

EVA FILIPČIČ

POTRESNOODPORNO PROJEKTIRANJE 5-ETAŽNE JEKLENE STAVBE PO NOVEM STANDARDU EVROKOD 8

MAGISTRSKO DELO

MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM DRUGE STOPNJE GRADBENIŠTVO

Ljubljana, 2022



Kandidat/-ka: EVA FILIPČIČ

POTRESNOODPORNO PROJEKTIRANJE 5-ETAŽNE JEKLENE STAVBE PO NOVEM STANDARDU EVROKOD 8

Magistrsko delo št.:

DESIGN OF 5-STOREY STEEL BUILDING FOR SEISMIC RESISTANCE ACCORDING TO THE NEW VERSION EUROCODE 8

Master thesis No.:

Mentor/-ica: izr. prof. dr. Primož Može, univ. dipl. inž. grad. Predsednik komisije:

Član komisije:

Ljubljana, 2022

Stran za popravke

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

»Ta stran je namenoma prazna.«

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	006.44:624.014.2(043.3)
Avtor:	Eva Filipčič, dipl. inž. grad. (UN)
Mentor:	izr. prof. dr. Primož Može, univ. dipl. inž. grad.
Naslov:	Potresnoodporno projektiranje 5-etažne jeklene stavbe po novem
	standardu Evrokod 8
Tip dokumenta:	magistrsko delo
Obseg in oprema:	143 str., 47 pregl., 96 sl.
Ključne besede:	Evrokod 8, potresnoodporno projektiranje, jeklo, razred duktilnosti, vpliv TDR, etažni pomiki, načrtovanje nosilnosti, plastični členek, potisna analiza

Izvleček:

V magistrskem delu so predstavljene spremembe pri potresnoodpornem projektiranju konstrukcij, ki jih uvaja predlog novega standarda Evrokod 8. Novosti smo analizirali na praktičnem primeru 5-etažnega jeklenega objekta iz momentih okvirov in okvirov z ekscentričnimi povezji. Preučili smo nove definicije razredov duktilnosti, faktorjev obnašanja, faktorja občutljivosti za stavbe in kontrolo vplivov teorije drugega reda, kontrole etažnih pomikov v novih mejnih stanjih ter pravila za projektiranje jeklenih konstrukcij. Pravila iz trenutnega standarda Evrokod 8 za razred duktilnosti DCH smo primerjali s predlaganimi pravili za nova razreda duktilnosti DC2 in DC3. Potresnoodporno analizo smo izvedli za ravninske modele momentnih okvirov in okvirov z ekscentričnimi povezji z metodo z vodoravnimi silami. Za momente okvire smo izvedli tudi poenostavljeno nelinearno statično analizo. Ugotovili smo, da projektiranje momentnih okvirov po predlogu novega standarda Evrokod 8 dovoljuje nekoliko lažje in vitkejše konstrukcije z manjšimi dimenzijami elementov. Pri tem za dimenzioniranje niso več merodajni vplivi teorije drugega reda, temveč omejitve etažnih pomikov. Nasprotno, upoštevanje pravil predloga novega standarda Evrokod 8 povečuje zahteve nosilnosti in stabilnosti elementov ekscentričnega povezja. Sam postopek projektiranja ekscentričnega povezja se ne razlikuje od obstoječega. Zahteve poostruje povečanje potresnega dela obtežbe potresnega projektnega stanja. Obremenitve elementov ekscentričnih povezij v DC3 in DC2 so bile večje do te mere, da je bilo najbolj smiselno povečati število povezij in ohraniti primerljive dimenzije elementov.

I

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	006.44:624.014.2(043.3)
Author:	Eva Filipčič, B. Sc. Civil Engineering
Supervisor:	assoc. prof. Primož Može, Ph.D.
Title:	Design of 5-storey steel building for seismic resistance
	according to the new version of Eurocode 8
Document Type:	M. Thesis
Scope and tools:	143 p., 47 tab., 96 fig.
Key words:	Eurocode 8, earthquake resistance design, steel, ductility
	class, second order effects, interstorey drifts, capacity
	design, plastic hinge, pushover analysis

Abstract

The master thesis deals with the changes in the seismic resistance design of structures introduced by the proposal of the new standard Eurocode 8. The novelties were analysed on a practical example of a 5storey steel building stabilised with moment resisting frames and frames with eccentric bracings. The new definitions of ductility classes, behaviour factors, the interstorey drift sensitivity coefficient and the control of second order effects, the limitations of interstorey drifts in the new limit states and the specific rules for steel buildings were examined. The code requirements from the current Eurocode 8 for ductility class DCH were compared to the proposed rules for the new ductility classes DC2 and DC3. Seismic analysis was performed for planar models of moment resisting frames and frames with eccentric bracings using the lateral force method. A nonlinear static analysis (pushover) for the moment resisting frames was also performed. It was found that the design of moment resisting frames according to the proposal of the new Eurocode 8 allows somewhat lighter and slimmer structures. In this case, the influences of the second order effects are no longer governing, but rather by the limitations of interstorey drifts. On the contrary, following the changes of the new Eurocode 8 means higher resistance and stability requirements for frames with eccentric bracings. Seismic resistance design of frames with eccentric bracings does not differ from current process. The resistance and stability requirements are intensified by the increase of the seismic part of the seismic design state. The internal forces in the frame with eccentric bracings designed for DC2 and DC3 were greater to the point that it was more reasonable to increase the number of eccentric bracings and maintain comparable element dimensions.

ZAHVALA

Za strokovno pomoč in podporo pri izdelavi magistrskega dela se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Primožu Možetu. Hvala za ves namenjen čas in nasvete.

III

Iskrena zahvala družini, ki mi je stala ob strani skozi vsa leta študija. Hvala za vašo podporo in potrpežljivost. Za vse spodbudne besede se zahvaljujem tudi vsem prijateljem in fantu Davidu.

Posebna zahvala tudi podjetju Savaprojekt d.d. za štipendijo in podporo v času magistrskega študija.

»Ta stran je namenoma prazna.«

IV

KAZALO VSEBINE

St	ran za p	opravke	I
BI	BLIOGR	AFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	I
BI	BLIOGR	APHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	П
ZA	HVALA		ш
KÆ	ZALO V	SEBINE	v
KÆ	ZALO S	LIK	vi
KÆ	ZALO P	REGLEDNIC	іх
KÆ	ZALO G	RAFIKONOV	хі
SI	MBOLI		XII
KF	RATICE I	N SLOVAR TUJK	xv
1	UVO	D	1
2	NOV	I EVROKOD	2
	2.1	Potresna obtežba v predlogu novega standarda evrokod 8	2
	2.2	Osnovna pravila za potresno analizo stavb po predlogu novega standarda Evrokod 8	9
	2.3	Pravila za potresno projektiranje jeklenih konstrukcij po predlogu novega standarda Evrokod 8	17
	2.4	Pravila za potresno projektiranje spojev jeklenih konstrukcij po predlogu novega standarda 8	27
	2.5	Kriterij deformacij in modeli trdnosti za materiale	32
	2.6	Nelinearna statična (potisna) analiza	36
3	ANA	LIZA 5-ETAŽNE STAVBE	41
	3.1	Tehnično poročilo	41
	3.2	Vplivi na konstrukcijo	44
	3.3	Analiza momentnega okvira	46
	3.4	Okvir z ekscentričnim povezjem	51
	3.5	Potresna analiza v prečni smeri (momentni okvir)	52
	3.6	Potresna analiza v vzdolžni smeri (okvir z ekscentričnim povezjem)	81
	3.7	Dimenzioniranje spojev z računalniškim programom IDEA StatiCa	101
	3.8	Modeli plastičnih členkov	106
	3.9	Potisna analiza	115
	3.10	Poveztek sprememb v postopku za analizo in rezultatov	133
4	ZAK	JUČEK	140
VI	RI		142
	Uporak	ljeni viri	142
	Ostali v	iri	143

V

KAZALO SLIK

Slika 1: Elastični spekter odziva [1]	7
Slika 2: Gostota porazdelitve za napetost tečenja	18
Slika 3: Definicija simbolov, ki označujejo prečne prereze strižnih členov [2]	23
Slika 4: Določitev osne sile v diagonali, ko v potresnem členu nastane plastični členek	26
Slika 5: Panel stojine stebra, uokvirjen s pasnicami in ojačitvami [2]	28
Slika 6: Definicija plastične rotacije θp [2]	28
Slika 7: Definicija projektnega momenta: pozicija plastičnih členkov v ojačanih spojih: (A)	
idealizirano mesto plastičnega členka; (B) prečka; (C) steber; (D) ojačitev [2]	30
Slika 8: Opis spojev prečka-steber z ojačano čelno pločevino [7]	31
Slika 9: Zahteve za dimenzioniranje ojačitvenega rebra [2]	31
Slika 10: Konfiguracija vijačenega spoja s čelno pločevino in ojačitvenimi rebri; (A) rebro; (B)	
prečka; (C) steber; (D) čelna pločevina [2]	32
Slika 11: Definicija rotacije θ [1]	32
Slika 12: Splošna definicija bilinearnega odnosa med silo in pomikom [1]	33
Slika 13: Definicije geometrijskih karakteristik jeklenih elementov [1]	34
Slika 14: Določitev bilinearne idealizacije krivulje kapacitete v primeru (a) naraščajoča in (b)	
padajoča krivulja kapacitete (A – prva plastifikacija, B – največja sila) [1]	38
Slika 15: Določitev ciljnega pomika ekvivalentnega SDOF sistema [1]	39
Slika 16: Elastični in neelastični spekter in diagram kapacitete [10]	40
Slika 17: Zasnova obravnavanega objekta	41
Slika 18: Zasnova medetažne konstrukcije	42
Slika 19: Računski model momentnega okvira z nagnjenim stebrom	46
Slika 20: Zasnova okvira z ekscentričnim povezjem	52
Slika 21: Računski model momentnega okvira	52
Slika 22: Pomiki momentnega okvira zaradi potresne obtežbe za primer 1 (DCH)	54
Slika 23: Pomiki momentnega okvirja zaradi potresne obtežbe za primer 2 (DC3)	55
Slika 24: Pomiki momentnega okvirja zaradi potresne obtežbe za primer 3 (DC2)	55
Slika 25: Primer 1 - osne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DCH)	57
Slika 26: Primer 1 - prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DCH)	57
Slika 27: Primer 1 - upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DCH)	58
Slika 28: Primer 1 - osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DCH)	58
Slika 29: Primer 1 - prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DCH)	59
Slika 30: Primer 1 - upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja	
(DCH)	59
Slika 31: Primer 1 - pomiki momentnega okvira pri potresnem delu potresnega projektnega stanja	
z upoštevanjem vpliva torzije in TDR (DCH)	60
Slika 32: Primer 2 - osne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC3)	67
Slika 33: Primer 2 - prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC3)	67
Slika 34: Primer 2 - upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC3)	68
Slika 35: Primer 2 - osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC3)	68
Slika 36: Primer 2 - prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC3)	69

Slika 37: Primer 2 - upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja	
(DC3)	69
Slika 38: Primer 3 - osne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC2)	74
Slika 39: Primer 3 - prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC2)	75
Slika 40: Primer 3 - upogibni momentni pri potresnem delu potresnega projektne stanja (DC2)	75
Slika 41: Primer 3 - osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC2)	76
Slika 42: Primer 3 - prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC2)	76
Slika 43: Primer 3 - upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja	
(DC2)	77
Slika 44: Računski model okvira z ekscentirčnim povezjem	81
Slika 45: Primer 1 - osne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DCH)	83
Slika 46: Primer 1 - prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DCH)	83
Slika 47: Primer 1 - upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektnega dela (DCH)	84
Slika 48: Primer 1 - osne pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DCH)	84
Slika 49: Primer 1 - prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DCH)	84
Slika 50: Primer 1 - upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja	
(DCH)	84
Slika 51: Primer 1 - pomiki okvira z ekscentričnim povezjem pri potresnem delu potresnega	
projektnega stanja (DCH)	85
Slika 52: Zasnova okvira z ekscentričnim povezjem v 1. etaži (DCH)	85
Slika 53: Prikaz količin za izračun kota rotacije	87
Slika 54: Primer 2 - osne sile pri potresne delu potresnega projektnega stanja (DC3)	91
Slika 55: Primer 2 - prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC3)	91
Slika 56: Primer 2 - upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC3)	91
Slika 57: Primer 2 - osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC3)	91
Slika 58: Primer 2 - prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC3)	92
Slile 50. Driver 2 - yes silvi generati ani generite siisleen dely getreenene genisleteese starie	

VII

92

92

93

98

98

Slika 58: Primer 2 - prečne sile Slika 59: Primer 2 - upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC3) Slika 60: Primer 2 - pomiki okvira z ekscentričnim povezjem pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC3) Slika 61: Zasnova okvira z ekscentričnim povezjem v 1. etaži (DC3) Slika 62: Primer 3 - osne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC2) Slika 63: Primer 3 - prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC2) Slika 64: Primer 3 - upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC2)

98 Slika 65: Primer 3 - osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC2) 98 Slika 66: Primer 3 - prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC2) 99 Slika 67: Primer 3 - upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC2) 99 Slika 68: Primer 3 - pomiki okvira z ekscentričnim povezjem pri potresnem delu potresnega projektnega stanja TDR (DC2) 99 Slika 69: Obravnavani spoj – primer 1 (DCH) 103

Slika 70: Deformirana oblika spoja s prikazanimi napetostmi v spoju – primer 1 (DCH) 103 Slika 71: Deformacije v spoju – primer 1 (DCH) 103 Slika 72: Deformirana oblika spoja s prikazanimi napetostmi v spoju – primer 2 (DC3) 105

Slika 73: Deformacije v spoju – primer 2 (DC3)	105
Slika 74: Deformirana oblika spoja s prikazanimi napetostmi v spoju – primer 3 (DC2)	106
Slika 75: Deformacije v spoju – primer 3 (DC2)	106
Slika 76: Model plastičnega členka kot odnos moment-rotacija	115
Slika 77: Model plastičnega členka v SAP2000	116
Slika 78: Idealizacija potisne krivulje za SDOF model [10]	117
Slika 79: Obnašanje momentnega okvira za stopnjo duktilnosti DCH - primer A) dodatna nosilnost	
prečk	119
Slika 80: Obnašanje momentnega okvira za stopnjo duktilnosti DC3 - primer A) dodatna nosilnost	
prečk	121
Slika 81: Obnašanje momentnega okvira za stopnjo duktilnosti DC2 - primer A) dodatna nosilnost	
prečk	121
Slika 82: Obnašanje momentnega okvira pri maksimalnem pospešku tal, ki ga MO prenese -	
DCH, primer A)	122
Slika 83: Obnašanje momentnega okvira pri maksimalnem pospešku tal, ki ga MO prenese – DC3,	
primer A) dodatna nosilnost prečk	123
Slika 84: Obnašanje momentnega okvira pri maksimalnem pospešku tal, ki ga MO prenese – DC2,	
primer A)	124
Slika 85: Obnašanje momentnega okvira za stopnjo duktilnosti DCH - primer B)	126
Slika 86: Obnašanje momentnega okvira za stopnjo duktilnosti DC3 - primer B)	127
Slika 87: Obnašanje momentnega okvira za stopnjo duktilnosti DC2 - primer B)	127
Slika 88: Obnašanje momentnega okvira pri maksimalnem pospešku tal, ki ga MO prenese -	
DCH, primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov	128
Slika 89: Obnašanje momentnega okvira pri maksimalnem pospešku tal, ki ga MO prenese – DC3,	
primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov	129
Slika 90: Obnašanje momentnega okvira pri maksimalnem pospešku tal, ki ga MO prenese – DC2,	
primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov	130
Slika 91: Momentni okvir za primer 1 (DCH)	135
Slika 92: Momentni okvir za primer 2 (DC3)	135
Slika 93: Momentni okvir za primer 3 (DC2)	136
Slika 94: Okvir z ekscentričnim povezjem – primer 1 (DCH)	138
Slika 95: Okvir z ekscentričnim povezjem – primer 2 (DC3)	138
Slika 96: Okvir z ekscentričnim povezjem – primer 3 (DC2)	139

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.2: Povratne dobe v odvisnosti od mejnega stanja in razreda glede na posledice [2] Preglednica 2.3: Faktorij odziva v odvisnosti od mejnega stanja in razreda glede na	3
posledice [2] Preglednica 2.3: Faktorii odziva v odvisnosti od meinega stania in razreda glede na	3
Preglednica 2.3: Faktorii odziva v odvisnosti od meinega stania in razreda glede na	3
	3
posledice [2]	
Preglednica 2.4: Tipi tal [1]	4
Preglednica 2.5: Vrednosti δ koeficienta v odvisnosti od razreda glede na posledice	5
Preglednica 2.6: Razpon vrednosti Sδ za definiranje razreda jakosti seizmičnosti	5
Preglednica 2.7: Referenčni spektralni pospeški, ki določajo stopnjo seizmičnosti	5
Preglednica 2.8: Vrednosti parametrov, ki definirajo elastični spekter odziva [1]	7
Preglednica 2.9: Faktorji obnašanja za jeklene konstrukcije [2]	10
Preglednica 2.10: Vrednosti faktorja ϕ za vrsto spremenljivega vpliva [1]	11
Preglednica 2.11: Vrednosti materialnega faktoria dodatne nosilnosti v odvisnosti od	
kvalitete iekla [2]	18
Preglednica 2.12: Zahtevani razredi kompaktnosti prečnih prerezov [2]	19
Preglednica 2.13: Omeiitye indeksa seizmične jakosti za projektiranje v DC1. DC2 in	-
DC3	19
Preglednica 2 14: Vrednost faktoria utrievania v conah sinania energije <i>wsh</i> [2]	21
Preglednica 2.15: Zahteve, ki omejujejo uporabo enačb za določitev materialnih modelov	
	33
Preglednica 3.1. Lastna teža medetažne konstrukcije	44
Preglednica 3.2. Lastna teža fasade	44
Preglednica 3.3. Koristna obtežba medetažne konstrukcije	
Preglednica 3.4: Koeficienti in obtežbe zunanjega tlaka na stene	45
Preglednica 3.5. Koeficienti in obtežbe zunanjega in notranjega tlaka	чJ 45
Preglednica 3.6: Koeficienti in obtežbe zunanjega tlaka in notranjega stka	т <i>3</i> 46
Preglednica 3.7: Seznam obtežnih kombinaciji MSN	-10 /10
Preglednica 3.8: Seznam obtežnih kombinacij MSIV	49 /10
Preglednica 3.0. Sozitali obiezili Komunicij Miso	49 54
Preglednice 2.10: Primeriova vhodnih podotkov za analiza momentih akvirov za tri	54
abravnavana primera	56
Decelednice 2,11, Deležitev vrednosti <i>Qi</i> ze necemezne eteže	50
Preglednica 3.11: Dolocitev vrednosti 122 za posamezno etazo	62
preglednica 5.12: Primerjava vnodnih podatkov za analizo okvirov z ekscentricnimi	02
povezji za tri obravnavane primere	83
Preglednica 3.13: Podatki in rezultati dimenzioniranja elementov okvirja z ekscentricnim	00
povezjem (DCH)	89
Preglednica 3.14: Podatki in rezultati dimenzioniranja elementov okvira z ekscentricnim	0.6
povezjem za primer 2 (DC3)	96
Preglednica 3.15: Primerjava varnostnih faktorjev za okvire z ekscentričnimi povezji v	
DCH in DC2	97
Preglednica 3.16: Podatki in rezultati dimenzioniranja elementov okvira z ekscentričnim	
povezjem v DC2	101

Preglednica 3.17: Faktorji dodatne nosilnosti, upoštevani v primeru A) oz. B), s katerimi	
izračunamo srednje vrednosti materialnih parametrov	107
Preglednica 3.18: Modeli plastičnih členkov za razrede duktilnosti DCH, DC3 in DC2	108
Preglednica 3.19: Modeli plastičnih členkov za zunanje stebre momentnega okvira v DCH	
	110
Preglednica 3.20: Modeli plastičnih členkov za zunanje stebre momentnega okvira v DC3	
	111
Preglednica 3.21: Modeli plastičnih členkov za zunanje stebre momentnega okvira v DC2	
	111
Preglednica 3.22: Modeli plastičnih členkov za notranje stebre momentnega okvira v	
DCH	113
Preglednica 3.23: Modeli plastičnih členkov za notranje stebre momentnega okvira v DC3	
	114
Preglednica 3.24: Modeli plastičnih členkov za notranje stebre momentnega okvira v DC2	
	114
Preglednica 3.25: Legenda barv rezultatov v SAP2000	116
Preglednica 3.26: Nihajne oblike, mase in vodoravne sile za potisno analizo	117
Preglednica 3.27: Rezultati potisne analize za primer A) z upoštevanjem dodatne	
nosilnosti prečk za tri primere duktilnosti	118
Preglednica 3.28: Rezultati potisne analize za modele plastičnih členkov B) za razrede	
duktilnosti DCH, DC3 in DC2	125
Preglednica 3.29: Primerjava pravil za potresnoodporno projektiranje momentnih okvirov	
	133
Preglednica 3.30: Primerjava rezultatov potresnoodporne analize momentnih okvirov	134
Preglednica 3.31: Primerjava pravil za potresnoodporno projektiranje okvirov z	
ekscentričnimi povezji	136
Preglednica 3.32: Primerjava rezultatov potresnoodporne analize okvirov z	
ekscentričnimi povezji	137

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 1: Krivulja kapacitete za stopnjo duktilnosti DCH - primer A) dodatna nosilnost	
prečk	119
Grafikon 2: Primerjava potisnih krivulj MDOF modela za primer A) z dodatno nosilnostjo	
prečk	120
Grafikon 3: Krivulja kapacitete pri maksimalnem pospešku tal, ki ga konstrukcija prenese	
– DCH, primer A) dodatna nosilnost prečk	122
Grafikon 4: Krivulja kapacitete pri maksimalnem pospešku tal, ki ga konstrukcija prenese	
– DC3, primer A) dodatna nosilnost prečk	123
Grafikon 5: Krivulja kapacitete pri maksimalnem pospešku tal, ki ga konstrukcija prenese	
– DC2, primer A) dodatna nosilnost prečk	124
Grafikon 6: Krivulja kapacitete za stopnjo duktilnosti DCH - primer B) dodatna nosilnost	
prečk in stebrov	126
Grafikon 7: Krivulja kapacitete pri maksimalnem pospešku tal, ki ga konstrukcija prenese	
– DCH, primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov	128
Grafikon 8: Krivulja kapacitete pri maksimalnem pospešku tal, ki ga konstrukcija prenese	
– DC3, primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov	129
Grafikon 9: Krivulja kapacitete pri maksimalnem pospešku tal, ki ga konstrukcija prenese	
– DC2, primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov	130
Grafikon 10: Primerjava potisnih krivulj MDOF modela za primer B) dodatna nosilnost v	
prečkah in stebrih	131
Grafikon 11: Primerjava pushover krivulj MDOF modela	132

SIMBOLI

A _c	prečni prerez jeklenega stebra
d_b	višina najvišje priključene prečke
d_c	višina prereza stebra
d_m^*	pomik, ki ustreza F_m^*
d_r	projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma
	na vrhu in na dnu obravnavane etaže
d_s	pomik točke konstrukcijskega sistema
Ε	modul elastičnosti jekla
E^*	površina pod transformirano krivuljo kapaciteto
f_y	napetost tečenja
F_A	razmerje S_{lpha} z upoštevanjem spektralnih pospeškov pri začetnem nihajnem času
F_L	amplifikacijski faktor tal za dolge nihajne čase
F_m^*	sila v točki B, definirana kot zadnja točka na krivulji $F^*(d^*)$, če je krivulja naraščajoča ali točka največje sile
F_T	amplifikacijski faktor tal, ki je odvisen od topografije
F_{α}	amplifikacijski faktor tal za krajše nihajne čase
F_{β}	amplifikacijski faktor tal za srednje dolge nihajne čase $T = T_{\beta}$
$G_{k,i}$	lastna in stalna obtežba
h	celotna višina prečnega prereza
h _i	debelina i-te plasti
h _s	višina etaže
h _r	višina ojačitvenega rebra
L _b	nepodprta dolžina jeklena nosilca
L _e	razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjena
	pravokotno na smer potresnega vpliva
L _h	razdalja med območjema sipanja energije na obeh koncih razpona
L _{i,j}	širina etaže na obravnavani višini j, merjena pravokotno na i-to smer upoštevanega
	potresnega vpliva
L ₀	strižni razpon jeklenega nosilca
т	celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo
m_i	masa v i-ti etaži
Ν	število zemeljskih plasti od površja do globine H
P _{tot}	celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, zaradi mas, ki so upoštevane pri
	potresnem projektnem stanju
q	faktor obnašanja
q_R	komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva dodatno nosilnost konstrukcije, ki je
	posledica prerazporeditve potresnih vplivov
<i>qs</i>	komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva dodatno nosilnost konstrukcije iz drugih virov
<i>qD</i>	komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva deformacijsko kapaciteto konstrukcijo in njeno sposobnost sipanja energije

R_{μ} re	dukcijski faktor zaradi duktilnosti
s _h ra	zdalja med središčem plastičnega členka in osjo stebra;
S _a ne	elastični spekter pospeškov
S _{ae} el	astični spekter pospeškov
S _d ne	elastični spekter pomikov
$S_{De}(T^*)$ ela	astični spekter pomikov pri nihajnem času T^*
$S_e(T)$ ela	astični spekter odziva
$S_r(T)$ re	ducirani spekter
S_y po	ospešek tečenja F_y^*/m^* ekvivalentnega SDOF modela
S_{α} na	ujvečji spektralni pospešek odziva (pri 5 % dušenju), ki ustreza konstantnemu spektru
pc	ospeškov elastičnega spektra odziva
S_{β} sp	ektralni pospešek odziva pri 5 % dušenju pri nihajnem času $T_{oldsymbol{eta}}$
$S_{\alpha,ref}$ re	ferenčna vrednost spektralnega pospeška na platoju horizontalnega elastičnega
sp	ektra odziva za tip tal A, z upoštevanjem 5% dušenja
$S_{\alpha,475}$ re	ferenčni spektralni pospešek [m/s ²], ki določa stopnjo seizmičnosti
<i>S_{β,ref}</i> re	ferenčna vrednost spektralnega pospeška pri nihajnem času T_{β} za tip tal A, z
up	poštevanjem 5% dušenja.
t _{b,f} de	belina pasnice najvišle priključene prečke
$t_{c,f}$ de	ebelina pasnice stebra
t _w de	belina stojine jeklenega profila
$t_{w,b}$ de	ebelina stojine nosilca
t _{wsp} de	ebelina dodatne pločevine stojine stebra
t _{wr} de	ebelina ojačitvenega rebra
T ni	hajni čas sistema z eno prostostno stopnjo
T _A zg	gornja meja intervala nizkih nihajnih časov
T_B sp	odnja meja območja s konstantnimi spektralnimi pospeški
T_C zg	gornja meja območja s konstantnimi spektralnimi pospeški
T _D ni	hajni čas na začetku območja konstantnih spektralnih pomikov
T_1 os	movni nihajni čas stavbe v obravnavani smeri
u re	dukcijski faktor sile
V _{tot} ce	lotna prečna sila v etaži zaradi potresa
x ra	zdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena
pr	avokotno na smer upoštevanega potresnega vpliva
α ρι	ishover faktor, za modulacijo amplitude potisnih sil
β fa	ktor spodnje meje horizontalnega reduciranega spektra pospeškov
γ_G va	urnosti faktor za lastno in stalno obtežbo
γ_Q va	urnostni faktor za spremenljivo obtežbo
δ ko	peficient, odvisen od razreda glede na posledice
η ko	prekcijski faktor dušenja
θ ko	peficient občutljivosti za etažne pomike
θ_u^{pl} na	ıjmanjša vrednost plastičnega dela končne rotacije izmed vseh vrednosti za stebre

λ	faktor, ki zajema vpliv števila etaža
λ_{ns}	koeficient, ki upošteva občutljivost nekonstrukcijskih elementov na etažni pomik;
λ_s	koeficient, ki predstavlja omejitev pomika za določeno vrsto konstrukcije.
μ	duktilnost
$v_{s,H}$	povprečna vrednost hitrosti strižnega valovanja,
$v_{s,i}$	hitrost strižnega valovanja i-te plasti
ϕ_i	normiran vektor izbrane nihajne oblike v i-ti etaži
Ψ_0	kombinacijski faktor, s katerim se zajame majhna verjetnost, da bi več spremenljivih vplivov
	pri svoji največji vrednosti delovalo hkrati
$\Psi_{E,i}$	koeficient za kombinacijo, ki upošteva verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ med potresom ni prisotna po
	celotni konstrukciji
ω_{rm}	faktor dodatne nosilnosti jekla v conah sipanja energije (materialni faktor dodatne nosilnosti)
ω_{sh}	faktor, ki upošteva utrjevanje materiala v conah sipanje energije
Ω	faktor povečanja potresnega vpliva
Ω_d	projektno razmerje dodatne nosilnosti

KRATICE IN SLOVAR TUJK

ARSO	Agencija Republike Slovenije za okolje
CC	»Consequence class« - razred glede na posledice
DCH	visoka duktilnosti
DCL	nizka duktilnost
DCM	srednja duktilnost
DC3	3. razred duktilnosti
DC2	2. razred duktilnosti
DL	»Damage limitation« - omejitev poškodb
EC8	Evrokod 8
FGG	Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
LS	»Limit state« - mejno stanje
MDOF	sistem z več prostostnimi stopnjami
MO	momentni okvir
MSN	mejno stanje nosilnosti
MSU	mejno stanje uporabnosti
NC	»Near collapse«
OP	»Fully operational«
PGA _e	»Peak ground acceleration« - maksimalni pospešek tal
PGD _e	»Peak ground displacement« - maksimalni pomik tal
PGV _e	»Peak ground velocity« - maksimalna hitrost tal
SD	»Significant damage«
SDOF	sistem z eno prostostno stopnjo
SLS	»Serviceability limit state" - MSU
TDR	teorija drugega reda
ULS	»Ultimate limit state« - MSN

»Ta stran je namenoma prazna.«

1

1 UVOD

Od leta 2008 smo v Sloveniji dolžni projektirati gradbene objekte pa pravilih Evrokod standardov. Sestavljeni so iz več delov, ki se navezujejo na različna področja projektiranja konstrukcij. Od izida trenutno veljavnih standardov je preteklo že več let, v katerih so inženirji odkrivali nova dejstva in iz izkušenj črpali nova znanja o fenomenih, ki se pojavljajo pri projektiranju gradbenih konstrukcij. Vsa nova spoznanja so vodila do odločitve, da je obstoječe standarde potrebno osvežiti in posodobiti. V izdelavi je več predlogov novih standardov. V sklopu magistrskega dela smo se osredotočili na predlog novega standarda Evrokod 8, ki je sestavljen iz dveh delov prEN 1998-1-1 [1] in prEN 1998-1-2 [2] in bo nadomestil trenutni standard EN 1998-1 [3]. Prvi del prEN 1998-1-1:2021 [1] podaja splošna pravila ter definira potresne vplive. Drugi del prEN 1998-1-2:2021 [2] se navezuje na projektiranje novih stavb, kjer so pravila podrobneje opredeljena glede na material nosilne konstrukcije.

Raziskave s področja potresne nevarnosti, ki so bile izvedene po izdaji obstoječega standarda EC8 v obdobju zadnjih 20 let, so pripomogle k boljšemu razumevanju potresne obtežbe in njenega vpliva na obnašanje konstrukcij med potresom. Na podlagi tega so nastajale nove karte potresne nevarnosti in nove definicije spektrov odziva ter posodobljena in nova pravila za projektiranje konstrukcij. V magistrskem delu se bomo osredotočili na spremembe pri projektiranju jeklenih konstrukcij, ki jih podaja predlog novega standarda EC8. Sprememb definicij spektrov odziva in potresne obtežbe nismo podrobneje obravnavali. Potresno obtežbo smo za vse primere izračunali na podlagi trenutno veljavne različice Evrokoda 8 [3] in pripadajočega nacionalnega dodatka [4]. Z upoštevanjem enake potresne obtežbe za vse primere smo lahko pravila za projektiranje po trenutnem standardu in predlogu novega standarda bolj transparentno primerjali.

Za namen primerjave obstoječih in predlaganih pravil projektiranja smo obravnavali enostaven 5-etažni jekleni objekt, pri katerem obtežbe prenašajo momentni okviri in okviri z ekscentričnimi povezji. Globalno analizo smo opravili ločeno za dva ravninska primera. Osredotočili smo se na potresnoodporno analizo objekta, in sicer v treh razredih duktilnosti. Obstoječa pravila projektiranja jeklenih konstrukcij v razredu duktilnosti DCH [3] smo primerjali s predlagani pravili za razred duktilnosti DC3, ki je definiran v [1]. Dodatno smo naredili analizo za razred duktilnosti DC2 [1]. Na podlagi pravil iz predloga novega standarda smo s pomočjo računalniškega programa dimenzionirali značilni momentni spoj prečke in stebra. Preučili smo pravila za modeliranje plastičnih členkov, ki so pomembna novost v predlogu novega standarda EC8 [1]. Modele smo upoštevali pri nelinearni statični analizi, ki smo jo izvedli za momentne okvire v vseh treh obravnavanih razredih duktilnosti.

Magistrsko delo se v grobem deli na dva dela. Prvi del je teoretične narave in zajema nova pravila in razlike predloga novega standarda EC8 s trenutnim. V drugem delu dimenzioniramo jekleni objekt po pravilih, ki so zbrana v prvem delu.

2 NOVI EVROKOD

2.1 Potresna obtežba v predlogu novega standarda evrokod 8

2.1.1 Razredi glede na posledice

V obstoječem standardu EC8 [3] so definirani trije razredi glede na posledice – CC1, CC2 in CC3. Predlog novega standarda EC8 [1] razred CC3 deli na dva podrazreda, CC3-a in CC3-b, glede na pomembnost konstrukcije za varnost in civilno zaščito takoj po potresu [2]. Konstrukcije je potrebno obravnavati v razredu CC2, razen če ni navedeno drugače [1]. Umestitev konstrukcije v razred glede na posledice je pomembna pri uporabi novega standarda EC8 , saj vpliva na intenziteto potresnega vpliva.

Razred glede na posledice	Opis
CC3 a	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna z vidika posledic
CCJ-a	njihove porušitve (šole, hale, kulturne ustanove itn.).
	Stavbe, ki so pomembne za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske
CC2 b	postaje itn. in stavbe in njihova oprema, ki morajo ostati zmogljive v
CC3-0	vsakem primeru, npr. komunikacijski centri, podatkovni centri in
	njihova oprema.

Preglednica 2.1: Opis razredov glede na posledice CC3 [2]

2.1.2 Mejna stanja

Potresno obnašanje konstrukcije se meri po stanju poškodovanosti pri določenem potresnem vplivu. Razredi poškodb se opredelijo v smislu mejnih stanj (LS, ang. Limit states). Predlog novega standarda EC8 [1] uvaja štiri nova mejna stanja:

- MEJNO STANJE BLIZU PORUŠITVE (NC) (ang. Limit state of Near Collapse)
 V mejnem stanju blizu porušitve je konstrukcija močno poškodovana in ohranja majhno horizontalno nosilnost in togost. Vertikalni elementi konstrukcije so še sposobni prenašati vertikalne obremenitve. Večina nekonstrukcijskih komponent je porušena. Konstrukcija v mejnem stanju porušitve verjetno ne bi preživela ponovnega potresa.
- b) MEJNO STANJE VELIKIH POŠKODB (SD) (ang. Limit state of Significant Damage) V mejnem stanju velikih poškodb je konstrukcija vidno poškodovana, vendar še ohranja nekaj nosilnosti in togosti. Vertikalni elementi konstrukcije so sposobni prenašati vertikalne obremenitve. Nekonstrukcijski elementi so poškodovani (predelne stene in polnila niso porušeni izven svoje ravnine). Konstrukcijo je mogoče popraviti, vendar v določenih primerih to več ni ekonomično. Konstrukcija v mejnem stanju velikih poškodb lahko preživi potres z zmerno intenziteto.
- c) MEJNO STANJE OMEJITVE POŠKODB (DL) (ang. Limit state of Damage Limitation) V mejnem stanju omejitve poškodb je konstrukcija rahlo poškodovana. Nekateri nosilni elementi presežejo mejo elastičnosti, vendar jih večina ostane v elastičnem območju. Njeno popravilo je ekonomično, zaostali horizontalni pomiki so zanemarljivi. Konstrukcija je sposobna prenesti dodatne potrese, saj so njeni konstrukcijski elementi ohranili polno nosilnosti pri omejenem upadu togosti. Nekonstrukcijske komponente so rahlo razpokane in jih je možno ekonomično popraviti (predelne stene in polnila so lahko rahlo razpokana). Konstrukcija ne potrebuje prenove.

 d) MEJNO STANJE POLNE ZMOGJIVOSTI (OP) (ang. Fully Operational Limit state) V mejnem stanju polne zmogljivosti je konstrukcija rahlo poškodovana, vendar je popravilo poškodb ekonomsko upravičeno. Konstrukcija je vedno uporabna.

Mejno stanje blizu porušitve (NC) in mejno stanje velikih poškodb (SD) se obravnavata kot mejni stanji nosilnosti (MSN) (ang. Ultimate limit state – ULS). Mejno stanje omejitve poškodb (DL) in mejno stanje polne zmogljivosti (OP) se obravnavata kot mejni stanji uporabnosti (MSU) (ang. Serviceability limit state – SLS).

2.1.3 Potresni vplivi

Potresni vplivi so v predlogu novega standarda EC8 opredeljeni s povratnimi dobami $T_{LS,CC}$, ki so odvisne od mejnega stanja (LS) in razreda glede na posledice (CC) [1]. Vrednost povratne dobe za mejno stanje SD pri razredu posledic CC2 $T_{SD,2}$ se obravnava kot referenčne povratna doba T_{ref} . Kot alternativa povratnim dobam se lahko uporabijo faktorji odziva $\gamma_{LS,CC}$. Pri tem je $\gamma_{SD,2} = 1,0$. Povratne dobe in faktorji odziva so podani v 2. delu predloga novega standarda EC8 [2].

Preglednica 2.2: Povratne dobe v odvisnosti od mejnega stanja in razreda glede na posledice [2]

Maina stania	Razred glede na posledice (CC)					
wiejno stanje	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b		
NC	800	1600	2500	5000		
SD	250	475	800	1600		
DL	50	60	60	100		

Preglednica 2.3: Faktorji odziva v odvisnosti od mejnega stanja in razreda glede na posledice [2]

Maina stania	Razred glede na posledice (CC)					
wiejno stanje	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b		
NC	1,2	1,5	1,8	2,2		
SD	0,8	1,0	1,2	1,5		
DL	0,4	0,5	0,5	0,6		

2.1.4 Tip tal

Predlog novega standarda EC8 definira tipe tal od A do E [1]. Za namen kategorizacije tipa tal je potrebno sestavo tal definirati od površinskega sloja do najmanj globine 30 m, razen če je trdna kamninska podlaga plitvejša. Za kategorizacijo tal se lahko uporabi obstoječe meritve v bližini obravnavane lokacije, če imamo dokumentirane dokaze, da se lastnosti tal bistveno ne spreminjajo. Najbolj zanesljive informacije o karakteristikah tal predstavlja profil hitrosti strižnega valovanja v_s v tleh [1].

Predlagana sta dva pristopa za določitev ustreznega tipa tal. Prvi pristop temelji na povprečni vrednosti hitrosti strižnega valovanja $v_{s,H}$ in globini skale ali skali podobne geološke formacije, kjer je v_s večja

od 800 m/s H_{800} [1]. Povprečna vrednost hitrosti strižnega delovanja je definirana z enačbo (2.1). Standarda kamninska podlaga je določena s $H_{800} = 0$ kot tip tal A. Za $v_{s,H} < 800 \text{ m/s}$ predlog novega standarda EC8 v odvisnosti od $v_{s,H}$ in H_{800} definira tipe tal od A do F (Preglednica 2.4). Drugi pristop, ki ga predlaga predlog novega standarda EC8 so poenostavljena pravila, ki so podana v dodatku A [1]. Poenostavljen pristop lahko uporabimo takrat, ko informacije o H_{800} in $v_{s,H}$ niso na voljo oziroma so nepopolne.

$$\nu_{s,H} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{\nu_i}}$$
(2.1)

kjer so:

 $v_{s,H}$ povprečna vrednost hitrosti strižnega valovanja,

 $H = 30 \text{ m}, \text{ če } H_{800} \ge 30 \text{ } m \text{ } (v_{s,H} \text{ je potem definirana kot } v_{s,30} - \text{ kot v obstoječem standardu})$ $= H_{800}, \text{ če je } H_{800} < 30 \text{ } m.$

 $v_{s,i}$ hitrost strižnega valovanja i-te plasti

N število zemeljskih plasti od površja do globine H

 h_i debelina i-te plasti

	tip tal	trda	srednja	mehka
razvrstitev po globini	razpon v _{s,H}	$400 m/s \le v_{s,H}$ $\le 800 m/s$	$250 m/s \le v_{s,H}$ $\le 400 m/s$	$150 m/s \le v_{s,H}$ $\le 250 m/s$
	razpon H ₈₀₀			
zelo plitva	$H_{800} \le 5 m$	А	А	E
plitva	$5 m < H_{800} \le 30 m$	В	Е	E
vmesna	$30 m < H_{800} \le 100 m$	В	С	D
globoka	$H_{800} > 100 m$	В	F	F

Preglednica 2.4: Tipi tal [1]

V magistrskem delu smo za izbrano lokacijo v Ljubljani upoštevali tip tal B. Ker gre za fiktiven primer, podatkov o dejanskih tleh pod objektom nimamo. Med opisom tipa tal B v trenutnem standardu EC8 [3] in predlogu novega standarda EC8 [1] ni bistvenih razlik.

2.1.5 Potresni vpliv

Potresno obtežbo za računski primer v magistrskem delu smo določili po pravilih trenutno veljavnega standarda EC8 [3] in pripadajočega nacionalnega dodatka [4]. Kljub temu si oglejmo, kako potresno obtežbo določa predlog novega standarda.

Projektne potresne primere razvrstimo v razrede jakosti seizmičnosti, ki so zbrani v preglednici 2.6, glede na vrednost indeksa seizmične jakosti, ki je definiran s formulo (2.2).

$$S_{\delta} = \delta F_{\alpha} F_T S_{\alpha,475} \tag{2.2}$$

kjer je:

δ koeficient, odvisen od razreda glede na posledice (podan v ustreznih delih EN 1998, glede na vrsto obravnavane konstrukcije; preglednica 2.5)

D 1 1 · 25	17 1 1.51 6.57	1 1	1 1 1	1 1.
Progloanica / 1	ν κραποςτι ο κορτιειρητα γ	$v \alpha a v s n \alpha s n \alpha $	καττράα στράρ	na nosieaice
regionnica 2.5.	r r canosn o nochcichna	v ouvisnosti ou i	ull cuu sicuc i	in posicuice
0	6		0	

	Razred glede na posledice (CC)						
	CC1 CC2 CC3-a CC3-b						
δ	0,60	1,0	1,25	1,60			

- F_{α} amplifikacijski faktor tal za krajše nihajne čase, ki je podan v [1]
- F_T amplifikacijski faktor, odvisen od topografije tal, ki je podan v [1]

 $S_{\alpha,475}$ referenčni spektralni pospešek [m/s²], ki določa stopnjo seizmičnosti. Določen je za tip tal A in povratno dobo 475 let.

Preglednica 2.6: Razpon vrednosti Sô za definiranje razreda jakosti seizmičnosti

Razred seizmične jakosti	Razpon indeksa potresne jakosti $S_{\delta}(m/s^2)$
zelo nizek	$S_{\delta} < 1,3 m/s^2$
nizek	$1,3 m/s^2 \le S_\delta < 3,25 m/s^2$
srednji	$3,25 m/s^2 \le S_\delta < 6,50 m/s^2$
visok	$S_{\delta} \ge 6,50 m/s^2$

Standard [1] določa, da je za njegovo uporabo potrebno ozemlja kartirati glede na potresno nevarnost. Kartografska predstavitev potresne nevarnosti pomeni, da pristojni organi (z nacionalnimi dodatki) zagotavljajo referenčne parametre spektralnega pospeška z vrednostmi, ki so definirane na dovolj gosti mreži po celotnem območju. V primeru kartiranja nevarnosti v obliki potresnih območij, je potrebno ta območja razmejiti in kvalificirati skladno s preglednico 2.7.

