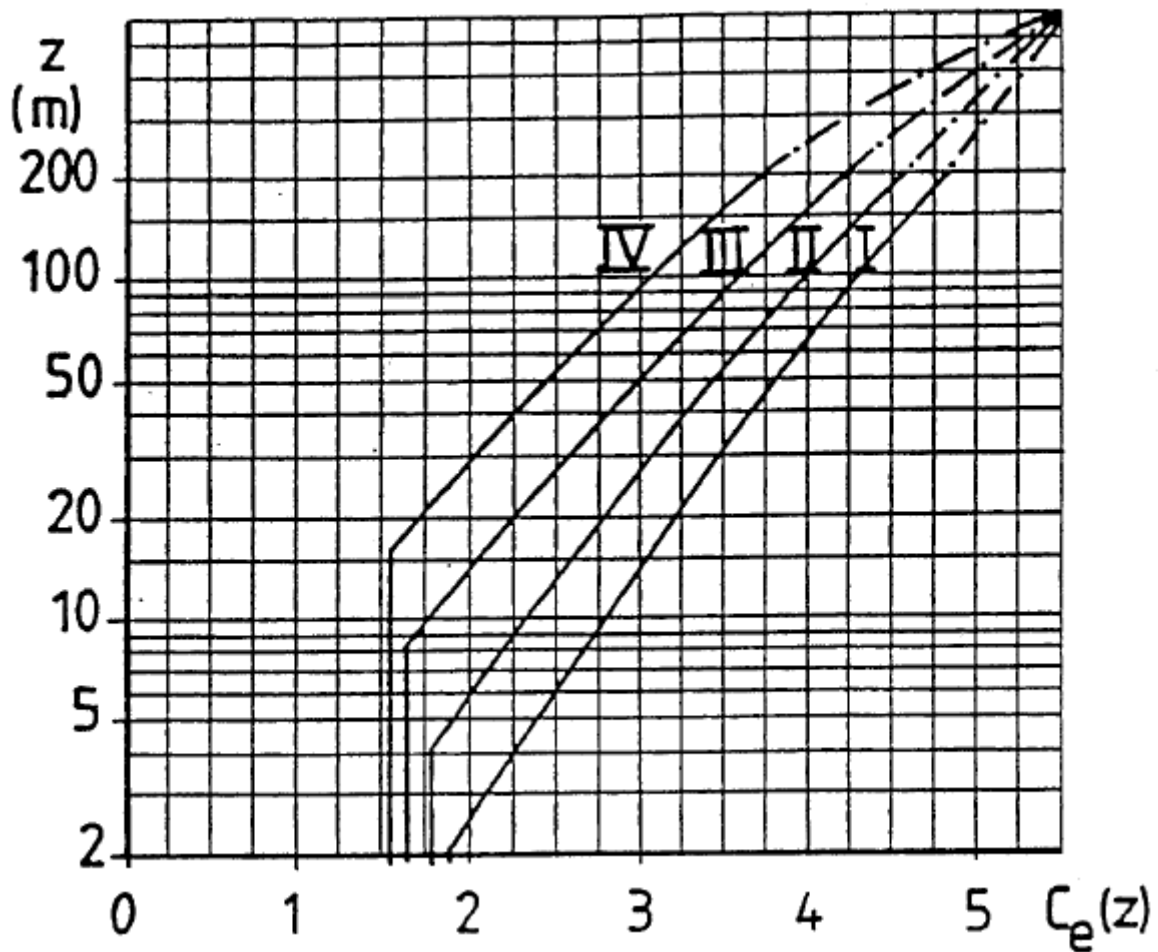
V našem primeru smo dobili  $q_{ref} = 0,39 \text{ kN/m}^2$ .

Koeficient zunanega pritiska  $c_{pe}$  za stavbe je odvisen od velikosti obtežene površine. Glede na velikost območja, na katerega deluje obtežba vetra, so v standardu podane različne vrednosti koeficientov  $c_{pe,1}$  in  $c_{pe,10}$ . V primeru, ko je površina, na katero deluje obtežba vetra, večja od  $10 \text{ m}^2$ , sta koeficienta  $c_{pe,1}$  in  $c_{pe,10}$  enaka. V našem primeru to velja.

Referenčna višina  $z_e$  za stene objektov pravokotnega tlorisa, glede na razmerje  $h/b$ , je določena glede na sledeče primere:

- stene, katerih  $h < b$ , obravnavamo kot en del glede na višino
- stene, katerih  $b < h < 2b$ , obravnavamo kot dva dela, in sicer prvi višine  $b$ , merjeno od tal proti vrhu in drugi del višine  $h-b$
- stene, katerih  $h > 2b$ , obravnavamo kot večdelne in sicer spodnji del, merjen od tal navzgor in zgornji del, merjen od vrha stavbe navzdol, sta višine  $b$ , ter nato vmesni del stene razdelimo na enake dele, ki merijo največ  $b$ .

Glede na zgoraj navedene kriterije smo v primeru obravnavane poslovne stavbe, ko je veter deloval v smeri  $x$  dobili dve referenčni višini ( $z_{e,1} = 30 \text{ m}$  in  $z_{e,2} = 60,5 \text{ m}$ ), ko pa je veter deloval v smeri  $y$ , pa smo dobili štiri referenčne višine ( $z_{e,1} = 15 \text{ m}$ ,  $z_{e,2} = 30 \text{ m}$ ,  $z_{e,3} = 45,5 \text{ m}$  in  $z_{e,4} = 60,5 \text{ m}$ ).

Slika 1-9: Referenčna višina  $z_e$  glede na razmerje  $h/b$ 

Slika 1-10: Koefficient izpostavljenosti kot funkcija višine glede na kategorijo terena

Glede na referenčne višine  $z_e$  smo določili koeficient izpostavljenosti. Glede na to, da je obravnavan objekt poslovna stavba smo jo uvrstili v kategorijo terena IV, to je urbano območje, v katerem je vsaj 15% površine pokrite s stavbami, katerih povprečna višina presega 15 m. Iz diagrama, ki je prikazan na sliki 2-9, smo za naše referenčne višine določili sledeče koeficiente izpostavljenosti:

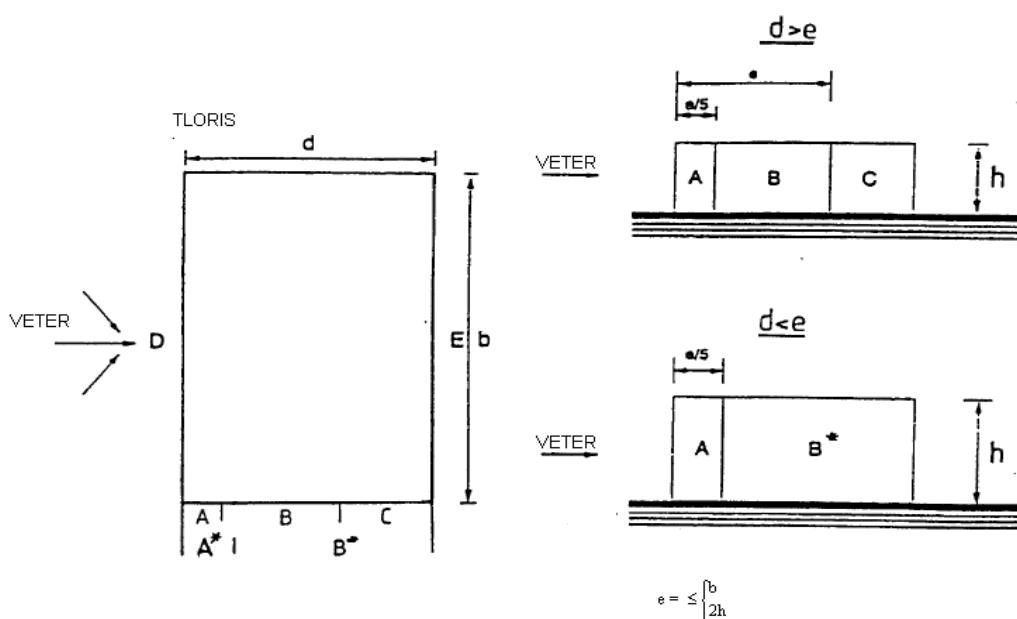
$$z_e = 15 \text{ m} \Rightarrow c_e(z_e) = 1,55$$

$$z_e = 30 \text{ m} \Rightarrow c_e(z_e) = 2$$

$$z_e = 45,5 \text{ m} \Rightarrow c_e(z_e) = 2,38$$

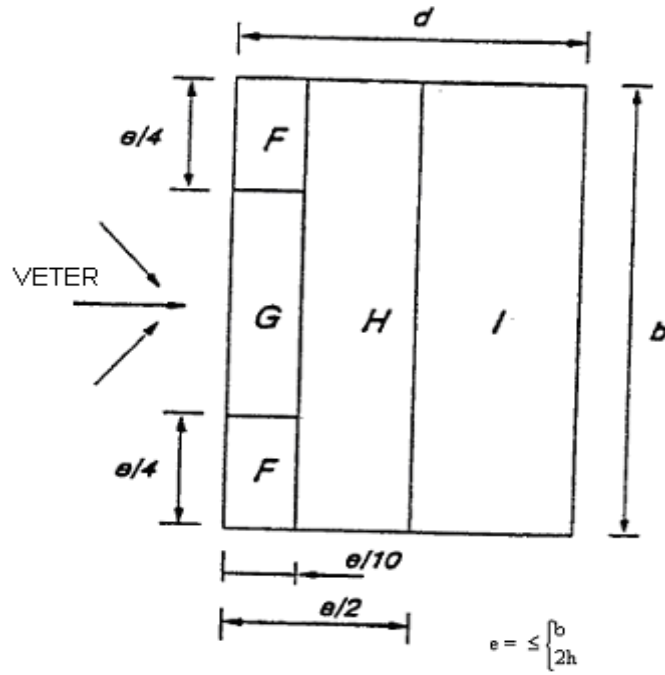
$$z_e = 60,5 \text{ m} \Rightarrow c_e(z_e) = 2,63.$$

Obtežbo vetra na vertikalne stene določimo po sledečem ključu:



Slika 1-11: Določitev obtežbe vetra na stene

Medtem ko obtežbo vetra na streho določimo na način, kot je prikazan na spodnji sliki 2-10.



Slika 1-12: Določitev obtežbe vetra na streho

Obtežbe vetra po conah A, B, C, D, E za stene ter F, G in H za streho v x in y smeri.

Preglednica 1-1: Zunanji pritisk vetra v smeri x na stene

STENE	$z_e = 30$ m	$z_e = 60,5$ m
$w_e(A)$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-0,78	-1,026
$w_e(B)$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-0,624	-0,821
$w_e(D)$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	0,624	0,821
$w_e(E)$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-0,234	-0,308

Preglednica 1-2: Zunanji pritisk vetra v smeri x na streho

STREHA	$z_e = 60,5$ m
$w_e(F)$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-1,846
$w_e(G)$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-1,231
$w_e(H)$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-0,718

Preglednica 1-3: Zunanji pritisk vetra v smeri y na stene

STENE	$z_e = 15$ m	$z_e = 30$ m	$z_e = 45,5$ m	$z_e = 60,5$ m
$w_e(A)$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-0,605	-0,78	-0,928	-1,026
$w_e(B)$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-0,484	-0,624	-0,743	-0,821
$w_e(C)$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-0,302	-0,39	-0,464	-0,513
$w_e(D)$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	0,484	0,624	0,743	0,821
$w_e(E)$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-0,181	-0,234	-0,278	-0,308

Preglednica 1-4: Zunanji pritisk vetra v smeri y na streho

STREHA	$z_e = 60,5 \text{ m}$
$w_e(\text{F})$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-1,846
$w_e(\text{G})$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-1,231
$w_e(\text{H})$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	-0,718
$w_e(\text{I})$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	$\pm 0,205$

Glede na to, da je obravnavana stavba visoka 60,5 m in da pričakujemo precej velik vpliv vetra na stavbo, smo se odločili stavbo dimenzionirati na potres in opraviti vse zastavljene potresne analize, saj je to tudi cilj diplomske naloge, na koncu pa za vsak model posebej preveriti še nosilnost pri obtežnih kombinacijah z vetrom.



## **2 PROJEKTIRANJE STAVBE PO SIST EN 1998-1**

### **2.1 Osnovni zahtevi**

#### **2.1.1 Zahteva po odpornosti na porušitev**

Konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da prenese projektni potresni vpliv, ne da bi prišlo do porušitve dela ali celote.

#### **2.1.2 Zahteva po omejitvi poškodb**

Konstrukcija mora biti projektirana tako, da preživi potresni vpliv, ne da bi prišlo do takih poškodb in z njimi povezanih omejitev uporabe, da bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije.

#### **2.1.3 Merila za izpolnitev osnovnih zahtev**

Da zadovoljimo osnovne zahteve, moramo preveriti naslednja mejna stanja:

- mejna stanja nosilnosti
- mejna stanja uporabnosti.

Mejna stanja nosilnosti so tista, ki so povezana s porušitvijo ali z drugimi oblikami odpovedi konstrukcije, ki lahko ogrozijo varnost ljudi.

Mejna stanja uporabnosti so tista, ki so povezana s poškodbami na meji uporabnosti.

### **2.2 Značilnosti tal in potresni vpliv**

#### **2.2.1 Identifikacija tipa tal**

Vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive lahko zajamemo z uporabo tipov tal A, B, C, D in E, ki so opisani s stratigrafskimi profili in parametri.

## 2.2.2 Potresni vpliv

Odgovorni organi v posameznih državah morajo razdeliti ozemlje države v potresna območja glede na potresno nevarnost.

Iz karte potresne nevarnosti v Nacionalnem dodatku odčitamo referenčni maksimalni pospešek tal, glede na to kje naj bi stavba stala.

## 2.2.3 Prikaz potresnega vpliva

V okviru EN 1998 je potresno gibanje na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov.

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, v splošnem dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno elastičnemu odzivu.

Da bi se pri projektiranju izognili eksplicitni nelinearni analizi, je sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih elementov in/ali z drugimi mehanizmi, upoštevana tako, da opravimo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva. To zmanjšanje izvedemo z uvedbo faktorja obnašanja  $q$ .

Faktor obnašanja  $q$  je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5 % viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki jih lahko uporabimo pri projektiranju - ob uporabi običajnega elastičnega modela - pa vendar še zagotovimo zadovoljivo obnašanje konstrukcije.

### 2.2.3.1 Projektni spekter za elastično analizo

Za vodoravni komponenti potresnega vpliva je projektni spekter  $S_d(T)$  definiran z izrazi:

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

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4)$$

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

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (6)$$

pri čemer sledeči izrazi pomenijo:

$a_g$  ..... projektni pospešek za tla tipa A

$S$  ..... faktor tal

$T_B$  ..... spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost

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

$T_D$  ..... vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika

$q$  ..... faktor obnašanja

$S_d$  ..... projektni spekter

$\beta$  ..... faktor, ki določa spodno mejo pri vodoravnem projektne spektru (priporočena vrednost zanša  $\beta = 0,2$ ).

#### 2.2.4 Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi

Pri določanju projektne potresnega vpliva se morajo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} \text{ "+" } \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (7)$$

kjer je  $\psi_{E,i}$  koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv  $i$ .

Koeficienti za kombinacijo  $\psi_{E,i}$  upoštevajo verjetnost, da obtežba  $Q_{k,i}$  ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Ti koeficienti lahko upoštevajo tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju konstrukcije zaradi podajne povezave med njimi.

Projektno vrednost potresnega vpliva dobimo z upoštevanjem naslednje kombinacije:

$$\Sigma G_{kj} \gamma_1 A_{Ed} \bar{\psi}_{21} Q_{ki} \quad (8)$$

$\gamma_1$  je faktor pomembnosti, ki pa je določen na podlagi kategorij pomembnosti. Stavbe so razdeljene v 4 kategorije pomembnosti, v odvisnosti posledic porušitve za življenja ljudi, od njihove pomembnosti za varnost ljudi in za civilno zaščito v obdobju neposredno po potresu in od socialnih in ekonomskih posledic porušitve. Obravnavano konstrukcijo smo uvrstili v kategorijo pomembnosti II in za to kategorijo je določena vrednost  $\gamma_1 = 1,0$ .

### 2.3 Osnovni principi pri zasnovi stavb

Vodilni principi, ki odločilno vplivajo na zasnovo potresnoodpornih objektov, so:

- enostavnost konstrukcije
- uniformnost, simetrija in statična nedoločenosť (sposobnost za prerazporejanje obremenitev)
- nosilnost in togost v dveh smereh
- torzijska nosilnost in togost
- učinek diafragm na nivojih etaž
- ustrezno temeljenje.

### 3 MODALNA ANALIZA S SPEKTRI ODZIVA

#### 3.1 Splošno o analizi

Analiza s spektri odziva se običajno uporablja za konstrukcije, pri katerih ne izpolnjujemo pogojev za uporabo metode z vodoravnimi silami.

V analizi moramo upoštevati vse nihajne oblike, ki bistveno prispevajo k odzivu konstrukcije, kar pa pomeni, da mora vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki jih upoštevamo, znašati vsaj 90% celotne mase konstrukcije, oziroma v analizi moramo upoštevati vse nihajne oblike, katerih efektivna masa je večja od 5% mase konstrukcije.

Odziva v dveh nihajnih oblikah sta neodvisna, če velja

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (T_j \leq T_i), \quad (9)$$

pri čemer sta  $T_i$  in  $T_j$  nihajna časa.

Če izpolnimo zgornji pogoj o neodvisnosti odzivov, lahko maksimalno vrednost učinka potresnega vpliva izračunamo po sledeči enačbi:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}, \quad (10)$$

kjer je  $E_E$  .....učinek potresnega vpliva

$E_{Ei}$  .....vrednost učinka potresnega vpliva zaradi nihajne oblike  $i$ .

#### 3.2 Kombinacija koeficientov za spremenljive vplive

Koeficiente za kombinacijo  $\psi_{Ei}$  za račun učinkov potresnega vpliva, smo izračunali z izrazom

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}, \quad (11)$$

pri čemer smo  $\varphi$  določili glede na kategorijo stavbe (pisarne):

vrhnja etaža (streha).....  $\varphi = 1,0$

ostale etaže (zasedene so neodvisno).....  $\varphi = 0,5$ .

Za pisarne velja, da je koeficient  $\psi_{2i} = 0,3$  in tako dobimo vrednost koeficienta za kombinacijo  $\psi_{Ei}$ , ki znaša:

v zgornji etaži:  $\psi_{Ei} = 0,3$

v ostalih etažah:  $\psi_{Ei} = 0,15$ .

### 3.3 Faktor pomembnosti stavbe

Obravnavano poslovno stavbo smo razvrstili v drugo kategorijo pomembnosti in za to kategorijo je določen faktor pomembnosti  $\gamma_1 = 1,0$ .

### 3.4 Izbrani koncept projektiranja konstrukcijskih modelov

Pred začetkom projektiranja poslovne stavbe smo si izbrali način projektiranja, in sicer smo se odločili za disipativno obnašanje konstrukcije, natančneje za visok razred duktilnosti (DCH). Glede na to smo kasneje za vsak konstrukcijski model določili ustrezen faktor obnašanja ( $q$ ).

Preglednica 3-1: Izbrani faktor obnašanja

TIP KONSTRUKCIJE	FAKTOR OBNAŠANJA (Q)
Pomični okvir	6
Centrično povezje	4
Ekscentrično povezje	6

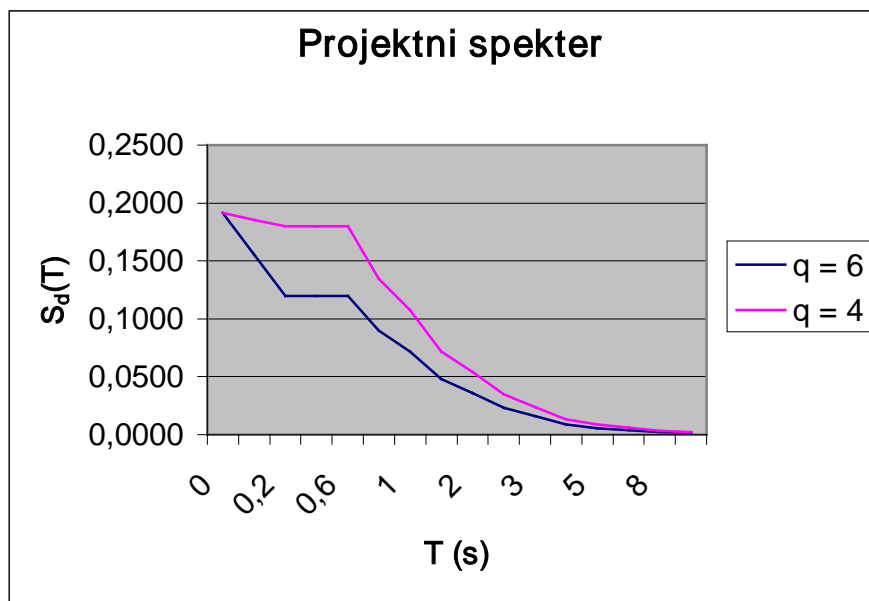
Glede na to, da smo izbrali visok razred duktilnosti, nam le ta narekuje prvi razred kompaktnosti prečnih prerezov.

### 3.5 Izbran material

V conah disipiranja energije je priporočljivo uporabiti le mehka konstrukcijska jekla S235, S275 ter S355. Zato smo za elemente, ki naj bi disipirali energijo, vzeli jeklo z oznako S235, za ostale elemente, ki jih dodatno varujemo, pa S355, vendar pa smo le te dimenzionirali z upoštevanju jekla S235 ter šele potem povišali kvaliteto na S355. S tem smo pridobili dodatno nosilnost.

### 3.6 Spekter odziva

Glede na to, kakšen faktor obnašanja smo izbrali, smo potem določili tudi projektni spekter. Na sliki 4-1, sta prikazana spektra za faktorja obnašanja 4 in 6.



Slika 3-1: Projektna spektra

### 3.7 Slučajna ekscentričnost

Zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, moramo premakniti masno središče v vsaki etaži  $i$  iz nazivne lege v vsaki smeri za slučajno ekscentričnost  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$ , kjer je  $L_i$  tlorisna dimenzija etaže pravokotna na smer potresnega vpliva.

### 3.8 Kombinacija učinkov komponent potresnega vpliva

Glede na to, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta istočasno, je smiselno le ti med seboj kombinirati.

$$\begin{aligned} E_{Edx} &+ 0,3 \cdot E_{Edy} \\ E_{Edy} &+ 0,3 \cdot E_{Edx} \end{aligned} \tag{12}$$

Potresni vpliv smo določili s pomočjo zgornjih dveh kombinacij, pri čemer smo slučajno ekscentričnost upoštevali pri večji komponenti potresnega vpliva.

### 3.9 Model I – pomični okvir

V prečni smeri je model I sestavljen iz petih pomičnih okvirov, v vzdolžni smeri pa horizontalno obtežbo potresnega vpliva prevzemajo štiri centrična povezja.

#### 3.9.1 Pravila za projektiranje za pomične okvire

Pomične okvire projektiramo tako, da se plastični členki tvorijo v prečkah, v stebrih pa se ti lahko tvorijo le ob vpetju in na vrhu. Da se členki tvorijo v prečkah, dosežemo z močnimi stebri ter šibkimi prečkami, kar pa dobimo s pogojem:

$$\Sigma M_{Pl,Rd}^s \geq 1,3 \Sigma M_{Pl,Rd}^p \quad (13)$$

#### 3.9.2 Prečke

V pričakovanih lokacijah plastičnih členkov je potrebno preveriti naslednje neenačbe:

$$\begin{aligned} \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}} &\leq 1.0 \\ \frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} &\leq 0.15 \\ \frac{V_{Ed}}{V_{Pl,Rd}} &\leq 0.5 \end{aligned} \quad (14)$$

Projektno prečno silo  $V_{Ed}$  določimo kot vsoto strižne sile od neseizmičnih vplivov ter strižne sile, izračunane ob predpostavki, da se na obeh koncih razvijeta plastična členka.

#### 3.9.3 Stebri

Ker so stebri v pomičnem okvirju nedisipativni elementi, je potrebno le te projektirati z upoštevanjem dodatne nosilnosti.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + N_{ov} \cdot \Omega_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + M_{ov} \cdot \Omega_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + V_{ov} \cdot \Omega_{Ed,E} \end{aligned} \quad (15)$$



- $N_{Ed,G}, M_{Ed,G}, V_{Ed,G}$  .....notranje sile v stebru od neseizmičnih vplivov  
 vključenih v seizmično projektno stanje
- $N_{Ed,E}, M_{Ed,E}, V_{Ed,E}$  ..... notranje sile v stebru od projektnih seizmičnih vplivov
- $\gamma_{ov}$  ..... faktor dodatne nosilnosti materiala
- $\Omega$  .....faktor dodatne nosilnosti prereza

Faktor dodatne nosilnosti prereza v povišenem okvirju dobimo z enačbo

$$\Omega = \frac{M_{Pl,Rd}}{M_{Ed}} \quad (16)$$

pri čemer je  $\Omega$  najmanjša vrednost za vse prečke.

