

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



MATEJ LENARČIČ

**PRIMERJAVA POTRESNE ODPORNOSTI
ARMIRANOBETONSKE STAVBE PROJEKTIRANE
PO OBSTOJEČI IN NOVI RAZLIČICI
STANDARDA EVROKOD 8**

MAGISTRSKO DELO

**MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM DRUGE
STOPNJE GRADBENIŠTVO**

Ljubljana, 2020

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Kandidat/-ka:

MATEJ LENARČIČ

**PRIMERJAVA POTRESNE ODPORNOSTI
ARMIRANOBETONSKE STAVBE
PROJEKTIRANE PO OBSTOJEČI IN NOVI RAZLIČICI
STANDARDA EVROKOD 8**

Magistrsko delo št.:

**COMPARISON OF EARTHQUAKE RESISTANCE
OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING
DESIGNED ACCORDING TO THE EXISTING AND
NEW VERSION OF THE EUROCODE 8**

Master thesis No.:

Mentor/-ica:

prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

Somentor/-ica:

asist. dr. Anže Babič

Član komisije:

Ljubljana, _____

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
-----------------------	-------------------------	----------------	---------------

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7:006.8(043.3)
Avtor:	Matej Lenarčič, dipl. inž. grad. (UN)
Mentor:	prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	asist. dr. Anže Babič
Naslov:	Primerjava potresne odpornosti armiranobetonske stavbe projektirane po obstoječi in novi različici standarda Evrokod 8
Tip dokumenta:	Magistrsko delo
Obseg in oprema:	88 str., 38 tab., 83 sl., 104 en.
Ključne besede:	Evrokod 8, potresnoodporno projektiranje, armiran beton, pospešek tal, mejno stanje blizu porušitve, potisna analiza, N2 metoda

Izvleček:

V magistrskem delu analiziramo vpliv delovne različice novega standarda Evrokod 8 na potresnoodpornost reprezentativne armiranobetonske stavbe, ki je že bila sprojektirana v skladu z obstoječo različico Evrokoda 8. Učinke standardov ovrednotimo tako, da konstrukcijo obravnavane stavbe ponovno sprojektiramo z upoštevanjem zahtev delovne različice novega standarda in ocenimo njeno potresno odpornost. V prvem delu predstavimo nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe, geometrijo, material, modeliranje vplivov in konstrukcije ter prikažemo armaturne načrte konstrukcije, sprojektirane po obstoječi različici standarda. V drugem delu opišemo novosti pri dimenzioniranju, ki jih prinaša delovna različica novega standarda. Nato nosilno konstrukcijo ponovno sprojektiramo na projektni potresni vpliv in rezultate projektiranja predstavimo v obliki armaturnih načrtov. V zadnjem delu primerjamo potresno odpornost obravnavanih stavb. Za obe konstrukciji stavbe definiramo nelinearen model, izvedemo potisno analizo in s pomočjo metode N2 določimo vrednost pospeška tal, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve. Vpliv potresne obtežbe modeliramo na dva različna načina, z upoštevanjem Evrokodovega elastičnega spektra in z uporabo spletne aplikacije za napovedovanje IDA krivulj. Ker smo novo konstrukcijo projektirali za razred duktilnosti DC2, so projektne potresne obremenitve večje, kar je posledica nižjega faktorja obnašanja. Posledično je večja tudi količina računsko potrebne armature. Nosilnost nove konstrukcije je zato večja, deformacijska kapaciteta pa se ne spremeni bistveno. Zato je potresna odpornost obravnavanih različic stavbe v smislu mejnega pospeška tal približno enaka. Na osnovi rezultatov potresnih analiz lahko sklenemo, da delovna različica novega standarda Evrokod 8 ne prinaša bistvenih razlik na potresno odpornost obravnavane stavbe, pri pogoju, da se nova karta projektnega pospeška tal v prihodnosti ne bo bistveno spremenila.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.042.7:006.8(043.3)
Author:	Matej Lenarčič, B. Sc.
Supervisor:	Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Co-supervisor:	Assist. Anže Babič, Ph.D.
Title:	Comparison of earthquake resistance of a reinforced concrete building designed according to the existing and new version of the Eurocode 8 standard
Document type:	Master thesis
Scope and tools:	88 p., 38 tab., 83 fig., 104 eq.
Keywords:	Eurocode 8, design for earthquake resistance, reinforced concrete, ground acceleration, near collapse limit state, pushover analysis, N2 method

Abstract:

In the master thesis, we analyse the impact of the working version of the new Eurocode 8 standard on the earthquake-resistance of a representative reinforced concrete building, which has already been designed according to Eurocode 8 standard. The effects of standards are evaluated by redesigning the building structures requirements of the working version of the new standard. In the first part, we present the load-bearing structure of the analysed building, geometry, materials and the modelling of the building and loads. Drawings of the reinforcement designed according to the existing version of Eurocode 8 standard are also shown. In the second part, we describe novelties in the design that are introduced in the working version of the new standard. The structure is then redesigned for the seismic design loads, and the design results are presented by reinforcement drawings. In the last part of the thesis, the earthquake resistance of both buildings is compared. For each building structure, a non-linear model is defined, pushover analysis is performed, and the peak ground acceleration that causes the near-collapse limit state is estimated with the N2 method. The effect of seismic action is modelled in two ways, by considering the Eurocode elastic acceleration spectrum and by using the web-based methodology for the prediction of approximate IDA curves. Because we designed the new structure for the ductility class DC2, the seismic design loads were increased due to the lower behaviour factor. As a result, the amount of calculated reinforcement is also increased. The load-bearing capacity of the new structure is, therefore, higher, but the deformation capacity does not change significantly. Thus, the earthquake resistance of the new building, if expressed in terms of ultimate peak ground acceleration, is approximately equal to that designed according to Eurocode 8. Based on the results of seismic analyses, we can conclude that the working version of the new Eurocode 8 standard does not affect the seismic resistance of the analysed building significantly, provided that the seismic design maps will not change considerably in the future.

ZAHVALA

Mentorju prof. dr. Matjažu Dolšku in somentorju asist. dr. Anžetu Babiču se iskreno zahvaljujem za ves čas, ki sta mi ga namenila pri nastajanju mojega magistrskega dela.

KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	II
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	III
ZAHVALA	IV
KAZALO VSEBINE	V
KAZALO SLIK	VII
KAZALO PREGLEDNIC.....	IX
SIMBOLI	XI
1 UVOD	1
2 OPIS OBRAVNAVANE STAVBE.....	2
2.1 Opis konstrukcije in uporabljeni materiali	2
2.2 Modeliranje vplivov	4
2.2.1 Potresni vpliv.....	4
2.2.2 Vertikalna obtežba.....	4
2.2.3 Mase in masni vztrajnostni momenti.....	5
2.3 Modeliranje konstrukcije.....	6
2.3.1 Splošno	6
2.3.2 Merila za pravilnost konstrukcije.....	6
2.3.2.1 Merila za pravilnost po višini.....	6
2.3.2.2 Merila za tlorisno pravilnost.....	6
2.4 Tip konstrukcije in faktor obnašanja	9
2.5 Modalna analiza s spektri odziva	9
2.5.1 Splošno	9
2.5.2 Nihajni časi, efektivne mase in modalne oblike.....	10
2.5.3 Vpliv naključne torzije	11
2.6 Potresna obtežna kombinacija	12
2.7 Notranje sile	12
2.8 Dimenzioniranje	16
3 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJE STAVBE PO OSNUTKU NOVE RAZLIČICE STANDARDA EVROKOD 8.....	21
3.1 Splošno	21
3.2 Značilnosti tal in potresni vpliv.....	21
3.2.1 Tip tal	21
3.2.2 Potresni vpliv.....	22
3.3 Vertikalna obtežba, mase in masni vztrajnostni momenti.....	26
3.4 Modeliranje konstrukcije.....	27
3.4.1 Splošno	27

3.4.2	Sodelujoča širina pasnice.....	28
3.4.3	Modeliranje obodnih sten	29
3.4.4	Merila za pravilnost konstrukcije	30
3.5	Modalna analiza s spektri odziva.....	30
3.5.1	Splošno	30
3.5.2	Nihajni časi, efektivne mase in modalne oblike	30
3.5.3	Vpliv naključne torzije	32
3.5.3.1	Metoda z vodoravnimi silami	33
3.6	Prečne sile na nivoju vpetja	34
3.7	Kontrola pomikov – zahteva po omejitvi poškodb.....	36
3.8	Vpliv teorije drugega reda	38
3.9	Obtežna potresna situacija	39
3.10	Notranje sile.....	39
3.11	Dimenzioniranje	41
3.11.1	Dimenzioniranje gred	41
3.11.2	Dimenzioniranje stebrov.....	45
3.11.3	Dimenzioniranje duktilnih sten	47
3.11.4	Ovojnice upogibnih momentov in prečnih sil sten	51
3.12	Armaturni načrti	53
4	OCENA POSPEŠKA TAL PRI NASTOPU MEJNEGA STANJA BLIZU PORUŠITVE ZA STAVBO, PROJEKTIRANO PO OBSTOJEČI IN NOVI RAZLIČICI STANDARDA.....	68
4.1	Splošno	68
4.2	Nelinearni model konstrukcije za uporabo v potisni analizi.....	68
4.3	Potisna analiza	71
4.4	Določitev pospeška tal pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve	76
4.4.1	Uporaba spektrov odziva	76
4.4.2	Uporaba spletne aplikacije za napovedovanje IDA krivulj	80
5	ZAKLJUČEK	86
6	VIRI	88

KAZALO SLIK

Slika 1: Tloris kletne etaže	2
Slika 2: Tloris tipične etaže	3
Slika 3: Prečni prerez (Fajfar in Kreslin, 2012, str. 29)	3
Slika 4: Elastični in projektni spekter odziva	4
Slika 5: Prva nihajna oblika (translacijska v smeri X , $T_1 = 0,92$ s)	10
Slika 6: Druga nihajna oblika (translacijska v smeri Y , $T_2 = 0,68$ s)	11
Slika 7: Tretja nihajna oblika (torzijska, $T_3 = 0,51$ s)	11
Slika 8: Prečne sile okvirja B, zaradi modalne analize v smeri X	13
Slika 9: Upogibni momenti okvirja B, zaradi modalne analize v smeri X	13
Slika 10: Prečne sile stene N1, zaradi modalne analize v smeri X	14
Slika 11: Upogibni momenti stene N1, zaradi modalne analize v smeri X	14
Slika 12: Prečne sile stene W3, zaradi modalne analize v smeri Y	15
Slika 13: Upogibni momenti stene W3, zaradi modalne analize v smeri Y	15
Slika 14: Armaturni načrt gred na strehi (Fardis in Tsionis, 2012, str. 70)	17
Slika 15: Vzdolžna armatura stebrov C1 do C6 in C11 do C16 ($4\Phi 16$ & $8\Phi 14$) (Fardis in Tsionis, 2012, str. 79)	18
Slika 16: Vzdolžna armatura stebrov C7 do C10 ($4\Phi 18$ & $8\Phi 14$) (Fardis in Tsionis, 2012, str. 79) ...	18
Slika 17: Vzdolžna armatura stene W3 (Fardis in Tsionis, 2012, str. 80)	18
Slika 18: Vzdolžna armatura stene W1 (Fardis in Tsionis, 2012, str. 80)	19
Slika 19: Vzdolžna armatura stene N1 v spodnji etaži (Fardis in Tsionis, 2012, str. 81)	20
Slika 20: Elastični spekter pospeška za lokacijo obravnavane stavbe	25
Slika 21: Projektni spekter pospeškov	26
Slika 22: Matematični model obravnavane konstrukcije	28
Slika 23: Določitev l_0 za račun sodelujoče širine pasnice (SIST EN 1992-1-1:2005)	28
Slika 24: Sodelujoče širine gred (Fajfar in Kreslin, 2012)	29
Slika 25: Prva nihajna oblika (translacijska v smeri X , $T_1 = 0,91$ s)	31
Slika 26: Druga nihajna oblika (translacijska v smeri Y , $T_2 = 0,67$ s)	31
Slika 27: Tretja nihajna oblika (torzijska $T_3 = 0,50$ s)	32
Slika 28: Etažne prečne sile v smeri osi X	35
Slika 29: Etažne prečne sile v smeri osi Y	36
Slika 30: Pomik masnega središča v smeri X [m]	37
Slika 31: Pomik masnega središča v smeri Y [m]	37
Slika 32: Prečne sile v elementih okvirja B v smeri X , določene z modalno analizo s spektri odziva ..	39
Slika 33: Upogibni momenti v elementih okvirja B v smeri X , določeni z modalno analizo s spektri odziva	40
Slika 34: Strižne sile (levo) in upogibni momenti (desno) stene N1 v smeri X , določene z modalno analizo s spektri odziva	40
Slika 35: Strižne sile (levo) in upogibni momenti (desno) stene W3 v smeri Y , določene z modalno analizo s spektri odziva	41
Slika 36: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje duktilnih sten	49
Slika 37: Projektna ovojnica prečnih sil za duktilne stene v mešanem sistemu	50
Slika 38: Projektna ovojnica upogibnih momentov (levo) in prečnih sil (desno) za steno W1	51
Slika 39: Projektna ovojnica upogibnih momentov (levo) in prečnih sil (desno) za steno W3	52
Slika 40: Projektna ovojnica upogibnih momentov (levo) in prečnih sil (desno) za steno N1 v smeri X	52
Slika 41: Projektna ovojnica upogibnih momentov, če potres deluje v pozitivni smeri koordinate Y – »gor« (levo) in v negativni smeri koordinate Y – »dol« (desno) za steno N1 v smeri Y	52
Slika 42: Projektna ovojnica prečnih sil za steno N1 v smeri Y	53
Slika 43: Vzdolžna armatura ($12\Phi 20$) stebrov C1, C2, C5, C6, C11 in C16	53
Slika 44: Vzdolžna armatura ($4\Phi 20$ & $8\Phi 18$) stebrov C12 in C15	53

Slika 45: Vzдолžna armatura ($12\Phi 18$) stebrov C3, C4, C13 in C14	54
Slika 46: Vzдолžna armatura ($12\Phi 18$) stebrov C7 in C10.....	54
Slika 47: Vzдолžna armatura ($4\Phi 18$ & $8\Phi 16$) stebrov C8 in C9	54
Slika 48: Armaturni načrt gred na strehi	55
Slika 49: Armaturni načrt gred v 5. nadstropju	56
Slika 50: Armaturni načrt gred v 4. nadstropju	57
Slika 51: Armaturni načrt gred v 3. nadstropju	58
Slika 52: Armaturni načrt gred v 2. nadstropju	59
Slika 53: Armaturni načrt gred v 1. nadstropju	60
Slika 54: Armaturni načrt stene W1 v 5. nadstropju	61
Slika 55: Armaturni načrt stene W1 v 4. nadstropju	61
Slika 56: Armaturni načrt stene W1 v 3. nadstropju	61
Slika 57: Armaturni načrt stene W1 v 2. nadstropju	61
Slika 58: Armaturni načrt stene W1 v 1. nadstropju	61
Slika 59: Armaturni načrt stene W1 v pritličju.....	62
Slika 60: Armaturni načrt stene W3 v 5. nadstropju	62
Slika 61: Armaturni načrt stene W3 v pritličju, 1., 2., 3. in 4. nadstropju.....	62
Slika 62: Armaturni načrt stene N1 v vseh nadstropjih.....	63
Slika 63: Oblika deformacijske krivulje plastičnega členka.....	68
Slika 64: Prerez stene N1 v orodju »Section Designer« (program SAP2000).	69
Slika 65: Primer plastičnega členka v ETABSu.....	70
Slika 66: Definiran členek za gredo v programu ETABS	71
Slika 67: Potisna krivulja.....	72
Slika 68: Prehod prvih elementov v stanje meje tečenja	73
Slika 69: Stanje maksimalne nosilnosti	74
Slika 70: Stanje maksimalne nosilnosti (stebri in stene v pritlični etaži)	74
Slika 71: Stanje blizu porušitve	75
Slika 72: Stanje blizu porušitve (stene in stebri nad kletnimi etažami).....	76
Slika 73: Določitev idealizirane krivulje	77
Slika 74: Potisna krivulja delovnega primera - smer X	77
Slika 75: Potisna krivulja delovnega primera -smer Y	78
Slika 76: Potisna krivulja delovne različice novega standarda - smer X	78
Slika 77: Potisna krivulja delovne različice novega standarda - smer Y	78
Slika 78: Štiri-linearna idealizacija z upoštevanjem mehkčanja	81
Slika 79: Štiri-linearna idealizacija – trenutno veljavna različica (smer X)	82
Slika 80: Štiri-linearna idealizacija – trenutno veljavna različica (smer Y).....	82
Slika 81: Štiri-linearna idealizacija – delovna različica (smer X).....	83
Slika 82: Štiri-linearna idealizacija – delovna različica (smer Y).....	83
Slika 83: Približne IDA krivulje za primer konstrukcije, projektirane po delovni različici novega standarda, ki jo obremenimo v pozitivni smeri Y (z zeleno črto je odčitana mediana pospeška tal pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve).....	84

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Etažne mase in masni vztrajnostni momenti	5
Preglednica 2: Koordinate centra mas (X_{CM} , Y_{CM}), rotacija zaradi $F_X=10^6$ kN, $F_Y=10^6$ kN in $M=10^6$ kNm, naravni ekscentričnosti (e_{0X} in e_{0Y}) ter koordinate centra togosti (X_{CT} , Y_{CT}).....	7
Preglednica 3: Pomiki (U_X , U_Y) in rotacija (R_Z) zaradi sil $F_{TX}=10^6$ kN, $F_{TY}=10^6$ kN in $M_T=10^6$ kNm, torzijska togost (K_M) in togost zaradi vodoravnih sil (K_{FX} in K_{FY}) ter torzijska radija (r_X , r_Y).....	8
Preglednica 4: Kontrola tlorisne pravilnosti.....	9
Preglednica 5: Nihajni časi in efektivne mase.....	10
Preglednica 6: Torzijski momenti	12
Preglednica 7: Tipi tal podani v delovni različici novega standarda.....	21
Preglednica 8: Etažne mase in masni vztrajnostni momenti	27
Preglednica 9: Karakteristike prerezov sten v smereh X in Y	30
Preglednica 10: Karakteristike kotnega stebra	30
Preglednica 11: Nihajni časi in efektivne mase.....	31
Preglednica 12: Naravna ekscentričnost v smeri osi Y	32
Preglednica 13: Torzijski momenti	33
Preglednica 14: Vodoravne sile f_i , pomiki masnega središča s_i in etažne mase m_i , ki nastopajo pri določitvi osnovnega nihajnega časa po Rayleighovi metodi.....	34
Preglednica 15: Določitev potresnih sil v smeri Y po metodi z vodoravnimi silami	34
Preglednica 16: Prečna sila na nivoju vpetja.....	35
Preglednica 17: Pomiki v centru mas po etažah.....	37
Preglednica 18: Kontrola etažnih pomikov v smereh X in Y	38
Preglednica 19: Kontrola vpliva TDR.....	39
Preglednica 20: Konstrukcijske zahteve za grede	42
Preglednica 21: Konstrukcijske zahteve za stebre	45
Preglednica 22: Konstrukcijske zahteve za duktilne stene.....	47
Preglednica 23: Delež (%) vzdolžne armature sten W1, W3 in N1 v pritličju.....	63
Preglednica 24: Delež vzdolžne armature stebrov (%)	64
Preglednica 25: Delež vzdolžne armature gred NPX (%)	64
Preglednica 26: Delež spodnje vzdolžne armature gred ZPX v osi A (%)	64
Preglednica 27: Delež zgornje vzdolžne armature gred ZPX v osi A (%).....	65
Preglednica 28: Delež spodnje vzdolžne armature gred ZPX v osi C (%).....	65
Preglednica 29: Delež zgornje vzdolžne armature gred ZPX v osi C (%)	65
Preglednica 30: Delež vzdolžne armature gred NPY v osi 2 (%)	66
Preglednica 31: Delež vzdolžne armature gred NPY v osi 3 (%)	66
Preglednica 32: Delež vzdolžne armature gred ZPY (%)	67
Preglednica 33: Razporeditev nelinearne horizontalne obtežbe.....	71
Preglednica 34: Maksimalna sila in pripadajoči pomiki ter pomik pri padcu nosilnosti	72
Preglednica 35: Dosežena stopnja poškodovanosti plastičnega členka	73
Preglednica 36: Ciljni pospešek ob uporabi spektrov odziva.....	80
Preglednica 37: Vhodni podatki za spletno aplikacijo	84
Preglednica 38: Vrednosti pospeškov tal pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve	85

»Ta stran je namenoma prazna.«

SIMBOLI

b_w	širina prereza grede
b_{w0}	širina stojine
d	statična višina prereza
d_{bl}	premer najtanjše vzdolžne palice
$d_{bL,min}$	minimalni prerez vzdolžne palice
d_{bw}	premer stremena
d_r	projektni etažni pomik
F_A	razmerje med največjim spektralnim pospeškom in spektralnim pospeškom pri nihajnem času 0 s
f_{cd}	projektna vrednost tlačne trdnosti betona
f_{ctm}	srednja vrednost natezne trdnosti betona
F_T	amplifikacijski faktor spektralnih pospeškov, odvisen od topografije
f_{yd}	projektna vrednost meje plastičnosti jekla
f_{yk}	karakteristična vrednost meje plastičnosti jekla
F_α	amplifikacijski faktor zaradi vpliva tal za spektralne pospeške pri kratkih nihajnih časih
F_β	amplifikacijski faktor zaradi vpliva tal za spektralne pospeške pri srednje dolgih nihajnih časih
H_{800}	globina skale ali skali podobne geološke formacije
h	etažna višina
h_c	debelina stebra v smeri armaturne palice
h_c	širina stebra v smeri armaturnih palic
h_{cr}	višina kritičnega območja
h_i	debelina (v metrih) i -te plasti tal
h_s	svetla etažna višina
h_w	višina grede
l_b	svetla dolžina grede
l_{cl}	svetla dolžina stebra
l_w	dolžina stene
M_{Edwo}	projektni upogibni moment ob vpetju stene
$M_{i,d,b}$	moment v krajiščih stebra pod vozliščem, ki ustreza stanju formiranja plastičnih členkov
$M_{i,d,t}$	moment v krajiščih stebra nad vozliščem, ki ustreza stanju formiranja plastičnih členkov
$M_{Rb,i}$	projektna vrednost upogibne (pozitivne ali negativne) nosilnosti grede v krajišču i
M_{Rdwo}	projektna upogibna nosilnost ob vpetju stene
N	število zemeljskih plasti od površja, do globine H
PGA_e	projektni pospešek tal za tip A
$S_e(T)$	elastični spekter pospeškov
$S_r(T)$	projektni spekter pospeškov
s_w	medsebojna oddaljenost strižne armature
S_α	največji spektralni pospešek
S_β	spektralni pospešek pri nihajnem času T_β (običajno 1 s)
$S_{\alpha,475}$	referenčni spektralni pospešek za tip tal A in povratno dobo 475 let
$S_{\alpha,ref}$	referenčna spektralna vrednost na platoju
$S_{\alpha,RP}$	največji spektralni pospešek za tip tal A in povratno dobo RP
$S_{\beta,ref}$	referenčni spektralni pospešek (za tip tal A) pri nihajnem času T_β (običajno 1 s)
$S_{\beta,RP}$	spektralni pospešek za tip tal A in povratno dobo RP pri nihajnem času T_β (običajno 1 s)
$S_{\delta,475}$	jakost seizmičnosti
T	nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo
T_A	zgornja meja nihajnih časov s spektralnimi pospeški, enakimi spektralnemu pospešku pri nihajnem času 0 s
T_B	spodnja meja nihajnih časov s konstantnim spektralnim pospeškom
T_C	zgornja meja nihajnih časov s konstantnim spektralnim pospeškom
T_D	spodnja meja nihajnih časov s konstantnim spektralnim pomikom
$T_{LS,CC}$	povratna doba potresa za mejno stanje LS in razred posledic CC

T_{ref}	referenčna povratna doba
$V'_{ED,i}(z)$	prečna sila na višini z , zaradi nihajne oblike i
β	faktor spodnje meje za horizontalni projektni spekter pospeškov
$\gamma_{LS,CC}$	faktor pomembnosti za mejno stanje LS in razred posledic CC
$\varepsilon(z)$	faktor povečanja prečne sile
$\varepsilon_{sy,d}$	projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo
η	korekcijski faktor dušenja
μ_{ϕ}	faktor duktilnosti za ukrivljenost
ν_d	normirana projektna osna sila
ν_i	hitrost strižnega valovanja i -te plasti zemljine
$\nu_{s,H}$	povprečna vrednost hitrosti strižnega valovanja
ρ'	delež tlačne armature v gredah
ρ_{max}	največji dovoljeni delež natezne armature
ρ_{min}	minimalni delež natezne armature
ρ_w	delež strižne armature
ΣM_{Rb}	vsota projektnih upogibnih nosilnosti gred, ki se stikajo v vozlišču
ΣM_{Rc}	vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču
γ_{Rd}	faktor, ki upošteva večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona v tlačni coni
ω_v	mehanski delež navpične armature v stojini
ω_{wd}	mehanski volumski delež zaprtih stremen

1 UVOD

Slovenija leži na potresno aktivnem območju, zato je potresnoodporno projektiranje objektov in zagotavljanje njihove potresne odpornosti zelo pomembno. V praksi to pomeni, da je obvezna uporaba standarda Evrokod 8, katerega glavni namen je v primeru potresa zaščititi človeška življenja, omejiti škodo in zagotoviti, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne.

Trenutno je v fazi nastajanja delovna različica novega standarda Evrokoda 8, ki uvaja določene spremembe pri projektiranju. Ker spremembe standarda lahko pomembno vplivajo na potresno odpornost in varnost konstrukcij, je pomembno, da že v tej fazi opravimo analize, na podlagi katerih lahko presodimo, ali so novosti v standardu smiselne in ali zagotavljajo dovoljšno potresno odpornost.