Preglednica 2.7: Referenčni spektralni pospeški, ki določajo stopnjo seizmičnosti

Razred seizmičnosti	$S_{lpha,475}\left[m/s^2 ight]$
Zelo nizka	$S_{\alpha,475} < 1,0 m/s^2$
Nizka	$1,0 m/s^2 \le S_{\alpha,475} < 2,5 m/s^2$
Zmerna	$2,5 m/s^2 \le S_{\alpha,475} < 5,0 m/s^2$
Visoka	$S_{\alpha,475} \ge 5.0 m/s^2$

Če vrednosti $S_{\alpha,475}$ nimamo, jo lahko izračunamo po enačbi (2.3).

$$S_{\alpha,475} = S_{\alpha,ref} \left(475/T_{ref} \right)^{1/k}$$
(2.3)

kjer je: k = 3,0 (običajna vrednosti) Predlog novega standarda EC8 elastični spekter odziva definira drugače kot obstoječa različica standarda. Potresna nevarnost je v [1] referenčno definirana s pomočjo parametrov:

- $S_{\alpha,ref}$ referenčna vrednost spektralnega pospeška na platoju horizontalnega elastičnega spektra odziva za tip tal A, z upoštevanjem 5% dušenja,
- $S_{\beta,ref}$ referenčna vrednost spektralnega pospeška pri nihajnem času T_{β} za tip tal A, z upoštevanjem 5% dušenja.

Za določitev $S_{\beta,ref}$ se lahko uporabita dva pristopa:

a) vrednost
$$S_{\beta,ref}$$
 se izračuna kot:

$$S_{\beta,ref} = f_h \, S_{\alpha,ref} \tag{2.4}$$

kjer je:

 $f_h = 0,2$ za nizko in zelo nizko stopnjo seizmičnosti

 $f_h = 0,3$ za srednjo stopnjo seizmičnosti

 $f_h = 0,4$ za visoko stopnjo seizmičnosti

b) vrednost $S_{\beta,ref}$ se lahko povzame iz študij potresne nevarnosti na obravnavnem območju in se kartira konkurenčno s $S_{\alpha,ref}$.

V primeru določanja potresne nevarnosti na drugem tipu tal X, so spektralni parametri za določitev horizontalnega elastičnega spektra odzive za obravnavan tip tal X enaki $S_{\alpha,ref,X}$ in $S_{\beta,ref,X}$.

Za nihajne čase, različne od T_{ref} in povezane z določenim mejnim stanjem ali določenim razredom posledic stavb ali trajanjem konstrukcije, se pripadajoče vrednosti spektralnih parametrov $S_{\alpha,RP}$ in $S_{\beta,RP}$ za tip tal A povzamejo:

- a) iz kart spektralnih pospeškov za skupine nihajnih časov;
- b) iz faktorjev pomembnosti $\gamma_{LS,CC}$, kot alternativa nihajnim časom, ki se uporabijo kot multiplikacijski faktorji referenčnim spektralnim parametrom:

$$S_{\alpha,RP} = \gamma_{LS,CC} \, S_{\alpha,ref} \tag{2.5}$$

$$S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} \, S_{\beta,ref} \tag{2.6}$$

Horizontalni elastični spekter odziva je v [1] definiran z naslednjimi izrazi (2.7) - (2.11).

$$0 \le T \le T_A: \quad S_e(T) = \frac{S_\alpha}{F_A} \tag{2.7}$$

$$T_A \le T \le T_B: \quad S_e(T) = \frac{S_\alpha}{T_B - T_A} \cdot \left[\eta \cdot (T - T_A) + \frac{T_B - T}{F_A} \right]$$
(2.8)

$$T_B \le T \le T_C: \quad S_e(T) = \eta \, S_\alpha \tag{2.9}$$

$$T_C \le T \le T_D: \quad S_e(T) = \eta \cdot \frac{S_\beta \cdot T_\beta}{T}$$
(2.10)

$$T \ge T_D: \quad S_e(T) = \eta \cdot T_D \cdot \frac{S_\beta \cdot T_\beta}{T^2}$$
(2.11)

kjer so:

- $S_e(T)$ elastični spekter odziva
- *T* nihajni čas sistema z eno prostostno stopnjo
- S_{α} največji spektralni pospešek odziva (pri 5 % dušenju), ki ustreza konstantnemu spektru pospeškov elastičnega spektra odziva; enačba (2.15)
- S_{β} spektralni pospešek odziva pri 5 % dušenju pri nihajnem času T_{β} ; enačba (2.16)

$$T_{\beta}$$
 $T_{\beta} = 1 s$

- T_A zgornja meja intervala nizkih nihajnih časov (Preglednica 2.8)
- F_A razmerje S_{α} z upoštevanjem spektralnih pospeškov pri začetnem nihajnem času
- T_C zgornja meja območja s konstantnimi spektralnimi pospeški, določen z enačbo $T_C = \frac{S_\beta \cdot T_\beta}{S_\alpha}$
- T_B spodnja meja območja s konstantnimi spektralnimi pospeški, določena z (2.12) (2.14).

$$T_B = \frac{T_C}{\chi}; \ \check{c}e \ je \ 0.05 \ s \ \le \frac{T_C}{\chi} \le 0.10 \ s \tag{2.12}$$

$$T_B = 0.05 \, s, \, \check{c}e \, \frac{T_C}{\chi} < 0.05 \, s$$
 (2.13)

$$T_B = 0,10 \text{ s}, \ \check{c}e \frac{T_C}{\chi} > 0,10 \text{ s}$$
 (2.14)

- T_D nihajni čas na začetku območja konstantnih spektralnih pomikov; Preglednica 2.8
- η korekcijski faktor dušenja, referenčna vrednost za 5 % dušenje je $\eta = 1,0$

 $T_A(s)$ χ F_A $T_D(s)$ 0,0242,5 $2, če S_{\beta,RP} \leq 1 m/s^2$ $1+S_{\beta,RP}, če S_{\beta,RP} > 1 m/s^2$ s_{α} s_{α} s_{α} T_A T_A T_B T_C $T_{\beta=1s}$ T(s)

Preglednica 2.8: Vrednosti parametrov, ki definirajo elastični spekter odziva [1]

Slika 1: Elastični spekter odziva [1]

Korigirana spektralna pospeška S_{α} in S_{β} za druge tipe tal se izračunata kot:

$$S_{\alpha} = F_T F_{\alpha} S_{\alpha, ref}$$
(2.15)

 $S_{\beta} = F_T F_{\beta} S_{\beta, ref} \tag{2.16}$

 $= T_{\beta}$

kjer so:

F_{α}	amplifikacijski faktor tal za krajše nihajne čase
F_{β}	amplifikacijski faktor tal za srednje dolge nihajne čase T

 F_T amplifikacijski faktor tal, ki je odvisen od topografije

Elastični spekter pomikov $S_{De}(T)$ se izračuna v skladu z enačbami (2.17) - (2.19).

$$T \le T_E: \qquad S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \tag{2.17}$$

$$T_E \le T \le T_F: \quad S_{De}(T) = S_{De}(T_E) \times \left[1 + \left(\frac{F_L}{F_\beta} - 1\right) \frac{T - T_e}{T_F - T_E} \right]$$
(2.18)

$$T \ge T_F: \qquad S_{De}(T) = S_{De}(T_E) \times \frac{F_L}{F_\beta}$$
(2.19)

kjer so:

$$T_{E} = \max[T_{D}; 6 s];$$

$$T_{F} = 10 s;$$

$$F_{L} \qquad \text{amplifikacijski faktor tal za dolge nihajne čase}$$

$$F_{L} = \left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,4} \qquad (2.20)$$

Maksimalni horizontalni pospešek tal, ki je v trenutnem standardu EC8 definiran kot a_g , je v predlogu novega standarda EC8 definiran kot $PGA_e [m/s^2]$ (ang. Peak ground acceleration) [1]. Maksimalna hitrost je tako $PGV_e [m/s]$ in maksimalni pomik $PGD_e [m]$. Maksimalni horizontalni pospešek tal izračunamo po enačbi (2.21).

$$PGA_e = \frac{S_\alpha}{F_A} \tag{2.21}$$

Projektni spekter pospeškov se po predlogu novega standarda EC8 določi na podlagi elastičnega spektra pospeškov z enačbo (2.22).

$$S_r(T) = \frac{S_e(T)}{R_q(T)} \ge \beta \cdot S_{\alpha,475}(T)$$
 (2.22)

kjer so:

 $S_r(T)$ reducirani spekter

 β faktor spodnje meje horizontalnega reduciranega spektra pospeškov

 $R_q(T)$ določi se po enačbah (2.23) - (2.25)

$$0 \le T \le T_A$$
: $R_q(T) = R_{q0}$ (2.23)

$$T_A \le T \le T_B$$
: $R_q(T) = R_{q0} + (q - R_{q0})(T - T_A)/(T_B - T_A)$ (2.24)

$$T_B \le T: \qquad R_q(T) = q \tag{2.25}$$

 $R_{q0} = q_R \cdot q_S$
 $q \qquad \text{faktor obnašanja}$

2.2 Osnovna pravila za potresno analizo stavb po predlogu novega standarda Evrokod 8

V tem poglavju so predstavljena osnovna pravila za potresno analizo stavb, ki jih določa predlog novega standarda EC8 in so uporabljena pri potresni analizi obravnavane konstrukcije. Pravila, ki so del standarda, vendar za vsebino magistrske naloge niso pomembna, ne bodo predstavljena. Prav tako v tem poglavju ne bodo zajeta že znana pravila za potresno analizo po obstoječem standardu EC8.

2.2.1 Razredi duktilnosti

V predlogu novega standarda EC8 so razredi duktilnosti definirani drugače kot v trenutno veljavnem standardu. Razredi duktilnosti DCL, DCM in DCH, ki jih podaja obstoječi EC8 [3] niso enakovredni novo definiranim razredom DC1, DC2 in DC3, ki pomenijo:

- **1. razred duktilnosti (DC1):** sem spadajo stavbe, ki niso sposobne sipati potresne energije. Upošteva se kapaciteta dodatne nosilnosti. Deformacijska kapaciteta in kapaciteta sipanja energije se zanemarita.
- 2. razred duktilnosti (DC2): sem spadajo stavbe, ki imajo zadostno deformacijsko kapaciteto in so zmožne sipati potresno energijo. V razredu DC2 se poleg dodatne nosilnosti upošteva tudi deformacijska kapaciteta in kumulativna sposobnost disipacije energije na lokalnem nivoju (v posameznih elementih). Razvoj globalnega mehanizma odziva je zajet samo v nekaterih kontrolah. Ni zahtev za kontrolo sposobnosti konstrukcije, da razvije globalni plastični mehanizem pri stanju velikih poškodb, podanih pa je nekaj pravil za izogib mehanizmov mehkih etaž.
- **3. razred duktilnosti (DC3):** pri razredu DC3 se poleg lokalne deformacijske kapacitete in lokalnih mehanizmov sipanja energije upošteva, da se pri mejnem stanju velikih poškodb lahko v konstrukciji razvije globalni mehanizem odziva.

2.2.2 Faktorji obnašanja

V vseh razredih duktilnosti potresni vpliv opišemo v obliki reduciranega spektra, ki ga dobimo s pomočjo elastičnega spektra odziva z upoštevanjem faktorja obnašanja q. S faktorjem obnašanja zajamemo vpliv dodatne nosilnosti, deformacijske kapacitete in sposobnost konstrukcije za sipanje energije. V [1] je definiran z enačbo:

$$q = q_R \cdot q_S \cdot q_D \tag{2.26}$$

kjer so:

- q_R komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva dodatno nosilnost konstrukcije, ki je posledica prerazporeditve potresnih vplivov
- q_s komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva dodatno nosilnost konstrukcije iz drugih virov
- q_D komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva deformacijsko kapaciteto konstrukcijo in njeno sposobnost sipanja energije

Preglednica 2.9 podaja komponenti faktorja obnašanja q_D in q_R ter faktor obnašanja q, ki se lahko uporabi za tipične vrste jeklenih konstrukcij, če izpolnimo ostale zahteve za projektiranje konstrukcij v [1] in [2]. Za določitev faktorja obnašanja q iz preglednice 2.9 je uporabljena vrednost $q_S = 1,5$.

		Razred duktilnosti				
		DC2			DC3	
Vrsta konstrukcije	q_D	q_R	q	q_D	q_R	q
 A) pomični okviri portalni okviri in pomični okviri z eno etažo s prečnimi prerezi v 	1,3	1,0	2,0	-	-	-
3. in 4. razredu kompaktnosti						
portalni okviri in pomični okviri z eno etažo s prečnimi prerezi v	1,8	1,1	3,0	3,3	1,1	5,5
1. in 2. razredu kompaktnosti						
pomični okviri z več etažami	1,8	1,3	3,5	3,3	1,3	6,5
B) okviri s centričnimi povezji						
diagonalna povezja	1.7	1.0	2.5	2.4	1.1	4.0
V-povezja	-,,	1,0	_,0	_,.	-,-	.,.
X-povezja v eni ali dve etažah						
C) okviri z ekscentričnimi povezji	1,8	1,3	3,5	3,1	1,3	6,0
D) okviri z diagonalami s preprečenim uklonom				3,3	1,2	6,0
E) dvojni okviri						
pomični okviri s centričnimi povezji	1,8	1,1	3,0	2,9	1,1	4,8
pomični okviri z ekscentričnimi povezji	2,1	1,3	4,0	3,3	1,3	6,5
pomični okviri z diagonalami s preprečenim uklonom	-	-	-	3,3	1,3	6,5
F) konstrukcije z betonskimi jedri ali betonskimi stenami		poda	no v p	oglav	jih za	
		betor	iske k	onstru	ıkcije	
G) lahki stenasti sistemi z jeklenimi okviri	1,3	1,0	2,0	1,7	1,0	2,5
z mavčnimi oblogami	1,1	1,0	1,7	1,3	1,0	2,0
H) obrnjeno nihalo	1,3	1,0	2,0	1,5	1,0	2,3
I) pomični okviri s polnili betonsko ali zidano polnilo, ki ni spojeno z okvirom, vendar je v						
stiku z okvirom						
AB polnilo, spojeno z okvirom (poglavje s pravili za sovprežne konstrukcije)	2,0	1,0	3,0			
polnila, izolirana od okvira (glej pomični okvir)						

D 1 1 .	20	F 1				60.7
Preglednica	2.9:	Faktorji	obnašanja	za jeklene	konstrukcije	121

2.2.3 Metoda z vodoravnimi silami

V primerih, ko potresni vpliv opisujemo s pomočjo reduciranega spektra in faktorjev obnašanja, lahko uporabimo poenostavljeno metodo analize z vodoravnimi silami. Metodo smo izbrali zato, ker je enostavna in se lahko uporablja za ravninske in prostorske konstrukcijske modele [5]. Metoda ni uporabna, če je stavba višnja od 30 m in je njen nihajni čas $T_1 > \min (4 \cdot T_C; 1,5 s)$ [2]. Tukaj se pojavi

razlika s trenutno obstoječo različico standarda, ki področje uporabe metode s horizontalnimi silami omejuje kot $T_1 > \min(4 \cdot T_c; 2, 0 s)$ [3].

Celotna potresna sila F_b za posamezno vodoravno smer potresa (X in Y), v kateri obravnavamo konstrukcijo, se določi z enačbo (2.27).

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \tag{2.27}$$

kjer so:

 $S_d(T_1)$ ordinata reduciranega spektra pri nihajnem času T_1

 T_1 osnovni nihajni čas stavbe v obravnavani smeri

m celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo; kombinacija vplivov (2.28)

 λ faktor, ki zajema vpliv števila etaža

= 0,85, če $T_1 \le \min(2 \cdot T_c; 1, 2s)$ in ima stavba več kot dve etaži;

= 1,0 sicer.

2.2.3.1 Določitev mase

Celotno maso stavbe določimo na podlagi stalnih in spremenljivih gravitacijskih obtežb, ki se lahko pojavijo v projektni potresni kombinaciji. Izračunamo jo z masno kombinacijo (Enačba (2.28)). Pri določanju mase upoštevamo predpostavko o togih diafragmah na nivojih etaž, zato lahko mase modeliramo koncentrirano v težišču etažnih plošč [2].

$$\sum G_{k,j} \quad " \neq " \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \tag{2.28}$$

kjer je:

 $\Psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo, ki upošteva verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ med potresom ni prisotna po celotni konstrukciji; izračuna se po enačbi (2.29)

$$\Psi_{E,i} \ge \phi \cdot \Psi_{2i} \tag{2.29}$$

Vrednost ϕ je v predlogu novega standarda EC8 definirana drugače kot v trenutnem.

Preglednica 2.10: Vrednosti faktorja ϕ za vrsto spremenljivega vpliva [1]

Vrsta spremenljivega vpliva	ф
Kategorije A-C*	(1) 0,5
Druge kategorije	1,0
*kategorije so definirane v EN1991-1-1 (upoštevamo obstoječi standard EC1)	

2.2.4 Minimalna ekscentričnost

Predlog novega standarda EC8 upoštevanje vpliva slučajne torzije definira drugače kot trenutni standard EC8. Projektni učinki potresnih vplivov morajo zajemati učinke minimalne zahtevane ekscentričnosti okoli vertikalne osi. Razlika z obstoječim standardom je v tem, da vpliva slučajne torzije ni potrebno upoštevati v vseh primerih, temveč le takrat, ko minimalna zahtevana ekscentričnost presega naravno

12

ekscentričnost mase v *j*-ti etaži in pravokotno na *i*-to smer upoštevanega potresnega vpliva $e_{0,i,j}$. Minimalna zahtevana ekscentričnost se izračuna po enačbi (2.30). Postopek za izračun naravne ekscentričnosti je podan v prilogi B standarda [2].

$$e_{\min,i,j} = 0.05 \cdot L_{i,j} \tag{2.30}$$

kjer je:

 $L_{i,j}$ širina etaže na obravnavani višini *j*, merjena pravokotno na *i*-to smer upoštevanega potresnega vpliva

Učinki masne ekscentričnosti v etaži j, vzporedni smeri i se tako kot do zdaj izračunajo na podlagi torzijskega momenta $M_{i,j}$, ki deluje okoli navpične osi stavbe in se izračuna po enačbi (2.31).

$$M_{i,j} = e_{i,j} \times F_{i,j} \tag{2.31}$$

pri tem sta:

 $F_{i,j}$ vodoravna sila, ki deluje na obravnavano etažo j v smeri i

 $e_{i,j}$ največja vrednost $e_{min,i,j}$ in $e_{0,i,j}$, kadar se uporabi ravninski model; $e_{min,i,j} - e_{0,i,j}$, kadar se uporabijo 3D modeli, ki zajemajo naravno ekscentričnost

Za analize pri magistrskem delu smo si račun poenostavili in vpliv naključne torzije upoštevali s poenostavljenim načinom, ki ga podaja trenutni standard EC8 [3]. Vpliv naključne torzije je upoštevan s povečanjem učinka vpliva (notranjih sil in pomikov) v posameznih nosilnih elementih s faktorjem δ , ki ga izračunamo z enačbo (2.32). Poenostavljen pristop lahko uporabimo, če je razporeditev vodoravnih togosti in mas simetrična in če naključna ekscentričnost po (2.30) ni določena po natančnejši metodi (na primer z enačbo (2.31)).

$$\delta = 1 + 0.6 \cdot \frac{x}{L_e} \tag{2.32}$$

kjer sta:

 x razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer upoštevanega potresnega vpliva

 L_e razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjena pravokotno na smer potresnega vpliva

2.2.5 Vpliv teorije drugega reda (TDR)

Vplivi teorije drugega reda (P- Δ efekt) se lahko zanemarijo, če je v vseh etažah izpolnjena zahteva: $\theta \le 0,10$ (2.33)

kjer je:

 θ koeficient občutljivosti za etažne pomike
Koeficient občutljivosti θ se po predloga novega standarda EC8 računa drugače kot to določa obstoječi standard [3]. Razlika je v tem, da predlog novega standarda EC8 loči dva kriterija za račun koeficienta občutljivosti θ , enega za pristop, ki temelji na kontroli nosilnosti (ang. Force based) in drugega za pristop, ki temelji na kontroli pomikov (ang. Displacement based). Analiza konstrukcije v magistrskem delu temelji na kontroli nosilnosti, saj je za dinamično analizo uporabljena poenostavljena analiza z vodoravnimi silami [1]. Koeficient občutljivosti θ se v razredu duktilnosti DC2 in DC3 v tem primeru izračuna po enačbi (2.34).

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{q_R \cdot q_s \cdot V_{tot} \cdot h_s}$$
(2.34)

kjer so:

P _{tot}	celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, zaradi mas, ki so upoštevane pri
	potresnem projektnem stanju
$d_{r,SD}$	projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma
	na vrhu in na dnu obravnavane etaže pri mejnem stanju SD
V _{tot}	celotna prečna sila v etaži zaradi potresa
h _s	višina etaže
q_R in q_S	komponenti faktorja obnašanja

Poglavje 11 v [2] podaja dodatno navodilo za račun koeficienta θ za konstrukcije v razredu duktilnosti DC3. Kadar je $q_s < \omega_{rm} \cdot \Omega_d$, se koeficient θ izračuna po enačbi (2.35). Na takšen način v DC3 dobimo manjšo vrednost koeficienta θ , kar dodatna zmanjša vplive TDR. Da bodo vrednosti koeficienta θ po (2.35) manjše od tistih po (2.34) lahko enostavno predpostavimo, saj neenakost $q_s < \omega_{rm} \cdot \Omega_d$ pomeni, da bo vrednost v imenovalcu enačbe (2.35) večja, vrednost koeficienta θ pa posledično manjša. Iz tega sledi, da je v DC3 merodajna kontrola koeficienta θ po enačbi (2.34).

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{\omega_{rm} \cdot \Omega_d \cdot q_R \cdot V_{tot} \cdot h_s}$$
(2.35)

kjer sta:

 ω_{rm} faktor dodatne nosilnosti jekla v conah sipanja energije

 Ω_d projektno razmerje dodatne nosilnosti

$$\Omega_{d,i} = \min\left(\frac{M_{pl,Rd,b} - M_{Ed,G,i}}{M_{Ed}}\right) \ge 1,0$$
(2.36)

Faktorja $\Omega_{d,i}$ ne poznamo oziroma ga je potrebno izračunati. To pomeni, da je izračun koeficienta občutljivosti θ po predlogu novega standarda EC8 iterativen. V obstoječem standardu EC8 [3] je Ω definirana kot najmanjša vrednost $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ za vse nosilce z območji sipanja. Razlika je v tem, da se po novem od plastičnega upogibnega momenta prečke odšteje moment zaradi gravitacijskega dela potresnega projektnega stanja. To pomeni, da bi za enako konstrukcijo pri enakih obremenitvah v DC3 dobili manjši Ω_i kot v DCH. Omejitve in kontrola koeficienta θ ostaja enaka kot do zdaj:

- če je $0,1 < \theta \le 0,2$, se vpliv TDR lahko upošteva približno, z upoštevanjem faktorja $1/(1-\theta)$, s katerim povečamo obremenitve, ki ji povzročajo potresni vplivi;
- če je v kateri izmed etaž izpolnjen pogoj 0,2 < θ ≤ 0,3, je potrebno vplive TDR upoštevati neposredno z upoštevanjem geometrijske nelinearnosti (ravnotežne enačbe na deformirano lego konstrukcije). Ta točka naj bi po predlogu novega standarda EC8 podajala natančnejša navodila od obstoječih, vendar je vseeno pomanjkljivo zapisana. Navodilo lahko razumemo kot, da v tem primeru lahko naredimo globalno analizo po TDR z upoštevanjem geometrijskih nepopolnosti na modelu z reduciranimi potresnimi silami. Takšen pristop pa v tem primeru vodi do povsem napačnih rezultatov. V točki bi morali dodati komentar, da je v tem primeru potrebna potisna analiza z upoštevanjem vplivov TDR oziroma je potrebno upoštevati materialno nelinearnost in razvoje plastičnih mehanizmov;</p>
- koeficient občutljivosti θ ne sme presegati vrednosti 0,3.

Enačba (2.34) po predlogu novega standarda EC8 [2] se razlikuje od obstoječe enačbe za izračun θ (2.37). V imenovalcu enačbe (2.34) sta upoštevani komponenti faktorja obnašanja $q_R \cdot q_s$. To sta komponenti, ki upoštevata dodatno nosilnost konstrukcije zaradi prerazporeditve potresnih vplivov in drugih virov. Vrednosti q_R in q_s zmanjšata vrednost projektnega etažnega pomika, ki ga tako dobimo le z upoštevanjem komponente faktorja obnašanja q_D , ki upošteva deformacijsko kapaciteto konstrukcije in njeno sposobnost sipanja energije. Iz tega sledi, da so izračunane vrednosti θ po novih pravilih približno dvakrat manjše, kot bi bile po sedanjem postopku, kar je za kontrolo ugodneje. Posledica spremembe je zelo očitna, saj je vpliv TDR v DCH merodajen za dimenzioniranje momentnega okvira, v DC3 pa so merodajni druge kontrole, saj lahko vplive TDR zanemarimo.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{P_{tot} \cdot d_e \cdot q}{V_{tot} \cdot h}$$

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{q_R \cdot q_s \cdot V_{tot} \cdot h_s} = \frac{P_{tot} \cdot d_e \cdot q}{q_R \cdot q_s \cdot V_{tot} \cdot h_s} = \frac{P_{tot} \cdot d_e \cdot q_R \cdot q_S \cdot q_D}{q_R \cdot q_s \cdot V_{tot} \cdot h_s} = \frac{P_{tot} \cdot d_e \cdot q_D}{V_{tot} \cdot h_s}$$
(2.37)

Za momentni okvir velja: $q_R \cdot q_s = 1,3 \cdot 1,5 = 1,95$

V enačbi (2.35) je razliko v vrednostih koeficienta θ težje določiti, saj je neenakost $q_s < \omega_{rm} \cdot \Omega_d$ odvisna od kvalitete jekla in vrednosti ω_{rm} , določitev vrednosti Ω_d pa je iterativna in odvisna od konstrukcije ter jakosti potresa. Za obravnavani momentni okvir v razredu DC3 je vrednost Ω_d enaka 1,77, kar pomeni, da je $q_s = 1,5$ manjša od $\omega_{rm} \cdot \Omega_d$ za vse kvalitete jekla. Pri manjših vrednostih Ω_d obstaja možnost, da neenakost $q_s < \omega_{rm} \cdot \Omega_d$ ne bi bila izpolnjena in bi bile vrednosti koeficienta θ izračunane po enačbi (2.34) višje kot če bi jih računali po enačbi (2.35). Zaključimo lahko, da zaradi neenakosti $q_s < \omega_{rm} \cdot \Omega_d$ enačba (2.35) vedno vodi do nižje vrednosti koeficienta θ . To pomeni, da je pogoj (2.35) bolj ugoden oziroma bo izpolnjen vedno, kar bo izpolnjen pogoj (2.34).

2.2.6 Omejitev etažnih pomikov

Etažni pomiki se po predlogu novega standarda EC8 kontrolirajo v dveh mejnih stanjih – v mejnem stanju velikih poškodb SD in mejnem stanju omejitve poškodb DL [2]. Za vsakega od mejnih stanj veljajo posebna pravila za kontroliranje etažnih pomikov. Etažni pomiki morajo biti omejeni v vseh etažah stavbe.

A) mejno stanje velikih poškodb SD

$$d_{r,SD} \le \lambda_s \cdot h_s \tag{2.38}$$

kjer so:

 $d_{r,SD}$ projektni etažni pomik, ki je definiran kot razlika povprečnih pomikov d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže pri stanju SD.

$$d_s = q_{disp} \cdot d_r \tag{2.39}$$

kjer so:

 d_s pomik točke konstrukcijskega sistema

 d_r pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen pri reduciranem spektru, povezanem s projektnim potresnim stanjem

$$q_{disp} = q \ za \ T_1 \ge T_c \tag{2.40}$$

$$= 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \le 3 \cdot q \ za \ T_1 < T_c$$
(2.41)

 h_s etažna višina

 λ_s koeficient, ki predstavlja omejitev pomika za določeno vrsto konstrukcije.

 $\lambda_s = 0,020 \dots$ za momentne okvire

 $\lambda_s = 0,015 \dots$ za okvire s povezji

Omejitev etažnih pomikov v mejnem stanju SD se kontrolira drugače kot je definirano v trenutnem standardu EC8 [3]. Pomike se je do zdaj delilo s faktorjem 2, s čimer se je pomike ocenilo za potres s povratno dobo 95 let in se je s tem omejilo poškodbe nekonstrukcijskih elementov. To je sedaj zajeto v kontroli pomikov za mejno stanje omejitve poškodb DL.

B) mejno stanje omejitve poškodb DL

$$d_{r,DL} \le \lambda_{ns} \cdot h_s \tag{2.42}$$

kjer so:

 $d_{r,LD}$ podobno kot $d_{r,SD}$, vendar pri mejnem stanju DL

 h_s etažna višina

 λ_{ns} koeficient, ki upošteva občutljivost pomožnih (nekonstrukcijski) elementov na etažni pomik; upoštevamo, da so pomožni elementi na glavno konstrukcijo pritrjeni tako, da konstrukcijske deformacije na njih ne vplivajo in je $\lambda_{ns} = 0,010$.

2.2.7 Načrtovanje nosilnosti

Z načrtovanjem nosilnosti želimo zagotoviti ugoden globalni porušni mehanizem, ki sipa čim več energije. Konstrukcijski elementi in konstrukcija kot celota morajo imeti zadostno duktilnost. Pri tem je potrebno upoštevati izkoriščanje duktilnosti, ki je odvisno od izbranega sistema in faktorja obnašanja. V več etažnih stavbah moramo preprečiti nastanek plastičnega mehanizma v mehki etaži, saj lahko tak mehanizem poveča zahteve po lokalni duktilnosti v mehki etaži.

Pri potresnoodporni analizi je potrebno konstrukcije v razredu duktilnosti DC2 dimenzionirati tako, da imajo območja, ki ne sipajo zadostno dodatno nosilnost, kar omogoča plastifikacijo v območjih sipanja energije. V stavbah z več etažami je potrebno preprečiti nastanek mehke etaže. V DC2 in pri uporabi pristopa s silo zahtevo po preprečitvi nastanka mehke etaže v momentih okvirih zadostimo z izpolnjevanjem enačbe (2.43) [2].

$$q_{S}q_{R}V_{tot}(q-q_{S})d_{e,top} \le 2\sum_{i=1}^{i=n} M_{Rd,c,i}(N_{Ed}) \times \theta_{u}^{pl}$$
(2.43)

kjer so:

q_S in q_R	komponenti faktorja obnašanja
V _{tot}	celotna strižna sila v etaži pri potresni projektni kombinaciji
i	indeks stebra v etaži
n	število stebrov v etaži
$d_{e,top}$	pomik, izračunan pri reduciranem spektru in je povezan s projektnim potresnim vplivov
	na vrhu stavbe pri projektni potresni situaciji
$M_{Rd,c,i}(N_{Ed})$	upogibna odpornost stebra i, kjer se lahko tvori plastični členek; ob upoštevanju osne
	sile N _{Ed}
θ_u^{pl}	najmanjša vrednost plastičnega dela končne rotacije izmed vseh vrednosti za stebre;

Plastični del rotacije θ_u^{pl} izhaja iz poglavja 7 v [1], ki definira materialne modele plastičnosti in je pomembna novost v predlogu novega standarda EC8. To pomeni, da se je za uporabo enačbe (2.44) potrebno predhodno informirati o novi neznanki θ_u^{pl} in opraviti dodatne račune za njeno določitev, kar je za uporabo v inženirski praksi zamudno. Prav tako je definiranje materialnih modelov plastičnosti v primeru potresnoodpornega projektiranja konstrukcij na podlagi linearnih metod analiz odvečno in nepotrebno.

V razredu duktilnosti DC3 nosilnost konstrukcij z območji sipanja energije načrtujemo tako, da plastifikacija, razpokanje in lokalne porušitve zaradi histereznega obnašanja ne vplivajo na celotno stabilnost konstrukcije [2]. Kadar niso podane dodatne zahteve, je za momentne okvire z dvema ali več etažami v vseh vozliščih momentnih okvirov potrebno izpolniti neenakost:

$$\sum M_{R,c} \ge 1.3 \cdot \sum M_{R,b} \tag{2.44}$$

kjer sta:

- $\sum M_{R,c}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču. Pri tem je potrebno upoštevati celotno območje osnih sil, ki se pojavijo pri potresnem projektnem stanju in uporabiti najmanjšo vrednost nosilnosti;
- $\sum M_{R,b}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču.

16

Predlog novega standarda EC8 v [2] za projektiranje momentnih okvirov v DC3 podaja dodatno zahtevo za stebre:

$$\sum M_{pl,Rd,c}(N_{Ed}) \ge \sum \left[\omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \left(M_{pl,Rd,b} + s_h \cdot V_{Ed,M} \right) + s_h \cdot V_{Ed,G} \right]$$
(2.45)

kjer so :

s standardom SIST EN 1993-1-1:2005, 6.2.9.1. [6], ob upoštevanju vplivov osne sile N_{Ed} $\sum M_{pl,Rd,b}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču strižna sila zaradi nastanka plastičnih členkov na obeh koncih nosilca; strižna sila zaradi gravitacijskih vplivov v potresni projektni kombinaciji; s_h $materialni faktor dodatne nosilnosti;\omega_{rm}razdalja med središčnega členkain nosilosti;\omega_{rm}$	$\sum M_{pl,Rd,c}(N_{Ed})$	vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču; skladno
osne sile N_{Ed} $\sum M_{pl,Rd,b}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču $V_{Ed,M}$ strižna sila zaradi nastanka plastičnih členkov na obeh koncih nosilca; $V_{Ed,G}$ strižna sila zaradi gravitacijskih vplivov v potresni projektni kombinaciji; s_h razdalja med središčem plastičnega členka in osjo stebra; ω_{rm} materialni faktor dodatne nosilnosti; ω_{vm} faktor utrievanja plastičnega členka		s standardom SIST EN 1993-1-1:2005, 6.2.9.1. [6], ob upoštevanju vplivov
$\sum M_{pl,Rd,b}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču $V_{Ed,M}$ strižna sila zaradi nastanka plastičnih členkov na obeh koncih nosilca; $V_{Ed,G}$ strižna sila zaradi gravitacijskih vplivov v potresni projektni kombinaciji; s_h razdalja med središčem plastičnega členka in osjo stebra; ω_{rm} materialni faktor dodatne nosilnosti; ω_{rm} faktor utrievanja plastičnega členka		osne sile N _{Ed}
$V_{Ed,M}$ strižna sila zaradi nastanka plastičnih členkov na obeh koncih nosilca; $V_{Ed,G}$ strižna sila zaradi gravitacijskih vplivov v potresni projektni kombinaciji; s_h razdalja med središčem plastičnega členka in osjo stebra; ω_{rm} materialni faktor dodatne nosilnosti; ω_{vm} faktor utrievanja plastičnega členka	$\sum M_{pl,Rd,b}$	vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču
$V_{Ed,G}$ strižna sila zaradi gravitacijskih vplivov v potresni projektni kombinaciji; s_h razdalja med središčem plastičnega členka in osjo stebra; ω_{rm} materialni faktor dodatne nosilnosti; ω_{vm} faktor utrievanja plastičnega členka	$V_{Ed,M}$	strižna sila zaradi nastanka plastičnih členkov na obeh koncih nosilca;
s_h razdalja med središčem plastičnega členka in osjo stebra; ω_{rm} materialni faktor dodatne nosilnosti; ω_{rm} faktor utrievanja plastičnega členka	$V_{Ed,G}$	strižna sila zaradi gravitacijskih vplivov v potresni projektni kombinaciji;
ω_{rm} materialni faktor dodatne nosilnosti; ω_{rm} faktor utrievanja plastičnega členka	s _h	razdalja med središčem plastičnega členka in osjo stebra;
ω faktor utrievanja plastičnega členka	ω_{rm}	materialni faktor dodatne nosilnosti;
sh inktor unjevanja plastonega elemka	ω_{sh}	faktor utrjevanja plastičnega členka

V trenutnem standardu EC8 [3] se zahtevo po preprečitvi tvorbe plastičnega mehanizma v mehki etaži zagotavlja z enačbo (2.44). Ta pogoj trenutno ni merodajen. Enačba v predlogu novega standarda EC8 [2] (2.45) je bolj stroga od obstoječe. Za obravnavano konstrukcijo v jeklu S235 je zahteva strožja za faktor 1,3 na račun povečanih projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev. Ob tem pa enačba (2.45) upošteva tudi momenta v nosilcu zaradi gravitacijskih vplivov v potresni projektni kombinaciji in zaradi nastanka plastičnih členkov na obeh koncih nosilca. Kljub strožjim zahtevam, pogoj ni merodajen.

2.3 Pravila za potresno projektiranje jeklenih konstrukcij po predlogu novega standarda Evrokod 8

V tem poglavju so zbrana pravila za potresno projektiranje jeklenih konstrukcij, ki jih določa predlog novega standarda EC8. Predstavljana pravila so uporabljena za potresnoodporno analizo momentnega okvira in okvira z ekscentričnim povezjem v magistrskem delu.

2.3.1 Upoštevanje dejanskih materialnih karakteristik

Pri načrtovanju nosilnosti je potrebno upoštevati verjetnost, da je dejanska meja tečenja jekla večja od nominalne. To upoštevamo s faktorjem materialne variabilnosti ω_{rm} , ki predstavlja razmerje med pričakovano (srednjo) mejo tečenja in nominalno mejo tečenja na mestu nastanka plastičnega členka. Preglednica 2.11 prikazuje vrednosti ω_{rm} . Faktor materialne variabilnosti ω_{rm} je ekvivalenten faktorju dodatne nosilnosti γ_{ov} po obstoječem standardu EC8. Ker gre za enak faktor z drugačnim poimenovanjem, smo v magistrskem delu zaradi lažjega razumevanja uporabljali obstoječe poimenovanje faktor dodatne nosilnosti.

Kvaliteta jekla	ω _{rm}
S235	1,45
S275	1,35
S355 in S420	1,25
S460	1,20

Preglednica 2.11: Vrednosti materialnega faktorja dodatne nosilnosti v odvisnosti od kvalitete jekla [2]



Slika 2: Gostota porazdelitve za napetost tečenja

Obstoječi standard EC8 [3] zahteva, da mora biti razporeditev lastnosti materiala (napetost tečenja, lomna žilavost) takšna, da se območja sipanja razvijejo tam, kjer je bilo v projektu predvideno. Za izpolnitev te zahteve so podani trije pristopi in eden izmed njih temelji na upoštevanju faktorja dodatne nosilnosti, ki je označen kot γ_{ov} in je enak 1,25 za vse kvalitete jekla. Dejanska največja vrednost napetosti tečenja $f_{y,max}$ jekla v območjih sipanja se pri tem določi kot $f_{y,max} \leq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y$. Iz tega sledi, da so zahteve konstrukcij iz jekla S235 pri projektiranju v skladu s predlogom novega standarda EC8 [2] iz vidika dodatne nosilnosti za 16 % višje kot do zdaj. Faktor dodatne nosilnosti je po novem večji tudi za kvaliteto jekla S275 in manjši za S460. Dodatna nosilnost jekla S355 in S420 se v obstoječem in novem standardu ujema.

2.3.2 Splošno o projektiranju jeklenih konstrukcij v DC2 in DC3

Jekleno konstrukcijo v magistrskem delu smo po pravilih predloga novega standarda EC8 obravnavali v razredih duktilnosti DC2 in DC3. Konstrukcije v DC2 in DC3 so sposobne sipati energijo, zato morajo biti projektirane tako, da plastifikacija ali drugi fenomeni zaradi histereznega obnašanja ne vplivajo na stabilnost konstrukcije kot celote. Sipanje energije je pojav, ki se ga poslužujemo za preprečitev porušitve konstrukcij pri močnih potresih. Gre za histerezno obnašanje v neelastičnem območju, kjer dopuščamo določene poškodbe v nekaterih delih konstrukcije.

Cone sipanja energije morajo imeti zadostno duktilnost in nosilnost. Locirane so lahko v konstrukcijskih elementih ali v spojih. Kadar so cone sipanja locirane v konstrukcijskih elementih, morajo imeti elementi, v katerih ne pride do sipanja energije, in spoji zadostno dodatno nosilnost, ki omogoča razvoj ciklične plastifikacije v conah sipanja. Če so cone sipanja locirane v spojih, moramo zadostno dodatno nosilnost zagotoviti vijakom in zvarom v spoju. Tako plastifikacijo dosežemo v najšibkejših delih spoja. Elementi, ki sipajo energijo, morajo imeti ustrezno lokalno duktilnost, da se zagotovi sipanje energije v upogibu ali tlaku. Glede na razred duktilnosti in faktor obnašanja morajo prečni prerezi takšnih

elementov ustrezati zahtevam v preglednici 2.12. Za elemente v nategu je potrebno izpolniti pravila duktilnosti podana v EN1993-1-1:2021.

Razred duktilnosti	Vrednost q	Zahtevan razred kompaktnosti
	15 < a < 2	1, 2, 3 in 4
DC2	$1,5 \leq q \leq 2$	za portalne okvire, lahke sisteme in enoetažne MO
DC2	15 < a < 2	1 in 2
	$1,5 < q \leq 2$	za konstrukcije obrnjenega nihala
	15 < a < 25	3 in 4
	$1, 3 \leq q \leq 2, 3$	za lahke sisteme
	$2 < q \le 3,5$	1 in 2
		za momentne okvire, okvire s centričnimi in
		ekscentričnimi povezji in dvojne okvire
	<i>q</i> > 3,5	1
DC3	2 < a < 25	1, 2, 3 ali 4
	$2 \leq q \leq 2,3$	za lahke sisteme

Preglednica 2.12: Zahtevani razredi kompaktnosti prečnih prerezov [2]

V razredu duktilnosti DCH po obstoječem standardu EC8 [3] morajo vsi prečni prerezi spadati v 1. razred kompaktnosti, referenčna vrednost faktorja obnašanja konstrukcij pa znaša q > 4,0. Vrednosti faktorjev obnašanja v DCH so večje od predlaganih v DC3. To pomeni, da je po predlogu novega standarda EC8 [2] mogoče v razredu duktilnosti DC3 upoštevati manjše faktorje obnašanja q, ki pomenijo manjšo zmožnost disipacije energije in s tem redukcijo elastičnega spektra, in posledično projektiranje konstrukcij pri večji potresni obtežbi. Po predlogu novega standarda EC8 [2] je projektiranje po razredih duktilnosti prepovedano, če so vrednosti indeksa jakosti seizmičnosti S_{δ} (poglavje 2.1.5) večje od vrednosti v preglednici 2.13.

Vrsta konstrukcija	Meje indeksa jakosti seizmičnosti $S_{\delta} \left[m/s^2 ight]$		
v i sta kolisti ukcije	DC1	DC2	DC3
Momentni okviri	5,0	6,5	ni omejitev
Okviri s centričnimi ali ekscentričnimi povezji	5,0	6,5	ni omejitev
Okviri z diagonalami s preprečenim uklonom	-	-	ni omejitev
Dvojni okviri	5,0	7,5	ni omejitev
Konstrukcije z betonskimi jedri ali betonskimi stenami	5,0	7,5	ni omejitev
Lahki stenasti sistemi z jeklenimi okviri	5,0	7,5	ni omejitev
Obrnjeno nihalo	2,5	5,0	ni omejitev
Betonsko ali zidano polnilo, ki ni spojeno z	podano v poglavjih za nekonstrukcijske		
okvirom, vendar je v stiku z okvirom	elemente		
AB polnilo, spojeno z okvirom	podano v poglavjih za sovprežne stavbe iz jekla in betona		

Preglednica 2.13: Omejitve indeksa seizmične jakosti za projektiranje v DC1, DC2 in DC3

2.3.2.1 Izračun obremenitev v elementih, ki ne sipajo

Nosilnost elementov, ki ne sipajo energije (stebri), je potrebno preveriti pri najbolj neugodni kombinaciji osne sile, prečne sile in upogibnega momenta. Za konstrukcije v DC2 se obremenitve izračunajo po enačbah (2.46) - (2.48).

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E} \tag{2.46}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E}$$
(2.47)

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} \tag{2.48}$$

kjer so:

učinki gravitacijskega dela potresne projektne kombinacije
učinki potresnega dela potresne projektne kombinacije
faktor povečanja potresnega vpliva (Tabela 11.8, prEN 1998-1-2 [2])
$\Omega = 2,0$ za večetažne momentne okvire (stebri)
$\Omega = 2,0$ za okvire z ekscentričnimi povezji

V DC3 se obremenitve v elementih, ki ne sipajo energije, izračunajo po enačbah (2.49) - (2.51).