### 3.9.3.1 Teorija drugega reda

$$\frac{P_{TOT}}{V_{TOT}} \cdot \frac{d_r}{h} \leq \theta = 0,1 \quad (17)$$

Preglednica 3-2: Kontrola teorije drugega reda za konstrukcijski model I v smeri x

Etaža	Višina etaže (m)	$P_{TOT}$ (kN)	$V_{TOT}$ (kN)	$d_e$ (m)	$d_r=q*d_e$ (m)	$\theta$	Kontrola
15	4	170,6	100,57	0,0042	0,0252	0,011	ok
14	4	979,5	431,24	0,0048	0,0288	0,016	ok
13	4	1787,9	662,07	0,0048	0,0288	0,019	ok
12	4	2595,06	782,6	0,0042	0,0252	0,021	ok
11	4	3401,4	797,3	0,0026	0,0156	0,017	ok
10	4	4209,48	742,17	0,0009	0,0054	0,008	ok
9	4	5017,78	848,93	0,0023	0,0138	0,020	ok
8	4	5826,32	882,41	0,0035	0,021	0,035	ok
7	4	6635,12	829,5	0,0035	0,021	0,042	ok
6	4	7444,18	812,99	0,0038	0,0228	0,052	ok
5	4	8250,72	881,9	0,0051	0,0306	0,072	ok
4	4	9055,62	953	0,0062	0,0372	0,088	ok

3	4	9856,1	1167,4	0,0067	0,0402	0,085	ok
2	4	10660,46	1307,69	0,006	0,036	0,073	ok
1	4,5	11459,66	1363,78	0,0036	0,0216	0,040	ok

Kot je iz preglednice 4-2 razvidno, je pogoj izpolnjen, zato je ni bilo potrebno upoštevati teorije drugega reda. Faktor obnašanja za model I v prečni smeri je bil 6.

### 3.9.4 Izbrani profili

Pri pomičnem okvirju smo kombinirali osem nihajnih oblik in s tem zadostili pogoju, da je vsota efektivnih modalnih mas večja kot 90% celotne mase konstrukcije.

Bistveni nihajni čas  $T_1$  za model I v prečni smeri je 2,93 s.

Preglednica 3-3: Nihajni časi in participacija modalnih mas za model I

Nihajna oblika	Nihajni čas (s)	Modalna masa v x smeri	Modalna masa v y smeri	Vsota modalnih mas v x smeri	Vsota modalnih mas v y smeri
1	2,93	76,82	0	76,82	0
2	2,32	0	76,09	76,82	76,09
3	2,20	0	0	76,82	76,09
4	0,91	11,45	0	88,26	76,09
5	0,77	0	12,97	88,26	89,06
6	0,71	0	0	88,26	89,06
7	0,48	4,25	0	92,52	89,06
8	0,47	0	4,84	92,52	93,9

Preglednica 3-4: Faktorji dodatne nosilnosti za model I v smeri x

MODEL	$\Omega$	$\gamma_{ov}$	TDR	$1,1 * \Omega * \gamma_{ov}$
Pomični okvir	1,82	1	/	2,0

Kot je že omenjeno pod točko 4.5, je material izbran tako, da je v conah, ki naj disipirajo energijo, uporabljeno jeklo kvalitete S235, za dodatno varovane elemente pa jeklo S355, vendar pa smo le te dimenzionirali z upoštevanjem jekla S235 in šele kasneje povišali kvaliteto na S355. S tem smo pridobili dodatno nosilnosti in zato je dovoljeno vzeti faktor dodatne nosilnosti  $\gamma_{ov} = 1$ .

Preglednica 3-5: Izbrani profili za pomični okvir v smeri x

Pomični okvir	
Lokacija	Profil
Zunanji steber	HEM700
Notranji steber	HEM800
Prečka	IPE450
Prečka s.	IPE240

### 3.9.5 Mejno stanje uporabnosti

#### 3.9.5.1 Kontrola etažnih pomikov

Mejna vrednost, ki smo jo upoštevali za omejitve etažnih pomikov, je bila naslednja:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,0075 \cdot h. \quad (18)$$

Faktor  $\nu$  smo določili glede na izbrano kategorijo pomembnosti stavbe. Izbrali smo kategorijo II in za to kategorijo je priporočena vrednost  $\nu = 0,5$ .

Kontrola etažnih pomikov se je izšla v vseh etažah, kar je razvidno tudi iz preglednice 4-6.

Preglednica 3-6: Kontrola etažnih pomikov za model I v prečni smeri

Etaža	Višina etaže (m)	$u_x$	$d_r$ (m)	$d_r \cdot \nu$ (m)	$0,0075 \cdot h_i$	Kontrola
15	4	0,0622	0,0252	0,0126	0,03	ok

14	4	0,058	0,0288	0,0144	0,03	ok
13	4	0,0532	0,0288	0,0144	0,03	ok
12	4	0,0484	0,0252	0,0126	0,03	ok
11	4	0,0442	0,0156	0,0078	0,03	ok
10	4	0,0416	0,0054	0,0027	0,03	ok
9	4	0,0407	0,0138	0,0069	0,03	ok
8	4	0,0384	0,021	0,0105	0,03	ok
7	4	0,0349	0,021	0,0105	0,03	ok
6	4	0,0314	0,0228	0,0114	0,03	ok
5	4	0,0276	0,0306	0,0153	0,03	ok
4	4	0,0225	0,0372	0,0186	0,03	ok
3	4	0,0163	0,0402	0,0201	0,03	ok
2	4	0,0096	0,036	0,018	0,03	ok
1	4,5	0,0036	0,0216	0,0108	0,03375	ok

### 3.10 Model II – centrično povezje

Konstrukcijski model II ima tako v prečni kot tudi v vzdolžni smeri natezne diagonale.

#### 3.10.1 Projektiranje natezних diagonal

Ko projektiramo natezne diagonale, moramo izpolniti naslednja pravila:

1.  $\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05$      $A^+$ ,  $A^-$  ..... površini horizontalnih projekcij prečnih prerezov
2. Relativna vitkost je omejena z izrazom  $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$
3. Največja vrednost dodatne nosilnosti  $\Omega_{\max}$  se mora od najmanjše vrednosti  $\Omega_{\min}$  razlikovati za največ 25 %.

Kombinacija pravil 2 in 3 je kar precej otežila dimenzioniranje natezних diagonal. Problem nastane v zgornjih etažah, saj tam zaradi seizmičnega vpliva ne potrebujemo velikih prerezov diagonal, vendar pa smo omejeni z vztrajnostnim radijem, če želimo zadostiti omejitvi relativne vitkosti. Kot je razvidno iz preglednice 4-7, nam težave delajo zgornje štiri etaže, ki smo jih zanemarili pri izpolnjevanju pravila 3.

Preglednica 3-7: Izbrane diagonale po etažah za model II

Etaža	Diagonala	$\Omega_i$	$\frac{\Omega_i - \Omega_{\min}}{\Omega_i} < 0,25$	i (cm)	$\bar{\lambda}$	$1,3 \leq \bar{\lambda}$	$\bar{\lambda} \leq 2$
15	60,3/2,9	6,4674	<b>0,822</b>	2,032	1,8894	ok	ok
14	60,3/2,9	3,3833	<b>0,66</b>	2,032	1,8894	ok	ok
13	60,3/2,9	2,0880	<b>0,4485</b>	2,032	1,8894	ok	ok
12	82,5/3,2	1,6766	<b>0,3132</b>	2,806	1,3682	ok	ok
11	82,5/4	1,5151	0,234	2,779	1,3815	ok	ok
10	82,5/4,5	1,4439	0,2025	2,762	1,3900	ok	ok
9	82,5/4,5	1,4153	0,1864	2,762	1,3900	ok	ok
8	82,5/4,5	1,4407	0,2007	2,762	1,3900	ok	ok
7	82,5/4,5	1,5370	0,2508	2,762	1,3900	ok	ok
6	82,5/5,6	1,5394	0,252	2,726	1,4084	ok	ok
5	88,9/6,3	1,3768	0,1636	2,929	1,3108	ok	ok
4	88,9/7,1	1,2692	0,0927	2,903	1,3225	ok	ok
3	88,9/8	1,2032	0,043	2,874	1,3358	ok	ok
2	88,9/8	1,1515	0	2,874	1,3358	ok	ok
1	88,9/5,6	1,4591	0,2108	2,952	1,3528	ok	ok
	$\Omega_{\min}$	1,1515					

### 3.10.2 Prečke in stebri

Prečke in stebri so v primeru centričnega povezja elementi, ki jih moramo dodatno varovati, saj želimo, da plastifikacija nateznih diagonal nastopi pred nestabilnostjo prečk oziroma stebrov.

$$N_{Pl,Rd} (M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (19)$$

Faktor dodatne nosilnosti  $\Omega$  dobimo tako, da vzamemo najmanjšo vrednost od vseh diagonal. Izračunamo pa ga po enačbi (20)

$$\Omega = \frac{N_{Pl,Rd}}{N_{Ed}} \quad (20)$$

### 3.10.2.1 Teorija drugega reda

Tudi v primeru konstrukcijskega modela II, ko imamo v prečni smeri centrična povezja, nam teorije drugega reda ni bilo treba upoštevati, saj smo v vseh etažah dobili koeficient  $\theta < 0,1$ .

Preglednica 3-8: Kontrola teorije drugega reda za konstrukcijski model II v smeri x

Etaža	Višina etaže (m)	$P_{TOT}$ (kN)	$V_{TOT}$ (kN)	$d_e$ (m)	$d_r = d_e \cdot q$ (m)	$\theta$	Kontrola
15	4	165,34	145,81	0,0042	0,0168	0,0048	ok
14	4	969,82	707,89	0,0053	0,0212	0,0073	ok
13	4	1776,38	1183,02	0,0068	0,0272	0,0102	ok
12	4	2584,5	1545,66	0,0079	0,0316	0,0132	ok
11	4	3393,3	1786,34	0,005	0,02	0,0095	ok
10	4	4202,2	1907,12	0,0024	0,0096	0,0053	ok
9	4	5011,04	1918,16	0,0034	0,0136	0,0089	ok
8	4	5819,82	1835,87	0,0045	0,018	0,0143	ok
7	4	6628,56	1683,31	0,0058	0,0232	0,0228	ok
6	4	7437,2	1912,55	0,0067	0,0268	0,0261	ok
5	4	8246,04	2289,78	0,0073	0,0292	0,0263	ok
4	4	9055,32	2615,72	0,0079	0,0316	0,0273	ok
3	4	9865,46	2872,76	0,008	0,032	0,0275	ok
2	4	10676,24	3048,87	0,008	0,032	0,0280	ok
1	4,5	11494,24	3135,16	0,0066	0,0264	0,0215	ok

### 3.10.3 Izbrani profili

Pri modelu II smo kombinirali sedem nihajnih oblik. Bistveni nihajni čas  $T_1$  v prečni smeri je bil 2,06 s. V preglednici 4-9 so prikazani nihajni časi in participacija modalnih mas za konstrukcijski model II.

Preglednica 3-9: Nihajni časi in participacija modalnih mas za model II

Nihajna oblika	Nihajni čas (s)	Modalna masa v x smeri	Modalna masa v y smeri	Vsota modalnih mas v x smeri	Vsota modalnih mas v y smeri
1	2,33	0	75,93	0	75,93
2	2,06	75,56	0	75,56	75,93
3	1,52	0	0	75,56	75,93
4	0,77	0	13,1	75,56	89,02
5	0,66	14,52	0	90,07	89,02
6	0,5	0	0	90,07	89,02
7	0,47	0	4,85	90,07	93,88

Preglednica 3-10: Faktorji dodatne nosilnosti za model II v prečni smeri

MODEL	$\Omega$	$\gamma_{ov}$	$1,1*\Omega*\gamma_{ov}$
Centrično povezje	1,15	1,0	1,27

Preglednica 3-11: Izbrani profili prečk in stebrov za model II

Model II	
Lokacija	Profil
Zunanji steber	HEM450
Notranji steber	HEM500
Prečka	IPE500
Prečka s.	IPE240

### 3.10.4 Mejno stanje uporabnosti

#### 3.10.4.1 Kontrola etažnih pomikov

Preglednica 3-12: Kontrola etažnih pomikov za model II v smeri x

Etaža	Višina etaže (m)	$u_x$ (m)	$d_r$ (m)	$d_{r,v}$ (m)	$0,0075 \cdot h_i$	
15	4	0,0898	0,0168	0,0084	0,03	ok
14	4	0,0856	0,0212	0,0106	0,03	ok
13	4	0,0803	0,0272	0,0136	0,03	ok
12	4	0,0735	0,0316	0,0158	0,03	ok
11	4	0,0656	0,02	0,0100	0,03	ok
10	4	0,0606	0,0096	0,0048	0,03	ok
9	4	0,0582	0,0136	0,0068	0,03	ok
8	4	0,0548	0,018	0,0090	0,03	ok
7	4	0,0503	0,0232	0,0116	0,03	ok
6	4	0,0445	0,0268	0,0134	0,03	ok
5	4	0,0378	0,0292	0,0146	0,03	ok
4	4	0,0305	0,0316	0,0158	0,03	ok
3	4	0,0226	0,032	0,0160	0,03	ok
2	4	0,0146	0,032	0,0160	0,03	ok
1	4,5	0,0066	0,0264	0,0132	0,03375	ok

### 3.11 Model III – ekscentrično povezje

Konstrukcijski model III je zasnovan tako, da ima v prečni smeri na vsaki strani po dve ekscentrični povezji. Povezje sestavljajo vertikalni seizmični člen ter dve diagonali. Model je zasnovan tako, da energijo disipirajo vertikalni seizmični členi in sicer tako, da se v členih tvorijo plastični mehanizmi.



### 3.11.1 Projektiranje okvirjev z ekscentričnimi povezji

#### 3.11.1.1 Seizmični člen

Seizmične člene razvrstimo v 3 kategorije glede na vrsto plastičnega mehanizma, ki se v členu razvije:

- kratki členi, ki disipirajo energijo pretežno s strižno plastifikacijo pločevine
- dolgi členi, ki disipirajo energijo pretežno s plastifikacijo v upogibu
- srednje dolgi členi, ki disipirajo energijo s plastifikacijo v upogibu in strigu.

Parametra, s katerima razvrščamo seizmične člene v zgoraj naštete kategorije:

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) \quad (21)$$

$$V_{p,link} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (d - t_f). \quad (22)$$

V primeru, ko se na obeh koncih seizmičnega člena razvijeta enaka upogibna momenta, lahko člene razvrščamo glede na njihovo dolžino  $e$ . Za I profile velja:

$$\text{kratki členi:} \quad e < e_s = 1,6 \cdot \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$$

$$\text{dolgi členi:} \quad e > e_L = 3,0 \cdot \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$$

$$\text{srednje dolgi členi:} \quad e_s < e < e_L.$$

V primeru, ko na obeh koncih seizmičnega člena upogibna momenta nista enaka, lahko člene razvrščamo glede na njihovo dolžino  $e$ . Za I profile velja:

$$\text{kratki členi:} \quad e < e_s = 0,8 \cdot (1 + \alpha) \cdot \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$$

$$\text{dolgi členi:} \quad e > e_L = 1,5 \cdot (1 + \alpha) \cdot \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$$

$$\text{srednje dolgi členi:} \quad e_s < e < e_L.$$

$\alpha$  je razmerje med manjšim upogibnim momentom na enem koncu člena in večjim upogibnim momentom na drugem koncu, kjer se tvori plastični členek.

Glede na kategorijo, v katero so uvrščeni seizmični členi, so omejene tudi rotacije med členom in elementom ob členu:

$$\text{kratki členi:} \quad \theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08 \text{ rad}$$

$$\text{dolgi členi:} \quad \theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02 \text{ rad}$$

$$\text{srednje dolgi členi:} \quad \theta_p \leq \theta_{pR} = \text{vrednost določena z interpolacijo med zgornjima vrednostima.}$$

Pri  $\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} \leq 0,15$  mora projektna odpornost na obeh koncih člena zadostiti naslednjim

kriterijem:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (23)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \cdot \quad (24)$$

Pri  $\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} \leq 0,15$  je potrebno v zgornjih dveh izrazih upoštevati zmanjšane vrednosti  $V_{p,link,r}$  in

$M_{p,link,r}$ :

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \cdot \left( 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} \right)^2 \right)^{0,5} \quad (25)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \cdot \left( 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} \right) \right) \quad (26)$$

Pri  $\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}} \leq 0,15$  pa je omejena tudi dolžina člena  $e$  in sicer:

$$R = \frac{(N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - t_f))}{V_{Ed} \cdot A} < 0,3 \Rightarrow e \leq 1,6 \cdot \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad (27)$$

$$R \geq 0,3 \Rightarrow e \leq (1,15 - 0,5 \cdot R) \cdot 1,6 \cdot \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad (28)$$

Da zagotovimo globalno disipativno obnašanje konstrukcije razmerja  $\Omega_i$  ne smejo odstopati od najmanjše vrednosti  $\Omega$  za več kot 25%;

$$\text{kratki \u010dleni:} \quad \Omega_i = 1,5 \cdot \frac{V_{p,link,i}}{V_{Ed,i}} \quad (29)$$

$$\text{dolgi in srednje dolgi \u010dleni:} \quad \Omega_i = 1,5 \cdot \frac{M_{p,link,i}}{M_{Ed,i}} \quad (30)$$

V konstrukcijskem modelu tri smo konstruirali kratke seizmi\u010dne \u010dlene, kateri disipirajo energijo s stri\u017enim plasti\u010dnim mehanizmom. Pri dimenzioniranju smo upo\u0161tevali kriterije za kratke \u010dlene.

### 3.11.1.2 Dodatno varovani elementi

Elementi, ki ne vsebujejo seizmi\u010dnih \u010dlenov, to so stebri in diagonale in tudi pre\u010dke, \u010de so uporabljeni vertikalni \u010dleni kot v na\u0161em primeru, morajo biti preverjeni na tlačno obremenitev ob upo\u0161tevanju najneugodnej\u0161e kombinacije osne sile in upogibnih momentov:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (31)$$

Iz kontrole (31) je razvidno, da notranje sile, zaradi seizmi\u010dnega projektnega stanja, pove\u010damo s faktorjema dodatne nosilnosti prereza  $\Omega$  in dodatne nosilnosti materiala  $\gamma_{ov}$ . S tem omogo\u010dimo dodatno varovanje elementov, v katerih se plasti\u010dni \u010dlenki naj ne bi tvorili.

### 3.11.2 Izbrani profili

Pri konstrukcijskem modelu III smo kombinirali osem nihajnih oblik. Bistveni nihajni \u010das  $T_1$  za model z vertikalnimi \u010dleni je bil 1,95 s, kar je razvidno tudi iz preglednice 4-13.

Preglednica 3-13: Nihajni \u010dasi in participacija modalnih mas za model III

Nihajna oblika	Nihajni \u010das (s)	Modalna masa v x smeri	Modalna masa v y smeri	Vsota modalnih mas v x smeri	Vsota modalnih mas v y smeri
1	2,33	0	75,8	0	75,8
2	1,95	72,08	0	72,08	75,8

3	1,41	0	0	72,08	75,8
4	0,77	0	13,2	72,08	88,99
5	0,6	15,85	0	87,93	88,99
6	0,46	0	4,87	87,93	93,86
7	0,44	0	0	87,93	93,86
8	0,34	5,17	0	93,1	93,86

Iz preglednice 4-14 so razvidni profili in dolžine seizmičnih členov po etažah.

Preglednica 3-14: Vertikalni seizmični členi po etažah

Etaža	Izbrani profil	$V_{p,link}$ (kN)	$M_{p,link}$ (kNm)	$V_{Ed}$ (kN)	$\Omega_i$	$\frac{\Omega_i - \Omega_{min}}{\Omega_i} < 0,25$	e (m)
15	IPE100	52,46	9,8	19,24	4,09	<b>0,64</b>	0,3
14	IPE140	84,88	15,75	47,64	2,67	<b>0,45</b>	0,3
13	IPE180	123,68	29,43	103,06	1,80	0,18	0,3
12	IPE220	168,74	50,13	152,17	1,66	0,11	0,3
11	IPE240	193,64	63,62	182,39	1,59	0,07	0,3
10	IPE270	232,64	84,07	203,95	1,71	0,13	0,3
9	IPE270	232,64	84,07	209,41	1,67	0,11	0,3
8	IPE270	232,64	84,07	206,99	1,69	0,12	0,3
7	IPE270	232,64	84,07	197,78	1,76	0,16	0,3
6	IPE270	232,64	84,07	224,44	1,55	0,05	0,3
5	IPE300	278,69	109,12	274,23	1,52	0,03	0,3
4	IPE330	324,10	137,72	318,24	1,53	0,03	0,3
3	IPE360	376,97	176,21	355,84	1,59	0,07	0,3
2	IPE360	376,97	176,21	381,86	1,48	0	0,3
1	IPE330	324,10	137,72	279,65	1,74	0,15	0,3
				$\Omega_{min}$	1,48		

V kontroli o omejevanju dodatne nosilnosti smo izpustili zgornji dve etaži, saj  $\Omega$  tam bistveno odstopa od ostalih. V 14. etaži bi glede na seizmično projektno stanje lahko izbrali manjši profil, pa nam to projektno stanje zaradi vetra ni dopuščalo.

Preglednica 3-15: Faktorji dodatne nosilnosti

MODEL	$\Omega$	$\gamma_{OV}$	$1,1 * \Omega * \gamma_{OV}$
Ekscentrično povezje	1,48	1,0	1,63

Preglednica 3-16: Izbrani profili prečk in stebrov za model III v smeri x

Model III	
Lokacija	Profil
Zunanji steber	HEM450
Notranji steber	HEM500
Prečka	IPE450
Prečka v strehi	IPE240

Diagonale so dimenzionirane na uklonsko nosilnost  $N_{Ed} \leq \chi_{b,Rd} = \cdot \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$ . V preglednici

4-17 so prikazani izbrani profili diagonal po etažah.

Preglednica 3-17: Izbrani profili diagonal za model III v prečni smeri

Etaža	Diagonala
15	76,1/2,9
14	114,3/3,6
13	114,3/6,3
12	121/6,3
7-11	127/7,1
6	127/8,8

4, 5	133/12,5
3	133/16
2	133/17,5
1	133/20

### 3.11.3 Teorija drugega reda

Tudi v primeru konstrukcijskega modela III, ko imamo v prečni smeri ekscentrična povezja, nam teorije drugega reda ni bilo treba upoštevati, saj smo v vseh etažah dobili koeficient  $\theta < 0,1$ .

Preglednica 3-18: Kontrola teorije drugega reda za konstrukcijski model III v smeri x

Etaža	Višina etaže (m)	$P_{TOT}$ (kN)	$V_{TOT}$ (kN)	$d_e$ (m)	$d_r = d_e \cdot q$ (m)	$\theta$	Kontrola
15	4	164,12	114,22	0,0037	0,0222	0,008	ok
14	4	965,8	531,1	0,0045	0,027	0,012	ok
13	4	1766,92	871,39	0,0052	0,0312	0,016	ok
12	4	2566,52	1120,28	0,0057	0,0342	0,020	ok
11	4	3365,1	1272,68	0,0021	0,0126	0,008	ok
10	4	4165,64	1332,63	0,0023	0,0138	0,011	ok
9	4	4966,46	1310,05	0,0029	0,0174	0,016	ok
8	4	5767,56	1220,33	0,0036	0,0216	0,026	ok
7	4	6568,96	1156,48	0,0042	0,0252	0,036	ok
6	4	7370,72	1450,19	0,0046	0,0276	0,035	ok
5	4	8169,6	1715,42	0,0046	0,0276	0,033	ok
4	4	8966,64	1937,01	0,0045	0,027	0,031	ok
3	4	9758,56	2104,02	0,0041	0,0246	0,029	ok
2	4	10554,8	2213,32	0,0036	0,0216	0,026	ok
1	4,5	11343,24	2264,41	0,0029	0,0174	0,019	ok

### 3.11.4 Mejno stanje uporabnosti

#### 3.11.4.1 Kontrola etažnih pomikov

Preglednica 3-19: Kontrola etažnih pomikov za model III v smeri x

Etaža	Višina etaže (m)	$u_x$ (m)	$d_r$ (m)	$d_{r,v}$ (m)	$0,0075 \cdot h_i$	
15	4	0,0585	0,0222	0,0111	0,03	ok
14	4	0,0548	0,027	0,0135	0,03	ok
13	4	0,0503	0,0312	0,0156	0,03	ok
12	4	0,0451	0,0342	0,0171	0,03	ok
11	4	0,0394	0,0126	0,0063	0,03	ok
10	4	0,0373	0,0138	0,0069	0,03	ok
9	4	0,035	0,0174	0,0087	0,03	ok
8	4	0,0321	0,0216	0,0108	0,03	ok
7	4	0,0285	0,0252	0,0126	0,03	ok
6	4	0,0243	0,0276	0,0138	0,03	ok
5	4	0,0197	0,0276	0,0138	0,03	ok
4	4	0,0151	0,027	0,0135	0,03	ok
3	4	0,0106	0,0246	0,0123	0,03	ok
2	4	0,0065	0,0216	0,0108	0,03	ok
1	4,5	0,0029	0,0174	0,0087	0,03375	ok

### 3.12 Model IV – ekscentrično povezje

Konstrukcijski model IV je kot model III zasnovan tako, da ima v prečni smeri na vsaki strani po dve ekscentrični povezji, vendar pa ima model IV namesto vertikalnih seizmičnih členov horizontalne, ki so del prečk. Pogoji, po katerih smo določili prerez seizmičnih členov, so enaki kot pri modelu III (točka 4.9.1.1). Tudi horizontalni seizmični členi so kratki, kar pomeni, da razvijejo strižni mehanizem.