Opisani izziv naslovimo tudi v okviru pričujočega magistrskega dela, vendar na način, da analiziramo potresno varnost stavbe projektirane po standardu Evrokod 8 in delovni različici novega standarda. Za predmet preučevanja izberemo stenasto armiranobetonsko konstrukcijo, ki je bila predhodno sprojektirana po trenutno veljavni različici standarda Evrokod 8 (Fajfar in Kreslin, 2012; Fardis in Tsionis, 2012). S primerjavo med konstrukcijama, sprojektiranima po obeh različicah standarda, nato ugotovljamo, kako predlagane novosti v standardu vplivajo na količino računsko potrebne armature. Na osnovi primerjave med potresno odpornostjo konstrukcij, pa za primer izbrane stavbe preučujemo nivo potresne varnosti delovne različica novega standarda v primerjavi s potresno varnostjo, ki jo zagotavlja trenutno veljavna različica.

V drugem poglavju predstavljamo geometrijo obravnavane konstrukcije in uporabljene materiale ter modeliranje vplivov in konstrukcije, pri čemer izhajamo iz študije Fajfar in Kreslin (2012). Predstavljamo tudi armaturne načrte, ki so rezultat dimenzioniranja konstrukcije po obstoječi različici standarda Evrokod 8.

V tretjem poglavju opišemo bistvene spremembe, ki jih uvaja delovna različica novega standarda wdEN 1998-1-2:2019.3 (v nadaljevanju delovna različica novega standarda), in ponovno sprojektiramo vertikalne nosilne elemente ter grede na potresni vpliv z uporabo linearne elastične analize s projektnimi spektri odziva in z upoštevanjem načel metode načrtovanja nosilnosti. Geometrije konstrukcije in materialov pri tem ne spreminjamo.

V četrtem poglavju za obe konstrukciji določimo vrednost pospeška tal, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve, pri čemer za osnovno različico konstrukcije izhajamo iz podatkov o prerezih in količini armature, ki so na voljo v literaturi. Nelinearen model za potisno analizo definiramo v programu ETABS. Vrednost mejnega pospeška tal določimo z uporabo metode N2. Potresne zahteve izračunamo na osnovi elastičnega spektra odziva iz trenutno veljavnega standarda Evrokod 8 in z uporabo spletne aplikacije za napovedovanje krivulj inkrementalne dinamične analize IDA ter komentiramo rezultate.

V zadnjem poglavju predstavljamo ugotovitve in zaključke. Sledi še spisek virov.

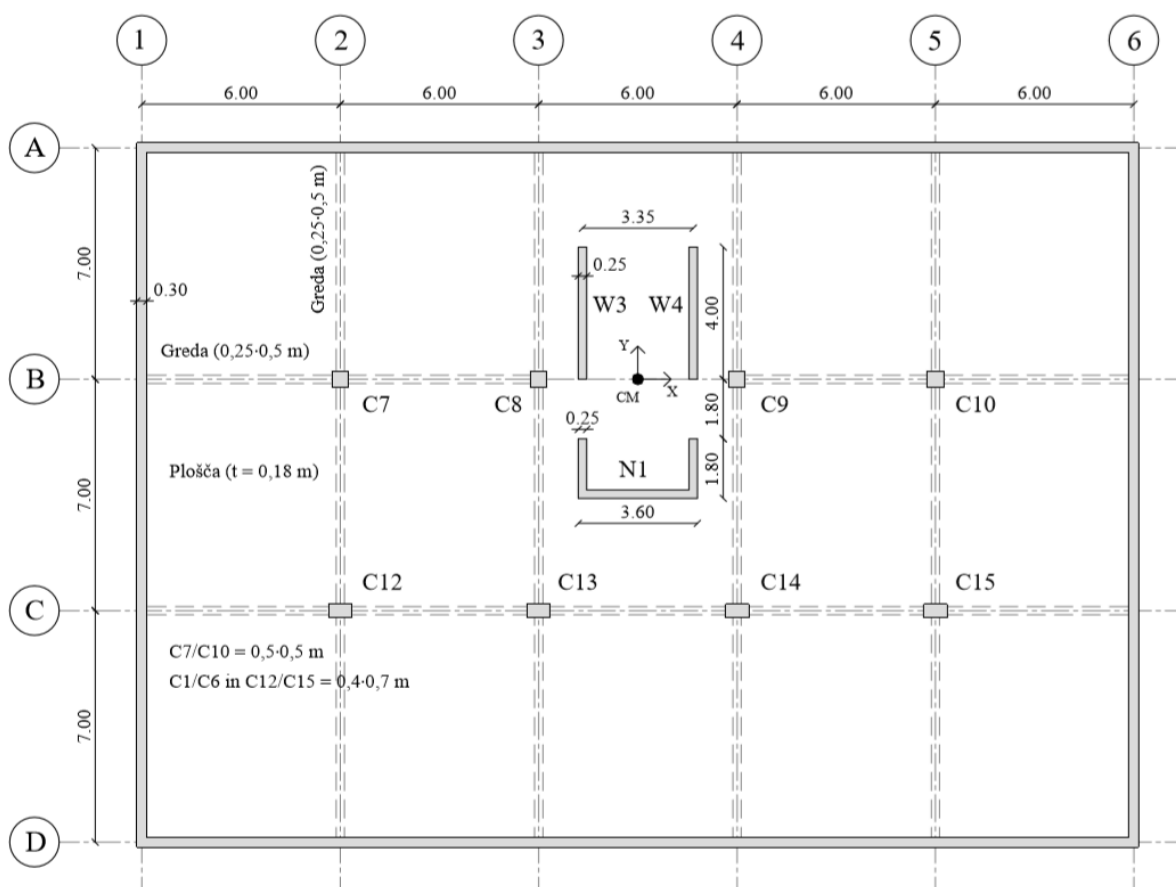
2 OPIS OBRAVNAVANE STAVBE

V sklopu magistrskega dela obravnavamo stavbo, ki je bila prvič predstavljena (Fajfar in Kreslin, 2012) kot reprezentativna stavba za predstavitev projektiranja po obstoječi različici Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1:2006). V tem poglavju stavbo opišemo, poleg tega pa povzamemo postopek modeliranja konstrukcije in potresne obtežbe ter predstavimo dimenzije konstrukcije, kot so bile določene v dokumentu Fajfar in Kreslin (2012).

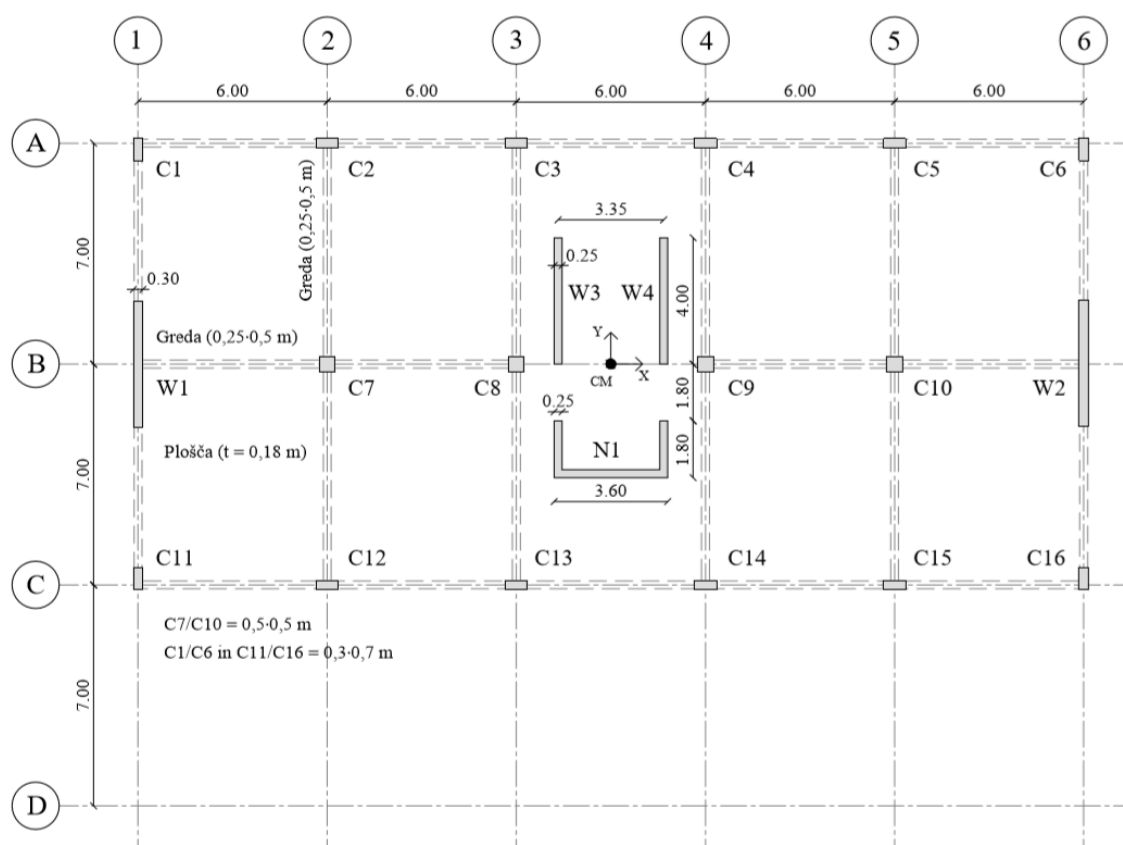
2.1 Opis konstrukcije in uporabljeni materiali

Obravnavana stavba ima armiranobetonsko (AB) konstrukcijo. Prerez in dva tlorisa (kletni in tipični) so prikazani na slikah 1 do 3. Stavba ima 8 etaž, od katerih sta 2 kletni etaži. Skupna višina stavbe nad kletjo je 19 m. Višina prve etaže (med nivojema 0 in 1) znaša 4,0 m, višina drugih etaž pa je 3,0 m. V kleti so obodne stene. Dimenzije kletnih etaž so 30 m · 21 m, medtem ko je površina drugih etaž (nad nivojem 0) manjša, 30 m · 14 m. Konstrukcijski sistem je sestavljen iz sten in okvirjev. Prezezi konstrukcijskih elementov (nosilcev, stebrov in sten) so prikazani na slikah 1 in 2. Medetažna in strešna plošča sta debeli 0,18 m. Temelji so pasovni.

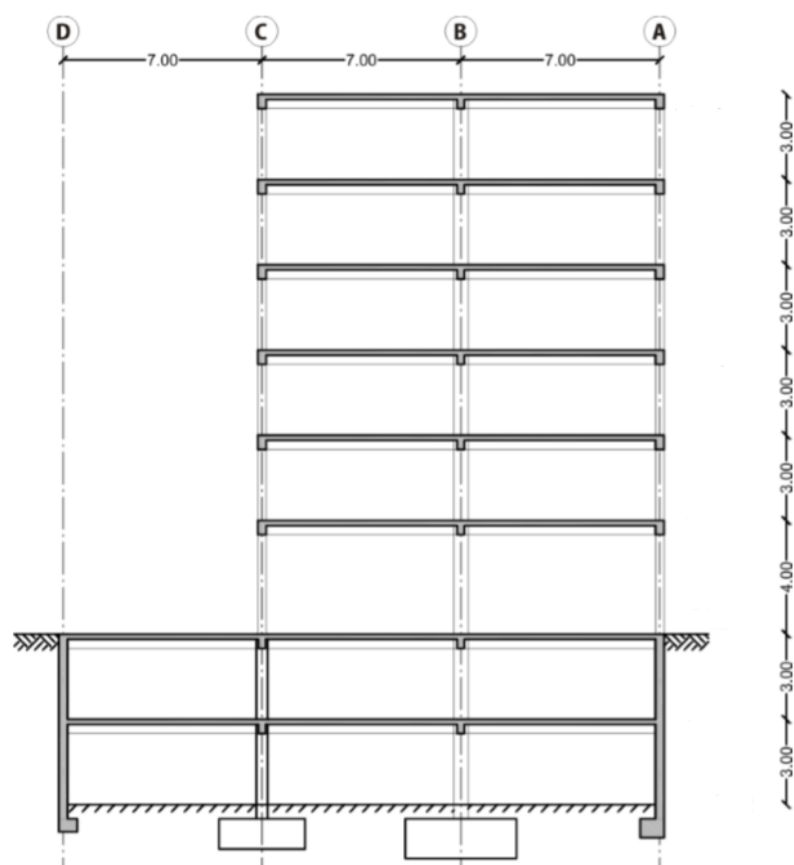
Uporabljen je beton C25/30. Modul elastičnosti znaša $E_{cm} = 31$ GPa (SIST EN 1992-1-1:2005, Preglednica 3.1). Poissonov količnik $\nu = 0$ (razpokan beton) v skladu s standardom (SIST EN 1992-1-1:2005, 3.1.3(4)). Uporabi se jeklo S500 razreda C. Razred izpostavljenosti je XC3, za katerega velja, da je debelina krovnega sloja betona 35 mm.



Slika 1: Tloris kletne etaže



Slika 2: Tloris tipične etaže



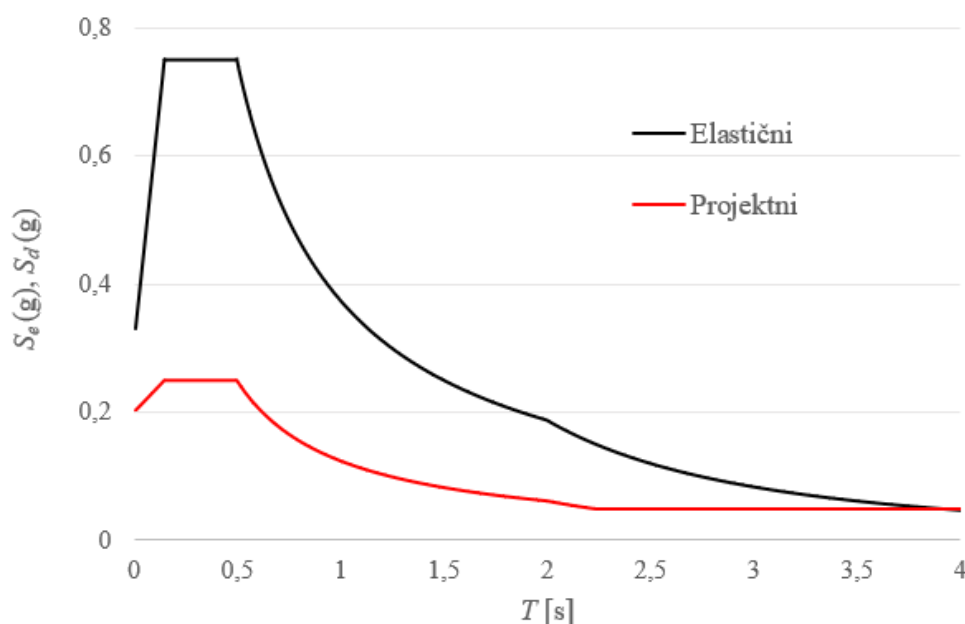
Slika 3: Prečni prerez (Fajfar in Kreslin, 2012, str. 29)

2.2 Modeliranje vplivov

2.2.1 Potresni vpliv

Potresni vpliv je predstavljen v obliki elastičnega spektra pospeškov. V trenutno veljavnem standardu, potresno nevarnost oz. velikost potresnega vpliva določamo z enim samim parametrom, in sicer z referenčno vrednostjo največjega pospeška na tleh tipa A, a_{gR} . Uporabljen je elastični spekter odziva tipa 1 za tip tal B, pri katerem referenčna vrednost največjega pospeška tal znaša $a_{gR} = 0,25 g$. Vrednosti nihajnih časov (T_B , T_C in T_D) in faktor tal S , ki opišejo obliko spektra, imajo naslednje vrednosti: $T_B = 0,15 s$, $T_C = 0,5 s$, $T_D = 2,0 s$ in $S = 1,2$ (SIST EN 1998-1:2006, 3.2.2.2). Stavba spada v drugo kategorijo pomembnosti (SIST EN 1998-1:2006, Preglednica 4.3), za katero faktor pomembnosti znaša $\gamma_I = 1,0$. Projektni pospešek tal a_g je tako enak referenčnemu pospešku tal $a_{gR} = 0,25 g$. Upoštevano je 5-odstotno viskozno dušenje.

Konstruktivski sistem je sposoben prenašati potresne vplive tudi v nelinearnem območju. Posledično se dovoljuje, da pri projektiranju uporabljamo manjše sile, kot se razvijejo pri linearno elastičnem odzivu. Zaradi sposobnosti sipanja energije konstrukcije z duktilnim obnašanjem njenih elementov lahko izvedemo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva. Ta spekter se imenuje »projektni spekter«. Zmanjšanje vrednosti elastičnega spektra uvedemo s faktorjem obnašanja q . Faktor obnašanja zajema faktor dodatne nosilnosti (overstrenght), sposobnost deformiranja (deformation capacity) in disipacije energije (energy dissipation capacity). Odvisen je od tipa konstrukcijskega sistema in uporabljenega materiala glede na ustrezno stopnjo duktilnosti. Določitev vrednosti je predstavljena v poglavju 2.4 in znaša 3,0. Projektni spekter za elastično analizo je definiran skladno s standardom (SIST EN 1998-1:2006, 3.2.2.5). Elastični in projektni spekter, uporabljena v analizi, sta prikazana na sliki 4.



Slika 4: Elastični in projektni spekter odziva

2.2.2 Vertikalna obtežba

Upoštevana so lastni in stalni vplivi »G« ter spremenljivi vplivi »Q«. Med lastne vplive štejemo težo nosilne konstrukcije, med stalne pa preostalo trajno obtežbo (ostale konstrukcijske sklope), ki je predpostavljena kot enakomerno porazdeljena, velikosti, 2 kN/m^2 . Obravnavana je poslovna stavba s pisarnami, ki spada v kategorijo B. Spremenljiva obremenitev je enakomerno porazdeljena po prostoru, njena velikost znaša 2 kN/m^2 (SIST EN 1991-1-1:2004, Preglednica 6.1). Spremenljiva obtežba je v potresnem projektnem stanju zmanjšana s faktorjem $\psi_{2,i} = 0,3$ (SIST EN 1990:2004, Preglednica A.1.1).

Glede na prostorninsko težo betona ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$) in geometrijo konstrukcije je bila določena lastna teža plošč in gred na enotno površinsko obtežbo, ki znaša $5,27 \text{ kN/m}^2$ na nivoju vsake etaže. Z upoštevanjem dodatne stalne obtežbe (2 kN/m^2) znaša celotna trajna obtežba »G« = $5,23 + 2 = 7,23 \text{ kN/m}^2$. Lastna teža stebrov in sten je bila avtomatsko generirana in upoštevana v programu ETABS (CSI, 2016). Lastna in stalna površinska obtežba je bila na osnovi vplivnih površin razporejena na grede in notranje stene. Gredam je bila pripisana enakomerna linijska obtežba, medtem ko so bile notranje stene obremenjene s točkovnimi silami.

2.2.3 Mase in masni vztrajnostni momenti

Pri določevanju mase je bila upoštevana prisotnost lastnih in stalnih ter spremenljivih vplivov, ki se pojavijo v potresni situaciji (2.1), skladno s SIST EN 1998-1:2006, **3.2.4(2)P**:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (2.1)$$

Kombinacijski koeficient $\psi_{E,i}$ upošteva, da koristna obremenitev $Q_{k,i}$ v času potresa ni polno prisotna. Koeficiente za kombinacijo se izračuna z izrazom (2.2):

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (2.2)$$

Za vrednost φ (kategorije uporabe A-C) standard določa vrednost 0,5 za vse etaže razen za vrhnjo (streho), kjer je predpisana vrednost 1,0.

Masni vztrajnostni momenti so določeni le za plošče, saj je lastna teža sten in stebrov v modelu zajeta s specifično težo betona. Definirani so okoli osi Z, v težišču plošče. Masni vztrajnostni momenti so bili izračunani po enačbi (2.3):

$$m_{\phi i} = m_i \cdot \left(\frac{L_X^2 + L_Y^2}{12} \right), \quad (2.3)$$

kjer so:

- $m_{\phi i}$... masni vztrajnostni moment i -te plošče
- m_i ... masa i -te plošče
- L_X ... dolžina stranice v smeri osi X
- L_Y ... dolžina stranice v smeri osi Y

Dolžina daljše stranice (L_X) znaša 30 m, dolžina krajše (L_Y) pa 14 m. V analizi so upoštewane mase in masni vztrajnostni momenti nad kletjo. Mase in masni vztrajnostni momenti kletnih dveh etaž so bili zaradi izredno majhne deformabilnosti obodnih sten zanemarjeni. Skupna masa stavbe tako znaša 2362 ton. Etažne mase in masni vztrajnostni momenti so predstavljeni v preglednici 1.

Preglednica 1: Etažne mase in masni vztrajnostni momenti

Etaža	Masa (t)	Masni vztrajnostni momenti ($\text{t} \cdot \text{m}^2$)
Streha	372	33951
5	396	36128
4	396	36128
3	396	36128
2	396	36128
1	408	37244
Σ	2362	

2.3 Modeliranje konstrukcije

2.3.1 Splošno

Za analizo konstrukcije je bil uporabljen prostorski model v programu ETABS (CSI, 2016). Vsi elementi so bili modelirani kot linijski elementi (bolj podrobno razloženo v poglavju 3.4). Vpliv medetažnih AB plošč je bil modeliran s togimi diafragmami. Na nivoju tal je bilo predpostavljeno polno vpetje vertikalnih elementov v temelje. Mase in masni vztrajnostni momenti so bili definirani v masnih središčih vsake etaže. Izračun vrednosti je predstavljen v poglavju 2.2.3. Upošteevane so bile le mase nad kletnimi etažami. Upoštevana je bila razpokanost prerezov. Polnila v modelu niso bila upoštevana. Slučajna ekscentričnost, ki jo predpisuje SIST EN 1998-1:2006, je bila upoštevana z dodatnimi torzijskimi momenti, ki vrtijo okoli vertikalne osi ter delujejo v posameznih etažah konstrukcije (samo etaže nad kletjo). Prečni prerezi gred so bili izračunani skladno z (SIST EN 1992-1-1:2005, 5.3.2.1).

2.3.2 Merila za pravilnost konstrukcije

2.3.2.1 Merila za pravilnost po višini

Obravnavana konstrukcija izpolnjuje vse zahteve za pravilnost po višini, navedene v obstoječem standardu (SIST EN 1998-1:2006, 4.2.3.3) v primeru, da upoštevamo le etaže nad kletjo. Takšna odločitev je bila sprejeta s strani avtorja izvirnega delovnega primera (Fajfar in Kreslin, 2012). Odločitev je podprta z dejstvom, da je potresni vpliv v kletnih etažah zanemarljiv.

2.3.2.2 Merila za tlorisno pravilnost

Merila za tlorisno pravilnost konstrukcije so navedena v standardu (SIST EN 1998-1:2006, 4.2.3.2). Potrebno je upoštevati naslednja določila:

- Vitkost $\lambda = L_{max}/L_{min}$ stavbe ne sme preseči vrednosti 4, kjer sta L_{max} in L_{min} večja in manjša tlorisna dimenzija, merjena v pravokotnih smereh.
- V vsaki etaži in v vsaki smeri analize morata ekscentričnost e_0 in torzijski polmer r ustrezati pogojem (2.4) in (2.5):

$$e_0 \leq 0,30 \cdot r \quad (2.4)$$

$$r \geq l_s, \quad (2.5)$$

kjer so:

e_0 ... razdalja med središčem togosti in masnim središčem etaže

r ... torzijski polmer etaže

l_s ... vztrajnostni polmer mase etaže (koncentrirane v višini stropa) v vodoravni ravnini, definiran z enačbo (2.6):

$$l_s^2 = \frac{L_x^2 + L_y^2}{12} \quad (2.6)$$

Vitkost obravnavane stavbe je manjša od 4. V primeru kletne etaže znaša vitkost 1,43 (30 m/21 m), medtem ko vitkost stavbe v zgornjih etažah znaša 2,14 (30 m/14 m). Določitve konstrukcijske ekscentričnosti, torzijskega polmera in vztrajnostnega polmera mase, so prikazane v nadaljevanju.

a.) Določitev konstrukcijske ekscentričnosti

Ekscentričnost v vsaki smeri (X in Y) predstavlja razdaljo med masnim središčem (X_{CM} , Y_{CM}) in središčem togosti (X_{CT} , Y_{CT}). Potrebno ga je izračunati za vsako etažo. Center mase za etaže nad kletjo

sovpada z izhodiščem koordinatnega sistema. Center mase kletnih etaž je premaknjen za -3,5 m v smeri osi Y . Standard postopka za določitev togosti eksplicitno ne podaja. Ena izmed opcij je upoštevanje enačb (2.7) in (2.8):

$$e_{0X,i} = \frac{R_{Z,i}(F_{Y,i} = 1)}{R_{Z,i}(M_i = 1)} \quad (2.7)$$

$$e_{0Y,i} = \frac{R_{Z,i}(F_{X,i} = 1)}{R_{Z,i}(M_i = 1)}, \quad (2.8)$$

kjer so:

$R_{Z,i}(F_{Y,i} = 1)$... rotacija etaže i okoli navpične osi zaradi vodoravne statične obremenitve $F_{Y,i} = 1$ v smeri osi Y

$R_{Z,i}(F_{X,i} = 1)$... rotacija etaže i okoli navpične osi zaradi vodoravne statične obremenitve $F_{X,i} = 1$ v smeri osi X

$R_{Z,i}(M_i = 1)$... rotacija etaže i okoli navpične osi zaradi torzijskega momenta $M_i = 1$ okoli vertikalne osi

Zaradi predpostavke toge diafragme, ki deluje na nivoju plošče, lahko sile $F_{Y,i}$, $F_{X,i}$ in M_i delujejo v masnem središču. Za določitev ekscentričnosti na ta način je potreben prostorski model.

V modelu je bilo določenih 24 (3 sile · 8 nadstropij) obtežnih primerov. Rezultati so prikazani v preglednici 2. Kot enotske sile so bile v modelu uporabljene vrednosti za $F_{X,i} = F_{Y,i} = 10^6$ kN in $M_i = 10^6$ kNm. Podane koordinate centra togosti se merijo relativno na masno središče. Vrednosti v globalnem koordinatnem sistemu so določene kot $X_{CT,i} = X_{CM,i} + e_{0X,i}$, $Y_{CT,i} = Y_{CM,i} + e_{0Y,i}$.