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot N_{Ed,E}$$
(2.49)

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot V_{Ed,E}$$
(2.50)

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot M_{Ed,E}$$
(2.51)

kjer so:

 ω_{rm} glej Preglednica 2.11

 ω_{sh} faktor, ki upošteva utrjevanje materiala v conah sipanje energije (4)

 Ω_d najmanjša vrednost $\Omega_{d,i}$ za vse nosilce v območjih sipanja; izračuna se po enačbi (2.36), vendar v DC3 ne sme biti manjši kot 1

Vrsta	Cona sipanja	Plastični mehanizem	ω _{sh}	
Konstrukcije	energije			
Momentni	prečka		$(f_y + f_u)$	
okvir	spoj	upogib	$2 \cdot f_y$	
UKVII	steber ob vpetju		≤ 1,2	
		Strig		
		$e \le M_{p,link}/V_{p,link}$	1,8	
	Kratki potresni	(zelo kratki členi)		
	členi	Strig		
		$M_{p,link}/V_{p,link} < e \le 1,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link}$	1,5	
01 · · ·		(kratki členi)		
		Upogib in strig	1.5	
ekscentricnim	Srednje dolgi potresni členi	$e \le 2.6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$	1,5	
povezjem		Upogib in strig	1.25	
(enostavin in dvoini)		$2,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} < e \le 5 \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$	1,35	
uvojii <i>)</i>		Upogib	1.25	
	Dolgi potresni členi	$3 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} < e \le 5 \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$	1,23	
		Unogih	$f_y + f_u$	
		$a > 5 \cdot M \dots / V \dots$	$2 \cdot f_y$	
		$e > 5^{-1^{\mu}p,link/\nu}p,link$	≤ 1,2	
	Prečka-steber	Upogib	1,1	

Preglednica 2.14: Vrednost faktorja utrjevanja v conah sipanja energije ω_{sh} [2]

2.3.3 Pravila za projektiranje momentnih okvirov

Momentne okvire v DC3 je potrebno projektirati tako, da se plastični členki tvorijo v prečkah ali v spojih prečka – steber, vendar ne v stebrih. To pravilo se lahko zanemari v primerih a) – c):

- a) ob vpetju okvira, kjer $N_{Ed,G}$ v primarnih stebrih ustreza neenakosti $N_{Ed,G}/N_{pl,Rd} < 0.3$;
- b) na vrhu primarnih stebrov v zgornjem nadstropju večetažnih stavb;
- c) na vrhu in na dnu primarnih stebrov enoetažnih stavb, v katerih $N_{Ed,G}$ v stebrih ustreza neenakosti $N_{Ed,G}/N_{pl,Rd} < 0.3$.

2.3.3.1 Prečke

Zadostno odpornost prečk na bočno zvrnitev je potrebno zagotoviti v skladu z SIST EN 1993-1-1, poglavje 6 [6]. Pri tem je potrebno upoštevati plastični členek na enem koncu prečke in projektni plastični moment na drugem. V DC2 morajo razdalje med bočno-torzijskimi podporami ustrezati SIST EN 1993-1-1, 6.3.5.3 [6]. Razdalje med bočnimi podporami v DC3 ne smejo presegati dolžine L_{st} , ki je podana z enačbo (2.52) [2]. Pri tem morajo biti bočne podpore sposobne prenesti učinke lokalnih sil (2.53).

$$L_{st} = 0.19 \cdot i_z \cdot E_s / (\omega_{rm} \cdot f_y)$$
(2.52)

$$Q_m = 0.06 \cdot \omega_{rm} \cdot N_{f,Ed} \tag{2.53}$$

Ustrezno nosilnost prečk se zagotovi z izpolnjevanjem enačb (2.54) - (2.56).

$$M_{Ed} \le M_{Rd,b} \tag{2.54}$$

$$N_{Ed} \le 0.15 \, N_{Rd,b} \tag{2.55}$$

$$V_{Ed} \le \begin{cases} 0.5 \, V_{Rd,b} & za \, q > 2\\ V_{Rd,b} & za \, 1.5 < q \le 2 \end{cases}$$
(2.56)

kjer so:

 M_{Ed}, N_{Ed}, V_{Ed} upogibni moment, osna sila in prečna sila v potresnem projektnem stanju $M_{Rd,b}, N_{Rd,b}, V_{Rd,b}$ pripadajoče projektne nosilnosti prečnih prerezov prečk, ki se določijo skladno
s standardom SIST EN 1993-1-1, glede na njihov razred kompaktnosti [6]

Strižna sila v projektnem potresnem stanju V_{Ed} se za prečke v DC3 izračuna kot:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$
(2.57)

kjer so:

 $V_{Ed,G}$

 $V_{Ed,M}$

gravitacijskih vplivih projektna vrednost strižne sile zaradi delovanja plastičnih momentov $M_{pl,Rd,b,A}$ in $M_{pl,Rd,b,B}$ z nasprotnima predznakoma na koncu prereza »A« in »B« nosilca

projektna vrednost strižne sile, določena na osnovi ravnotežja nosilca pro

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,b,A} + M_{pl,Rd,b,B}}{L_h}$$
(2.58)

 L_h razdalja med območjema sipanja energije na obeh koncih razpona

Prečno silo V_{Ed} za konstrukcijo v razredu duktilnosti DC2 odčitamo v potresnem projektnem stanju (enačba (2.47)). Kontroli osne sile in upogibnega momenta ostajata enaki kot v trenutnem standardu EC8 [3]. Razlika se pojavi pri kontroli prečne sile. Kontrola prečne sile je po novem odvisna od velikosti faktorja obnašanja q, določitev prečne sile pa od razreda duktilnosti (drugače za DC2 in DC3). Za vse razrede duktilnosti v obstoječem standardu EC8 [3] se prečna sila izračuna po enaki enačbi kot v DC3 (enačba (2.57)).

2.3.3.2 Stebri

Stebre v DC3 je potrebno preveriti v tlaku, upogibu in strigu pri najbolj neugodni kombinaciji N_{Ed} , M_{Ed} in V_{Ed} , ki so podani v formulah (2.49) - (2.51). Pri tem je Ω_d določen z enačbo (2.36), ki se izračuna za vse prečke, v katerih pričakujemo nastanek območij sipanja energije. V primeru, da plastične členke pričakujemo v stebru, se prečna sila izračuna po enačbi (2.56).

V obstoječem standardu EC8 [3] se kombinacije N_{Ed} , M_{Ed} in V_{Ed} določijo podobno z enačbami (2.59) - (2.61). Utrjevanje materiala v conah sipanja energije je v teh enačbah upoštevano s faktorjem 1,1. Faktor dodatne nosilnosti γ_{ov} je bil do zdaj neodvisen od kvalitete jekla in enak 1,25. Razlika med obstoječim in novim projektnim razmerjem dodatne nosilnosti Ω je predstavljena v poglavju 2.2.5, razlika med vrednostmi faktorja, ki upošteva srednjo mejo tečenja con disipiranja v poglavju 2.3.1 in med vrednostmi faktorja, ki upošteva utrjevanje v poglavju 2.3.2.

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
(2.59)

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$
(2.60)

 $M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$ (2.61)

2.3.4 Pravila za projektiranje okvirov z ekscentričnimi povezji

Pravila za projektiranje okvirov z ekscentričnimi povezji po predloga novega standarda EC8 so za razred DC3 v osnovi enaka pravilom po trenutno standardu EC8. Okvire z ekscentričnimi povezji je potrebno projektirati tako, da lahko potresni členi sipajo energijo z razvojem upogibnega in/ali strižnega plastičnega mehanizma. Pri tem mora biti konstrukcijski sistem projektiran na način, ki omogoča homogeno sipanje energije v vseh potresnih členih.

2.3.4.1 Okviri z ekscentričnimi povezji v DC3

Potresni členi so lahko vodoravne ali navpične komponente iz I, H ali sestavljenih škatlastih prečnih prerezov. V magistrskem delu so potresni členi H prečni prerezi, zato se bomo osredotočili na pravila za projektiranje le-teh. V DC3 morajo biti prečni prerezi v 1. razredu kompaktnosti [2]. Potresne člene delimo v tri kategorije:

- kratki členi, ki energijo sipajo pretežno s plastifikacijo stojine v strigu,
- dolgi členi, ki energijo sipajo pretežno s plastifikacijo pasnic, ki prenašajo upogib in
- srednje dolgi členi, pri katerih plastični mehanizmi nastanejo v strigu (stojina) in upogibu (pasnica).

Nosilnost strižnega člena v upogibu in strigu je določena kot:

$$M_{p.link} = b \cdot t_f \cdot (d - t_f) \cdot f_y \tag{2.62}$$

$$V_{p,link} = t_w \cdot \left(d - t_f\right) \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right) \tag{2.63}$$



Slika 3: Definicija simbolov, ki označujejo prečne prereze strižnih členov [2]

Projektna odpornost na obeh koncih člena mora v primeru, ko velja $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$, zadostiti pogojema:

$$V_{Ed} \le V_{p,link} \tag{2.64}$$

$$M_{Ed} \le M_{p,link} \tag{2.65}$$

kjer so: N_{Ed}, V_{Ed}, M_{Ed} projektne notranje sile na obeh koncih člena

Pri $N_{Ed}/N_{pl,Rd} > 0,15$ je potrebno vrednosti $V_{p,link}$ in $M_{p,link}$ zmanjšati ter upoštevati vrednosti $V_{p,link,r}$ in $M_{p,link,r}$:

$$V_{p.link,r} = V_{p.link} \cdot \left[1 - \left(N_{Ed}/N_{pl,Rd}\right)^2\right]^{0.5}$$
(2.66)

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \cdot \left[1 - \left(N_{Ed}/N_{pl,Rd}\right)\right]$$
(2.67)

Dolžina člena *e* je pri $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \le 0,15$ omejena:

$$e \le 1.6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link}, ko \, je \, R < 0.3$$
 (2.68)

$$e \le (1,15 - 0,5 \cdot R) \cdot 1,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link}, \ ko \ je \ R \ge 0,3$$
(2.69)

kjer je:

$$R = t_w \cdot \left(d - 2 \cdot t_f\right) \cdot N_{Ed} / (A \cdot V_{Ed}) \text{ za I in H prereze}$$
(2.70)

$$R = 2 \cdot t_w \cdot \left(d - 2 \cdot t_f\right) \cdot N_{Ed} / (A \cdot V_{Ed}) \text{ za škatlaste prereze}$$
(2.71)

V DC3 okvirih z ekscentričnimi povezji se posamezne vrednosti projektnih razmerij dodatne nosilnosti $\Omega_{d,i}$ v posameznem členu izračunajo po enačbah (2.72) in (2.73). Vrednosti v posameznih členih ne smejo presegati minimalne vrednosti Ω_d za več kot 25 %, z izjemo potresnih členov v najvišji etaži.

$$\Omega_d = \min(V_{p,link,i}/V_{Ed,i}) \tag{2.72}$$

za kratke člene in srednje dolge člene z dolžino $e \leq 2,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link}$

$$\Omega_d = \min(M_{p,link,i}/M_{Ed,i}) \tag{2.73}$$

za srednje dolge člene z dolžino $e > 2,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link}$ in dolge člene kjer so:

 $V_{Ed,i}, M_{Ed,i}$ projektni vrednosti strižne sile in upogibnega momenta v potresnem členu i v
potresni projektni situaciji $V_{p,link,i}, M_{p,link,i}$ striža in upogibna plastična odpornost potresnega člena i

Kadar se na obeh koncih potresnega člena istočasno razvijeta enaka upogibna momenta, se lahko potresni členi razvrščajo glede na njihovo dolžino *e*. Za vse tipe prečnih prerezov veljajo enačbe:

kratki potresni členi	$e < e_s = 1,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link}$	(2.74)
dolgi potresni členi	$e > e_L = 3,0 \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$	(2.75)
srednje dolgi potresni členi	$e_S \leq e \leq e_L$	(2.76)

Kadar se razviti momenti na koncih potresnega člena razlikujejo, se potresne člene razvršča glede na dolžino *e*. Za vse tipe prečnih prerezov veljajo enačbe:

kratki potresni členi	$e < e_s = 0.8 \cdot (1 + \alpha) \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$	(2.77)
dolgi potresni členi	$e > e_L = 1,5 \cdot (1 + \alpha) \cdot M_{p,link} / V_{p,link}$	(2.78)
srednje dolgi potresni členi	$e_S \leq e \leq e_L$	(2.79)

kjer je:

 α razmerje med manjšim upogibnim momentom $M_{Ed,A}$ na enem koncu člena in večjim upogibnim momentom na drugem koncu $M_{Ed,B}$, kjer se tvori plastični členek. Upoštevajo se absolutne vrednosti upogibnih momentov za potresno projektno stanje.

V primeru uporabe nelinearnih analiz mora biti plastična rotacija θ_p med potresnim členom in elementom izven potresnega člena skladen z globalnimi deformacijami. Vrednost θ_p ne sme presegati:

kratki potresni členi	$\theta_p \le \theta_{pR} = 0.08 rad$	(2.80)
dolgi potresni členi	$\theta_p \le \theta_{pR} = 0.02 rad$	(2.81)
srednje dolgi potresni členi	$\theta_p \leq \theta_{pR} = v$ rednost je določena z linearno interpolacijo med zgornjima vrednostnima	

Pri uporabi I in H prečnih prerezov je na obeh straneh stojine potresnega člena ob stiku z diagonalo potrebno vgraditi obojestransko prečno ojačitev, ki ne sme imeti širine manjše od $(b_f - 2 \cdot t_f)$ in debeline ne manjše od $0.8 \cdot t_w$.

Potresne člene z I ali H prečnimi prerezi je potrebno ojačiti z vmesnimi prečnimi ojačitvami, ki sledijo smernicam a) - e):

- a) kratki potresni členi morajo imeti vmesne prečne ojačitve na razdalji, manjši od (30 · t_w − d/5), če je kot rotacije θ_p = 0,08 rad, ali (52 · t_w − d/5), če je kot rotacije θ_p ≤ 0,02 rad. Za vmesne vrednosti rotacij θ_p se za določitev razdalje med vmesnimi prečnimi ojačitvami uporabi linearna interpolacija;
- b) dolgi potresni členi morajo imeti po eno vmesno prečno ojačitev na razdalji $1,5 \cdot b$ od vsakega konca potresnega člena, če se na tistem koncu razvije plastični členek;
- c) srednje dolgi členi morajo imeti vmesne ojačitve, ki izpolnjujejo zahtevi a) in b);
- d) vmesne ojačitve niso potrebno pri potresnih členih, daljših od $5 \cdot M_{p,link}/V_{p,link}$;

26

e) vmesne prečne ojačitve morajo potekati po celotni višini stojine potresnega člena. Pri členih, nižjih od 600 mm je dovolj samo enostranska ojačitev. Debelina enostranske ojačitve ne sme biti manjša od t_w ali 10 mm (večja vrednost) in širina ne sme biti manjša od $(b/2) - t_w$. Za potresne člene z višino 600 mm ali več je potrebno namestiti simetrične obojestranske ojačitve.

Med ojačitvijo in potresnim členom se lahko uporabijo čelni ali kotni zvari. Kotni zvari med ojačitvijo in potresnim členom z I ali H prečnim prerezom morajo biti projektirani tako, da so zmožni prenesti natezno odpornost ojačitve $\omega_{rm} \cdot f_y \cdot A_{st}$, kjer je A_{st} prečni prerez ojačitve, vzporedne s pasnico. Projektna odpornost kotnih zvarov, ki povezujejo ojačitve s pasnicami, morajo biti sposobni prenesti silo, ki je najmanj enaka $\omega_{rm} \cdot f_y \cdot A_{st}/4$.

V DC3 okvirih je potrebno zagotoviti bočno podpiranje zgornje in spodnje pasnice na koncih potresnega člena. Bočne podpore na obeh koncih člena morajo imeti zadostno osno nosilnost, da so zmožne zagotoviti prevzem izbočnih sil v velikosti 6 % od pričakovane osne nosilnosti pasnice člena, ki se izračuna kot $\omega_{rm} \cdot b \cdot t_f \cdot f_y$.

V DC3 morajo biti stebri projektirani tako, da so zmožni prenesti celotne učinke E_{Ed} , ki so določeni kot narekujejo enačbe (2.49) - (2.51), ob upoštevanju faktorja dodatne nosilnosti za utrjevanje ω_{sh} in projektni faktor dodatne nosilnosti Ω_d , kot je določeno z enačbama (2.72) in (2.73).

Dele prečke izven potresnega člena, diagonalna povezja in stike v DC3 dimenzioniramo tako, da preverimo njihovo sposobnost prevzemanja učinkov, ki se prenesejo iz ustreznega potresnega člena pri rotaciji 0,08 rad, v kombinaciji z učinki, ki jih povzročajo gravitacijski vplivi iz projektne potresne kombinacije. Učinki iz potresnih členov, ki se prenesejo v diagonale se upoštevajo skladno z a) ali b):

- a) v kratkih in srednje dolgih potresnih členih z e ≤ 2,6 · M_{p,link}/V_{p,link}, na izoliranem sistemu pod vplivom mejne strižne sile V_{u,link} = (ω_{sh} · ω_{rm} · V_{p,link}) in pripadajočega momenta, ki deluje na seizmični člen M_{u,link} = (0,5 · e · ω_{sh} · ω_{rm} · V_{p,link});
- b) v dolgih in srednje dolgih potresnih členih z $e > 2,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link}$, na izoliranem sistemu pod mejnim upogibom $M_{u,link} = (\omega_{sh} \cdot \omega_{rm} \cdot M_{p,link})$ in pripadajoči strižni sili, ki deluje na seizmični člen $V_{u,link} = (2 \cdot M_{u,link}/e)$.



Slika 4: Določitev osne sile v diagonali, ko v potresnem členu nastane plastični členek

2.3.4.2 Okviri z ekscentričnimi povezji v DC2

V DC2 ni potrebno zagotavljati razvoja globalnega mehanizma, zato ni potrebno izpolniti zahteve projektnih razmerij dodatne nosilnosti $\Omega_{d,i}$. Prav tako ni potrebno bočno podpiranje zgornje in spodnje pasnice na koncih potresnega člena. Elemente, ki ne vsebujejo potresnih členov v razredu duktilnosti DC2 projektiramo na najbolj neugodno kombinacijo N_{Ed} , V_{Ed} in M_{Ed} po enačbah (2.46) - (2.48)pri čemer je faktor za povečanje potresnih vplivov za okvirje z ekscentričnimi povezji enak $\Omega = 2$.

2.4 Pravila za potresno projektiranje spojev jeklenih konstrukcij po predlogu novega standarda 8

V DC2 in DC3 jeklenih konstrukcijah, morajo imeti območja, ki ne sipajo energije in spoji, ki območja sipanja povezujejo s preostalim delom konstrukcije, zadostno dodatno nosilnost, da je omogočen razvoj ciklične plastifikacije v območjih sipanja energije. Kadar so območja sipanja energije locirana v spojih, morajo imeti vijaki, zvari in priključeni elementni zadostno dodatno nosilnost, ki omogoča razvoj ciklične plastifikacije v najšibkejših komponentah spoja.

2.4.1 Pravila za projektiranje spojev v območjih disipiranja energije

Spoji, ki ne sipajo energije morajo biti projektirani na ustrezne sile/momente v območju spoja. Varjeni ali vijačeni spoji, ki ne sipajo energije in so ob območju sipanja energije, morajo zadostiti enačbi (2.82). V razredu duktilnosti DC2 lahko pri dimenzioniranju spojev upoštevamo $\omega_{sh} = 1,1$, v DC3 pa mora ustrezati vrednostim, podanim v preglednici 2.14.

$$R_d \ge \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot R_{fy} \tag{2.82}$$

kjer je

 R_{fy} nosilnost disipativnega elementa, skladno s SIST EN 1993-1-8 [7]

 R_d nosilnost spoja, skladno s SIST EN 1993-1-8 [7]

2.4.2 Spoj prečka-steber v momentnih okvirih

Zahteve za projektiranje spojev v momentih okvirih so podane v poglavju 11.9. standarda prEN 1998-1-2 [2]. Dodatna pravila za potresno projektiranje spojev v DC3 momentnih in dvojnih okvirih ter okvirih s povezji so podana v Dodatku E standarda [2]. Dodatek E se lahko uporabi tudi za jeklene konstrukcije v razredih duktilnosti DC2 in DC1 [2]. Pravila za projektiranje spojev v Dodatku E predloga novega standarda EC8 izhajajo iz pravil v priročniku Equaljoints PLUS [8] in [9].

V konstrukcijah, ki so projektirane za sipanje energije v prečkah, morajo spoji prečka – steber izpolniti enačbo $R_d \ge \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot R_{fy}$. Paneli stojine stebra, ki ga omejujejo pasnice stebra in par vodoravnih ojačitev, morajo zadostiti enačbi (2.83).

$$V_{wp,Ed} \le V_{wp,Rd} \tag{2.83}$$

kjer sta:

 $V_{wp,Ed}$ projektna strižna sila v panelu stojine stebra zaradi učinkov vplivov, kjer je upoštevan
nastanek plastičnih členkov v območjih sipanja v prečkah ali spojih (Slika 5) $V_{wp,Rd}$ strižna odpornost panela stojine stebra

V DC3 mora celotna debelina t ojačitvene pločevine stojine stebra izpolnjevati:

$$t = (t_w + t_{swp}) \ge \frac{\left[\left(d_b - 2t_{b,f} \right) + \left(d_c - 2t_{c,f} \right) \right]}{90}$$
(2.84)

kjer so:

28

d_b višina najvišje priključene prečke

- $t_{b,f}$ debelina pasnice najvišle priključene prečke
- d_c višina prereza stebra
- $t_{c,f}$ debelina pasnice stebra
- t_w debelina stojine jeklenega profila
- t_{wsp} debelina dodatne pločevine stojine stebra



Slika 5: Panel stojine stebra, uokvirjen s pasnicami in ojačitvami [2]

Spoji morajo biti projektirani tako, da omogočajo plastično rotacijo θ_p , ki je v DC3 $\theta_p \ge 0,03 \ rad$ in v DC2 $\theta_p \ge 0,02 \ rad$. Pri cikličnem obremenjevanju mora biti zagotovljena rotacijska kapaciteta spoja θ_p brez padca pričakovane nosilnosti. Rotacijska kapaciteta mora biti neodvisna od načrtovanega mesta sipanja energije. Oceniti jo je potrebno iz prve histerezne ovojnice na podlagi testov.



Slika 6: Definicija plastične rotacije θ_p [2]

Potresno projektiranje spojev temelji na kriteriju nosilnosti. Jeklene konstrukcije morajo biti skladno s standardom EC8 sposobne sipati energijo. Pri tem je pomembno jasno določiti elemente oziroma območja, v katerih dopuščamo razvoj plastičnih deformacij in kjer je možna sprostitev potresne energije. Po drugi strani pa je potrebno na delih konstrukcije, ki ne sipajo energije, zagotoviti elastične odzive pri potresni obtežbi.

2.4.2.1 Predkvalificirani spoji prečka-steber za momente okvire

Spoj prečka-steber je spoj, v katerem se stikata vsaj ena prečka in steber. Spoji v tem poglavju ustrezajo zahtevam v 11. poglavju standarda [2] in se jih lahko uporabi v momentnih okvirjih DC3 in DC2. Nosilci morajo biti torzijsko podprti na razdalji L_{st} , ki je podana z enačbo (2.52).

2.4.2.2 Klasifikacija predkvalificiranih spojev prečka-steber v momentnih okvirih

Klasifikacija po togosti mora ustrezati tisti iz standarda [7]. Pri potresnem projektiranju spojev je za razliko od projektiranja po [3], potrebno upoštevati območje nastanka plastičnih mehanizmov. V conah sipanja energije je potrebno upoštevati materialni faktor ω_{rm} in faktor utrjevanja ω_{sh} . Pri tem se lahko faktor ω_{sh} za DC2 upošteva enak 1,1 [2].

Glede na območje nastanka cone sipanja energije v spoju, ločimo štiri kategorije spojev [2]:

 a) polno nosilni spoji – plastične deformacije so lokalizirane v prečkah; projektiramo jih na pričakovano nosilnost plastičnega členka ob upoštevanju učinkov dodatne nosilnosti materiala in utrjevanja vlaken materiala; nosilnost spoja izračunamo kot:

$$M_{con,Rd} \ge \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \left(M_{b,pl,k} + s_{h,c} \cdot V_{Ed,M} \right) + s_{h,c} \cdot V_{Ed,G}$$

$$(2.85)$$

kjer so:

M _{con,Rd}	projektna nosilnost spoja (projektni upogibni moment na licu stebra)
$M_{b,pl,k}$	nominalni plastični moment v prečki ob spoju, z upoštevanje delnega
	varnostnega faktorja γ_{M0}
S _{h,c}	razdalja med središčem pričakovanega plastičnega členka in spoja (licem
	stebra)

b) uravnoteženo nosilni spoji – plastične deformacije se tvorijo tako v prečki kot v spoju; projektiramo jih na nominalno nosilnost plastičnega členka (ne upoštevamo dodatne nosilnosti materiala in utrjevanja vlaken materiala);

$$M_{con,Rd} \ge \left(M_{b,pl,k} + s_{h,c} \cdot V_{Ed,M}\right) + s_{h,c} \cdot V_{Ed,G}$$

$$(2.86)$$

- c) delno nosilni spoji plastične deformacije se tvorijo samo v spoju; projektiramo jih na učinke vplivov iz potresne projektne kombinacije.
- d) členkasti spoji ustrezati morajo [7].



Slika 7: Definicija projektnega momenta: pozicija plastičnih členkov v ojačanih spojih: (A) idealizirano mesto plastičnega členka; (B) prečka; (C) steber; (D) ojačitev [2]

Ločimo tri različne vrste strižnih panelov stebrov [2]:

- a) polno nosilni panel stojine večina plastične rotacije se vrši v prečki (in/ali spoju); projektiramo jih po enačbi (2.83), kjer je V_{wp,Rd} enaka »elastični« nosilnosti strižnega panela brez upoštevanja nosilnosti, ki jo dodajo prečne ojačitve;
- b) uravnoteženo nosilni panel stojine zahtevana plastična rotacija je porazdeljena med panelom stojine stebra in prečko (in/ali spojem). Projektiramo jih po enačbi (2.83), kjer je $V_{wp,Rd}$ enaka plastični nosilnosti strižnega panela stebra, kjer je upoštevana nosilnost, ki jo dodajo prečne ojačitve in je $V_{wp,Ed}$ določena iz najmanjše upogibne nosilnosti izmed prečk in spoja;
- c) šibak (delno nosilni) panel stojine vsa plastična rotacija je skoncentrirana v panelu stojine stebra; projektiramo jih po enačbi (2.83), kjer je $V_{wp,Ed}$ določena iz projektnega momenta v potresnem projektnem stanju.

2.4.2.3 Vrste predkvalificiranih spojev in tehnične zahteve

Momentni spoji morajo imeti varjeno ali vijačeno konfiguracijo in biti projektirano tako, da zadostijo zahtevani odpornosti in duktilnosti v potresni projektni kombinaciji. Da zadostimo zahtevam nosilnosti in togosti, lahko v polnonosilnih spojih uporabimo ojačitve. Panel stojine stebra je lahko ojačan z dodatnimi varjenimi pločevinami, ki so postavljene ob stojini stebra. Prečke v spojih morajo imeti I prečne prereze (npr. IPE). Izpolnjena mora biti zahteva šibke prečke – močni stebri. Stebri so lahko HE profili.

2.4.2.4 Spoj z ojačitvenim rebrom

Spoji prečka-steber z ojačano podaljšano čelno pločevino so ojačani z ojačitvenim rebrom nad zgornjo pasnico prečke in pod spodnjo pasnico prečke. Lahko so ali varjeni ali vijačeni. Spoji z vijačeno ojačano čelno pločevino so lahko polnonosilni ali uravnoteženo nosilni s polno ali uravnoteženo nosilnim strižnim panelom stebra.

V odvisnosti od višine nosilca in kriterijev za projektiranje se lahko uporabijo:

- a) 4 vrste vijakov za uravnoteženo nosilne spoje z višino I nosilca med 230 mm in 500 mm;
- b) 4 vrste vijakov za polno nosilne spoje z višino I nosilca med 230 mm in 500 mm;
- c) 6 vrst vijakov za polno nosilne spoje z višino I nosilca med 360 mm in 600 mm;
- d) 6 vrst vijakov za uravnoteženo nosilne spoje z višino I nosilca med 500 mm in 910 mm;
- e) 8 vrst vijakov za polno nosilce spoje z višino I nosilca med 600 mm in 910 mm.

30



Slika 8: Opis spojev prečka-steber z ojačano čelno pločevino [7]

V DC3 konstrukcijah je potrebno uporabiti polno nosilne ali uravnotežene nosilne spoje. Projektne vplive, ki delujejo na polno nosilne spoje se računa po enačbi (2.85). Njihova projektna odpornost mora biti izračuna skladno s standardom [7].

Debelina prečne ojačitve mora ustrezati zahtevi enačbe (2.87). V polnonosilnih spojih je potrebno zagotoviti tudi ustrezno razmerje med višino in debelino prečne ojačitve, ki je podano z enačbo (2.88).

$$t_{w,r} \ge t_{w,b} \cdot \left(\frac{f_{y,b}}{f_{y,r}}\right) \tag{2.87}$$

kjer so:

 $t_{w,r}$ debelina pasnice ojačitvenega rebra

 $t_{w,b}$ debelina stojine nosilca

 $f_{y,b}$ napetost tečenja prečke

 $f_{\gamma,r}$ napetost tečenja ojačitvenega rebra

$$\frac{h_r}{t_{w,r}} \le 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_{y,r}}}$$

$$(2.88)$$

kjer so:

 h_r višina prečne ojačitve; mora biti med 100 mm in 250 mm

 $t_{w,r}$ debelina ojačitvenega rebra

E modul elastičnosti jekla



Slika 9: Zahteve za dimenzioniranje ojačitvenega rebra [2]



Slika 10: Konfiguracija vijačenega spoja s čelno pločevino in ojačitvenimi rebri; (A) rebro; (B) prečka; (C) steber; (D) čelna pločevina [2]

Debelina čelne pločevine mora biti med 12 mm in 60 mm. Uporabiti je potrebno kvaliteto jekla med S235 in S355. Širina čelne pločevine mora biti med širino pasnice prečke, povečane za 30 mm in med širino pasnice stebra. Ostale zahteve glede zvarov in drugih tipov spojev so podane v Dodatku E v standardu [2].

2.5 Kriterij deformacij in modeli trdnosti za materiale

2.5.1 Splošno

32

Predlog novega standarda EC8 v 7. poglavju podaja podrobna navodila za določitev materialnih modelov, ki se lahko uporabijo pri pristopu, ki temelji na kontroli nosilnosti in pristopu, ki temelji na kontroli pomikov [1]. Mehanizmi se definirajo kot duktilni ali krhki – odvisno od obravnavanega materiala in vrste konstrukcije. Deformacijska kapaciteta rotacije jeklenih elementov, ki se plastificirajo v upogibu ali v upogibu s kombinacijo osne sile, se definira kot θ po sliki 11.



Slika 11: Definicija rotacije θ [1]

Kadar mehanizme z duktilnim obnašanjem opisujemo z bilinearnim modelom odnosa med silo in pomikom, je potrebno definirati dve stopnji poškodb na nivoju elementov. Gre za konstrukcijsko pomembni točki v odnosu med silo in pomikom:

a) deformacija na meji tečenja δ_y, ki ustreza efektivni nosilnosti na meji tečenja Q^{*}_y in je povezana z elastično togostjo K_e = Q^{*}_y/δ_y; pri računu Q^{*}_y je potrebno upoštevati naključni materialni faktor ω_{rm}, ki je podan v preglednici 2.11;

b) končna deformacija δ_u^* elementa, ki ustreza efektivni končni nosilnosti Q_u^* ; izračunamo jo na podlagi deformacije na meji tečenja δ_y , ki ji prištejemo plastični del deformacij δ_u^{pl} .



Slika 12: Splošna definicija bilinearnega odnosa med silo in pomikom [1]

Preglednica 2.15 podaja zahteve, ki jih je potrebno izpolniti za uporabo formul za definiranje materialnih modelov.

Element	Geometrija prečnega prereza	Vitkost elementa	Razmerje osne sile	Napetost tečenja
Jekleni in kompozitni nosilci	$20 \le c/t_w \le 55$ $4 \le b_f/2t_f \le 8$	$20 \le L_b/i_z \le 100$ $2,5 \le L_0/h \le 8$	-	240 MPa ≤ f _{ym} ≤ 450 MPa
I in H vroče valjani stebri	$1,82 \le b_f/2t_f \le 8,52$	$38,4 \le L_b/i_z \le 120$	$0 \le v_G \le 50$	$235 MPa \le f_{ym} \\ \le 485 MPa$
HSS stebri	$15 \le d/t \le 60$	-	$0 \le v_G \le 50$	235 MPa ≤ f _{ym} ≤ 520 MPa

Preglednica 2.15: Zahteve	, ki omejujejo uporabo	enačb za določitev	materialnih modelov	, [1]
---------------------------	------------------------	--------------------	---------------------	-------

kjer so:

 L_b/i_z razmerje vitkosti jeklenega nosilca ali stebra

h celotna višina prečnega prereza

*L*₀ strižni razpon jeklenega nosilca

L_b nepodprta dolžina jeklena nosilca

 c/t_w razmerje vitkosti stojine prečnega prereza

 $b_f/2t_f$ razmerje vitkosti pasnice prečnega prereza

 ν_G razmerje osne sile jeklenega stebra zaradi gravitacijskih vplivov pri potresni projektni kombinaciji;

$$\nu_G = N_{Ed,G} / N_{pl,E}$$

N_{pl,E} pričako

$$N_{pl,E} = \omega_{rm} \cdot f_y \cdot A_c \tag{2.90}$$

 A_c prečni prerez jeklenega stebra



Slika 13: Definicije geometrijskih karakteristik jeklenih elementov [1]

2.5.2 Nosilci in stebri v upogibu z ali brez osne sile

Momentni okvir v magistrskem delu dimenzioniramo s polnonosilnimi spoji prečka-steber. Za takšne spoje v razredih duktilnosti DC2 in DC3 lahko uporabimo pravila za materialne modele plastičnih členkov za nosilce in stebre v upogibu z ali brez osne sile.

2.5.2.1 Deformacija na meji tečenja

Za jeklene nosilce v togih, polnonosilnih spojih, kjer je prevojna točka na sredini nosilca, lahko rotacijo na meji tečenja θ_{ν} izračunamo po enačbi (2.91).

$$\theta_y = \frac{L \cdot (1+n)}{6 \cdot E \cdot I} \cdot M_y^* \tag{2.91}$$

kjer so:

 M_y^* efektivna upogibna odpornost na meji tečenja (glej 2.5.2.2)

 $E \cdot I$ togost prečnega prereza jeklenega nosilca ali stebra

- *L* predvidena svetla dolžina elementa
- *n* faktor doprinosa strižnih deformacij; $n = 12 \cdot E \cdot I/L^2 \cdot G \cdot A_{eff}$

n = 12 L 1/L U R_{eff}

G strižni modul jekla

 A_{eff} efektiven strižni prerez prečnega prereza; za I prečne prereze je:

$$A_{eff} = A_w = (h_b - 2t_f)t_w$$
(2.93)

(2.92)

2.5.2.2 Jekleni nosilci v togih, polnonosilnih spojih prečka-steber

Efektivna upogibna odpornost na meji tečenja M_y^* jeklenega nosilca se izračuna z enačbo (2.94), efektivna mejna upogibna odpornost M_u^* jeklene prečke se izračuna z enačbo (2.95).

34

$$M_{y}^{*} = \beta \cdot \omega_{rm} \cdot M_{Rk} \tag{2.94}$$

kjer sta:

 β faktor prilagoditve, ki upošteva učinke cikličnega utrjevanja

 $\beta = 1,1$, ne glede na vrsto polnonosilnega spoja

 M_{Rk} karakteristična upogibna odpornost jeklene nosilca okoli močne osi [6]

$$M_u^* = 1, 1 \cdot M_y^* \tag{2.95}$$

Plastična rotacija θ_u^{pl} upogibnih členkov standardnih jeklenih prečk se izračuna kot:

$$\theta_{u}^{pl} = 0.50 \cdot \left(\frac{c}{t_{w}}\right)^{-0.9} \cdot \left(\frac{b_{f}}{2t_{w}}\right)^{-1.1} \cdot \left(\frac{L_{b}}{i_{z}}\right)^{-0.2} \cdot \left(\frac{L_{0}}{h}\right)^{1.1} \cdot \left(\frac{E}{f_{ym}}\right)^{0.2}$$
(2.96)

2.5.2.3 Jekleni stebri

V primeru prevojne točke na sredini razpona stebra, se rotacija na meji tečenja θ_y elementa, v katerem se lahko tvori plastični členek, izračuna kot:

$$\theta_{\mathcal{Y}} = \frac{L \cdot (1+n)}{6 \cdot (\nu_b) \cdot EI} \cdot M_{\mathcal{Y}}^*$$
(2.97)

kjer so:

$$\nu_{b} = \begin{cases} 1,0, & \check{c}e \; \frac{|N_{Ed}|}{N_{pl.e}} \le 0,50 \\ 4 \cdot \frac{|N_{Ed}|}{N_{pl.e}} \cdot \left(1 - \frac{|N_{Ed}|}{N_{pl.e}}\right), & \check{c}e \; \frac{|N_{Ed}|}{N_{pl.e}} > 0,50 \end{cases}$$
(2.98)

n faktor doprinosa strižnih deformacij; izračuna se po enačbi (2.92)

 N_{Ed} natezna ali tlačna osna sila v stebru pri potresni kombinaciji

Efektivna upogibna nosilnost na meji tečenja M_y^* stebrov z I prečnimi prerezi se izračuna z enačbo (2.99). Efektivna mejna upogibna nosilnost M_u^* se izračuna z enačbo (2.100).

$$M_y^* = 1,15 \cdot \omega_{rm} \cdot M_{N,Rd} \tag{2.99}$$

kjer je:

 $M_{N,Rd}$ plastična upogibna nosilnost z upoštevanjem vplivov osne sile

$$M_u^* = a^* \cdot M_y^* \tag{2.100}$$

kjer je:

a^{*} efektivni koeficient, ki zajema utrjevanje

$$a^* = 7.6 \cdot \left(\frac{c}{t_w}\right)^{-0.4} \cdot \left(\frac{L_b}{i_z}\right)^{-0.16} \cdot (1 - \nu_G)^{0.2} \ge 1.0 \text{ in } a^* \le 1.2$$
(2.101)

Za notranje stebre se plastični del rotacije θ_u^{pl} izračuna z enačbo (2.102). Enačba (2.102) se lahko uporabi tudi za zunanje stebre, ki so izpostavljeni variiranju osne sile zaradi dinamičnih prevrnitvenih učinkov.

$$\theta_u^{pl} = 7,37 \cdot \left(\frac{c}{t_w}\right)^{-0.95} \cdot \left(\frac{L_b}{i_z}\right)^{-0.5} \cdot (1 - \nu_G)^{2,4} \le 0,15 \, rad \tag{2.102}$$

Omeniti je potrebno, da materialni modeli plastičnih členkov, ki so podani v poglavju 7 v standardu prEN 1998-1-1:2021 [1] niso povsem usklajeni z materialnimi parametri, ki so podani v poglavju 11 v standardu prEN 1998-1-2:2021 [2], kjer so zajeta pravila za potresnoodporno projektiranje jeklenih konstrukcij. Vpliv utrjevanja plastičnega členka je v poglavju 11 zajeto s faktorjem ω_{sh} [2]. V poglavju 7 je utrjevanje v definiciji momentnega členka v jeklenem elementu zajeto preko drugih faktorjev (β v računu M_y^* in 1,1 v računu M_u^*). Podobna težava se pojavi v definiciji modela plastičnega členka v strižnem panelu, ki ni skladna z definicijo v standardu SIST EN 1993-1-8 [7].

2.6 Nelinearna statična (potisna) analiza

2.6.1 Splošno

V sklopu magistrskega dela smo momentni okvir analizirali tudi z nelinearno statično analizo. Brez uporabe nelinearne analize je nemogoče pridobiti vpogled v predvidene poškodbe konstrukcije pri potresni obremenitvi. V projektantski praksi je uporaba nelinearne statične analize pogostejša kot uporaba nelinearne dinamične analize, ki je računsko zahtevnejša. Ena izmed nelinearnih statičnih analiz je N2 metoda, s katero lahko ocenimo poškodovanost stavb. Kratica N2 zajema dejstvo, da gre za nelinearno analizo in da sta pri analizi uporabljena dva matematična modela – model z eno prostostno stopnjo (SDOF) in model z več prostostnimi stopnjami (MDOF). Metoda je bila razvita pod vodstvom akad. prof. dr. Petra Fajfarja na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo na FGG [10] in je vsebovana v obstoječem in novem standardu EC8.

Potisna analiza je materialno (in geometrijsko) nelinearna analiza konstrukcije, pri kateri s pomočjo elasto-plastičnih diagramov materialov, upoštevamo materialno nelinearnost. Pri modeliranju materialne nelinearnosti smo upoštevali predpostavke načrtovanja nosilnosti. Materialno nelinearnost smo v magistrskem delu upoštevali točkovno s pomočjo modelov plastičnih členkov, ki smo jih definirali kot s pomočjo odnosa moment – zasuk (glej poglavje 2.5).

Potisno analizo izvajamo na MDOF modelu konstrukcije. Konstrukciji v vodoravni smeri vsiljujemo pomike in pri tem ohranjamo porazdelitev sil po višini. Med analizo opazujemo rotacije v plastičnih členkih. Zanima nas predvsem obnašanje konstrukcije po tem, ko se tvorijo plastični členki. Ko se razvije prvi plastični členek, se togost konstrukcije se nekoliko zmanjša. V nadaljevanju povečujemo pomike in plastični členki se razvijajo po konstrukciji. Pri tem se nosilnost konstrukcije še vedno

povečuje, njena togost pa se zmanjšuje. Konstrukcijo lahko potiskamo dokler se ne razvije plastični porušni mehanizem. Rezultat potisne analize je potisna krivulja ali krivulja kapacitete. Krivulja prikazuje odvisnost med celotno prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije.

2.6.2 Postopek izvedbe potisne analize

Navodila za izvedbo nelinearne statične analize so podana v 6. poglavju standarda [1]. Nelinearna statična analiza temelji na potisni analizi in ekvivalentnem SDOF modelu. Uporablja se jo lahko za načrtovanje novih konstrukcij (pristop, ki temelji na kontroli pomikov) ali za pridobitev informacij o obnašanju obstoječih konstrukcij oziroma konstrukcij projektiranih skladno s pristopom, ki temelji na kontroli nosilnosti. V splošnem gre za kontrole mejnih stanj nosilnosti.

Momentni okvir modeliramo kot konstrukcijo z več prostostnimi stopnjami (MDOF). Obremenimo ga v vodoravni smeri. Vodoravne sile za potisno analizo morajo biti definirane za obe vodoravni smeri potresnega vpliva. Za vsako smer potresnega vpliva je potrebno definirati vsaj modalno razporeditev vodoravnih sil po višini stavbe, kjer so vodoravne sile sorazmerne vztrajnostnim silam v obravnavani smeri, določenim z elastično analizo. Normirane vodoravne sile se določijo po enačbi (2.103). Pomiki so normirani na način, da velja $\phi_n = 1,0$. »n« je kontrolna točka in načeloma označuje vrhnjo etažo.

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \phi_i \tag{2.103}$$

kjer so:

 m_i masa v i-ti etaži ϕ_i normiran vektor izbrane nihajne oblike v i-ti etaži

Celotna strižna sila F_b se izračuna kot:

$$F_b = \sum F_i = \alpha \sum \bar{F}_i \tag{2.104}$$

kjer je:

 α potisni faktor, za modulacijo amplitude potisnih sil

Krivulja kapacitete predstavlja zvezo med celotno strižno silo F_b in kontrolnim pomikom d_n obravnavanega sistema z več prostostnimi stopnjami (MDOF). Določi se jo s potisno analizo. Potisno analizo je potrebno izvesti vsaj do ciljnega pomika d_t , ki ga določimo iz elastičnega spektra. Ciljni pomik d_t primerjamo s kontrolnim pomikom d_n , ki ga predstavlja pomik kontrolne točke v obravnavani smeri. Kontrolno točka mora biti tista, z največjo komponento ϕ_i .