### 3.12.1 Izbrani profili

Pri konstrukcijskem modelu IV smo kombinirali devet nihajnih oblik. Bistveni nihajni čas  $T_1$  je bil 1,87 s (preglednica 4-20). V preglednici 4-21 so prikazani izbrani profili horizontalnih členov po etažah.

Preglednica 3-20: Nihajni časi in participacija modalnih mas za model IV

Nihajna oblika	Nihajni čas (s)	Modalna masa v x smeri	Modalna masa v y smeri	Vsota modalnih mas v x smeri	Vsota modalnih mas v y smeri
1	2,33	0	75,77	0	75,77
2	1,87	70,9	0	70,9	75,77
3	1,35	0	0	70,9	75,77
4	0,77	0	13,21	70,9	88,98
5	0,57	15,9	0	86,8	88,98
6	0,47	0	4,88	86,8	93,86
7	0,42	0	0	86,8	93,86
8	0,33	0	2,42	86,8	96,28
9	0,32	5,63	0	92,43	96,28

Preglednica 3-21: Horizontalni seizmični členi po etažah

Etaža	Izbrani profil	$V_{p,link}$ (kN)	$M_{p,link}$ (kNm)	$V_{Ed}$ (kN)	$\Omega_i$	$\frac{\Omega_i - \Omega_{min}}{\Omega_i} < 0,25$	e (m)
15	IPE100	52,46	9,8	20,12	3,91	<b>0,6</b>	0,3
14	IPE160	103,52	21,76	78,98	1,97	0,21	0,3
13	IPE200	145,50	38,25	125	1,75	0,11	0,3
12	IPE240	193,64	63,61	166,36	1,75	0,11	0,3
11	IPE240	193,64	63,61	186,6	1,56	0	0,3
10	IPE270	232,64	84,07	208,43	1,67	0,07	0,3
9	IPE270	232,64	84,07	204,75	1,70	0,08	0,3
8	IPE300	278,69	109,12	202,83	2,06	0,24	0,3



7	IPE300	278,69	109,12	208,05	2,01	0,22	0,3
6	IPE300	278,69	109,12	230,92	1,81	0,14	0,3
5	IPE330	324,10	137,72	272,96	1,78	0,12	0,3
4	IPE330	324,10	137,72	301,37	1,61	0,03	0,3
3	IPE360	376,97	176,21	334,73	1,69	0,08	0,3
2	IPE400	450,98	220,71	355,32	1,90	0,18	0,3
1	IPE400	450,98	220,71	368,32	1,84	0,15	0,3
				$\Omega_{\min}$	1,56		

Zaradi strogega kriterija o omejitvi razlike med maksimalnim in minimalnim faktorjem nosilnosti, smo izbrali profile seizmičnih členov manjše kot pa so profili prečk. Za prečke smo vzeli I profil in sicer IPE 450, medtem ko smo člene, ki so sicer vgrajeni v prečkah, dimenzionirali na manjše profile, kot je to tudi razvidno iz preglednice 4-21. Na ta način smo zadostili kriteriju o faktorju dodatne nosilnosti prereza. Težave nam je delal le faktor  $\Omega$  v najvišji etaži, ki je bil od ostalih občutno večji, zato le tega nismo upoštevali. V preglednici 4-22 so prikazani faktorji, s katerimi smo pomnožili seizmični vpliv, da smo določili elemente, ki so dodatno varovani.

Preglednica 3-22: Faktorji dodatne nosilnosti za model IV za smer x

MODEL	$\Omega$	$\gamma_{OV}$	$1,1*\Omega*\gamma_{OV}$
Ekscentrično povezje	1,56	1,0	1,72

Preglednica 3-23: Izbrani profili za ekscentrično povezje s horizontalnimi členi

Model IV	
Lokacija	Profil
Zunanji steber	HEM450
Notranji steber	HEM500
Prečka	IPE450
Prečka s.	IPE240

Diagonale so tudi v modelu IV enako kot v modelu III dimenzionirane na uklonsko nosilnost. Izbrani profili diagonal so navedeni v preglednici 4-24.

Preglednica 3-24: Izbrani profili diagonal za model IV v prečni smeri

Etaža	Diagonala
15	114,3/3,6
14	139,7/4
13	152,4/5,6
12	152,4/8,8
11	159/10
9, 10	159/12,5
7, 8	159/11
6	168,3/12,5
5	168,3/17,5
4	177,8/20
3	177,8/22,2
1, 2	193,7/25

### 3.12.2 Teorija drugega reda

Pogoj, da je  $\theta < 0,1$ , je bil izpolnjen, zato nam tudi pri tem modelu teorije drugega reda ni bilo potrebno upoštevati. Kot je razvidno iz preglednice 4-25 se kontrola izide v vseh etažah.

Preglednica 3-25: Kontrola teorije drugega reda za konstrukcijski model IV v smeri x

Etaža	Višina etaže (m)	$P_{TOT}$ (kN)	$V_{TOT}$ (kN)	$d_e$ (m)	$d_r = d_e \cdot q$ (m)	$\theta$	Kontrola
15	4	164,08	120,29	0,0039	0,0234	0,008	ok
14	4	966	557,79	0,0046	0,0276	0,012	ok
13	4	1767,36	907,77	0,0054	0,0324	0,016	ok
12	4	2567,3	1154,4	0,0053	0,0318	0,018	ok
11	4	3366,34	1298,76	0,0019	0,0114	0,007	ok

10	4	4167,38	1348,62	0,0025	0,015	0,012	ok
9	4	4968,64	1319	0,003	0,018	0,017	ok
8	4	5770,16	1226,5	0,0037	0,0222	0,026	ok
7	4	6571,96	1250,08	0,0043	0,0258	0,034	ok
6	4	7374,06	1543,1	0,0045	0,027	0,032	ok
5	4	8173,24	1802,15	0,0043	0,0258	0,029	ok
4	4	8970,58	2014,68	0,0042	0,0252	0,028	ok
3	4	9762,76	2172,71	0,0038	0,0228	0,026	ok
2	4	10559,2	2273,05	0,0031	0,0186	0,022	ok
1	4,5	11347,76	2319,98	0,0024	0,0144	0,016	ok

### 3.12.3 Mejno stanje uporabnosti

Kot tudi v vseh treh prejšnjih primerih modelov, je tudi tukaj bila izpolnjena kontrola etažnih pomikov (preglednica 4-26)

Preglednica 3-26: Kontrola etažnih pomikov za model IV v smeri x

Etaža	Višina etaže (m)	$u_x$ (m)	$d_r$ (m)	$d_r * v$ (m)	$0,0075 * h_i$	
15	4	0,0569	0,0234	0,0117	0,03	ok
14	4	0,053	0,0276	0,0138	0,03	ok
13	4	0,0484	0,0324	0,0162	0,03	ok
12	4	0,043	0,0318	0,0159	0,03	ok
11	4	0,0377	0,0114	0,0057	0,03	ok
10	4	0,0358	0,015	0,0075	0,03	ok
9	4	0,0333	0,018	0,009	0,03	ok
8	4	0,0303	0,0222	0,0111	0,03	ok
7	4	0,0266	0,0258	0,0129	0,03	ok
6	4	0,0223	0,027	0,0135	0,03	ok
5	4	0,0178	0,0258	0,0129	0,03	ok
4	4	0,0135	0,0252	0,0126	0,03	ok

3	4	0,0093	0,0228	0,0114	0,03	ok
2	4	0,0055	0,0186	0,0093	0,03	ok
1	4,5	0,0024	0,0144	0,0072	0,03375	ok

### 3.13 Vzдолžna smer – centrično povezje

V vzdolžni smeri prevzemajo obtežbo zaradi seizmičnega vpliva natezne diagonale. Na vsaki strani imamo po dve povezji. Z razliko od prečnega prereza stavbe, ki se spreminja od modela do modela, je vzdolžni prerez pri vseh modelih enak. Natezne diagonale so bile projektirane po postopku, ki je opisan v razdelku 4.8.1. Prečke in stebri, ki so dodatno varovani elementi, pa so bili dimenzionirani na vpliv, ki je sestavljen iz neseizmičnega in seizmičnega, pri čemer je seizmični povečan s faktorjema dodatne nosilnosti materiala in prereza.

#### 3.13.1 Izbrani profili

Pri vzdolžnem prerezu smo kombinirali osem nihajnih oblik in s tem zadostili pogoju, da je vsota efektivnih modalnih mas večja kot 90% celotne mase konstrukcije. Bistveni nihajni čas  $T_1$  je bil 2,32 s (preglednica 4-3).

Da smo zadostili pogoju  $\frac{\Omega_{i,\max} - \Omega_{i,\min}}{\Omega_{i,\max}} \leq 0,25$ , smo v računu kontrole izpustili zgornji dve

etaži, v katerih, kot je razvidno iz preglednice 4-17, koeficienta  $\Omega$  bistveno odstopata od ostalih.

Preglednica 3-27: Izbrane diagonale po etažah za vzdolžno smer

Etaža	Diagonala	$\Omega_i$	$\frac{\Omega_i - \Omega_{\min}}{\Omega_i} < 0,25$	i (cm)	$\bar{\lambda}$	$1,3 \leq \bar{\lambda}$	$\bar{\lambda} \leq 2$
15	70/2,9	6,2759	<b>0,83</b>	2,375	1,9057	ok	ok
14	70/2,9	1,6518	<b>0,34</b>	2,375	1,9057	ok	ok
13	82,5/3,2	1,1586	0,06	2,806	1,6130	ok	ok
12	88,9/4	1,1480	0,05	3,005	1,5062	ok	ok
11	88,9/5	1,2817	0,15	2,972	1,5229	ok	ok
10	88,9/5	1,3578	0,19	2,972	1,5229	ok	ok

9	88,9/5	1,1617	0,06	2,972	1,5229	ok	ok
8	88,9/5	1,0931	0	2,972	1,5229	ok	ok
7	88,9/5	1,1289	0,03	2,972	1,5229	ok	ok
6	88,9/5	1,1569	0,06	2,972	1,5229	ok	ok
5	88,9/5,6	1,1505	0,05	2,952	1,5332	ok	ok
4	101,6/5,6	1,2090	0,1	3,4	1,3312	ok	ok
3	101,6/7,1	1,1576	0,06	3,35	1,3511	ok	ok
2	101,6/8	1,1087	0,01	3,321	1,3629	ok	ok
1	101,6/8	1,1626	0,06	3,321	1,4030	ok	ok
	$\Omega_{\min}$	1,0931					

Preglednica 3-28: Faktorji dodatne nosilnosti za vzdolžno smer

MODEL	$\Omega$	$\gamma_{OV}$	$1,1 \cdot \Omega \cdot \gamma_{OV}$
Pomični okvir	1,09	1	1,2

### 3.13.2 Teorija drugega reda

Pogoj, da je  $\theta < 0,1$ , je bil izpolnjen, zato nam teorije drugega reda ni bilo potrebno upoštevati, kar je tudi razvidno iz preglednice 4-29.

Preglednica 3-29: Kontrola teorije drugega reda za smer y

Etaža	Višina etaže (m)	$P_{TOT}$ (kN)	$V_{TOT}$ (kN)	$d_e$ (m)	$d_r = d_e \cdot q$ (m)	$\theta$	Kontrola
15	4	176,99	165,58	0,0032	0,0168	0,0048	ok
14	4	1036,08	811,14	0,0081	0,0212	0,0073	ok
13	4	1893,38	1257,83	0,0088	0,0272	0,0102	ok
12	4	2751,6	1471,62	0,006	0,0316	0,0132	ok
11	4	3610,57	1496,28	0,003	0,02	0,0095	ok
10	4	4470,59	1525,49	0,0013	0,0096	0,0053	ok
9	4	5331,97	1688,66	0,0038	0,0136	0,0089	ok

8	4	6194,94	1719,86	0,0062	0,018	0,0143	ok
7	4	7059,83	1608,98	0,005	0,0232	0,0228	ok
6	4	7926,93	1737,58	0,0053	0,0268	0,0261	ok
5	4	8796,49	1873,43	0,0073	0,0292	0,0263	ok
4	4	9668,84	2053,08	0,0087	0,0316	0,0273	ok
3	4	10544,37	2405,55	0,009	0,032	0,0275	ok
2	4	11423,05	2657,94	0,0093	0,032	0,0280	ok
1	4,5	12314,68	2792,06	0,0094	0,0264	0,0215	ok

Za prečke v vzdolžni smeri smo izbrali profil IPE 360 in to z razlogom, da je konstrukcija bolj toga, ne pa zaradi obremenitve na prečke.

### 3.13.3 Mejno stanje uporabnosti

#### 3.13.3.1 Kontrola etažnih pomikov

Tudi v vzdolžni smeri smo upoštevali mejno vrednost za omejitve etažnih pomikov  $d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$ .

Kontrola etažnih pomikov se je izšla v vseh etažah (preglednica 4-30).

Preglednica 3-30: Kontrola etažnih pomikov za smer y

Etaža	Višina etaže (m)	$u_y$ (m)	$d_r$ (m)	$d_r \cdot v$ (m)	$0,0075 \cdot h_i$	
15	4	0,0944	0,0128	0,0064	0,03	ok
14	4	0,0912	0,0324	0,0162	0,03	ok
13	4	0,0831	0,0352	0,0176	0,03	ok
12	4	0,0743	0,024	0,012	0,03	ok
11	4	0,0683	0,012	0,006	0,03	ok
10	4	0,0653	0,0052	0,0026	0,03	ok
9	4	0,064	0,0152	0,0076	0,03	ok

8	4	0,0602	0,0248	0,0124	0,03	ok
7	4	0,054	0,02	0,01	0,03	ok
6	4	0,049	0,0212	0,0106	0,03	ok
5	4	0,0437	0,0292	0,0146	0,03	ok
4	4	0,0364	0,0348	0,0174	0,03	ok
3	4	0,0277	0,036	0,018	0,03	ok
2	4	0,0187	0,0372	0,0186	0,03	ok
1	4,5	0,0094	0,0376	0,0188	0,03375	ok

## 4 KONTROLA VETRA

### 4.1 Obtežne kombinacije

#### 4.1.1 Mejno stanje nosilnosti

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W \quad (32)$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q \quad (33)$$

$$1,0 \cdot G + 1,5 \cdot W \quad (34)$$

#### 4.1.2 Mejno stanje uporabnosti

$$G + Q + 0,6 \cdot W \quad (35)$$

$$G + W \quad (36)$$

Obtežne kombinacije 32-36 uporabimo tako v x kot tudi v y smeri.

### 4.2 Konstrukcijski model I

#### 4.2.1 Kontrola nosilnosti

Najprej preverimo nosilnost stebrov, prečk ter diagonal za obtežbo z vetrom. Z modalno analizo s spektrom odziva smo določili profile, kot so prikazani v preglednici 5-1.

Preglednica 4-1: Profili stebrov in prečk za model I

Model I	
Lokacija	Profil
Zunanji steber	HEM700
Notranji steber	HEM800
Prečka prečno	IPE450



Prečka v strehi	IPE240
Prečka vzdolžno	IPE360

Nosilnost v prečni in vzdolžni smeri smo preverili z obtežnimi kombinacijami 31-33. Za stebre, prečke vzdolžno in prečke v strehi se kontrola nosilnosti izide. Zatakne se pri prečkah prečno. Nosilnost prečk v etažah od 2 do 8 je prekoračena. Največ je prekoračena nosilnost v tretji etaži in sicer za 12%. Ko smo imeli seizmično projektno stanje, smo za prečke določili profile IPE 450. Izkazuje se, da le ti ne zadostujejo, ko preverjamo konstrukcijski model I, na obtežne kombinacije z vetrom. Za prečke bi bilo potrebno vzeti IPE 500.

#### 4.2.2 Kontrola uporabnosti

##### 4.2.2.1 Kontrola etažnih pomikov

Etažni pomiki so omejeni z  $h_i/300$ , pri čemer je  $h_i$  višina etaže.

Maksimalni etažni pomik v prečni smeri:  $d_{r,4} = 0,01 \text{ m} \leq \frac{h}{300} = 0,013 \text{ m}$

Maksimalni etažni pomik v vzdolžni smeri:  $d_{r,6} = 0,004 \text{ m} \leq \frac{h}{300} = 0,013 \text{ m}$

Kontrola etažnih pomikov se je izšla tako v prečni kot tudi v vzdolžni smeri.

##### 4.2.2.2 Kontrola pomika na vrhu

Pomik v najvišji točki stavbe je omejen z  $H/500$ , pri čemer je  $H$  celotna višina stavbe.

Prečno:  $u_{x,15} = 0,108 \text{ m} \leq \frac{H}{500} = 0,121 \text{ m}$ .

Vzdolžno:  $u_{y,15} = 0,043 \text{ m} \leq \frac{H}{500} = 0,121 \text{ m}$ .

Tudi kontrola pomika na vrhu se izide.

## 4.3 Konstrukcijski model II

### 4.3.1 Kontrola nosilnosti

Preglednica 4-2: Profili stebrov in prečk za model II

Model II	
Lokacija	Profil
Zunanji steber	HEM450
Notranji steber	HEM500
Prečka prečno	IPE500
Prečka v strehi	IPE240
Prečka vzdolžno	IPE360

Preglednica 4-3: Profili diagonal za model II v x smeri

Etaža	Diagonala
13-15	60,3/2,9
12	82,5/3,2
11	82,5/4
7-10	82,5/4,5
6	82,5/5,6
5	88,9/6,3
4	88,9/7,1
2, 3	88,9/8
1	88,9/5,6

Kontrola nosilnosti je izpolnjena v vseh elementih.

## 4.3.2 Kontrola uporabnosti

### 4.3.2.1 Kontrola etažnih pomikov

Maksimalni etažni pomik v prečni smeri:  $d_{r,7} = 0,005 \text{ m} \leq \frac{h}{300} = 0,013 \text{ m}$

Maksimalni etažni pomik v vzdolžni smeri:  $d_{r,6} = 0,004 \text{ m} \leq \frac{h}{300} = 0,013 \text{ m}$

Kontrola etažnih pomikov je izpolnjena po vseh etažah.

### 4.3.3 Kontrola pomika na vrhu

Prečno:  $u_{x,15} = 0,056 \text{ m} \leq \frac{H}{500} = 0,121 \text{ m}$

Vzdolžno:  $u_{y,15} = 0,044 \text{ m} \leq \frac{H}{500} = 0,121 \text{ m}$

Kontroli za prečno ter vzdolžno smer sta izpolnjeni.

## 4.4 Konstrukcijski model III

### 4.4.1 Kontrola nosilnosti

Preglednica 4-4: Profili stebrov in prečk za model III

Model III	
Lokacija	Profil
Zunanji steber	HEM450
Notranji steber	HEM500
Prečka prečno	IPE450
Prečka v strehi	IPE240

Prečka vzdolžno	IPE360
--------------------	--------

Preglednica 4-5: Profili vertikalnih seizmičnih členov za model III v x smeri

Etaža	Izbrani profil
15	IPE100
14	IPE140
13	IPE180
12	IPE220
11	IPE240
6-10	IPE270
5	IPE300
4	IPE330
2, 3	IPE360
1	IPE330

Preglednica 4-6: Profili diagonal za model III v x smeri

Etaža	Diagonala
15	76,1/2,9
14	114,3/3,6
13	114,3/6,3
12	121/6,3
7-11	127/7,1
6	127/8,8
4, 5	133/12,5
3	133/16
2	133/17,5
1	133/20

Kontrola nosilnosti se izide tako ta seizmične člene kot tudi za stebre in prečke.

## 4.4.2 Kontrola uporabnosti

### 4.4.2.1 Kontrola etažnih pomikov

Maksimalni etažni pomik v prečni smeri:  $d_{r,7} = 0,005 \text{ m} \leq \frac{h}{300} = 0,013 \text{ m}$

Maksimalni etažni pomik v vzdolžni smeri:  $d_{r,6} = 0,004 \text{ m} \leq \frac{h}{300} = 0,013 \text{ m}$

Kontrola etažnih pomikov je izpolnjena po vseh etažah.

### 4.4.2.2 Kontrola pomika na vrhu

Prečno:  $u_{x,15} = 0,052 \text{ m} \leq \frac{H}{500} = 0,121 \text{ m}$

Vzdolžno:  $u_{y,15} = 0,045 \text{ m} \leq \frac{H}{500} = 0,121 \text{ m}$

Kontroli za prečno ter vzdolžno smer sta izpolnjeni.

## 4.5 Konstrukcijski model IV

### 4.5.1 Kontrola nosilnosti

Preglednica 4-7: Profili stebrov in prečk za model IV

Model III	
Lokacija	Profil
Zunanji steber	HEM450
Notranji steber	HEM500
Prečka prečno	IPE450
Streha	IPE240
Prečka vzdolžno	IPE360

Preglednica 4-8: Profili horizontalnih seizmičnih členov za model IV

Etaža	Izbrani profil
15	IPE100
14	IPE160
13	IPE200
11, 12	IPE240
9, 10	IPE270
6-8	IPE300
4, 5	IPE330
3	IPE360
1, 2	IPE400

Preglednica 4-9: Profili diagonal za model IV

Etaža	Diagonala
15	114,3/3,6
14	139,7/4
13	152,4/5,6
12	152,4/8,8
11	159/10
9, 10	159/12,5
7, 8	159/11
6	168,3/12,5
5	168,3/17,5
4	177,8/20
3	177,8/22,2
1, 2	193,7/25

Kontrola nosilnosti se izide tako ta seizmične člene kot tudi za stebre in prečke.

## 4.5.2 Kontrola uporabnosti

### 4.5.2.1 Kontrola etažnih pomikov

Maksimalni etažni pomik v prečni smeri:  $d_{r,7} = 0,004 \text{ m} \leq \frac{h}{300} = 0,013 \text{ m}$

Maksimalni etažni pomik v vzdolžni smeri:  $d_{r,6} = 0,004 \text{ m} \leq \frac{h}{300} = 0,013 \text{ m}$

Kontrola etažnih pomikov je izpolnjena po vseh etažah.

### 4.5.2.2 Kontrola pomika na vrhu

Prečno:  $u_{x,15} = 0,049 \text{ m} \leq \frac{H}{500} = 0,121 \text{ m}$

Vzdolžno:  $u_{y,15} = 0,045 \text{ m} \leq \frac{H}{500} = 0,121 \text{ m}$

Kontroli za prečno ter vzdolžno smer sta izpolnjeni.

## 5 NELINEARNA STATIČNA ANALIZA

### 5.1 Splošno o analizi

#### 5.1.1 Opis analize

Nelinearna statična analiza (ang. Pushover) je uporabna za projektiranje novih konstrukcij kot tudi za oceno obnašanja obstoječih konstrukcij. Pred začetkom analize moramo model, ki ga uporabljamo pri običajni linearni elastični analizi, dopolniti s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezne elemente. To pomeni, da na začetku in na koncu vsakega elementa modeliramo plastični členek. Za vsak členek določimo nelinearen odnos med upogibnim momentom in zasukom. Nato konstrukcijo obremenimo z vodoravno obtežbo, ki je enkrat konstantna po višini, drugič pa ima trikotno obliko, kar predstavlja prvo nihajno obliko konstrukcije. Konstrukcijo postopoma obremenjujemo z vodoravno obtežbo, dokler ne nastopi plastični mehanizem. Na podlagi krivulje, ki je rezultat odnosa med prečno silo in pomikom na vrhu, določimo ciljni pomik konstrukcije in nato le to »porinemo« do izračunanega pomika in opazujemo, kaj se s konstrukcijo dogaja. V primeru, da se plastični členki tvorijo tam, kjer želimo (npr. v pomičnem okvirju v prečkah ter v stebrih spodaj ob vpetju), potem lahko zaključimo, da je stavba zadovoljivo projektirana in rotacijska kapaciteta ni prekoračena.

#### 5.1.2 Določitev ciljnega pomika za nelinearno statično analizo

Najprej določimo porazdelitev vodoravne obtežbe po višini

$$P_i = m_i \cdot \Phi_i \quad (37)$$

P.....vektor vodoravne obtežbe

m.....masna matrika

$\Phi$ .....nihajna oblika.

Kot je opisano pod točko 5.1.1 konstrukcijo obremenjujemo z vodoravno obtežbo, dokler ne nastopi plastični mehanizem.