Preglednica 2: Koordinate centra mas (X_{CM} , Y_{CM}), rotacija zaradi $F_X = 10^6$ kN, $F_Y = 10^6$ kN in $M = 10^6$ kNm, naravni ekscentričnosti (e_{0X} in e_{0Y}) ter koordinate centra togosti (X_{CT} , Y_{CT})

Etaža	X_{CM}	Y_{CM}	$R_Z(F_X)$	$R_Z(F_Y)$	$R_Z(M)$	e_{0X}	e_{0Y}	X_{CT}	Y_{CT}
	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[m]	[m]	[m]	[m]
Streha	0	0	-0,0761	0	0,0818	0	-0,93	0	-0,93
5	0	0	-0,0571	0	0,0537	0	-1,06	0	-1,06
4	0	0	-0,0418	0	0,0333	0	-1,25	0	-1,25
3	0	0	-0,0277	0	0,0186	0	-1,49	0	-1,49
2	0	0	-0,0151	0	0,0086	0	-1,77	0	-1,77
1	0	0	-0,0059	0	0,0028	0	-2,09	0	-2,09
0	0	-3,5	0,0000	0	0,0002	0	0,00	0	-3,50
-1	0	-3,5	0,0000	0	0,0001	0	0,00	0	-3,50

b.) Določitev torzijskega polmera

Torzijski polmer r_X (r_Y) je določen kot koren kvocienta torzijske togosti in togosti zaradi vodoravnih sil v smereh Y (X), (2.9), (2.10):

$$r_{X,i} = \sqrt{\frac{K_{M,i}}{K_{FY,i}}} \quad (2.9)$$

$$r_{Y,i} = \sqrt{\frac{K_{M,i}}{K_{FX,i}}} \quad (2.10)$$

Postopek določitve torzijske togosti in togosti zaradi vodoravnih sil je podoben določitvi ekscentričnosti konstrukcije. Za vsako etažo je potrebno določiti nove tri obtežne primere. Sile (F_{TX} , F_{TY} , M_T) tokrat

delujejo v centru togosti in ne v masnem središču, kot pri določanju ekscentričnosti konstrukcije. Torzijsko togost in togost zaradi vodoravnih sil se določi s pomočjo enačb (2.11), (2.12) in (2.13):

$$K_{M,i} = \frac{1}{R_{Z,i}(M_{T,i}=1)} \quad (2.11)$$

$$K_{FX,i} = \frac{1}{U_{X,i}(F_{TX,i}=1)} \quad (2.12)$$

$$K_{FY,i} = \frac{1}{U_{Y,i}(F_{TY,i}=1)}, \quad (2.13)$$

kjer so:

$R_{Z,i}(M_{T,i}=1)$... rotacija etaže i okoli navpične osi zaradi torzijskega momenta $M_i = 1$ okoli vertikalne osi

$U_{X,i}(F_{TX,i}=1)$... pomik etaže i v smeri osi X zaradi enotske sile $F_{TX,i}$, ki deluje na nivoju etaže i

$U_{Y,i}(F_{TY,i}=1)$... pomik etaže i v smeri osi Y zaradi enotske sile $F_{TY,i}$, ki deluje na nivoju etaže i

Obravnavana konstrukcija ima 8 nadstropij, zato je bilo ponovno definiranih 24 (3 sile · 8 nadstropij) obtežnih primerov. Za enotske sile so bile privzete vrednosti $F_{TX,i}=F_{TY,i}=10^6$ kN in $M_{T,i}=10^6$ kNm. Rezultati so predstavljeni v preglednici 3.

Preglednica 3: Pomiki (U_X , U_Y) in rotacija (R_Z) zaradi sil $F_{TX}=10^6$ kN, $F_{TY}=10^6$ kN in $M_T=10^6$ kN, torzijska togost (K_M) in togost zaradi vodoravnih sil (K_{FX} in K_{FY}) ter torzijska radija (r_X , r_Y)

Etaža	$U_X(F_{TX})$	$U_Y(F_{TY})$	$R_Z(M_T)$	K_{FX}	K_{FY}	K_M	r_X	r_Y
	[m]	[m]	[rad]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/rad]	[m]	[m]
Streha	22,36	13,22	0,0818	4,47E+04	7,56E+04	1,22E+07	12,71	16,53
5	15,50	8,61	0,0537	6,45E+04	1,16E+05	1,86E+07	12,66	16,98
4	10,25	5,28	0,0333	9,75E+04	1,89E+05	3,00E+07	12,59	17,55
3	6,26	2,93	0,0186	1,60E+05	3,41E+05	5,39E+07	12,57	18,37
2	3,30	1,38	0,0086	3,03E+05	7,26E+05	1,17E+08	12,69	19,64
1	1,29	0,49	0,0028	7,77E+05	2,04E+06	3,56E+08	13,21	21,42
0	0,05	0,07	0,0002	2,22E+07	1,52E+07	5,56E+09	19,15	15,81
-1	0,02	0,03	0,0001	4,76E+07	3,57E+07	1,20E+10	18,37	15,91

c.) Določitev vztrajnostnega polmera mase

Za preverjanje tlorisne pravilnosti konstrukcije je potreben tudi vztrajnostni polmer mase I_s (enačba (2.6)), ki za kletni etaži znaša 10,57 m, za ostale etaže pa 9,56 m. Kontrola določitve tlorisne pravilnosti je predstavljena na preglednici 4.

Preglednica 4: Kontrola tlorisne pravilnosti

Etaža	Smer X				Smer Y			
	$ e_{0x} < 0,3r_x$	$r_x > l_s$			$ e_{0y} < 0,3r_y$	$r_y > l_s$		
Streha	0	3,81	12,71	9,56	0,93	4,96	16,53	9,56
5	0	3,80	12,66	9,56	1,06	5,10	16,98	9,56
4	0	3,78	12,59	9,56	1,25	5,26	17,55	9,56
3	0	3,77	12,57	9,56	1,49	5,51	18,37	9,56
2	0	3,81	12,69	9,56	1,77	5,89	19,64	9,56
1	0	3,96	13,21	9,56	2,09	6,42	21,42	9,56
0	0	5,74	19,15	10,57	0,00	4,74	15,81	10,57
-1	0	5,51	18,37	10,57	0,00	4,77	15,91	10,57

Konstrukcija je torej tlorisno pravilna.

2.4 Tip konstrukcije in faktor obnašanja

V primeru, ko nosilna konstrukcija sestoji iz kombinacije sten in okvirjev, je tip konstrukcije brez ustreznih analiz težko nedvoumno določiti. Standard določa, da je stenasti sistem tisti, ki tako navpično kot vodoravno obtežbo prenaša predvsem z navpičnimi konstrukcijskimi stenami z ali brez odprtini. Prečna nosilnost teh sten ob vpetju stavbe mora presegati vrednost 65% prečne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema. Nosilnosti sten pa ni mogoče določiti, dokler ne določimo potrebne armature, zato standard dopušča, da namesto nosilnosti preverimo delež prečnih sil, ki odpadejo na posamezne elemente v elastični analizi. V primeru obravnavane stavbe v smeri X stene prevzamejo 72% prečnih sil, medtem ko v smeri Y stene prevzamejo kar 92% prečne sile.

Vseeno so se avtorji delovnega primera po diskusiji odločili, da za konstrukcijski sistem izberejo mešani sistem, ekvivalenten stenastemu. Pri tem sistemu je prečna nosilnost sten ob vpetju med 50% in 65 % prečne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema.

Faktor obnašanja se za vsako vodoravno smer posebej izračuna po enačbi (2.14):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5, \quad (2.14)$$

kjer sta:

$q_0 \dots$ osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini in znaša v obravnavanem primeru 3,0 za obe smeri.

$k_w \dots$ faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami in je enak 1,0 (Fajfar in Kreslin, 2012).

Tako je faktor obnašanja v obeh smereh enak osnovni vrednosti faktorja obnašanja in znaša $q=q_0=3,0$.

2.5 Modalna analiza s spektri odziva

2.5.1 Splošno

Modalna analiza s spektri odziva je bila izvedena za vzbujanje tal v dveh pravokotnih smereh (X in Y). Uporabljen je bil projektni spekter odziva, predstavljen v poglavju 2.2.1. Modalni odzivi so bili kombinirani po kombinacijskem pravilu CQC. Rezultati modalne analize v obeh horizontalnih smereh so bili združeni s pravilom SRSS. Konstrukcija je v smeri osi Y simetrična, zato je naravna ekscentričnost v smeri X enaka 0. Slučajna ekscentričnost je bila upoštevana s torzijskimi momenti okoli

navpične osi. Sile za določitev momentov so bile dobljene s pomočjo metode z vodoravnimi silami (SIST EN 1998-1:2006, 4.3.3.2).

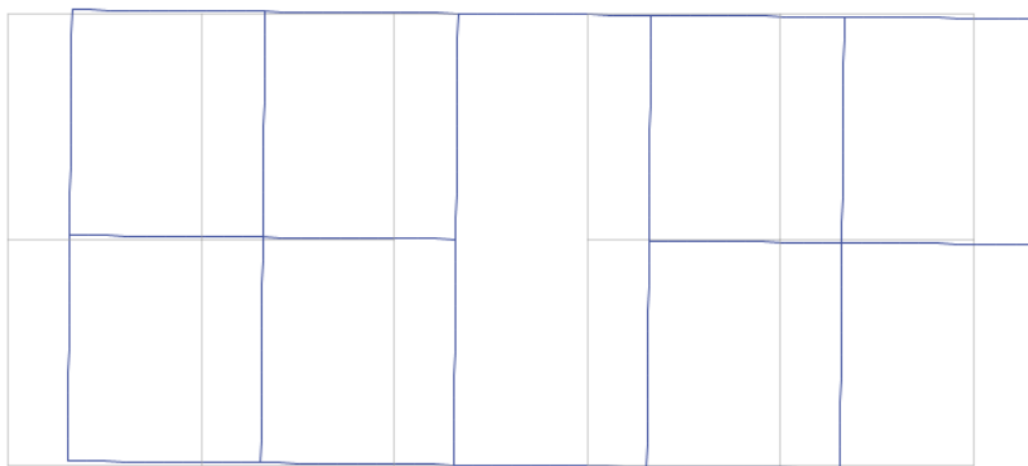
2.5.2 Nihajni časi, efektivne mase in modalne oblike

Osnovne modalne lastnosti konstrukcije (nihajni časi in efektivne mase) so predstavljene v preglednici 5. Prvi trije nihajni časi so 0,92, 0,68 in 0,51 s. Efektivne mase nam povejo, da sta prva in druga nihajna oblika pretežno translacijska v smeri osi X in Y , tretja pa je torzijska. Nihajne oblike so prikazane na slikah 5, 6 in 7. Standard pravi, da je v modalni analizi s spektri odziva potrebno upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu. Ta zahteva je izpolnjena, če je izpolnjen vsaj eden od naslednjih dveh pogojev:

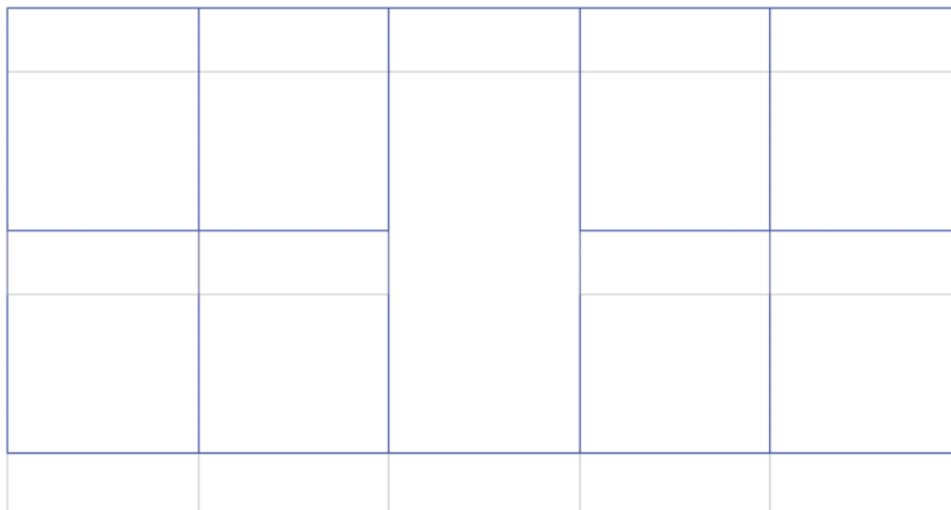
- Vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki se upoštevajo, znaša vsaj 90% celotne mase konstrukcije
- Upoštevajo se vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5% celotne mase

Preglednica 5: Nihajni časi in efektivne mase

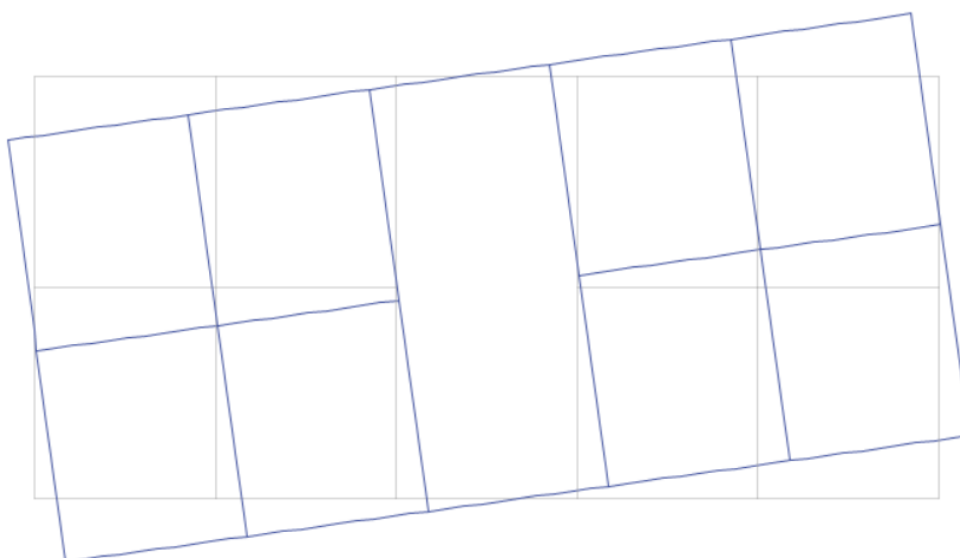
Oblika	T [s]	$M_{eff,UX}$ [%]	$M_{eff,UY}$ [%]	$M_{eff,MZ}$ [%]
1	0,92	80,2	0,0	0,2
2	0,68	0,0	76,3	0,0
3	0,51	0,2	0,0	75,2
4	0,22	15,0	0,0	0,2
5	0,15	0,0	18,5	0,0
6	0,12	0,2	0,0	17,6
ΣM_{eff}		95,7	94,7	93,1



Slika 5: Prva nihajna oblika (translacijska v smeri X , $T_1 = 0,92$ s)



Slika 6: Druga nihajna oblika (translacijska v smeri Y, $T_2 = 0,68$ s)



Slika 7: Tretja nihajna oblika (torzijska, $T_3 = 0,51$ s)

2.5.3 Vpliv naključne torzije

Vpliv slučajne torzije je bil zajet s torzijskimi momenti (M_{ai}), ki v vsaki etaži i vrtijo okrog navpične osi. Definirani so, kot nam prikazuje enačba (2.15):

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i, \quad (2.15)$$

kjer so:

M_{ai} ... torzijski moment okrog navpične osi v etaži i

e_{ai} ... naključna ekscentričnost mase v etaži i glede na nazivni položaj (5% dimenzije etaže)

F_i ... vodoravna sila v etaži i , določena po metodi z vodoravnimi silami

Torzijski momenti so bili upoštevani s pozitivnim in negativnim predznakom (enak predznak za vse etaže), a le v etažah nad kletjo. Sile za določitev torzijskih momentov so določene s pomočjo metode z vodoravnimi silami. Naključna ekscentričnost, vodoravne sile in torzijski momenti so prikazani v preglednici 6.

Preglednica 6: Torzijski momenti

Etaža	L_{Xi} [m]	L_{Yi} [m]	e_{Xi} [m]	e_{Yi} [m]	F_{Xi} [kN]	F_{Yi} [kN]	$M_{Xi}=F_{Xi} \cdot e_{Yi}$ [kNm]	$M_{Yi}=F_{Yi} \cdot e_{Xi}$ [kNm]
Streha	30	14	1,5	0,7	703	951	492	1426
5	30	14	1,5	0,7	630	852	441	1278
4	30	14	1,5	0,7	512	692	358	1039
3	30	14	1,5	0,7	394	533	276	799
2	30	14	1,5	0,7	276	373	193	559
1	30	14	1,5	0,7	162	220	114	329

Standard ne definira natančno, kako v analizi upoštevati torzijske momente, s katerimi zajamemo vpliv slučajne ekscentričnosti mase. Avtorji delovnega primera (Fajfar in Kreslin, 2012) so se odločili, da bodo upoštevali vpliv torzijskih momentov kot ovojnico pozitivnih in negativnih predznakov ($+M_{Xi}$, $-M_{Xi}$, $+M_{Yi}$, $-M_{Yi}$) ter jo dodali rezultatom modalne analize v obeh horizontalnih smereh, združene s pravilom SRSS.

2.6 Potresna obtežna kombinacija

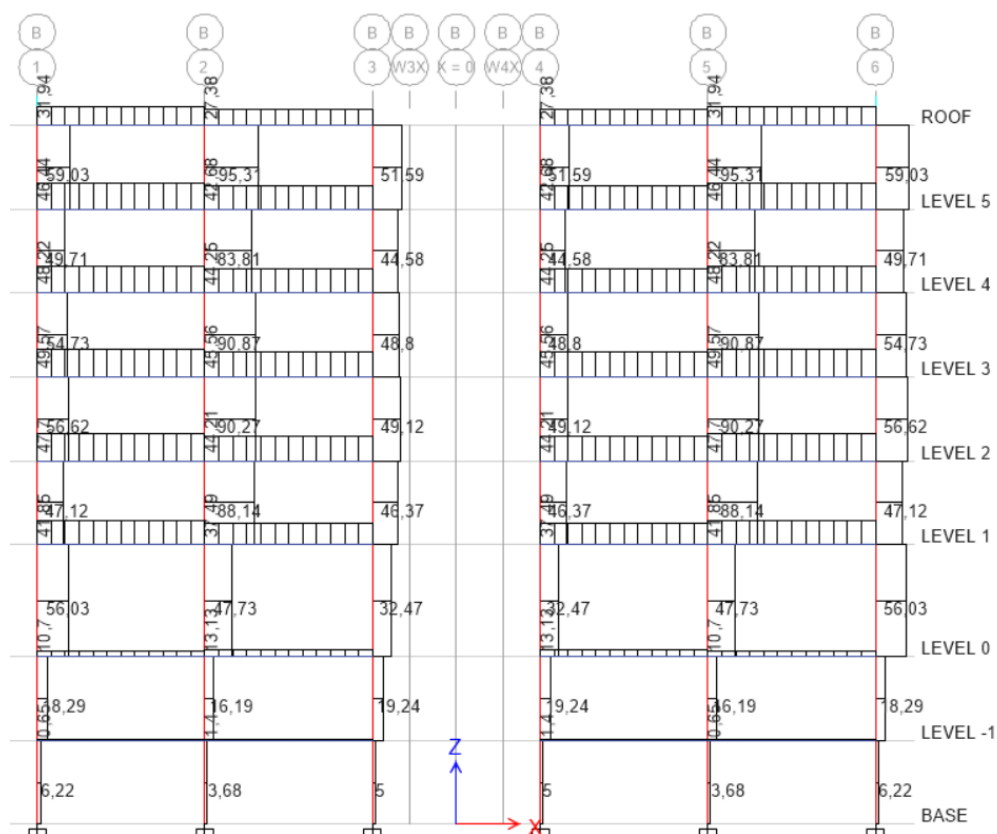
Za določitev projektnih vrednosti notranjih sil zaradi potresnega vpliva, je bila upoštevana obtežna kombinacija (2.16), skladno s SIST EN 1990:2004, 6.4.3.4:

$$1,0 \cdot G + \psi_{2i} \cdot Q \pm E_{XY}(\pm M_a), \quad (2.16)$$

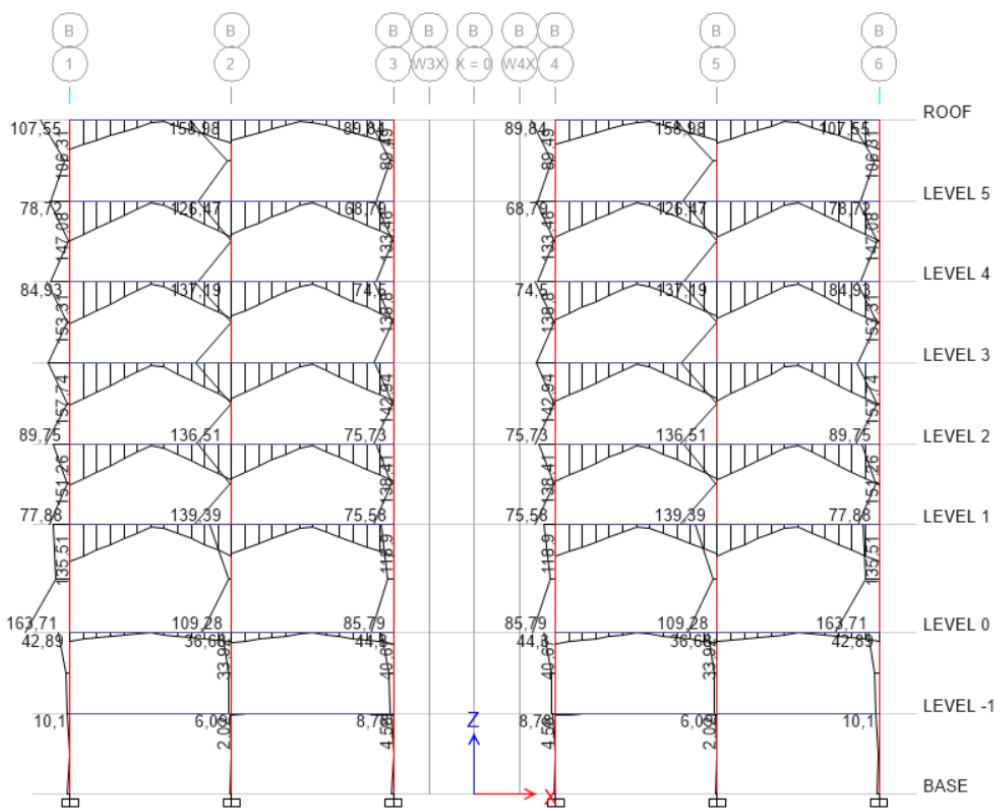
kjer G predstavlja vpliv lastne in stalne obtežbe, Q koristno, reducirano s faktorjem 0,3 in E_{XY} kombiniran potresni vpliv za obe smeri (X in Y) v obliki projektnega spektra, z vključenimi torzijskimi učinki (M_a).

2.7 Notranje sile

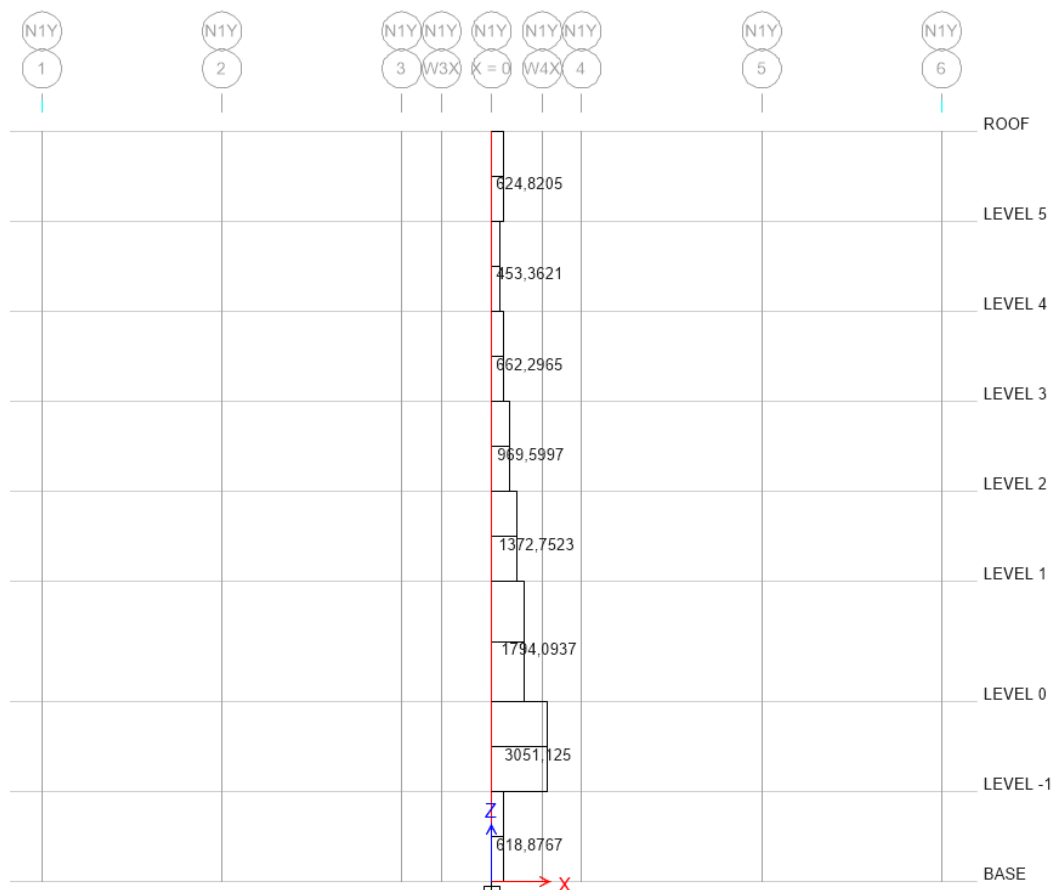
Na slikah 8 do 13 so prikazani rezultati prečnih sil in upogibnih momentov zaradi modalne analize s spektri odziva, za izbrane okvirje in stebre.