2.6.3 Transformacija na sistem s eno prostostno stopnjo (SDOF)

Spektri odziva, ki jih uporabimo pri analizi so uporabni za sisteme z eno prostostno stopnjo (SDOF), zato je potrebna transformacija MDOF modela na SDOF model. Maso m^* , transformacijski faktor Γ , ekvivalnetno silo F^* in ekvivalentni pomik d^* ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo, določimo po enačbah (2.105) - (2.108).

$$m^* = \sum m_i \cdot \phi_i \tag{2.105}$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} \tag{2.106}$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \tag{2.107}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma \cdot \phi_n} \tag{2.108}$$

Idealiziran elastično-plastičen odnos med obtežbo F^* in deformacijo d^* je lahko bilinearen, če je krivulja kapacitete naraščajoča. Če se krivulja kapacitete po svojem maksimumu še nadaljuje z negativno togostjo, se lahko bilinearna idealizacija upošteva do maksimuma. Elastična togost k^* bilinearne idealizacije je sekantna togost skozi točko krivulje kapacitete, ki predstavlja prvo plastifikacijo v primarni konstrukciji.



Slika 14: Določitev bilinearne idealizacije krivulje kapacitete v primeru (a) naraščajoča in (b) padajoča krivulja kapacitete (A – prva plastifikacija, B – največja sila) [1]

Nihajni čas ekvivalentnega SDOF modela se izračuna po enačbi (2.109), pomik na meji tečenja ekvivalentnega SDOF modela pa po enačbi (2.110).

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \tag{2.109}$$

$$d_{\mathcal{Y}}^{*} = \frac{2 \cdot E^{*} - F_{m}^{*} \cdot d_{m}^{*}}{k^{*} \cdot d_{m}^{*} - F_{m}^{*}}$$
(2.110)

kjer so:

 F_m^* sila v točki B, definirana kot zadnja točka na krivulji $F^*(d^*)$, če je krivulja naraščajoča ali točka največje sile

 d_m^* pomik, ki ustreza F_m^*

 E^* površina pod transformirano krivuljo kapaciteto $F^*(d^*)$ do točke (d_m^*, F_m^*)

Ciljni pomik ekvivalentnega SDOF sistema pridobimo iz elastičnega spektra, ki ustreza obravnavanemu mejnemu stanju. Izračunamo ga po enačbi (2.111) ali (2.112). V primeru, ko ima SDOF model nihajni čas $T^* \ge T_c$, lahko predpostavimo, da je ciljni pomik enak ciljnemu pomiku ekvivalentnega SDOF sistema z neomejenim elastičnim obnašanjem in se ga določi z enačbo (2.111) Ciljni pomik ekvivalentnega SDOF modela z nihajnim časom $T^* < T_c$ se določi z enačbo (2.112).

Filipčič, E. 2022. Potresnoodporno projektiranje ... Evrokod 8 Mag. delo – Ljubljana, UL FGG, Magistrski študijski program druge stopnje Gradbeništvo, Gradbene konstrukcije

$$d_t^* = d_{et}^* = S_{De}(T^*) \tag{2.111}$$

kjer je:

 $S_{De}(T^*)$ elastični spekter pomikov pri nihajnem času T* $d_t^* = min\left\{3; \frac{1}{u}\left[1 + (u-1)\frac{T_c}{T^*}\right]\right\} d_{et}^*$ (2.112)

kjer sta:

и

redukcijski faktor sile
$$u = \frac{S_e(T^*)}{S}$$

• 1

 S_{v} pospešek tečenja F_y^*/m^* ekvivalentnega SDOF modela



2.6.4 Spektri v AD formatu

Za določitev spektrov v AD formatu uporabimo standard [3]. V AD formatu so potresne zahteve definirane kot odnos pospeška in pomika. Z odnosom v AD formatu primerjamo odnos sile in pomika SDOF sistema. Za to je potrebna krivulja kapacitete. Pospešek na meji tečenja S_{ay} izrazimo kot:

$$S_{ay} = \frac{F^*}{m^*}$$
(2.114)

Iz spektra lahko določimo ciljni pomik konstrukcije. V AD formatu spekter pomikov S_{de} izrazimo s spektrom pospeškov kot:

$$S_{de}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]$$
(2.115)

Vpeljati je potrebno tudi redukcijski faktor R. Z njim zmanjšamo potresne sile. Faktor R opisuje sposobnost duktilnih konstrukcij, da se deformirajo v neelastičnem območju. Pri tem konstrukcije sipajo energijo. Redukcijski faktor je poleg duktilnosti odvisen tudi od dodatne nosilnosti.

Neelastične spektre za konstantne duktilnosti določimo s pomočjo enačb (2.116) in (2.117).

(2.113)

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_{\mu}} \tag{2.116}$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{ae} \tag{2.117}$$

kjer so:

 R_{μ} redukcijski faktor zaradi duktilnosti

$$R_{\mu} = (\mu - 1)\frac{T}{T_{c}} + 1 \qquad za T < T_{c} \qquad (2.118)$$

$$R_{\mu} = \mu \qquad \qquad za \ T \ge T_C \tag{2.119}$$

 μ duktilnost

 S_a neelastični spekter pospeškov

Sae elastični spekter pospeškov

 S_d neelastični spekter pomikov



Slika 16: Elastični in neelastični spekter in diagram kapacitete [10]

3 ANALIZA 5-ETAŽNE STAVBE

3.1 Tehnično poročilo

V sklopu magistrskega dela smo obravnavali 5-etažni jekleni objekt tlorisnih dimenzij 24,0 x 24,0 m in višino 17,5 m. Objekt sestavljajo okviri na medosni razdalji 6,0 m. Etažna višina je enaka 3,5 m. Nosilno konstrukcijo v prečni smeri predstavljata dva momentna okvira. V vzdolžni smeri horizontalno nosilnost zagotavljajo okviri z ekscentričnimi povezji. Okviri so med seboj povezani s členkasto vpetimi sovprežnimi nosilci.



Slika 17: Zasnova obravnavanega objekta

6,0

6,0

6.0

6,0

7

Nosilna konstrukcija objekta je jeklena. Uporabljena je kvaliteta jekla S235. Za izvedbo AB plošče medetažne konstrukcije sta uporabljena beton C25/30 in armaturno jeklo S500B. V obravnavanih spojih so upoštevani vijaki kvalitete 10.9. Analizirali smo momentni spoj prečke na steber. Členkasti spoj primarnega in sekundarnega nosilca, spoj natezne diagonale in stebra ter spoj stebra na temelj niso obravnavani. Streha v izračunih ni upoštevana. Vse etaže konstrukcije so obravnavane kot medetaža. Fasada je izvedena s fasadnimi paneli, ki so s pomočjo fasadne podkonstrukcije pritrjeni na nosilno konstrukcijo objekta.

Medetažno konstrukcijo sestavljajo sovprežni nosilci, ki jih tvorijo jekleni IPE 220 nosilci in monolitna AB plošča, ki se nosi v daljši smeri. Njen razpon je 2,0 m. Sovprežno povezavo zagotavljajo čepi z glavo. Sovprežni sekundarni nosilci IPE220 so členkasto pritrjeni na primarne nosilce IPE400, ki so členkasto pritrjeni na notranje stebre HEB320. Notranji stebri prenašajo samo osne sile, ki jih povzročajo lastna in stalna obtežba ter spremenljivi vplivi. Razpon sekundarnih in primarnih nosilcev znaša 6,0 m.



Slika 18: Zasnova medetažne konstrukcije

Temelji pod momentnimi okviri zagotavljajo prenos momenta iz stebra v temeljna tla. Pod okviri s povezji je dovolj členkasto vpetje, saj je v temelje potrebno prenesti le osne sile. Temelji v sklopu magistrske naloge niso bili obravnavani.

Pri analizi objekta smo upoštevali:

- lastno težo elementov objekta,
- lastno težo medetažne konstrukcije,
- lastno težo fasade,
- spremenljivo obtežbo medetažne konstrukcije (pisarne in predelne stene),
- spremenljivo obtežbo snega (za Ljubljano je upoštevana cona A2 pri nadmorski višini 300 m),
- spremenljivo obtežbo vetra (za Ljubljano je upoštevana cona 1 in kategorija terena II) in
- potresno obtežbo (za Ljubljano je upoštevan tip tal B in pospešek tal $a_g = 0,25$ g).

V magistrskem delu smo momentni okvir in okvir z ekscentričnimi povezji analizirali v mejnem stanju nosilnosti in uporabnosti. Seizmični vplivi so bili analizirani na ravninskem modelu z linijskimi končnimi elementi po metodi z nadomestnimi vodoravnimi silami. Momentni okvir smo dodatno analizirali s potisno analizo. V potisni analizi smo plastičnost materiala upoštevali točkovno z pomočjo materialnega modela na osnovi odnosa moment – rotacija. Analizi MSN in MSU smo izvedli z upoštevanjem vpliva teorije drugega reda (nelinearni izračun) z začetnimi globalnimi nepopolnostmi, kjer smo vplive TDR v računskem modelu zajeli posredno s pomočjo nagnjenega stebra (ang. Leaning column). Nagnjeni steber smo za upoštevanjem vplivov TDR uporabili tudi pri računskemu modelu momentnega okvira za potisno analizo. Pri metodi z vodoravnimi silami smo vplive TDR zajeli neposredno z upoštevanjem koeficienta θ , zato v računskem modelu nismo uporabili nagnjenega stebra. Za statično analizo konstrukcije je uporabljen računalniški program SCIA Engineer 20.0. Potisno analizo smo izvedli z računalniškim programom SAP2000.

V magistrskem delu so predstavljeni trije načini projektiranja jeklenih konstrukcij. Prvi primer je izveden na podlagi pravil obstoječega standarda EN 1998-1:2005 [3] za konstrukcije z visoko stopnjo duktilnosti DCH. Drugi in tretji primer sta izvedena po pravilih projektiranja v skladu s predlogom novega standarda EN 1998-1:2021 [1] in [2]. Drugi primer je projektiran s pravili za razred duktilnosti DC3 in tretji primer za razred duktilnosti DC2. Pravila za projektiranje smo primerjali z upoštevanjem približno enakih potresnih sil.

V magistrskem delu so upoštevane in primerjane zahteve veljavnih evropskih standardov Evrokod ter zahteve predloga novega standarda EC8.

3.2 Vplivi na konstrukcijo

3.2.1 Lastna in stalna teža konstrukcije

3.2.1.1 Medetažna konstrukcija

Št. sloja	Opis	d [m]	Y [kN/m³]	g _{k,i} [kN/m²]
1	vinil	0,005	7,8	0,039
2	akrilno lepilo za vinil	0,005	24	0,120
3	mikroarmiran beton C16/20	0,05	25	1,250
4	sistemske plošča	0,03	25	0,750
5	TI kamena volna	0,05	0,7	0,035
6	AB plošča	0,12	25	3,000
7	sekundarni nosilci IPE220	obtežba je zajeta pri izračunu		
8	spuščen strop + inštalacije	0,45	١	0,300
		Skupaj	g _M [kN/m²] =	5,5

Preglednica 3.1: Lastna teža medetažne konstrukcije

3.2.1.2 Fasada

Preglednica 3.2: Lastna teža fasade

Št. sloja	Opis	g _{k,i} [kN/m²]
1	fasadni paneli	0,4
2	fasadna podkonstrukcija	0,2
Skupaj	g _F [kN/m²] =	0,600

3.2.2 Spremenljivi vplivi

3.2.2.1 Koristna obtežba medetažne konstrukcije

Koristno obtežbo medetažne konstrukcije določimo s pomočjo standarda [11] in pripadajočega nacionalnega dodatka [12].

Preglednica 3.3: Koristna obtežba medetažne konstrukcije

Št. sloja	Opis	g _{k,i} [kN/m²]
1	pisarne	3,0
2	predelne stene	1,2
Skupaj	q [kN/m²] =	4,2

3.2.2.2 Obtežba snega

Obtežbo snega smo določili na osnovi standarda SIST EN 1991-1-3:2004 [13] in pripadajočega nacionalnega dodatka [14]. Celotnega postopka za določitev obtežbe ne bomo podrobno prikazali, saj ni bistven za zaključke v magistrskem delu.

44

Obravnavani objekt se nahaja na območju Ljubljane na nadmorski višini 300 m. Z upoštevanjem karte iz nacionalnega dodatka, objekt na omenjenem območju spada v cono A2. Karakteristična obtežba snega na tleh s_k za cono A2 se izračuna po enačbi (3.1). Na podlagi s_k obtežbo snega na obravnavani objekt izračunamo z enačbo (3.2).

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728}\right)^2\right] = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{300}{728}\right)^2\right] = 1,513 \ kN/m^2$$
 (3.1)

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.513 \, kN/m^2 = 1.21 \, kN/m^2$$
(3.2)

3.2.2.3 Obtežba vetra

Obtežba vetra se določi na osnovi standarda SIST EN 1991-1-4:2004 [15] ob upoštevanju nacionalnega dodatka [16]. Obravnavani objekt na območju Ljubljane na nadmorski višini 300 m spada v cono hitrosti vetra 1. Pri določanju obtežbe vetre smo upoštevali preglednici 1-24 in 1-25 iz priročnika [17] in poenostavili izračune. Celotnega postopka za določitev obtežbe ne bomo podrobno prikazali, saj ni bistven za zaključke v magistrskem delu. Za globalno analizo sta pomembni samo področji D in E, zato bodo rezultati prikazani le za ti dve področji.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 1,113 \cdot 1,0 \cdot 20 \, m/s = 22,3 \, m/s \tag{3.3}$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0.171] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \, kg/m^3 \cdot (22.3 \, m/s^2)^2 = 0.68 \, kN/m^2 \tag{3.4}$$

Koeficienti zunanjega tlaka na navpične stene

Delovanje vetrne obtežbe bi bilo potrebno obravnavati v dveh ločenih smereh – v prečni smeri X in vzdolžni smeri Y. Izbrani objekt je simetričen, zato je dovolj delovanje vetrne obtežbe izračunati le za eno smer.

Področje	$q_p(z)[kN/m^2]$	c _{pe}	$w_e[kN/m^2]$
D	0,68	0,783	0,53
E	0,68	-0,467	-0,32

Preglednica 3.4: Koeficienti in obtežbe zunanjega tlaka na stene

Neto tlak na steno

V preglednici 3.5 so upoštevani notranji tlaki s koeficientom notranje tlaka $c_{pi} = 0,2$. Tako smo dosegli večje vrednosti zunanjih tlakov na strehi. V preglednici 3.6 so upoštevani notranji srki s koeficientom notranjega srka $c_{pi} = -0,3$. Tako smo dosegli večje vrednosti zunanje tlaka na privetrno navpično steno.

Preglednica 3.5: Koeficienti in obtežbe zunanjega in notranjega tlaka

Področje	$q_p(z_e)[kN/m^2]$	C _{pe}	c _{pi}	$w \left[kN/m^2 \right]$
D	0,68	0,783	0,2	0,396
E	0,68	-0,467	0,2	-0,453

Področje	$q_p(z_e)[kN/m^2]$	Cpe	c _{pi}	$w\left[kN/m^2\right]$
D	0,68	0,783	-0,3	0,736
E	0,68	-0,467	-0,3	-0,114

Preglednica 3.6: Koeficienti in obtežbe zunanjega tlaka in notranjega srka

Notranje tlake smo zaradi vpliva vetrne obtežbe na navpične stene objekta izračunali le v smeri delovanja obtežbe. V primerih, ki je pravokotna na delovanje vetrne obtežbe, jih nismo upoštevali (področji A in B).

3.3 Analiza momentnega okvira

3.3.1 Računski model

46

Horizontalno stabilnost konstrukcije v eni smeri zagotavljamo z dvema momentnima okviroma na zunanji fasadi objekta. Trije notranji okviri prenašajo le težnostne sile, ki odpadejo na njih. To pomeni, da momentna okvira v oseh A in E zagotavljata stabilnost notranjim stebrom. Pri ravninskem računskem modelu (Slika 19), notranje stebre zajamemo z nagnjenim stebrom (ang. Leaning column). Gre za namišljen navpični element, ki je preko togih prečk členkasto povezan na momentni okvir. Elementi »leaning column« prenašajo le osne sile. Na nagnjeni steber so nanešene stalne in koristne obtežbe notranjega dela konstrukcije v obliki točkovnih sil. V tem primeru sta v točkovnih silah zajeta stalna in koristna obtežba polovice objekta, saj ima etažna konstrukcija karakteristike toge šipe.

Z uporabo dodatnega nagnjenega stebra posnemamo dejansko obnašanje momentnega okvira, ki v horizontalni smeri ne stabilizira le sam sebe, temveč tudi del notranjih mas, ki ne odpadejo direktno nanj. Ko je konstrukcija deformirana, ekscentričnost pomikov povzroči dodatne momente v stebrih. Pri tem je pomembno, da upoštevamo globalne nepopolnosti in geometrijsko nelinearno analizo (TDR), kjer takšno obnašanje sploh pride do izraza.



Slika 19: Računski model momentnega okvira z nagnjenim stebrom

3.3.2 Vplivi na momentni okvir v ravninskem računskem modelu

Lastna teža

Analizo konstrukcije smo izvedli z računalniškim programom SCIA Engineer. Lastno težo okvira program upošteva samodejno.

- Stalna obtežba

Stalno obtežbo na momentni okvir predstavlja teža medetažne konstrukcije, ki deluje na prečke ter obtežba fasade, ki deluje vertikalno na zunanje stebre. Za analizo momentnega okvira je potrebno ploskovno obtežbo iz 3. poglavja pretvoriti v linijsko obtežbo.

o Medetažna konstrukcija

$$g'_{M} = g_{M} \cdot b + g_{J} \cdot n \cdot \frac{b}{24 m}$$

$$g'_{M} = 5,5 \ kN/m^{2} \cdot 3 \ m + 0,262 \ kN/m \cdot 13 \cdot \frac{3 \ m}{24 \ m} = 16,9 \ kN/m$$
(3.5)

kjer so:

g_M	teža	medetažne	konstrukcije
-------	------	-----------	--------------

b osna razdalja med momentnimi okvirji

- g_I lastna teža sovprežnih nosilcev IPE220
- *n* število sovprežnih nosilcev

• Fasada

$$g'_F = g_F \cdot b_F = 0.6 \ kN/m^2 \cdot 15 \ m = 9.0 \ kN/m$$
 (3.6)
kjer sta:
 g_F teža fasade
 b_F vplivna širina fasade zunanjega okvira

- Koristna obtežba

Koristno obtežbo na momentni okvir predstavlja koristna obtežba medetaže – pisarne in predelne stene. $q' = q \cdot b = 4,2 \ kN/m^2 \cdot 3 \ m = 12,6 \ kN/m$ (3.7)

- Obtežba snega $s' = s \cdot b = 1,21 \ kN/m^2 \cdot 3 \ m = 3,6 \ kN/m$ (3.8)

Obtežba vetra

Momentna okvira prenašata horizontalno obtežbo, ki deluje njima vzporedno. To pomeni, da upoštevamo obtežbo vetra v smeri X. Vetrna obtežba deluje na momentni okvir glede na vplivna območja. Vetrna obtežba, ki deluje v območjih D in E je horizontalna in jo prenašata le zunanja momentna okvira, zato je vplivna širina za te območji enaka 12,0 m.

• Vetrna obtežba
$$W_1$$
 z upoštevanjem notranjih tlakov s koeficientom $c_{pi} = 0,2$

$$w'_D = w_D \cdot b_w = 0,396 \ kN/m^2 \cdot 12 \ m = 4,76 \ kN/m \tag{3.9}$$

$$w'_E = w_E \cdot b_w = -0.453 \ kN/m^2 \cdot 12 \ m = -5.44 \ kN/m \tag{3.10}$$

• Vetrna obtežba
$$W_2$$
 z upoštevanjem notranjih srkov s koeficientom $c_{pi} = -0.3$

$$w'_{D} = w_{D} \cdot b_{w} = 0,736 \ kN/m^{2} \cdot 12 \ m = 8,83 \ kN/m \tag{3.11}$$

$$w'_E = w_E \cdot b_w = -0,114 \ kN/m^2 \cdot 12 \ m = -1,36 \ kN/m \tag{3.12}$$

- Potresna obtežba

Potresna obtežba, ki jo prenašata momentna okvira je podrobneje predstavljena v poglavju 3.5.

- Obtežba na dodatni nagnjeni steber

Dodatni nagnjeni steber smo modelirali s togimi stebri in prečkami, ki so členkasto pritrjene na momentni okvir. Lastne teže teh elementov nismo modelirali, upoštevali smo le obtežbo stalnih in koristnih obtežb, ki jih momentna okvira prenašata na račun preostalega dela konstrukcije. Na tak način smo zajeli gravitacijske obtežbe, ki ne padejo direktno na momentna okvira, vseeno pa vplivajo na njuno horizontalno stabilnost.

Konstrukcijo stabilizirata dva momentna okvira, zato se vplivna površina izračuna kot polovica dela stavbe, ki ni del vplivne površine momentnih okvirjev. Kot stalno obtežbo upoštevamo stalno težo medetaže in fasado, kot spremenljivo obtežbo pa koristno obtežbo medetaže.

$$A = \frac{1}{2} \cdot 24 \ m \cdot \left(2 \cdot 6 \ m + 2 \cdot \frac{6 \ m}{2}\right) = 216 \ m^2 \tag{3.13}$$

$$G = \left(g_M \cdot A + g_J \cdot n \cdot \frac{A}{24m}\right) + \left(g_F \cdot A_F\right)$$
(3.14)

$$G = 5,5 \, kN/m^2 \cdot 216m^2 + 0,26 \, kN/m \cdot 26 \cdot \frac{216 \, m^2}{24 \, m} + (0,60 \, kN/m^2 \cdot 2 \cdot 17,5m \cdot 9m)$$
(3.15)

$$G = 1247,9 \, kN + 189 \, kN = 1437 \, kN \tag{3.16}$$

$$Q = q \cdot A = 4.2 \ kN/m^2 \cdot 216 \ m^2 = 907 \ kN \tag{3.17}$$

3.3.3 Obtežne kombinacije

V mejnem stanju nosilnosti smo obravnavali 14 obtežnih kombinacij, ki so navedene v preglednici 3.7. Pri določanju obtežnih kombinacij je bilo potrebno upoštevati ustrezne varnostne faktorje.

Splošno obliko kombinacije učinkov vplivov za stanje MSN najdemo v [18] in je enaka:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$
(3.18)

kjer so:

 γ_G varnosti faktor za lastno in stalno obtežbo (= 1,35)

 $G_{k,i}$ lastna in stalna obtežba

 γ_Q varnostni faktor za spremenljivo obtežbo (= 1,5)

 $Q_{k,1}$ prevladujoči spremenljivi vpliv
Ψ_0 kombinacijski faktor, s katerim se zajame majhna verjetnost, da bi več spremenljivih vplivov pri svoji največji vrednosti delovalo hkrati

$\Psi_0 = 0,7$	za koristno obtežbo
$\Psi_0 = 0,6$	za vetrno obtežbo
$\Psi_0 = 0,5$	za obtežbo snega

Preglednica 3.7: Seznam obtežnih kombinacij MSN

KOMBINACIJA	LASTNA IN STALNA OBTEŽBA G	KORISTNA OBTEŽBA Q	SNEG S	VET	ER W
MSN1	1,35	1,5	0,75	0,9	W1
MSN2	1,35	1,5	0,75	0,9	W2
MSN3	1,35	1,05	1,5	0,9	W1
MSN4	1,35	1,05	1,5	0,9	W2
MSN5	1,35	1,05	0,75	1,5	W1
MSN6	1,35	1,05	0,75	1,5	W2
MSN7	1,35	1,5	0,75	١	
MSN8	1,35	1,05	1,5	\	
MSN9	1,35	1,5	١	0,9	W1
MSN10	1,35	1,5	١	0,9	W2
MSN11	1,35	1,05	١	1,5	W1
MSN12	1,35	1,05	\	1,5	W2
MSN13	1	١	\	1,5	W1
MSN14	1	\	\	1,5	W2

Za mejno stanje uporabnosti (MSU) opazujemo 12 obtežnih kombinacij, ki so izračunane na podlagi splošne kombinacije učinkov vplivov za MSU iz [18] (Preglednica 3.8).

$$\sum_{j \ge 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

(3.19)

KOMBINACIJA	LASTNA IN STALNA OBTEŽBA G	KORISTNA OBTEŽBA Q	SNEG S	VET	ER W
MSU1	1	1	0,5	0,6	W1
MSU2	1	1	0,5	0,6	W2
MSU3	1	0,7	1	0,6	W1
MSU4	1	0,7	1	0,6	W2
MSU5	1	0,7	0,5	1	W1
MSU6	1	0,7	0,5	1	W2
MSU7	1	1	0,5	\	
MSU8	1	0,7	1	\	
MSU9	1	1	١	0,6	W1
MSU10	1	1	١	0,6	W2
MSU11	1	0,7	١	1	W1
MSU12	1	0,7	۱. N	1	W2

Preglednica 3.8: Seznam obtežnih kombinacij MSU

3.3.4 Začetne nepopolnosti

Potrebno je upoštevati geometrijsko nepopolnost. Odvisna je števila stebrov okvirja, števila etaž in višine stavbe.

$$\phi = \alpha_n \cdot \alpha_m \cdot \phi_0 = 0,667 \cdot 0,775 \cdot 0,005 = 0,00258 \ \frac{m}{m} = 2,58 \ \frac{mm}{m}$$
(3.20)

kjer so:

$$\phi_0 = \frac{1}{200} = 0,005 \tag{3.21}$$

 α_n redukcijski faktor višine stebrov

$$\alpha_n = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{17.5}} = 0,48, \text{ vendar } \frac{2}{3} = 0,667 \le \alpha_n \le 1,0 \to \alpha_n = 0,667$$
(3.22)

 α_m redukcijski koeficient števila stebrov v 1. etaži

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{5}\right)} = 0.775$$
(3.23)

m število stebrov

3.3.5 Kontrole nosilnosti in stabilnosti v MSN

Notranje statične količine v elementih smo povzeli iz rezultatov nelinearnih kombinacij, pri katerih je upoštevana globalna nepopolnost. Upoštevali smo ovojnico obtežnih kombinacij MSN. Dimenzioniranja elementov momentnega okvira v MSN ne bomo podrobneje prikazali, saj je za končni rezultat merodajno potresno projektno stanje in dimenzije elementov glede na MSN ne izpolnjujejo zahtev nosilnosti in uporabnosti pri potresni obtežbi.

Končne dimenzije in merodajne notranje sile stebrov in prečk momentnega okvira, ki zadostijo kriterijem MSN po EC3 so:

- Prečka IPE400 $N_{Ed} = 55,50 \ kN$ $V_{Ed} = 159,79 \ kN$ $M_{Ed} = 227,31 \ kNm$ - Notranji steber HEB320 $N_{Ed} = 1346,56 \ kN$ $V_{Ed} = 79,86 \ kN$ $M_{Ed} = 178,74 \ kNm$ - Zunanji steber HEB300 $N_{Ed} = 947,59 \ kN$ $V_{Ed} = 83,53 \ kN$

 $M_{Ed} = 163,69 \ kNm$

3.4 Okvir z ekscentričnim povezjem

Pravokotno na momentna okvira horizontalno vetrno obtežbo prevzemata okvira z ekscentričnim povezjem. Vetrno obtežbo upoštevamo v obliki točkovnih sil, ki delujejo na vplivnih območjih. Velikost vetrne obtežbe določimo z upoštevanjem koeficientov za območje D in E. Pri tem je upoštevano, da vsak okvir prevzame polovico vetrne obtežbe, ki deluje v smeri vzporedno z okviroma z ekscentričnim povezjem. Poleg horizontalne vetrne obtežbe morata okvira z ekscentričnim povezjem prenesti še svojo lastno težo. Preostale gravitacijske obremenitve (stalne in koristne obtežbe) se prenašajo preko momentnih okvirov. Okvira z ekscentričnim povezjem nista povezana z momentnim okvirom, zato smo ju obravnavali ločeno. Položaj okvirov z ekscentričnimi povezji je prikazan na sliki 17.

Okvir s povezji modeliramo kot palični okvir. Preko stebrov okvira se v temelje prenašajo le osne sile. za prenos lastne teže in obtežbe vetra bi zadostoval prerez stebra HEB300, vendar se pri dimenzioniranju elementov okvirov s povezji se zavedamo, da bo za obravnavani objekt na izbrani lokaciji potresna obtežba bolj kritična od vetrne. Okvir z ekscentričnim povezjem smo zato dimenzionirali na osnovi potresne analize.

Vplivna območja vetrne obtežbe, ki jih preko točkovnih sil prevzemajo okviri z ekscentričnimi povezji:

$A_{s1} = 12,0 \ m \cdot 3,5 \ m = 42 \ m^2$	(3.24	1)
51 .	1.2.2	

$$A_{s2} = 12,0 \ m \cdot 3,5 \ m = 42 \ m^2 \tag{3.25}$$

$$A_{s3} = 12,0 \ m \cdot 3,5 \ m = 42 \ m^2 \tag{3.26}$$

$$A_{s4} = 12,0 \ m \cdot 3,5 \ m = 42 \ m^2 \tag{3.27}$$

$$A_{s5} = 12,0 \ m \cdot 1,75 \ m = 21 \ m^2 \tag{3.28}$$

Točkovne sile, ki jih prevzame okvir z ekscentričnim povezjem:

$$F_{1} = A_{s1} \cdot 0.5 \cdot (w_{e}^{D} + w_{e}^{E})$$

$$F_{1} = 42 \ m^{2} \cdot 0.5 \cdot (0.736 \ kN/m^{2} + 0.114 \ kN/m^{2}) = 17.85 \ kN/m^{2}$$
(3.29)

$$F_{2} = A_{s2} \cdot 0.5 \cdot (w_{e}^{D} + w_{e}^{E})$$

$$F_{2} = A_{2} m^{2} \cdot 0.5 \cdot (0.736 \ kN/m^{2} + 0.114 \ kN/m^{2}) - 17.85 \ kN/m^{2}$$
(3.30)

$$F_{2} = 42 m^{2} \cdot 0.5 \cdot (0.736 kN/m^{2} + 0.114 kN/m^{2}) = 17.85 kN/m^{2}$$

$$F_{3} = A_{s3} \cdot 0.5 \cdot (w_{e}^{D} + w_{e}^{E})$$
(2.21)

$$F_{3} = 42 m^{2} \cdot 0.5 \cdot (0.736 kN/m^{2} + 0.114 kN/m^{2}) = 17.85 kN/m^{2}$$

$$F_{4} = A_{44} \cdot 0.5 \cdot (w_{2}^{D} + w_{2}^{E})$$
(3.31)

$$F_4 = 42 \ m^2 \cdot 0.5 \cdot (0.736 \ kN/m^2 + 0.114 \ kN/m^2) = 17.85 \ kN/m^2$$

$$F_5 = A_{s5} \cdot 0.5 \cdot (w_e^D + w_e^E)$$
(3.32)

$$F_6 = 21 \, m^2 \cdot 0.5 \cdot (0.736 \, kN/m^2 + 0.114 \, kN/m^2) = 8.925 \, kN/m^2 \tag{3.33}$$



Slika 20: Zasnova okvira z ekscentričnim povezjem

3.5 Potresna analiza v prečni smeri (momentni okvir)

3.5.1 Računski model in analize

52

Za potresno analizo momentnega okvira uporabimo model na sliki 21. Potresne sile za analizo izračunamo s pomočjo metode s horizontalnimi silami. Nihajni čas in obremenitve v elementih določimo s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer. Pri potresni analizi smo izhajali iz končnih dimenzij stebrov in prečk, ki so zadostile kriterijem MSN po EC3 (poglavje 3.3.5). To so prečke IPE400, notranji stebri HEB320 in zunanji stebri HEB300. Kot smo pričakovali, dimenzije niso zadostovale kriterijem nosilnosti in stabilnosti za projektno potresno kombinacijo.



Slika 21: Računski model momentnega okvira

Potresno analizo v prečni smeri smo izvedli za tri različne primere:

- Primer 1: pravila projektiranja po standardu SIST EN 1998-1:2005 [3] za DCH,
- Primer 2: pravila projektiranja po standardu prEN 1998-1:2021 [1] in [2] za DC3,
- Primer 3: pravila projektiranja po standardu prEN 1998-1:2021 [1] in [2] za DC2.

S temi dimenzijami profilov so bili določeni nihajni časi konstrukcije in posledično potresne sile.

3.5.2 Potresna obremenitev

Za določitev mase konstrukcije, ki niha pri potresu smo uporabili masno kombinacijo iz enačbe (2.28), kjer so upoštevani stalni in spremenljivi gravitacijski vplivi, ki odpadejo na polovico objekta. V računalniškem programu SCIA Engineer smo izvedli modalno analizo momentih okvirov in odčitali njihove nihajne čase. Pri vseh treh primerih gre za nihajni čas prve nihajne oblike. Potresno obtežbo smo za vse tri primere določili iz nihajnega časa s pomočjo projektnega spektra odziva po [3]. S tem smo želeli dobiti čim bolj primerljivo potresno obtežbo za vse tri primere, ki nam je omogočila bolj smiselno primerjavo rezultatov in pravil za projektiranje. Celotno vodoravno potresno silo F_b , ki deluje na en momentni okvir smo določili s pomočjo enačb (3.34) in (3.35). Celotno potresno silo F_b smo po etažah razdelili z enačbo (3.36).

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T}\right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases}$$
(3.34)

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \tag{3.35}$$

$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum m_i \cdot z_i} \tag{3.36}$$

3.5.3 Vpliv torzije

Vpliv torzije smo za vse tri primere upoštevali na enak način z enačbo (2.32), da smo zagotovili enak nivo potresnih sil.

3.5.4 Vpliv teorije drugega reda (TDR)

Pred začetkom dimenzioniranja je potrebno preveriti, kakšni so vplivi teorije drugega reda na obravnavano konstrukcijo. Če vplivi TDR niso zanemarljivi, jih je potrebno na poenostavljen način s povečanjem potresnih sil upoštevati pri dimenzioniranju elementov okvira.

Za kontrolo vplivov TDR potrebujemo podatke o pomikih konstrukcije pri potresnem delu potresnega projektnega stanja. Za izračun pomikov ne upoštevamo modela z nagnjenim stebrom, saj pomike računamo z linearno analizo, pri kateri na nagnjeni steber ni vpliva osnih sil. V primeru 1 (DCH) pomikov, ki jih doda vpliv torzije, pri določanju vpliva TDR nismo upoštevali. V tem primeru že vnaprej vemo, da bo kriterij TDR merodajen in torzijo upoštevamo kasneje na poenostavljen in konservativen način.



Slika 22: Pomiki momentnega okvira zaradi potresne obtežbe za primer 1 (DCH)

Vpliv TDR smo za primer 1 upoštevali po pravilih standarda [3]. Vpliva teorije drugega reda ($P-\Delta$ efekt) ni potrebno upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjena neenakost:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \le 0,10 \tag{3.37}$$

V primeru, ko je $0,10 < \theta \le 0,20$, moramo vpliv TDR upoštevati približno s faktorjem k_{θ} , ki se izračuna z enačbo (3.38).

$$k_{\theta} = \frac{1}{1 - \theta} \tag{3.38}$$

Vplive TDR za primer 2, pri katerem obravnavamo pravila za projektiranje v DC3, kontroliramo iterativno. Za obravnavani primer velja $q_s = 1,5 < \omega_{rm} \cdot \Omega_d = 1,45 \cdot 1,77 = 2,57$, zato smo za določitev koeficienta θ uporabili enačbo (2.35), kjer nastopa razmerje dodatne nosilnosti $\Omega_{d,i}$. Izračunamo ga po enačbi (2.36). Prikaz izračuna razmerja dodatne nosilnosti za vse etaže je prikazan v Preglednica 3.9. Pomike za določitev vpliva TDR smo izračunali z upoštevanjem torzije. V primeru 2 je v vseh etažah izpolnjen pogoj $\theta \leq 0,10$, zato vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.

Etaža	$M_{pl,Rd,b}[kNm]$	$M_{Ed,G,i}[kNm]$	$M_{Ed,E,i}[kNm]$	$M_{Ed,i}[kNm]$	$arOmega_{d,i}$
1		67,16	161,01	228,17	1,97
2		66,22	187,39	253,61	1,77
3	515,59	65,29	164,75	230,04	1,96
4		65,40	120,72	186,12	2,42
5		69,59	75,54	145,13	3,07
$\boldsymbol{\varOmega}_{d} = \min\left(\boldsymbol{\varOmega}_{d,i}\right)$				1,77	

Preglednica 3.9: Podatki za izračun razmerja dodatne nosilnosti $\Omega_{d,i}$



Slika 23: Pomiki momentnega okvirja zaradi potresne obtežbe za primer 2 (DC3)

Za kontrolo vplivov TDR na momentni okvir za primer 3, kjer smo upoštevali pravila projektiranja za razred duktilnosti DC2, smo uporabili enačbo (2.34). Pomike za določitev vpliva TDR smo izračunali z upoštevanjem torzije. V primeru 3 je v vseh etažah izpolnjen pogoj $\theta \leq 0,10$, zato vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.



Slika 24: Pomiki momentnega okvirja zaradi potresne obtežbe za primer 3 (DC2)

3.5.5 Primerjava

Momenti okvir po standardu EN 1998-1:2005 v DCH (primer 1) in po predlogu novega standarda prEN 1998-1:2021 po DC3 (primer 2) obravnavamo z upoštevanjem enake vrednosti faktorja obnašanja q. Iz tega sledi, da pri primerljivi masi okvira nihata s primerljivim nihajnim časom. Za analizo obeh okvirov smo zato dobili primerljivi vrednosti celotne potresne sile F_b . Vpliv torzije na potresne sile smo upoštevali z enakim koeficientom $\delta = 1,3$. Na ta način je jasno opaziti razliko, ki jo na rezultate povzročajo nova pravila upoštevanja vplivov TDR. V prvem primeru, kjer smo upoštevali trenutno veljavna pravila za izračun koeficienta θ , je potrebno vplive TDR upoštevati na približen način s

koeficientom k_{θ} . To pomeni, da smo v prvem primeru potresne sile s koeficientom δ povečali zaradi vplivov torzije in še dodatno s koeficientom k_{θ} zaradi vplivov TDR. V drugem primeru, kjer smo koeficient θ preverili z novimi pravili po standardu prEN 1998-1:2021, vplive TDR ni potrebno upoštevati v potresni obtežbi na momentni okvir. V razredu DC2 (primer 3) za momenti okvir upoštevamo manjši faktor obnašanja, kar celotno potresno silo na momentni okvir poveča za približno tretjino v primerjavi s primeroma 1 in 2. V primeru 3 je to pomenilo večje potresne sile na momentni okvir. Vhodni podatki za analizo vseh treh primerov so podani v preglednici 3.10.

	Primer 1 (DCH)	Primer 2 (DC3)	Primer 3 (DC2)
Faktor obnašanja <i>q</i>	6,5	6,5	3,5
Masa na en momentni okvir <i>m</i> [t]	1183	1182	1181
Nihajni čas [s]	1,109	1,268	1,349
$S_d(T)[m/s^2]$	0,510	0,491	0,779
<i>F_b</i> [<i>kN</i>]	604	580	920
Pri računu <i>d_{e,max}</i> upoštevan vpliv torzije	Ne	Da	Da
Etažni pomik d _{e,max} [mm]	6,5	10,6	19,2
θ_{max}	0,19	0,096	0,10
$k_{ heta}$	1,234	/	/

Preglednica 3.10: Primerjava vhodnih podatkov za analizo momentih okvirov za tri obravnavane primere

3.5.6 Primer 1 - analiza momentnega okvira po EN 1998-1:2005 za razred duktilnosti DCH

3.5.6.1 Rezultati analize

Rezultati analize so notranje sile in pomiki v elementih momentnega okvira pri obtežni kombinaciji za potresno projektno stanje, ki je prikazano z enačbo (3.39). Notranje sile ločeno prikažemo za potresni in gravitacijski del potresnega projektnega stanja.

(3.39)

$$1,0 \cdot G + \Psi_2 \cdot Q + \gamma_i \cdot F_i$$

kjer sta:

 $\gamma_i \cdot F_i$ potresni del potresnega projektnega stanja; $\gamma_i = 1,0$ $1,0 \cdot G + \Psi_2 \cdot Q$ gravitacijski del potresnega projektnega stanja; $\Psi_2 = 0,3$



- Potresni del potresnega projektnega stanja

5,68

4,25

 $>\mathbf{X}$

104,06

195,53

301,27

393,18



-3,41

.20



Slika 26: Primer 1 - prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DCH)

-37,35

-100,60

-190,04

-293,64

-383,18

6,55

·10,67

10,84

N



Slika 27: Primer 1 - upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DCH)

- Gravitacijski del potresnega projektnega stanja



Slika 28: Primer 1 - osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DCH)

58



Slika 29: Primer 1 - prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DCH)



Slika 30: Primer 1 - upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DCH)



Slika 31: Primer 1 - pomiki momentnega okvira pri potresnem delu potresnega projektnega stanja z upoštevanjem vpliva torzije in TDR (DCH)

3.5.6.2 Kontrola etažnih pomikov

Pri projektiranju konstrukcij mora biti izpolnjena zahteva po omejitvi poškodb. Ta je izpolnjena, če so pri delovanju potresnega vpliva etažni pomiki omejeni. Etažne pomike izračunamo kot razliko med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže Za stavbe, ki imajo nekonstrukcijske elemente pritrjene na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, je kontrola pomikov:

$$d_r \cdot \nu \le 0,010 \cdot h \tag{3.40}$$

 $\begin{array}{l} d_{r1} \cdot \nu = d_{e1} \cdot q \cdot \nu = 6,15 \ mm \cdot 6,5 \cdot 0,5 = 20,0 \ mm \leq 0,010 \ h_i = 0,010 \cdot 3500 \ mm = 35 \ mm \checkmark \\ d_{r2} \cdot \nu = d_{e2} \cdot q \cdot \nu = 10,35 \ mm \cdot 6,5 \cdot 0,5 = 33,6 \ mm \leq 35 \ mm \checkmark \\ d_{r3} \cdot \nu = d_{e3} \cdot q \cdot \nu = 10,10 \ mm \cdot 6,5 \cdot 0,5 = 32,8 \ mm \leq 35 \ mm \checkmark \\ d_{r4} \cdot \nu = d_{e4} \cdot q \cdot \nu = 8,05 \ mm \cdot 6,5 \cdot 0,5 = 26,2 \ mm \leq 35 \ mm \checkmark \\ d_{r5} \cdot \nu = d_{e5} \cdot q \cdot \nu = 5,35 \ mm \cdot 6,5 \cdot 0,5 = 17,4 \ mm \leq 35 \ mm \checkmark \end{array}$

3.5.6.3 Pogoj globalne in lokalne duktilnosti

Konstrukcijski elementi in konstrukcija kot celota morajo imeti zadostno duktilnost. Pri tem je potrebno upoštevati izkoriščanje duktilnosti, ki je odvisno od izbranega sistema in faktorja obnašanja. V več etažnih stavbah moramo preprečiti nastanek plastičnega mehanizma v mehki etaži, saj lahko tak mehanizem poveča zahteve po lokalni duktilnosti v mehki etaži.

Za več etažne okvirne konstrukcije mora biti v vseh vozliščnih primarnih nosilcev s stebri, ki tvorijo primarni potresni sistem, izpolnjen pogoj:

$$\sum M_{R,c} \ge 1,3 \cdot \sum M_{R,b} \tag{3.41}$$

Prečka IPE550:

$$\begin{split} M_{R,b} &= W_{pl,y,b} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2787 \ cm^3 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,0} = 65494,5 \ kNcm \\ \text{Notranji steber HEB700:} \\ M_{R,c,1} &= W_{pl,y,c,1} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 7320 \ cm^3 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,0} = 172020 \ kNcm \\ \text{Zunanji steber HEB550:} \\ M_{R,c,2} &= W_{pl,y,c,2} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 5591 \ cm^3 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,0} = 131388,5 \ kNcm \\ &- \text{Zunanje vozlišče steber - prečka:} \\ \sum M_{R,c} \geq 1,3 \cdot \sum M_{R,b} \end{split}$$

 $2 \cdot M_{R,c,2} \ge 1,3 \cdot M_{R,b}$ $2 \cdot 131388,5 \ kNcm \ge 1,3 \cdot 65494,5 \ kNcm$ $262777 \ kNcm \ge 85142,85 \ kNcm$ - Notranje vozlišče steber - prečka: $\sum M_{R,c} \ge 1,3 \cdot \sum M_{R,b}$ $2 \cdot M_{R,c,1} \ge 1,3 \cdot 2 \cdot M_{R,b}$ $2 \cdot 172020 \ kNcm \ge 1,3 \cdot 2 \cdot 65494,5 \ kNcm$ $344040 \ kNcm \ge 170285,7 \ kNcm$

3.5.6.4 Kontrole za prečko IPE550

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 23,14 \ kN + 283,82 \ kN = 306,96 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} = 68,33 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 69,90 \ kN + 319,91 \ kN = 389,81 \ kNm \end{split}$$

- Kontrola kompaktnosti prereza

Stojina – notranji tlačeni del → 1.razred kompaktnosti

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{N_{Ed}}{d \cdot t_w \cdot f_y} \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{306,96 \, kN}{46,7 \, cm \cdot 1,11 \, cm \cdot 23,5 \, kN/cm^2} \right] = 0,626 > 0,5 \tag{3.42}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{467 \ mm}{11,1 \ mm} = 42,07 \le \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 1,0}{13 \cdot 0,626 - 1} = 55,48$$
(3.43)

Pasnica – previsni del \rightarrow 1.razred kompaktnosti

$$\frac{c}{t_f} = \frac{75,5 \ cm}{17,2 \ cm} = 4,39 \le 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1,0 = 9,0 \tag{3.44}$$

$$c = 0.5 \cdot (b - t_w - 2 \cdot r) = 0.5 \cdot (210mm - 11.1 cm - 2 \cdot 24 cm) = 75.5 cm$$
(3.45)

→ Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.