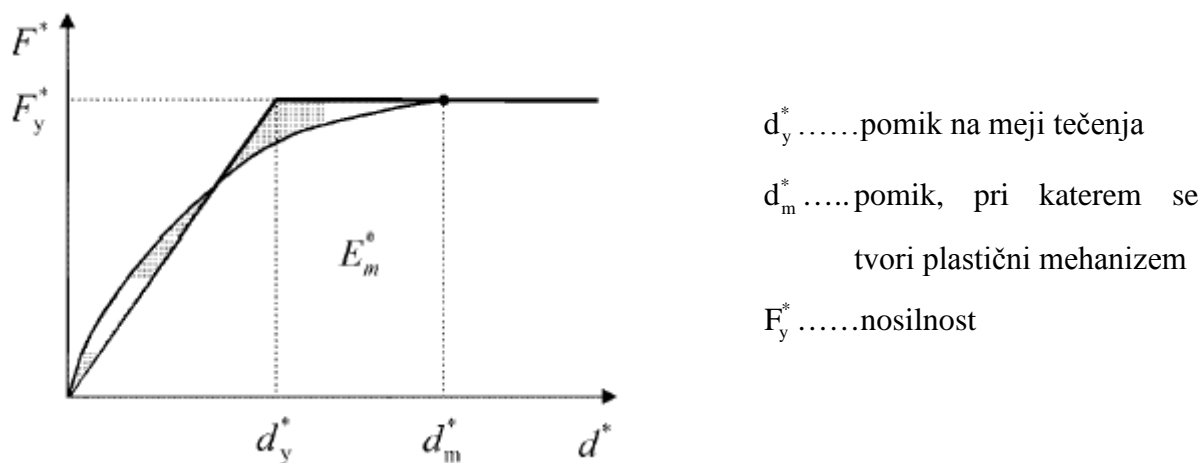


Sistem z več prostostnimi stopnjami moramo prevesti na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo. Faktor za pretvorbo sistema  $\Gamma$  je odvisen od predpostavljenega približka za nihajno obliko  $\Phi$  in od razporeditve mas.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} \dots \dots \dots \text{faktor pretvorbe} \quad (38)$$

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \dots \dots \dots \text{masa ekvivalentnega sistema} \quad (39)$$

Iz krivulje, ki je rezultat odnosa med celotno prečno silo in pomikom na vrhu, odčitamo nosilnost ( $F_y^*$ ) in pomik na meji tečenja ( $d_y^*$ ). Primer krivulje je prikazan na sliki 5-1.



Slika 5-1: Odnos med prečno obtežbo in pomikom

Na sliki 6-1 sta prikazana dejanski in idealiziran odnos med obtežbo in deformacijo. Ko določamo idealiziran odnos je eden od kriterijev tudi ta, da je površina pod dejanskim in idealiziranim odnosom enaka (šrafirana dela na sliki 6-1 morata biti približno enaka).

Naslednji korak je določitev nihajnega časa  $T^*$  idealiziranega ekvivalentnega sistema, ki ga določimo po enačbi (40)

$$T^* \approx 2 \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (40)$$

Ko imamo znan nihajni čas ekvivalentnega sistema  $T^*$ , lahko ciljni pomik izračunamo numerično, ali pa ga določimo grafično.

Numerična določitev ciljnega pomika:

Določimo diagram kapacitete

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (41)$$

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{ae} \quad (42)$$

Določimo maksimalni pomik  $S_d$

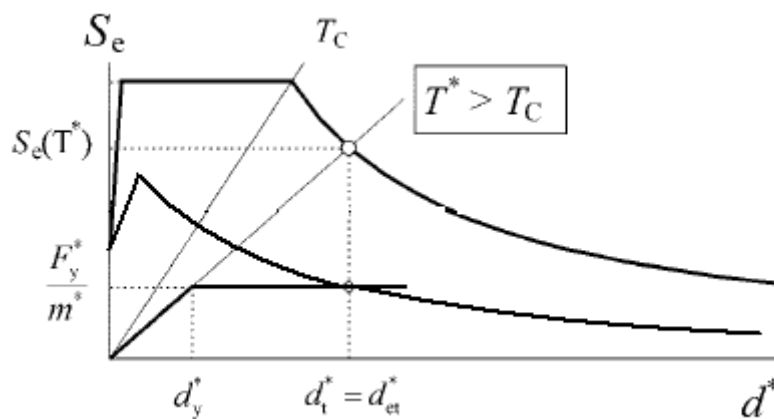
$$T^* < T_C: S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left( 1 + (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right) \quad (43)$$

$$T^* \geq T_C: S_d = S_{de}$$

Pomik SDOF modela pretvorimo v pomik na vrhu MDOF modela

$$d_t = \Gamma \cdot S_d \quad (44)$$

Ko imamo ciljni pomik  $d_t$  določen, konstrukcijo »porinemo« do tega pomika in nato kontroliramo npr. kje se tvorijo plastični členki.



Slika 5-2: Določitev ciljnega pomika za ekvivalenten SDOF sistem

Grafična določitev ciljnega pomika:

- Ko imamo znan  $T^*$ , potegnemo premico iz izhodišča, do točke na elastičnem spektru, ki ustreza izračunanemu nihajnemu času.
- Iz presečišča z elastičnim spektrom potegnemo horizontalno črto in kjer se seka z ordinato dobimo  $S_{ae}$ , kar predstavlja pospešek, ki ga mora prenesti elastična konstrukcija.
- Iz presečišča z elastičnim spektrom ponovno potegnemo črto, toda tokrat vertikalno in kjer se ta seka z neelastičnim spektrom potegnemo horizontalno črto do ordinate. S tem dobimo na ordinati vrednost  $S_{ay}$ , to pa je pospešek na meji tečenja.
- Kjer se sekata premica, ki vodi do  $S_{ay}$  in premica od izhodišča do  $T^*$ , potegnemo vertikalo in dobimo  $d_y^*$ .
- Črto, ki smo jo potegnili iz presečišča z elastičnim spektrom do neelastičnega spektra, podaljšamo do abscise in s tem dobimo maksimalni pomik  $d_t^*$ , ki ga moramo še pomnožiti s faktorjem pretvorbe  $\Gamma$ , da dobimo ciljni pomik  $d_t$ .

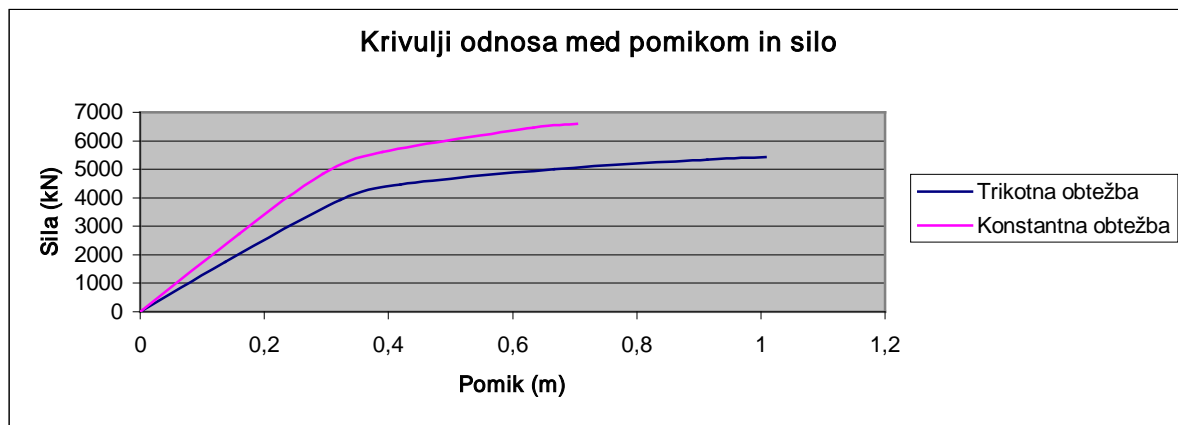
## 5.2 Nelinearna statična analiza za posamezne modele

Ker je obravnavana stavba regularna tako po višini kot tudi po tlorisu, smo nelinearno statično analizo obravnavali ravninsko. Glede na to, da se konstrukcijski modeli v vzdolžni smeri ne spreminjajo, je predstavljen samo en primer, saj se spreminjajo le dimenzije stebrov, kar pa bistveno ni vplivalo pri izračunu ciljnega pomika.

### 5.2.1 Prečna smer

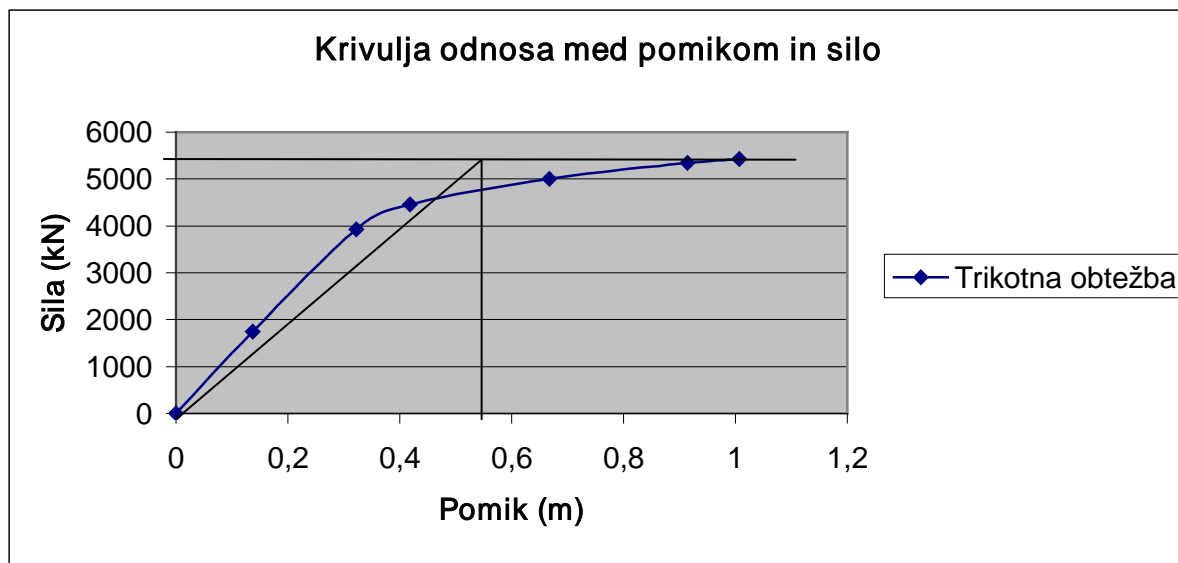
#### 5.2.1.1 Konstrukcijski model I

Obravnavano konstrukcijo smo obremenili dvakrat. Prvič z vodoravno, po višini konstantno obtežbo, drugič pa s trikotno razporeditvijo obtežbe po višini. Na spodnji sliki 5-3 sta prikazani krivulji, ki predstavljata odnos med celotno prečno silo in pomikom.



Slika 5-3: Krivulji odnosa med prečno silo in pomikom za model I v prečni smeri

Pri po višini konstantni vodoravni obtežbi dobimo faktor pretvorbe enak ena in temu sledi manjši ciljni pomik kot pri obremenjevanju z vodoravno obtežbo trikotne razporeditve, kjer je faktor pretvorbe večji od ena. Zaradi tega je v nadaljevanju prikazana določitev ciljnega pomika le za obtežbo trikotne razporeditve.



Slika 5-4: Graficzna določitev  $d_y^*$  in  $F_y^*$  za model I v prečni smeri

Numerični izračun ciljnega pomika za pomični okvir:

$$m^* = 2557,91 \text{ t}$$

$$\Gamma = 1,37$$

$$d_m^* = 0,73 \text{ m}$$

$$d_y^* = 0,42 \text{ m}$$

$$F_y = 3966,01 \text{ kN} = 404,28 \text{ t}$$

$$T^* = 3,26 \text{ s}$$

$$S_{ay} = 0,1581 \text{ g}$$

$$S_{ae} = 0,0875 \text{ g}$$

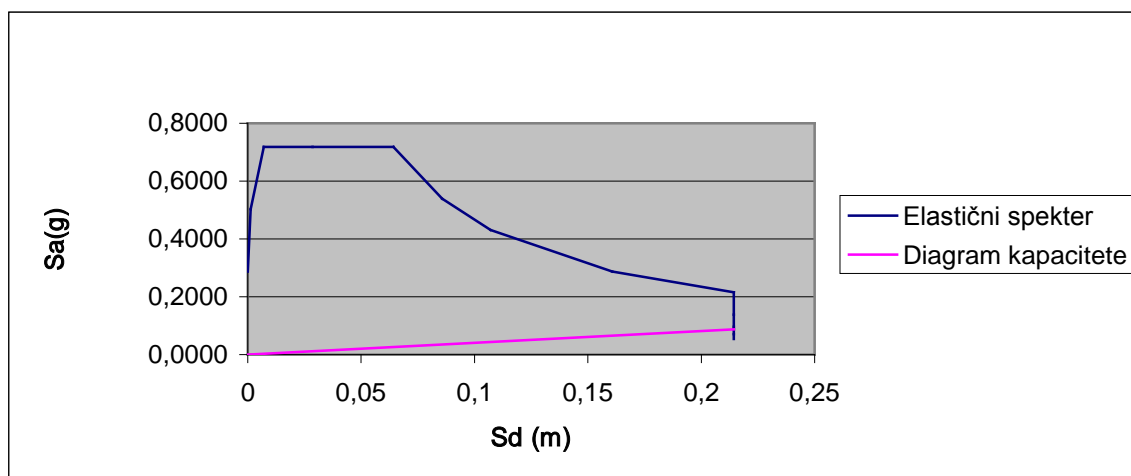
$$S_{de} = 0,2141 \text{ m}$$

$$T^* > T_c \Rightarrow d_t^* = S_{de} = 0,2141 \text{ m}$$

$$\underline{d_t = 0,29 \text{ m}}$$

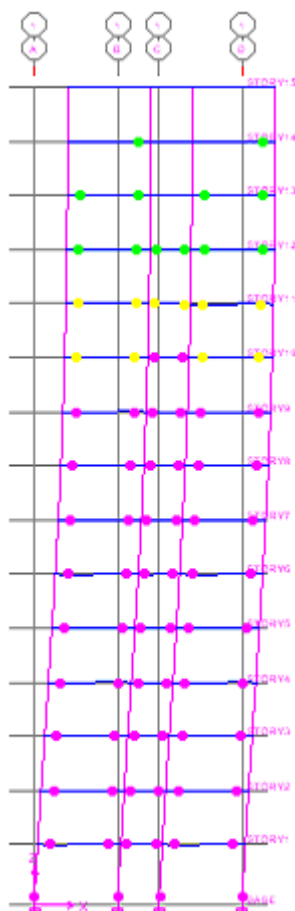
Ko smo na koncu primerjali dobljeni ciljni pomik  $d_t^*$  s kontrolnim pomikom SDOF sistema  $d_m^*$ , smo ugotovili, da je odstopanje med pomikoma preveliko. Potrebno bi bilo narediti še eno iteracijo, kar pa ni bilo mogoče, saj je bil ciljni pomik, ki smo ga dobili po prvi iteraciji še v linearnem delu krivulje odnosa med silo in pomikom in zato nismo mogli določiti idealiziranega odnosa.

Konstrukcijo smo »porinili« do ciljnega pomika, določenega v prvi iteraciji in opazovali kje se tvorijo plastični členki (slika 6-7).



Slika 5-5: Grafična določitev ciljnega pomika za model I v prečni smeri

Na spodnji sliki 6-6 se vidi, kako so se tvorili plastični členki, ko smo konstrukcijo obremenili z vodoravno obtežbo trikotne razporeditve.

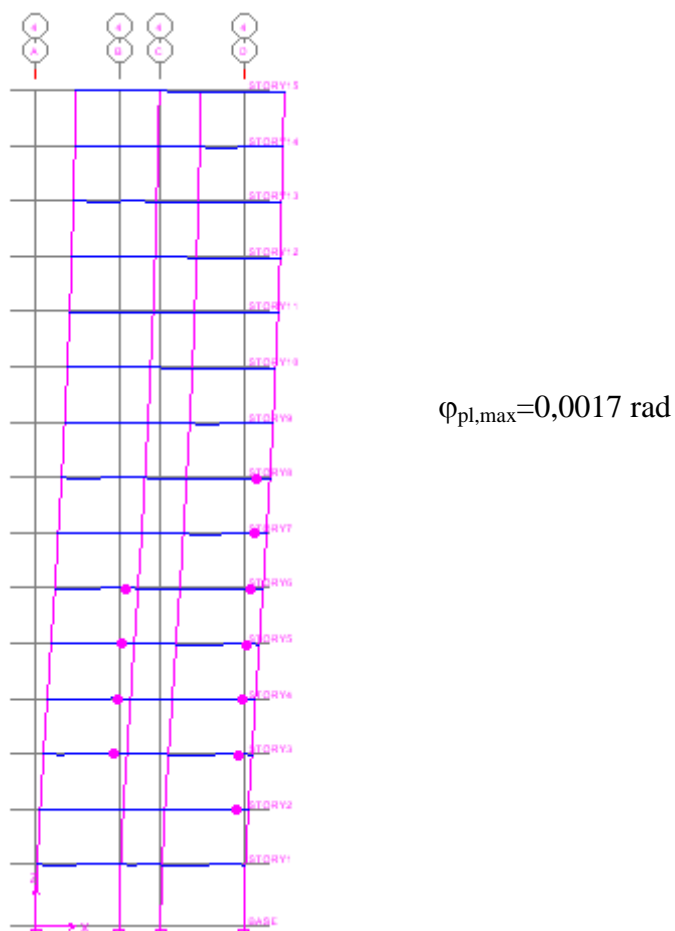


Slika 5-6: Plastični členki po obremenjevanju pomičnega okvirja

Na sliki 6-6 je prikazan zadnji korak. Vidi se, da se členki tvorijo povsod tam, kjer tudi želimo, da se tvorijo, to je v prečkah in v stebrih spodaj ob vpetju.

Na slikah 6-6 in 6-7 sta prikazana samo najbolj obremenjena okvirja, kjer se je tvorilo največ plastičnih členkov. V ostalih okvirjih je stanje podobno.

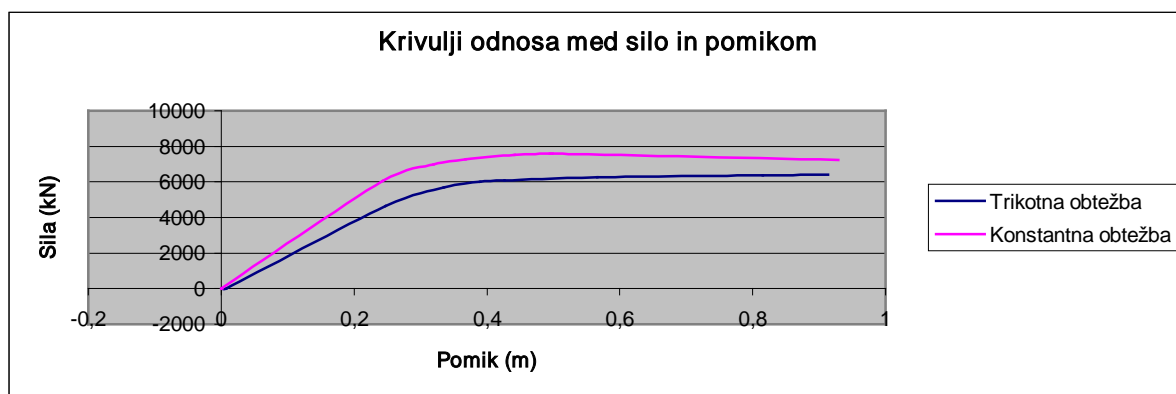
Na spodnji sliki 6-7 so razvidne poškodbe, ki so se tvorile, ko smo konstrukcijo »porinili« do ciljnega pomika, določenega v prvi iteraciji. V konstrukciji se je tvorilo 43 členkov v prečkah (slika 6-7), vendar je bila maksimalna plastična rotacija v členku zelo majhna, znašala je 0,0017 rad. Iz tega sklepamo, da se konstrukcija obnaša večinoma elastično.



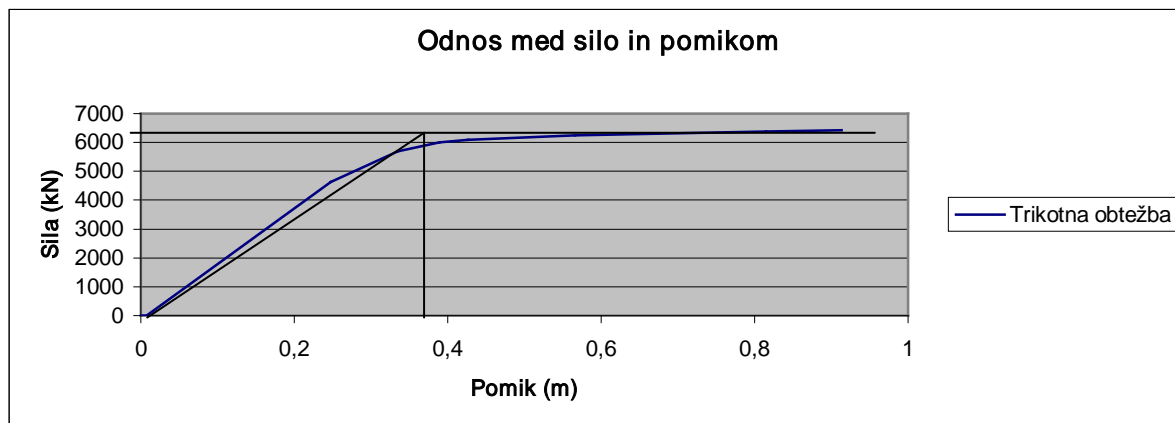
Slika 5-7: Plastični členki pri ciljnem pomiku 0,29 m za model I v prečni smeri

### 5.2.1.2 Konstrukcijski model II

Na spodnjih dveh slikah 5-8 in 5-9 sta prikazani krivulji, ki predstavljata odnos med celotno prečno silo in pomikom ter grafična določitev pomika  $d_y^*$  in sile  $F_y^*$ .

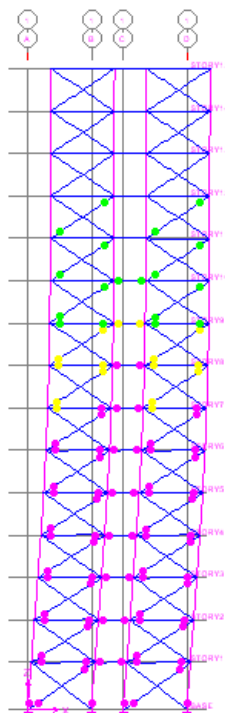


Slika 5-8: Krivulji odnosa med prečno silo in pomikom za model II v prečni smeri



Slika 5-9: Grafična določitev  $d_y^*$  in  $F_y^*$  za model II v prečni smeri

Na sliki 6-10 se vidi, kako so se tvorili plastični členki, ko smo konstrukcijo obremenili z vodoravno obtežbo trikotne razporeditve. Členki so se začeli tvoriti v drugem koraku, to je pri pomiku 0,25 m. Sprva so se tvorili samo v nateznih diagonalah in to je zaželeno, saj želimo, da se energija disipira prav v diagonalah. V naslednjem koraku, pa so se členki začeli tvoriti tudi že v prečkah. Najprej v srednjem polju, kjer so prečke dolge 3 m in nimamo diagonal, kasneje pa tudi v obeh krajnih poljih. Na sliki 6-10 je prikazan zadnji korak, kjer so členki tako v diagonalah kot tudi v prečkah, v stebri pa so le ob vpetju. Členki so se tvorili le do 3/4 stavbe, kar pa je pri visoki stavbi pričakovan pojav.