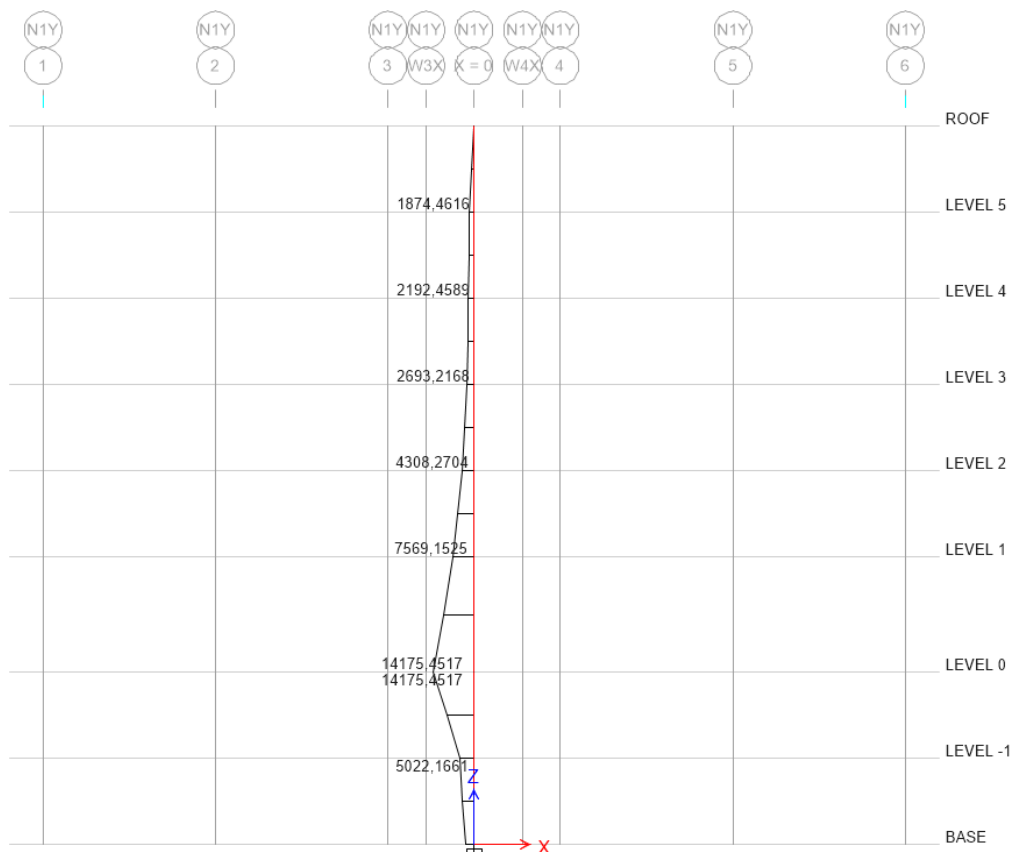
Slika 8: Prečne sile okvirja B, zaradi modalne analize v smeri X



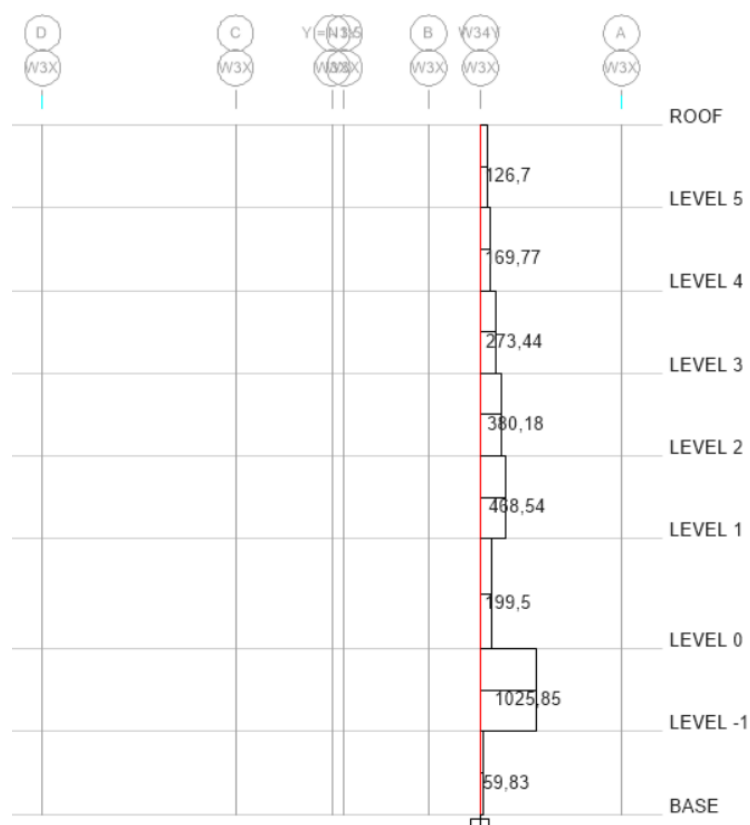
Slika 9: Upogibni momenti okvirja B, zaradi modalne analize v smeri X



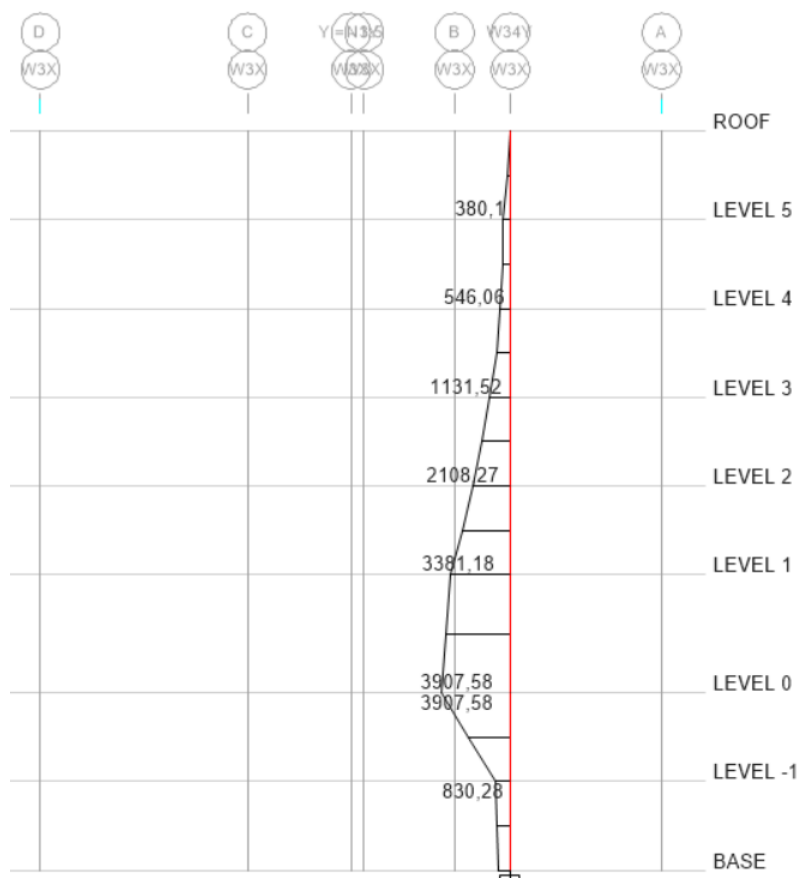
Slika 10: Prečne sile stene N1, zaradi modalne analize v smeri X



Slika 11: Upogibni momenti stene N1, zaradi modalne analize v smeri X



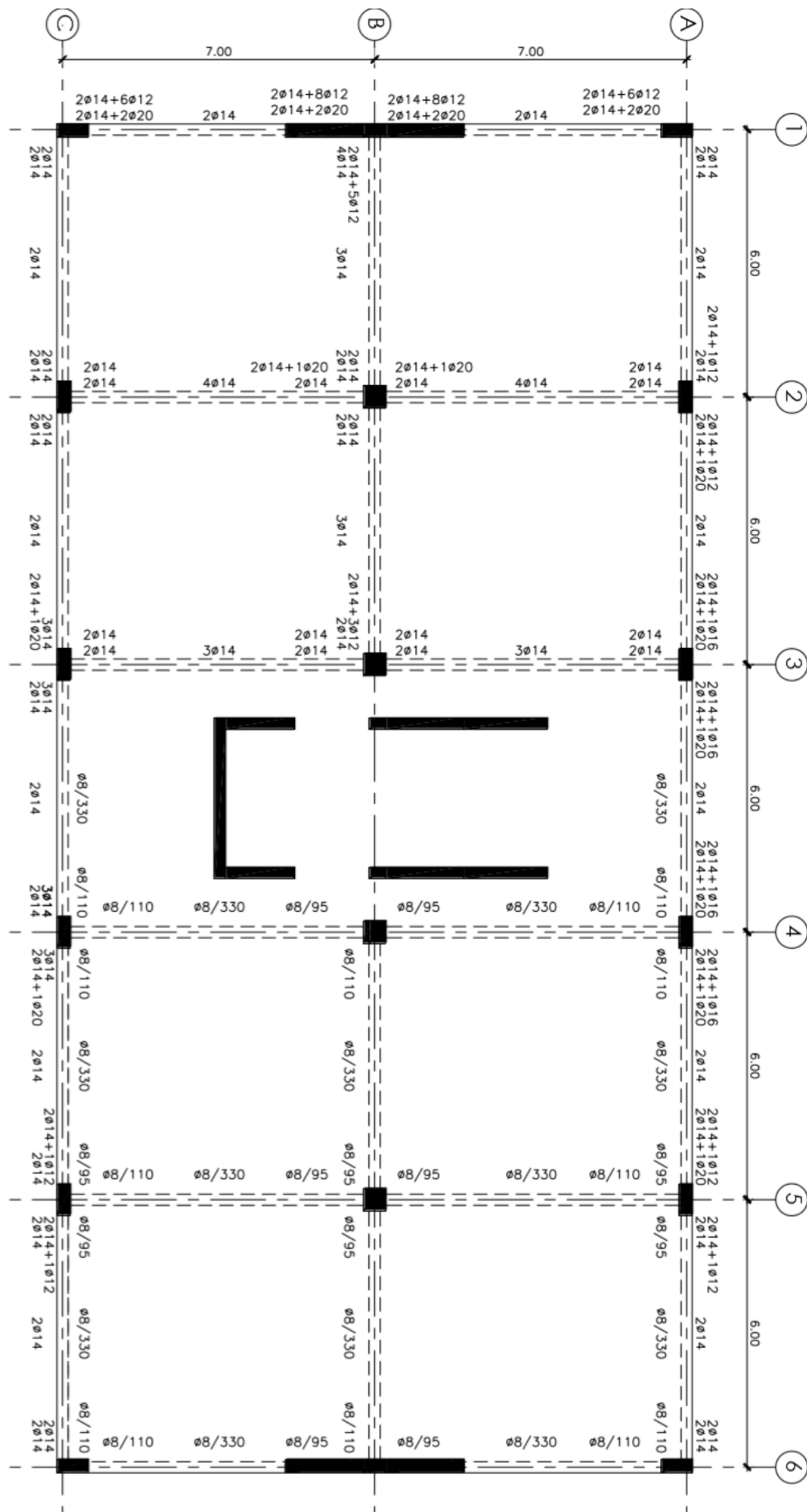
Slika 12: Prečne sile stene W3, zaradi modalne analize v smeri Y

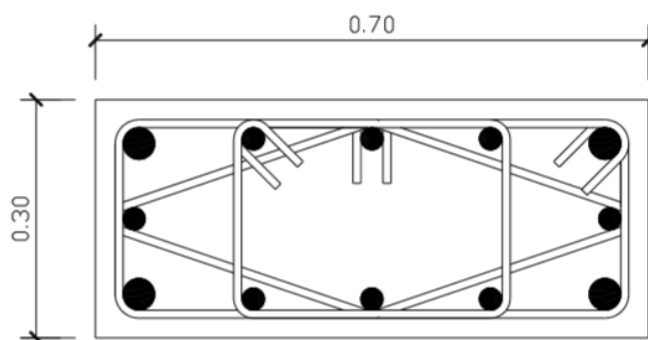


Slika 13: Upogibni momenti stene W3, zaradi modalne analize v smeri Y

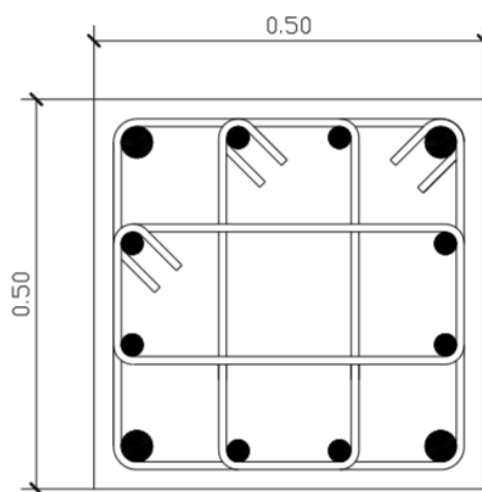
2.8 Dimenzioniranje

Za dimezioniranje elementov, so bila upoštevana posebna pravila za armiranobetonske stavbe, skladno z obstoječima standardoma SIST EN 1992-1-1:2005 in SIST EN 1998-1:2006. Avtorji (Fardis in Tsionis, 2011) so konstrukcijo stavbe dimenzionirali »avtomatsko« z uporabo računalniških modulov za dimenzioniranje, ki vsebujejo vse detaljne predpise Evrokoda 2 in 8. Na slikah 14 do 19 prikazujemo armaturne načrte izbranih elementov konstrukcije. Vzдолžna armatura v stebrih in stenah W3 ter W4 se z višino ne spreminja.

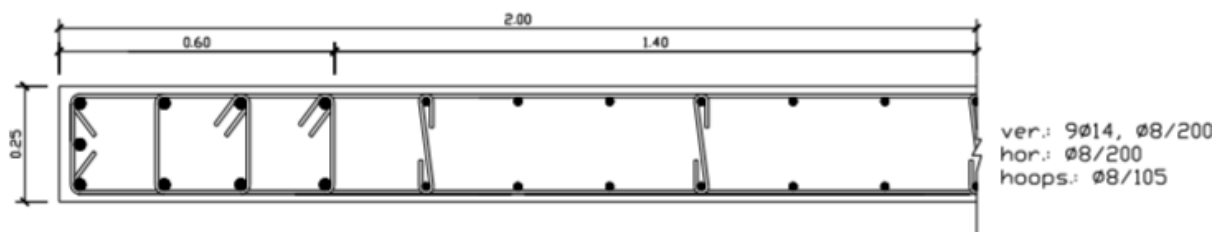




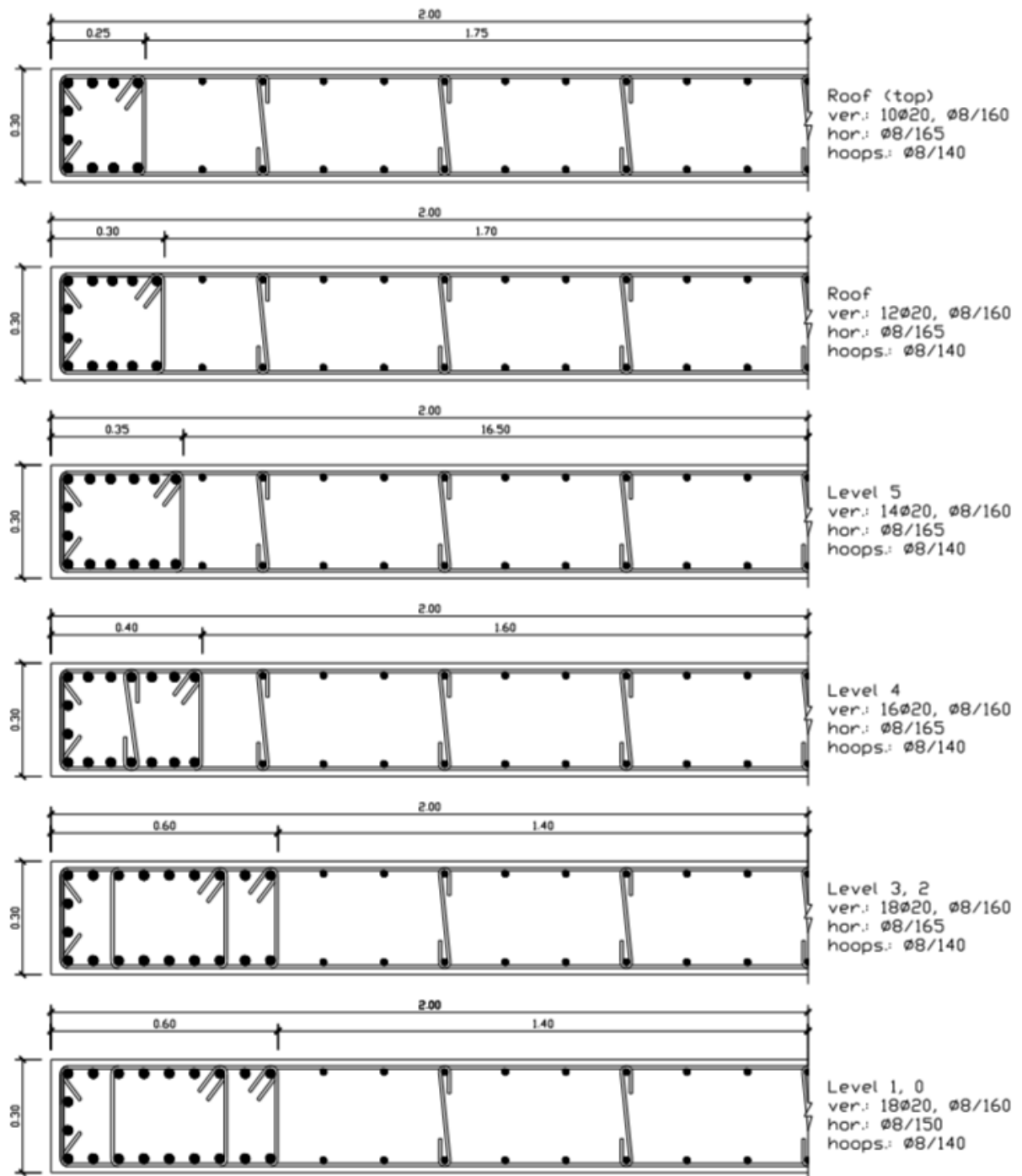
Slika 15: Vzdolžna armatura stebrov C1 do C6 in C11 do C16 ($4\Phi 16$ & $8\Phi 14$) (Fardis in Tsionis, 2012, str. 79)



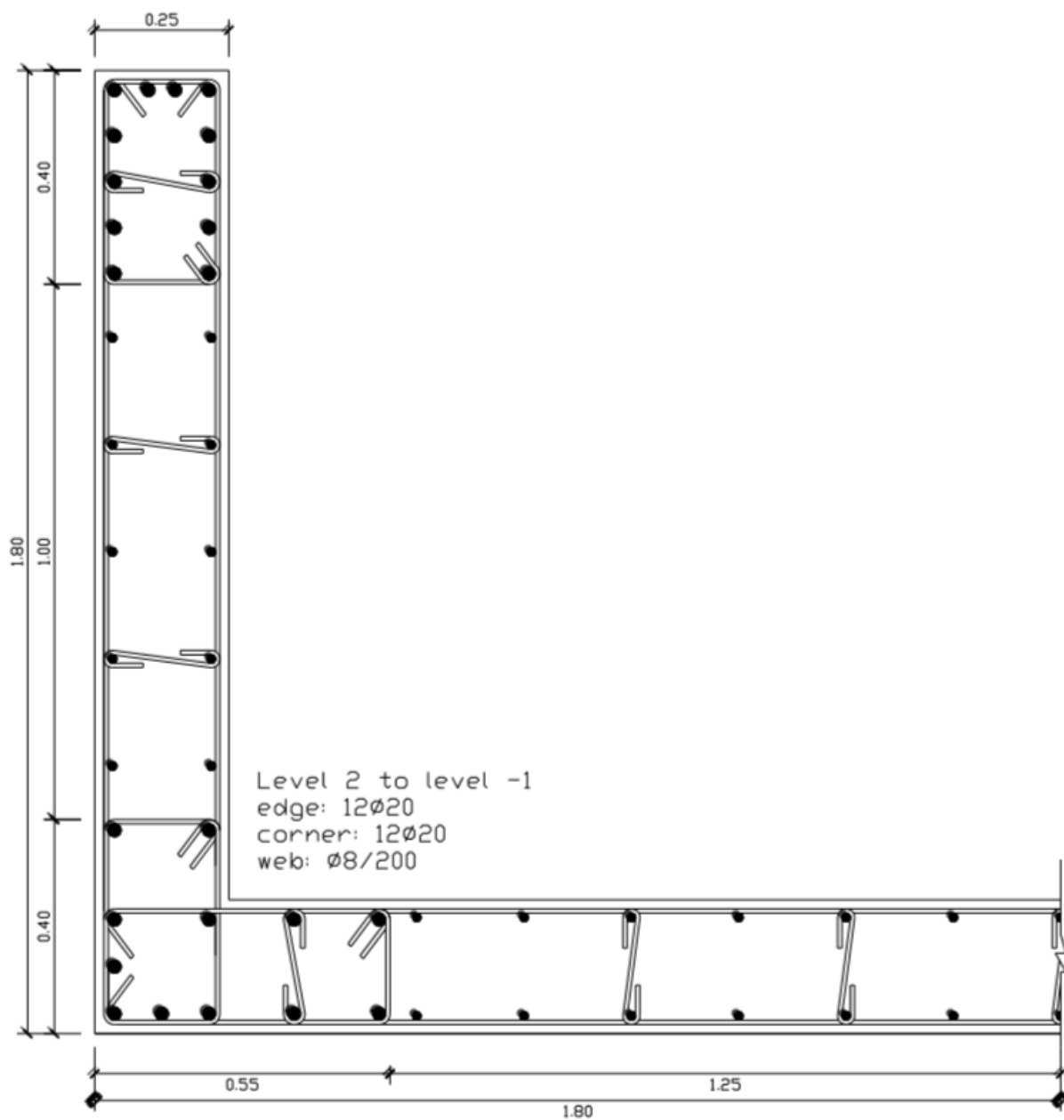
Slika 16: Vzdolžna armatura stebrov C7 do C10 ($4\Phi 18$ & $8\Phi 14$) (Fardis in Tsionis, 2012, str. 79)



Slika 17: Vzdolžna armatura stene W3 (Fardis in Tsionis, 2012, str. 80)



Slika 18: Vzdolžna armatura stene W1 (Fardis in Tsionis, 2012, str. 80)



Slika 19: Vz dolžna armatura stene N1 v spodnji etaži (Fardis in Tsionis, 2012, str. 81)

3 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJE STAVBE PO OSNUTKU NOVE RAZLIČICE STANDARDA EVROKOD 8

3.1 Splošno

V tem poglavju prikazujemo projektiranje konstrukcije, ki je predstavljena v 2. poglavju ob upoštevanju navodil, priporočil in zahtev delovne različice standarda wdEN 1998-1-2:2019.3 (v nadaljevanju delovna različica novega standarda). Poleg tega so izpostavljene glavne razlike delovne različice novega standarda z obstoječo. Upoštevali smo le novosti standarda EC8-1 ter upoštevali obstoječe različice ostalih Evrokodov (SIST EN 1991-1-1. 2004, SIST EN 1992-1-1. 2005).

3.2 Značilnosti tal in potresni vpliv

3.2.1 Tip tal

Kriteriji za določitev tipa tal se v predlogu novega standarda nekoliko razlikujejo od kriterijev v trenutno veljavnem standardu. V predlogu so definirani tipi tal od A do F. Za določitev ustreznega tipa tal sta predlagana dva pristopa. Prvi pristop pravi, da je treba pridobiti informacijo o dveh parametrih:

- H_{800} – globina skale ali skali podobne geološke formacije, kjer je v_s večja od 800 m/s,
- $v_{s,H}$ – povprečna vrednost hitrosti strižnega valovanja, definirana z enačbo (3.1).

$$v_{s,H} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}, \quad (3.1)$$

kjer so:

h_i ... debelina (v metrih) i -te plasti do skupno N plasti

v_i ... hitrost strižnega valovanja i -te plasti do skupno N plasti

N ... število zemeljskih plasti od površja do globine H

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

V kolikor ne moremo pridobiti informacije o H_{800} in $v_{s,H}$ oz. je le-ta nepopolna, predlog dopušča drugi pristop oz. poenostavljena pravila, podana v aneksu A.

Za $v_{s,H} < 800$ m/s predlog novega standarda definira tipe tal od A do F (v odvisnosti od H_{800} in $v_{s,H}$) tako, kot je podano v preglednici 7.

Preglednica 7: Tipi tal podani v delovni različici novega standarda

	Tip tal	trda	srednja	mehka
Razvrščanje tal po globini	razpon $v_{s,H}$ razpon H_{800}	$800 \text{ m/s} > v_{s,H} \geq 400 \text{ m/s}$	$400 \text{ m/s} > v_{s,H} \geq 250 \text{ m/s}$	$250 \text{ m/s} > v_{s,H} \geq 150 \text{ m/s}$
zelo plitva	$H_{800} \leq 5 \text{ m}$	A	A	E
plitva	$5 \text{ m} < H_{800} \leq 30 \text{ m}$	B	E	E
vmesna	$30 \text{ m} < H_{800} \leq 100 \text{ m}$	B	C	D
globoka	$H_{800} > 100 \text{ m}$	B	F	F

V študiji Fajfar in Kreslin (2012) je vhodni podatek za določitev tipa tal nedrenirana strižna nosilnost zemljine, $c_{ud} = 270$ kPa (za projektno potresno stanje). Ob upoštevanju poenostavljenih pravil za določitev tipa tal v aneksu A, delovne različice novega standarda, lahko na podlagi podane vrednosti nedrenirane strižne nosilnosti zemljine, tla umestimo v enako kategorijo kot po obstoječi različici, torej v tip B.