Strig \rightarrow Stojina je kompaktna

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{467 \ mm}{11,1 \ mm} = 42,07 \le 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60 \tag{3.46}$$

- Kontrola osne sile

$$0,15 \cdot N_{pl,Rd} = 0,15 \cdot 3149 \ kN = 472,35 \ kN \ge N_{Ed} = 306,96 \ kN \tag{3.47}$$

- Kontrola upogiba

$$M_{pl,Rd} = 654,95 \ kNm \ge M_{Ed} = 389,81 \ kNm \tag{3.48}$$

- Kontrola prečne sile

$$V_{Ed,M} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L} = \frac{2 \cdot 654,95 \ kNm}{6,0 \ m} = 218,32 \ kN \tag{3.49}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 68,33 \ kN + 218,32 \ kN = 286,65 \ kN \tag{3.50}$$

$$A_{\nu} = max \begin{cases} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \\ \mu \cdot c \cdot t_w \end{cases}$$
(3.51)

$$A_{v} = \max \begin{cases} 134 \ cm^{2} - 2 \cdot 21 \ cm \cdot 1,72 \ cm + (1,11 \ cm + 2 \cdot 2,4 \ cm)1,72 \ cm = 71,93 \ cm^{2} \\ 1,2 \cdot 51,56 \ cm \cdot 1,11 \ cm = 68,68 \ cm^{2} \end{cases}$$

$$V_{Rd} = A_{\nu} \cdot \frac{f_{y}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 71,93 \ cm^{2} \cdot \frac{23,5 \ cm^{2}}{\sqrt{3}\cdot 1,0} = 975,93 \ kN$$
(3.52)

$$0.5 \cdot V_{Rd} = 487,96 \ kN \ge V_{Ed} = 286,65 \ kN \tag{3.53}$$

3.5.6.5 Kontrole notranjega stebra HEB700

Obremenitve v stebrih izračunamo po enačbah (2.62) - (2.64). Pri tem upoštevamo najmanjšo vrednost Ω_i za vse nosilce v območjih sipanja po enačbi $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ (Preglednica 3.11).

Etaža	$M_{pl,Rd}[kNm]$	$M_{G,i}[kNm]$	$M_{E,i}[kNm]$	$M_{Ed}[kNm]$	$arOmega_i$
1		67,62	278,74	346,36	1,89
2		66,52	319,91	386,43	1,69
3	654,95	65,41	278,82	344,23	1,90
4		69,9	202,73	272,63	2,40
5		68,73	123,79	192,52	3,40
				$\boldsymbol{\varOmega} = \min(\boldsymbol{\varOmega}_i)$	1,69

Preglednica 3.11: Določitev vrednosti Ω_i za posamezno etažo

- Obremenitve – prerez stebra ob vpetju po enačbah (2.62) - (2.64)

(Ob vpetju dopuščamo razvoj plastičnega členka, zato varovanje ne bi bilo potrebno in smo na varni strani. Zagotavljamo 1. razred kompaktnosti.)

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 699,71 \ kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 \cdot 10,84 \ kN = 724,90 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} = 0,44 \ kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 \cdot 239,70 \ kN = 557,44 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} = 1,24 \ kNm + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 \cdot 746,09 \ kNm = 1734,97 \ kNm \end{split}$$

- Obremenitve – prerez stebra pod 1.etažo po enačbah (2.62) - (2.64)

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 691,46 \ kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 \cdot 10,84 \ kN = 716,65 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} = 0,44 \ kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 \cdot 239,70 \ kN = 557,44 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} = 0,30 \ kNm + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 \cdot 92,86 \ kNm = \ 216,08 \ kNm \end{split}$$

- Kontrola kompaktnosti prereza: izvedemo jo po enačbah (3.42) (3.46). Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.
- Kontrola upogiba

Upoštevamo vpliv osne sile na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza.

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 306 \ cm^2 \cdot \frac{23.5 \ kN/cm^2}{1.0} = 7191 \ kN \tag{3.54}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{724,90 \text{ kN}}{7191 \text{ kN}} = 0,101 \tag{3.55}$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{306 \ cm^2 - 2 \cdot 30 \ cm \cdot 3,2 \ cm}{306 \ cm^2} = 0,373 \tag{3.56}$$

$$0.5 \cdot a = 0.5 \cdot 0.373 = 0.187 > n = 0.101 \tag{3.57}$$

Osna sila ne vpliva na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza.

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 8327 \ cm^3 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 195684,5 \ kNcm = 1956,85 \ kNm$$
(3.58)

$$M_{pl,Rd} = 1956,85 \ kNm \ge M_{Ed} = 1734,97 \ kNm \tag{3.59}$$

- Kontrola strižne nosilnosti

$$A_{v} = max \begin{cases} 306 \ cm^{2} - 2 \cdot 30 \ cm \cdot 3,2 \ cm + (1,7 \ cm + 2 \cdot 2,7 \ cm) 3,2 \ cm = 136,72 \ cm^{2} \\ 1,2 \cdot 63,6 \ cm \cdot 1,7 \ cm = 129,74 \ cm^{2} \end{cases}$$

$$V_{Rd} = A_{v} \cdot \frac{f_{y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 136,72 \ cm^{2} \cdot \frac{23,5 \ cm^{2}}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1854,84 \ kN$$

$$0,5 \cdot V_{Rd} = 927,42 \ kN \ge V_{Ed} = 557,44 \ kN$$

Vpliva prečnih sil na projektno upogibno nosilnost prereza ni potrebno upoštevati.

- Kontrola stabilnosti
 - Uklon okoli močne osi y-y

$$l_{u,y} = L = 3,5 m$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \, kN/cm^2 \cdot 256900 \, cm^4}{(350 \, cm)^2} = 434657,38 \, kN$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{306 \ cm^2 \cdot 23,5 \ kN/cm^2}{434657,38 \ kN}} = 0,129$$

Za $\bar{\lambda}_y = 0,129 \le 0,2$ velja: $\chi_y = 1,0$

• Uklon okoli šibke osi z-z:

$$l_{u,z} = L = 3,5 m$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 kN/cm^2 \cdot 14440 cm^4}{(350 cm)^2} = 24431,50 kN$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{306 cm^2 \cdot 23,5kN/cm^2}{24431,50 kN}} = 0,543$$

$$Za \ \bar{\lambda}_z = 0,543 > 0,2 \text{ velja:}$$

$$h/b = 70 cm/30 cm = 2,333 > 1,2$$

$$t_f = 3,2 cm \le 4,0 cm$$
Uklonska krivulja: b

$$\alpha = 0,34$$

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1,0 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2\right]$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1,0 + 0,34 \cdot (0,543 - 0,2) + 0,543^2] = 0,706$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,706 + [0,706^2 - 0,543^2]^{0,5}} = 0,864$$

- Kontrola interakcijskih enačb:

$$\begin{split} \chi &= \min\{\chi_y; \chi_z\} = \min\{1,0; 0,864\} = 0,864\\ N_{Ed} &= 724,90 \ kN \le N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,864 \cdot 306 \ cm^2 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 6213,02 \ kN \end{split}$$

- Bočna zvrnitev:

$$k = 1,0$$

$$k_{\omega} = 1,0$$

$$\Psi = -0,12 \rightarrow C_{1} = 1,92$$

$$M_{cr} = C_{1} \cdot \frac{\pi}{k \cdot L} \cdot \sqrt{E \cdot I_{z} \cdot G \cdot I_{t} + \frac{\pi^{2} \cdot E \cdot I_{\omega} \cdot E \cdot I_{z}}{(k_{\omega} \cdot L)^{2}}}$$

$$M_{cr} = 1737217 \ kNcm$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_{y}}{M_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{8327 \ cm^{3} \cdot 23,5 \ kN/cm^{2}}{1737217 \ kNcm}} = 0,315$$

$$Za \ \bar{\lambda}_{LT} = 0,315 \leq 0,4 \ \text{velja:}$$

$$\chi_{LT} = 1,0$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \cdot \Psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,12) = 0,55 \geq 0,4$$

$$k_{yy} = \min \begin{cases} 0,55 \cdot \left(1 + (0,129 - 0,2) \cdot \frac{724,90 \, kN}{1,0\cdot306 \, cm^2 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,0}}\right) = 0,546 \\ 0,55 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{724,90 \, kN}{1,0\cdot306 \, cm^2 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,0}}\right) = 0,594 \end{cases} = 0,546 \\ k_{zy} = 0 \\ \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{N,Rd} / \gamma_{M1}} \le 1,0 \\ \frac{724,90 \, kN}{1,0\cdot306 cm^2 \cdot 23,5kN/cm^2 / 1,0} + 0,546 \cdot \frac{173497 \, kNcm}{1,0\cdot195685kNcm / 1,0} = 0,101 + 0,484 = 0,585 \le 1,0 \\ \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{N,Rd} / \gamma_{M1}} \le 1,0 \\ \frac{724,90 \, kN}{0,864\cdot306 cm^2 \cdot 23,5kN / cm^2 / 1,0} = 0,117 \le 1,0 \end{cases}$$

- Strižni panel stojine stebra

$$V_{wp,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,b}}{z} = \frac{2 \cdot 65494,5 \ kNcm}{53,28 \ cm} = 2458,50 \ kN$$
$$z = h - t_f = 55 \ cm - 1,72 \ cm = 53,28 \ cm$$
$$V_{wp,Rd} = A_v \cdot \frac{f_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 136,72 \ cm^2 \cdot \frac{23,5 \ cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1854,98 \ kN$$
$$\frac{V_{wp,Rd}}{V_{wp,Rd}} = \frac{2458,50 \ kN}{1854,98 \ kN} = 1,33 \ge 1,0$$

Strižni panel stojine stebra je potrebno ojačati:

$$\begin{aligned} V_{wp,Ed} &\leq A_{v,pot} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \\ A_{v,pot} &\geq \frac{V_{wp,Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2458,50 \ kN \cdot \sqrt{3} \cdot 1,0}{23,5 \ kN/cm^2} = 181,20 \ cm^2 \\ t_{oj} &= \frac{A_{v,pot} - A_v}{d} = \frac{181,20 \ cm^2 - 136,72 \ cm^2}{58,2 \ cm} = 0,76 \ cm \end{aligned}$$

Izbrana debelina ojačitve: $t_{oj} = 8,0 mm$

3.5.6.6 Dimenzioniranje zunanjega stebra HEB700

Obremenitve – prerez stebra ob vpetju po enačbah (2.62) - (2.64)
 (Ob vpetju dopuščamo razvoj plastičnega členka, zato varovanje ne bi bilo potrebno in smo na varni strani. Zagotavljamo 1. razred kompaktnosti.)

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 509,95 \ kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 \cdot 393,18 \ kN = 1423,6 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} = 23,14 \ kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 \cdot 132,69 \ kN = 332,4 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} = 11,23 \ kNm + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 \cdot 416,49 \ kNm = 979,05 \ kNm \end{split}$$

- Obremenitve – prerez stebra pod 1.etažo po enačbah (2.62) - (2.64)

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 471,60 \ kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 \cdot 393,18 \ kN = 1385,25 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} = 23,14 \ kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 \cdot 132,69 \ kN = 332,4 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} = 27,12 \ kNm + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 \cdot 47,92 \ kNm = 138,47 \ kNm \end{split}$$

- Kontrola kompaktnosti prereza: izvedemo jo po enačbah izvedemo jo po enačbah (3.42) (3.46). Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.
- Kontrole nosilnosti in stabilnosti

66

Kontrole nosilnosti in stabilnosti zunanjega stebra HEB700 naredimo po enakem postopku kot za notranji steber v poglavju 3.5.6.5.

$$\begin{split} M_{N,Rd} &= 1186,79 \; kNm \geq M_{Ed} = 979,05 \; kNm \\ 0.5 \cdot V_{Rd} &= 678,5 \; kN \geq V_{Ed} = 332,4 \; kN \\ &\frac{1423,6 \; kN}{1,0\cdot254cm^2\cdot23,5kN/cm^2/1,0} + 0,555 \cdot \frac{97905 \; kNcm}{1,0\cdot118679kNcm/1,0} = 0,238 + 0,458 = 0,696 \leq 1,0 \\ &\frac{1423,6 \; kN}{0,876\cdot254cm^2\cdot23,5kN/cm^2/1,0} = 0,272 \leq 1,0 \end{split}$$

- Strižni panel stojine stebra

Za izračun potrebnih ojačitev panela stojine stebra smo uporabili enak postopek kot v poglavju 3.5.6.5. Strižni panel stojine stebra je potrebno ojačati. Izbrana debelina ojačitve: $t_{oj} = 20 mm$.

3.5.7 Primer 2 - analiza momentnega okvira po novem prEN 1998 za razred duktilnosti DC3

3.5.7.1 Rezultati analize

Notranje sile ločeno prikažemo za projektni in gravitacijski del potresnega projektnega stanja. Potresno projektno stanje je prikazano z enačbo 3.5.6.

- 91,26 2 31,18 -30,14 -76,28 82,05 4,26 -79,69 2.70 Ś 152,54 -148,81 -37,75 Ż 233,25 -228,07 3,59 -17,63 ę 302,41 2,64 2,29 -7,11 -295,64 >**X**
- Potresni del potresnega projektnega stanja





Slika 33: Primer 2 - prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC3)



Slika 34: Primer 2 - upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC3)

- Gravitacijski del potresnega projektnega stanja



Slika 35: Primer 2 - osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC3)

68



Slika 36: Primer 2 - prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC3)



Slika 37: Primer 2 - upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC3)

3.5.7.2 Kontrola etažnih pomikov

Predlog novega standarda EC8 podaja drugačno kontrolo etažnih pomikov kot trenutni standard EC8. Po novem pomike v mejnem stanju SD delimo s faktorjem 2 in tako upoštevamo potres z nižjo povratno dobo [19]. Predlog novega standarda EC8 omejuje pomike tudi v stanju DL. Omejitev etažnih pomikov je pri projektiranju po pravilih predloga novega standarda EC8 merodajna kontrola. Upoštevati je potrebno pravila v poglavju 2.2.6.

A) mejno stanje velikih poškodb SD

Uporabimo enačbo (2.38) z upoštevanjem $\lambda_s = 0,020$ za momentne okvirje: $d_{r,SD} \leq 0,020 \cdot h_s$.

 $\begin{array}{l} d_{r,SD1} = d_{e1} \cdot q = 6,10 \ mm \cdot 6,5 = 39,7 \ mm \leq 0,020 \ h_i = 0,020 \cdot 3500 \ mm = 70 \ mm \checkmark \\ d_{r,SD,2} = d_{e2} \cdot q = 10,55 \ mm \cdot 6,5 = 68,6 \ mm \leq 70 \ mm \checkmark \\ d_{r,SD,3} = d_{e3} \cdot q = 10,40 \ mm \cdot 6,5 = 67,6 \ mm \leq 70 \ mm \checkmark \\ d_{r,SD,4} = d_{e4} \cdot q = 8,35 \ mm \cdot 6,5 = 54,3 \ mm \leq 70 \ mm \checkmark \\ d_{r,SD,5} = d_{e5} \cdot q = 5,55 \ mm \cdot 6,5 = 36,1 \ mm \leq 70 \ mm \checkmark \end{array}$

B) mejno stanje omejitve poškodb DL

Za kontrolo etažnih pomikov v mejnem stanju DL se uporablja enačbo (2.42). Ker smo za določitev potresnega vpliva uporabili spekter podan v SIST EN 1998-1:2005 [3] in ker smo uporabili metodo nadomestnih horizontalnih sil, je pomik pri stanju DL enak izračunanim pomikom (glej Slika 23). Drugače povedano, pomik v stanju DL je za faktor q manjši od pomika v stanju SD. Ker je kriterij za SD dvakrat nižji kot v stanju DL, ta kontrola v naših primerih ni merodajna.

3.5.7.3 Pogoj globalne in lokalne duktilnosti

Zadostno duktilnost konstrukcijskih elementov zagotavljamo s pravili, ki so predstavljena v poglavju 2.2.7. Za vozlišča, kjer se stikajo stebre in prečke je v DC3 potrebno izpolniti zahtevo v enačbi (2.45). Pri tem upoštevamo:

$$s_h = 39 \ cm$$

Prečka IPE500:

$$M_{R,b} = W_{pl,y,b} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2194 \ cm^3 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 51559 \ kNcm$$

Notranji steber HEB650:

Osna sila ne vpliva na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza

$$M_{R,c,1} = W_{pl,y,c,1} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 7320 \ cm^3 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 172020 \ kNcm$$

Zunanji steber HEB500:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 239 \ cm^2 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 5616,5 \ kN$$
$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1437,4 \ kN}{5616,5 \ kN} = 0,256$$
$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{239 \ cm^2 - 2 \cdot 30 \ cm \cdot 2,8 \ cm}{239 \ cm^2} = 0,297 \rightarrow 0,5 \cdot a = 0,5 \cdot 0,297 = 0,149 \le n = 0,256$$

Osna sila vpliva na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza.

$$\begin{split} M_{pl,Rd} &= W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 4815 \ cm^3 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,0} = 113152,5 \ kNcm = 1131,53 \ kNm \\ M_{N,Rd} &= M_{pl,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5\cdot a} = 113152,5 \ cm^3 \cdot \frac{1-0,256}{1-0,5\cdot 0,297} = 98867,25 \ kNcm = 988,67 \ kNm \end{split}$$

 $M_{R,c,2} = M_{N,Rd} = 98867,25 \ kNcm = 988,67 \ kNm$

- Zunanje vozlišče steber – prečka:

$$2 \cdot M_{R,c,2} \ge \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot (M_{R,b} + s_h \cdot V_{Ed,M}) + s_h \cdot V_{Ed,G}$$

$$2 \cdot 98867,25 \ kNcm \ge 1,45 \cdot 1,2 \cdot (51559 \ kNcm + 39 \ cm \cdot 249,1 \ kN) + 39 \ cm \cdot 67,79 \ kN$$

$$197734,5 \ kNcm \ge 109260,4 \ kNcm$$

$$1977,35 \ kNcm \ge 1092,60 \ kNcm$$

- Notranje vozlišče steber – prečka:

$$2 \cdot M_{R,c,1} \ge 2 \cdot \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot (M_{R,b} + s_h \cdot V_{Ed,M}) + s_h \cdot V_{Ed,G}$$

$$2 \cdot 172020 \ kNcm \ge 2 \cdot 1,45 \cdot 1,2 \cdot (51559 \ kNcm + 39 \ cm \cdot 249,1 \ kN) + 39 \ cm \cdot 67,79 \ kN$$

$$344040 \ kNcm \ge 218520,79 \ kNcm$$

$$3440,40 \ kNcm \ge 2185,21 \ kNcm$$

Pogoj globalne in lokalne duktilnosti pri projektiranju po pravilih predloga novega standarda EC8 v DC3 ni merodajen, kljub bolj strogi omejitvi glede na trenutni standard.

3.5.7.4 Kontrole za prečko IPE500

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 23,38 \ kN + 220,29 \ kN = 243,67 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} = 67,79 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 69,59 \ kN + 243,65 \ kN = 313,24 \ kNm \end{split}$$

- Kontrola kompaktnosti prereza: izvedemo jo po enačbah (3.42) - (2.58). Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.

- Kontrola osne sile

72

$$N_{Ed} = 243,67 \ kN \le 0.15 N_{pl,Rd} = 0.15 \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.15 \cdot 2726 \ kN = 408.9 \ kN$$

- Kontrola upogiba

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2194 \ cm^3 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 515,59 \ kNm \ge M_{Ed} = 313,24 \ kNm$$

- Kontrola prečne sile

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,b,A} + M_{pl,Rd,b,B}}{L_h} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,b}}{L_h} = \frac{2 \cdot 515,59 \ kNm}{4,14 \ m} = 249,08 \ kN$$

$$L_h = 6,0 \ m - 2 \cdot 0,39 \ m = 4,14 \ m$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 67,79 \ kN + 249,08 \ kN = 316,87 \ kN$$

$$A_v = max \begin{cases} 116 \ cm^2 - 2 \cdot 20 \ cm \cdot 1,6 \ cm + (1,02 \ cm + 2 \cdot 2,1 \ cm) 1,6 \ cm = 60,35 \ cm^2}{1,2 \cdot 46,8 \ cm \cdot 1,02 \ cm = 57,28 \ cm^2} \end{cases}$$

$$0,5 \cdot V_{Rd} = 0,5 \cdot 60,35 \ cm^2 \cdot \frac{23,5 \ cm^2}{\sqrt{3}\cdot 1,0} = 0,5 \cdot 818,81 \ kN = 409,41 \ kN \ge V_{Ed} = 316,87 \ kN$$

Kontrole za prečko po pravilih za DC3 so zelo podobne kontrolam po trenutnem standardu za DCH. Pri kontroli prečne sile je po novem potrebno biti bolj natančen, saj pri določitvi projektne vrednosti strižne sile zaradi delovanja plastičnih momentov upoštevamo razdaljo med dejanskima območjema sipanja energije na obeh koncih razpona.

3.5.7.5 Kontrole notranjega stebra HEB650

- Obremenitve – prerez stebra ob vpetju

(Ob vpetju dopuščamo razvoj plastičnega členka, zato ne varujemo. Zagotavljamo 1. razred kompaktnosti.)

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 692,69 \ kN + 7,11 \ kN = 699,80 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 0,43 \ kN + 187,51 \ kN = 187,94 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 1,2 \ kNm + 605,65 \ kNm = 606,85 \ kNm \end{split}$$

- Obremenitve - prerez stebra pod 1.etažo

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot N_{Ed,E} = 684,97 \ kN + 1,45 \cdot 1,2 \cdot 1,77 \cdot 7,11 \ kN = 706,87 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot V_{Ed,E} = 0,43 \ kN + 1,45 \cdot 1,2 \cdot 1,77 \cdot 187,51 \ kN = 577,92 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot M_{Ed,E} = 0,32 \ kNm + 1,45 \cdot 1,2 \cdot 1,77 \cdot 50,63 \ kNm = 156,25 \ kNm \end{split}$$

- Kontrola kompaktnosti prereza: izvedemo jo po enačbah (3.42) (3.46). Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.
- Kontrole nosilnosti in stabilnosti

Kontrole nosilnosti in stabilnosti notranjega stebra HEB650 naredimo po enakem postopku kot za notranji steber v poglavju 3.5.6.5.

$$\begin{split} M_{pl,Rd} &= W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 7320 \ cm^3 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 1720,20 \ kNm \ge M_{Ed} = 605,65 \ kNm \\ 0,5 \cdot V_{Rd} &= 0,5 \cdot 1651,19 \ kN = 825,60 \ kN \ge V_{Ed} = 577,92 \ kN \\ \frac{706,87 \ kN}{1,0\cdot 286 cm^2 \cdot 23,5 \ kN/cm^2/1,0} + 0,497 \cdot \frac{60685 \ kNcm}{1,0\cdot 172020 \ kNcm/1,0} = 0,105 + 0,175 = 0,280 \le 1,0 \\ \frac{706,87 \ kN}{0,869\cdot 286 cm^2 \cdot 23,5 \ kN/cm^2/1,0} = 0,121 \le 1,0 \end{split}$$

- Strižni panel stojine stebra

Za izračun potrebnih ojačitev panela stojine stebra smo uporabili enak postopek kot v poglavju 3.5.6.5. Strižni panel stojine stebra je potrebno ojačati. Izbrana debelina ojačitve: $t_{oj} = 7,0 mm$.

Pri dimenzioniranju notranjega stebra v DC3 smo upoštevali, da ob vpetju nastane plastični členek, zato tu prereza nismo varovali. Tega v DCH nismo upoštevali, zato je bila merodajna kontrola upogiba. Učinke potresnega dela potresne projektne kombinacije v DC3 povečamo s produktom $\omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d = 1,45 \cdot 1,2 \cdot 1,77 = 3,1$, v DCH pa s produktom $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,69 = 2,3$. To pomeni, da je potresni del potresne projektne kombinacije v DC3 za približno četrtino večji od potresnega dela v DCH.

3.5.7.6 Kontrole zunanjega stebra HEB500

 Obremenitve – prerez stebra ob vpetju po enačbah (Ob vpetju dopuščamo razvoj plastičnega členka, zato ne varujemo. Zagotavljamo 1. razred kompaktnosti.)

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 506,03 \ kN + 302,41 \ kN = 808,44 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 10,99 \ kN + 101,17 \ kN = 112,16 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 11,48 \ kNm + 325,31 \ kNm = 336,79 \ kNm \end{split}$$

- Obremenitve – prerez stebra pod 1.etažo

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot N_{Ed,E} = 468,1 \ kN + 1,45 \cdot 1,2 \cdot 1,77 \cdot 302,41 \ kN = 1399,46 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot V_{Ed,E} = 10,99 \ kN + 1,45 \cdot 1,2 \cdot 1,77 \cdot 101,17 \ kN = 322,57 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot M_{Ed,E} = 27,0 \ kNm + 1,45 \cdot 1,2 \cdot 1,77 \cdot 28,79 \ kNm = 115,67 \ kNm \end{split}$$

- Kontrola kompaktnosti prereza: izvedemo jo po enačbah (3.42) (3.46). Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.
- Kontrole nosilnosti in stabilnosti

Kontrole nosilnosti in stabilnosti zunanjega stebra HEB500 naredimo po enakem postopku kot za notranji steber v poglavju 3.5.6.5.

$$M_{N,Rd} = 997,97 \ kNm \ge M_{Ed} = 336,79 \ kNm$$

 $0.5 \cdot V_{Rd} = 0.5 \cdot 1223,54 \ kN = 611,77 \ kN \ge V_{Ed} = 322,57 \ kN$

 $\frac{1399,46 \text{ }kN}{1,0\cdot 239 \text{ }cm^2 \cdot 23,5 \text{ }kN/\text{ }cm^2/1,0} + 0,517 \cdot \frac{33679 \text{ }kN\text{ }cm}{1,0\cdot 99797,45 \text{ }kN\text{ }cm/1,0} = 0,249 + 0,174 = 0,423 \le 1,0$

 $\frac{1399,46 \ kN}{0,878 \cdot 239 cm^2 \cdot 23,5 kN/cm^2/1,0} + 0,310 \cdot \frac{33679 \ kN cm}{1,0 \cdot 99797,45 kN cm/1,0} = 0,284 + 0,105 = 0,389 \le 1,0$

- Strižni panel stojine stebra

Za izračun potrebnih ojačitev panela stojine stebra smo uporabili enak postopek kot v poglavju 3.5.6.5. Strižni panel stojine stebra je potrebno ojačati. Izbrana debelina ojačitve: $t_{oj} = 20 mm$.

3.5.8 Primer 3 - analiza momentnega okvira po novem prEN 1998 za razred duktilnosti DC2

3.5.8.1 Rezultati analize

Rezultati analize so notranje sile in pomiki v elementih momentnega okvira pri obtežni kombinaciji za potresno projektno stanje. Notranje sile ločeno prikažemo za potresni in gravitacijski del potresnega projektnega stanja. Potresno projektno stanje je prikazano z enačbo (3.39).

- Potresni del potresnega projektnega stanja



Slika 38: Primer 3 - osne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC2)



Slika 39: Primer 3 - prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC2)



Slika 40: Primer 3 - upogibni momentni pri potresnem delu potresnega projektne stanja (DC2)



- Gravitacijski del potresnega projektnega stanja

Slika 41: Primer 3 - osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC2)



Slika 42: Primer 3 - prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC2)

76



Slika 43: Primer 3 - upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC2)

3.5.8.2 Kontrola etažnih pomikov

A) mejno stanje velikih poškodb SD

Etažne pomike v mejnem stanju SD omejuje enačba (2.38). Upoštevamo $\lambda_s = 0,020$: $d_{r,SD} \le 0,020h_s$.

 $\begin{array}{l} d_{r,SD1} = d_{e1} \cdot q = 11,8 \ mm \cdot 3,5 = 41,7 \ mm \leq 0,020 \ h_i = 0,020 \cdot 3500 \ mm = 70 \ mm \ \checkmark \\ d_{r,SD,2} = d_{e2} \cdot q = 19,2 \ mm \cdot 3,5 = 67,2 \ mm \leq 70 \ mm \ \checkmark \\ d_{r,SD,3} = d_{e3} \cdot q = 18,3 \ mm \cdot 3,5 = 64,0 \ mm \leq 70 \ mm \ \checkmark \\ d_{r,SD,4} = d_{e4} \cdot q = 14,3 \ mm \cdot 3,5 = 50,1 \ mm \leq 70 \ mm \ \checkmark \\ d_{r,SD,5} = d_{e5} \cdot q = 9,1 \ mm \cdot 3,5 = 31,9 \ mm \leq 70 \ mm \ \checkmark \end{array}$

B) mejno stanje omejitve poškodb DL: ni merodajno; glej komentar v poglavju 3.5.7.2 (primer 2)

3.5.8.3 Pogoj lokalne in globalne duktilnosti

V sklopu načrtovanja nosilnosti v razredu duktilnosti DC2 je potrebno preprečiti nastanek plastičnega mehanizma mehke etaže. Izpolniti je potrebno enačbo (2.43).

Notranji steber HEB550:

Osna sila ne vpliva na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza.

$$M_{R,c,1} = W_{pl,y,c,1} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 5591 \ cm^3 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 131388,5 \ kNcm$$

Zunanji steber HEB450:

$$\begin{split} N_{pl,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 218 \ cm^2 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 5123 \ kN \\ n &= \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1504,3 \ kN}{5123 \ kN} = 0,294 \\ a &= \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{218 \ cm^2 - 2 \cdot 30 \ cm \cdot 2,6 \ cm}{218 \ cm^2} = 0,284 \rightarrow 0,5 \cdot a = 0,5 \cdot 0,284 = 0,142 \le n = 0,294 \end{split}$$

Osna sila vpliva na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza.

$$\begin{split} M_{pl,Rd} &= W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3982 \ cm^3 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,0} = 93577 \ kNcm \\ M_{N,Rd} &= M_{pl,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5\cdot a} = 93577 \ cm^3 \cdot \frac{1-0,294}{1-0,5\cdot 0,284} = 76999,3 \ kNcm \\ M_{R,c,2} &= M_{N,Rd} = 76999,3 \ kNcm \end{split}$$

Pogoj duktilnosti preverimo za najbolj obremenjeno - spodnjo etažo:

$$\begin{aligned} q_{S}q_{R}V_{tot}(q-q_{S})d_{e,top} &\leq 2\sum_{i=1}^{i=n}M_{Rd,c,i}(N_{Ed}) \times \theta_{u}^{pl} \\ q_{S}q_{R}V_{tot}(q-q_{S})d_{e,top} &\leq 2 \cdot \left(3 \cdot M_{R,c,1} + 2 \cdot M_{R,c,2}\right) \cdot \theta_{u}^{pl} \\ 1,5 \cdot 1,3 \cdot 919,99 \ kN \cdot (3,5-1,5) \cdot 5,595 \ cm &\leq 2 \cdot (3 \cdot 131388,5 \ kNcm + 2 \cdot 76999,3) \cdot 0,031 \\ 20074,6 \ kNcm &\leq 33986,2 \ kNcm \\ 200,75 \ kNcm &\leq 339,86 \ kNcm \end{aligned}$$

V razredu duktilnosti DC2 preprečujemo nastanek mehke etaže. Pogoj globalne in lokalne duktilnosti pri projektiranju po pravilih predloga novega standarda EC8 v DC2.

3.5.8.4 Kontrole za prečko IPE500

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + N_{Ed,E} = 22,89 \ kN + 350,71 \ kN = 373,60 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 68,18 \ kN + 136,6 \ kN = 204,80 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 69,8 \ kN + 414,64 \ kN = 484,44 \ kNm \end{split}$$

- Kontrola kompaktnosti prereza: izvedemo jo po enačbah (3.42) (3.46). Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.
- Kontrola osne sile

 $N_{Ed} = 373,60 \ kN \le 0,15 \cdot N_{pl,Rd} = 0,15 \cdot 116 \ cm^2 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 0,15 \cdot 2726 \ kN = 408,9 \ kN$

- Kontrola upogiba

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2194 \ cm^3 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,0} = 515,59 \ kNm \ge M_{Ed} = 484,44 \ kNm^2$$

- Kontrola prečne sile

$$\begin{aligned} A_v &= max \begin{cases} 116\ cm^2 - 2\cdot 20\ cm\cdot 1,6\ cm + (1,02\ cm + 2\cdot 2,1\ cm) 1,6cm = 60,35\ cm^2 \\ & 1,2\cdot 46,8\ cm\cdot 1,02\ cm = 57,28\ cm^2 \end{cases} \\ V_{Rd} &= A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 60,35\ cm^2 \cdot \frac{23,5\ cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 818,81\ kN \\ & 0,5\cdot V_{Rd} = 0,5\cdot 818,81\ kN = 409,41\ kN \ge V_{Ed} = 204,80\ kN \end{aligned}$$

Kontrole za prečko po pravilih za DC2 so zelo podobne kontrolam po trenutnem standardu za DCH in predlogu novega standarda v DC3. V DC2 je razlika ta, da prečno silo določimo kot vsoto gravitacijskega in potresnega dela potresne projektne kombinacije. V razredu DC3 potresni del striga določimo iz poteka momentne linije, ki je določena ob razvoju plastičnih členkov v krajiščih prečke.

3.5.8.5 Kontrole notranjega stebra HEB550

- Obremenitve – prerez stebra ob vpetju po enačbah (2.46) - (2.48). $N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E} = 689,67 \ kN + 2,0 \cdot 4,95 \ kN = 699,57 \ kN$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 0,16 \ kN + 291,05 \ kN = 291,21 \ kN$ $M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 0,74 \ kNm + 824,31 \ kNm = 825,05 \ kNm$

- Obremenitve – prerez stebra pod 1.etažo po enačbah (2.46) - (2.48).

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E} = 682,82 \ kN + 2,0 \cdot 4,95 \ kN = 692,72 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 0,16 \ kN + 291,05 \ kN = 291,21 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 0,17 \ kNm + 194,35 \ kNm = 194,52 \ kNm \end{split}$$

- Kontrola kompaktnosti prereza: izvedemo jo po enačbah (3.42) (3.46). Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.
- Kontrole nosilnosti in stabilnosti

Kontrole nosilnosti in stabilnosti notranjega stebra HEB550 naredimo po enakem postopku kot za notranji steber v poglavju 3.5.6.5.

$$\begin{split} M_{pl,Rd} &= W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 5591 \ cm^3 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 1313,89 \ kNm \ge M_{Ed} = 825,,5 \ kNm \\ 0,5 \cdot V_{Rd} &= 0,5 \cdot 1356,91 \ kN = 678,46 \ kN \ge V_{Ed} = 291,21 \ kN \\ \frac{699,57 \ kN}{1,0\cdot254cm^2\cdot23,5kN/cm^2/1,0} + 0,508 \cdot \frac{82505 \ kNcm}{1,0\cdot131388,5 \ kNcm/1,0} = 0,117 + 0,319 = 0,436 \le 1,0 \end{split}$$

 $\frac{699,57 \, kN}{0,876 \cdot 254 cm^2 \cdot 23,5 kN/cm^2/1,0} = 0,134 \le 1,0$

Strižni panel stojine stebra

Za izračun potrebnih ojačitev panela stojine stebra smo uporabili enak postopek kot v poglavju 3.5.6.5. Strižni panel stojine stebra je potrebno ojačati. Izberemo ojačitev debeline $t_{oj} = 14 mm$.

3.5.8.6 Kontrole zunanjega stebra HEB450

Obremenitve – prerez stebra ob vpetju po enačbah (2.46) - (2.48).

 $N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E} = 501,99 \ kN + 2 \cdot 501,17 \ kN = 1504,33 \ kN$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 10,57 \ kN + 168,80 \ kN = 179,37 \ kN$ $M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 11,20 \ kNm + 494,21 \ kNm = 505,41 \ kNm$

Obremenitve – prerez stebra pod 1.etažo po enačbah (2.46) - (2.48).

 $N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E} = 464,62 \ kN + 2 \cdot 501,17 \ kN = 1466,96 \ kN$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 10,57 \ kN + 168,80 \ kN = 179,37 \ kN$ $M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 25,81 \ kNm + 96,57 \ kNm = 122,38 \ kNm$

- -Kontrola kompaktnosti prereza: izvedemo jo po enačbah (3.42) - (3.46). Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.
- Kontrole nosilnosti in stabilnosti

Kontrole nosilnosti in stabilnosti notranjega stebra HEB550 naredimo po enakem postopku kot za notranji steber v poglavju 3.5.6.5.

$$M_{N,Rd} = 769,99 \ kNm \ge M_{Ed} = 505,41 \ kNm$$

$$0.5 \cdot V_{Rd} = 0.5 \cdot 1081,08 \ kN = 540,54 \ kN \ge V_{Ed} = 179,37 \ kN$$

$$\frac{1504,33 \ kN}{1,0.218 \ cm^2 \cdot 23,5 \ kN/\ cm^2/1,0} + 0,539 \cdot \frac{50541 \ kN\ cm}{1,0.76999,3 \ kN\ cm/1,0} = 0,294 + 0,354 = 0,648 \le 1,0$$

0,881·218cm²·23,5kN/cm²/1,0

Strižni panel stojine stebra: za izračun potrebnih ojačitev panela stojine stebra smo uporabili enak postopek kot v poglavju 3.5.6.5 za notranji steber. Strižni panel stojine stebra ne potrebuje ojačitve.

Obremenitve v stebrih v razredu duktilnosti DC2 se določijo brez upoštevanja faktorjev dodatnih nosilnosti materiala, zato so obremenitve, na katere dimenzioniramo manjše kot v razredih duktilnosti DCH in DC3. V DC2 niso bile merodajne kontrole nosilnosti in stabilnosti, temveč je bil merodajen kriterij pomikov v stanju SD.

3.6 Potresna analiza v vzdolžni smeri (okvir z ekscentričnim povezjem)

3.6.1 Računski model in analiza

V vzdolžni smeri horizontalne sile na objekt prevzemata okvira z ekscentričnim povezjem, kjer se sile pretežno prenašajo z osno obremenjenimi elementi in se območja sipanja energije pojavijo v upogibnih ali strižnih potresnih členih. Slika 44 prikazuje model okvira z ekscentričnim povezjem, ki smo ga uporabili za potresno analizo. Členke smo modelirali na koncih prečke okvira in na spodnjem koncu diagonale. Členka nismo modelirali na zgornjem koncu diagonale, ki omejuje potresni člen. V praksi je priključek diagonale na prečko običajno zasnovan tako, da prenaša moment (diagonala privarjena na prečko), prenos momenta iz potresnega člena v diagonalo pa bistveno vpliva na rezultate. V DC3 namreč sile v diagonali računamo na podlagi nosilnosti potresnega člena, zato je pomembno upoštevati, da se del momenta iz potresnega člena prenese v diagonalo. V računskem delu nismo uporabili nagnjenega stebra, ker je račun obremenitev v okviru s povezjem linearen in vplive TDR upoštevamo neposredno s faktorjem θ , kjer je to potrebno. Potresne sile za analizo smo izračunali s pomočjo metode s horizontalnimi silami. Nihajni čas in obremenitve v elementih določimo s pomočjo računalniškega programa SCIA Engineer.



Slika 44: Računski model okvira z ekscentirčnim povezjem

Potresno analizo v vzdolžni smeri smo izvedli za tri različne primere:

- Primer 1: pravila projektiranja po standardu SIST EN 1998-1:2005 [3] za DCH,
- Primer 2: pravila projektiranja po standardu prEN 1998-1:2021 [1] in [2] za DC3,
- Primer 3: pravila projektiranja po standardu prEN 1998-1:2021 [1] in [2] za DC2.

3.6.2 Potresna obremenitev

82

Maso konstrukcije smo določili z masno kombinacijo po enačbi (2.28), kjer so upoštevani stalni in spremenljivi gravitacijski vplivi, ki odpadejo na polovico objekta.. V računalniškem programu SCIA Engineer smo izvedli modalno analizo okvirov z ekscentričnimi povezji in odčitali njihove nihajne čase. Pri vseh treh primerih gre za nihajni čas prve nihajne oblike. Potresno obtežbo smo za vse tri primere določili iz nihajnega časa s pomočjo elastičnega spektra odziva po [3]. S tem smo želeli dobiti čim bolj primerljivo potresno obtežbo za vse tri primere, ki nam je omogočila bolj smiselno primerjavo rezultatov in pravil za projektiranje. Celotno vodoravno potresno silo F_b , ki deluje na en momentni okvir smo določili s pomočjo enačb (3.34) in (3.35). Celotno potresno silo F_b smo po etažah razdelili z enačbo (3.36).

3.6.3 Vpliv torzije

Vpliv torzije smo za vse tri primere upoštevali na enak način z enačbo (2.32), da smo zagotovili enak nivo potresnih sil.

3.6.4 Vpliv teorije drugega reda (TDR)

Pred začetkom dimenzioniranja okvirov je potrebno preveriti, kakšni so vplivi teorije drugega reda na obravnavano konstrukcijo. Za kontrolo vplivov TDR potrebujemo podatke o pomikih konstrukcije pri potresnem delu potresnega projektnega stanja. Za izračun pomikov ne upoštevamo modela z nagnjenim stebrom, saj pomike računamo z linearno analizo, pri kateri na nagnjeni steber ni vpliva osnih sil. Kontrolo vplivov TDR smo izvedli skladno s pravili v standardih [1], [2] in [3], ki so predstavljena v poglavju 2.2.5. Rezultat kontrol je za vse tri primere enak – vpliva TDR ni potrebno upoštevati. To je je pričakovan rezultat, saj so okviri z ekscentričnimi povezji neobčutljivi na učinke TDR.

3.6.5 Primerjava

Okvira z ekscentričnim povezjem po standardu EN 1998-1:2005 [3] v DCH (primer 1) in po predlogu novega standarda prEN 1998-1:2021[1] in [2] v DC3 obravnavamo z upoštevanjem enake vrednosti faktorja obnašanja q. Iz tega sledi, da pri primerljivi masi okvira (primerljive dimenzije elementov) nihata s primerljivim nihajnim časom. Za analizo obeh okvirov smo zato dobili primerljivi vrednosti celotne potresne sile F_b . Vpliv torzije na potresne sile smo upoštevali z enakim koeficientom $\delta = 1,3$.

Preglednica 3.12 prikazuje vhodne podatke za tretji primer, kjer smo uporabili pravila projektiranja po novem standardu za razred duktilnosti DC2. V razredu DC2 za okvir z ekscentričnim povezjem upoštevamo manjši faktor obnašanja, kar celotno potresno silo na momentni okvir poveča za približno četrtino v primerjavi s primeroma 1 in 2. Zaradi povečanja potresne sile smo bili primorani povečati število okvirov z ekscentričnimi povezji, da smo dobili ekonomično upravičene dimenzije elementov okvira s povezji.

	Primer 1 (DCH)	Primer 2 (DC3)	Primer 3 (DC2)
Faktor obnašanja <i>q</i>	6,0	6,0	3,5
Št. okvirov s povezji	2	2	4
Masa na en okvir <i>m</i> [t]	1157	1157	578
Nihajni čas [s]	0,924	0,867	0,630
$S_d(T)[m/s^2]$	0,680	0,708	1,668
$F_{b}[kN]$	668,6	695,6	819,9
Pri računu <i>d_{e,max}</i> upoštevan vpliv torzije	Da	Da	Da
Etažni pomik d _{e,max} [mm]	6,15	6,05	7,70
θ_{max}	0,014 ≤ 0,10	0,008 ≤ 0,10	0,044 ≤ 0,10
	ni vpliva	ni vpliva	ni vpliva

Preglednica 3.12: Primerjava vhodnih podatkov za analizo okvirov z ekscentričnimi povezji za tri obravnavane primere

3.6.6 Primer 1 – analiza okvira z ekscentričnim povezjem po EN 1998-1:2005 za razred duktilnosti DCH

3.6.6.1 Rezultati analize

Rezultati analize so notranje sile in pomiki v elementih momentnega okvira pri obtežni kombinaciji za potresno projektno stanje. Notranje sile ločeno prikažemo za projektni in gravitacijski del potresnega projektnega stanja. Potresno projektno stanje je prikazano z enačbo (3.39).