Slika 5-10: Plastični členki po obremenjevanju okvirja s centričnim povezjem



Numerični izračun ciljnega pomika za centrično povezje:

$$m^* = 2406,84 \text{ t}$$

$$\Gamma = 1,43$$

$$d_m^* = 0,57 \text{ m}$$

$$d_y^* = 0,3 \text{ m}$$

$$F_y = 4478,92 \text{ kN} = 456,57 \text{ t}$$

$$T^* = 2,53 \text{ s}$$

$$S_{ay} = 0,1897g$$

$$S_{ae} = 0,1347g$$

$$S_{de} = 0,2141 \text{ m}$$

$$T^* > T_C \Rightarrow d_t^* = S_{de} = 0,2141 \text{ m}$$

$$\underline{d_t = 0,31 \text{ m}}$$

2. iteracija:

$$d_m^* = 0,21 \text{ m}$$

$$d_y^* = 0,2 \text{ m}$$

$$F_y = 3787,06 \text{ kN} = 386,04 \text{ t}$$

$$T^* = 2,26 \text{ s}$$

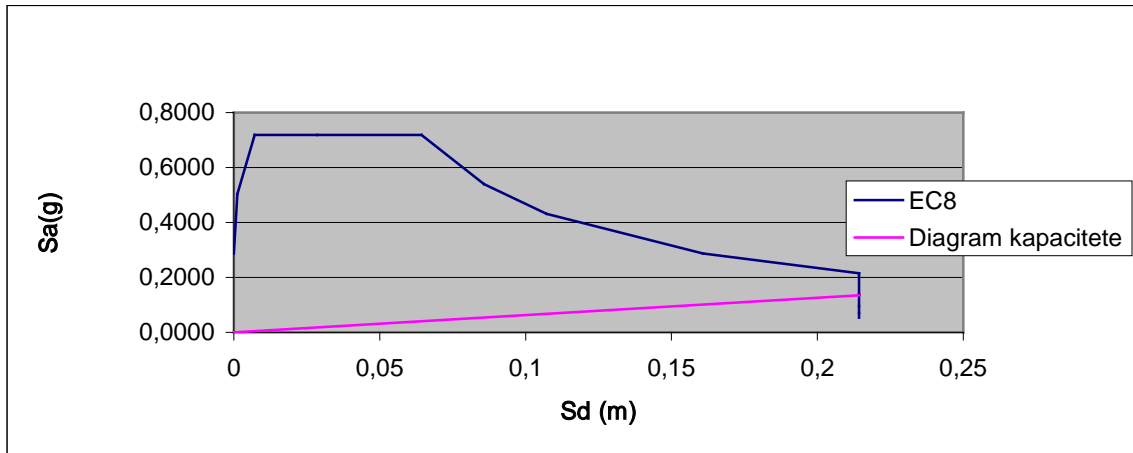
$$S_{ay} = 0,1604g$$

$$S_{ae} = 0,1689g$$

$$S_{de} = 0,2142 \text{ m}$$

$$T^* > T_C \Rightarrow d_t^* = S_{de} = 0,2142 \text{ m}$$

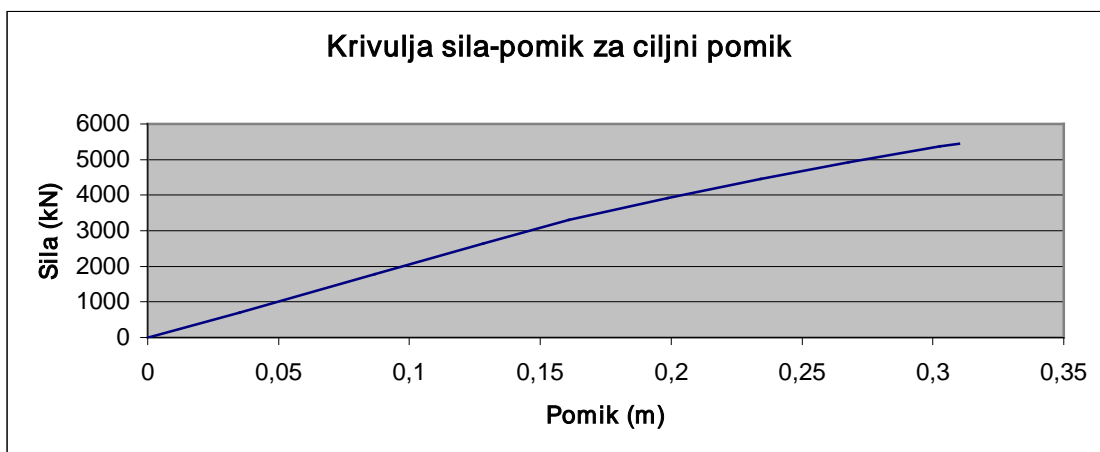
$$\underline{d_t = 0,31 \text{ m}}$$



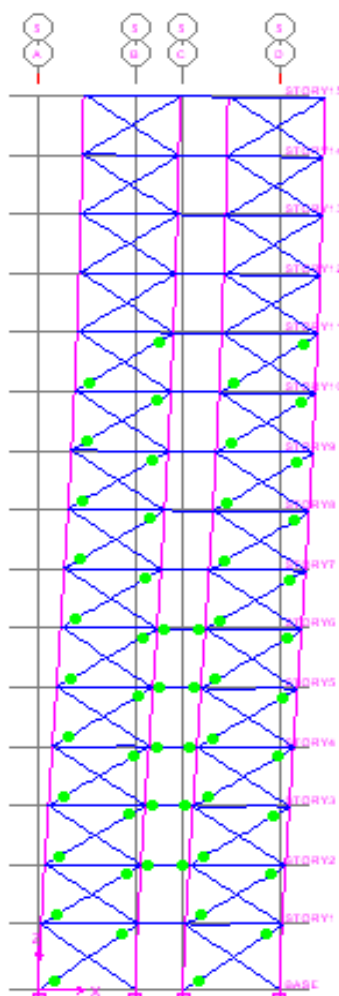
Slika 5-11: Grafična določitev ciljnega pomika za model II v prečni smeri

Ko smo določili, ciljni pomik, ki je za okvir s centričnim povezjem znašal 0,31 m, smo konstrukcijo »porinili« do tega pomika in opazovali kje se tvorijo plastični členki. Ti so se tvorili pretežno v nateznih diagonalah, le v zadnjih dveh korakih, to je pri pomiku 0,3 m, so se začeli pojavljati tudi v prečkah (slika 6-13).

Iz krivulje odnosa prečna sila pomik je razvidno, da je konstrukcija pri ciljnem pomiku prehaja v nelinearno področje (slika 6-12).



Slika 5-12: Krivulja odnosa sila pomik za ciljni pomik 0,31m za model II

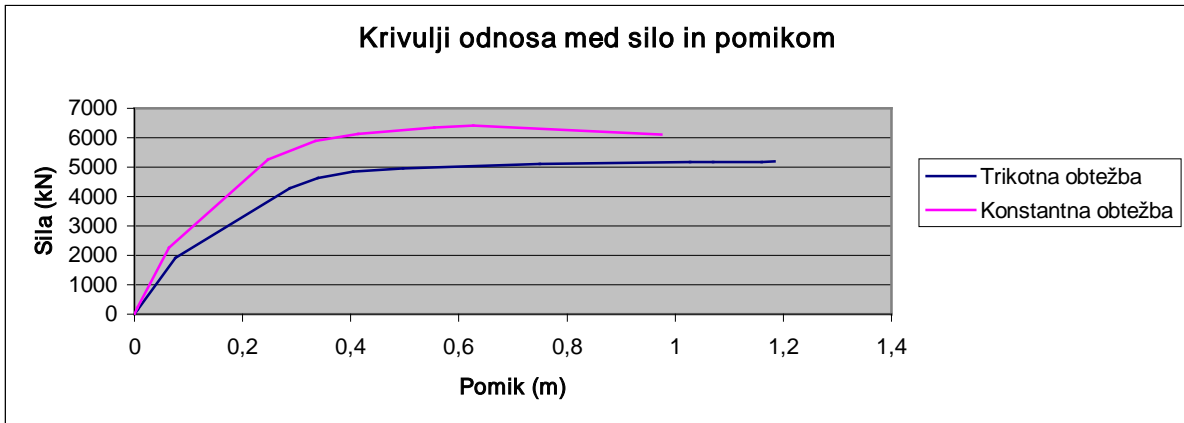


Slika 5-13: Plastični členki pri ciljnem pomiku 0,31 m za model II v prečni smeri

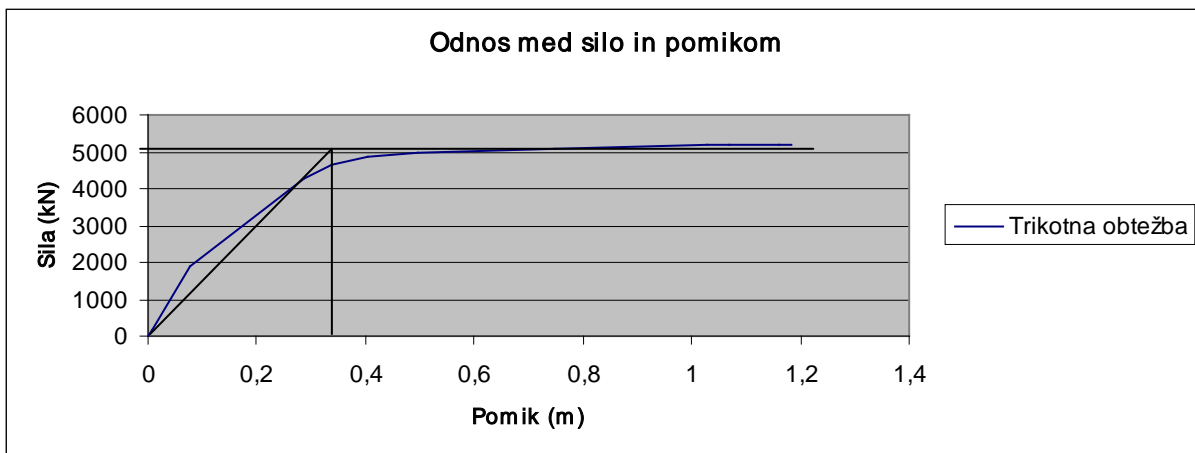
Vsega skupaj se je plastificiralo 22 diagonal. Maksimalna rotacija je znašala 0,0063 rad, kar je precej manj od omejitve. Glede na to, kje se tvorijo členki in kakšne so plastične rotacije v njih, smo ugotovili, da se konstrukcija obnaša kot smo predvideli. Obtežba se je porazdelila v razmerju togosti, zato do največ plastifikacij pride v zunanjih okvirih, ki vsebujeta centrična povezja. V notranjih okvirih, ki so pomični, se v prečkah tvori le nekaj členkov, pa še v teh so plastične rotacije zelo majhne (0,0018 rad).

### 5.2.1.3 Konstrukcijski model III

Na spodnjih dveh slikah 6-14 in 6-15 sta prikazani krivulji, ki predstavljata odnos med celotno prečno silo in pomikom ter grafična določitev pomika  $d_y^*$  in sile  $F_y^*$ .



Slika 5-14: Krivulji odnosa med prečno silo in pomikom za model III v prečni smeri

Slika 5-15: Grafična določitev  $d_y^*$  in  $F_y^*$  za model III v prečni smeri

Numerični izračun ciljnega pomika za centrično povezje:

$$m^* = 2250,33 \text{ t}$$

$$\Gamma = 1,45$$

$$d_m^* = 0,71 \text{ m}$$

$$d_y^* = 0,23 \text{ m}$$

$$F_y = 3185,88 \text{ kN} = 324,76 \text{ t}$$

$$\begin{aligned}T^* &= 2,56 \text{ s} \\S_{ay} &= 0,1443\text{g} \\S_{ae} &= 0,1316\text{g} \\S_{de} &= 0,2135 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T^* > T_C &\Rightarrow d_t^* = S_{de} = 0,2135 \text{ m} \\d_t &= \underline{0,31 \text{ m}}\end{aligned}$$

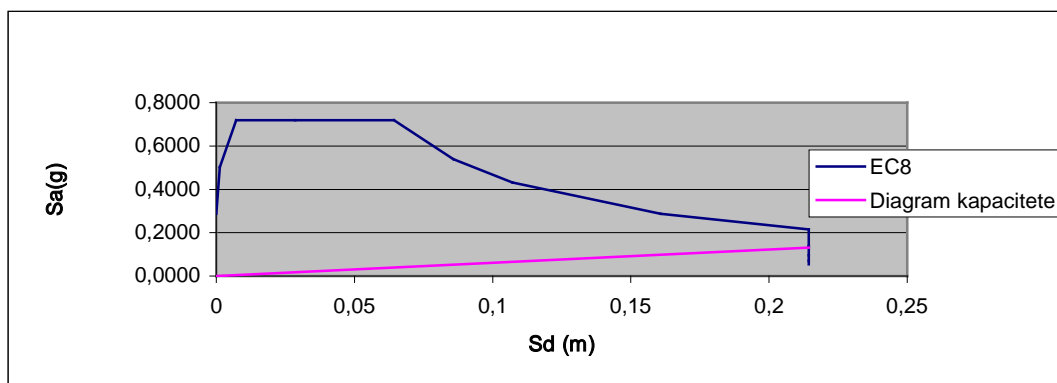
Tako kot pri konstrukcijskem modelu II, je bila tudi tu potrebna še ena iteracija, da smo določili ciljni pomik, ki se je približno ujemal s kontrolnim pomikom za SDOF sistem.

2. iteracija:

$$\begin{aligned}d_m^* &= 0,21 \text{ m} \\d_y^* &= 0,18 \text{ m} \\F_y &= 3069,98 \text{ kN} = 312,94 \text{ t}\end{aligned}$$

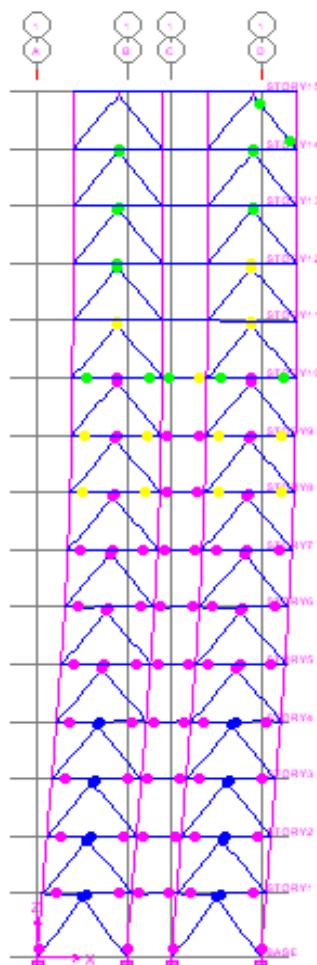
$$\begin{aligned}T^* &= 2,28 \text{ s} \\S_{ay} &= 0,1391\text{g} \\S_{ae} &= 0,1659\text{g} \\S_{de} &= 0,2136 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T^* > T_C &\Rightarrow d_t^* = S_{de} = 0,2136 \text{ m} \\d_t &= \underline{0,31 \text{ m}}\end{aligned}$$



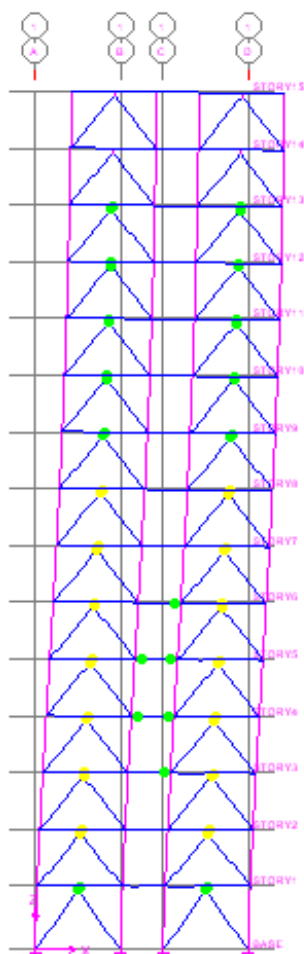
Slika 5-16: Grafična določitev ciljnega pomika za model III v prečni smeri

Na sliki 6-17 se vidi, kako so se tvorili plastični členki, ko smo konstrukcijo obremenili z vodoravno obtežbo trikotne razporeditve. Členki so se začeli tvoriti v drugem koraku, to je pri pomiku 0,08 m. Sprva so se tvorili samo v vertikalnih seizmičnih členih, v naslednjem koraku, pa so se členki začeli tvoriti tudi že v prečkah. Najprej v srednjem polju, kjer so prečke dolge 3 m, kasneje pa tudi v obeh krajnjih poljih. Na sliki 6-17 je prikazan zadnji korak, kjer so členki tako v diagonalah kot tudi v prečkah, v stebru pa so le ob vpetju.



Slika 5-17: Plastični členki po obremenjevanju okvirja z ekscentričnim povezjem

Na sliki 6-18 pa je prikazano, kje so se tvorili plastični členki pri obremenjevanju konstrukcije do ciljnega pomika. Členki so se začeli tvoriti v tretjem koraku, to je pri pomiku 0,07 m in sicer v seizmičnih členih. V zadnjih treh korakih, od pomika 0,26 m, pa so se tvorili tudi v prečkah.

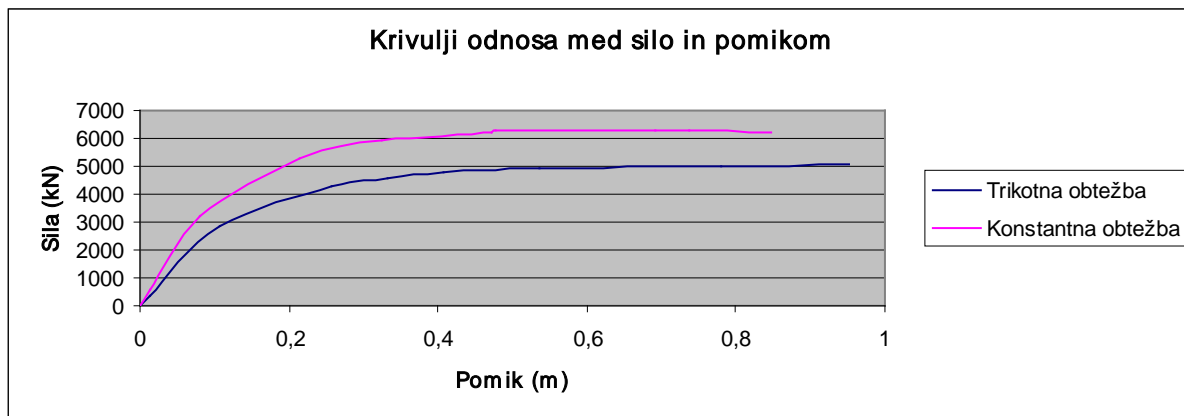


Slika 5-18: Plastični členki pri ciljnem pomiku 0,31 m za model III v prečni smeri

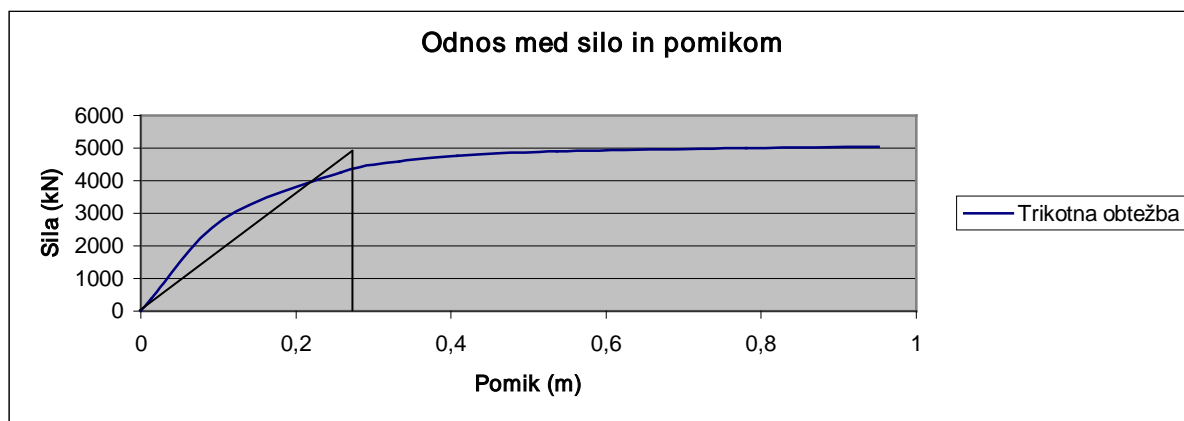
Plastificiralo se je 54 seizmičnih členov. Kot je razvidno tudi iz slike 6-18, se samo v zgornjih dveh etažah niso členi plastificirali. Maksimalna rotacija je bila 0,042 rad, kar je še vedno skoraj pol manj kot je omejitev za kratke seizmične člene (0,08 rad). V zunanjem okviru, kjer imamo povezja, se v prečkah notranjega polja sicer tvori par plastičnih členkov, vendar so rotacije v njih precej majhne (0,0022 rad). V notranjih okvirih prečk se tudi tvorijo plastični členki, vendar le na enem koncu prečke in plastični zasuki so majhni (0,0031 rad).

#### 5.2.1.4 Konstrukcijski model IV

Na spodnjih dveh slikah 6-19 in 6-20 sta prikazani krivulji, ki predstavljata odnos med celotno prečno silo in pomikom ter grafična določitev pomika  $d_y^*$  in sile  $F_y^*$ .



Slika 5-19: Krivulji odnosa med prečno silo in pomikom za model IV

Slika 5-20: Grafična določitev  $d_y^*$  in  $F_y^*$  za model IV v prečni smeri

Numerični izračun ciljnega pomika za centrično povezje:

$$m^* = 2199,31 \text{ t}$$

$$\Gamma = 1,47$$

$$d_m^* = 0,48 \text{ m}$$

$$d_y^* = 0,19 \text{ m}$$

$$F_y = 3410,04 \text{ kN} = 347,61 \text{ t}$$



$$T^* = 2,2 \text{ s}$$

$$S_{ay} = 0,1581g$$

$$S_{ae} = 0,1782g$$

$$S_{de} = 0,2153 \text{ m}$$

$$T^* > T_C \Rightarrow d_t^* = S_{de} = 0,2153 \text{ m}$$

$$\underline{d_t = 0,32 \text{ m}}$$

2. iteracija:

$$d_m^* = 0,22 \text{ m}$$

$$d_y^* = 0,14 \text{ m}$$

$$F_y = 3127,6 \text{ kN} = 318,82 \text{ t}$$

$$T^* = 1,99 \text{ s}$$

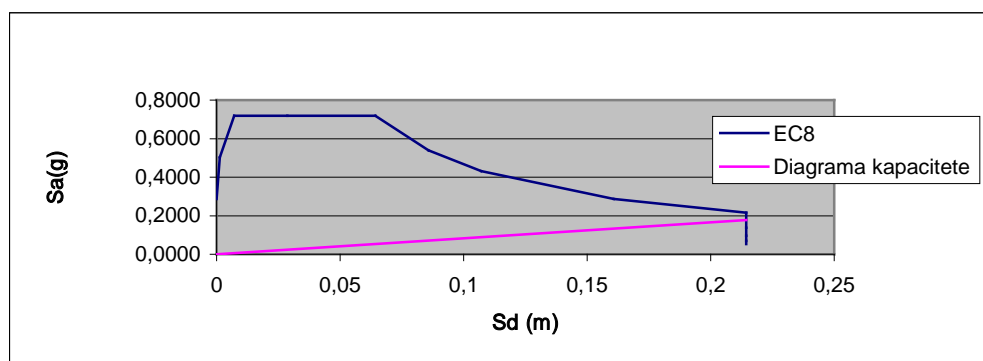
$$S_{ay} = 0,1450g$$

$$S_{ae} = 0,2167g$$

$$S_{de} = 0,2141 \text{ m}$$

$$T^* > T_C \Rightarrow d_t^* = S_{de} = 0,2141 \text{ m}$$

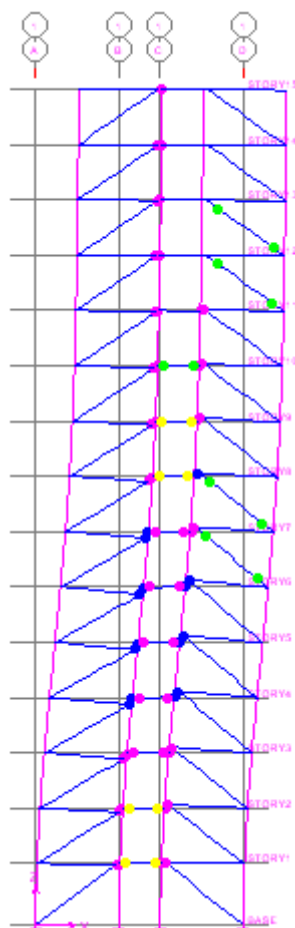
$$\underline{d_t = 0,31 \text{ m}}$$



Slika 5-21: Grafična določitev ciljnega pomika za model IV v prečni smeri

Na sliki 6-22 je prikazano, kje so se tvorili plastični členki, ko smo konstrukcijo obremenili z vodoravno obtežbo trikotne razporeditve. Členki so se začeli tvoriti v drugem koraku, to je pri

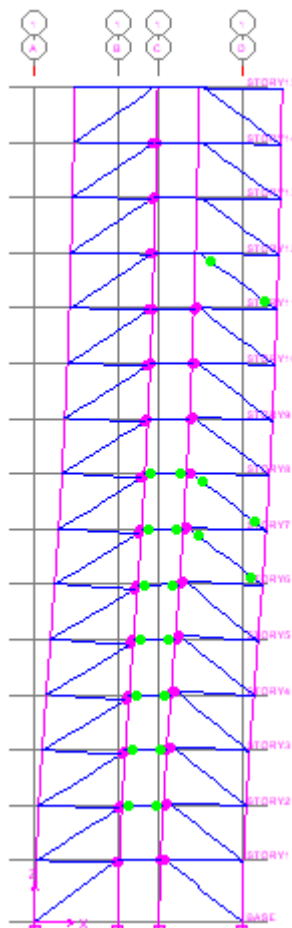
pomiku 0,11 m. Sprva so se tvorili samo v horizontalnih seizmičnih členih. Pri pomiku 0,26 m, so se začeli tvoriti tudi že v prečkah ter v diagonalah. Na sliki 6-22 je prikazan zadnji korak.



Slika 5-22: Plastični členki po obremenjevanju okvirja z ekscentričnim povezjem

Tudi konstrukcijski model IV smo obremenjevali z vodoravno obtežbo do ciljnega pomika, kateri znaša 0,32 m. Na sliki 6-23 je prikazano, kje so se tvorili plastični členki. Členki so se začeli tvoriti v četrtem koraku, pri pomiku 0,11 m in sicer v seizmičnih členih. Pri pomiku 0,15 m se tvorijo tudi že v dveh diagonalah. V prečkah se prvi členek pojavi pri pomiku 0,2 m. Končno stanje je prikazano na sliki 6-23. Na prvi pogled sta si sliki 6-22 in 6-23 precej podobni, pa vendar je razlika. Pri obremenjevanju do ciljnega pomika so se sicer tudi tvorili členki v prečkah in diagonalah, vendar le ti dosegajo majhne vrednosti.