3.2.2 Potresni vpliv

Delovna različica novega standarda uvaja nekaj novih količin. Za lažje razumevanje nove definicije spektra bomo na začetku poglavja predstavili bistvene količine. Standard predstavi jakost seizmičnosti, $S_{\delta,475}$ [m/s^2], ki je definirana z enačbo (3.2). Glede na jakost seizmičnosti ločimo seizmičnost na zelo nizko ($<1,0$ m/s^2), nizko ($1,0$ - $2,5$ m/s^2), srednjo ($2,5$ - $5,0$ m/s^2) in visoko ($>5,0$ m/s^2).

$$S_{\delta,475} = \delta \cdot S_{a,475}, \quad (3.2)$$

kjer sta:

δ ... koeficient, odvisen od razreda pomembnosti stavbe

$S_{a,475}$... referenčni spektralni pospešek [m/s^2], ki določa stopnjo seizmičnosti. Določen je za tip tal A in povratno dobo 475 let.

Delovna različica standarda drugače klasificira (poimenuje) razrede pomembnosti. Namesto I. – IV. razreda, upošteva razrede CC1, CC2, CC3-a in CC3-b. Predlog standarda ne pojasni točno, kateri tip stavb spada v razred pomembnosti CC1. Po zgledu obstoječega standarda lahko predvidevamo, da gre za stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, kot so kmetijski objekti in podobno. V kolikor ni definirano drugače, spadajo stavbe v razred pomembnosti CC2. V razred pomembnosti CC3-a spadajo stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, (montažne) dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno. Ta razred pomembnosti zajema enake stavbe kot razred III po obstoječem standardu. V razred CC3-b spadajo stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno, ter njihova oprema, enako kot razred IV po obstoječem standardu. Obravnavana stavba ustreza razredu pomembnosti CC2 (podoben kategoriji pomembnosti II, po obstoječem standardu – običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije). Koeficient δ je za razred pomembnosti CC2 enak 1,0.

Povratna doba potresa, $T_{LS,CC}$ in faktor pomembnosti (»performance factor«), $\gamma_{LS,CC}$ sta odvisna od izbranega mejnega stanja in razreda pomembnosti. Za razred pomembnosti CC2 in mejno stanje blizu porušitve znaša $T_{LS,CC}$ 475 let, $\gamma_{LS,CC}$ pa 1,0.

Stavbe so glede na deformacijsko kapaciteto in sposobnost sipanja energije razvrščene v tri stopnje (razrede) duktilnosti: razred duktilnosti 1 (DC1), razred duktilnosti 2 (DC2) in razred duktilnosti 3 (DC3). Za stavbe v DC1 se duktilnosti pri projektiranju ne upošteva. DC2 upošteva dodatne zahteve le lokalno na nivoju elementa in sicer dodatno nosilnost, sposobnost deformiranja in disipacijo energije, samo DC3 pa zahteva zagotavljanje globalne duktilnosti oz. preprečuje nastanek mehke etaže (za DC2 se le delno kontrolira globalna duktilnost). Konstrukcijo bomo sprojehtirali za razred duktilnosti DC2, ki je najnižji razred duktilnosti, dovoljen za stenaste in mešane sisteme na območju Ljubljane.

V delovni različici standarda je spekter pospeškov definiran drugače kot v obstoječi. Spekter je definiran z dvema novima parametroma, $S_{a,ref}$ (referenčna spektralna vrednost na platoju) in $S_{\beta,ref}$ (referenčna spektralna vrednost pri času $T_{\beta} = 1$ s). Ta podatka bosta določena z novima kartama projektnega spektralnega pospeška. $S_{a,ref}$ in $S_{\beta,ref}$ bosta določena za tip tal A z upoštevanjem 5% dušenja in referenčno povratno dobo (T_{ref}). Predlog standarda pravi, da je referenčna povratna doba enaka povratni dobi za mejno stanje blizu porušitve (SD) in razred pomembnosti 2 ($T_{SD,2}$). V kolikor želimo spekter definirati na tleh drugega tipa kot A, predlog standarda vpeljuje spektralna pospeška S_a in S_{β} . Spektralna pospeška sta definirana z enačbo (3.17) in (3.18). V obstoječem standardu je vhodni podatek projektni

pospešek tal a_g [m/s²], ki je v predlogu poimenovan kot PGA_e . Povezava med omenjenima količinama je v delovni različici novega standarda definirana z enačbo (3.3). Ker $S_{a,ref}$ in $S_{\beta,ref}$ še nista na voljo, bomo v tem magistrskem delu izhajali iz PGA_e , je pa treba poudariti, da je takšen pristop le začasna rešitev in da bo postopek določitve spektra pospeškov manj »neroden« od postopka, uporabljenega v tem magistrskem delu. V nadaljevanju sta določena horizontalni elastični in projektni spekter pospeškov.

$$PGA_e = \frac{S_\alpha}{F_A}, \quad (3.3)$$

kjer je:

F_A ... razmerje med spektralnim pospeškom na platoju in spektralnim pospeškom pri nihajnem času 0 ter znaša 2,5.

S_α je tako enak $F_A \cdot PGA_e = 2,5 \cdot 0,25 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \text{ m/s}^2 = 7,36 \text{ m/s}^2$.

Horizontalni elastični spekter pospeškov je v delovni različici novega standarda definiran z enačbami (3.4) do (3.8):

$$0 \leq T \leq T_A : S_e(T) = \frac{S_\alpha}{F_A} \quad (3.4)$$

$$T_A \leq T \leq T_B : S_e(T) = \frac{S_\alpha}{T_B - T_A} \left[\eta(T - T_A) + \frac{T_B - T}{F_A} \right] \quad (3.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = \eta S_\alpha \quad (3.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = \eta \frac{S_\beta T_\beta}{T} \quad (3.7)$$

$$T \geq T_D : S_e(T) = \eta T_D \frac{S_\beta T_\beta}{T^2}, \quad (3.8)$$

kjer so:

$S_e(T)$... elastični spekter pospeškov;

T ... nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo;

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

T_A ... zgornja meja intervala nizkih nihajnih časov, ki znaša 0,02 s

T_B ... spodnja meja intervala konstantnega spektralnega pospeška (platoja), definirana z enačbami (3.9) do (3.11)

T_C ... zgornja meja intervala konstantnega spektralnega pospeška (platoja), definirana z enačbo (3.12)

T_D ... nihajni čas na začetku območja konstantnega spektralnega pomika, definiran z enačbama (3.15) in (3.16)

S_α ... maksimalni spektralni pospešek (upoštevano 5% dušenje), definiran z enačbo (3.17)

S_β ... spektralni pospešek (upoštevano 5% dušenje) pri nihajnem času T_β , definiran z enačbo (3.18)

η ... korekcijski faktor dušenja, pri 5% viskoznem dušenju je njegova vrednost enaka 1,0

$$T_B = \frac{T_C}{\chi}, \text{ če } 0,05 \text{ s} \leq \frac{T_C}{\chi} \leq 0,10 \text{ s} \quad (3.9)$$

$$T_B = 0,05 \text{ s}, \text{ če } \frac{T_C}{\chi} < 0,05 \text{ s} \quad (3.10)$$

$$T_B = 0,10 \text{ s}, \text{ če } \frac{T_C}{\chi} > 0,10 \text{ s} \quad (3.11)$$

$$T_C = \frac{S_\beta T_\beta}{S_\alpha}, \quad (3.12)$$

kjer je parameter χ enak 4. Za obravnavano stavbo sta nihajna časa T_B in T_C enaka:

$$\frac{T_C}{\chi} = \frac{0,533s}{4} = 0,133s > 0,10s \rightarrow T_B = 0,10s \quad (3.13)$$

$$T_C = \frac{S_\beta T_\beta}{S_\alpha} = \frac{3,27 \cdot 1}{6,13} = 0,533s \quad (3.14)$$

V primeru, ko je vrednost $T_C > 1s$, je potrebna izvedba posebne študije za opredelitev horizontalnega elastičnega spektra ter oceniti spektralne parametre. Nihajni čas T_D se določi kot:

$$T_D = 2s, \text{ če } S_{\beta,RP} \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad (3.15)$$

$$T_D = 1s + S_{\beta,RP}, \text{ če } S_{\beta,RP} > 1 \text{ m/s}^2 \quad (3.16)$$

Vrednost $S_{\beta,RP}$ je definirana z enačbo (3.20) in znaša 2,45, posledično pa T_D enak 3,45s.

Spektralna pospeška S_α in S_β sta definirana z enačbama (3.17) in (3.18):

$$S_\alpha = F_T \cdot F_\alpha \cdot S_{\alpha,RP} \quad (3.17)$$

$$S_\beta = F_T \cdot F_\beta \cdot S_{\beta,RP}, \quad (3.18)$$

kjer so:

$F_\alpha...$ amplifikacijski faktor tal za krajše nihajne čase, ki je za tip tal B (obravnavana stavba) enak 1,2

$F_\beta...$ amplifikacijski faktor tal za srednje dolge nihajne čase ($T=T_\beta$), ki je za tip tal B enak 1,6

$F_T...$ amplifikacijski faktor, odvisen od topografije, za obravnavano stavbo (raven teren) = 1

$S_{\alpha,RP}...$ spektralna vrednost na platoju (za tip tal A), ob upoštevanju povratnih dob, različnih od T_{ref} , definirana skladno s (3.19)

$S_{\beta,RP}...$ spektralna vrednost (za tip tal A), ob upoštevanju povratnih dob, različnih od T_{ref} , definirana skladno s (3.20)

$$S_{\alpha,RP} = \gamma_{LS,CC} \cdot S_{\alpha,ref} \quad (3.19)$$

$$S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} \cdot S_{\beta,ref} \quad (3.20)$$

Za določitev $S_{\beta,ref}$ predlog standarda dopušča upoštevanje enačbe (3.21):

$$S_{\beta,ref} = f_h \cdot S_{\alpha,ref}, \quad (3.21)$$

kjer je:

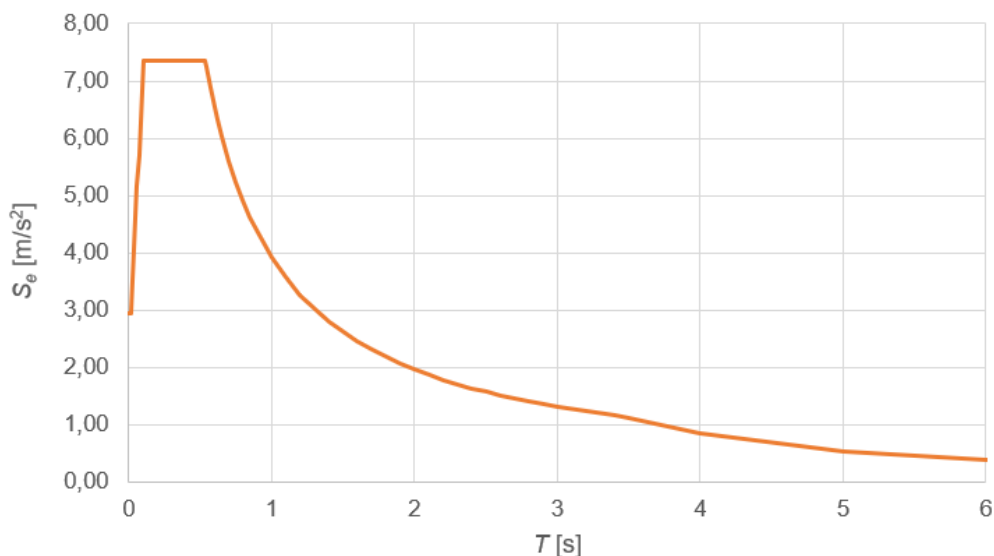
$f_h...$ razmerje med $S_{\alpha,ref}$ in $S_{\beta,ref}$

$f_h = 0,2$ za zelo nizko in nizko seizmičnost

$f_h = 0,3$ za srednjo seizmičnost

$f_h = 0,4$ za visoko seizmičnost

Kot omenjeno, v našem primeru izhajamo iz PGA_e . Zato S_α izjemoma določimo iz enačbe (3.3), enačbi (3.17) in (3.18) uporabimo za določitev $S_{\alpha,RP}$ in $S_{\beta,RP}$, enačbi (3.19) in (3.20) pa za določitev $S_{\alpha,ref}$ in $S_{\beta,ref}$, ki bosta kasneje podana kot vhodna podatka. Za povratno dobo 475 let, je $S_{\alpha,ref} = S_{\alpha,475}$. Ob upoštevanju zgornjih enačb, izračunamo $S_{\alpha,475}$, ki znaša $6,13\text{m/s}^2$, s čimer lokacijo obravnavane konstrukcije uvrstimo v območje visoke jakosti seizmičnosti. Z upoštevanjem zgoraj opisanega postopka določimo horizontalni elastični spekter pospeška, ki je predstavljen na sliki 20.



Slika 20: Elastični spekter pospeška za lokacijo obravnavane stavbe

Elastični spekter v delovni različici novega standarda se nekoliko razlikuje od spektra pospeškov po trenutni različici standarda. Do zgornje meje intervala nizkih nihajnih časov (0,02 s) ima konstantno vrednost, potem hitreje doseže plato. Zgornja in spodnja meja intervala konstantnega spektralnega pospeška sta določena drugače, posledično je čas konstantnega spektra drugačen. Vrednost elastičnega spektra na platujo se ne razlikuje.

Projektni spekter je po novem predlogu definiran z enačbo (3.22):

$$S_r(T) = \frac{S_e(T)}{R_q(T)} \geq \beta S_{\alpha,475}(T), \quad (3.22)$$

kjer so:

$S_r(T)$... projektni spekter pospeškov;

$S_e(T)$... elastični spekter pospeškov;

β ... faktor spodnje meje za horizontalni projektni spekter in je za stavbe enak 0,2;

$R_q(T)$... vrednost, odvisna od nihajnega časa, ki se jo izračuna skladno z izrazi (3.23) do (3.25)

$$0 \leq T \leq T_A: \quad R_q(T) = R_{q0}, \text{ kjer je } R_{q0} = q_R q_S = 1,2 \cdot 1,5 = 1,8 \quad (3.23)$$

$$T_A \leq T \leq T_B: \quad R_q(T) = R_{q0} + \frac{(q - R_{q0})(T - T_A)}{(T_B - T_A)} = 1,8 + \frac{(2,34 - 1,8)(T - 0,02)}{(0,1 - 0,02)} \quad (3.24)$$

$$T_B \leq T: \quad R_q(T) = q = 2,34 \quad (3.25)$$

Novi predlog standarda vrednost faktorja obnašanja q definira (3.26) drugače kot obstoječi.

$$q = q_R q_S q_D \quad (3.26)$$

kjer so:

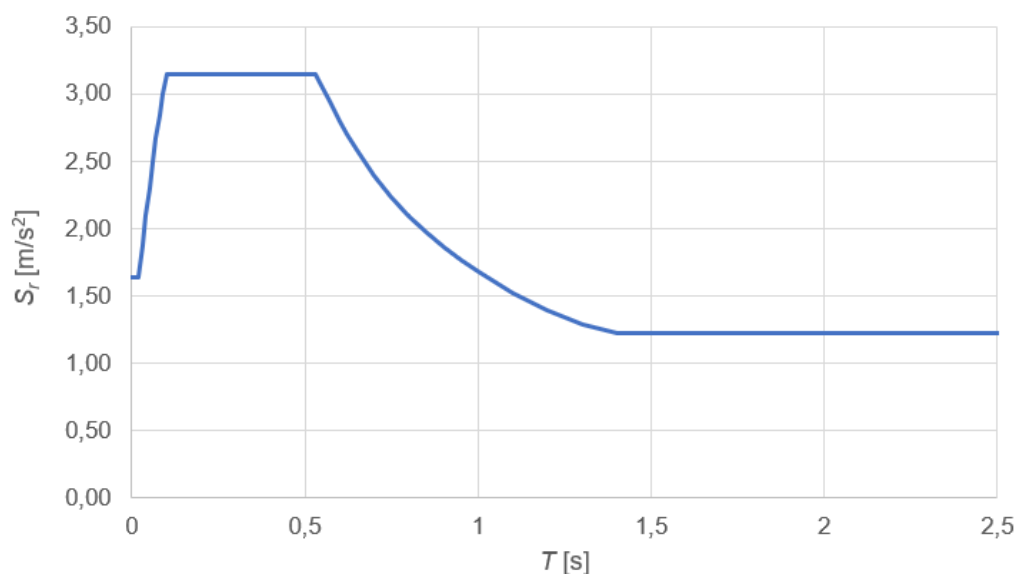
q_R ... komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva faktor dodatne nosilnosti zaradi prerazporeditve potresnih vplivov

q_S ... komponenta faktorja obnašanja, ki predstavlja faktor dodatne nosilnosti zaradi vseh ostalih vplivov

q_D ... komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva sposobnost deformiranja konstrukcije in disipacije energije konstrukcijskega sistema

Če komponenta faktorja obnašanja q_R ni ovrednotena z eksplicitnim izračunom, lahko za stavbe, ki so pravilne v tlorisu in po višini, uporabimo privzete vrednosti. Za stenasti sistem oz. mešani sistem, ekvivalenten stenastemu sistemu, lahko privzamemo vrednost 1,2. Komponenta q_S je enaka 1,5, komponenta q_D pa je odvisna od razreda duktilnosti. Za DC2 uporabimo vrednost 1,3, medtem ko za DC3 privzamemo 2,0.

Faktor obnašanja je tako skladno s formulo (3.26) za DC2: $q = q_R \cdot q_S \cdot q_D = 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,3 = 2,34$, za DC3 pa bi vrednost znašala 3,6. Projektni spekter, uporabljen v analizi, je prikazan na sliki 21. Manjši faktor obnašanja je parameter, ki največ vpliva na razliko v projektnih spektrov pospeškov po delovni in obstoječi različici standarda.



Slika 21: Projektni spekter pospeškov

3.3 Vertikalna obtežba, mase in masni vztrajnostni momenti

Vertikalna obtežba je določena enako kot v izhodiščnem primeru (poglavje 2.2.2). Vrednosti φ , ki se upoštevajo pri določitvi mase, se v delovni različici novega standarda nekoliko razlikujejo od obstoječe. Za kategorije uporabe A-C je predlagana vrednost 0,5 za vse etaže (tudi streho), medtem ko obstoječi standard za zgornjo etažo predpisuje vrednost $\varphi = 1,0$. Faktor $\psi_{2,i}$, ki prav tako vpliva na projektno maso, privzamemo iz obstoječega standarda (SIST EN 1990:2004, preglednica A.1.1). Za pisarne (kategorija uporabe B) je $\psi_{2,i}$ enak 0,3. Masne vztrajnostne momente smo določili na enak način, kot je prikazano v poglavju 2.2.3. Po zgledu izvirnega delovnega primera (Fajfar in Kreslin, 2012) smo tudi mi, zaradi izredno majhne deformabilnosti obodnih sten, mase in masne vztrajnostne momente v dveh kletnih etažah zanemarili. Nove vrednosti projektne mase in masnih vztrajnostnih momentov so predstavljene v preglednici 8.

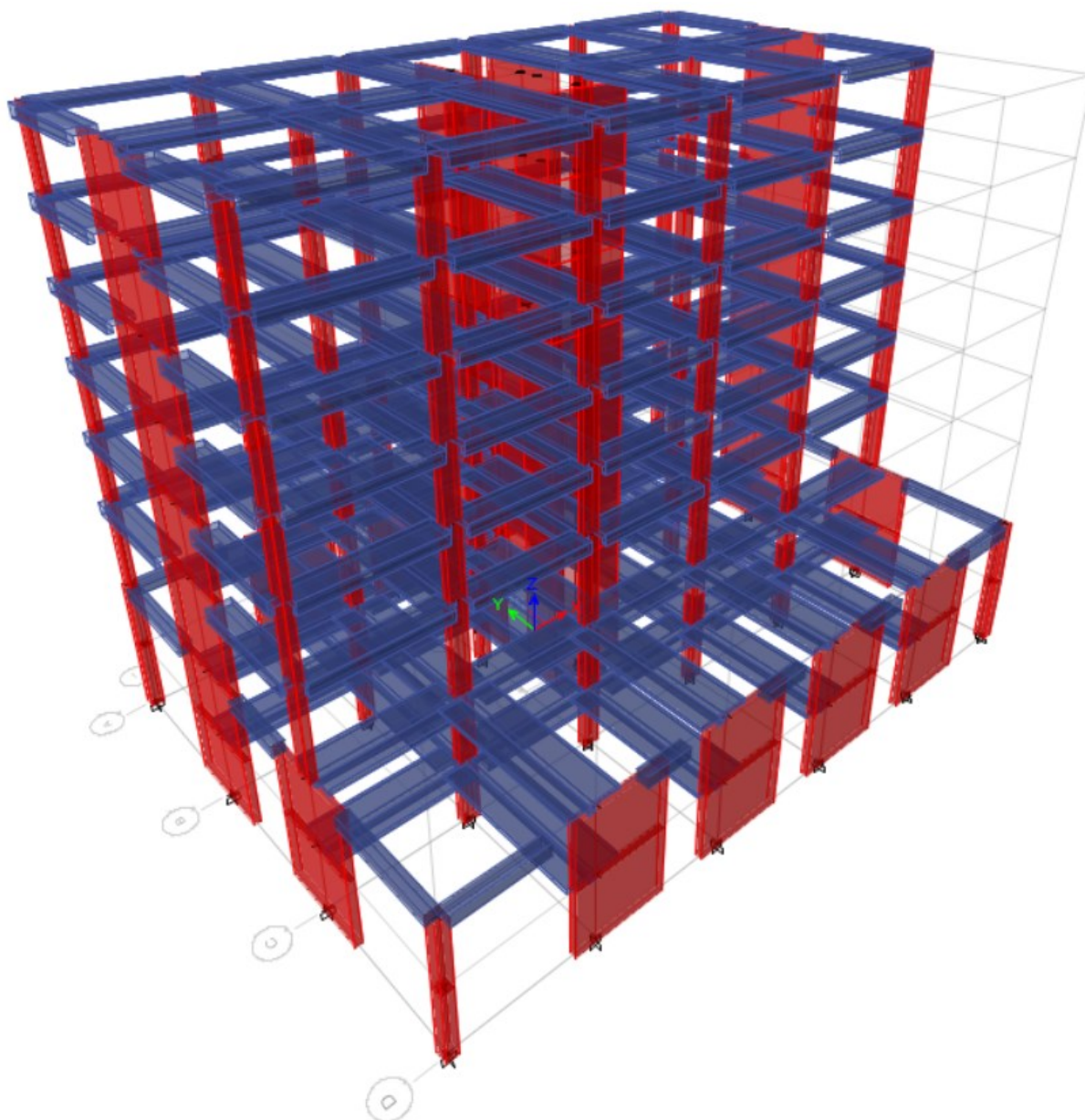
Preglednica 8: Etažne mase in masni vztrajnostni momenti

Etaža	Masa (t)	Masni vztrajnostni momenti ($t \cdot m^2$)
Streha	359	32778
5	396	36128
4	396	36128
3	396	36128
2	396	36128
1	408	37244
Σ	2349	

3.4 Modeliranje konstrukcije

3.4.1 Splošno

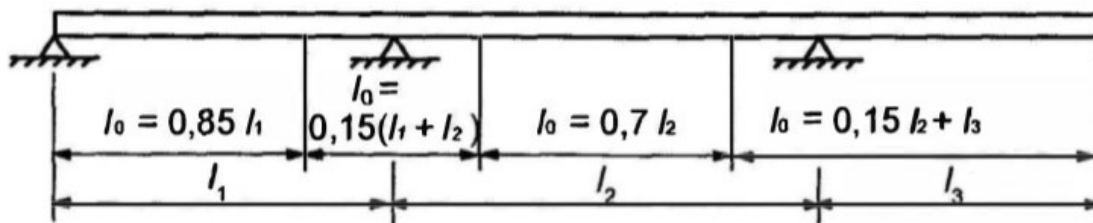
Za analizo konstrukcije je bil uporabljen program ETABS (CSI, 2016). Uporabili smo prostorski model. Osi in 3D izgled modela je prikazan na sliki 22. Koordinatno izhodišče se nahaja v središču tipične etaže, na nivoju pritlične etažne plošče. Stebre, grede in stene smo modelirali z linijskimi elementi. Obodne stene so prav tako modelirane z linijskimi stebri, ki so na vrhu povezani z izredno togim nosilcem. Modeliranje obodnih sten je podrobneje prikazano v poglavju 3.4.3. Medetažnih AB plošč nismo modelirali, temveč smo ob predpostavki, da so plošče dovolj toge v svoji ravnini, na nivoju etaže predpostavili toge diafragme. Na ta način smo povezali stene in stebre. Predpostavili smo, da so AB plošče v svoji ravnini neskončno toge in popolnoma podajne izven svoje ravnine. Sodelujoče širine gred smo določili skladno s SIST EN 1992-1-1:2005. Več informacij najdemo v poglavju 3.4.2. Togih odmikov na stikih gred in stebrov nismo upoštevali. Neskončno togi elementi (grede) se upoštevajo samo v povezavi s stenami (stene W1 in W2 v osi 1 in 6). Predpostavljeno je polno vpetje opornih sten v temelje. Mase in masne vztrajnostne momente smo definirali v masnih središčih vsake etaže. Izračun vrednosti je predstavljen v poglavju 3.3. Upoštevali smo le mase nad kletnimi etažami. V modelu smo upoštevali razpokanost prerezov. Delovna različica novega standarda, tako kot obstoječa, pravi, da v kolikor ne izvedemo natančnejše analize razpokanih elementov, lahko za elastično upogibno in strižno togost betonskih elementov vzamemo polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov. Strižno površino in vztrajnostni moment smo tako pomnožili s faktorjem 0,5. Zmanjšali smo tudi torzijsko togost. Upoštevali smo le 10% torzijsko togost nerazpokanega prereza. Polnil v modelu nismo upoštevali. Slučajno ekscentričnost mase smo upoštevali tako, da smo v prostorski model podali dodatne torzijske momente, ki vrtijo okoli vertikalne osi ter delujejo v posameznih etažah konstrukcije (samo etaže nad kletjo). Torzijske momente smo dobili tako, da smo potresne sile, določene z metodo z vodoravnimi silami, v smereh X in Y pomnožili z ustrezno slučajno ekscentričnostjo mase ($0,05 \cdot L_i$). Določitev torzijskih momentov, upoštevanih v analizi, je prikazana v poglavju 3.5.3. Zaradi predpostavke o neskončni togosti plošč v svoji ravnini je lahko prijemališče torzijskega momenta kjerkoli na nivoju plošče.