Slika 45: Primer 1 - osne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DCH)



Slika 46: Primer 1 - prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DCH)



Slika 47: Primer 1 - upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektnega dela (DCH)



Slika 49: Primer 1 - prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DCH)



Slika 48: Primer 1 - osne pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DCH)



Slika 50: Primer 1 - upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DCH)

84


Slika 51: Primer 1 - pomiki okvira z ekscentričnim povezjem pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DCH)

3.6.6.2 Kontrola etažnih pomikov

Etažni pomiki se določijo kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže. Etažni pomik je posledica potresnega dela potresnega projektnega stanja. Za stavbe, ki imajo nekonstrukcijske elemente pritrjene na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, je kontrola pomikov:

 $\begin{array}{l} d_{r1} \cdot \nu = d_{e1} \cdot q \cdot \nu = 3,6 \ mm \cdot 6 \cdot 0,5 = 10,8 \ mm \leq 0,010 \cdot h = 0,010 \cdot 3500 \ mm = 35 \ mm \checkmark \\ d_{r2} \cdot \nu = d_{e2} \cdot q \cdot \nu = 5,15 \ mm \cdot 6 \cdot 0,5 = 15,5 \ mm \leq 35 \ mm \checkmark \\ d_{r3} \cdot \nu = d_{e3} \cdot q \cdot \nu = 5,95 \ mm \cdot 6 \cdot 0,5 = 17,9 \ mm \leq 35 \ mm \checkmark \\ d_{r4} \cdot \nu = d_{e4} \cdot q \cdot \nu = 6,15 \ mm \cdot 6 \cdot 0,5 = 18,5 \ mm \leq 35 \ mm \checkmark \\ d_{r5} \cdot \nu = d_{e5} \cdot q \cdot \nu = 6,15 \ mm \cdot 6 \cdot 0,5 = 18,5 \ mm \leq 35 \ mm \checkmark \end{array}$

3.6.6.3 Dimenzioniranje elementov okvira z ekscentričnim povezjem

3.6.6.3.1 Etaža 1



Slika 52: Zasnova okvira z ekscentričnim povezjem v 1. etaži (DCH)

3.6.6.3.1.1 Potresni člen HEB400

V potresnih členih moramo zagotoviti njihovo plastifikacijo ob upoštevanju utrjevanja material v plastičnih členkih ali strižnih panelih pred začetkom plastifikacije ali porušitvijo ostalih delo konstrukcije.

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) \tag{3.60}$$

$$V_{p,link} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (h - t_f)$$
(3.61)

 $M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) = 23.5 \, kN/cm^2 \cdot 30 \, cm \cdot 2.4 \, cm \cdot (40 \, cm - 2.4 \, cm)$

 $M_{p,link} = 63619,2 \ kNcm = 636,19 \ kNm$

$$V_{p,link} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (h - t_f) = \frac{23,5kN/cm^2}{\sqrt{3}} \cdot 1,35 \ cm \cdot (40 \ cm - 2,4 \ cm) = 688,70 \ kN$$
$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 198 \ cm^2 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 4653 \ kN$$

Potresni del potresnega projektnega stanja v potresnem členu povzroči nastanek notranjih sil: $N_{Ed} = 28,86 \ kN$ $V_{Ed} = 517,16 \ kN$ $M_{Ed} = 206,88 \ kNm$

Kontrola osne nosilnosti potresnega člena: $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{28,86 \text{ kN}}{4653 \text{ kN}} = 0,0062 \le 0,15$

Kontrola prečne sile in upogibnega momenta: $M_{Ed} = 206,88 \ kNm \le M_{p,link} = 636,19 \ kNm$ $V_{Ed} = 517,16 \ kN \le V_{p,link} = 688,70 \ kN$

Kontrola dolžine potresnega člena:

Pri I-prečnih prerezih v [3] velja:

- kratki členi $e \le e_s = 1,6 \ M_{p,link}/V_{p,link} = 1,6 \cdot 63619,2 \ kNcm/688,70 \ kN = 147,8 \ cm$
- dolgi členi $e > e_L = 3,0 \ M_{p,link}/V_{p,link} = 3,0 \cdot 63619,2 \ kNcm/688,70 \ kN = 277,1 \ cm$
- srednje dolgi členi $e_s = 147,8 \ cm < e < e_L = 277,1 \ cm$

Za izbrane potresne člene $e = 80 \ cm$ torej velja, da spadajo med kratke potresne člene, ki energijo sipajo pretežno s plastifikacijo stojine.

Globalno sipanje energije po konstrukciji zagotovimo z upoštevanjem, da posamezne vrednosti razmerja Ω_i ne presežejo najmanjše vrednosti Ω za več kot 25 %.

$$\Omega_1 = 1.5 \cdot \frac{V_{p,link}}{V_{Ed}} = 1.5 \cdot \frac{688,70 \, kN}{517,16 \, kN} = 1.998$$
$$\frac{\Omega_1}{\Omega_{min}} = \frac{1.998}{1.750} = 1.14 \,\checkmark$$

Preveriti je potrebno tudi kot rotacije θ_p med potresnim členom in elementom ob členu. Ta mora biti skladen z globalnimi deformacijami in ne sme presegati dovoljenih vrednosti, ki veljajo za kratke, dolge in srednje dolge potresne člene.

Za kratke člene velja omejitev: $\theta_p \leq \theta_{p,R} = 0.08 \ rad.$

Za izračun kota rotacije uporabimo enačbo:

 $\theta_p = \frac{B \cdot d_e}{e' \cdot H} = \frac{6,0 \ m \cdot 0,0216 \ m}{0,8 \ m \cdot 3,5 \ m} = 0,046 \ rad \le \theta_{p,R} = 0,08 \ rad$ (3.62)



Slika 53: Prikaz količin za izračun kota rotacije

Na mestu stika potresnega člena in diagonale je potrebna obojestranska prečna ojačitev, ki poteka po celotni višini stojine člena.

Širina ojačitve:
$$b_{oj} \ge b_f - 2t_w = 30 \ cm - 2 \cdot 1,35 \ cm = 27,3 \ cm$$
 (3.63)

Debelina ojačitve: $t_{oj} = max(0,75t_w; 1,0 \ cm) = max(1,01 \ cm; 1,0 \ cm) = 1,01$ (3.64)

Potresne člene je potrebno ojačati z vmesnimi prečnimi ojačitvami. Pri kratkih členih se razdalja med vmesnimi prečnimi ojačitvami določi v odvisnosti od kota rotacije:

$$\theta_p = 0.08 \ rad \rightarrow a_{0.08} \le 30 \cdot t_w - h/5 = 30 \cdot 1.35 \ cm - 40/5 = 32.50 \ cm$$
 (3.65)

$$\theta_p \le 0.02 \ rad \to a_{0.02} \le 52 \cdot t_w - h/5 = 52 \cdot 1.35 \ cm - 40/5 = 62.20 \ cm$$
 (3.66)

$$\theta_p = 0.046 \ rad \le 0.08 \ rad \rightarrow interpolacija: 49.2 \ cm \rightarrow izberem \ a = 50 \ cm$$

Vmesne prečne ojačitve morajo potekati po celotni višini stojine člena. Za potresne člene, pri katerih višina ni večja od 600 mm je dovolj le enostranska ojačitev. Pri tem velja:

Debelina enostranske ojačitve: $t_{oj} \ge max(t_w; 10 \text{ mm}) = max(13,5 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) =$ 13,5 mm (3.67)

Izberem: $t_{oi} = 15 mm$.

Širina enostranske ojačitve:
$$b_{oj} \ge \frac{b}{2} - t_w = \frac{300 \, mm}{2} - 13,5 \, mm = 136,5 \, mm$$
 (3.68)

Izberem: $b_{oj} = 150 mm$.

Izbrana prečna ojačitev: $t_{oj} = 15 mm$ $b_{oj} = 150 mm$ Na medsebojni razdalji 500 mm.

3.6.6.3.1.2 Diagonalni element HEA300

Diagonalni elementi ne vsebujejo potresnih členov, vendar jih je kljub temu potrebno preveriti glede na tlačno obremenitev, kjer upoštevamo najneugodnejšo kombinacijo osne sile in upogibnih momentov.

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \ge N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
(3.69)

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} = 9,0 \ kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,750 \cdot 729,0 \ kN = 1763,1 \ kN \\ N_{Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 113 \ cm^2 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,0} = 2655,5 \ kN \\ N_{Rd} &= 2655,5 \ kN \ge N_{Ed} = 1763,1 \ kN \end{split}$$

$$\begin{split} V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E} = 1,34 \ kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,750 \cdot 8,37 \ kN = 21,5 \ kN \\ A_v &= 37,75 \ cm^2 \\ V_{Rd} &= A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 37,75 \ cm^2 \cdot \frac{23,5 \ cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 512,18 \ kN \\ 0,5 \cdot V_{Rd} &= 0,5 \cdot 512,18 \ kN = 256,1 \ kN \ge V_{Ed} = 21,5 \ kN \\ Vpliva prečnih sil na projektno upogibno nosilnost prereza ni potrebno upoštevati. \end{split}$$

$$\begin{split} M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega_{min}M_{Ed,E} = 0,92 \ kNm + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,750 \cdot 36,51 \ kNm = 88,8 \ kNm \\ n &= \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1763,1 \ kN}{2655,5 \ kN} = 0,664 \\ a &= \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{113 \ cm^2 - 2 \cdot 30 \ cm \cdot 1,4 \ cm}{113 \ cm^2} = 0,257 \\ 0,5 \cdot a &= 0,5 \cdot 0,257 = 0,129 < n = 0,664 \\ M_{pl,Rd} &= W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1383 \ cm^3 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 32501 \ kNcm \\ M_{N,Rd} &= M_{pl,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5 \cdot a} = 32501 \ kNcm \cdot \frac{1 - 0,664}{1 - 0,5 \cdot 0,257} = 12530,3 \ kNcm = 125,30 \ kNm \\ M_{N,Rd} &= 125,3 \ kNm \ge M_{Ed} = 88,8 \ kNm \end{split}$$

- Kontrola uklonske nosilnosti
 - Uklon okoli šibke osi z-z:

$$L = \sqrt{(2,6 m)^2 + (3,5 m)^2} = 4,36 m$$

$$l_{u,z} = 1,0 \cdot L = 1,0 \cdot 4,36 m = 4,36 m$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_u^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 kN/cm^2 \cdot 6310 cm^4}{(436 cm)^2} = 6879,8 kN$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{113 cm^2 \cdot 23,5kN/cm^2}{6879,8 kN}} = 0,621$$

$$Za \ \bar{\lambda}_z = 0,621 > 0,2 \text{ velja:}$$

$$h/b = 29 cm/30 cm = 0,967 \le 1,2$$

$$\begin{split} t_f &= 1,4\ cm \le 10\ cm \\ \alpha &= 0,49 \\ \varphi &= 0,5 \cdot \left[1,0 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda}_z - 0,2\right) + \bar{\lambda}_z^2\right] = 0,5 \cdot [1,0 + 0,49 \cdot (0,621 - 0,2) + 0,621^2] = 0,796 \\ \chi_z &= \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0,796 + [0,796^2 - 0,621^2]^{0.5}} = 0,773 \\ N_{Ed} &= 1763,1\ kN \le N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,773 \cdot 113\ cm^2 \cdot \frac{23,5\ kN/cm^2}{1,0} = 2051,9\ kN \end{split}$$

3.6.6.3.2 Etaže 2 – 5

Dimenzioniranje elementov okvira z ekscentričnim povezjem je enako kot za 1. etažo.

		Etaža 1	Etaža 2	Etaža 3	Etaža 4	Etaža 5
	Profil	HEB400	HEB360	HEB320	HEB280	HEB200
	M _{p,link} [kNm]	636,2	535,4	432,9	310,3	130,4
	$M_{Ed} [kNm]$	206,9	9 187,5 161,1		122,0	69,2
	V _{p,link} [kN]	688,7	572,4	467,31	373,3	225,9
	$V_{Ed} [kN]$	517,2	467,5	400,6	302,3	171,5
=	$N_{pl,Rd} [kN]$	4653	4253,5	378,4	3078,5	1835,4
čle	$N_{Ed} [kN]$	28,9	57,9	86,33	117,3	144,25
esni	e [cm]	80	80	80	80	80
otro	Ω_i	1,998	1,837	1,750	1,852	1,976
	$\theta_p \ [rad]$	0,046	0,066	0,077	0,079	0,079
	Prečna ojačitev	272/10	275/10	277/10	250/10	182/10
	$b_{oj}/t_{oj}[mm/mm]$	2/3/10	273/10	277/10	239/10	
	Vmesne ojačitve					
	b _{oj} /t _{oj} /a	150/15/500	150/15/400	150/14/300	150/12/300	120/12/250
	[mm/mm/mm]					
L L	Profil	HEA300	HEA280	HEA260	HEA240	HEA220
nen	$N_{pl,Rd} [kN]$	2655,5	2286,6	2039,8	1804,8	1511,1
eler	$N_{Ed} [kN]$	1763,1	1591,7	1374,4	1047,5	595,9
lni	$0,5 \cdot V_{Rd}[kN]$	256,1	215,6	195,0	170,5	140,0
Sona	$V_{Ed} [kN]$	21,5	20,6	18,7	15,5	14,1
Diag	$M_{N,Rd} [kNm]$	125,3	90,9	80,7	84,0	92,2
	$M_{Ed} [kNm]$	88,8	85,6	77,8	64,2	58,9

Preglednica 3.13: Podatki in rezultati dimenzioniranja elementov okvirja z ekscentričnim povezjem (DCH)

3.6.6.3.3 Kontrole stebra HEB450

3.6.6.3.3.1 Obtežba

- Prerez stebra ob vpetju:

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} = 59,3 \ kN + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.750 \cdot 1279,2 \ kN = 3137,0 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E} = 0.03 \ kN + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.750 \cdot 6.8 \ kN = 16,34 \ kN \end{split}$$

 $M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot M_{Ed,E} = 0 \ kNm + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,750 \cdot 0 \ kNm = 0 \ kNm$

- Prerez stebra pod 1. etažo

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} = 53,4 \ kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,750 \cdot 1279,2 \ kN = 3131,2 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E} = 0,03 \ kN + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,750 \cdot 6,78 \ kN = 16,34 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot M_{Ed,E} = 0,09 \ kNm + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,750 \cdot 23,7 \ kNm = 57,2 \ kNm \end{split}$$

3.6.6.3.3.2 Kontrole

- Kontrola kompaktnosti prereza: izvedemo jo po enačbah (3.42) (3.46). Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.
- Kontrole nosilnosti in stabilnosti

Kontrole nosilnosti in stabilnosti notranjega stebra HEB550 naredimo po enakem postopku kot za notranji steber v poglavju 3.5.6.5.

$$\begin{split} \chi_z &= 0.981 \\ C_1 &= 1.77 \\ C_{my} &= 0.60 \\ k_{zy} &= 0 \\ M_{N,Rd} &= 477.83 \ kNm \geq M_{Ed} = 62.75 \ kNm \\ 0.5 \cdot V_{Rd} &= 0.5 \cdot 1223.54 \ kN = 611.77 \ kN \geq V_{Ed} = 17.93 \ kN \\ \frac{3137.04 \ kN}{1.022 \cdot 218 \ cm^2 \cdot 23.5 \ kN/\ cm^2/1.0} + 0.563 \cdot \frac{5716.18 \ kN\ cm}{1.0 \cdot 42289.3 \ kN\ cm/1.0} = 0.599 + 0.076 = 0.675 \leq 1.0 \\ \frac{3137.04 \ kN}{0.981 \cdot 218 \ cm^2 \cdot 23.5 \ kN/\ cm^2/1.0} = 0.624 \leq 1.0 \end{split}$$

- Strižni panel stojine stebra

Za izračun potrebnih ojačitev panela stojine stebra smo uporabili enak postopek kot v poglavju 3.5.6.5. Strižni panel stojine stebra je potrebno ojačati. Izberemo ojačitev debeline $t_{oj} = 20 mm$.

3.6.7 Primer 2 - analiza okvira z ekscentričnim povezjem po novem prEN 1998 za DC3

V skladu s standardom prEN 1998 [2] smo dimenzionirali okvir z ekscentričnim povezjem v razredu duktilnosti DC3. Postopek dela je enak postopku pri analizi okvira z ekscentričnim povezjem za DCH, zato bomo podrobneje prikazali postopke, ki so specifični za razred duktilnosti DC3.

3.6.7.1 Rezultati analize



Slika 54: Primer 2 - osne sile pri potresne delu potresnega projektnega stanja (DC3)



Slika 56: Primer 2 - upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC3)



Slika 55: Primer 2 - prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC3)



Slika 57: Primer 2 - osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC3)



Slika 58: Primer 2 - prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC3)



Slika 59: Primer 2 - upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC3)



Slika 60: Primer 2 - pomiki okvira z ekscentričnim povezjem pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC3)

92

3.6.7.2 Kontrola etažnih pomikov

A) Mejno stanje velikih poškodb SD: uporabimo enačbo (2.38) in upoštevamo $\lambda_s = 0,015$: $d_{r,SD} \le 0,015 \cdot h_s$

$$\begin{aligned} d_{r,SD,1} &= d_{e1} \cdot q = 3,80 \ mm \cdot 6 = 22,8 \ mm \le 0,015 \cdot h = 0,015 \cdot 3500 \ mm = 52,5 \ mm \checkmark \\ d_{r,SD,2} &= d_{e2} \cdot q = 4,95 \ mm \cdot 6 = 29,7 \ mm \le 52,5 \ mm \checkmark \\ d_{r,SD,3} &= d_{e3} \cdot q = 5,55 \ mm \cdot 6 = 33,3 \ mm \le 52,5 \ mm \checkmark \\ d_{r,SD,4} &= d_{e4} \cdot q = 6,05 \ mm \cdot 6 = 36,3 \ mm \le 52,5 \ mm \checkmark \\ d_{r,SD,5} &= d_{e5} \cdot q = 5,30 \ mm \cdot 6 = 31,8 \ mm \le 52,5 \ mm \checkmark \end{aligned}$$

B) Mejno stanje omejitve poškodb DL: ni merodajno; glej komentar v poglavju 3.5.7.2

3.6.7.3 Dimenzioniranje elementov okvira z ekscentričnim povezjem

3.6.7.3.1 Etaža 1



Slika 61: Zasnova okvira z ekscentričnim povezjem v 1. etaži (DC3)

3.6.7.3.1.1 Potresni člen HEB360

Za račun parametrov $M_{p,link}$ in $V_{p,link}$ uporabimo enačbi (2.62) in (2.63) . $M_{p,link} = b \cdot t_f \cdot (d - t_f) \cdot f_y = 30 \ cm \cdot 2,25 \ cm \cdot (36 \ cm - 2,25 \ cm) \cdot 23,5 \ kN/cm^2$ $M_{p,link} = 53535,9 \ kNcm = 535,36 \ kNm$ $V_{p,link} = t_w \cdot (d - t_f) \cdot (f_y/\sqrt{3}) = 1,25 \ cm \cdot (36 \ cm - 2,25 \ cm) \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{\sqrt{3}} = 572,39 \ kN$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 181 \ cm^2 \cdot \frac{23.5 \ kN/cm^2}{1.0} = 4253.5 \ kN$$

Potresni del potresnega projektnega stanja v potresnem členu povzroči nastanek notranjih sil: $N_{Ed} = 30,1 \ kN$ $V_{Ed} = 533,9 \ kN$ $M_{Ed} = 213,6 \ kNm$

Kontrola osne nosilnosti potresnega člena:

 $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{30,1 \, kN}{4253,5 \, kN} = 0,0071 \le 0,15$

Kontrola prečne sile in upogibnega momenta: $M_{Ed} = 213,6 \ kNm \le M_{p,link} = 535,4 \ kNm$ $V_{Ed} = 533,9 \ kN \le V_{p,link} = 572,4 \ kN$

Kontrola dolžine potresnega člena: dolžina člena *e* je pri $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \le 0,15$ omejena. $R = t_w (d - 2 \cdot t_f) \cdot N_{Ed}/(A \cdot V_{Ed}) = 1,25cm(36cm - 2 \cdot 2,25cm) \frac{30,1kN}{181 cm^2 \cdot 533,9 kN} = 0,012 < 0,3$ Ko je R < 0,3: $e \le 1,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link} = 1,6 \cdot 53535,9 kNcm/572,39 kN = 149,6 cm$

Izbrani potresni člen z dolžino $e = 80 \ cm$ ustreza temu pogoju. Ker se na obeh koncih potresnega člena istočasno razvijeta enaka upogibna momenta, se na podlagi zgornjega pogoja potresni člen v 1. etaži uvršča med kratke potresne člene.

Globalno sipanje energije po konstrukciji zagotovimo z upoštevanje, da posamezne vrednosti razmerja Ω_i ne presežejo najmanjše vrednosti Ω za več kot 25 % (razen zgornje etaže).

$$\begin{aligned} \Omega_1 &= \frac{V_{p,link}}{V_{Ed,1}} = \frac{572,39 \, kN}{533,9 \, kN} = 1,072, \\ \text{ko je } e &= 80 \ cm \leq 2,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} = 2,6 \cdot 53535,9 \ kNcm/572,39kN = 243,2 \ cm \end{aligned}$$

Za kratke potresne člene velja omejitev: $\theta_p \le \theta_{p,R} = 0.08 rad$. Za izračun kota rotacije uporabimo enačbo:

$$\theta_p = \frac{B \cdot d_e}{e' \cdot H} = \frac{6,0 \text{ } m \cdot 0,0228 \text{ } m}{0,8 \text{ } m \cdot 3,5 \text{ } m} = 0,049 \text{ } rad \le \theta_{p,R} = 0,08 \text{ } rad$$

Na mestu stika potresnega člena in diagonale je potrebna obojestranska prečna ojačitev, ki poteka po celotni višini stojine člena.

Širina ojačitve: $b_{oj} \ge b_f - 2t_w = 300 \ mm - 2 \cdot 12,5 \ mm = 275 \ mm$ Debelina ojačitve: $t_{oj} \ge 0,8 \cdot t_w = 0,8 \cdot 12,5 \ cm = 10 \ mm$

Potresne člene je potrebno ojačati z vmesnimi prečnimi ojačitvami. Pri kratkih členih se razdalja med vmesnimi prečnimi ojačitvami določi v odvisnosti od kota rotacije:

 $\theta_p = 0.08 \ rad \rightarrow a_{0.08} \le 30 \cdot t_w - d/5 = 30 \cdot 12.5 \ cm - 360/5 = 303.0 \ mm$

 $\theta_p \le 0.02 \, rad \rightarrow a_{0.02} \le 52 \cdot t_w - d/5 = 52 \cdot 12.5 \, cm - 360/5 = 578 \, mm$

 $\theta_p = 0,050 \ rad \le 0,08 \ rad \rightarrow interpolacija = 445,7 \ cm \rightarrow izberem \ a = 450 \ mm$

Vmesne prečne ojačitve morajo potekati po celotni višini stojine člena. Za potresne člene, pri katerih višina ni večja od 600 mm je dovolj le enostranska ojačitev. Pri tem velja:

Debelina enostranske ojačitve: $t_{oj} \ge \max(t_w; 1 cm) = \max(12,5 mm; 10 mm) = 12,5 mm$ Izberem: $t_{oj} = 13 mm$.

Širina enostranske ojačitve: $b_{oj} \ge \frac{b}{2} - t_w = \frac{300 \text{ }mm}{2} - 12,5 \text{ }mm = 137,5 \text{ }mm$ Izberem: $b_{oj} = 150 \text{ }mm$. Izbrana prečna ojačitev: $t_{oj} = 13 mm$ $b_{oj} = 150 mm$ Na medsebojni razdalji 450 mm.

3.6.7.3.1.2 Diagonalni element HEA320

Diagonalni elementi ne vsebujejo potresnih členov, vendar jih je kljub temu potrebno preveriti Diagonale v DC3 povezjih dimenzioniramo tako, da preverimo njihovo sposobnost prevzemanja učinkov, ki se prenesejo iz ustreznega potresnega člena pri rotaciji 0,08 rad, v kombinaciji z učinki, ki jih povzročajo gravitacijski vplivi iz projektne potresne kombinacije. V našem primeru učinke, ki se iz kratkih potresnih členov prenesejo v diagonale določimo na izoliranem sistemu pod vplivom mejne strižne sile $V_{u,link} = (\omega_{sh} \cdot \omega_{rm} \cdot V_{p,link})$ in pripadajočega momenta, ki deluje na seizmični člen $M_{u,link} = (0,5 \cdot e \cdot \omega_{sh} \cdot \omega_{rm} \cdot V_{p,link})$. Podrobnejša razlaga prenosa učinkov iz potresnih členov je obravnavana v poglavju 2.3.4.1.

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \omega_{sh} \cdot \omega_{rm} \cdot V_{p,link} / \cos \alpha = 8,88 \ kN + 1,8 \cdot 1,45 \cdot 572,39 \ kN / \cos 36,61^{\circ} \\ N_{Ed} &= 1869,9 \ kN \\ N_{Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 124 \ cm^2 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,0} = 2914 \ kN \ge N_{Ed} = 1869,9 \ kN \end{split}$$

Po obstoječem standardu EC8 smo diagonale dimenzionirali na tlačno obremenitev, v kateri smo upoštevali najneugodnejšo kombinacijo osne sile in upogibnih momentov po enačbi (3.69). Pri tem ni bilo potrebno upoštevati učinkov, ki se prenašajo iz potresnega člena v diagonalni element.

$$\begin{split} M_{Ed} &= M_{Ed,G} + \omega_{sh} \cdot \omega_{rm} \cdot \Omega_d \cdot M_{Ed,E} = M_{Ed,G} + \omega_{sh} \cdot \omega_{rm} \cdot \Omega_d \cdot (0.5 \cdot V_{p,link} \cdot e) \cdot 0.10 \\ M_{Ed} &= 0.93 \ kNm + 1.8 \cdot 1.45 \cdot 1.057 \cdot (0.5 \cdot 572.39 \ kN \cdot 0.8 \ m) \cdot 0.10 = 64.37 \ kNm \\ M_{N,Rd} &= 64.37 \ kNm \ge M_{Ed} = 151.8 \ kNm \end{split}$$

$$\begin{split} \chi_y &= 0.949\\ \chi_z &= 0.774\\ C_1 &= 2.83\\ C_{my} &= 0.60\\ k_{zy} &= 0\\ \frac{1869.9 \, kN}{0.949\cdot 124 cm^2 \cdot 23.5 kN/cm^2/1.0} + 0.657 \cdot \frac{6436.96 \, kN cm}{1.0\cdot 34780 kN cm/1.0} = 0.676 + 0.122 = 0.798 \le 1.0\\ \frac{1869.92 \, kN}{0.774\cdot 124 cm^2 \cdot 23.5 kN/cm^2/1.0} = 0.829 \le 1.0 \end{split}$$

3.6.7.3.2 Etaže 2 – 5

5. etaža

Pri dimenzioniranju diagonalnega elementa HEA280 upoštevamo $\omega_{sh} = 1,5$ (namesto 1,8; Preglednica 2.14), ker:

 $M_{p,link}/V_{p,link} = 21381,2 \ kNcm/302,56 \ kN = 70,67 \ cm$

$M_{p,link}/V_{p,link} = 70,67 \ cm < e = 80 \ cm \le 1,6 \cdot 21381,2 \ kN \ cm/302,56 \ kN = 113,07 \ cm$

		Etaža 1	Etaža 2	Etaža 3	Etaža 4	Etaža 5
	Profil	HEB360	HEB340	HEB320	HEB280	HEB240
	M _{p,link} [kNm]	535,4	482,8	432,9	310,3	213,8
	M _{Ed} [kNm]	213,6	195,7	169,7	123,9	73,1
	V _{p,link} [kN]	572,4	518,6	467,3	373,3	302,6
	$V_{Ed} [kN]$	533,9	488,5	422,7	308,0	181,0
n	$N_{pl,Rd} [kN]$	4253,5	4018,5	3783,5	3078,5	2491,0
i čle	$N_{Ed} [kN]$	30,1	60,1	90,6	120,6	150,8
esni	e [cm]	80	80	80	80	80
otr	Ω_i	1,072	1,062	1,106	1,212	1,671
	$\theta_p \ [rad]$	0,049	0,064	0,071	0,078	0,068
	Prečna ojačitev	275/10	276/10	277/9,2	259/8,4	220/8
	$\frac{D_{oj}/t_{oj}[mm/mm]}{V_{oj}}$					
	v mesne ojacitve	150/10/450	1 40/10/400	1 40/10/250	1 50 /10 /000	120/10/200
	D _{oj} /t _{oj} /a	150/13/450	140/12/400	140/12/350	150/12/300	120/10/300
	[mm/mm/mm]					
	Profil	HEA320	HEA320	HEA300	HEA260	HEA240
alni nt	$N_{pl,Rd} [kN]$	2914,0	2914,0	2655,5	2039,8	1804,8
gone	$N_{Ed} [kN]$	1869,9	1694,5	1527,2	1219,9	830,9
Dia	$M_{N,Rd} [kNm]$	156,7	183,0	158,4	99,4	108,0
	$M_{Ed} [kNm]$	64,4	65,9	64,3	43,6	29,6

Preglednica 3.14: Podatki in rezultati dimenzioniranja elementov okvira z ekscentričnim povezjem za primer 2 (DC3)

3.6.7.3.3 Dimenzioniranje stebra HEB450

Stebri okvirja ne vsebujejo potresnih členov. Projektirani morajo biti tako, da so sposobni prenesti celotne učinke E_{Ed} , ki jih izračunamo z enačbami (2.49) - (2.51).

3.6.7.3.3.1 Obtežba

- Prerez stebra ob vpetju:

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot N_{Ed,E} = 62,3 \ kN + 1,8 \cdot 1,45 \cdot 1,062 \cdot 1338,8 \ kN = 3771,9 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot V_{Ed,E} = 0,02 \ kN + 1,8 \cdot 1,45 \cdot 1,062 \cdot 5,49 \ kN = 15,23 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot M_{Ed,E} = 0,00 \ kNm + 1,8 \cdot 1,45 \cdot 1,062 \cdot 0 \ kNm = 0 \ kNm \end{split}$$

- Prerez stebra pod 1. etažo

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot N_{Ed,E} = 56,4 \ kN + 1,8 \cdot 1,45 \cdot 1,062 \cdot 1338,8 \ kN = 3766,0 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot V_{Ed,E} = 0,02 \ kN + 1,8 \cdot 1,45 \cdot 1,062 \cdot 5,49 \ kN = 15,23 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot M_{Ed,E} = 0,06 \ kNm + 1,8 \cdot 1,45 \cdot 1,062 \cdot 19,23 \ kNm = 53,3 \ kNm \end{split}$$

3.6.7.3.3.2 Kontrole

- Kontrola kompaktnosti prereza: izvedemo jo po enačbah (3.42) (3.46). Prerez spada v 1. razred kompaktnosti.
- Kontrole nosilnosti in stabilnosti

Kontrole nosilnosti in stabilnosti notranjega stebra HEB4500 naredimo po enakem postopku kot za notranji steber v poglavju 3.5.6.5.

$$\begin{split} \chi_z &= 0,880 \\ C_1 &= 1,77 \\ C_{my} &= 0,60 \\ k_{zy} &= 0 \\ M_{N,Rd} &= 286,78 \ kNm \geq M_{Ed} = 53,34 \ kNm \\ 0.5 \cdot V_{Rd} &= 0.5 \cdot 1081,08 \ kN = 540,54 \ kN \geq V_{Ed} = 15,23 \ kN \\ \frac{3771,86 \ kN}{1,0\cdot 218 \ cm^2 \cdot 23,5 \ kN/\ cm^2/1,0} + 0,598 \cdot \frac{5334,3 \ kN\ cm}{1,0\cdot 83425 \ kN\ cm/1,0} = 0,736 + 0,038 = 0,77 \leq 1,0 \\ \frac{3771,86 \ kN}{0,880\cdot 218 \ cm^2 \cdot 23,5 \ kN/\ cm^2/1,0} = 0,86 \leq 1,0 \end{split}$$

3.6.7.3.3.3 Strižni panel stojine stebra

Za izračun potrebnih ojačitev panela stojine stebra smo uporabili enak postopek kot v poglavju 3.5.6.5. Strižni panel stojine stebra je potrebno ojačati. Izberemo ojačitev debeline $t_{oj} = 15 mm$.

3.6.8 Primer 3 - analiza okvira z ekscentričnim povezjem po novem prEN 1998 za DC2

V skladu s standardom prEN 1998 [2] smo dimenzionirali okvir z ekscentričnimi povezji v razredu duktilnosti DC2. V nadaljevanju bo jasno, da gre v obravnavanem primeru za zelo kratke potresne člene, katerih dolžina spada med $e \leq M_{p,link}/V_{p,link}$. Iz tega sledi, da stebre (in diagonale) v DC2 dimenzioniramo na projektne vrednosti obtežb pri projektni potresni kombinaciji, ki imajo bistveno večji delež obtežbe zaradi potresnega dela kombinacije, v primerjavi z dimenzioniranjem v DCH po [3]. Dodatno v DC2 upoštevanje manjšega faktorja obnašanja pomeni večjo potresno obtežbo na okvir.

Razred duktilnosti	ω _{sh}	ω _{rm}	$\omega_{sh} \cdot \omega_{rm}$	q
DCH	1,1	1,25	1,375	6,0
DC2	1,8	1,45	2,61	3,5

Preglednica 3.15: Primerjava varnostnih faktorjev za okvire z ekscentričnimi povezji v DCH in DC2

Ob zavedanju, da bodo potresne sile v DC2 v primerjavi z DCH (in DC3) večje zaradi faktorjev dodatne nosilnosti in faktorja obnašanja, smo se odločili, da okvire z ekscentričnimi povezji za razred duktilnosti DC2 v skladu s predlogom novega standarda [2] dimenzioniramo z upoštevanjem štirih okvirov s povezji – dva na vsaki strani objekta.

3.6.8.1 Rezultati analize

98



Slika 62: Primer 3 - osne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC2)



Slika 64: Primer 3 - upogibni momenti pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC2)



Slika 63: Primer 3 - prečne sile pri potresnem delu potresnega projektnega stanja (DC2)



Slika 65: Primer 3 - osne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC2)



Slika 66: Primer 3 - prečne sile pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC2)



Slika 67: Primer 3 - upogibni momenti pri gravitacijskem delu potresnega projektnega stanja (DC2)



Slika 68: Primer 3 - pomiki okvira z ekscentričnim povezjem pri potresnem delu potresnega projektnega stanja TDR (DC2)

3.6.8.2 Kontrola etažnih pomikov

100

A) Mejno stanje velikih poškodb SD: uporabimo enačbo (2.38) in upoštevamo $\lambda_s = 0,015$: $d_{r,SD} \le 0,015 \cdot h_s$

 $\begin{array}{l} d_{r,SD,1} = d_{e1} \cdot q = 4,45 \ mm \cdot 3,5 = 15,58 \ mm \leq 0,015 \cdot h = 0,015 \cdot 3500 \ mm = 52,5 \ mm \checkmark \\ d_{r,SD,2} = d_{e2} \cdot q = 6,20 \ mm \cdot 3,5 = 21,70 \ mm \leq 52,5 \ mm \checkmark \\ d_{r,SD,3} = d_{e3} \cdot q = 6,85 \ mm \cdot 3,5 = 23,98 \ mm \leq 52,5 \ mm \checkmark \\ d_{r,SD,4} = d_{e4} \cdot q = 7,05 \ mm \cdot 3,5 = 24,68 \ mm \leq 52,5 \ mm \checkmark \\ d_{r,SD,5} = d_{e5} \cdot q = 7,70 \ mm \cdot 3,5 = 26,95 \ mm \leq 52,5 \ mm \checkmark \end{array}$

B) Mejno stanje omejitve poškodb DL: ni merodajno; glej komentar v poglavju 3.5.7.2

3.6.8.3 Dimenzioniranje elementov okvira z ekscentričnim povezjem

V DC2 elemente okvira z ekscentričnim povezjem dimenzioniramo drugače kot v DC3. Razlike se pojavijo pri določevanju obremenitev v elementih. Obremenitve v diagonalah in stebrih v DC2 določimo z enačbami (2.46) - (2.48), ki se v DC2 uporabljajo za nedisipativne elemente.

3.6.8.3.1 Etaža 1 3.6.8.3.1.1 Diagonalni element HEA 300 $N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E} = 8,84 \ kN + 2,0 \cdot 898,82 \ kN = 1806,5 \ kN$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 1,35 \ kN + 10,38 \ kN = 11,7 \ kN$ $M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 0,93 \ kNm + 45,26 \ kNm = 46,2 \ kNm$

Vsi nadaljnji postopki se ujemajo s postopki za DC3 v poglavju 3.6.7, zato bomo rezultate predstavili le tabelarično.

3.6.8.3.2 Steber HEB500

$$\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E} = 62,48 \ kN + 2,0 \cdot 1564,44 \ kN = 3191,4 \ kN \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 0,02 \ kN + 11,43 \ kN = 11,45 \ kN \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + M_{Ed,E} = 0,06 \ kNm + 39,99 \ kNm = 40,0 \ kNm \end{split}$$

		Etaža 1	Etaža 2	Etaža 3	Etaža 4	Etaža 5
	Profil	HEB400	HEB360	HEB340	HEB300	HEB200
	M _{p,link} [kNm]	636,2	535,4	482,8	376,4	130,4
	$M_{Ed} [kNm]$	254,1	228,7	197,9	152,8	80,8
	V _{p,link} [kN]	688,7	572,4	518,6	419,4	225,9
	$V_{Ed} [kN]$	635,1	570,9	492,8	379,9	201,1
len	$N_{pl,Rd} [kN]$	4653	4253,5	4018,5	3501,5	1835,4
ni čl	$N_{Ed} [kN]$	35,5	71,0	105,5	144,3	176,8
tres	e [cm]	80	80	80	80	80
Pot	$\theta_p \ [rad]$	0,033	0,047	0,051	0,053	0,058
	Prečna ojačitev	273/108	275/10	276/9.6	278/10	182/10
	$b_{oj}/t_{oj}[mm/mm]$	275/108	275/10	270/9,0	270/10	102/10
	Vmesne ojačitve					
	b _{oj} /t _{oj} /a	140/15/600	140/13/500	120/14/450	140/12/400	100/12/350
	[mm/mm/mm]					
t.	Profil	HEA300	HEA280	HEA260	HEA240	HEA200
nen	$N_{pl,Rd} [kN]$	2655,5	2286,6	2039,8	1804,8	1264,3
eler	$N_{Ed} [kN]$	1806,5	1622,8	1402,6	1081,45	567,7
Ini	$0,5 \cdot V_{Rd} [kN]$	256,1	215,6	195,0	170,5	122,5
gona	$V_{Ed} [kN]$	11,7	11,0	9,2	7,5	6,2
Diag	$M_{N,Rd} [kNm]$	119,2	84,2	75,0	77,9	61,7
	$M_{Ed} [kNm]$	46,2	43,8	36,2	29,5	24,6

Preglednica 3.16: Podatki in rezultati dimenzioniranja elementov okvira z ekscentričnim povezjem v DC2

3.7 Dimenzioniranje spojev z računalniškim programom IDEA StatiCa

3.7.1 Splošno

Za vse tri obravnavane primere smo modelirali polnonosilne momentne spoje prečka – steber, kjer se celotna plastifikacija zgodi v prečki. Uporabili smo računalniški program IDEA StatiCa, saj omogoča analizo mejne nosilnosti, ki temelji na standardu [3].

Računalniški program IDEA StatiCa za analizo spojev kombinira komponentno metodo iz EC3 [6] in analizo z metodo končnih elementov. Za izračun napetosti v posameznih elementih se uporablja metoda končnih elementov, kjer ni omejitev zaradi oblike in tipa komponente. Po komponentni metodi je izvedena kontrola veznih sredstev.

Modeliranje v programu IDEA StatiCa se začne z izbiro vrste, topologije in oblike spoja. Program nam na izbiro ponudi vnaprej modelirane spoje, kar je za samo modeliranje zelo priročno. Izbrati moramo prereze elementov v spoju, določiti kvaliteto materiala in vrsto ter kvaliteto vijakov. Prav tako določimo standard, po katerem želimo kontrolirati spoj. Spoju nato dodajamo posamezne komponente (čelna pločevina, prečna ojačitev, ojačitveno rebro,...), določimo obtežbo in poženemo analizo.

3.7.2 Računski primer

Ločeno analiziramo spoje prečke in zunanjega stebra v za tri primere:

- Primer 1: pravila projektiranja po standardu SIST EN 1998-1:2005 [3] za DCH,
- Primer 2: pravila projektiranja po standardu prEN 1998-1:2021 [1] in [2] za DC3,
- Primer 3: pravila projektiranja po standardu prEN 1998-1:2021 [1] in [2] za DC2.

3.7.2.1 Primer 1 – analiza spoja prečka – steber v razredu duktilnosti DCH

Spoj smo zasnovali s priporočili publikacije Equaljoints PLUS [8] in [9] oziroma po Dodatku E predloga novega standarda EC8 [2].

- Vhodni podatki	
Steber:	HEB550
Jeklo S235 (steber):	$f_y = f_{y,nom} = 235 MPa$
Prečka:	IPE550
Jeklo S235 (prečka):	$f_y = 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_{y,nom} = 1, 1 \cdot 1, 25 \cdot 235 MPa = 323, 13 MPa$
Vijaki:	M36, kvaliteta 10.9
Zvari:	polnonosilni

- Zasnova spoja

Čelna pločevina:

S355

 $t_{cp} \in [12 \, mm, 60 \, mm] = 40 \, mm$

 $b_{cp} \in [b_b + 30 \text{ mm}, b_c] = [210 \text{ mm} + 30 \text{ mm}; 300 \text{ mm}] = [240 \text{ mm}; 300 \text{ mm}] = 300 \text{ mm}$ Ojačitveno rebro:

S355

$$h_r \in [100 \text{ mm}, 250 \text{ mm}] = 210 \text{ mm}$$

 $\alpha = 40^{\circ}$
 $l_r = h_r / \tan \alpha = 210 \text{ mm} / \tan 40^{\circ} = 250 \text{ mm}$
 $t_{w,r} \ge t_{w,b} \cdot \left(\frac{f_{y,b}}{f_{y,r}}\right) = 11,1, \text{ mm} \cdot \left(\frac{323,13 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}}\right) = 10,1 \text{ mm} \rightarrow t_{w,r} = 16 \text{ mm}$
 $\frac{h_r}{t_{w,r}} = \frac{210 \text{ mm}}{16 \text{ mm}} = 13,13 < 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y,r}}} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}}} = 13,62$

Prečna ojačitev strižnega panela stebra: potrebno dimenzijo prečne ojačitve strižnega panela stebra smo izračunali v poglavju 3.5.6.6.

S355 $t_{oj} = 20 mm$

- Obremenitev v prečki

$$\begin{split} s_{h,c} &= l_r + t_{\check{c}p} = 25 \ cm + 4 \ cm = 29 \ cm \\ l &= L - 2 \cdot \frac{h_c}{2} - 2 \cdot s_{h,c} = 600 \ cm - 2 \cdot \frac{55 \ cm}{2} - 2 \cdot 29 \ cm = 487,0 \ cm \\ V_{Ed}^* &= V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 68,33 \ kN + 242,9 \ kN = 311,3 \ kN \end{split}$$

$$\begin{split} V_{Ed,M} &= \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,b}}{l} = \frac{2 \cdot 65494,5 \ kNcm}{487 \ cm} = 269,0 \ kN \\ M_{con,Rd} &\geq \gamma_{ov} \cdot 1,1 \cdot \left(M_{b,pl,k} + s_{h,c} \cdot V_{Ed,M}\right) + s_{h,c} \cdot V_{Ed,G} \\ M_{con,Rd} &= 1,25 \cdot 1,1 \cdot (65494,5 \ kNcm + 29,0 \ cm \cdot 269,0 \ kN) + 29,0 \ cm \cdot 68,33 \ kN \\ M_{con,Rd} &= 102761,7 \ kNcm = 1027,6 \ kNm \\ V_{Ed} &= \gamma_{ov} \cdot 1,1 \cdot V_{Ed,M} + V_{Ed,G} = 1,25 \cdot 1,1 \cdot 269,0 \ kN + 68,33 \ kN = 438,2 \ kN \end{split}$$

Slika 69 prikazuje spoj, modeliran v programu IDEA StatiCa.