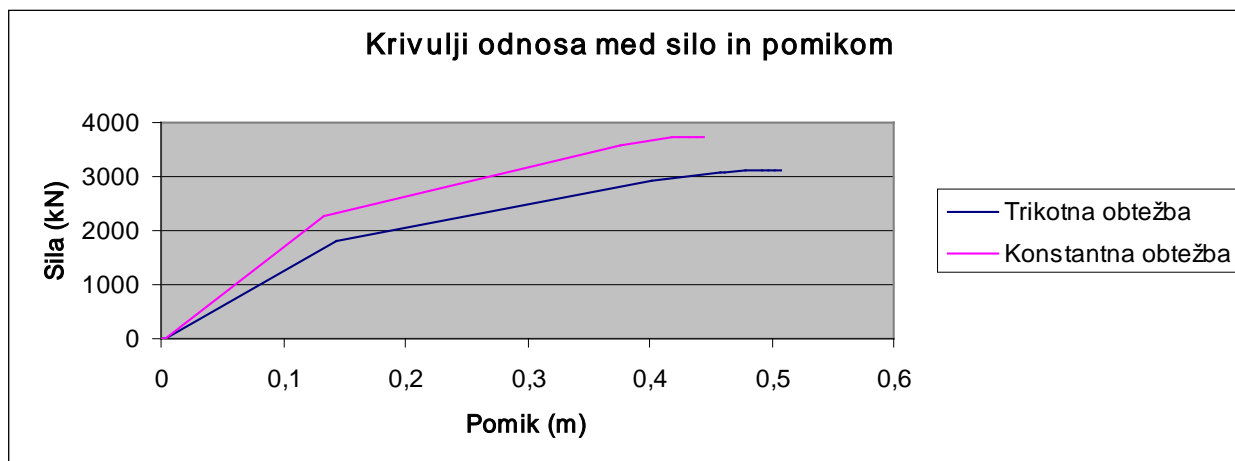
Tudi v primeru modela IV so se plastificirali skoraj vsi seizmični členi, natančneje 50. Maksimalne rotacije v členkih so večje kot v modelu III ( $\theta = 0,072$  rad). Rotacije so skoraj že na meji z omejitvijo ra rotacije, ki je 0,08 rad, vendar so še vedno malo manjše.



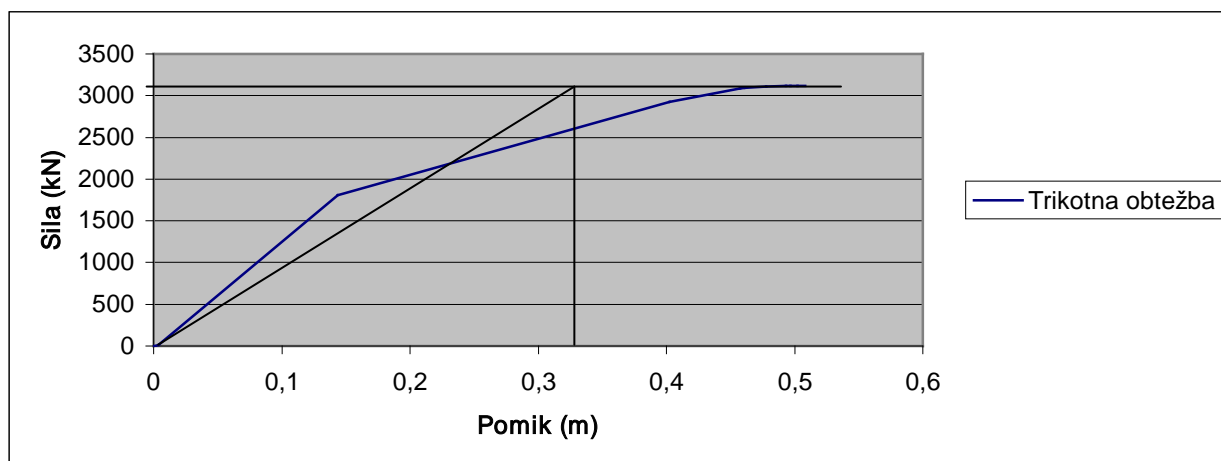
Slika 5-23: Plastični členki pri ciljnem pomiku 0,32 m za model IV v prečni smeri

### 5.2.2 Vzdolžna smer

Prerez v vzdolžni smeri je za vse konstrukcijske modele enak, zato je v nadaljevanju prikazana le določitev ciljnega pomika za primer, ko imamo v prečni smeri pomični okvir. Pričakujemo, da bo ciljni pomik za vse štiri modele enak, saj se spreminjajo le dimenzije stebrov, kar pa naj ne bi bistveno vplivalo na izračun. To se je tudi potrdilo. Do manjših razlik pride le pri vrednosti  $m^*$ . Vpliv različne vrednosti  $m^*$  na določitev ciljnega pomika se pozna šele pri tretji decimaliki. Krivulje odnosa med celotno prečno silo in pomikom na vrhu so si bile med seboj zelo podobne. Na spodnjih dveh slikah 6-24 in 6-25 sta prikazani krivulji odnosa med silo in pomikom, ter grafična določitev  $d_y^*$  in  $F_y^*$  za konstrukcijski model I.



Slika 5-24: Krivulji odnosa med prečno silo in pomikom za vzdolžno smer

Slika 5-25: Grafična določitev  $d_y^*$  in  $F_y^*$  za vzdolžno smer

Numerični izračun ciljnega pomika za okvir s centričnim povezjem v vzdolžni smeri:

$$m^* = 2502,93 \text{ t}$$

$$\Gamma = 1,39$$

$$d_m^* = 0,36 \text{ m}$$

$$d_y^* = 0,22 \text{ m}$$

$$F_y = 2245,73 \text{ kN} = 228,92 \text{ t}$$

$$T^* = 3,13 \text{ s}$$

$$S_{ay} = 0,0915g$$

$$S_{ae} = 0,088g$$

$$S_{de} = 0,2148 \text{ m}$$

$$T^* > T_C \Rightarrow d_t^* = S_{de} = 0,2148 \text{ m}$$

$$\underline{d_t = 0,30 \text{ m}}$$

2. iteracija:

$$d_m^* = 0,21 \text{ m}$$

$$d_y^* = 0,17 \text{ m}$$

$$F_y = 1800,75 \text{ kN} = 183,56 \text{ t}$$

$$T^* = 3,02 \text{ s}$$

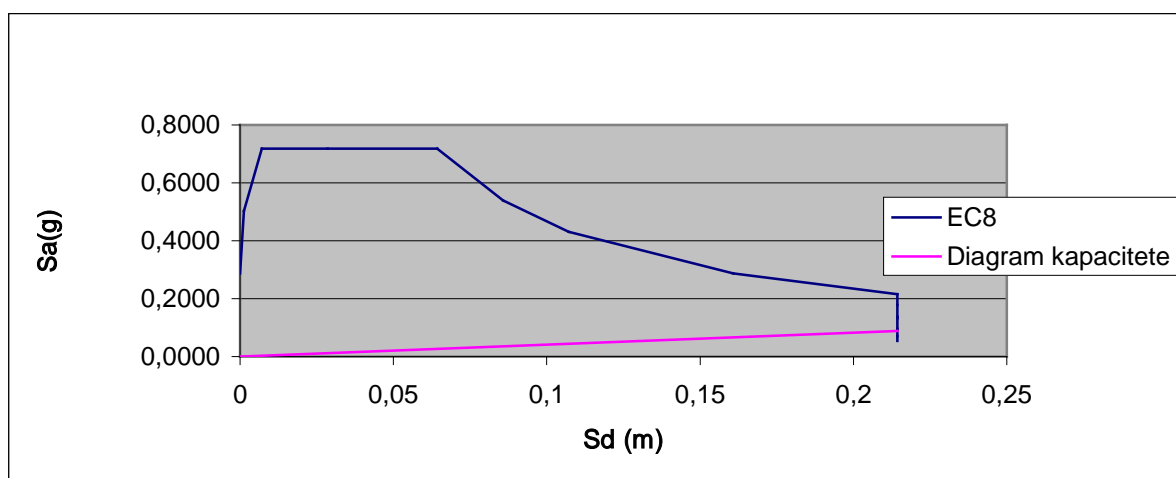
$$S_{ay} = 0,0733g$$

$$S_{ae} = 0,0946g$$

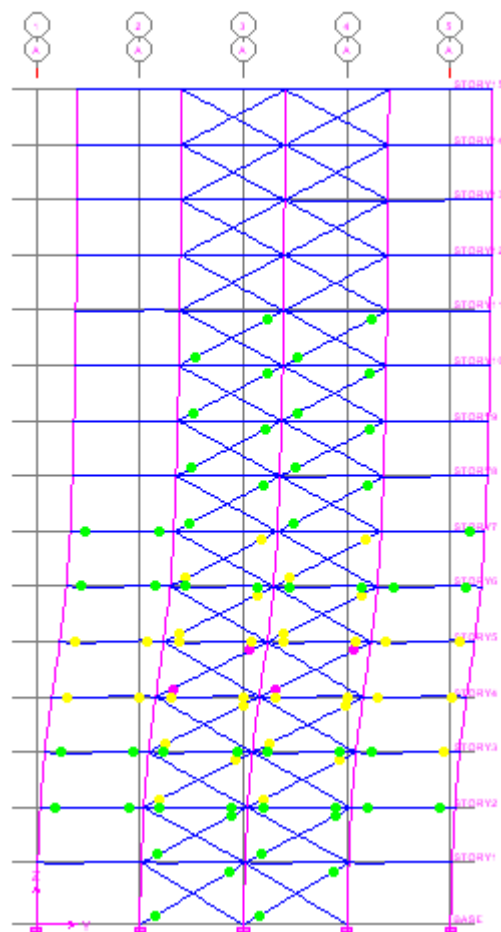
$$S_{de} = 0,2137 \text{ m}$$

$$T^* > T_C \Rightarrow d_t^* = S_{de} = 0,2137 \text{ m}$$

$$\underline{d_t = 0,30 \text{ m}}$$



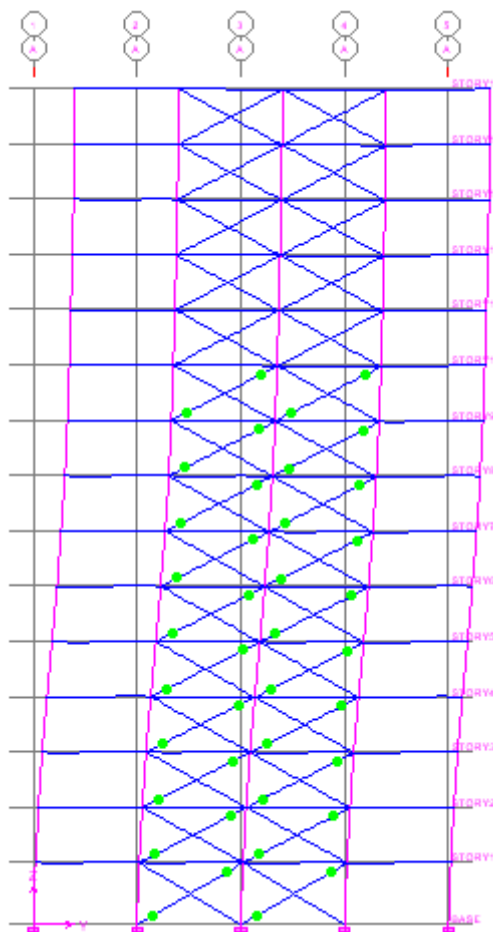
Slika 5-26: Grafična določitev ciljnega pomika v vzdolžni smeri



Slika 5-27: Plastični členki po obremenjevanju konstrukcije v vzdolžni smeri

Na sliki 6-27 je prikazano, kje so se tvorili plastični členki, ko smo konstrukcijo obremenili z vodoravno obtežbo trikotne razporeditve. Členki so se začeli tvoriti v tretjem koraku, to je pri pomiku 0,14 m. Sprva so se tvorili samo v nateznih diagonalah, pri pomiku 0,4 m pa so se začeli tvoriti tudi že v prečkah. Na sliki 6-27 je prikazan zadnji korak.

Ciljni pomik je znašal 0,3 m in konstrukcijo smo v vzdolžni smeri obremenili s trikotno obtežbo do te vrednosti. Na sliki 6-28 je prikazano, kje so se tvorili plastični členki pri pomiku 0,3 m. Kot vidimo so se členki tvorili samo v nateznih diagonalah. V notranjih okvirih, ki so pomični, se plastični členki niso tvorili nikjer.



Slika 5-28: Plastični členki pri ciljnem pomiku 0,3 m

V vzdolžni smeri se je pri ciljnem pomiku plastificiralo 20 diagonal. Plastične rotacije niso bile prekoračene. Maksimalna rotacija je znašala 0,0064 rad.

## 6 NELINEARNA ANALIZA ČASOVNEGA ODZIVA

### 6.1 Splošno o analizi

Časovni potek odziva konstrukcije lahko dobimo z direktno numerično integracijo. Pri tem za predstavitev gibanja tal uporabimo akcelerograme.

Modeli za elemente nosilne konstrukcije morajo biti dopolnjeni s pravili, ki opisujejo obnašanje elementa pri cikličnem obteževanju in razbremenjevanju v neelastičnem območju. Ta pravila morajo stvarno odražati sipanje energije v elementu v območju amplitud pomikov, ki jih pričakujemo pri projektne spektru.

Če je odziv dobljen z vsaj 7 nelinearnimi analizami časovnega poteka, je treba pri preverjanjih za projektno vrednost učinka vpliva  $E_d$  upoštevati povprečne vrednosti odzivnih količin, dobljenih z analizami. V drugih primerih je treba upoštevati za  $E_d$  najbolj neugodne vrednosti odzivnih količin, dobljenih z analizami.

### 6.2 Akcelerogrami

V nelinearni časovni analizi smo uporabili 7 akcelerogramov, saj je odziv potrebno dobiti z vsaj sedmimi nelinearnimi analizami časovnega poteka. Uporabili smo zabeležene akcelerograme, ki smo jih normirali na vrednost  $a_g \cdot S$  za obravnavano območje.

Skupina uporabljenih akcelerogramov mora ustrezati pravilom:

uporabimo najmanj tri (oziroma sedem, kot to veleva nelinearna analiza časovnega odziva)

povprečje spektralnih pospeškov pri nihajnem času nič ne sme biti manjše od vrednosti  $a_g \cdot S$

za obravnavano območje v območju nihajnih časov med  $0,2T_1$  in  $2T_1$ , kjer je  $T_1$  osnovni nihajni čas konstrukcije v smeri, v kateri bo akcelerogram uporabljen, ne sme biti nobena vrednost v povprečnem elastičnem spektru za 5% dušenja, izračunana iz vseh časovnih potekov, manjša od 90% ustrezne vrednosti elastičnega spektra odziva za 5% dušenja.



V analizi smo uporabili sledeče akceleroگرامe:

Ulcinj – hotel Olympic (x in y smer)

ČG, Bar (x in y smer)

Ulcinj – hotel Albatros (x in y smer)

Friuli, Tolmezzo (x in y smer).

Od zgoraj naštetih akceleroگرامov, smo jih za vsakega od obravnavanih konstrukcijskih modelov uporabili sedem, pri čemer smo vsakega od njih normirali na  $a_g \cdot S$  in skalirali s faktorjem  $f$  (enačba 45), da je ustrezal zgoraj naštetim pravilom.

$$f = \frac{S_d(T=0)}{S_a(T=0)} \cdot k \quad (45)$$

$f$ .....faktor, s katerim pomnožimo akceleroگرام

$S_d$  ..... vrednost pospeška spektra po EC pri  $T=0$

$S_a$  .....vrednost pospeška pri  $T=0$  za akceleroagram, ki ga normiramo

$k$ .....faktor, s katerim pomnožimo vrednost spektra pospeškov za obravnavan akceleroagram, da zadostimo zahtevam standarda

Kot narekuje standard, ne sme biti v območju nihajnih časov med  $0,2T_1$  in  $2T_1$  nobena vrednost v povprečnem elastičnem spektru manjša od 90% ustrezne vrednosti elastičnega spektra odziva. V preglednici 7-1 so za vsak model prikazana območja, v katerih mora biti izpolnjena ta zahteva.

Če pogledamo preglednico 7-1, vidimo, da območje, v katrem mora biti zahteva standarda o omejevanju vrednosti v povprečnem spektru izpolnjena, zaradi relativno velikih nihajnih časov, dosega visoko zgornjo vrednost. Če bi želeli zahtevi povsem zadostiti, bi morali akceleroagrame skalirati z zelo visokimi faktorji in posledično bi dobili velike pospeške, ki pa jih v realnosti ne pričakujemo. Problem je povzročal predvsem model I, kjer imamo v prečni smeri največji nihajni čas in bi morali zahtevi zadostiti do skoraj 6s. Zato smo skalirali s takimi faktorji, da smo zahtevi zagotovo zadostili v območju nihajnih časov od 0,6 s do skoraj 4 s in da se je EC spekter pri  $T_1$  ujemal s povprečno vrednostjo spektra pospeškov za

uporabljene akceleroگرامe ob tem času. Pri ostalih treh modelih in v vzdolžni smeri, pa smo zahtevi popolnoma zadostili.

Preglednica 6-1: Območje nihajnih časov med  $0,2 T_1$  in  $2 T_1$

	x smer			y smer		
	$T_1$ (s)	$0,2T_1$ (s)	$2T_1$ (s)	$T_1$ (s)	$0,2T_1$ (s)	$2T_1$ (s)
Model I	2,93	0,59	5,86	2,32	0,46	4,64
Model II	2,06	0,41	4,12			
Model III	1,95	0,39	3,9			
Model IV	1,87	0,37	3,74			

Iz preglednice 7-2 pa je razvidno, katere faktorje  $k$ , s katerim pomnožimo akceleroگرام, smo vzeli, da smo zadostili zahtevam standarda.

Preglednica 6-2: Izbrani faktorji  $k$

Model	Ulcinj-hotel Olympic		Friuli-Tolmezzo		ČG, Bar		Ulcinj-hotel Albatros	
	smer x	smer y	smer x	smer y	smer x	smer y	smer x	smer y
I	1,1	1,05	/	1,1	1,1	1,05	1,05	1,1
II	1,25	1,25	/	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
III	1,1	1,1	/	1,15	1,1	1,1	1,1	1,1
IV	1,1	1,1	/	1,15	1,1	1,1	1,1	1,1
Vzdolžno	1,25	1,25	/	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25

### 6.3 Elementi z nelinearnim obnašanjem

Ko delamo nelinearno analizo časovnega odziva, moramo lastnostim elementov konstrukcije, ki jo obravnavamo, dodati tudi nelinearne lastnosti oziroma obnašanje. Nelinearno obnašanje smo določili za elemente, kjer pričakujemo oziroma želimo, da se energija disipira. V

pomičnem okvirju so to prečke, v okvirju s centričnim povezjem, natezne diagonale in v okvirju z ekscentričnim povezjem seizmični členi. V okvirju z ekscentričnim povezjem smo nelinearne lastnosti določili tudi za diagonale.

Za prečke in stebre, kjer nelinearnega obnašanja ni bilo, smo naredili kontrolo morebitne plastifikacije. Za izbrane profile elementov, katerim nismo določili nelinearnega obnašanja, smo določili polnoplastične momente po enačbi 46. Nato smo preverili morebitno plastifikacijo s kontrolo 47.

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y \quad (46)$$

$f_y$  je določen glede na srednje vrednosti karakteristik materiala.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl}} \leq 1 \quad (47)$$

### 6.3.1 Natezne diagonale

V okvirjih s centričnim povezjem smo nelinearno obnašanje v nateznih diagonalah modelirali s »Takeda« elementom (slika 7-1). Če »Takeda« elementu na negativni strani, pripišemo vrednost 0, dobimo nelinearno obnašanje, ki ga potrebujemo za modeliranje nateznih diagonal.

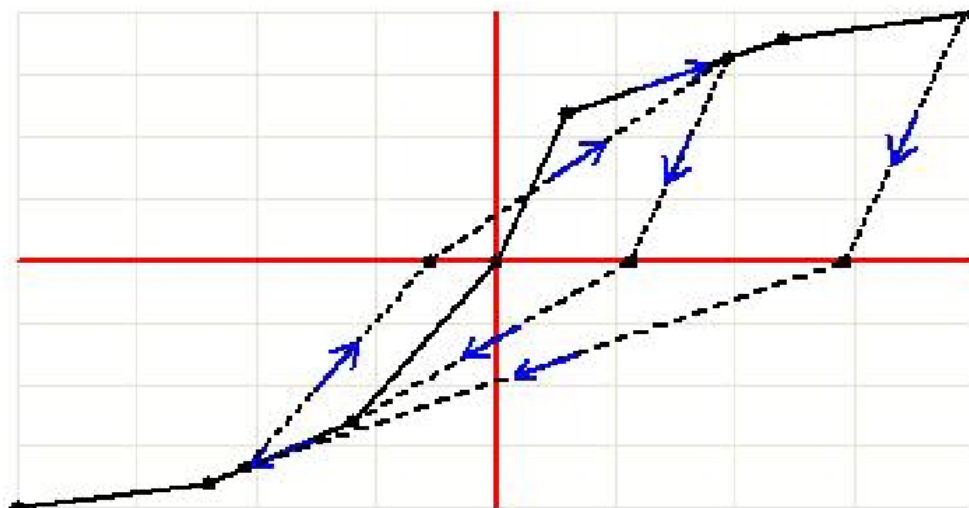
Histerezno zanko smo določili, da smo definirali tri točke in sicer:

- pomik pri 10% (negativna vrednost), pripadajoča sila je nič
- pomik pri cca. 0,1%, pripadajočo plastično sila  $N_{pl,1} = A \cdot f_y$
- pomik pri 10% (pozitivna vrednost), pripadajoča sila  $N_{pl,2}$ .

Upoštevali smo majhno utrditev  $E/1000$ .

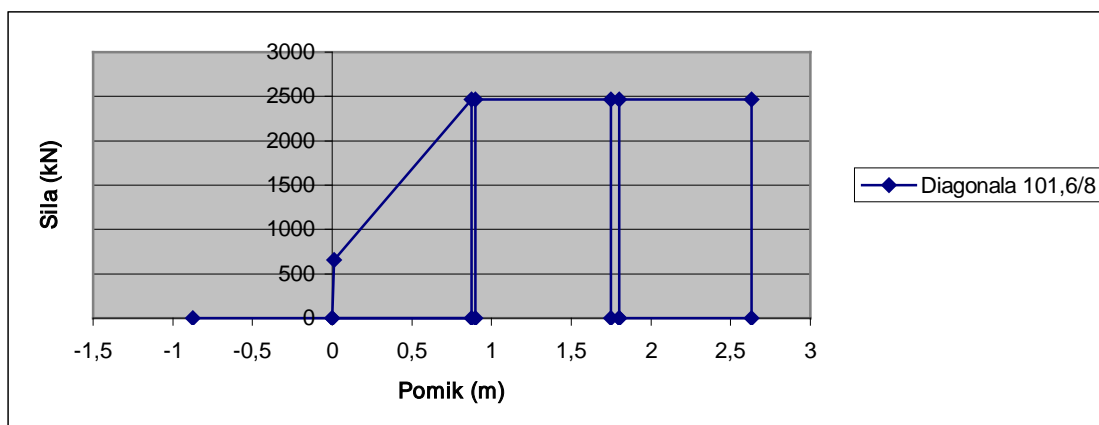
Za natezne diagonale smo morali določiti tudi togost, natančneje osno togost, ki smo jo izračunali po enačbi 48:

$$k = \frac{A \cdot E}{l} \quad (48)$$



Slika 6-1: Več-linearen plastičen »Takeda« element

Na sliki 7-2 je prikazan primer, kako smo določili nelinearno obnašanje za natezno diagonalo. Za primer je vzeta diagonala, katere prerez je cev dimenzij 101,6/8 mm.



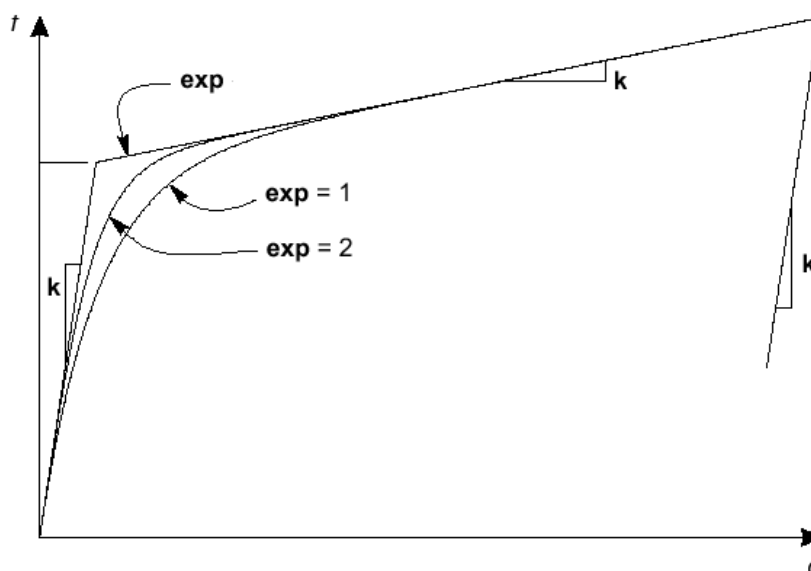
Slika 6-2: Določitev nelinearnega obnašanja za natezno diagonalo

### 6.3.1.1 Omejitev plastičnih deformacij

Tako kot so pri nelinearni statični analizi plastične rotacije omejene na 0,05 rad, tako imamo tudi pri nelinearni dinamični analizi omejitev plastičnih deformacij. Če so v modelu natezne diagonale tiste, ki disipirajo energijo, potem omejitev plastičnih deformacij velja za raztezek. Ta ne sme biti večji od 5% dolžine diagonale.