Slika 22: Matematični model obravnavane konstrukcije

3.4.2 Sodelujoča širina pasnice

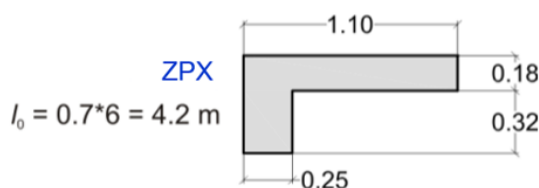
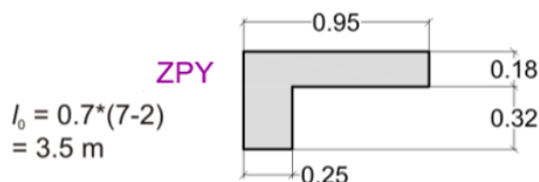
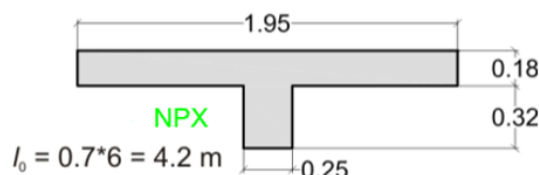
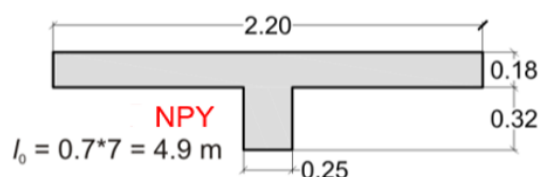
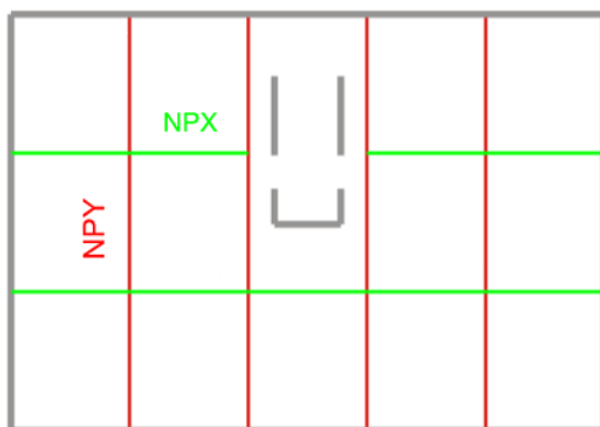
Dejanski prečni prerezi gred so izračunani v skladu s SIST EN 1992-1-1:2005, **5.3.2.1**. Določili smo dva prereza za notranje (NPX, NPY) in dva prereza za zunanje grede (ZPX, ZPY). Prerez grede se z dolžino ne spreminja. Sodelujoča širina pasnice temelji na medsebojni razdalji momentnih ničelnih točk l_0 . Iz slike 23 je razvidno da razdalja l_0 znaša 70% dolžine elementa.



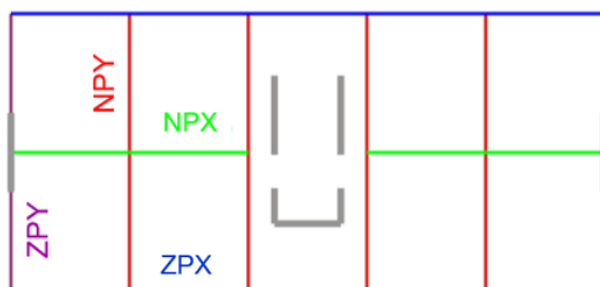
Slika 23: Določitev l_0 za račun sodelujoče širine pasnice (SIST EN 1992-1-1:2005)

Vrednosti sodelujočih širin so zaokrožene na 5 cm in so prikazane na sliki 24.

Etaži -1,0



Etaže 1, 2, 3, 4, 5 in strešna



Slika 24: Sodelujoče širine gred (Fajfar in Kreslin, 2012)

3.4.3 Modeliranje obodnih sten

Obodne stene so modelirane z linijskimi elementi (stebri, na vrhu povezani z izjemno togimi nosilci). Nosilci imajo pravokoten prerez, dimenzij $0,5 \cdot 0,5 \text{ m}$. Veliko togost nosilca smo dobili tako, da smo karakteristike prereza pomnožili s faktorjem 100 (razpakanost prereza je upoštevana tudi tukaj).

Obodne stene so modelirane z osmimi stebri v smeri osi X in štirimi stebri v smeri osi Y , ter štirimi krajnimi stebri. Površina obodne stene v smeri X je $0,3 \text{ m} \cdot 30 \text{ m}$, v smeri Y pa $0,3 \text{ m} \cdot 21 \text{ m}$. Togosti štirih obodnih sten (površina, strižna površina in vztrajnostni moment v smeri močne osi) smo razdelili na stebre. Program ETABS (CSI, 2016) dopušča definiranje prečnega prereza z definiranjem geometrijskih karakteristik prereza (površina, strižna površina in vztrajnostni moment). Stene v smereh osi X in Y smo modelirali s pravokotnim prerezom dimenzij $4 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m}$, medtem ko smo krajne stebre modelirali s krožnim prečnim prerezom z radijem $0,5 \text{ m}$. V smeri osi X smo togost obodne stene v smeri X razdelili na 5 enakih delov (4 stene v smeri osi X in 2 krajna stebra), v smeri osi Y pa na 3 enake dele. Krajnim stebrom smo pripisali pripadajoče vrednosti togosti v smereh X in Y . Torzijsko togost sten smo zanemarili. Geometrijske lastnosti modeliranih sten v smereh osi X in Y ter kotnega stebra so prikazane v preglednicah 9 in 10.

Preglednica 9: Karakteristike prerezov sten v smereh X in Y

	Stena X		Stena Y	
Dolžina	3000	cm	2100	cm
Širina	30	cm	30	cm
Št. Stebrov	5		3	
Površina	90000	cm ²	63000	cm ²
Površina/steber	18000	cm ²	21000	cm ²
Vztr. Mom.	$6,75 \cdot 10^{10}$	cm ⁴	$2,32 \cdot 10^{10}$	cm ⁴
Vztr. Mom./steber	$1,35 \cdot 10^{10}$	cm ⁴	$7,72 \cdot 10^9$	cm ⁴

Preglednica 10: Karakteristike kotnega stebra

Kotni steber			
Površina/steber	19500	cm ²	
A_{S2}	10500	cm ²	v smeri osi Y
A_{S3}	9000	cm ²	v smeri osi X
Vztr. Mom.2/steber	$6,75 \cdot 10^9$	cm ⁴	od stene X
Vztr. Mom.3/steber	$3,86 \cdot 10^9$	cm ⁴	od stene Y

3.4.4 Merila za pravilnost konstrukcije

Merila za pravilnost po višini in tlorisno pravilnost se v delovni različici novega standarda ne razlikujejo od meril v trenutno veljavnem standardu, torej je tudi v našem primeru konstrukcija pravilna tako po višini, kot po tlorisu. Vseeno velja omeniti, da predlog standarda ob uporabi metode z vodoravnimi silami dodaja pravilo, da v primeru konstrukcij, nepravilnih po višini, pomnožimo komponento faktorja obnašanja q_D z vrednostjo 0,8, pri čemer pa q_D ne sme biti manjši od 1.

3.5 Modalna analiza s spektri odziva

3.5.1 Splošno

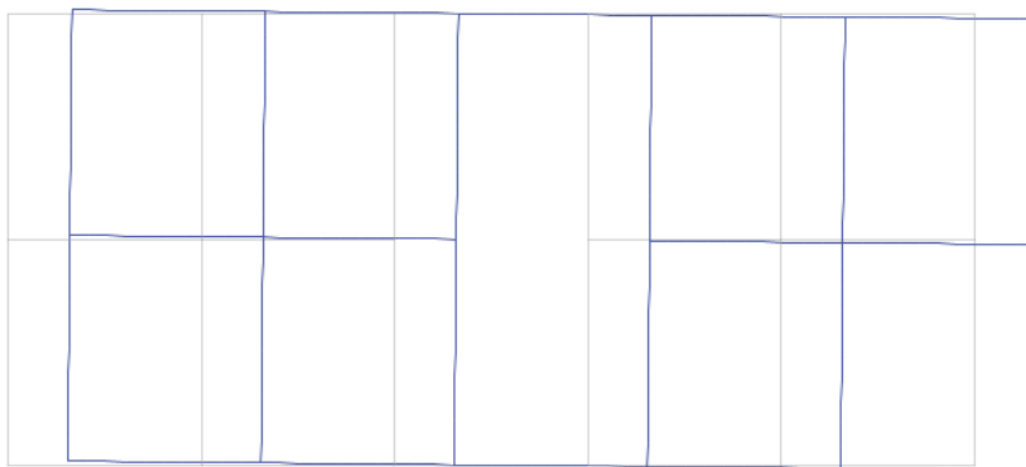
Izvedli smo modalno analizo s spektri odziva za vzbujanje tal v dveh pravokotnih smereh (X in Y). Uporabili smo projektni spekter odziva, predstavljen v poglavju 3.2.2. Modalni odzivi so kombinirani po kombinacijskem pravilu CQC. Rezultati modalne analize v obeh horizontalnih smereh so združeni s pravilom SRSS. Konstrukcija je v smeri osi Y simetrična, zato je naravna ekscentričnost v smeri X enaka 0. Ker naravna ekscentričnost v smeri Y v vsaki etaži predstavlja več kot 5% tlorisne dimenzije, predlog novega standarda dopušča, da se dodatne ekscentričnosti v tej smeri ne upoštevata.

3.5.2 Nihajni časi, efektivne mase in modalne oblike

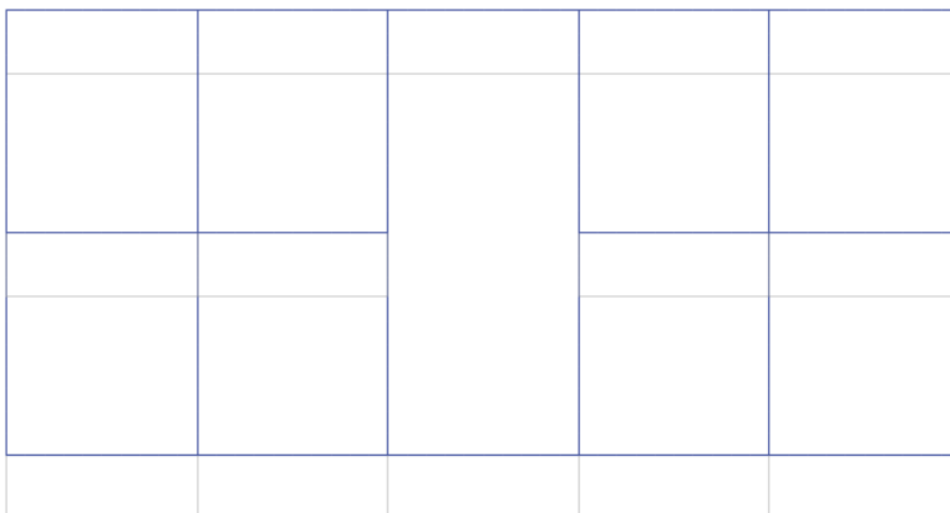
Osnovne modalne lastnosti konstrukcije so predstavljene v preglednici 11. Prvi trije nihajni časi so 0,91 s, 0,67 s in 0,50 s. Vrednosti nihajnih časov se od izhodiščnega primera minimalno razlikujejo zaradi manjše mase in masnega vztrajnostnega momenta v strešni etaži. Efektivne mase nam povejo, da sta prvi nihajni obliki translacijski, tretja pa torzijska. Nihajne oblike so prikazane na slikah 25–27. Delovna različica novega standarda pravi, da je v modalni analizi s spektri odziva potrebno upoštevati toliko nihajnih oblik, da je vsota efektivnih mas vsaj 90%. Prav tako mora biti nihajni čas zadnje oblike večji od T_A (0,02 s). Da zadostimo omenjenima pogojema, upoštevamo prvih šest nihajnih oblik.

Preglednica 11: Nihajni časi in efektivne mase

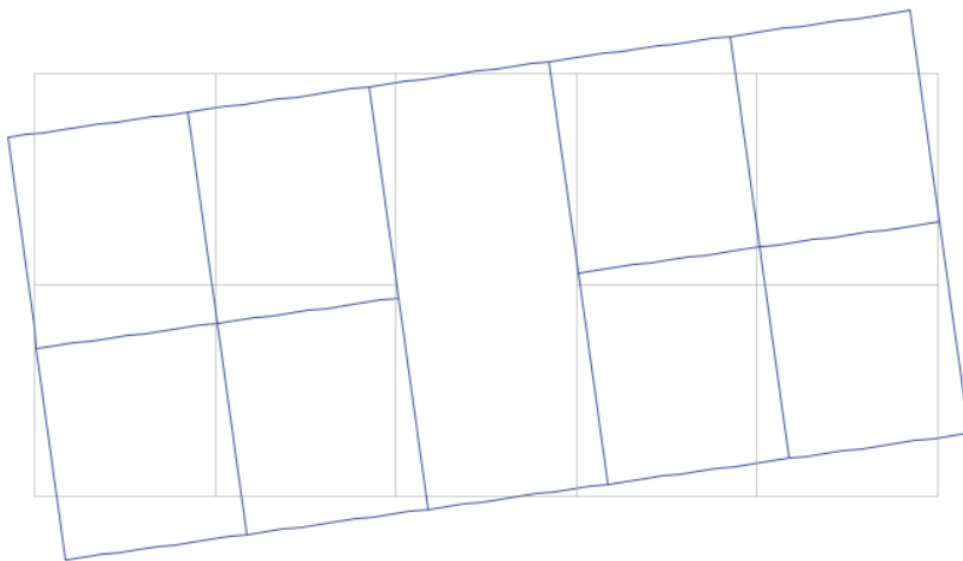
Oblika	T [s]	$M_{eff,UX}$ [%]	$M_{eff,UY}$ [%]	$M_{eff,MZ}$ [%]
1	0,91	80,2	0,0	0,2
2	0,67	0,0	76,3	0,0
3	0,50	0,2	0,0	75,2
4	0,22	15,0	0,0	0,2
5	0,15	0,0	18,5	0,0
6	0,12	0,2	0,0	17,6
ΣM_{eff}		95,7	94,7	93,1



Slika 25: Prva nihajna oblika (translacijska v smeri X, $T_1 = 0,91$ s)



Slika 26: Druga nihajna oblika (translacijska v smeri Y, $T_2 = 0,67$ s)

Slika 27: Tretja nihajna oblika (torzijska $T_3 = 0,50$ s)

3.5.3 Vpliv naključne torzije

Delovna različica novega standarda vpliv naključne torzije v členu 5.2(2) upošteva nekoliko drugače kot obstoječi. Delovna različica namreč narekuje izračun in upoštevanje naključne (minimalne) ekscentričnosti, v kolikor naravna ekscentričnost znaša manj kot 5% dimenzije etaže. Masno ekscentričnost, tako kot v obstoječem standardu, zajamemo s torzijskimi momenti (M_{ai}) okoli vertikalne osi. Delovna različica točno ne definira, kako določimo vodoravne sile, s katerimi definiramo torzijske momente. Odločili smo se, da po zgledu obstoječega standarda vodoravne sile izračunamo z uporabo metode z vodoravnimi silami (razdelek 3.5.3.1). Sile bomo določili le za smer Y , saj je naključno ekscentričnost treba upoštevati le v smeri osi X , kjer je naravna ekscentričnost enaka 0, medtem ko je v smeri Y naravna ekscentričnost (e_{0Y}) večja od 5% zunanje dimenzije tlorisa (preglednica 12).

Preglednica 12: Naravna ekscentričnost v smeri osi Y

Etaža	e_{0Y}	
	[m]	%
Streha	-0,93	6,64
5	-1,06	7,58
4	-1,25	8,96
3	-1,49	10,66
2	-1,77	12,63
1	-2,09	14,94

Torzijske momente izračunamo z uporabo enačbe (3.27):

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i, \quad (3.27)$$

kjer sta:

$M_{ai} \dots$ torzijski moment okrog navpične osi v etaži i

$F_i \dots$ vodoravna sila v etaži i , določena po metodi z vodoravnimi silami

Vplive obtežbe je potrebno upoštevati s pozitivnim in negativnim predznakom (enak predznak za vse etaže). V analizi smo po zgledu izvirnega delovnega primera (Fajfar in Kreslin, 2012) upoštevali le

torzijske momente nad nulto etažo. Naključna ekscentričnost, vodoravne sile in torzijski momenti so predstavljeni v preglednici 13.

Preglednica 13: Torzijski momenti

Etaža	L_{xi} [m]	e_{xi} [m]	F_{iy} [kN]	$M_{yi}=F_{yi} \cdot e_{xi}$ [kNm]
Streha	30	1,5	1374	2061
5	30	1,5	1157	1736
4	30	1,5	940	1410
3	30	1,5	723	1085
2	30	1,5	506	759
1	30	1,5	289	434

Delovna različica novega standarda prav tako ne opredeli natančno, kako v analizi upoštevati torzijske momente, s katerimi zajamemo vpliv slučajne ekscentričnosti mase. V našem primeru bomo upoštevali vpliv torzijskih momentov enako kot v delovnem primeru, torej kot ovojnico pozitivnih in negativnih predznakov ($+M_{yi}$ in $-M_{yi}$), ki jo po principu superpozicije prištejemo rezultatom modalne analize.

3.5.3.1 Metoda z vodoravnimi silami

Delovna različica novega standarda v členu 7.3.3.2 predstavlja metodo z vodoravnimi silami. Metoda se ne sme uporabiti v primeru konstrukcij, ki so višje od 30 m, in za konstrukcije, katerih nihajni čas T_1 znaša več kot $4 \cdot T_C$ ali 1,5 s. T_C je v našem primeru enak 0,53 s. Obema pogojema je zadoščeno, torej metodo lahko uporabimo.

Potresno silo F_b se določi s pomočjo enačbe (3.28):

$$F_b = \lambda \cdot m \cdot S_d(T_1), \quad (3.28)$$

kjer so:

$S_d(T_1)$... ordinata projektnega spektra pri nihajnem času T_1

m ... celotna masa konstrukcije

λ ... $\begin{cases} 0,85; & \text{če } T_1 \leq \min(2T_C; 1,2 \text{ s}) \text{ in ima konstrukcija več kot dve etaži} \\ 1,0; & \text{sicer} \end{cases}$

T_1 ... osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko nihanje v obravnavani smeri

Osnovni nihajni čas konstrukcije lahko določimo s pomočjo Rayleigheve enačbe (3.29):

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot s_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \cdot s_i)}}, \quad (3.29)$$

kjer so:

n ... število etaž nad kletnima etažama = 6

m_i ... masa i -te etaže

f_i ... vodoravna sila (uporabljena je bila trikotna oblika sil), ki deluje v etaži i

s_i ... pomik masnega središča v i -ti etaži zaradi sil f_i

Etažne mase m_i , vodoravne sile f_i in pomiki masnega središča s_i so prikazani na preglednici 14.

Preglednica 14: Vodoravne sile f_i , pomiki masnega središča s_i in etažne mase m_i , ki nastopajo pri določitvi osnovnega nihajnega časa po Rayleighovi metodi

Etaža	f_{iy} [kN]	s_{iy} [m]	m_i [t]
Streha	1900	0,060	359
5	1600	0,049	396
4	1300	0,038	396
3	1000	0,027	396
2	700	0,016	396
1	400	0,008	408

Osnovni nihanji čas T_1 v smeri osi Y znaša 0,67 s. Ordinata projektnega spektra $S_d(T_1 = 0,67 \text{ s})$ tako znaša $2,50 \text{ m/s}^2$. Vrednost potresne sile izračunamo s pomočjo enačbe (3.28):

$$F_{b,Y} = \lambda \cdot m \cdot S_d(T_{1,Y}) = 0,85 \cdot 2349 \text{ ton} \cdot 2,50 \text{ m/s}^2 = 4991 \text{ kN}$$

Razpored potresnih sil po etažah je določen s pomočjo enačbe (3.30):

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}, \quad (3.30)$$

kjer so:

$z_i \dots$ višine mas nad kletnima etažama.

V preglednici 15 so predstavljene sile F_{iY} , določene po metodi z vodoravnimi silami.

Preglednica 15: Določitev potresnih sil v smeri Y po metodi z vodoravnimi silami

Etaža	z_i [m]	m_i [t]	$m_i \cdot z_i$	F_{iY} [kN]
Streha	19	359	6819	1374
5	16	396	6329	1157
4	13	396	5142	940
3	10	396	3956	723
2	7	396	2769	506
1	4	408	1631	289
$\Sigma =$				4991

3.6 Prečne sile na nivoju vpetja

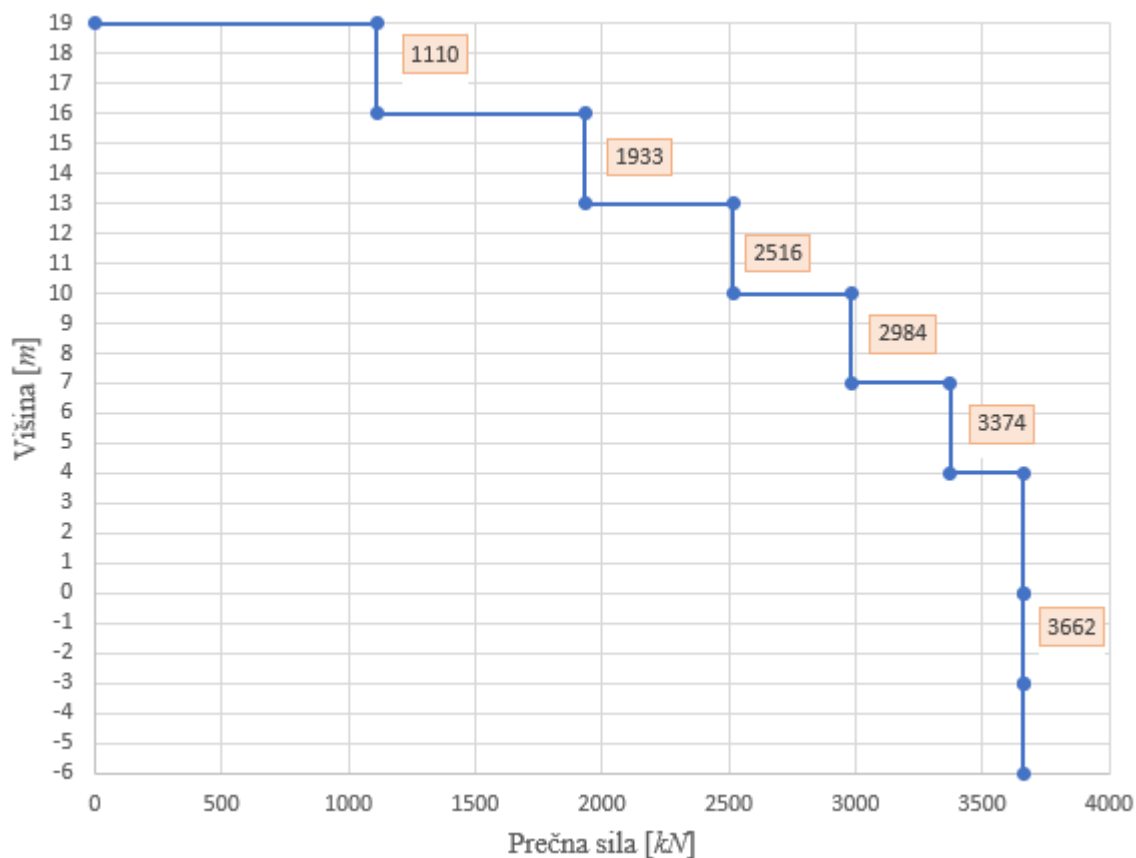
Prečna sila na nivoju vpetja konstrukcije, dobljena z modalno analizo s spektri odziva, v smeri osi X znaša $F_{bX} = 3662 \text{ kN}$, v smeri Y pa $F_{bY} = 4701 \text{ kN}$. Razmerje med potresno silo in težo konstrukcije v smeri X je tako: $3662/(2349 \cdot 9,81) = 15,9\%$, v smeri Y pa $4701/(2349 \cdot 9,81) = 20,4\%$.