Slika 69: Obravnavani spoj – primer 1 (DCH)

Rezultati analize spoja so prikazani na sliki 70 in 71. Iz slike 71 je jasno razvidno, da je plastični členek omejen na prerez prečke. Razumljivo je, da se nekaj plastičnih deformacij razvije tudi v ojačitvenem rebru. Iz tega razloga je pomembno, da so varjeni detajli rebra narejeni v skladu s strogimi zahtevami, ki so navedene v Dodatku E [2].





Slika 70: Deformirana oblika spoja s prikazanimi napetostmi v spoju – primer 1 (DCH)

Slika 71: Deformacije v spoju – primer 1 (DCH)

3.7.2.2 Razred duktilnosti DC3

- Vhodni podatk	i
Steber:	HEB500
Jeklo S235 (steber):	$f_y = f_{y,nom} = 235 MPa$
Prečka:	IPE500
Jeklo S235 (prečka):	$f_y = \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot f_{y,nom} = 1,45 \cdot 1,2 \cdot 235 MPa = 408,9 MPa$
Vijaki:	M36, kvaliteta 10.9
Zvari:	polno nosilni

- Zasnova spoja

Čelna pločevina:

S355

 $t_{cp} \in [12 mm, 60 mm] = 40 mm$

 $b_{cp} \in [b_b + 30 \text{ mm}, b_c] = [200 \text{ mm} + 30 \text{ mm}; 300 \text{ mm}] = [230 \text{ mm}; 300 \text{ mm}] = 300 \text{ mm}$ Ojačitveno rebro:

S355

$$h_r \in [100 \text{ mm}, 250 \text{ mm}] = 250 \text{ mm}$$

 $\alpha = 35,5^{\circ}$
 $l_r = h_r / \tan \alpha = 250 \text{ mm} / \tan 35,5^{\circ} = 350 \text{ mm}$
 $t_{w,r} \ge t_{w,b} \cdot \left(\frac{f_{y,b}}{f_{y,r}}\right) = 10,1, \text{ mm} \cdot \left(\frac{408,9 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}}\right) = 11,63 \text{ mm} \rightarrow t_{w,r} = 20 \text{ mm}$
 $\frac{h_r}{t_{w,r}} = \frac{250 \text{ mm}}{20 \text{ mm}} = 12,5 < 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y,r}}} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}}} = 13,62$

Prečna ojačitev strižnega panela stebra: potrebno dimenzijo prečne ojačitve strižnega panela stebra smo izračunali v poglavju 3.5.7.6.

$$S355$$
$$t_{oj} = 20 mm$$

- Obremenitev v prečki: $\begin{aligned} s_{h,c} &= l_r + t_{čp} = 35 \ cm + 4 \ cm = 39 \ cm \\ l &= L - 2 \cdot \frac{h_c}{2} - 2 \cdot s_{h,c} = 600 \ cm - 2 \cdot \frac{50 \ cm}{2} - 2 \cdot 39 \ cm = 472,0 \ cm \\ V_{Ed}^* &= V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 67,79 \ kN + 218,5 \ kN = 286,3 \ kN \\ V_{Ed,M} &= \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,b}}{l} = \frac{2 \cdot 51559,0 \ kN \ cm}{472,0 \ cm} = 218,5 \ kN \\ M_{con,Rd} &\geq \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \left(M_{b,pl,k} + s_{h,c} \cdot V_{Ed,M}\right) + s_{h,c} \cdot V_{Ed,G} \\ M_{con,Rd} &= 1,45 \cdot 1,2 \cdot (51559,0 \ kN \ cm + 39,0 \ cm \cdot 218,5 \ kN) + 39,0 \ cm \cdot 67,79 \ kN \\ M_{con,Rd} &= 107181,9 \ kN \ cm = 1071,8 \ kN \ m \\ V_{Ed} &= \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot V_{Ed,M} + V_{Ed,G} = 1,45 \cdot 1,2 \cdot 218,5 \ kN + 67,79 \ kN = 447,98 \ kN \end{aligned}$

Rezultati analize spoja so prikazani na slikah 72 in 73. Z rezultatom smo zadovoljni, saj je iz slike 73 očitno, da se plastični členek razvije v prečki in ne v spoju ali stebru. Plastifikacija se pojavi tudi v ojačitvenem rebru. To ni problematično, dokler je plastični členek v prečki.

104





Slika 73: Deformacije v spoju – primer 2 (DC3)

3.7.2.3 Razred duktilnosti DC2 – polnonosilni spoj

 Vhodni podatk 	i
Steber:	HEB450
Jeklo S235 (steber):	$f_y = f_{y,nom} = 235 MPa$
Prečka:	IPE500
Jeklo S235 (prečka):	$f_y = \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot f_{y,nom} = 1,45 \cdot 1,1 \cdot 235 MPa = 374,83 MPa$
Vijaki:	M36, kvaliteta 10.9
Zvari:	polno nosilni

- Zasnova spoja

Čelna pločevina:

S355

 $t_{\circlearrowright p} \in [12\,mm,60\,mm] = 40\,mm$

 $b_{cp} \in [b_b + 30 \text{ mm}, b_c] = [200 \text{ mm} + 30 \text{ mm}; 300 \text{ mm}] = [230 \text{ mm}; 300 \text{ mm}] = 300 \text{ mm}$ Ojačitveno rebro:

S355

$$h_r \in [100 \text{ mm}, 250 \text{ mm}] = 250 \text{ mm}$$

 $\alpha = 35,5^{\circ}$
 $l_r = h_r / \tan \alpha = 250 \text{ mm} / \tan 35,5^{\circ} = 350 \text{ mm}$
 $t_{w,r} \ge t_{w,b} \cdot \left(\frac{f_{y,b}}{f_{y,r}}\right) = 10,1, \text{ mm} \cdot \left(\frac{374,83 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}}\right) = 10,66 \text{ mm} \rightarrow t_{w,r} = 20 \text{ mm}$
 $\frac{h_r}{t_{w,r}} = \frac{250 \text{ mm}}{20 \text{ mm}} = 12,5 < 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y,r}}} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}}} = 13,62$

Prečna ojačitev strižnega panela stebra: potrebno dimenzijo prečne ojačitve strižnega panela stebra smo izračunali v poglavju 3.5.8.6 in ta ni potreben. Ker pa smo steber na potresno obtežbo dimenzionirali brez upoštevanja varnostnih faktorjev $\omega_{rm} \cdot \omega_{sh}$, bomo uporabili prečno ojačitev.

$$s_{0j} = 20 mm$$

- Obremenitev v prečki

$$\begin{aligned} s_{h,c} &= l_r + t_{čp} = 35 \ cm + 4 \ cm = 39 \ cm \\ l &= L - 2 \cdot \frac{h_c}{2} - 2 \cdot s_{h,c} = 600 \ cm - 2 \cdot \frac{45 \ cm}{2} - 2 \cdot 39 \ cm = 477,0 \ cm \\ V_{Ed}^* &= V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 68,18 \ kN + 216,2 \ kN = 284,4 \ kN \\ V_{Ed,M} &= \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,b}}{l} = \frac{2 \cdot 51559,0 \ kN \ cm}{477,0 \ cm} = 216,2 \ kN \\ M_{con,Rd} &\geq \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \left(M_{b,pl,k} + s_{h,c} \cdot V_{Ed,M}\right) + s_{h,c} \cdot V_{Ed,G} \\ M_{con,Rd} &= 1,45 \cdot 1,1 \cdot (51559,0 \ kN \ cm + 39,0 \ cm \cdot 216,2 \ kN) + 39,0 \ cm \cdot 68,18 \ kN \\ M_{con,Rd} &= 98343,1 \ kN \ cm = 983,4 \ kNm \\ V_{Ed} &= \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot V_{Ed,M} + V_{Ed,G} = 1,45 \cdot 1,1 \cdot 216,2 \ kN + 68,18 \ kN = 413,0 \ kN \end{aligned}$$

Rezultati analize spoja so prikazani na slikah 74 in 75. Plastični členek se razvije v prečki, vendar se v primeru DC2 poruši tudi steber (plastifikacija). Pri tem velja poudariti, da v razredu duktilnosti DC2 elemente dimenzioniramo brez upoštevanja varnostnih faktorjev $\omega_{rm} \cdot \omega_{sh}$. Pri dimenzioniranju spoja sta faktorja upoštevana, kar v tem primeru bistveno poveča obremenitve. To pomeni, da lahko pri potisni analizi v razredu duktilnosti DC2 pričakujemo razvoj plastičnega mehanizme mehke etaže.



lika /4: Deformirana oblika spoja s prikazanin napetostmi v spoju – primer 3 (DC2)



Slika 75: Deformacije v spoju – primer 3 (DC2)

3.8 Modeli plastičnih členkov

3.8.1 Splošno

V sklopu magistrskega dela smo primerjali rezultate potisne analize za momente okvire v DCH, DC3 in DC2. Za vse tri razrede duktilnosti smo morali določiti modele plastičnih členkov [1]. Pri tem smo upoštevali navodila iz poglavja 2.5. Trenutni standard [3] ne podaja definicij za kriterije deformacij in modele trdnosti materialov. Za razred duktilnosti DCH smo zato uporabili pravila iz predloga novega standarda EC8 [2]. V nadaljevanju je predstavljen postopek izračuna odnosa moment - rotacija za eno prečko, en notranji in en zunanji steber. Ker je postopek za vse ostale elemente enak bomo rezultate predstavlji tabelarično brez postopkov izračuna.

Opazovali smo dva različna primera, zato smo modele plastičnih členkov definirali na dva načina:

- A) upoštevanje srednjih vrednosti materialnih parametrov v prečkah in nominalnih karakteristik v stebru (kot je upoštevano pri potresni analizi); ta primer predstavlja najbolj neugodno stanje, saj upoštevanje nominalnih karakteristik materiala v stebrih pomeni večje možnosti, za nastanek plastičnih členkov v stebru napram prečkam s srednjimi vrednostmi materialni parametrov;
- B) upoštevanje srednjih vrednosti materialnih parametrov v prečkah in stebrih; ta primer predstavlja konstrukcije z najnižjo nosilnostjo, saj je nivo nosilnosti v stebrih in prečkaj enak.

Preglednica 3.17: Faktorji dodatne nosilnosti, upoštevani	v primeru A) oz	. B), s katerimi	izračunamo	srednje	vrednosti
materialn	h parametrov				

			Primer A)		Primer B)		
		DCH	DC3	DC2	DCH	DC3	DC2
ω _{rm}	Prečke	1,25	1,45	1,45	1,25	1,45	1,45
	Stebri	1,0	1,0	1,0	1,25	1,45	1,45

3.8.2 Modeli plastičnih členkov za prečke momentnega okvira

3.8.2.1 Prečka momentnega okvira IPE550 za DCH

Modeli plastičnih členkov prečk za primer A) in B) so enaki, ker upoštevamo enake materialne karakteristike. Postopek določitve modelov plastičnih členkov je enak za vse tri obravnavane razrede duktilnosti.

- Rotacija in moment na meji tečenja

$$\begin{split} M_{Rk} &= M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2787 \ cm^3 \cdot \frac{23.5 \ kN/cm^2}{1,0} = 65494,5 \ kNcm \\ M_y^* &= \beta \cdot \omega_{rm} \cdot M_{Rk} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 65494,5 \ kNcm = 90054,94 \ kNcm = 900,55 \ kNm \\ V \text{ prečki upoštevamo srednje vrednosti materialnih parametrov s faktorjem } \gamma_{ov} \text{ v DCH oziroma} \\ \omega_{rm} \text{ v DC3 in DC2, kar predstavlja dodatno nosilnost materiala v prečki. S tem zvišamo mejo tečenja materiala.} \end{split}$$

$$\begin{aligned} A_{eff} &= A_w = \left(h_b - 2t_f\right)t_w = (55\ cm - 2\cdot 1,72\ cm)\cdot 1,11\ cm = 57,23\ cm^2\\ n &= \frac{12\cdot E\cdot I}{L^2\cdot G\cdot A_{eff}} = \frac{12\cdot 21000kN/cm^2\cdot 67120\ cm^4}{(538\ cm)^2\cdot 8100\ kN/cm^2\cdot 57,23\ cm^2} = 0,126\\ \theta_y &= \frac{L\cdot (1+n)}{6\cdot E\cdot I}\cdot M_y^* = \frac{538\ cm\cdot (1+0,126)}{6\cdot 21000kN/cm^2\cdot 67120\ cm^4}\cdot 90054,94\ kN\ cm = 0,00645\ rad \end{aligned}$$

Plastična rotacija

$$\begin{pmatrix} \frac{c}{t_w} \end{pmatrix} = \left(\frac{46,7 \text{ cm}}{1,11 \text{ cm}}\right) = 42,07 \begin{pmatrix} \frac{b}{2t_f} \end{pmatrix} = \left(\frac{21 \text{ cm}}{2 \cdot 1,72 \text{ cm}}\right) = 6,10 \begin{pmatrix} \frac{L_b}{i_z} \end{pmatrix} = \left(\frac{89 \text{ cm}}{4,45 \text{ cm}}\right) = 20 \begin{pmatrix} \frac{L_0}{h} \end{pmatrix} = \left(\frac{300 \text{ cm}}{55 \text{ cm}}\right) = 5,45 \begin{pmatrix} \frac{E}{f_{ym}} \end{pmatrix} = \left(\frac{210000 \text{ MPa}}{360 \text{ MPa}}\right) = 583,33$$

$$\theta_u^{pl} = 0.50 \cdot \left(\frac{c}{t_w}\right)^{-0.9} \cdot \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-1.1} \cdot \left(\frac{L_b}{i_z}\right)^{-0.2} \cdot \left(\frac{L_0}{h}\right)^{1.1} \cdot \left(\frac{E}{f_{ym}}\right)^{0.2}$$

$$\theta_u^{pl} = 0.50 \cdot 42.07^{-0.9} \cdot 6.10^{-1.1} \cdot 20^{-0.2} \cdot 5.45^{1.1} \cdot 583.33^{0.2}$$

$$\theta_u^{pl} = 0.030$$

- Mejna rotacija in moment $M_u^* = 1,1 \cdot M_y^* = 1,1 \cdot 90054,94 \ kNcm = 99060,43 \ kNcm = 990,60 \ kNm$ $\theta_u = \theta_y + \theta_u^{pl} = 0,00645 + 0,030 = 0,036$

Pri računu momenta na meji tečenja nastopa faktor $\beta = 1,1$, ki zajema učinke cikličnega utrjevanja. V enačbi za mejni moment je uporabljen faktor 1,1 brez simbola, kar je nekonsistentno. V DCH je uporaba faktorja 1,1 sicer konsistentna s faktorjem 1,1, s katerim povečamo potresni del potresne projektne kombinacije za dimenzioniranje elementov, ki ne sipajo energije. Po novem standardu bi bila bolj smiselna uporaba faktorja ω_{sh} . Na takšen način bi bili simboli v 7. poglavju prEN 1998-1-1:2021 [1] ekvivalentni simbolom v 11. poglavju standarda prEN 1998-1-2:2021 [2].

3.8.2.2 Prečke momentnih okvirov v DCH, DC3 in DC2

	DCH A) in B)	DC3 A) in B)	DC2 A) in B)
	IPE550	IPE500	IPE500
ω _{rm}	1,25	1,45	1,45
$W_{pl,y} [cm^3]$	2787	2194	2194
M _{Rk} [kNcm]	65494,50	51559,00	51559,00
$A_{eff}[cm^2]$	57,23	47,74	47,74
<i>L</i> [<i>cm</i>]	538,0	489,2	514,0
n [/]	0,126	0,131	0,119
<i>L_b</i> [<i>cm</i>]	89,00	87,00	87,00
$L_0[cm]$	300,00	300,00	300,00
(c/t_w)	42,07	41,76	41,76
$\left(b_f/2t_f\right)$	6,10	6,25	6,25
(L_b/i_z)	20,00	20,19	20,19
(L_0/h)	5,45	6,00	6,00
(E/f_{ym})	583,33	583,33	583,33
$M_y^*[kNcm]$	90054,94	82236,61	82236,61
$\theta_{y}[rad]$	0,00645	0,0075	0,0078
$ heta_{u}^{pl} \left[rad ight]$	0,030	0,0326	0,0326
$M_u^* [kNm]$	99060,43	90460,27	90460,27
$\theta_u [rad]$	0,036	0,0401	0,0404

Preglednica 3.18: Modeli plastičnih členkov za razrede duktilnosti DCH, DC3 in DC2

3.8.3 Modeli plastičnih členkov za zunanje stebre momentnih okvirov

3.8.3.1 Zunanji steber momentnega okvira HEB550 za DCH

- Rotacija in moment na meji tečenja

$$N_{pl,e} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 254 \ cm^2 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 5969 \ kN$$

$$\frac{N_{Ed,G}}{N_{pl,e}} = \frac{509,95 \ kN}{5969 \ kN} = 0,0854$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{254 \ cm^2 - 2 \cdot 30 \ cm \cdot 2,9 \ cm}{254 \ cm^2} = 0,315$$

$$0,5 \cdot a = 0,5 \cdot 0,315 = 0,158 \le n = 0,238$$

Osna sila ne vpliva na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza

$$\begin{split} M_{pl,Rd} &= W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} = 5591 \ cm^3 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,0} = 131388,5 \ kNcm = 1313,89 \ kNm \\ M_{Rk} &= M_{pl,Rd} = 131388,5 \ kNcm \\ M_y^* &= 1,15 \cdot \omega_{rm} \cdot M_{Rk} = 1,15 \cdot 1,00 \cdot 131388,5 \ kNcm = 151096,78 \ kNcm \end{split}$$

V primeru A), pri katerem v stebrih upoštevamo nominalne vrednosti materialnih parametrov, uporabimo vrednosti faktorja γ_{ov} oziroma ω_{rm} enake 1,0. S tem v stebrih ne upoštevamo dodatne nosilnosti materiala. V primeru B), kjer upoštevamo srednje vrednosti materialnih parametrov, upoštevamo vrednosti γ_{ov} oziroma ω_{rm} , ki ustrezajo obravnavanemu razredu duktilnosti. Na takšen način materialne karakteristike v stebrih povečamo za faktor dodatne nosilnosti.

$$n = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^2 \cdot G \cdot A} = \frac{12 \cdot 21000 kN/cm^2 \cdot 136700 \ cm^4}{(350 \ cm)^2 \cdot 8100 \ kN/cm^2 \cdot 254 \ cm^2} = 0,470$$

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{pl.e}} = 0,239 \le 0,50$$

$$v_b = 1,0$$

$$\theta_y = \frac{L \cdot (1+n)}{6 \cdot (v_b) \cdot EI} \cdot M_y^* = \frac{350 \ cm \cdot (1+0,470)}{6 \cdot 1,0 \cdot 21000 \ kN/cm^2 \cdot 136700 \ cm^4} \cdot 151096,78 \ kNcm = 0,0045 \ rad$$

- Plastična rotacija

$$\begin{pmatrix} \frac{c}{t_w} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{43,8 \ cm}{1,5 \ cm} \end{pmatrix} = 29,20
\begin{pmatrix} \frac{L_b}{i_z} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{350 \ cm}{7,17 \ cm} \end{pmatrix} = 48,81
\nu_G = \frac{N_{Ed,G}}{N_{pl,e}} = \frac{509,95 \ kN}{5969,00 \ kN} = 0,0854
\theta_u^{pl} = 7,37 \cdot \left(\frac{c}{t_w}\right)^{-0,95} \cdot \left(\frac{L_b}{i_z}\right)^{-0,5} \cdot (1 - \nu_G)^{2,4} = 7,37 \cdot 29,20^{-0,95} \cdot 48,81^{-0,5} \cdot (1 - 0,0854)^{2,4}
\theta_u^{pl} = 0,0345 \ rad \le 0,15 \ rad$$

- Mejna rotacija in moment

$$a^* = 7,6 \cdot \left(\frac{c}{t_w}\right)^{-0,4} \cdot \left(\frac{L_b}{i_z}\right)^{-0,16} \cdot (1 - v_G)^{0,2}$$

$$a^* = 7,6 \cdot 29,20^{-0,4} \cdot 48,81^{-0,16} \cdot (1 - 0,0854)^{0,2} = 1,039$$

$$1,0 \le a^* = 1,039 \le 1,2$$

$$M_u^* = a^* \cdot M_y^* = 1,0,69 \cdot 151096,78 \ kNcm = 157033,0 \ kNcm$$

$$\theta_u = \theta_y + \theta_u^{pl} = 0,0045 + 0,0345 = 0,039$$

3.8.3.2 Zunanji stebri momentnih okvirov v DCH, DC3 in DC2

Stebri so enaki v vseh etažah, kar pomeni, da so njihove geometrijske karakteristike enake.

Zunanji stebri – A) DCH ($\omega_{rm} = 1, 0$)							
Etaža	1	2	3	4	5		
ν _G [/]	0,0854	0,0684	0,0512	0,0340	0,0169		
a * [/]	1,039	1,043	1,047	1,051	1,054		
$M_y^*[kNcm]$	151096,78	151096,78	151096,78	151096,78	151096,78		
$\theta_{y}[rad]$	0,0045	0,0045	0,0045	0,0045	0,0045		
θ_{u}^{pl} [rad]	0,0345	0,0361	0,0377	0,0394	0,0411		
$M_{u}^{*}[kNm]$	157033,00	157614,74	158190,65	158760,38	159318,69		
θ_u [rad]	0,0390	0,0406	0,0422	0,0439	0,0456		
	Zuna	anji stebri – B)	DCH ($\omega_{rm} = 1$	l, 25)			
Etaža	1	2	3	4	5		
ν _G [/]	0,0683	0,0547	0,0410	0,0272	0,0135		
a * [/]	1,043	1,046	1,049	1,052	1,055		
$M_y^*[kNcm]$	188870,97	188870,97	188870,97	188870,97	188870,97		
$\theta_{y}[rad]$	0,0056	0,0056	0,0056	0,0056	0,0056		
θ_{u}^{pl} [rad]	0,0361	0,0374	0,0387	0,0400	0,0414		
$M_{u}^{*}\left[kNm ight]$	197019,28	197593,38	198163,49	198729,19	199285,17		
θ_u [rad]	0,0417	0,0430	0,0443	0,0457	0,0470		

Preglednica 3.19: Modeli plastičnih členkov za zunanje stebre momentnega okvira v DCH

Zunanji stebri – A) DC3 ($\omega_{rm} = 1, 0$)							
Etaža	1	2	3	4	5		
ν _G [/]	0,0901	0,0721	0,0540	0,0359	0,0177		
a * [/]	1,075	1,080	1,084	1,088	1,092		
$M_y^*[kNcm]$	130125,38	130125,38	130125,38	130125,38	130125,38		
$\theta_{y}[rad]$	0,0048	0,0048	0,0048	0,0048	0,0048		
$\theta_{u}^{pl} [rad]$	0,0371	0,0389	0,0407	0,0426	0,0446		
$M_{u}^{*}[kNm]$	139923,47	140472,98	141016,19	141552,79	142081,57		
θ_u [rad]	0,0419	0,0437	0,0455	0,0474	0,0494		
	Zuna	anji stebri – B)	DC3 ($\omega_{rm} = 1$,45)	·		
Etaža	1	2	3	4	5		
ν _G [/]	0,0621	0,0497	0,0372	0,0247	0,0122		
a * [/]	1,082	1,085	1,088	1,090	1,093		
$M_y^*[kNcm]$	188681,79	188681,79	188681,79	188681,79	188681,79		
$\theta_{y} [rad]$	0,0070	0,0070	0,0070	0,0070	0,0070		
$ heta_{u}^{pl}\left[rad ight]$	0,0399	0,0412	0,0425	0,0438	0,0452		
$M_{u}^{*}[kNm]$	204120,93	204658,68	205192,98	205723,38	206248,57		
θ_u [rad]	0,0469	0,0482	0,0495	0,0508	0,0522		

Preglednica 3.20: Modeli plastičnih členkov za zunanje stebre momentnega okvira v DC3

Preglednica 3.21: Modeli plastičnih členkov za zunanje stebre momentnega okvira v DC2

Zunanji stebri – A) DC2 ($\omega_{rm} = 1, 0$)							
Etaža	1	2	3	4	5		
ν _G [/]	0,0980	0,0784	0,0588	0,0390	0,0193		
a * [/]	1,114	1,119	1,124	1,129	1,133		
$M_y^*[kNcm]$	107613,55	107613,55	107613,55	107613,55	107613,55		
$\theta_{y}[rad]$	0,0051	0,0051	0,0051	0,0051	0,0051		
θ_{u}^{pl} [rad]	0,0398	0,0419	0,0441	0,0463	0,0486		
$M_u^* [kNm]$	119926,91	120442,65	120952,41	12145545	121951,01		
$\theta_u [rad]$	0,0449	0,0470	0,0492	0,0514	0,0537		
	Zunanji stebri – B) DC2 ($\omega_{rm} = 1, 45$)						
Etaža	1	2	3	4	5		
ν _G [/]	0,0676	0,0541	0,0405	0,0269	0,0133		
a * [/]	1,122	1,125	1,128	1,132	1,135		
$M_y^*[kNcm]$	226257,49	226257,49	226257,49	226257,49	226257,49		
$\theta_{y}[rad]$	0,0107	0,0107	0,0107	0,0107	0,0107		
θ_{u}^{pl} [rad]	0,0431	0,0446	0,0461	0,0477	0,0493		
$M_u^* [kNm]$	253824,00	254554,32	255280,22	256000,44	256713,69		
θ_u [rad]	0,0538	0,0553	0,0569	0,0584	0,0601		

3.8.4 Modeli plastičnih členkov za notranje stebre momentnih okvirov

3.8.4.1 Notranji steber momentnega okvira HEB700 v DCH

- Rotacija in moment na meji tečenja

$$\begin{split} N_{pl,e} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 306 \ cm^2 \cdot \frac{23,5 \ kN/cm^2}{1,0} = 7191 \ kN \\ \frac{N_{Ed,G}}{N_{pl,e}} &= \frac{699,71 \ kN}{5969 \ kN} = 0,0973 \\ a &= \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{306 \ cm^2 - 2 \cdot 30 \ cm \cdot 3,2 \ cm}{306 \ cm^2} = 0,373 \\ 0,5 \cdot a &= 0,5 \cdot 0,373 = 0,186 > n = 0,0973 \end{split}$$

Osna sila ne vpliva na zmanjšanje projektne plastične upogibne nosilnosti prereza

$$\begin{split} M_{pl,Rd} &= W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 8327 \ cm^3 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,0} = 195684,5 \ kNcm\\ M_{Rk} &= M_{pl,Rd} = 195684,5 \ kNcm\\ M_y^* &= 1,15 \cdot \omega_{rm} \cdot M_{Rk} = 1,15 \cdot 1,00 \cdot 195684,5 \ kNcm = 225037,2 \ kNcm \end{split}$$

V primeru A), pri katerem v stebrih upoštevamo nominalne vrednosti materialnih parametrov, uporabimo vrednosti faktorja γ_{ov} oziroma ω_{rm} enake 1,0. S tem v stebrih ne upoštevamo dodatne nosilnosti materiala. V primeru B), kjer upoštevamo srednje vrednosti materialnih parametrov, upoštevamo vrednosti γ_{ov} oziroma ω_{rm} , ki ustrezajo obravnavanemu razredu duktilnosti. Na takšen način materialne karakteristike v stebrih povečamo za faktor dodatne nosilnosti.

$$n = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^2 \cdot G \cdot A} = \frac{12 \cdot 21000 kN/cm^2 \cdot 256900 \ cm^4}{(350 \ cm)^2 \cdot 8100 \ kN/cm^2 \cdot 306cm^2} = 0,213$$

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{pl.e}} = 0,0973 \le 0,50$$

$$v_b = 1,0$$

$$\theta_y = \frac{L \cdot (1+n)}{6 \cdot (v_b) \cdot EI} \cdot M_y^* = \frac{350 \ cm \cdot (1+0,213)}{6 \cdot 1,0 \cdot 21000 kN/cm^2 \cdot 256900 \ cm^4} \cdot 225037,2 \ kNcm = 0,0030 \ rad$$

- Plastična rotacija

$$\begin{pmatrix} c \\ t_w \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{58,2 \ cm}{1,7 \ cm} \end{pmatrix} = 34,24
\begin{pmatrix} \frac{L_b}{i_z} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{350 \ cm}{6,87 \ cm} \end{pmatrix} = 50,95
\nu_G = \frac{N_{Ed,G}}{N_{pl,e}} = 0,0973
\theta_u^{pl} = 7,37 \cdot \left(\frac{c}{t_w}\right)^{-0.95} \cdot \left(\frac{L_b}{i_z}\right)^{-0.5} \cdot (1 - \nu_G)^{2,4} = 7,37 \cdot 34,24^{-0.95} \cdot 50,59^{-0.5} \cdot (1 - 0,0973)^{2,4}
\theta_u^{pl} = 0,0282 \ rad \le 0,15 \ rad$$

- Mejna rotacija in moment

$$a^* = 7,6 \cdot \left(\frac{c}{t_w}\right)^{-0,4} \cdot \left(\frac{L_b}{i_z}\right)^{-0,16} \cdot (1 - \nu_G)^{0,2}$$

$$a^* = 7,6 \cdot 34,24^{-0,4} \cdot 50,95^{-0,16} \cdot (1 - 0,0973)^{0,2} = 0,966$$

$$1,0 \le a^* \le 1,2 \rightarrow a^* = 1,0$$

$$M_u^* = a^* \cdot M_y^* = 1,0 \cdot 225037,2 \ kNcm = 225037,2 \ kNcm$$

$$\theta_u = \theta_y + \theta_u^{pl} = 0,0030 + 0,0282 = 0,0311$$

113

3.8.4.2 Notranji stebri momentnih okvirov v DCH, DC3 in DC2

Stebri so enaki v vseh etažah, kar pomeni, da so njihove geometrijske karakteristike enake.

Notranji stebri – A) DCH ($\omega_{rm} = 1, 0$)						
Etaža	1	2	3	4	5	
ν _G [/]	0,0973	0,0778	0,0584	0,0390	0,0197	
a * [/]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
M _y [*] [kNcm]	225037,18	225037,18	225037,18	225037,18	225037,18	
$\theta_{y}[rad]$	0,0030	0,0030	0,0030	0,0030	0,0030	
$\theta_{u}^{pl} [rad]$	0,0282	0,0296	0,0312	0,0327	0,0343	
$M_{u}^{*}\left[kNm ight]$	225037,2	225037,2	225037,2	225037,2	225037,2	
$\theta_u [rad]$	0,0311	0,0326	0,0341	0,0357	0,0373	
	Notr	anji stebri – B)	DCH ($\omega_{rm} = 1$	l,25)		
Etaža	1	2	3	4	5	
ν _G [/]	0,0778	0,0622	0,0467	0,0312	0,0157	
a * [/]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
M _y [*] [kNcm]	281296,47	281296,47	281296,47	281296,47	281296,47	
$\theta_{y}[rad]$	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037	
$ heta_{u}^{pl}\left[rad ight]$	0,0296	0,0308	0,0321	0,0334	0,0346	
$M_{u}^{*}\left[kNm ight]$	281296,47	281296,47	281296,47	281296,47	281296,47	
$\theta_u [rad]$	0,0333	0,0345	0,0358	0,0370	0,0383	

Preglednica 3.22: Modeli plastičnih členkov za notranje stebre momentnega okvira v DCH

Notranji stebri – A) DC3 ($\omega_{rm} = 1, 0$)						
Etaža	1	2	3	4	5	
ν _G [/]	0,1031	0,0824	0,0619	0,0413	0,0208	
a * [/]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
$M_y^*[kNcm]$	197823,00	197823,00	197823,00	197823,00	197823,00	
$\theta_{y}[rad]$	0,0041	0,0041	0,0041	0,0041	0,0041	
$\theta_{u}^{pl} [rad]$	0,0286	0,0303	0,0319	0,0336	0,0354	
$M_{u}^{*}\left[kNm ight]$	197823,00	197823,00	197823,00	197823,00	197823,00	
θ_u [rad]	0,0327	0,0343	0,0360	0,0377	0,0394	
	Notr	anji stebri – B)	DC3 ($\omega_{rm} = 1$,45)		
Etaža	1	2	3	4	5	
ν _G [/]	0,0711	0,0568	0,0427	0,0285	0,0144	
a * [/]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
M _y [*] [kNcm]	286843,35	286843,35	286843,35	286843,35	286843,35	
$\theta_{y}[rad]$	0,0059	0,0059	0,0059	0,0059	0,0059	
$ heta_{u}^{pl}\left[rad ight]$	0,0312	0,0323	0,0335	0,0347	0,0359	
$M_{u}^{*}\left[kNm ight]$	286843,35	286843,35	286843,35	286843,35	286843,35	
θ_u [rad]	0,0371	0,0383	0,0394	0,0406	0,0419	

Preglednica 3.23: Modeli plastičnih členkov za notranje stebre momentnega okvira v DC3

Preglednica 3.24: Modeli plastičnih členkov za notranje stebre momentnega okvira v DC2

Notranji stebri – A) DC2 ($\omega_{rm} = 1, 0$)						
Etaža	1	2	3	4	5	
ν _G [/]	0,1155	0,0824	0,0693	0,0463	0,0234	
a * [/]	1,032	1,038	1,043	1,048	1,053	
$M_y^*[kNcm]$	151096,78	151096,78	151096,78	151096,78	151096,78	
$\theta_{y}[rad]$	0,0045	0,0045	0,0045	0,0045	0,0045	
θ_{u}^{pl} [rad]	0,0318	0,0339	0,0360	0,0382	0,0404	
$M_u^* [kNm]$	155985,16	156793,51	157581,91	158353,11	159107,61	
$\theta_u [rad]$	0,0364	0,0384	0,0405	0,0427	0,0449	
	Notr	anji stebri – B)	DC2 ($\omega_{rm} = 1$,45)		
Etaža	1	2	3	4	5	
ν _G [/]	0,0797	0,0637	0,0478	0,0320	0,0161	
a * [/]	1,041	1,044	1,048	1,051	1,055	
$M_y^*[kNcm]$	317680,97	317680,97	317680,97	317680,97	317680,97	
$\theta_{y}[rad]$	0,0095	0,0095	0,0095	0,0095	0,0095	
θ_{u}^{pl} [rad]	0,0350	0,0365	0,0380	0,0396	0,0411	
$M_u^* [kNm]$	330575,92	331715,31	332834,08	333935,55	335019,83	
θ_u [rad]	0,0445	0,0460	0,0475	0,0490	0,0506	

115

3.9 Potisna analiza

3.9.1 Računski model

V računskem modelu za potisno analizo v SAP2000 smo uporabili nagnjeni steber, s katerim smo upoštevali stabilizacijo »notranjega« dela konstrukcije. Model z nagnjenim stebrom je opisan v poglavju 3.3.1. Materialno nelinearnost smo zajeli točkovno s pomočjo modelov plastičnih členkov po poglavju 3.8. Plastične členke smo v prečkah modelirali na dejanskem mestu njihovega nastanka. Pri tem smo upoštevali, da plastični členek v prečki nastane na koncu ojačitvenega rebra momentnega spoja prečka – steber, kot podaja EC8. V računskem modelu za potisno analizo smo območje spoja modelirali tako, da smo del prečke, od osi stebra do mesta nastanka plastičnega členka, modelirali kot ločen tog element. S tem smo simulirali momenti spoj. V stebrih smo modeliranje poenostavili in plastične členke definirali v vozliščih stebrov.

Upoštevani modeli plastičnih členkov v analizi temeljijo na pravilih iz standarda prEN 1998-1-1:2021 [1], ki so predstavljena v poglavju 2.5. To pomeni, da poznamo njihovo rotacijo in moment na meji tečenja ter mejno rotacijo in moment. Primer modela plastičnega členka je prikazan na sliki 76.



Slika 76: Model plastičnega členka kot odnos moment-rotacija

V programu SAP2000 lahko plastične členke definiramo po privzeti obliki deformacijske krivulje členka, ki je definirana v FEMA-273 [20]. Obliko določa pet točk: A – izhodišče, B – meja tečenja, C – mejna nosilnost, D – preostala nosilnost po delni porušitvi, E – popolna porušitev. Točke, ki smo jih v programu SAP2000 lahko definirali na podlagi predloga novega standarda EC8 so izhodišče krivulje, meja tečenja in mejna rotacija. V deformacijski krivulji plastičnega členka v programu SAP2000 so definirana tudi vmesna stanja. V našem primeru gre za mejna stanja LS, SD in NC, ki so na sliki 77 označena s črkami A - C. Predlog novega standarda EC8 rotacij v mejnih stanja ne definira, zato smo v

modelu upoštevali privzete vrednosti v programu. V program SAP2000 smo vnašali normirane vrednosti momentov in rotacij. Primer modela plastičnega členka z upoštevanjem pravil v poglavju 2.5 in privzetih definicij v SAP2000 je prikazan na sliki 77.



Slika 77: Model plastičnega členka v SAP2000

Za vse tri obravnavane primere (razrede duktilnosti DCH, DC3 in DC2) smo modelirali dva momenta okvira za dva različna primera modeliranja plastičnih členkov:

- A) srednje vrednosti materialnih parametrov v prečkah, nominalne materialne karakteristike v stebrih (dodatna nosilnost upoštevana samo v prečkah),
- B) srednje vrednosti materialnih parametrov v prečkah in stebrih (dodatna nosilnost upoštevana v prečkah in stebrih).

Potisno analizo smo izvedli po pravilih v poglavju 2.6.

Preglednica 3.25 prikazuje legendo barv, ki se pojavijo v prikazu rezultatov potisne analize s programom SAP2000. Barve plastičnih členkov ponazarjajo stanje plastičnega členka, na osnovi katerega lahko ocenimo poškodovanost elementov. Za vsebino magistrskega dela sta pomembni dve:

- stanje B, ki je obarvano z roza barvo predstavlja efektivno upogibno odpornost na meji tečenja M_{ν}^{*} in rotacijo θ_{ν} na meji tečenja, ki sta definirani v poglavju 2.5 in izračunani v poglavju 3.8;
- stanje E, ki je obarvano z rdečo barvo predstavlja stanje, v katerem je dosežena mejna rotacija θ_{μ} , ki je definirana v poglavju 2.5 in izračunani v poglavju 3.8.

Predlog novega standarda EC8 ne podaja informacij, s katerimi bi lahko definirali rumeno in oranžno stanje. Ti dve stanji smo torej »zanemarili« tako, da smo ju definirali enako kot rdeče stanje - dosežena mejna rotacija. Pri analizi smo opazovali stanje, obarvano z rdečo.

Preglednica 3.25	: Legenda barv	rezultatov v SAP2000
------------------	----------------	----------------------

Meja tečenja	А	В	С			Dosežena mejna rotacija
θ_y	$1,25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$	θ_u	θ_u	θ_u

3.9.2 Seizmični vpliv

Model momentnega okvira je MDOF model, ki ga je potrebno obremeniti z vodoravno statično obtežbo. Preglednica 3.26 prikazuje sile F_i , s katerimi smo obremenili momentne okvire. Masa ekvivalentnega modela je m = 710 t. Redukcijski faktor je enak $\Gamma = 1,364$.

Višina [m]	Φ - nihajna oblika	$m_{i}^{st}\left[t ight]$ (MDOF)	$m_{i}^{st}\left[t ight]$ (SDOF)	$m_i^* \Phi_i^2$	$F_i[kN]$
17,5	1,000	236,7	237	237	236,7
14	0,800	236,7	189	151	189,4
10,5	0,600	236,7	142	85	142,0
7	0,400	236,7	95	38	94,7
3,5	0,200	236,7	47	9	47,3
0	0,000	236,7	0	0	0
		Σ	710	521	710

Preglednica 3.26: Nihajne oblike, mase in vodoravne sile za potisno analizo

Rezultat potisne analize je odnos med celotno strižno silo ob vpetju in pomikom na vrhu okvira. Dobljeni rezultati so podatki za MDOF model. S pomočjo transformacijskega faktorja Γ jih pretvorimo v podatke za SDOF model. Tako dobimo potisno krivuljo za SDOF model, ki jo na osnovi enakosti ploščin idealiziramo.



Slika 78: Idealizacija potisne krivulje za SDOF model [10]

Cilj potisne analize je kontrola porušnih mehanizmov in ocena poškodovanosti pri projektnem potresu. Pri tem velja poudariti, da smo kot porušitev konstrukcije upoštevali stanje, ko prvi plastični členek doseže mejno rotacijo, ki je določena v poglavju 3.8. Rezultati so prikazani v AD formatu (format pospešek – pomik). Na grafih v nadaljevanju so prikazani: elastični in neelastični spekter, idealizirana krivulja kapacitete in linija, ki ponazarja nihajni čas T^* idealiziranega bilinearnega sistema. Ciljni pomik iz grafa razberemo kot presečišče krivulje kapacitete in neelastičnega spektra. Presečišče linije T^* in elastičnega spektra ponazarja zahteve potresa – pospešek, ki ga konstrukcija mora prenesti, da »preživi« in pomik, ki ga mora biti sposobna prenesti brez porušitve.

3.9.3 Krivulje kapacitete

3.9.3.1 Primer A): srednje vrednosti materialnih parametrov v prečkah in nominalne vrednosti v stebrih

V preglednici 3.27 so zbrani rezultati za primer A), kjer je upoštevana dodatna nosilnost prečk.

Razred duktilnosti	Primer 1 (DCH)	Primer 2 (DC3)	Primer 3 (DC2)				
<i>F</i> [<i>kN</i>]	4144,27	3447,92	3023,68				
<i>d</i> [<i>m</i>]	0,366	0,373	0,357				
<i>F</i> * [<i>kN</i>]	3039,13	2528,48	2217,36				
<i>d</i> * [<i>m</i>]	0,269	0,274	0,262				
<i>E</i> * [<i>kNm</i>]	657,38	576,81	484,55				
$k^{*} [1/s^{2}]$	35697	28510	23896				
$d_{y}^{*}\left[m ight]$	0,076	0,088	0,096				
T * [s]	0,886	0,992	1,083				
$S_{y}[m/s^{2}]$	3,667	3,290	3,123				
$S_{ae}[m/s^2]$	4,066	3,588	3,502				
	Projektni potr	$es a_g = 0,25 g$					
$R_{\mu} = \mu$	1,109	1,091	1,121				
$d_t^*[m](SDOF)$	0,085	0,096	0,098				
$d_t [m](MDOF)$	0,115	0,130	0,134				
Mejni potres							
$a_{g}\left[g ight]$	0,740	0,735	0,670				
$R_{\mu} = \mu$	2,594	3,034	2,995				
$d_t^*[m](SDOF)$	0,269	0,274	0,262				
$d_t [m](MDOF)$	0,366	0,373	0,357				

Preglednica 3.27: Rezultati potisne analize za primer A) z upoštevanjem dodatne nosilnosti prečk za tri primere duktilnosti

kjer so:

F celotna strižna sila MDOF sistema pri prvi doseženi mejni rotaciji plastičnega členka

d pomik kontrolne točke MDOF sistema pri prvi doseženi mejni rotaciji plastičnega členka

F^{*} celotna strižna sila SDOF sistema pri prvi doseženi mejni rotaciji plastičnega členka

d^{*} pomik kontrolne točke SDOF sistema pri prvi doseženi mejni rotaciji plastičnega členka

 E^* površina pod transformirano krivuljo kapacitete $F^*(d^*)$ do točke (d_m^*, F_m^*)

k^{*} elastična togost bilinearne idealizacije

 d_y^* pomik na meji tečenja ekvivalentnega SDOF modela

T^{*} nihajni čas ekvivalentnega SDOF modela

 S_y pospešek tečenja F_y^*/m^* ekvivalentnega SDOF modela

S_{ae} elastični spekter pospeškov

 $R_{\mu} = \mu$ Zahtevan faktor duktilnosti za projektni potres

 d_t^* ciljni pomik ekvivalentnega SDOF modela

 d_t ciljni pomik MDOF modela

119

- Ciljni pomik

Grafikon 1 v AD formatu prikazuje krivuljo kapacitete za primer 1 (DCH), kjer je dodatna nosilnost upoštevana v prečkah. Pri potresu z elastičnim spektrom $a_g = 0,25 g$ je dosežen ciljni pomik SDOF sistema enak 8,5 cm, MDOF sistema pa 11,5 cm, kar stanje umešča na mejo tečenja MDOF krivulje. MDOF krivulja je rezultat potisne analize in prikazuje odnos zvezo med celotno strižno silo F_b in kontrolnim pomikom d_n obravnavanega sistema z več prostostnimi stopnjami (MDOF). MDOF krivulje za primere 1, 2 in 3 so prikazane na grafikonu 2. Na sliki 79 je prikazano stanje poškodovanosti momentnega okvira za primer 1 pri navedenem ciljnem pomiku. Največja plastična rotacija v prečki znaša 0,00315 rad (celotna rotacija 0,0096 rad), celotna rotacija v stebru pa 0,00737 rad. Pomik kontrolne točke na vrhu okvira znaša 11,1 cm. Plastični členki se tvorijo v skladu z načrtovanjem nosilnosti (v krajiščih prečk in v stebru pri vpetju). Večina razvitih plastičnih členkov je v območju rotacije na meji tečenja. Zahtevana duktilnost je enaka $\mu = R_{\mu} = 1,109$.