### 6.3.2 Seizmični členi

V primeru okvirjev z ekscentričnim povezjem naj bi energijo disipirali seizmični členi, zato smo le tem določili nelinearno obnašanje. Seizmične člene smo modelirali z modelom, ki temelji na histeretičnem obnašanju, ki ga je predlagal Wen.



Slika 6-3: Histeretično obnašanje po Wenu

Seizmični členi so bili kratki in bistvena je bila strižna sila, zato smo morali določiti strižno in upogibno togost. Določili smo ju po enačbah 49 in 50.

$$k_{u_2} = \frac{12EI}{l^3} \dots\dots \text{strižna togost} \quad (49)$$

$$k_{f_3} = \frac{EI}{l} \dots\dots\dots \text{upogibna togost} \quad (50)$$

#### 6.3.2.1 Omejitev plastičnih deformacij

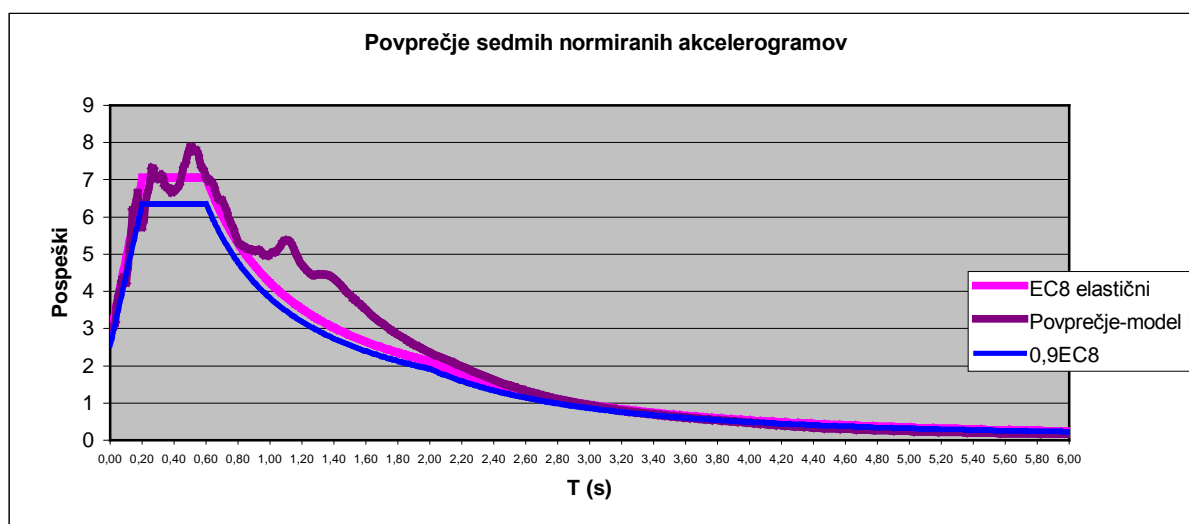
Dva od konstrukcijskih modelov vsebujeta seizmične člene in ti naj bi disipirali energijo. Rotacijska kapaciteta ne sme biti prekoračena. Le ta je omejena z 0,08 rad.

## 6.4 Prečna smer

### 6.4.1 Konstrukcijski model I

V prečni smeri imamo pomični okvir, torej so prečke tiste, ki disipirajo energijo. Nelinearno obnašanje smo jim modelirali s plastičnimi členki kot pri nelinearni («Pushover») statični analizi. V vzdolžni smeri imamo okvir s centričnim povezjem. Nelinearno obnašanje smo določili za diagonale, za prečke in stebre pa smo naredili kontrolo morebitne plastifikacije po enačbi 46.

#### 6.4.1.1 Povprečje sedmih akcelerogramov



Slika 6-4: Povprečje normiranih akcelerogramov za model I v prečni smeri

Na sliki 7-4 je prikazano povprečje sedmih normiranih akcelerogramov za prečno smer za konstrukcijski model I.

#### 6.4.1.2 Kontrola pomikov

Projektne etažni pomiki morajo biti manjši od  $0,0075h_i$ , pri čemer je  $h_i$  višina obravnavane etaže. Le te določimo kot razliko med dvema vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu etaže.

Zahteva po neporušitvi (MSN): konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da prenese projektne potresne vpliv, ne da bi prišlo do porušitve dela ali celote. Po potresu morata

biti ohranjeni integriteta konstrukcije in njena ustrezna (preostala) nosilnost. Projektni potresni vpliv je izražen kot referenčni potresni vpliv povezan z referenčno verjetnostjo prekoračitve  $P_{NCR}$  (10 %) v letih ali v referenčni povratni dobi  $T_{NCR}$  (475 let).  $P_{NCR}$  in  $T_{NCR}$  sta definirana v nacionalnem dodatku.

Zahteva po omejitvi poškodb (MSU): konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da preživi potresni vpliv, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv, ne da bi prišlo do takih poškodb in z njimi povezanih omejitev uporabe, da bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije. Potresni vpliv, ki se upošteva pri “zahtevi po omejitvi poškodb”, ima verjetnost prekoračitve  $P_{DLR}$  (10 %) v 10 letih in povratno dobo  $T_{DLR}$  (95 let).

Ker moramo v primeru kontrole pomikov upoštevati zahtevo po omejitvi poškodb, ne pa zahteve po neporušitvi, bi morali v analizi upoštevati zmanjšane vrednosti pospeškov. Namesto zmanjšanih vrednosti pospeškov smo dobljene pomike reducirali z redukcijskim faktorjem  $v$ . Vrednost redukcijskega faktorja  $v$  je 0,4 oziroma 0,5, odvisno od kategorije pomembnosti stavbe. V nalogi obravnavano stavbo smo uvrstili v kategorijo II in zato smo upoštevali vrednost redukcijskega koeficienta 0,5.

Iz preglednice 7-3 je razvidno, da se etažni pomiki v vseh etažah izidejo. Največji etažni pomik znaša 2 cm, kar je še vedno precej manj, kot je omejitev.

Preglednica 6-3: Kontrola etažnih pomikov za model I za x smer (ocena)

Etaža	Višina etaže (m)	$u_x$ (m)	$d_r$ (m)	$d_r * v$ (m)	$0,0075 * h_i$	Kontrola
15	4	0,437	0,015	0,007	0,03	ok
14	4	0,422	0,016	0,008	0,03	ok
13	4	0,406	0,018	0,009	0,03	ok
12	4	0,388	0,022	0,011	0,03	ok
11	4	0,366	0,025	0,013	0,03	ok
10	4	0,341	0,028	0,014	0,03	ok

9	4	0,313	0,032	0,016	0,03	ok
8	4	0,281	0,035	0,017	0,03	ok
7	4	0,247	0,037	0,019	0,03	ok
6	4	0,209	0,040	0,020	0,03	ok
5	4	0,170	0,041	0,020	0,03	ok
4	4	0,129	0,041	0,020	0,03	ok
3	4	0,088	0,038	0,019	0,03	ok
2	4	0,050	0,032	0,016	0,03	ok
1	4,5	0,018	0,018	0,009	0,034	ok

#### 6.4.1.3 Kontrola plastifikacij elementov

Nelinearno obnašanje v prečkah smo definirali s plastičnimi členki. Po končani analizi za konstrukcijski model I, ugotovimo, da se le te niso plastificirale, saj se v njih niso tvorili plastični členki.

Dobljene rezultate smo nato preverili še s konstrukcijskim modelom, v katerem smo prečkam določili nelinearno obnašanje na enak način kot pri seizmičnih členih. Prečke smo modelirali z modelom, ki temelji na histeretičnem obnašanju po Wenu. Nato smo kontrolirali ali se prečke plastificirajo. Ugotovimo, da do plastifikacij ne pride.

Da se konstrukcijski model I obnaša elastično, smo ugotovili že z nelinearno statično analizo. To smo z nelinearno dinamično analizo tudi potrdili.

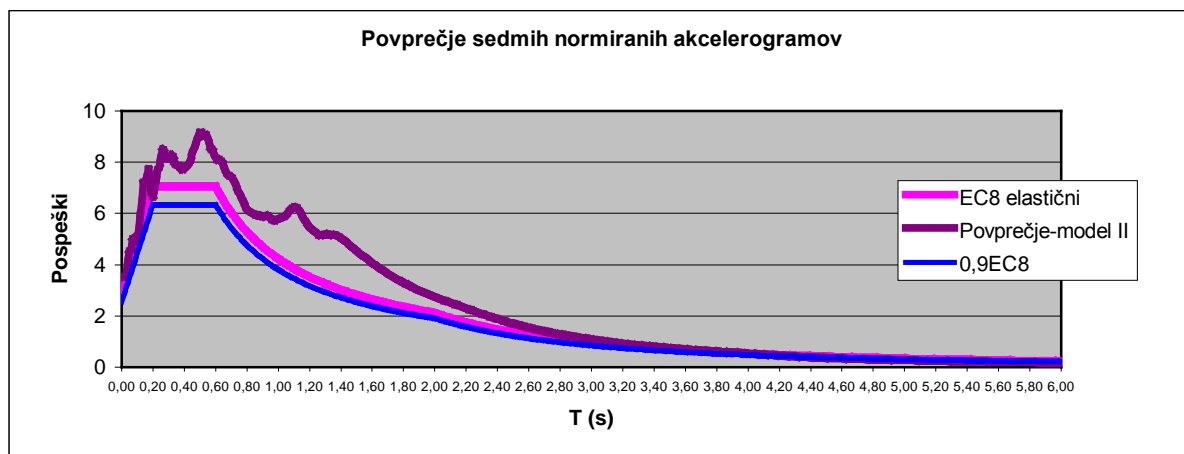
Stebre smo preverili s kontrolo 47 in ugotovili, da do plastifikacij ne pride.

#### 6.4.2 Konstrukcijski model II

V prečni smeri imamo okvir s centričnim povezjem, torej so natezne diagonale tiste, ki disipirajo energijo, zato smo le tem določili nelinearne lastnosti in jih modelirali s »Takeda« elementom. Za prečke in stebre pa smo preverili morebitno plastifikacijo z enačbo 47.



### 6.4.2.1 Povprečje sedmih akceleroگرامov



Slika 6-5: Povprečje normiranih akceleroagramov za model II v prečni smeri

### 6.4.2.2 Kontrola pomikov

Preglednica 6-4: Kontrola etažnih pomikov za model II v x smeri (ocena)

Etaža	Višina etaže (m)	$u_x$ (m)	$d_r$	$d_r * v$	$0,0075 * h_i$	
15	4	0,308	0,010	0,005	0,03	ok
14	4	0,297	0,011	0,006	0,03	ok
13	4	0,286	0,012	0,006	0,03	ok
12	4	0,274	0,014	0,007	0,03	ok
11	4	0,260	0,016	0,008	0,03	ok
10	4	0,244	0,018	0,009	0,03	ok
9	4	0,226	0,020	0,010	0,03	ok
8	4	0,206	0,023	0,012	0,03	ok
7	4	0,182	0,026	0,013	0,03	ok
6	4	0,157	0,027	0,013	0,03	ok
5	4	0,130	0,027	0,014	0,03	ok
4	4	0,102	0,027	0,014	0,03	ok
3	4	0,075	0,027	0,013	0,03	ok
2	4	0,048	0,026	0,013	0,03	ok
1	4,5	0,022	0,022	0,011	0,034	ok

### 6.4.2.3 Deformacije elementov

Preglednica 6-5: Raztezki diagonal v prečni smeri za model II

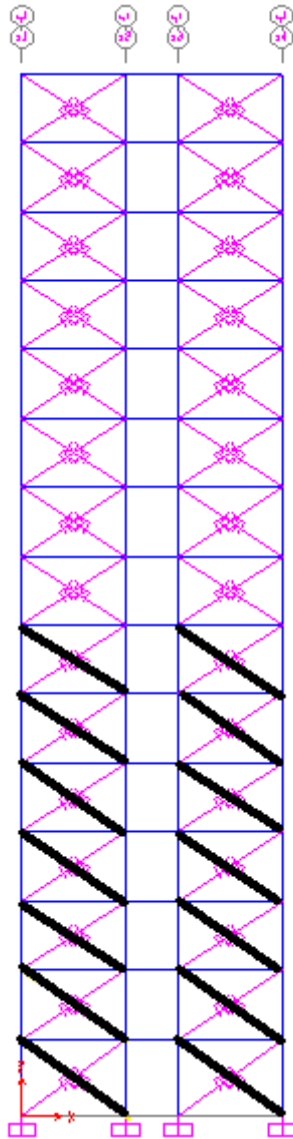
Etaža	Diagonala	$\Delta l$ (m)	l (m)	$\varepsilon$ (%)	$\varepsilon_{\max}$
15	60,3/2,9	0,0008	7,21	0,01	5 %
14	60,3/2,9	0,0015	7,21	0,02	5 %
13	60,3/2,9	0,0028	7,21	0,04	5 %
12	82,5/3,2	0,0039	7,21	0,05	5 %
11	82,5/4	0,0048	7,21	0,07	5 %
10	82,5/4,5	0,0062	7,21	0,09	5 %
9	82,5/4,5	0,0081	7,21	0,11	5 %
8	82,5/4,5	0,0103	7,21	<b>0,14</b>	5 %
7	82,5/4,5	0,0125	7,21	<b>0,17</b>	5 %
6	82,5/5,6	0,0139	7,21	<b>0,19</b>	5 %
5	88,9/6,3	0,0149	7,21	<b>0,21</b>	5 %
4	88,9/7,1	0,0158	7,21	<b>0,22</b>	5 %
3	88,9/8	0,0167	7,21	<b>0,23</b>	5 %
2	88,9/8	0,0183	7,21	<b>0,25</b>	5 %
1	88,9/5,6	0,0171	7,5	<b>0,23</b>	5 %

V preglednici 7-6 so prikazani raztezki diagonal. Prikazane so le diagonale z največjo deformacijo v etaži. Ostale deformacije tudi ne odstopajo bistveno od v preglednici navedenih. Raztezek je največji v drugi etaži in znaša skoraj 2 cm. Raztezki se proti vrhu stavbe skoraj enakomerno zmanjšujejo. Do plastifikacije diagonal pride v spodnjih sedmih etažah. Plastificirane diagonale so označene na sliki 7-6. Povsod, kjer so se diagonale plastificirale, je deformacija manjša od 5%.

Kontrolo morebitne plastifikacije v prečkah in v stebrih smo zopet naredili po enačbi 46. V kontroli smo za upoštevali utrditev materiala in zato vzeli srednje vrednosti karakteristik. Za jeklo kvalitete S355, ki ima mejo plastičnosti  $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ , smo upoštevali 17% utrditev in za  $f_y$  vzeli  $42 \text{ kN/cm}^2$ . Ugotovili smo, da tako v stebrih kot tudi v prečkah ne pride do plastifikacije. V preglednici 7-7 je prikazana kontrola morebitne plastifikacije za prečke.

Preglednica 6-6: Kontrola plastifikacije prečk za konstrukcijski model II v x smeri

Etaža	$M_3$ (kNm)	$M_3/M_{pl}$	Kontrola
15	32,72	0,21	ok
14	220,26	0,24	ok
13	266,06	0,29	ok
12	316,18	0,34	ok
11	366,85	0,40	ok
10	424,48	0,46	ok
9	491,87	0,53	ok
8	568,16	0,62	ok
7	650,15	0,71	ok
6	714,92	0,78	ok
5	748,13	0,81	ok
4	759,79	0,82	ok
3	744,44	0,81	ok
2	704,86	0,76	ok
1	641,85	0,70	ok



Slika 6-6: Prikaz plastificiranih diagonal v prečni smeri

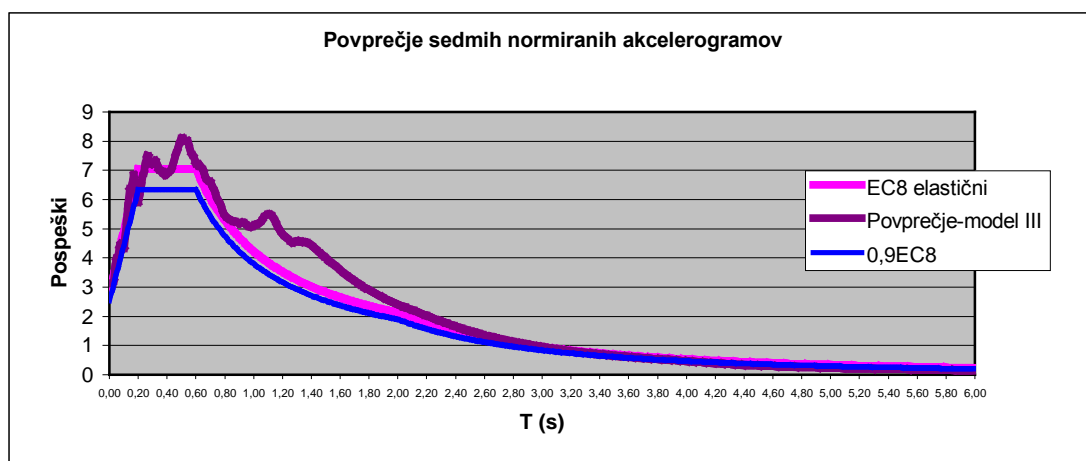
Naredili smo še kontrolo z računalniškim programom. Prečkam smo s pomočjo plastičnih členkov določili nelinearne lastnosti. Po zaključeni analizi smo preverili, če so se tvorili plastični členki in ugotovili, da se niso.

### 6.4.3 Konstrukcijski model III

V prečni smeri imamo okvir z ekscentričnim povezjem, ki ga sestavljajo vertikalni seizmični členi in diagonale. Seizmične člene smo modelirali z elementom, ki ima nelinearne lastnosti določene po Wenu. Nelinearno obnašanje smo določili tudi za diagonale. Le to smo določili z

elementom »Takeda«, pri čemer smo upoštevali, da diagonale lahko delujejo tudi v tlaku, z razliko od nateznih diagonal pri centričnem povezju.

### 6.4.3.1 Povprečje sedmih akcelerogramov



Slika 6-7: Povprečje normiranih akcelerogramov za model III v prečni smeri

### 6.4.3.2 Kontrola etažnih pomikov

Preglednica 6-7: Kontrola etažnih pomikov za model III za smer x (ocena)

Etaža	Višina etaže (m)	$u_x$	$d_r$ (m)	$d_r * v$ (m)	$0,0075 * h_i$	
15	4	0,182	0,010	0,005	0,03	ok
14	4	0,172	0,011	0,006	0,03	ok
13	4	0,160	0,012	0,006	0,03	ok
12	4	0,148	0,013	0,006	0,03	ok
11	4	0,135	0,013	0,007	0,03	ok
10	4	0,122	0,014	0,007	0,03	ok
9	4	0,108	0,015	0,007	0,03	ok
8	4	0,093	0,015	0,007	0,03	ok
7	4	0,078	0,015	0,007	0,03	ok
6	4	0,063	0,014	0,007	0,03	ok
5	4	0,049	0,014	0,007	0,03	ok
4	4	0,036	0,012	0,006	0,03	ok

3	4	0,023	0,010	0,005	0,03	ok
2	4	0,013	0,008	0,004	0,03	ok
1	4,5	0,005	0,005	0,002	0,034	ok

Če pogledamo preglednico 7-8, vidimo da so etažni pomik precej majhni. Največji pomik znaša 1,5 cm in se pojavi na polovici višine stavbe. Kontrola etažnih pomikov se brez problemov izide.

#### 6.4.3.3 Kontrola deformacij elementov

Seizmični členi so tisti, ki naj bi disipirali energijo. Ko smo preverili le te, smo ugotovili, da se konstrukcija obnaša kot želimo. Diagonale so dodatno varovani elementi in zato se naj ne bi plastificirale. Ugotovimo, da ostanejo v elastičnem področju. Ker imamo vertikalne seizmične člene, so tudi prečke dodatno varovani elementi. Prečkam in stebrom nismo določili nelinearnih lastnosti, zato smo morebitno plastifikacijo le teh preverili po enačbi 47. Po kontroli ugotovimo, da se tudi prečke ter stebri niso plastificirali, kar je zelo ugodno.

Preglednica 6-8: Kontrola plastifikacij za prečke za model III v prečni smeri

Etaža	Lokacija	$M_3$ (kNm)	$M_3/M_{pl}$	Kontrola
15	0	39,85	0,26	ok
14	0	265,14	0,37	ok
13	0	299,77	0,42	ok
12	0	331,57	0,46	ok
11	0	362,37	0,51	ok
10	0	396,95	0,56	ok
9	0	430,04	0,60	ok
8	0	455,89	0,64	ok
7	0	473,17	0,66	ok
6	0	472,49	0,66	ok
5	0	312,27	0,44	ok
4	0	462,52	0,65	ok

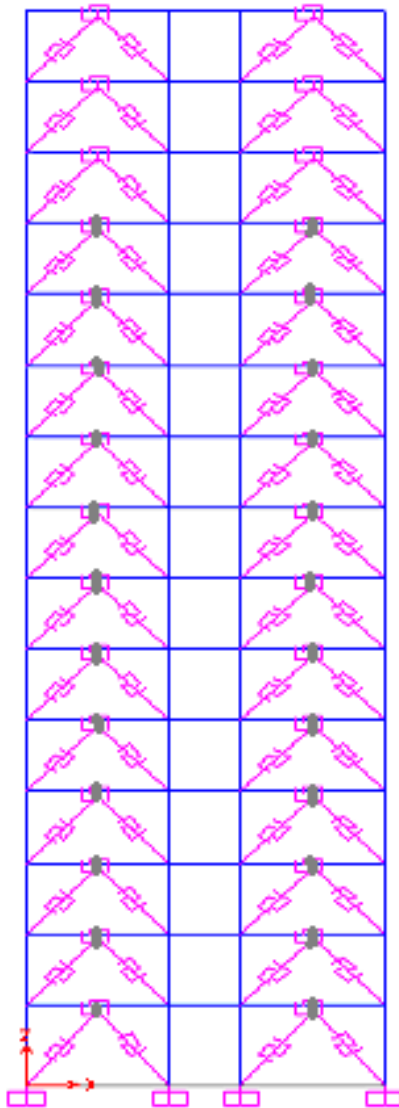
3	0	441,69	0,62	ok
2	0	392,37	0,55	ok
1	0	208,20	0,29	ok

V preglednici 7-10 so prikazane rotacijske deformacije seizmičnih členov po etažah. Rotacije strižnih členov smo določili tako, da smo odšteli pomika na obeh koncih člena in dobljeno vrednost delili z dolžino člena. Za kratke seizmične člene velja, da rotacija naj ne bi presegla vrednosti 0,08 rad. Kot je iz preglednice 6-9 razvidno, je kontrola izpolnjena v vseh etažah.

Preglednica 6-9: Deformacija seizmičnih členov za konstrukcijski model III

Etaža	Zasuk (rad)	$\varphi_{\max}$ (rad)
15	0,0027	0,08
14	0,0033	0,08
13	0,0030	0,08
12	0,0033	0,08
11	0,0037	0,08
10	0,0043	0,08
9	0,0050	0,08
8	0,0047	0,08
7	0,0050	0,08
6	0,0053	0,08
5	0,0047	0,08
4	0,0043	0,08
3	0,0040	0,08
2	0,0037	0,08
1	0,0037	0,08

Na sliki 7-8 so z debelejšimi črticami označeni seizmični členi, ki se deformirajo. Kot vidimo, se plastificirajo členi do vključno 12 etaže.



Slika 6-8: Prikaz plastificiranih seizmičnih členov v prečni smeri

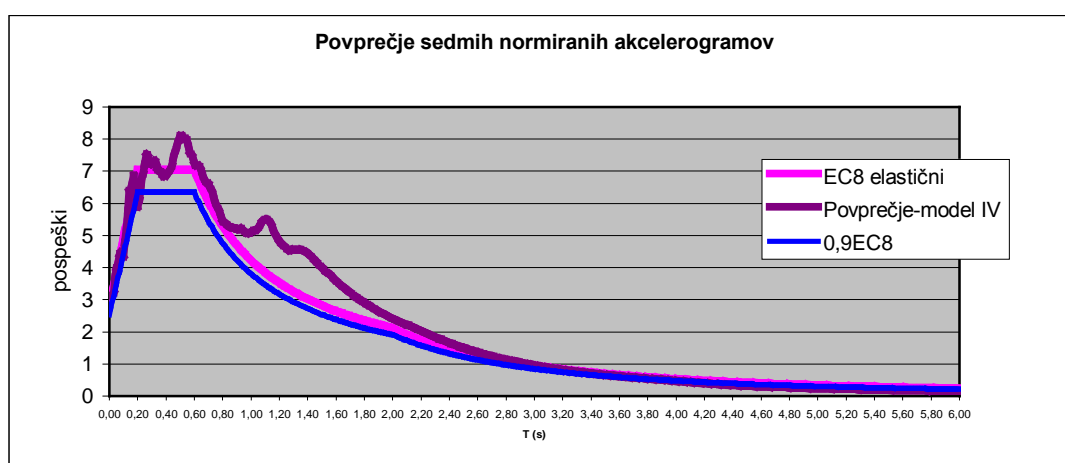
Ker smo modele najprej dimenzionirali z modalno analizo in nato za dobljene modele izračunali še nelinearno statično in dinamično analizo, smo naredili tudi kontrolo za tlačne osne sile v diagonalah povezij. Le te smo primerjali z uklonsko nosilnostjo za posamezno palico. Ugotovimo, da je v nekaj diagonalah le ta sicer prekoračena, vendar ne za več kot za 20 %. Za te diagonale, bi bilo potrebno vzeti naslednji večji profil, pa bi bila kontrola izpolnjena.