Potek prečnih sil po etažah je prikazan na slikah 28 in 29. Iz slik je razvidno, da se vrednost prečnih sil v kletnih etažah ne povečuje, kar je posledica neupoštevanja mas v spodnjih dveh etažah. Izvedemo lahko tudi hitro kontrolo dobljene potresne prečne sile. Ugotovimo, da izračunani prečni sili na nivoju vpetja konstrukcije s programom ETABS (CSI, 2016) padeta med zgornjo in spodnjo mejno vrednost (Preglednica 16). Zgornja mejna vrednost je produkt celotne mase in projektnega spektralnega pospeška pri pripadajočem nihajnem času ($T_1 = 0,91 \text{ s}$ za smer X in $T_2 = 0,67 \text{ s}$ za smer Y), medtem ko je spodnja

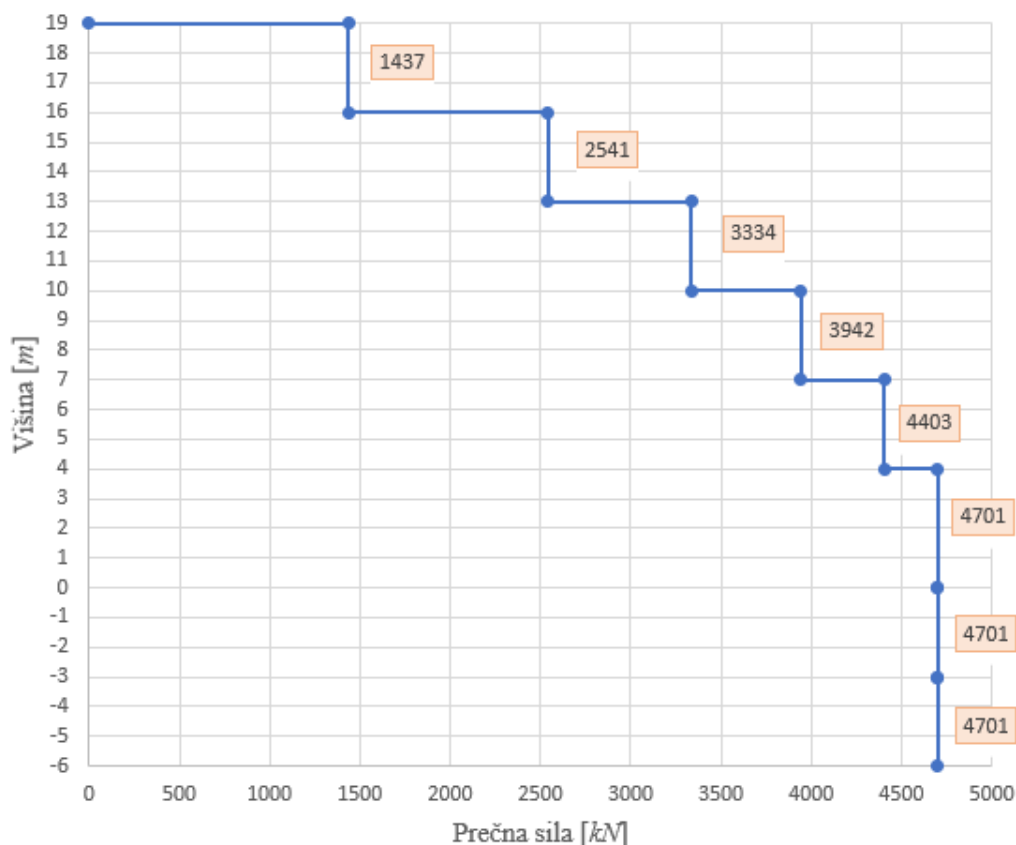
mejna vrednost dobljena na podoben način, vendar je namesto celotne mase upoštevana le efektivna masa pri osnovni nihajni obliki za dano smer nihanja.

Preglednica 16: Prečna sila na nivoju vpetja

Prečna sila	T [s]	M_{eff} [%]	m [t]	$S_d(T)$ [m/s ²]	Spodnja meja [kN]	Zgornja meja [kN]	Izračunana vrednost [kN]
Smer X	0,91	80,2	2349	1,84	3473	4328	3662
Smer Y	0,67	76,3	2349	2,50	4477	5870	4701



Slika 28: Etažne prečne sile v smeri osi X



Slika 29: Etažne prečne sile v smeri osi Y

3.7 Kontrola pomikov – zahteva po omejitvi poškodb

Delovna različica novega standarda določa, da je zahtevi po omejitvi poškodb zadoščeno, če so etažni pomiki manjši od dovoljenih. V primeru linearne analize lahko pomike, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, izračunamo s pomočjo formule (3.31):

$$d_s = q_d d_e, \quad (3.31)$$

kjer so:

- d_s ... pomik poljubne točke (v našem primeru masnega središča) konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva
- q_d ... faktor obnašanja za pomike
- d_e ... pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektnega spektra

Faktor obnašanja za pomike se določi z izrazoma (3.32) in (3.33):

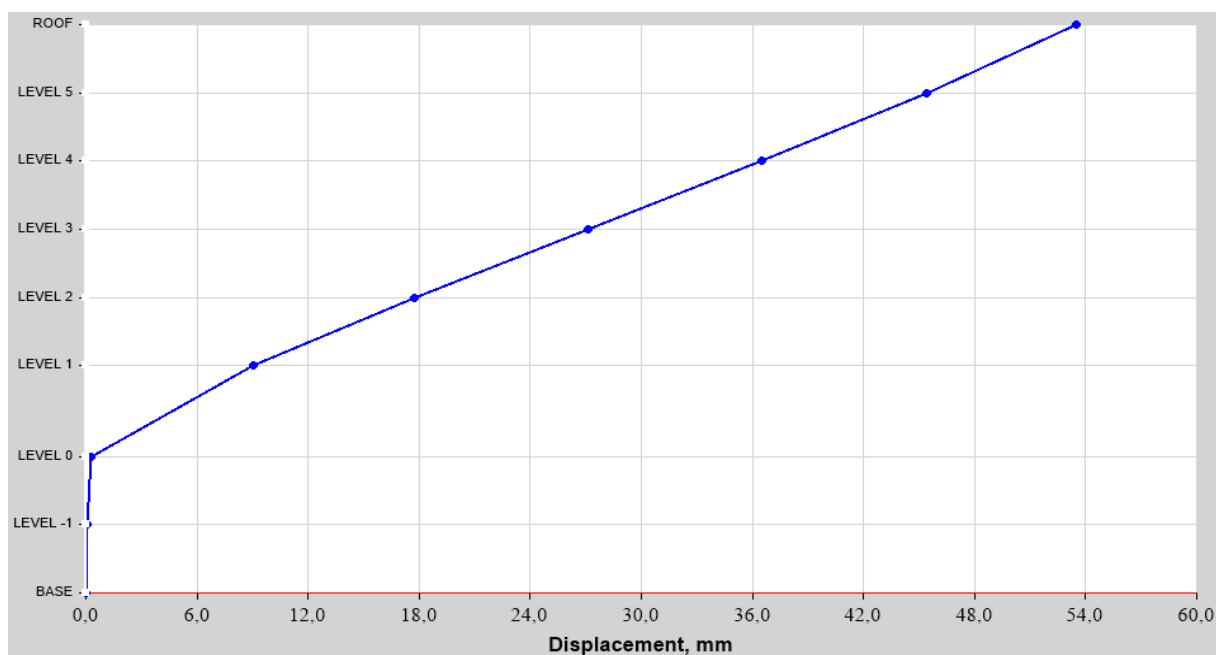
$$q_d = q \quad \text{če } T_1 \geq T_C \quad (3.32)$$

$$q_d = 1 + (q - 1)T_C / T_1 \leq 3q \quad \text{če } T_1 < T_C \quad (3.33)$$

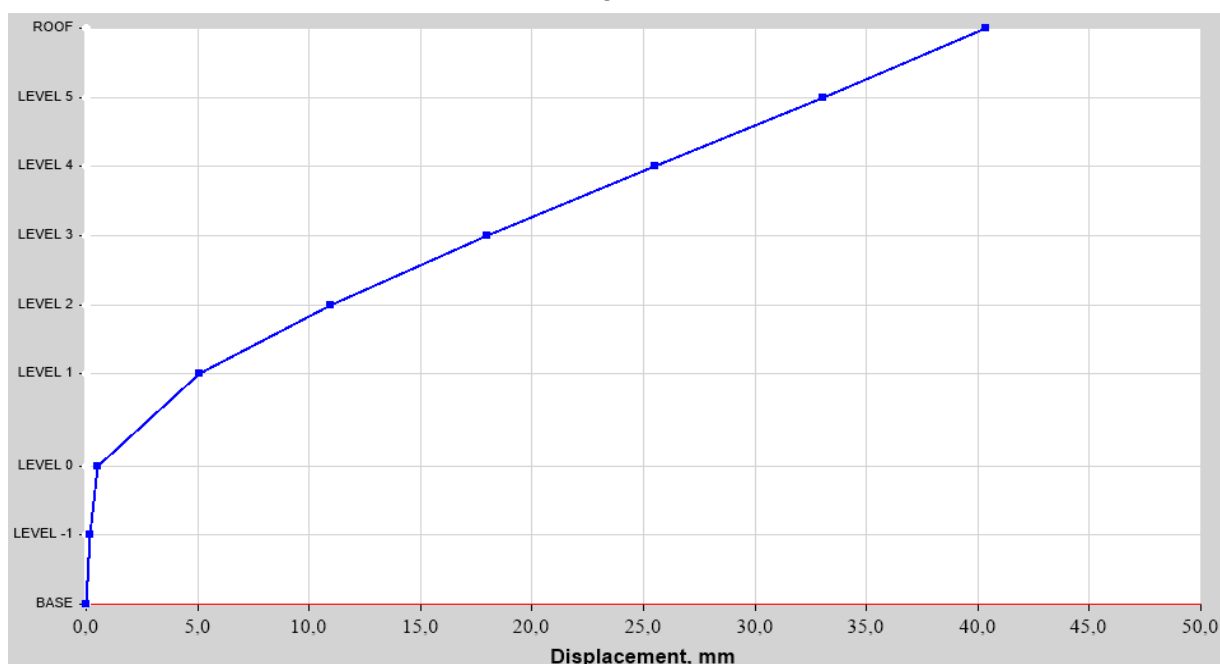
S tem delovna različica novega standarda reši dilemo, kako določiti neelastični pomik v primeru, ko je $T < T_C$. Pri določanju pomikov smo, kot to narekuje delovna različica, upoštevali tudi torzijske učinke zaradi potresnega vpliva, predstavljene v poglavju 3.5.3. Pomiki etaž (v centru mas) so predstavljeni v preglednici 17 in na slikah 30 in 31.

Preglednica 17: Pomiki v centru mas po etažah

Etaža	d_e [m]		$d_s=d_e \cdot q_d$ [m]	
	Smer X	Smer Y	Smer X	Smer Y
Streha	0,054	0,040	0,125	0,094
5	0,045	0,033	0,106	0,077
4	0,037	0,026	0,085	0,060
3	0,027	0,018	0,063	0,042
2	0,018	0,011	0,042	0,026
1	0,009	0,005	0,021	0,012
0	0,000	0,001	0,001	0,001
-1	0,000	0,000	0,000	0,000



Slika 30: Pomik masnega središča v smeri X [m]



Slika 31: Pomik masnega središča v smeri Y [m]

Za omejitev poškodb je potrebno upoštevati naslednje mejne vrednosti:

a.) Za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov:

$$d_r \cdot \gamma_{DL,CC} \leq 0,005 \cdot h \quad (3.34)$$

b.) Za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi:

$$d_r \cdot \gamma_{DL,CC} \leq 0,0075 \cdot h \quad (3.35)$$

c.) Za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo:

$$d_r \cdot \gamma_{DL,CC} \leq 0,01 \cdot h, \quad (3.36)$$

kjer so:

d_r ... projektni etažni pomik

h ... etažna višina

$\gamma_{DL,CC}$... faktor pomembnosti, za mejno stanje DL (damage limitation), ki za razred pomembnosti CC2 znaša 0,5.

Projektni etažni pomik (d_r) je določen kot razlika povprečnega pomika zgornje in spodnje etaže. V našem primeru smo izbrali kar pomike v centru mas (CM). Kot je razvidno iz preglednice 18, je zahtevi po omejitvi poškodb zadoščeno za vse tri mejne vrednosti.

Preglednica 18: Kontrola etažnih pomikov v smereh X in Y

Etaža	d_r (m) v CM		h (m)	$\gamma_{DL,CC}$	$d_r, X \cdot \gamma_{DL,CC}$ (m)	$d_r, Y \cdot \gamma_{DL,CC}$ (m)	$\alpha \cdot h$		
	$d_{r, X}$	$d_{r, Y}$					$\alpha=0,005$	$\alpha=0,0075$	$\alpha=0,01$
Streha	0,019	0,017	3	0,5	0,0095	0,0085	0,015	0,0225	0,03
5	0,021	0,018	3	0,5	0,0104	0,0088	0,015	0,0225	0,03
4	0,022	0,018	3	0,5	0,0110	0,0088	0,015	0,0225	0,03
3	0,022	0,016	3	0,5	0,0110	0,0082	0,015	0,0225	0,03
2	0,020	0,014	3	0,5	0,0102	0,0069	0,015	0,0225	0,03
1	0,020	0,011	4	0,5	0,0102	0,0053	0,02	0,03	0,04

3.8 Vpliv teorije drugega reda

Delovna različica novega standarda vpliv teorije drugega reda obravnava enako kot obstoječa. V kolikor velja neenačba (3.37), lahko predpostavimo, da neupoštevanje teorije drugega reda ne vpliva bistveno na naše rezultate.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10, \quad (3.37)$$

kjer so:

θ ... koeficient občutljivosti za etažne pomike

P_{tot} ... celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, upoštevana pri potresnem projektnem stanju

d_r ... projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže (v našem primeru lociran v središču mas)

V_{tot} ... celotna prečna sila v etaži zaradi potresa

h ... višina etaže

Kot je razvidno iz preglednice 19, vrednost koeficienta občutljivosti za etažne pomike ne preseže 0,10, zato vpliva teorije drugega reda v analizi ni potrebno upoštevati.

Preglednica 19: Kontrola vpliva TDR

Etaža	P_{tot} [kN]	h [m]	V_{tot} [kN]		d_r [m] v CM		θ	
			$d_{r,X}$	$d_{r,Y}$	$d_{r,X}$	$d_{r,Y}$	$d_{r,X}$	$d_{r,Y}$
Streha	3647	3	1110	1437	0,019	0,017	0,01	0,01
5	7657	3	1933	2541	0,021	0,018	0,02	0,01
4	11664	3	2516	3334	0,022	0,018	0,02	0,01
3	15670	3	2984	3942	0,022	0,016	0,02	0,01
2	19676	3	3374	4403	0,020	0,014	0,02	0,01
1	23803	4	3662	4701	0,020	0,011	0,02	0,01

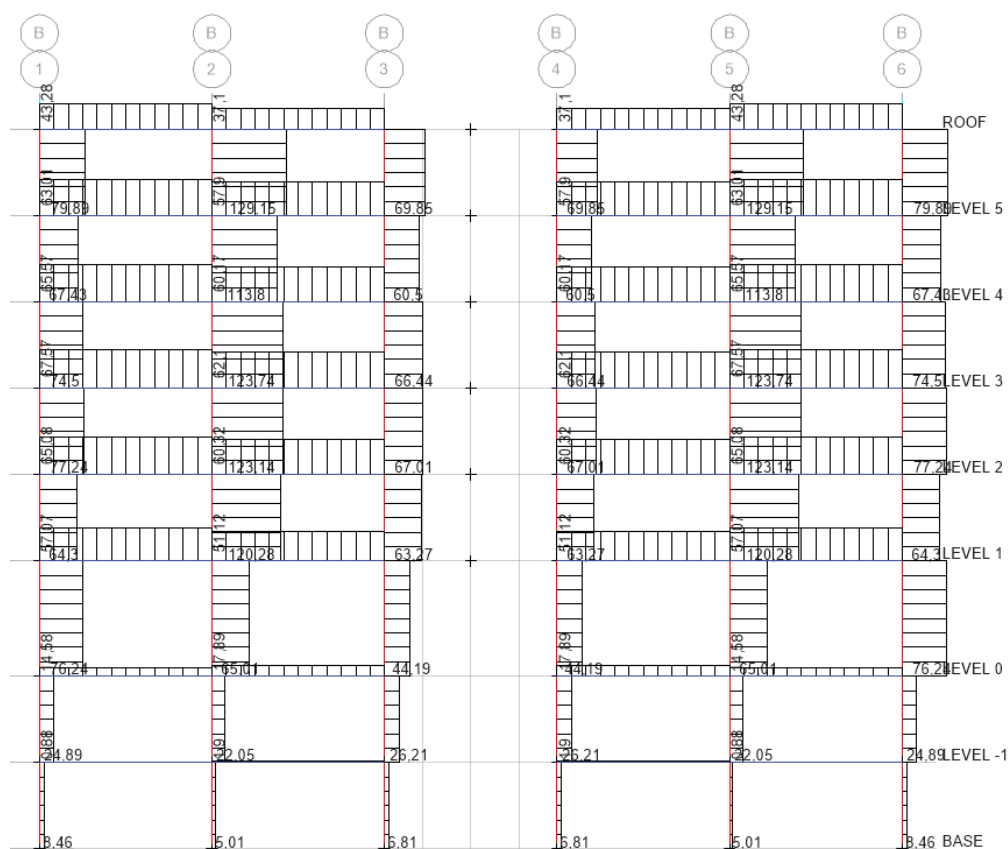
3.9 Obtežna potresna situacija

Kot v izhodiščnem primeru, smo tudi tukaj za določitev projektnih vrednosti notranjih sil zaradi potresnega vpliva upoštevali obtežno kombinacijo, prikazano z izrazom (3.38), skladno s SIST EN 1990:2004, 6.4.3.4:

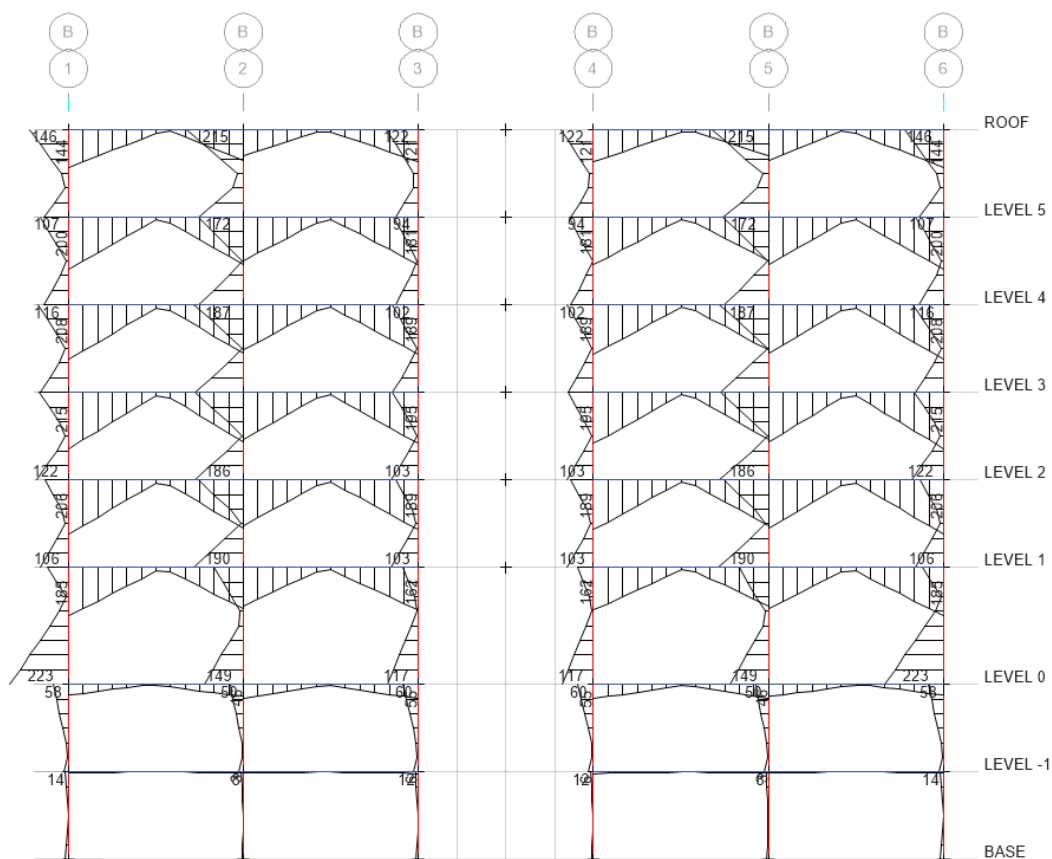
$$1,0 \cdot G + \psi_{2,i} \cdot Q \pm E_{XY}(\pm M_a) \quad (3.38)$$

3.10 Notranje sile

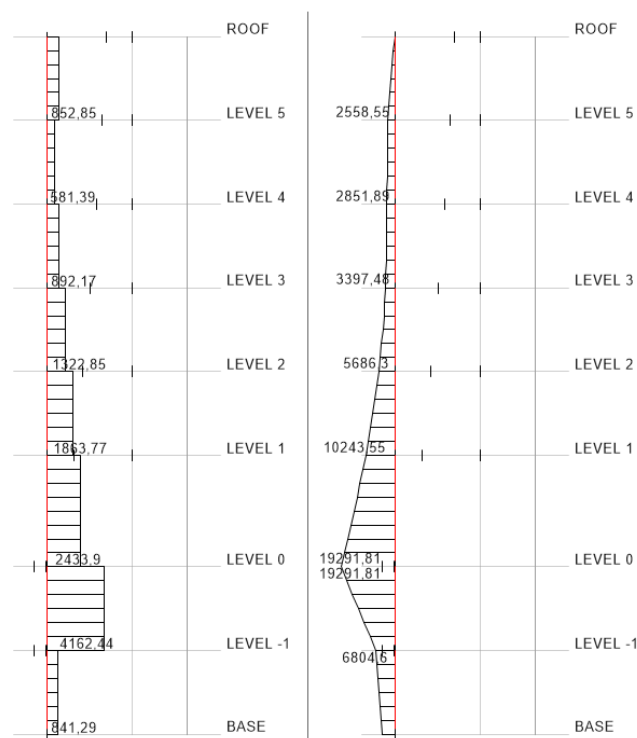
V tem razdelku na slikah 32–35 prikazujemo prečne sile in upogibne momente v izbranih elementih konstrukcije, ki smo jih določili z modalno analizo s spektri odziva.



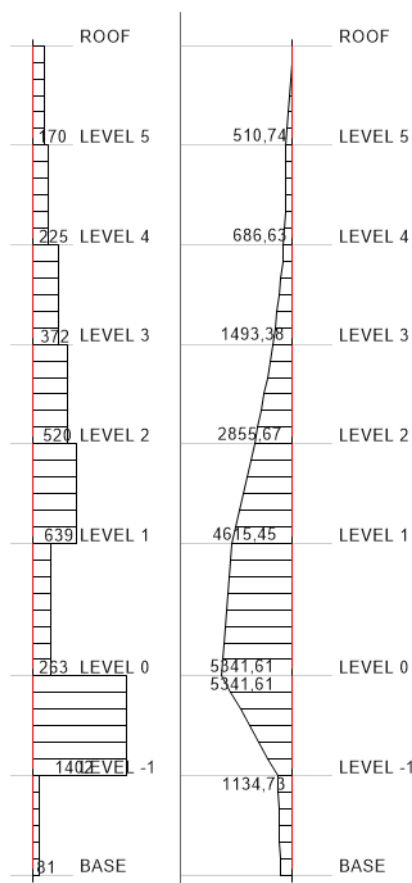
Slika 32: Prečne sile v elementih okvirja B v smeri X, določene z modalno analizo s spektri odziva



Slika 33: Upogibni momenti v elementih okvirja B v smeri X , določeni z modalno analizo s spektri odziva



Slika 34: Strižne sile (levo) in upogibni momenti (desno) stene N1 v smeri X , določene z modalno analizo s spektri odziva



Slika 35: Strižne sile (levo) in upogibni momenti (desno) stene W3 v smeri Y , določene z modalno analizo s spektri odziva

3.11 Dimenzioniranje

V tem razdelku bomo predstavili pravila iz delovne različice novega standarda, za projektiranje armiranobetonskih stavb in jih uporabili pri dimenzioniranju obravnavane stavbe. Novi predlog standarda nekoliko drugače razvršča stopnje duktilnosti. Obravnava tri razrede duktilnosti: DC1, DC2 in DC3, kot je podrobneje razloženo v poglavju 3.2.2. V nadaljevanju so predstavljene konstrukcijske zahteve, skladne z izbranim razredom duktilnosti, DC2. Za primerjavo so prikazane še konstrukcijske zahteve za razred duktilnosti DC3, ki bi ga lahko izbrali namesto razreda duktilnosti DC2. Razreda duktilnosti DC1 na območju Ljubljane ne smemo izbrati, saj se ta razred duktilnosti sme uporabljati le na območjih zelo nizke in nizke seizmičnosti.

3.11.1 Dimenzioniranje gred

V tem razdelku je predstavljen postopek dimenzioniranja gred. Predstavljeni sta kontroli upogibne in strižne nosilnosti ter konstrukcijske zahteve (Preglednica 20), ki jih je potrebno upoštevati.

Preglednica 20: Konstruktivske zahteve za grede

	DC3	DC2
Dolžina kritičnega območja l_{cr}	h_w (višina grede)	
Vzdolžna armatura		
ρ_{min} , natezna cona	$0,5f_{ctm}/f_{yk}$	
ρ_{max} , kritično območje	$\rho' + \frac{0.0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ (1)	3%
$A_{s,min}$ na vrhu in dnu	/	
$A_{s,min}$ na vrhu – v polju	/	
$A_{s,min}$ spodaj - na kritičnem območju	$0,5A_{s,zgoraj}$	
$A_{s,min}$ spodaj – ob podporah	$A_{s,spodaj-ob\ podpori}/4$	
d_{bl}/h_c – premer palice za notranje vozlišče (2)	$\leq \frac{7,5(1+0,8\nu_d)}{(1+0,5\frac{\rho'}{\rho_{max}})} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq \frac{7,5(1+0,8\nu_d)}{(1+0,375\frac{\rho'}{\rho_{max}})} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$
d_{bl}/h_c – premer palice za zunanje vozlišče	$\leq 7,5(1+0,8\nu_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	
Prečna armatura		
(i) Izven kritičnega območja		
razmak $s_w \leq$	$0,75d$	
$\rho_w \geq$	$\frac{0,08\sqrt{f_{ck}} \left[\text{MPa} \right]}{f_{yk} \left[\text{MPa} \right]}$	
(ii) V kritičnem območju		
$d_{bw} \geq$	6 mm	
razmak $s_w \leq$	$h_w/4, 24d_{bw}, 225\text{mm}, 8d_{bl}$	$h_w/4, 30d_{bw}, 250\text{mm}, 12d_{bl}$

- (1) Če ni na voljo natančnejših podatkov, predlog novega standarda dopušča, da za vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ upoštevamo enačbi (3.39) in (3.40):

$$\mu_\phi = 2(q_R \cdot q_S \cdot q_D) - 1 \quad \text{če } T_1 \geq T_C \quad (3.39)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2((q_R \cdot q_S \cdot q_D) - 1)T_C / T_1 \quad \text{če } T_1 < T_C \quad (3.40)$$

- (2) h_c je širina stebra v smeri armaturnih palic, $\nu_d = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$ je normirana projektna osna sila v stebri. Upošteva se najmanjša vrednost v potresnem projektnem stanju.

- Kontrola upogibne nosilnosti gred

Upogibna nosilnost se kontrolira na podlagi primerjave nosilnosti po SIST EN 1992-1-1:2005 in obremenitev, ki izhajajo iz analize. Upogibno nosilnost gred smo preverili s pomočjo programa Gala reinforcement (AEC Constructions, 2002).