Grafikon 1: Krivulja kapacitete za stopnjo duktilnosti DCH - primer A) dodatna nosilnost prečk



Slika 79: Obnašanje momentnega okvira za stopnjo duktilnosti DCH - primer A) dodatna nosilnost prečk

Grafikon 2 prikazuje potisne krivulje MDOF modela vseh treh obravnavanih primerov. Krivulje za vse tri primere so podobne oblike. Stanje momentnega okvira, ko je dosežen ciljni pomik pri potresu s projektnim pospeškom tal $a_g = 0,25 g$ se zgodi pri primerljivi vrednosti pomikov na vrhu okvira (glej Grafikon 1 in Slika 79 - Slika 81). V vseh treh stanjih je primerljivo stanje, ko je prvič presežena mejna rotacija v plastičnem členku (kvadrat). Bolj zanimivo je opazovati kdaj je na MDOF krivulji dosežena največja celotna strižna sila. V primeru 3 (DC2) je nosilnost dosežena pri najmanjšem pomiku v primerjavi s primeroma 1 (DCH) in 2 (DC3). To je pričakovan rezultat, saj imajo konstrukcije pri stopnji duktilnosti DC2 manjšo sposobnost sipanja energije kot konstrukcije v DCH in DC3. V primeru 1 (DCH) je mejna rotacija presežena preden je dosežena nosilnost. V primeru 2 (DC3) in primeru 3 (DC2) je mejna rotacija dosežena po nastopu največje nosilnosti. Padec krivulj povzroči vpliv TDR. Vidimo, da so trenutne zahteve za upoštevanje vplivov TDR pri konstrukcijah DCH možno pretirane, saj je negativni gradient krivulje DCH zelo neizrazit.



Grafikon 2: Primerjava potisnih krivulj MDOF modela za primer A) z dodatno nosilnostjo prečk
Slika 80 prikazuje stanje poškodovanosti momentnega okvira za primer 2 (DC3), kjer je dodatna nosilnost upoštevana v prečkah. Pri potresu z elastičnim spektrom $a_g = 0,25 g$ je dosežen ciljni pomik SDOF sistema enak 9,8 cm, MDOF sistema pa 13,4 cm, kar stanje umešča na mejo tečenja MDOF krivulje (Grafikon 2). Ciljna pomika sta primerljiva s pomiki primera 1. Celotna rotacija v stebru znaša 0,00805 rad, največja plastična rotacija v prečki 0,00325 rad in celotna rotacija v prečki 0,0108. Rotaciji sta približno 5 % večji kot v primeru 1. Pomik točke na vrhu okvira znaša 12,5 cm. V primeru 2 je razvitih manj plastičnih členkov kot v primeru 1.



Slika 80: Obnašanje momentnega okvira za stopnjo duktilnosti DC3 - primer A) dodatna nosilnost prečk

Slika 81 prikazuje stanje poškodovanosti momentnega okvira za primer 3 (DC2), kjer je dodatna nosilnost upoštevana v prečkah. Pri potresu z elastičnim spektrom $a_g = 0,25 g$ je dosežen ciljni pomik SDOF sistema enak 9,6 cm, MDOF sistema pa 13,0 cm, kar stanje umešča na mejo tečenja MDOF krivulje. Celotna rotacija v stebru znaša 0,00797 rad, največja plastična rotacija v prečki 0,00247 rad in celotna rotacija v prečki 0,0103. Plastična rotacija v prečki je približno 20 % manjša kot v primeru 1 in 25% manjša kot v primeru 2. Rotacija v stebru je 8 % večja kot v primeru 1. Pomik točke na vrhu okvira znaša 13,1 cm. V primeru 3 je razvitih manj plastičnih členkov kot v primeru 1 in 2. Večina razvitih plastičnih členkov je v območju rotacije na meji tečenja.



Slika 81: Obnašanje momentnega okvira za stopnjo duktilnosti DC2 - primer A) dodatna nosilnost prečk

- Kapaciteta konstrukcij

V drugem delu smo analizirali, kakšen pospešek tal je konstrukcija zmožna prenesti preden prvi plastični členek doseže mejno rotacijo.

Grafikon 3 v AD formatu prikazuje krivuljo kapacitete za primer 1 (DCH), kjer je dodatna nosilnost upoštevana v prečkah. Momentni okvir v primeru 1 je sposoben prenesti potres s pospeškom tal $a_g =$ 0,740 g, ko je v prečki prve etaže dosežena mejna rotacija (Slika 82). To stanje verjetno še ne povzroči porušitve konstrukcije, so pa nekatera mesta že zelo poškodovana. Dosežen ciljni pomik SDOF sistema je 0,269 m, MDOF sistema pa 0,366 m. V prečki je dosežena mejna rotacija, ki v primeru 1 znaša $\theta_u =$ 0,037 *rad*. Plastični mehanizem se tvori skladno z načrtovanjem. Za primer 1 A) velja $T = 0,886 s \ge$ $T_c = 0,5 s$, kar pomeni da je potrebna duktilnost μ enaka redukcijskemu faktorju $\mu = R_{\mu} = 2,594$.



Grafikon 3: Krivulja kapacitete pri maksimalnem pospešku tal, ki ga konstrukcija prenese – DCH, primer A) dodatna nosilnost prečk



Slika 82: Obnašanje momentnega okvira pri maksimalnem pospešku tal, ki ga MO prenese – DCH, primer A)

Grafikon 4 v AD formatu prikazuje krivuljo kapacitete za primer 2 (DC3), kjer je dodatna nosilnost upoštevana v prečkah. Momentni okvir v primeru 2 je sposoben prenesti potres s pospeškom tal $a_g =$ 0,735 g, ko je v prečki prve etaže dosežena mejna rotacija (Slika 83). Dosežen ciljni pomik SDOF sistema je 0,273 m, MDOF sistema pa 0,373 m. V prečki je dosežena mejna rotacija, ki v primeru 1 znaša $\theta_u = 0,040 \ rad$. Obnašanje sistema v primer 2 je zelo podobno obnašanju sistema v primeru 1. Za primer 1 A) velja $T = 0,992 \ s \ge T_C = 0,5 \ s$, kar pomeni da je potrebna duktilnost μ enaka redukcijskemu faktorju $\mu = R_{\mu} = 3,034$.



Grafikon 4: Krivulja kapacitete pri maksimalnem pospešku tal, ki ga konstrukcija prenese – DC3, primer A) dodatna nosilnost prečk



Slika 83: Obnašanje momentnega okvira pri maksimalnem pospešku tal, ki ga MO prenese – DC3, primer A) dodatna nosilnost prečk

Grafikon 5 v AD formatu prikazuje krivuljo kapacitete za primer 3 (DC2), kjer je dodatna nosilnost upoštevana v prečkah. Momentni okvir v primeru 3 je sposoben prenesti potres s pospeškom tal $a_g = 0,672 g$, ko plastični členek prečke v 1. etaži doseže mejno nosilnost (Slika 84). Obnašanje okvira nakazuje nastanek mehke etaže v 2 in 3 etaži, saj je plastifikacija v stebrih že razvita do stopnje mejnega stanja velikih poškodb. Čeprav se nakazuje razvoj mehke etaže, je konstrukcija dosegla duktilnost 2,995.



Grafikon 5: Krivulja kapacitete pri maksimalnem pospešku tal, ki ga konstrukcija prenese – DC2, primer A) dodatna nosilnost prečk



Slika 84: Obnašanje momentnega okvira pri maksimalnem pospešku tal, ki ga MO prenese – DC2, primer A)

3.9.3.2 Primer B), v katerem upoštevamo srednje vrednosti materialnih parametrov v prečkah in stebrih

V preglednici 3.28 so zbrani rezultati za primer B), kjer je upoštevana dodatna nosilnost prečk in stebrov.

Preglednica 3.28: Rezultati potisne analize za modele plastičnih členkov B) za razrede duktilnosti DCH, DC3 in DC2

Razred duktilnosti	DCH	DC3	DC2
<i>F</i> [<i>kN</i>]	4488,10	4004,26	4014,65
<i>d</i> [<i>m</i>]	0,387	0,415	0,410
F * [k N]	3291,27	2936,46	2944,08
d * [m]	0,284	0,304	0,301
E * [k N m]	747,10	729,29	662,67
$k^* [1/s^2]$	35677	28510	23895
$d_{y}^{*}\left[m ight]$	0,082	0,099	0,104
T * [s]	0,886	0,992	1,083
$S_y[m/s^2]$	3,767	3,181	3,080
$S_{ae}[m/s^2]$	3,988	3,309	3,314
Projektni potres $a_g = 0, 25 \ g$			
$R_{\mu} = \mu$	1,059	1,040	1,076
$d_t^*[m](SDOF)$	0,087	0,103	0,104
$d_t [m](MDOF)$	0,118	0,140	0,142
Mejni potres			
$a_{g}\left[g ight]$	0,780	0,745	0,650
$R_{\mu} = \mu$	2,527	2,423	1,877
$d_t^*[m](SDOF)$	0,284	0,304	0,301
$d_t [m](MDOF)$	0,387	0,415	0,410

- Ciljni pomik

Grafikon 6 v AD formatu prikazuje krivuljo kapacitete za primer 1 (DCH), kjer je dodatna nosilnost upoštevana v prečkah in stebrih. Pri potresu z elastičnim spektrom $a_g = 0,25 g$ je dosežen ciljni pomik SDOF sistema enak 8,7 cm, MDOF sistema pa 11,8 cm, kar je nekoliko več kot v primeru A), kjer smo dodatno nosilnost upoštevali samo v prečkah. Na sliki 84 je prikazano stanje poškodovanosti momentnega okvira za primer 1 pri navedenem ciljnem pomiku. Celotna rotacija v stebru znaša 0,0079 rad, plastična rotacija v prečki 0,00379 rad in celotna rotacija v prečki 0,0102 rad. Plastična rotacija v prečki je v primeru, ko dodatno nosilnost upoštevamo v stebrih in prečkah (primer B) približno 15 % večja kot v primeru, ko dodatno nosilnost upoštevamo le v prečkah (primer A). Rotacija v stebru je večja za približno 10 %. Večje rotacije in pomiki v primeru upoštevanja dodatne nosilnosti v prečkah in stebrih so pričakovani zaradi večjih materialnih karakteristik. Pomik točke na vrhu okvira znaša 11,5 cm. Na Slika 85 je prikazano stanje poškodovanosti momentnega okvira za opisan primer. Glede na nastale členke v tem koraku potisne analize opazimo, da se nakazuje tvorba globalnega porušnega mehanizma. V nobenem plastičnem členku še ni razvito mejno stanje velikih poškodb.



Grafikon 6: Krivulja kapacitete za stopnjo duktilnosti DCH - primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov



Slika 85: Obnašanje momentnega okvira za stopnjo duktilnosti DCH - primer B)

Pri potresu za primer 2 (DC3) z upoštevanjem dodatne nosilnosti v prečkah in stebrih pri elastičnim spektru $a_g = 0,25 \ g$ je dosežen ciljni pomik SDOF sistema enak 10,3 cm, MDOF sistema pa 14,0 cm, kar je nekoliko več kot v primeru A), kjer smo dodatno nosilnost upoštevali samo v prečkah. Na sliki 86 je prikazano stanje poškodovanosti momentnega okvira za primer 2 pri navedenem ciljnem pomiku. Celotna rotacija v stebru znaša 0,0069 rad, plastična rotacija v prečki 0,00178 rad in celotna rotacija v prečki 0,00928 rad. Plastična rotacija v prečki je v primeru, ko dodatno nosilnost upoštevamo v stebrih in prečkah (primer B) približno 45 % manjša kot v primeru, ko dodatno nosilnost upoštevamo le v prečkah (primer A). Rotacija v stebru je manjša za približno 15 %. Pomik točke na vrhu okvira znaša

11,1 cm. Slika 86 prikazuje stanje poškodovanosti momentnega okvira za opisan primer. V primeru 2 je razvitih bistveno manj plastičnih členkov kot v primeru 1.



Slika 86: Obnašanje momentnega okvira za stopnjo duktilnosti DC3 - primer B)

Pri potresu za primer 3 (DC2) z upoštevanjem dodatne nosilnosti v prečkah in stebrih pri elastičnim spektru $a_g = 0,25 \ g$ je dosežen ciljni pomik SDOF sistema enak 10,4 cm, MDOF sistema pa 14,2 cm. Slika 87 prikazuje, da okvir ostane elastičen. V stebru največja rotacija znaša 0,00465 rad. Pomik kontrolne točke na vrhu okvira znaša 13,2 cm.



Slika 87: Obnašanje momentnega okvira za stopnjo duktilnosti DC2 - primer B)

- Kapaciteta konstrukcij

V drugem delu smo analizirali, kakšen pospešek tal je konstrukcija zmožna prenesti preden prvi plastični členek doseže mejno rotacijo.

Grafikon 7 v AD formatu prikazuje krivuljo kapacitete za primer 1 (DCH), kjer je dodatna nosilnost upoštevana v prečkah in stebrih. Momentni okvir v primeru 1 je sposoben prenesti potres s pospeškom tal $a_g = 0,780 \ g$. Pri tem plastični členek v prečki v 1. etaži doseže mejno rotacijo (Slika 88). Dosežen ciljni pomik SDOF sistema je 0,284 m, MDOF sistema pa 0,387 m. Obnašanje okvira nakazuje nastanek globalnega porušnega mehanizma. Za primer 1 A) velja $T = 0,886 \ s \ge T_c = 0,5 \ s$, kar pomeni da je potrebna duktilnost μ enaka redukcijskemu faktorju $\mu = R_{\mu} = 2,527$.



Grafikon 7: Krivulja kapacitete pri maksimalnem pospešku tal, ki ga konstrukcija prenese – DCH, primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov



Slika 88: Obnašanje momentnega okvira pri maksimalnem pospešku tal, ki ga MO prenese – DCH, primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov

Grafikon 8 v AD formatu prikazuje krivuljo kapacitete za primer 2 (DC3), kjer je dodatna nosilnost upoštevana v prečkah in stebrih. Momentni okvir v primeru 3 je sposoben prenesti potres s pospeškom tal $a_g = 0,745 \ g$. Pri tem plastični členek v prečki v 1. etaži doseže mejno rotacijo (Slika 89). Dosežen ciljni pomik SDOF sistema je 0,304 m, MDOF sistema pa 0,415 m. Tudi v tem primeru obnašanje okvira nakazuje nastanek globalnega porušnega mehanizma. Za primer 1 A) velja $T = 0,992 \ s \ge T_C = 0,5 \ s$, kar pomeni da je potrebna duktilnost μ enaka redukcijskemu faktorju $\mu = R_{\mu} = 2,423$.



Grafikon 8: Krivulja kapacitete pri maksimalnem pospešku tal, ki ga konstrukcija prenese – DC3, primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov



Slika 89: Obnašanje momentnega okvira pri maksimalnem pospešku tal, ki ga MO prenese – DC3, primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov

Grafikon 9 v AD formatu prikazuje krivuljo kapacitete za primer 3 (DC2), kjer je dodatna nosilnost upoštevana v prečkah in stebrih. Momentni okvir v primeru 3 je sposoben prenesti potres s pospeškom tal $a_g = 0,650 \ g$, ko plastični členek v prečki 2. etaže doseže mejno nosilnost (Slika 90). Dosežen ciljni pomik SDOF sistema je 0,301 m, MDOF sistema pa 0,410 m. V prečki je dosežena mejna rotacija, ki v primeru 1 znaša $\theta_u = 0,040 \ rad$. Obnašanje nakazuje nastanek globalnega plastičnega mehanizma, kar je bistvena razlika s primerom, kjer smo dodatno nosilnost upoštevali le v prečkah in je obnašanje okvira nakazovalo razvoj mehke etaže v 2. in 3. etaži. V primeru 3 je razvitost plastičnih členkov podobna primeroma 1 in 2, le da je mejna rotacija presežena v 2. in ne v 1. etaži. Za primer 1 A) velja $T = 1,083 \ s \ge T_C = 0,5 \ s$, kar pomeni da je potrebna duktilnost μ enaka redukcijskemu faktorju $\mu = R_{\mu} = 1,877$.



Grafikon 9: Krivulja kapacitete pri maksimalnem pospešku tal, ki ga konstrukcija prenese – DC2, primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov



Slika 90: Obnašanje momentnega okvira pri maksimalnem pospešku tal, ki ga MO prenese – DC2, primer B) dodatna nosilnost prečk in stebrov

Grafikon 10 prikazuje potisne krivulje MDOF modela vseh treh obravnavanih primerov za primer, ko dodatno nosilnost upoštevamo v prečkah in stebrih (primer B). Krivulje za vse tri primere so podobne oblike. Momenta okvira za primer 2 (DC3) in 3 (DC2) dosegata nosilnost pri podobnem pomiku. Podobna nosilnost v primeru 2 in 3 je posledica nastanka enakih plastičnih mehanizmov in enakih dimenzij prečk. Pokazali smo, da konstrukcija projektirana za DC2 (primer 3) lahko razvije globalni mehanizem, če je faktor materialne nezanesljivosti za prečke in stebre približno enak. Stanje momentnega okvira, ko je dosežen ciljni pomik pri potresu s projektnim pospeškom tal $a_g = 0,25 g$ se v primeru 1 in 2 (grafikona 6 in 7) zgodi pri primerljivi vrednosti pomikov na vrhu okvira. Momentna okvira v primerih 1 in 3 presežeta mejno rotacijo pri primerljivem pomiku, okvira v primerih 2 in 3 pa pri podobni nosilnosti. Nosilnost v primeru 2 nastopi pri največjih pomikih. Nosilnost momentnega okvira v primeru 2 začne kmalu po dosegu maksimuma upadati, medtem ko momentni okvir v tretjem primeru še nekaj časa vzdržuje svojo nosilnost.



Grafikon 10: Primerjava potisnih krivulj MDOF modela za primer B) dodatna nosilnost v prečkah in stebrih

Grafikon 11 prikazuje primerjavo potisnih krivulj vseh šestih modelov momentnih okvirov. Krivulje za primer B) z upoštevanjem dodatne nosilnosti v prečkah in stebrih so za vse tri razrede duktilnosti višje od krivulj za primer A), kjer smo dodatno nosilnost upoštevali le v prečkah. To je pričakovan rezultat, saj imajo plastični členki v stebrih v primeru B) višjo nosilnost ($\omega_{rm} > 1,0$). Izrazit padec krivulj (predvsem DC3 – A in DC2 – A) je posledica teorije drugega reda. Če opazujemo temno modri krivulji na Grafikon 11, ki predstavljata razred duktilnosti DC2 je zelo lepo vidna razlika v duktilnosti okvirjev A) in B). V primeru A) se plato krivulje konča pri približno d = 0,36 m, medtem, ko se v primeru B) na tem mestu šele začne in je tudi veliko daljši kot v primeru A). Momentni okvir v primeru DC2 - A) takoj po dosegu maksimalne sile izgubi nosilnost in krivulja takoj spremeni smer, medtem ko momentni okvir v DC2 – B) ohranja nosilnost še naprej. Na grafikonu 11 je izrazita razlika med DCH in DC3 (rdeča in zelena krivulja). Momentni okvir v DC3 ima manjšo togost, ker so tudi dimenzije elementov okvirja manjše.



Grafikon 11: Primerjava pushover krivulj MDOF modela

3.10 Poveztek sprememb v postopku za analizo in rezultatov

Vsebina magistrskega dela je zalo obsežna, zato bomo v tem poglavju povzeli bistvene spremembe potresnoodpornega projektiranja jeklenih konstrukcij, ki jih uvaja predlog novega standarda EC8. Ogledali si bomo tudi rezultate, na katere omenjene spremembe vplivajo.

3.10.1 Momentni okvir

Momentni okvir smo za primerjavo projektirali po pravilih obstoječega standarda SIST EN 1998-1:2005 [3] v razredu duktilnosti DCH in po pravilih predloga novega standarda prEN 1998-1:2021 [1] in [2] v razredu duktilnosti DC3. Dodatno smo momentni okvir projektirali po predlogu novega standarda prEN 1998-1:2021 [1] in [2] v razredu duktilnosti DC2. Vsa pravila so zbrana v preglednici 3.29.

	Primer 1 - DCH	Primer 2 - DC3	Primer 3 - DC2
Faktor obnašanja q	6,5	6,5	3,5
Vpliv TDR θ	$\frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	$\frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{\omega_{rm} \cdot \Omega_d \cdot q_R \cdot V_{tot} \cdot h_s}$	$\frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{q_r \cdot q_s \cdot V_{tot} \cdot h_s}$
Omejitev etažnih pomikov	$d_r \cdot 0,5 \le 0,010 \cdot h$	$d_{r,SD} \leq 0,020 \cdot h_s$ oz. $d_{r,DL} \leq 0,010 \cdot h_s$	$d_{r,SD} \leq 0,020 \cdot h_s$ oz. $d_{r,DL} \leq 0,010 \cdot h_s$
ω_{rm} oz. γ_{ov}	1,25	1,45	1,45
ω _{sh}	1,1	1,2	1,2
Obremenitev (prečke)	N_{Ed} $= N_{Ed,G} + N_{Ed,E}$ $N_{Ed} \leq 0,15 N_{Rd,b}$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ $V_{Ed} \leq 0,5 V_{Rd,b}$ M_{Ed} $= M_{Ed,G} + M_{Ed,E}$ $M_{Ed} \leq M_{Rd,b}$	$\begin{split} M_{Ed} &= M_{Ed,G} + M_{Ed,E} \\ M_{Ed} &\leq M_{Rd,b} \end{split}$ $\begin{split} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + N_{Ed,E} \\ N_{Ed} &\leq 0,15 \; N_{Rd,b} \cr V_{Ed} &= V_{Ed,G} + V_{Ed,E} \\ V_{Ed} &\leq \begin{cases} 0,5 \; V_{Rd,b}; \; za \; q > 2 \\ V_{Rd,b}; \; za \; 1,5 < q \leq 2 \end{cases} \end{split}$	$\begin{split} M_{Ed} &= M_{Ed,G} + M_{Ed,E} \\ M_{Ed} &\leq M_{Rd,b} \end{split} \\ N_{Ed} &= N_{Ed,G} + N_{Ed,E} \\ N_{Ed} &\leq 0,15 \ N_{Rd,b} \cr V_{Ed} &= V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \\ V_{Ed} &\leq \begin{cases} 0,5 \ V_{Rd,b}; \ za \ q > 2 \\ V_{Rd,b}; \ za \ 1,5 < q \leq 2 \end{cases} \end{split}$
Obremenitev (stebri)	$N_{Ed} = N_{Ed,G} +$ $1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} +$ $1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E}$ $M_{Ed} = M_{Ed,G} +$ $1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E}$	$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \omega_{rm}\omega_{sh}\Omega_d N_{Ed,E}$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} + \omega_{rm}\omega_{sh}\Omega_d V_{Ed,E}$ $M_{Ed} = M_{Ed,G} + \omega_{rm}\omega_{sh}\Omega_d M_{Ed,E}$	$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 2N_{Ed,E}$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E}$ $M_{Ed} = M_{Ed,G} + M_{Ed,E}$

Preglednica 3.29: Primerjava pravil za potresnoodporno projektiranje momentnih okvirov

Rezultati projektiranja za vse tri obravnavane razrede duktilnosti so primerjani v preglednici 3.30.

	Primer 1 - DCH	Primer 2 - DC3	Primer 3 - DC2
Faktor obnašanja q	6,5	6,5	3,5
Vpliv TDR θ	Približno s faktorjem $k_{\theta} = \frac{1}{1-\theta} = 1,234$ (merodajno; poveča potresne sile, kar pomeni različno izhodišče za analizo)	ni vpliva	ni vpliva
Vpliv torzije	1,3	1,3	1,3
$F_{b}[kN]$	604	580	920
Omejitev etažnih pomikov d _{max}	$d_r = 33,6 mm \le 35 mm$ (0,96 omejitve)	$d_{r,SD} = 68,6 mm \le 70 mm$ (0,98 omejitve) $d_{r,DL} = 10,55 mm \le 35 mm$ (0,30 omejitve) (merodajno)	$d_{r,SD} = 67,2 mm \le 70 mm$ $(0,96 \text{ omejitve})$ $d_{r,DL} = 19,2 mm \le 35 mm$ $(0,55 \text{ omejitve})$ (merodajno)
ω_{rm} oz. γ_{ov}	1,25	1,45	1,45
ω _{sh}	1,1	1,2	1,2
Profil (prečka)	IPE550	IPE500	IPE500
Prečka	$N_{Ed} = 306,96 \ kN$ $V_{Ed} = 68,33 \ kN$ $M_{Ed} = 389,81 \ kNm$	$N_{Ed} = 243,67 kN$ $V_{Ed} = 67,79 kN$ $M_{Ed} = 313,29 kNm$	$N_{Ed} = 373,60 \ kN$ $V_{Ed} = 204,80 \ kN$ $M_{Ed} = 484,44 \ kNm$
Profil (notranji steber)	HEB700	HEB650	HEB550
Notranji steber*	$N_{Ed} = 724,90 \ kN$ $V_{Ed} = 557,44 \ kN$ $M_{Ed} = 1735 \ kNm$	$N_{Ed} = 706,87 kN$ $V_{Ed} = 577,92 kN$ $M_{Ed} = 607 kNm$	$N_{Ed} = 699,57 \ kN$ $V_{Ed} = 291,21 \ kN$ $M_{Ed} = 825 \ kNm$
Profil (zunanji steber)	HEB550	HEB500	HEB450
Zunanji steber*	$N_{Ed} = 1423,6 \ kN$ $V_{Ed} = 332,4 \ kN$ $M_{Ed} = 979,05 \ kNm$ tebrov v DCH smo obrev	$N_{Ed} = 1399,46 \ kN$ $V_{Ed} = 322,57 \ kN$ $M_{Ed} = 336,79 \ kNm$ menitye ob ypetiu stebra do	$N_{Ed} = 1504,33 kN$ $V_{Ed} = 179,37 kN$ $M_{Ed} = 505,41 kNm$ ločili tako, da smo steber

Preglednica 3.30: Primerjava rezultatov potresnoodporne analize momentnih okvirov

*pri dimenzioniranju stebrov v DCH smo obremenitve ob vpetju stebra določili tako, da smo steber varovali; pri dimenzioniranju stebrov v DC3 in DC2 stebrov ob vpetju nismo varovali, ampak smo dopuščali nastanek plastičnega členka

135



Slika 91: Momentni okvir za primer 1 (DCH)



Slika 92: Momentni okvir za primer 2 (DC3)



Slika 93: Momentni okvir za primer 3 (DC2)

3.10.2 Okvir z ekscentričnim povezjem

136

Okvir z ekscentričnimi povezji smo za primerjavo projektirali po pravilih obstoječega standarda SIST EN 1998-1:2004 [3] v razredu duktilnosti DCH in predloga novega standarda prEN 1998-1:2021 [1] in [2] v razredu duktilnosti DCH. Dodatno smo okvir z ekscentričnim povezjem projektirali po predlogu novega standarda prEN 1998-1:2021 [1] in [2] v razredu duktilnosti DC2. Pravila za vse tri razrede duktilnosti so zbrana v preglednici 3.31.

	DCH	DC3	DC2
Št. povezij	dva povezja	dva povezja	štiri povezja
Faktor obnašanja <i>q</i>	6,0	6,0	3,5
Vpliv TDR	$P_{tot} \cdot d_r$	$P_{tot} \cdot d_{r,SD}$	$P_{tot} \cdot d_{r,SD}$
θ	$V_{tot} \cdot h$	$q_r \cdot q_s \cdot V_{tot} \cdot h_s$	$q_r \cdot q_s \cdot V_{tot} \cdot h_s$
Vpliv torzije	1,3	1,3	1,3
Omejitev etažnih	$d_r \cdot 0,5 \leq 0,010 \cdot h$	$d_{r,SD} \leq 0,015 \cdot h_s$	$d_{r,SD} \leq 0,015 \cdot h_s$
pomikov		oz. $d_{r,DL} \leq 0,010 \cdot h_s$	oz. $d_{r,DL} \leq 0,010 \cdot h_s$
ω_{rm} oz. γ_{ov}	1,25	1,45	1,45
ω _{sh}	1,1	1,8 oz. 1,5	1,8 oz. 1,5

Preglednica 3.31: Primerjava pravil za potresnoodporno projektiranje okvirov z ekscentričnimi povezji

V preglednici 3.32 so primerjani rezultati projektiranja za vse tri obravnavane razrede duktilnost. Za primerjavo obremenitev smo upoštevali diagonale in stebre v 1. etaži okvira.

	DCH	DC3	DC2
Št. povezij	dva povezja	dva povezja	štiri povezja
Faktor obnašanja <i>q</i>	6,0	6,0	3,5
Vpliv TDR - θ	Ni vpliva	Ni vpliva	Ni vpliva
Omeiitev etežnih		$d_{r,SD} = 35,1 mm \le 52,5mm$	$d_{r,SD} = 27 mm \le 52,5 mm$
nomiliov d	$a_r = 18,5 mm \le 35 mm$	(0,67 omejitve)	(0,51 omejitve)
politikov a _{r,max}	(0,55 0116)1006	(merodajno)	(merodajno)
ω_{rm} oz. γ_{ov}	1,25	1,45	1,45
ω _{sh}	1,1	1,8	1,8 oz. 1,5
	$N_{Ed} = 1763,1 kN$	$N_{Ed} = 1869,9 kN$	$N_{Ed} = 1806,5 \ kN$
Diagonala*	$V_{Ed} = 21,5 \ kN$	$V_{Ed} = 35,7 \ kN$	$V_{Ed} = 11,7 \ kN$
	$M_{Ed} = 88,8kNm$	$M_{Ed} = 64,4 \ kNm$	$M_{Ed} = 46,2 \ kNm$
	$N_{Ed} = 3137,0 \ kN$	$N_{Ed} = 3771,9 kN$	$N_{Ed} = 3191,4 kN$
Steber	$V_{Fd} = 16,3 kN$	$V_{Fd} = 15,2kN$	$V_{Fd} = 11,5 \ kN$
	$M_{Ed} = 57,2 \ kNm$	$M_{Ed} = 53,3 \ kNm$	$M_{Ed} = 40,1 \ kNm$
Potresni člen			
(1. etaža)	HEB400	HEB360	HEB400
Diagonalni element			
(1.etaža)	HEA300	HEA320	HEA300
Potresni člen		HEB340	HEB360
(2. etaža)	HEB360		
Diagonalni element			
(2.etaža)	HEA280	HEA320	HEA280
Potresni člen	1150220	LIED220	1150240
(3. etaža)	HEB320	HEB320	HEB340
Diagonalni element	<u>НЕ 4 260</u>	ЦΕ Δ 2 20	ШЕ Δ 260
(3.etaža)	IILA200	TILA320	IILA200
Potresni člen	UED200	UED200	
(4. etaža)	IILD200	TIED200	IILD300
Diagonalni element	НЕ ^ 2 /0	HEA280	HEA240
(4.etaža)	IILA240		
Potresni člen	UED200	HEB240	HEB200
(5. etaža)	HEB200		
Diagonalni element	HE & 220	μελοδυ	HE & 200
(5.etaža)	ILAZZU	EA200	IILA200
Steber	HEB450	HEB450	HEB500
*v DCH sile v diagonalah določimo z najbolj neugodno kombinacijo N_{Ed} , V_{Ed} in M_{Ed} po enačbah			
(2.59) - (2.61); v DC3 sile v diagonalah računamo iz nosilnosti seizmičnega člena kot je			
predstavljeno v poglavju 3.6.7.3.1.2; v DC2 sile v diagonalah določimo z najbolj neugodno			
kombinacijo N_{Ed} , V_{Ed} in M_{Ed} po enačbah (2.46) - (2.48)			

Preglednica 3.32: Primerjava rezultatov potresnoodporne analize okvirov z ekscentričnimi povezji

137





Slika 96: Okvir z ekscentričnim povezjem – primer 3 (DC2)

4 ZAKLJUČEK

Za zagotavljanje potresnoodpornih jeklenih konstrukcij je pri projektiranju potrebno upoštevati veliko dejavnikov. Pomembna je premišljena zasnova nosilne konstrukcije in s tem optimalno razmerje med nosilnostjo, togostjo in stroški izgradnje. Pravila za ustrezno dimenzioniranje potresno varnih objektov so podana s standardi Evrokod 8.

V magistrskem delu smo obravnavali spremembe, ki jih uvaja predlog novega standarda Evrokod 8. Osredotočili smo se na pravila za projektiranje jeklenih konstrukcij. Potresno obtežbo smo določili po trenutno veljavnem standardu EC8, čeprav so v predlogu novega standarda drugačna pravila za določevanje le-te. Za takšen pristop smo se odločili, ker smo želeli primerljive vplive na konstrukcijo, kar nam je omogočilo bolj transparentno primerjavo pravil za projektiranje. V novem standardu so drugače definirani razredi duktilnosti in mejna stanja. Drugače so definirani faktorji obnašanja in faktor občutljivosti za stavbe θ , s katerim kontroliramo vplive TDR. Posodobljene so kontrole etažnih pomikov. Načrtovanje nosilnosti in zagotavljanje globalnih porušnih mehanizmov je bolj zapleteno in strogo. Vrednosti faktorjev materialne variabilnosti ω_{rm} in faktorjev zaradi utrjevanja plastičnih con ω_{sh} se razlikujejo od obstoječih. Drugače je definirano tudi projektno razmerje dodatne nosilnosti Ω_d . Posledično se spremeni tudi postopek določevanja obremenitev v elementih na podlagi kombinacije obtežnih vplivov zaradi gravitacijskih in potresnih obtežnih situacij.

V drugem delu smo s potresnoodporno analizo jeklenega objekta primerjali obstoječa pravila s predlaganimi spremenjenimi pravili na dejanskem primeru jeklenega objekta. Obravnavani jekleni 5etažni objekt v prečni smeri stabilizirata momentna okvira, v vzdolžni smeri pa okvira z ekscentričnimi povezji.

Ugotovili smo, da so spremenjena pravila za kontrolo vplivov TDR manj stroga od obstoječih, kar se ujema z raziskavami na Univerzi v Neaplju [21]. Vplivi TDR so zanimivi iz vidika projektiranja momentnih okvirov, saj povezja na vplive TDR niso tako občutljiva (so bolj toga). Po standardu [3] so bile omejitve TDR merodajne za dimenzioniranje elementov momentnega okvira. Po [1] in [2] smo vplive TDR lahko zanemarili. V kontrolah nosilnosti in stabilnosti je največja razlika v določanju projektnih vplivov, ki je odvisno od faktorja materialne variabilnosti ω_{rm} , faktorja dodatne nosilnosti zaradi utrjevanja v conah sipanja energije ω_{sh} in projektnega razmerja dodatne nosilnosti Ω_d . Za momentna okvira v DC3 in DC2 smo dobili rezultate, ki kažejo na zmanjšanje prečnih prerezov elementov, kar vodi v oblikovanje lažjih in cenejših momentnih okvirov. Momentni okvir v razredu duktilnosti DCH je za 9,5 % težji od momentnega okvira v razredu duktilnosti DC3 in za 15,5 % težji od momentnega okvira v razredu duktilnosti DC2. To pomeni, da so jekleni momentni okviri po standardih [1] in [2] lažji in vitkejši od jeklenih momentnih okvirov v [3]. V grobem se ugotovitve ujemajo z raziskavami na Univerzi v Neaplju [21], kjer so primerjali več jeklenih momentih okvirov in prišli do podobnih zaključkov.

Za momentne okvire v razredih duktilnosti DCH, DC3 in DC2 smo naredili tudi potisno analizo, pri kateri smo iskali ciljne pomike pri projektnem pospešku tal $a_g = 0,25 g$. Ugotovili smo, da so poškodbe momentnih okvirov v tem stanju zelo majhne, njihovo obnašanje pa je tik za elastičnim. Na zmanjšanje togosti konstrukcije vpliva šele nastanek prvih plastičnih členkov. Pri potisni analizi smo iskali tudi

mejni pospešek tal. Izkazalo se je, da je mejno stanje konstrukcije povezano z nastankom mejne rotacije v enem plastičnem členku, ki pa je še daleč od stanja blizu porušitve. Tvori se globalni porušni mehanizem. Obravnavani momentni okviri dosežejo prvo mejno rotacijo prečke projektnem pospešku tal $a_g \approx 0.70 \ g$, kar je bistveno več od projektnega potresa. Za primer A), v katerem smo upoštevali srednje vrednosti materialnih parametrov v prečkah in nominalne karakteristike v stebrih, se izkaže, da se pri porušitvi prve prečke že začne plastifikacija v stebrih. Ob zavedanju, da je tudi v stebrih dejanska meja tečenja večja od upoštevane nominalne, smo v primeru B) srednje vrednosti materialnih parametrov upoštevali stebrih. Opazili smo, da ob doseženi mejni rotaciji v prečki, plastifikacija v stebrih še ni razvita. Potisna analiza je prinesla zadovoljive globalne porušne mehanizme momentnih okvirov. Izkazalo se je, da so momentni okviri projektirani v DC2 sposobni razviti globalni mehanizem, če je faktor materialne nezanesljivosti za prečke in stebre približno enak. V primeru, ko sta se faktorja materialne nezanesljivosti za prečke in stebre razlikovala, se je pri velikih pomikih pričakovano začela tvoriti mehka etaža.

Vplivi TDR za projektiranje okvirov z ekscentričnimi povezji niso merodajni. Na dimenzioniranje elementov povezja je najbolj vplivalo določanje potresnih projektnih vplivov, ki so zaradi spremenjenih faktorjev dodatne nosilnosti ω_{rm} in ω_{sh} bistveno večji. Iz tega razloga smo v DC2 povečali število povezij. Objekta v DCH in DC3 imata v vzdolžni smeri dva okvira z ekscentričnim povezjem, objekt v DC2 pa štiri. Okvir z ekscentričnim povezjem v razredu duktilnosti DCH je za 2,8 % lažji od okvira z ekscentričnim povezjem v razredu duktilnosti DC3 in približno 6,2 % lažji kot okvir z ekscentričnim povezjem v DC2. Če upoštevamo dejansko število ekscentričnih povezji, je teža v prečni smeri objekta v DC2 za 113 % večja kot v DCH, in za 108 % večja kot v DC3. V DC2 so zaradi manjšega faktorja obnašanja potresne sile veliko večje v primerjavi z DC3 in DCH, zato so potrebne večje dimenzije elementov okvira z ekscentričnim povezjem.

Rezultati magistrskega dela so zanimivi in kažejo na spremembe, ne le v postopkih projektiranja, temveč tudi v rezultatih. Izkaže se, da bi po predlogu novega standarda EC8 lahko projektirali vitkejše, lažje in cenejše momentne okvire ter robustnejše in težje okvire z ekscentričnimi povezji. Seveda se moramo pri tem zavedati, da smo v magistrskem delu obravnavali le en objekt in da bi za splošne zaključke potrebovali več raziskav.

Pri izdelavi magistrskega dela je bilo potrebno poglobljeno prebrati obstoječe standarde in predloga novega standarda Evrokod 8. Strokovni jezik in način pisanja je v standardih zelo specifičen, kar je obravnavo otežilo. Prav tako smo pri analizi novih pravil naleteli na veliko neskladij, nesmislov in napačnih sklicevanj, saj je predlog novega standarda še delovna verzija oziroma osnutek. Neskladja pri izbiri simbolov in definicij je mogoče pripisati različnim avtorjem iz različnih področij, ki so ustvarjali nov predlog standarda. Eden izmed problemov, s katerimi smo bili soočeni, je tudi dejstvo, da v slovenščini ne poznamo izrazov za nekatere fenomene oziroma jih poimenujemo le opisno ali pa so leti popolnoma novi in v praksi še nepoznani in neuporabljeni. Če že omenjamo jezik, velja poudariti, da se veliko informacij v prevodu iz originalnega zapisa v angleščini v slovenski zapis izgubi ali popači. Magistrsko delo in študij predlogov novih standardov je bil zame precejšen izziv, vendar sem zaradi tega pridobila širino, ki mi je obravnavanje osnovnih primerov pri študijskem procesu ni dalo. Menim, da je to zame pomembna prelomnica in velik preskok med reševanjem problemov tekom študija in dejanskih problemov, s katerimi se bom primorana soočiti kot inženirka v praksi.

VIRI

Uporabljeni viri

- prEN 1998-1-1:2021. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: [1] General rules and seismic action.
- [2] prEN 1998-1-2:2021. Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance – Part 1-2: Rules for new buildings.
- SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij 1. del: Splošna [3] pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.
- SIST EN 1998-1/A101:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij 1. del: [4] Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.
- [5] Landolfo, R., Mazzolani, F., Dubina, D. et al. 2017. Design of Steel Structures for Buildings in Seismic Areas. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.
- SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij 1.1. del: Splošna [6] pravila in pravila za stavbe.
- [7] SIST EN 1993-1-8:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1.8. del: Projektiranje spojev.
- [8] Landolfo, R., Može, P., Piculin, S. et al. 2018. Equaljoints plus. Brošura z informacijami za 4 potresno kvalificirane spoje. 1. izd. Bruselj. ECCS - European Convention for Constructional Steel work. https://www.steelconstruct.com/documentations/EQJplus Informative documents/D WP1-

2 SL.pdf (Pridobljeno 25. 8. 2022.)

- [9] Landolfo, R., Može, P., Piculin, S. et al. 2018. Equaljoints plus. Priporočila za projektiranje potresno kvalificiranih spojev. 1. izd. Bruselj. ECCS – European Convention for Constructional Steel work. https://www.steelconstruct.com/documentations/EQJplus Pre-
- normative design guidelines/D WP2-4 SL.pdf (Pridobljeno 25. 8. 2022.) [10] Fajfar, p. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradb.
- Vestn. 51, november: 12:302-314. [11] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi –
- Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.
- [12] SIST EN 1991-1-1/A101:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije 1-1.del: Splošni vplivi Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek.
- [13] SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije 1.3. del: Splošni vplivi Obtežba snega.
- [14] SIST EN 1991-1-3/A101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije 1.3. dek: Splošni vplivi Obtežba snega - Nacionalni dodatek.
- [15] SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije 1.4. del: Splošni vplivi Obtežba vetra.
- [16] SIST EN 1991-1-4/A101:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije 1.4. del: Splošni vplivi Obtežba vetra - Nacionalni dodatek.
- [17] Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po standardih Evrokod. Ljubljana, Inženirska Zbornica Slovenije.
- SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. [18]
- Đukić, Đ. 2020. Potresnoodporno projektiranje montažne armiranobetonske stavbe z [19] upoštevanjem osnutka novega Evrokoda 8. Diplomska naloga. Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba Đ. Đukić). (Mentor Dolšek, M.)
- [20] FEMA 1997. NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, Developed by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 273), Washington, D.C.

142

[21] Tartaglia, R., D'Aniello, M., Landolfo, R. 2022. Seismic performance of Eurocode-compliant ductile steel MRFs. Naples. Department of Structures for Engineering and Architecture, University of Naples »Federico II«.

Ostali viri

- [22] Geschwindner, Louis F. 1994. A Practical Approach to the Leaning Column. Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 31, str. 141-149.
- [23] Lenarčič, M. 2020. Primerjava potresne odpornosti armiranobetonske stavbe projektirane po obstoječi in novi različici standarda Evrokod 8. Magistrsko delo. Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Lenarčič). (Mentor Dolšek, M.)
- [24] Blatnik, M. 2018. Kontrola značilnih spojev jeklenih konstrukcij s programom IDEA StatiCa. Diplomska naloga. Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Blatnik). (Mentor Hladnik, L.)
- [25] Lisec, D. 2017. Numerično modeliranje polno nosilnih vijačenih momentnih spojev. Magistrsko delo. Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba D. Lisec). (Mentor Može. P.)
- [26] Dolšek, M. 2004. Opis in primer nelinearne statične analize s programom SAP ali ETABS. Študijsko gradivo za podiplomske študente konstrukcijske smeri pri predmetu Dinamika gradbenih konstrukcij z uporabo v potresnem inženirstvu. Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za konstrukcije in potresno inženirstvo.