## 6.4.4 Konstrukcijski model IV

Pri konstrukcijskem modelu IV imamo prav tako kot pri modelu III v prečni smeri okvir z ekscentričnim povezjem. Razlika je le v tem, da je tu ekscentrično povezje sestavljeno iz horizontalnega seizmičnega člena, ki je vključen v prečko, ter diagonale. Ker imamo horizontalni člen, prečka ni dodatno varovan element. To so le stebri in diagonale. Seizmične člene ter diagonale smo za nelinearno obnašanje modelirali na enak način kot v modelu III. Tudi tu so členi tisti, ki disipirajo energijo.

### 6.4.4.1 Povprečje sedmih akcelerogramov



Slika 6-9: Povprečje normiranih akcelerogramov za model IV vprečni smeri

### 6.4.4.2 Kontrola etažnih pomikov

Preglednica 6-10: Kontrola etažnih pomikov za model IV v smeri x (ocena)

Etaža	Višina etaže (m)	$u_x$ (m)	$d_r$ (m)	$d_r * v$ (m)	$0,0075 * h_i$	
15	4	0,174	0,009	0,004	0,03	ok
14	4	0,165	0,010	0,005	0,03	ok
13	4	0,155	0,011	0,005	0,03	ok
12	4	0,144	0,012	0,006	0,03	ok
11	4	0,132	0,013	0,006	0,03	ok
10	4	0,120	0,013	0,007	0,03	ok
9	4	0,107	0,014	0,007	0,03	ok

8	4	0,093	0,015	0,007	0,03	ok
7	4	0,078	0,015	0,008	0,03	ok
6	4	0,063	0,015	0,007	0,03	ok
5	4	0,048	0,013	0,007	0,03	ok
4	4	0,035	0,012	0,006	0,03	ok
3	4	0,023	0,010	0,005	0,03	ok
2	4	0,013	0,008	0,004	0,03	ok
1	4,5	0,005	0,005	0,003	0,034	ok

Kot smo že ugotovili pri modelu III, imamo tudi pri tem konstrukcijskem modelu razmeroma majhne etažne pomike. Največji pomik znaša 1,5 cm. Maksimalen, še dovoljen pomik znaša 3 cm, v našem primeru pa je največji etažni pomik pol manjši. Kontrola za etažne pomike, je torej povsem izpolnjena.

#### 6.4.4.3 Kontrola deformacij elementov

Najprej smo preverili, ali se seizmični členi plastificirajo, nato smo izračunali povprečne strižne pomike in na osnovi pomikov smo nato določili zasuke. Le ti ne smejo biti večji od 0,08 rad. Iz preglednice 7-12 je razvidno, da so zasuki v vseh etažah manjši.

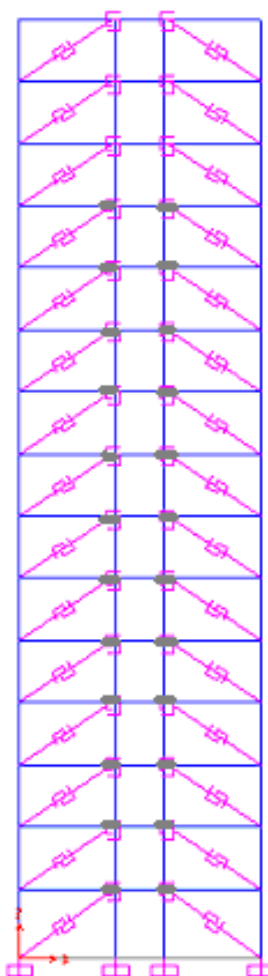
Preglednica 6-11: Deformacija horizontalnih seizmičnih členov

Etaža	Zasuk (rad)	$\varphi_{\max}$ (rad)
15	0,0026	0,08
14	0,0023	0,08
13	0,0023	0,08
12	0,0025	0,08
11	0,0026	0,08
10	0,0027	0,08
9	0,0027	0,08
8	0,0029	0,08
7	0,0030	0,08

6	0,0029	0,08
5	0,0026	0,08
4	0,0023	0,08
3	0,0019	0,08
2	0,0016	0,08
1	0,0011	0,08

Tudi v primeru konstrukcijskega modela IV je kontrola o omejitvi rotacijske kapacitete izpolnjena v vseh etažah. Rotacije so bistveno manjše od 0,08 rad.

Podobno kot v konstrukcijskem modelu III, so se seizmični členi plastificirali do vključno 12. etaže (slika 7-10).



Slika 6-10: Prikaz plastificiranih seizmičnih členov

Dodatno varovani elementi so diagonale ter stebri. Za diagonale smo določili nelinearno obnašanje. Za vsako etažo smo preverili, če se je katera od diagonal plastificirala in ugotovili, da so še vse v elastičnem območju. Stebrom nismo določili nelinearnih lastnosti, zato smo kot pri prejšnjih modelih morebitno plastifikacijo preverili z enačbo 46. Tudi za stebre zaključimo, da se na plastificirajo. Prečke pa v tem primeru niso dodatno varovani elementi, saj so v le te vključeni seizmični členi.

Tudi pri konstrukcijskem modelu IV, smo tlačne osne sile v diagonalah primerjali z uklonsko nosilnostjo za posamezno palico. Tako kot v modelu III je tudi tu le ta prekoračena, vendar le za 10 %. Za te diagonale, bi bilo potrebno vzeti naslednji večji profil, pa bi bila kontrola izpolnjena.

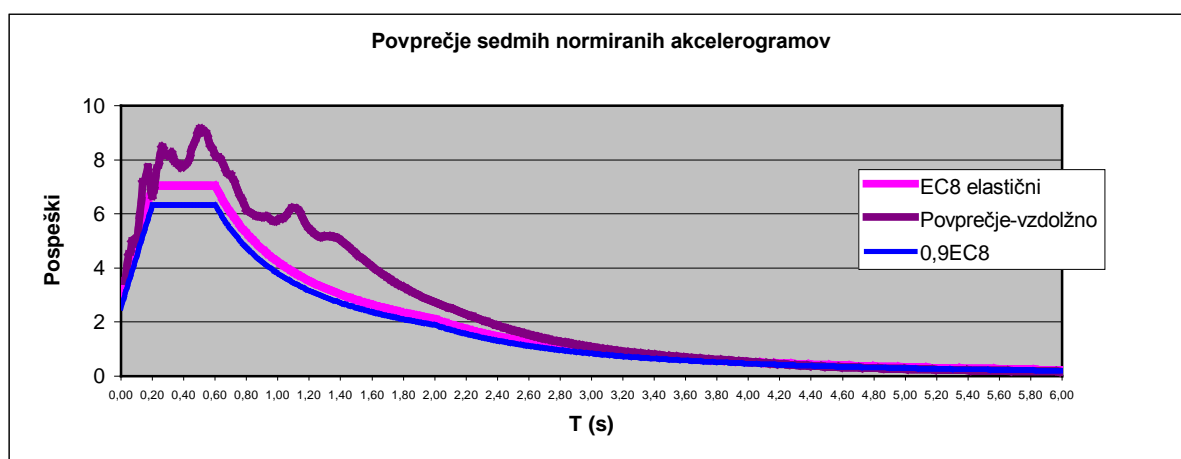
## 6.5 Vzdolžna smer

Glede na to, da se v vzdolžni smeri modeli niso spreminjali, je za y smer predstavljen le konstrukcijski model I, saj smo tu dobili največji pomik na vrhu v y smeri.

### 6.5.1 Konstrukcijski model I

#### 6.5.1.1 Povprečje sedmih akceleroogramov

Glede na to, da so bili bistveni nihajni časi za y smer za vse modele enaki, je bilo tako tudi povprečje sedmih akceleroogramov enako.



Slika 6-11: Povprečje normiranih akceleroogramov za vzdolžno smer

### 6.5.1.2 Kontrola etažnih pomikov

Preglednica 6-12: Kontrola etažnih pomikov za vzdolžno smer (ocena)

Etaža	Višina etaže (m)	$u_y$ (m)	$d_r$ (m)	$d_r * v$ (m)	$0,0075 * h_i$	
15	4	0,527	0,009	0,004	0,03	ok
14	4	0,518	0,011	0,006	0,03	ok
13	4	0,507	0,012	0,006	0,03	ok
12	4	0,495	0,012	0,006	0,03	ok
11	4	0,483	0,014	0,007	0,03	ok
10	4	0,469	0,017	0,008	0,03	ok
9	4	0,452	0,022	0,011	0,03	ok
8	4	0,430	0,030	0,015	0,03	ok
7	4	0,400	0,041	0,021	0,03	ok
6	4	0,359	0,054	0,027	0,03	ok
5	4	0,305	0,062	0,031	0,03	ok
4	4	0,243	0,065	0,032	0,03	ok
3	4	0,179	0,061	0,030	0,03	ok
2	4	0,118	0,059	0,029	0,03	ok
1	4,5	0,059	0,059	0,030	0,03375	ok

Če pogledamo preglednico 7-13, vidimo, da se je kontrola za etažne pomike v vseh etažah izšla. V 3, 4 in 5 etaži smo dosegli maksimalen pomik, ki znaša 3 cm, vendar ta še ni prekoračen. Etažni pomik je največji v 4. etaži.

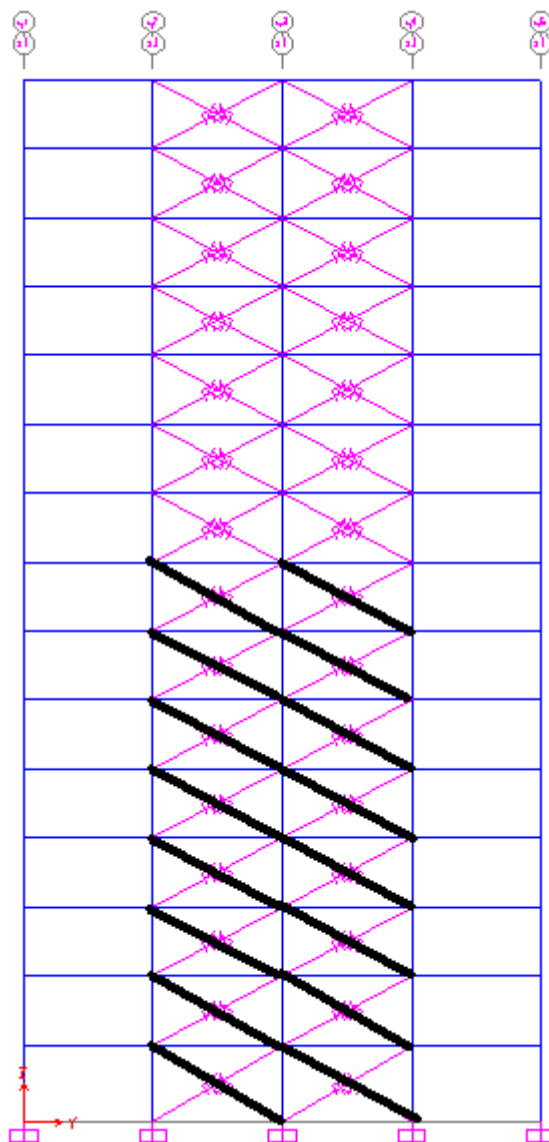
### 6.5.1.3 Kontrola deformacij elementov

V vzdolžni smeri imamo okvir s centričnim povezjem, tako da energijo disipirajo natezne diagonale, prečke ter stebri pa so dodatno varovani elementi.

Preglednica 6-13: Raztezki diagonal v vzdolžni smeri

Etaža	Diagonala	$\Delta l$ (m)	l (m)	$\varepsilon$ (%)	$\varepsilon_{\max}$ (%)
15	70/2,9	0,0019	8,5	0,02	5
14	70/2,9	0,0038	8,5	0,04	5
13	82,5/3,2	0,0052	8,5	0,06	5
12	88,9/4	0,0057	8,5	0,07	5
11	88,9/5	0,0062	8,5	0,07	5
10	88,9/5	0,0080	8,5	0,09	5
9	88,9/5	0,0118	8,5	<b>0,14</b>	5
8	88,9/5	0,0183	8,5	<b>0,22</b>	5
7	88,9/5	0,0278	8,5	<b>0,33</b>	5
6	88,9/5	0,0388	8,5	<b>0,46</b>	5
5	88,9/5,6	0,0467	8,5	<b>0,55</b>	5
4	101,6/5,6	0,0504	8,5	<b>0,59</b>	5
3	101,6/7,1	0,0483	8,5	<b>0,57</b>	5
2	101,6/8	0,0486	8,5	<b>0,57</b>	5
1	101,6/8	0,0509	8,75	<b>0,58</b>	5

Na spodnji sliki 6-10 je prikazano, katere diagonale so se plastificirale.



Slika 6-12: Plastifikacija diagonal v vzdolžni smeri

Plastificirale so se diagonale v spodnji polovici konstrukcije, kar pa ni presenetljivo, saj so tudi obremenitve precej večje v spodnjem delu. Iz preglednice 7-14 pa je razvidno, da so deformacije povsod precej manjše, kot je omejitev. Maksimalna deformacija je 0,59 %.

Prečke in stebre smo, tako kot že v prečnem prerezu, za morebitno plastifikacijo kontrolirali po enačbi 46. V preglednici 7-15 je prikazana kontrola morebitne plastifikacije prečk za najbolj obremenjen prerez. Do plastifikacij ne pride niti v stebrih niti v prečkah, plastificirajo se samo natezne diagonale. Ugotovimo, da se model v vzdolžni smeri pravilno deformira.

Preglednica 6-14: Kontrola plastifikacije prečk v vzdolžni smeri

Etaža	Lokacija	$M_3$ (kNm)	$M_3/M_{pl}$	Kontrola
15	0	82,53	0,19	ok
14	0	119,21	0,28	ok
13	0	126,70	0,30	ok
12	0	130,35	0,30	ok
11	0	133,72	0,31	ok
10	0	144,73	0,34	ok
9	0	167,55	0,39	ok
8	0	202,31	0,47	ok
7	0	250,46	0,59	ok
6	0	310,41	0,73	ok
5	0	362,81	0,85	ok
4	0	388,60	0,91	ok
3	0	377,64	0,88	ok
2	0	342,56	0,80	ok
1	0	358,50	0,84	ok



## 7 PRIMERJAVA REZULTATOV ANALIZ

### 7.1 Modalna analiza s spektrom odziva

#### 7.1.1 Primerjava bistvenih nihajnih časov

Preglednica 7-1: Primerjava nihajnih časov

		$T_1$ (s)
Model I	Prečno	2,93
	Vzdolžno	2,32
Model II	Prečno	2,06
Model III	Prečno	1,95
Model IV	Prečno	1,87

Če primerjamo bistvene nihajne čase, opazimo, da se največji nihajni čas pojavi v konstrukcijskem modelu I, v prečni smeri. To je pričakovano, saj morajo stebri prevzemati tako vertikalno kot tudi horizontalno obtežbo in posledično so le ti večjih dimenzij, konstrukcija pa je bolj toga. K visoki vrednosti nihajnega časa, pa doprinese tudi višina stavbe. Vidimo tudi, da kjer smo konstruirali podoben sistem, npr. model I – vzdolžno in model II – prečno (okvir s centričnim povezjem), dobimo podoben nihajni čas. Še bolj prepričljiv je primer modelov III in IV, kjer smo imeli okvir z ekscentričnim povezjem.

#### 7.1.2 Primerjava pomikov na vrhu

Preglednica 7-2: Primerjava pomikov na koti 60,5 m

	$u_{x,el}$ (m)	q	$u_{y,el}$ (m)	q	$u_{x,el} \cdot q$	$u_{y,el} \cdot q$
Model I	0,06	6	0,09	4	0,36	0,36
Model II	0,09	4			0,36	
Model III	0,06	6			0,36	
Model IV	0,06	6			0,36	

S primerjavo pomikov na vrhu, pridemo do ugotovitve, da na velikost pomika na vrhu stavbe vpliva faktor obnašanja. Kjer smo vzeli faktor obnašanja  $q = 6$ , smo dobili pomik 6 cm, kjer smo vzeli  $q = 4$ , pa 9 cm. Pomike na vrhu je potrebno pomnožiti faktorjem  $q$ . Ko to storimo, dobimo maksimalen pomik na vrhu enak za vse konstrukcijske modele. Pomik znaša 36 cm.

### 7.1.3 Primerjava celotne strižne sile

Preglednica 7-3: Primerjava strižne sile

	$F_{b,x}$ (kN)	$F_{b,y}$ (kN)
Model I	11459,7	12314,7
Model II	11494,2	
Model III	11343,2	
Model IV	11347,8	

## 7.2 Nelinearna statična analiza (»Pushover«)

Preglednica 7-4: Primerjava ciljnega pomika

	$d_{t,x}$ (m)	$d_{t,y}$ (m)
Model I	0,294	0,297
Model II	0,305	
Model III	0,310	
Model IV	0,314	

Največja ciljna pomika dobimo, v primeru konstrukcijskih modelov III in IV. Ta dva modela sta se do sedaj tudi iskazala za najbolj ustrezna.

## 7.3 Nelinearna analiza časovnega odziva

### 7.3.1 Primerjava pomikov na vrhu

Preglednica 7-5: Primerjava pomikov na vrhu

	$u_x$ (m)	$u_y$ (m)
Model I	0,437	0,527
Model II	0,308	
Model III	0,182	
Model IV	0,174	

Pomik v najvišji točki konstrukcije je najmanjši v primeru modelov III in IV, ki sta najbolj ugodna. Sledi model II in nazadnje model I, ki ima v prečni smeri pomični okvir in smo pričakovali, da bo najbolj neugoden.

## 7.4 Primerjava analiz med seboj

### 7.4.1 Primerjava pomikov na vrhu

Preglednica 7-6: Primerjava maksimalnih pomikov na vrhu

	Modalna		Pushover		Dinamična	
	$u_x$ (m)	$u_y$ (m)	$u_x$ (m)	$u_y$ (m)	$u_x$ (m)	$u_y$ (m)
Model I	0,36	0,36	0,293	0,297	0,437	0,527
Model II	0,36		0,305			
Model III	0,36		0,310			
Model IV	0,36		0,314			

Pomiki, dobljeni z modalno analizo in z nelinearno statično analizo, se dokaj ujemajo, z razliko od pomikov dobljenih z nelinearno analizo časovnega odziva. Glede na to, da nelinearna statična analiza ni najbolj primerna za visoke konstrukcije ter konstrukcije z visokimi nihajnimi časi, je potrebno pomike, dobljene s to analizo, vzeti z rezervo. Izkaže se, da smo v primeru modela I v prečni in vzdolžni smeri izbrali prevelik faktor obnašanja. Najboljše ujemanje v prečni smeri imamo v primeru modela II. Tu so si pomiki zaradi vseh

treh analiz precej podobni. Glede na nelinearno analizo dinamičnega odziva se izkaže, da sta konstrukcijska modela III in IV, v prečni smeri najmanj podajna, najbolj pa je model s pomičnimi okviri, kar je tudi za pričakovati.

#### 7.4.2 Primerjava plastificiranih elementov

Preglednica 7-7: Primerjava plastificiranih elementov in plastičnih deformacij

	Plastifikacije		Max. plastifikacije	
	Nelinearna statična analiza	Nelinearna dinamična analiza	Nelinearna statična analiza	Nelinearna dinamična analiza
Model I	43 členkov	/	0,0017 rad	/
Model II	22 diagonal	28 diagonal	0,12 %	0,25 %
Model III	54 členov	48 členov	0,042 rad	0,0053 rad
Model IV	50 členov	48 členov	0,072 rad	0,0030 rad
Vzdolžna smer	20 diagonal	42 diagonal	0,11 %	0,59 %

## 8 ZAKLJUČEK

Tekom analiziranja jeklene stavbe z različnimi potresnimi analizami, smo naleteli tako na mnogo težav kot tudi ugotovitev. Če začnemo pri vetru. Glede na to, da je obravnavana stavba precej visoka in ozka, smo na vrhu stavbe dobili velike obremenitve zaradi vetra, medtem ko zaradi vpliva potresa, dobimo večje sile v spodnjem delu stavbe. Problem se je pojavil pri zagotavljanju kriterija o omejevanju faktorja dodatne nosilnosti  $\Omega$ . Če smo želeli izpolniti kriterij, smo morali konstrukcijske elemente projektirati čim bolj optimalno, vendar pa je bila potem nosilnosti elementov pri obtežni kombinaciji z vetrom prekoračena. To smo rešili tako, da se v zgornjih nekaj etažah (največ štiri) omejitve nismo striktno držali. Za vse štiri modele dobimo dokaj visoke osnovne nihajne čase. Največjega dobimo po pričakovanjih pri modelu, ki ima v prečni smeri pomične okvirje. Najmanjša nihajna časa pa dobimo v primeru, ko imamo v prečni smeri okvirja z ekscentričnim povezjem. Primerjava pomikov na vrhu je pokazala, da so si le ti zelo podobni, ko smo primerjali modalno analizo in nelinearno statično analizo, medtem ko je do odstopanj prihajalo, ko smo pomike primerjali z nelinearno analizo časovnega odziva. V primeru, ko smo konstrukcijo modelirali z modelom I, pride do največjega odstopanja in sicer pri nelinearni dinamični analizi dobimo precej večje pomike kot pri modalni, ali pa nelinearni statični analizi. To nam pove, da smo izbrali prevelik faktor obnašanja ( $q$ ). Do te ugotovitve bi lahko prišli že pri nelinearni statični analizi, pa vendar zaradi velikih nihajnih časov faktorja obnašanja nismo mogli določiti. Če določujemo ciljni pomik pri »Pushover« analizi grafično, potem lahko faktor obnašanja določimo glede na razliko med elastičnim in plastičnim spektrom. Zaradi visokih nihajnih časov, pa smo že v območju, kjer je linearen spekter konstanten in faktorja obnašanja ne moremo določiti. Pomiki so se skoraj povsem ujemali v primeru drugega konstrukcijskega modela, vidimo da smo pri tem izbrali ustrezen  $q$ . V primeru modelov z ekscentričnim povezjem, pa smo dobili pri nelinearni dinamični analizi precej manjše pomike kot pri ostalih dveh. Pomiki so bili manjši za cca. 50%. Kljub temu da nismo mogli določiti pravega faktorja obnašanja, pa sta se obe nelinearni analizi pokazali za zelo uporabni za opazovanje odzivanja konstrukcije na potres. Tako pri eni kot pri drugi smo konstrukcijo obremenili s potresno obremenitvijo in nato opazovali kje in kateri elementi se plastificirajo. Na podlagi tega smo ugotovili, ali se tvori pravi mehanizem poškodb. Najlepše sta se obnašali konstrukciji, ki sta v prečni smeri

imeli okvira z ekscentričnim povezjem. Plastificirali so se seizmični členi, medtem ko so dodatno varovani elementi ostali v elastičnem področju. Tudi ostala dva modela sta tvorila ustrezna mehanizma, vendar malo manj prepričljivo. Nelinearna analiza časovnega odziva se je izkazala za precej zamudno. Ker smo za predstavitev gibanja tal uporabili sedem akcelerogramov, smo morali za vse odzive računati povprečne vrednosti, kar pa je precej zamudno. Program SAP2000 ima na voljo dve metodi nelinearne analize časovnega odziva. Prva je direktna integracijska metoda, druga pa je hitra modalna analiza (FNA). Prva je bolj natančna, vendar zaradi tega tudi precej bolj počasna, druga pa je bistveno hitrejša. Glede na to, da je FNA metoda dovolj dober približek direktne integracijske metode, smo se odločili za to.

## VIRI

- [1] Beg, D. 1999. Projektiranje jeklenih konstrukcij po evropskem predstandarsu ENV 1993-1-1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 219 str.
- [2] Eurocode 8. 2005. SIST EN 1998-1: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij
- [3] Eurocode 1. Slovenski predstandard SIST ENV 1991-2-1
- [4] Eurocode 1. Slovenski predstandard SIST ENV 1991-2-4
- [5] Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradb. Vestn. 51, november: 12: 302-314
- [6] Fenz, D.M., Constantinou, M.C. 2006. Behaviour of the double concave friction pendulum bearing  
[http://nees.buffalo.edu/Publications/DOUBLE\\_CONCAVE\\_EESD\\_2006.pdf](http://nees.buffalo.edu/Publications/DOUBLE_CONCAVE_EESD_2006.pdf)  
(8.5.2007).