- Kontrola strižne nosilnosti gred:

Prečne sile v gredi določimo skladno z delovno različico novega standarda, ki se ne razlikuje od obstoječe. Gredo vzamemo iz okvirja in jo obravnavamo kot prostoležeči nosilec, ki je obremenjen z upogibnima momentoma in prečno obtežbo q , ki izhaja iz navidezno stalne obtežne kombinacije ($G+0,3Q$). Upogibna momenta (pozitivni in negativni) na levi (l) in desni (r) določimo kot (3.41):

$$M_{i,d} = \begin{cases} \gamma_{Rd} M_{Rb,i} (\sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}) & \text{če } \sum M_{Rb} > \sum M_{Rc} \\ \gamma_{Rd} M_{Rb,i} & \text{če } \sum M_{Rb} < \sum M_{Rc} \end{cases} \quad (3.41)$$

Faktor, ki upošteva večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona v tlačni coni prereza (γ_{Rd}), ima za stopnjo duktilnosti DC2 in DC3 vrednost 1,1. Moment $M_{Rb,i}$ je projektna upogibna (pozitivna ali negativna) nosilnost grede v krajišču i , $\sum M_{Rc}$ in $\sum M_{Rb}$ pa sta vsoti projektnih upogibnih nosilnosti v vozlišču stikajočih se stebrov in gred. Projektno prečno silo $V_{Ed,CD}$ tako dobimo ob upoštevanju enačbe (3.42):

$$V_{Ed,CD} = \frac{\max(|M_{l+,d}| + |M_{r-,d}|, |M_{l-,d}| + |M_{r+,d}|) + \frac{q \cdot l_b}{2}}{l_b}, \quad (3.42)$$

kjer je l_b svetla dolžina grede.

Silo $V_{Ed,CD}$ primerjamo z maksimalno nosilnostjo betonskega prereza $V_{Rd,max}$ (enačba (3.43)):

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \lambda_1 \cdot f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)}, \quad (3.43)$$

kjer so:

$\alpha_{cw} \dots = 1$ (za konstrukcije brez prednapetja)

$b_w \dots$ širina prereza grede

$z \dots = 0,9d$

$$\nu_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{250} \right)$$

$\alpha \dots$ naklon prečne armature = 90°

$\theta \dots$ naklon tlačnih diagonal = 45°

Če se izkaže, da je $V_{Rd,max}$ večja od $V_{Ed,CD}$, preverimo, ali je za prenos prečne sile strižna armatura sploh potrebna. Standard SIST EN 1992-1-1:2005 v členu 6.2.2 določa projektno strižno odpornost elementov, kot prikazuje enačba (3.44):

$$V_{Rd,c} = \max \left(\left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck} [\text{MPa}])^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d; (\nu_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \right) \quad (3.44)$$

Vrednosti $C_{Rd,c}$, k , ρ_l , σ_{cp} in ν_{min} se določijo v skladu z enačbami (3.45) do (3.49):

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \quad (3.45)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d [\text{mm}]}} \quad (3.46)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \quad (3.47)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \quad (3.48)$$

$$\nu_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}, \quad (3.49)$$

kjer so:

- A_{sl} ... prečni prerez vzdolžne natezne armature zaradi upogiba
 k_l ... =0,15
 d ... statična višina prereza, izražena v milimetrih
 b_w ... širina prereza grede, izražena v milimetrih.

V kolikor je $V_{Ed,CD}$ večji od $V_{Rd,c}$, skladno s SIST EN 1992-1-1:2005 celotno prečno silo prevzamemo s prečno armaturo. Razdaljo med stremeni določimo s pomočjo enačbe (3.50):

$$s_{potr} = \frac{A_{sw} \cdot 0,9d \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{V_{Ed,CD}}, \quad (3.50)$$

kjer so:

- s_{potr} ... potreben razmik stremen
 A_{sw} ... celoten prerez strižne armature
 f_{ywd} ... projektna natezna trdnost stremenskega jekla.

Upoštevati moramo določilo iz Evrokoda 2, ki pravi, da mora biti stopnja prečnega armiranja večja od zahtevane, ki je definirana z izrazom (3.51), povzetim po SIST EN 1992-1-1:2005, **9.2.2(5)**:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck} [\text{MPa}]}}{f_{yk} [\text{MPa}]}, \quad (3.51)$$

kjer sta:

- f_{ck} ... karakteristična tlačna trdnost betona v MPa
 f_{yk} ... napetost na meji tečenja armature v MPa

Stopnjo strižnega armiranja za prerez izračunamo kot prikazuje enačba (3.52):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin(\alpha)} \quad (3.52)$$

Delovna različica novega standarda zahteva tudi, da v kritičnih območjih gred na razdalji $l_{cr}=h_w$ (za DC2 in DC3) od stebra uporabimo zaprta stremena (pod kotom 135°) s premerom najmanj 6 mm in razmikom stremen kot določata izraza (3.53) in (3.54):

$$s \leq \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 30d_{bw}; 12d_{bl} \right\} \text{ za DC2,} \quad (3.53)$$

$$s \leq \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 8d_{bl} \right\} \text{ za DC3,} \quad (3.54)$$

kjer so:

- h_w ... višina grede
 d_{bw} ... premer stremen
 d_{bl} ... premer najtanjše vzdolžne palice

Prav tako je treba upoštevati določilo SIST EN 1992-1-1:2005, ki definira največji dovoljeni razmik med stremeni (izraz (3.55)):

$$s \leq 0,75 \cdot d(1 - \cot(\alpha)) \quad (3.55)$$

3.11.2 Dimenzioniranje stebrov

V tem razdelku je predstavljen postopek dimenzioniranja stebrov. Predstavljeni sta kontroli upogibne in strižne nosilnosti ter konstrukcijske zahteve (Preglednica 21), ki jih je potrebno upoštevati.

Preglednica 21: Konstrukcijske zahteve za stebre

	DC3	DC2
Prečni prerez, $h_c, b_c \geq$	0,20 m, če $\theta \leq 0,05$; $\max\left(\frac{h_v}{10}, 250 \text{ mm}\right)$, če $\theta > 0,05$	0,20 m, če $\theta \leq 0,05$; $\max\left(\frac{h_v}{10}, 200 \text{ mm}\right)$, če $\theta > 0,05$
Dolžina kritičnega območja l_{cr}	$\max\left\{h_c; b_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \text{ m}\right\}$	
Vzdolžna armatura		
ρ_{min}	1%	
ρ_{max}	4%	
$d_{bL} \geq$	12 mm	
Min. št. palic na stranico	3	
Razdalja med sosednjima vzdolžnima palicama	$\leq 200 \text{ mm}$	$\leq 250 \text{ mm}$
Razdalja od pridržane palice	$\leq 150 \text{ mm}$	
Prečna armatura		
Izven kritičnega območja:		
$d_{bw} \geq$	$\max(6 \text{ mm}, d_{bL}/4)$	
Razdalja $s_w \leq$	$20 d_{bL}, h_c, b_c, 400 \text{ mm}$	
Območje stikovanja vzdol. palic, če $d_{bL} > 14 \text{ mm}$; $s_w \leq$	$0,6(20 d_{bL}, h_c, b_c, 400 \text{ mm})$	
V kritičnih območjih:		
$d_{bw} \geq$	6 mm	
$s_w \leq$	$\min\left\{\frac{b_0}{2}; 175 \text{ mm}; 8d_{bL, \min}\right\}$	$\min\left\{\frac{b_0}{2}; 200 \text{ mm}; 9d_{bL, \min}\right\}$
$\omega_{wd} \geq$	0,08	0,05
Normirana osna sila v_d	$\leq 0,65$	$\leq 0,75$

- Kontrola globalne duktilnosti

V delovni različici novega standarda je kontrolo globalne duktilnosti, kot jo poznamo iz obstoječega standarda, treba izvesti le v primeru stopnje duktilnosti DC3. Veljati mora pogoj (3.56), s katerim zagotavljamo, da v večetažnih stavbah ne bo prišlo do mehke etaže:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}, \quad (3.56)$$

kjer sta:

$\sum M_{Rc}$... vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču. Pri določanju upogibnih nosilnosti je treba upoštevati celotno območje osnih sil, ki se pojavijo pri potresnem projektnem stanju, in v izrazu (3.56) uporabiti najmanjšo vrednost nosilnosti

$\sum M_{Rb}$... vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču. Ko se uporabljajo stiki z delno nosilnostjo, se pri določanju $\sum M_{Rb}$ uporabi nosilnosti teh stikov.

Novi predlog standarda pravi, da je potrebno za DC2 v večnadstropnih stavbah okvirnih sistemov oz. mešanih, ekvivalentnim okvirnim sistemom preprečiti tvorbo plastičnega mehanizma v mehki etaži, saj

lahko takšen mehanizem občutno poveča zahteve po lokalni duktilnosti v mehki etaži. Tej zahtevi je zadoščeno, v kolikor je v vsaki etaži izpolnjena enačba (3.57):

$$q_S q_R V_{tot} (q - q_S) d_{e,top} \leq 1,8 \sum_{i=1}^{i=n} M_{Rd,c,i} (N_{Ed}) \times \theta_u^{pl} \quad (3.57)$$

Členi enačbe so razloženi v delovni različici novega standarda.

- Upogibna nosilnost stebrov

Delovna različica novega standarda zahteva, da vrednost normirane osne sile pri potresni projektni obtežbi za izbrano stopnjo duktilnosti ne preseže določene vrednosti (Preglednica 21). Upogibno nosilnost je potrebno izračunati skladno z standardom SIST EN 1992-1-1:2019. Pri določevanju upogibne nosilnosti je potrebno upoštevati osne sile za projektno potresno stanje, enačba (3.58).

- Projektni učinki vplivov (projektna notranja sile)

Za DC2 in DC3 moramo v primarnih stebrih po predlogu novega standarda upoštevati povečane osne sile skladno z enačbo (3.58):

$$N_{Ed,i} = N_{Ed,G,i} + \Omega N_{Ed,E,i}, \quad (3.58)$$

kjer so:

$N_{Ed,G,i} \dots$	osna sila v stebrih zaradi gravitacijskega vpliva v projektnem potresnem stanju
$N_{Ed,E,i} \dots$	osna sila v stebrih zaradi potresnega vpliva v projektnem potresnem stanju
$\Omega \dots$	faktor povečave za osno silo v stebrih, lahko se privzame vrednost 2,0

- Strižna nosilnost stebrov:

Prečne sile v stebrih določimo z metodo načrtovanja nosilnosti (izraz (3.59)), s čimer preprečimo njihovo strižno porušitev:

$$V_{Ed,CD} = \frac{|M_{i,d,t}| + |M_{i,d,b}|}{l_{cl}}, \quad (3.59)$$

kjer so:

$l_{cl} \dots$ svetla dolžina stebra

$M_{i,d,t}$ in $M_{i,d,b}$ momenta v krajiščih stebra nad in pod vozliščem, ki ustrezata stanju formiranja plastičnih členkov in sta v delovni različici novega standarda definirana nekoliko drugače kot v trenutno veljavnem standardu, z enačbama (3.60) in (3.61):

$$\text{Za DC2: } M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \quad (3.60)$$

$$\text{Za DC3: } M_{i,d} = \begin{cases} \gamma_{Rd} M_{Rc,i} & \text{če } \sum M_{Rb} > \sum M_{Rc} \\ \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \left(\sum M_{Rb} / \sum M_{Rc} \right) & \text{če } \sum M_{Rb} < \sum M_{Rc} \end{cases} \quad (3.61)$$

$\gamma_{Rd} \dots$ faktor, ki upošteva večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona v tlačni coni prereza. Privzame se, da je enak 1,1.

V kritičnih območjih vseh primarnih stebrov moramo določiti stremensko armaturo za objetje betonskega jedra skladno z delovno različico novega standarda. V pravokotnih prečnih prerezih z različno količino stremenske armature v obeh smereh, je zadostno objetje zagotovljeno z upoštevanjem enačbe (3.62):

$$\omega_{wd} = 2 \min \left\{ \rho_{w,x}, \rho_{w,y} \right\} \frac{f_{ywd}}{f_{cd}}, \quad (3.62)$$

kjer sta:

$\rho_{w,x}$ in $\rho_{w,y}$... deleža strižne armature v smeri X in Y

Vrednost največje prečne sile (3.63), ki jo element še lahko prenese in je omejena s porušitvijo tlačnih razpor, $V_{Rd,max}$, je določena skladno s (SIST EN 1992-1-1:2005) in znaša:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (3.63)$$

kjer je:

θ ... kot med betonsko tlačno razporo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo in je omejen: $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$.

Projektna vrednost prečne sile, ki jo element lahko prenese v primeru plastifikacije vložene strižne armature, $V_{Rd,s}$ skladno z (SIST EN 1992-1-1:2005) znaša:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (3.64)$$

3.11.3 Dimenzioniranje duktilnih sten

V tem razdelku je predstavljen postopek dimenzioniranja duktilnih sten. Predstavljeni sta kontroli upogibne in strižne nosilnosti ter konstrukcijske zahteve (Preglednica 22), ki jih je potrebno upoštevati.

Preglednica 22: Konstrukcijske zahteve za duktilne stene

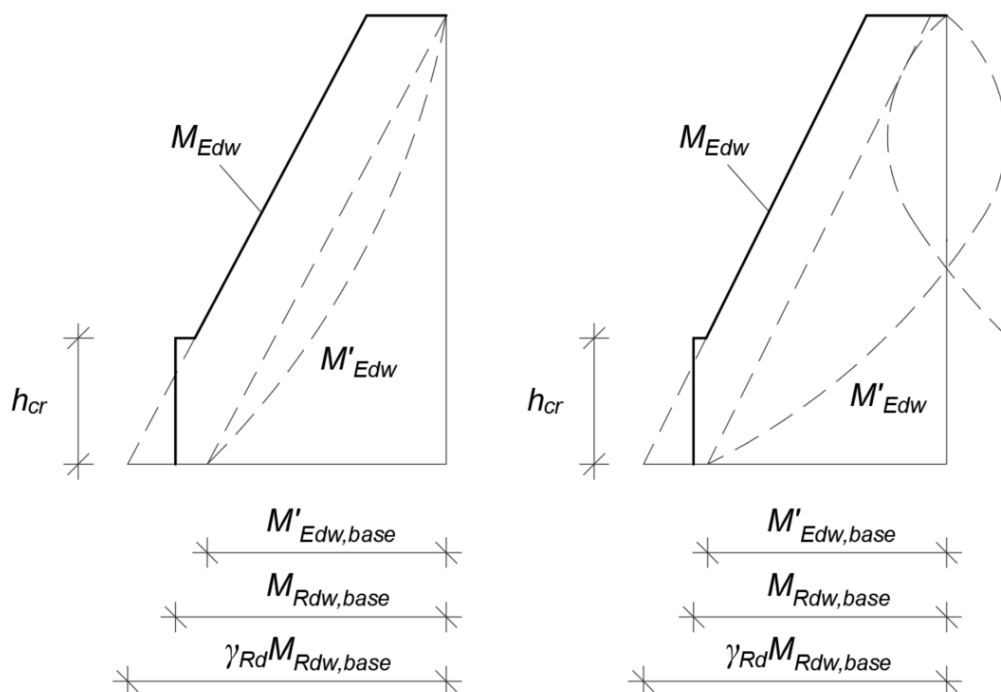
	DC3	DC2
Širina stojine $b_{wo} \geq$	$\max \{0,15 \text{ m}, h_s/20\}$	
Višina kritičnega območja h_{cr}	$h_{cr} = \max \{l_w, h_w / 6\}$ $h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ za } n \leq 6 \text{ etaž} \\ 2 \cdot h_s \text{ za } n \geq 7 \text{ etaž} \end{cases}$	
Robni elementi		
a) v kritičnem območju		
Vzdolžna (navpična) armatura		
$d_{bL} \geq$	12 mm	
ρ_{min}	1%	
ρ_{max}	4%	
Razdalja med sosednjima vzdolžnima palicama	$\leq 200 \text{ mm}$	$\leq 250 \text{ mm}$
Stremena		
$d_{bw} \geq$	6 mm	
razmak $s_w \geq$	$\min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175 \text{ mm}; 8d_{bL, \min} \right\}$	$\min \left\{ \frac{b_0}{2}; 200 \text{ mm}; 9d_{bL, \min} \right\}$
$\omega_{wd} \geq$	0,08	0,05
b) izven kritičnega območja	- če $\varepsilon_c > 0,002$, $\rho_{v, \min} = 0,005$, - če $\varepsilon_c \leq 0,002$, $\rho_{v, \min} = 0,002$,	

	- če $\rho_l \geq 2\%$, nobena armaturna palica v tlačni coni ne sme biti od objete palice oddaljena več kot 150 mm. - $d_{bw} \geq \max(6\text{mm}, d_{bL}/4)$, - $s_w \leq \min(12d_{bL}, 0,6b_{wo}, 240\text{mm})$ neposredno nad gredjo oziroma ploščo in pod njo, na oddaljenosti $4b_w$ - oziroma $s_w \leq \min(20d_{bL}, b_{wo}, 400\text{ mm})$ izven te razdalje	
Stojina		
- vertikalna armatura (v)		
$\rho_{v,min}$	Kjer $\varepsilon_c \geq 0,2\%$: 0,5%; drugje 0.2%	
$\rho_{v,max}$	4%	
$d_{bv} \geq$	/	
$d_{bv} \leq$	/	
razmak $s_v \leq$	$\min(3b_{wo}, 400\text{mm})$	
- horizontalna armatura (h)		
$\rho_{h,min}$	$\max(0,1\%. 0,25\rho_v)$	
$d_{bh} \geq$	/	
$d_{bh} \leq$	/	
razmak $s_h \leq$	400mm	
Normirana osna sila v_d	$\leq 0,35$	$\leq 0,4$

Delovna različica novega standarda določa višino kritičnega območja nad vpetjem stene (h_{cr}). V tem območju je predvideno sipanje energije, zato je treba zagotoviti ustrezno armiranje robnih elementov, s tem pa ustrezno duktilnost stene. Zahteve glede armiranja so predstavljene v zgornji preglednici. Mesto vpetja je opredeljeno na ravni temeljev oz. v našem primeru na vrhu kletne etaže s togo ploščo in togimi obodnimi stenami. Robne elemente je v primeru stopenj duktilnosti DC2 in DC3 treba zagotoviti do višine h_{cr} , višje pa moramo prečno armaturo določiti le z upoštevanjem zahtev standarda SIST EN 1992-1-1:2005. Debelina robnega elementa (b_w) ne sme biti manjša od 20 cm in $h_s/15$ (pri čemer h_s označuje etažno višino), če dolžina objetega dela (l_c) ni daljša od $0,2 \cdot l_w$ ali $2 \cdot b_w$ (upošteva se večja vrednost). Če pa je dolžina objetega dela daljša od $0,2l_w$ in $2b_w$, b_w ne sme biti manjša od $h_s/10$. Dolžina objetega robnega elementa (l_c) ne sme biti manjša od $0,15l_w$ ali $1,5b_w$. Ustrezno dolžino robnega elementa je potrebno tudi računsko dokazati, ob upoštevanju vseh določil predloga novega standarda.

- Kontrola upogibne nosilnosti stene

Delovna različica standarda enako kot trenutno veljavni standard predpostavlja, da se kritično mesto stene nahaja ob vpetju. Nosilnost načrtujemo tako, da z zadostno verjetnostjo preprečimo plastifikacijo stene v območjih nad kritičnim mestom. Upoštevati je potrebno nezanesljivosti razporeditve momenta vzdolž višine stene. To zahtevo lahko izpolnimo s konstrukcijo ovojnice upogibnih momentov. Pri konstrukciji ovojnice upoštevamo dva vpliva. Zaradi prečnih razpok ob vpetju je potrebno momentno črto premakniti navzgor, vpliv neelastičnega odziva pa zajamemo tako, da konstruiramo linearen razpored upogibnih momentov. Delovna različica novega standarda ovojnico momentov definira nekoliko drugače kot obstoječa. Ovojnica je določena glede na nosilnost za primer enosnega upogiba. Primer ovojnice upogibnih momentov je prikazan na sliki 36.



Slika 36: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje duktilnih sten
(levo: stenasti sistem; desno: mešani sistem)

kjer so:

$M'_{Edw}...$	momentni diagram iz analize
$M_{Rdw,base}...$	upogibna nosilnost pri vpetju
$M_{Edw}...$	projektna ovojnica momentov
$h_{cr}...$	kritična višina

Vrednost osne sile uporabimo iz analize za potresno projektno stanje. Pri računu upogibne nosilnosti prereзов sten je treba upoštevati tako vzdolžno armaturo v stojini kot armaturo v robnih elementih. Interakcijski diagram nam pokaže ali smo na varni strani in ali upogibna nosilnost stene zadošča. Za določitev interakcijskega diagrama smo uporabili programsko orodje Gala reinforcement (AEC Constructions, 2002).

Minimalna vzdolžna armatura v stojini (3.65), skladno z nacionalnim dodatkom SIST EN 1992-1-1:2005, znaša:

$$A_{v,min}=0,003 \cdot b_{wo} \cdot l_w \quad (3.65)$$

- Kontrola strižne nosilnosti

Projektne prečne sile vzdolž primarnih sten določimo kot prečne sile iz analize, ki jih ustrezno povečamo, saj se v trenutku plastifikacije sten lahko razvije drugačna momentna linija, s tem pa večje prečne sile. Delovna različica novega standarda nekoliko drugače definira povečanje prečnih sil. Projektno prečno silo, na višini z , $V_{Edw}(z)$, določimo s pomočjo izraza (3.66):

$$V_{Edw}(z) = \varepsilon(z) \cdot V_{Edw,1}'(z) \leq q V_{Edw}'(z), \quad (3.66)$$

kjer so:

$V_{Edw}'(z)...$	prečna sila na višini z , dobljena iz analize (upoštevane vse nihajne oblike)
------------------	---

$V_{Edw,1}'(z) \dots$	prečna sila na višini z , zaradi nihajne oblike z največjo efektivno modalno maso v smeri prečne sile
$\varepsilon(z) \dots$	faktor povečanja prečnih sil, določen s pomočjo izraza (3.67). Njegova vrednost, ne sme biti manjša od 1,5, obenem pa ne večja od faktorja obnašanja q .
$q \dots$	faktor obnašanja, upoštevan v projektu

$$\varepsilon(z) = \frac{V_{Edw}(z)}{V_{Edw,1}'(z)} = \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} M_{Rdw,base}}{M_{Edw,base}}\right)^2 + m(z) \left(\frac{q S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2}; \quad 1,5 \leq \varepsilon(z) \leq \frac{q V_{Edw}'(z)}{V_{Edw,1}'(z)}, \quad (3.67)$$

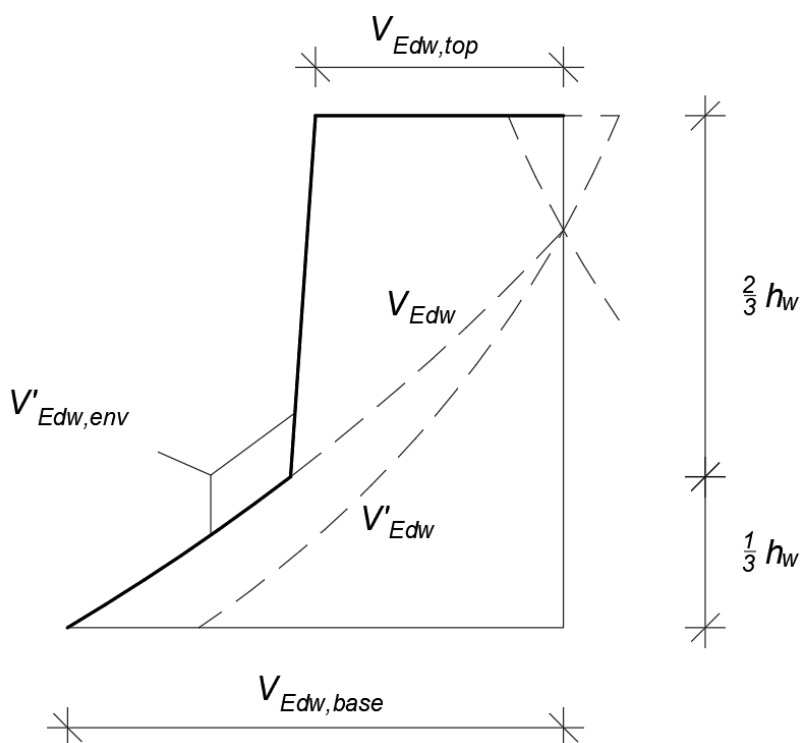
kjer so:

$M_{Edw,base} \dots$	projektni upogibni moment ob vpetju stene
$M_{Rdw,base} \dots$	projektna upogibna nosilnost ob vpetju stene
$\gamma_{Rd} \dots$	faktor povečane nosilnosti, ki upošteva utrjevanje jekla; če nimamo bolj natančnih podatkov, se lahko privzame vrednost 1,2
$S_e(T) \dots$	ordinata elastičnega spektra pospeškov
$T_1 \dots$	osnovni nihajni čas konstrukcije v smeri prečne sile V_{Edw}
$T_c \dots$	čas konca konstantnega spektralnega pospeška
$m(z) \dots$	spreminjajoč faktor, glede na višino stene h_w , podan z enačbo (3.68)

$$m(z) = \begin{cases} 0,1 & \text{za } 0 \leq z \leq 0,33h_w \\ 0,05 & \text{za } 0,33h_w \leq z \leq 0,67h_w \\ 0,25 & \text{za } 0,67h_w \leq z \leq h_w \end{cases} \quad (3.68)$$

Predlog standarda dopušča, da alternativno, brez eksplicitnega računa, za faktor povečanja $\varepsilon(z)$ upoštevamo vrednost q , vendar le v primeru razreda duktilnosti DC2. Sami smo se odločili, da vrednost $\varepsilon(z)$ izračunamo.

Zaradi slučajnosti vpliva višjih nihajnih oblik, delovna različica za mešane sisteme predlaga uporabo ovojnice strižnih sil, prikazane na sliki 37.



Slika 37: Projektna ovojnica prečnih sil za duktilne stene v mešanem sistemu

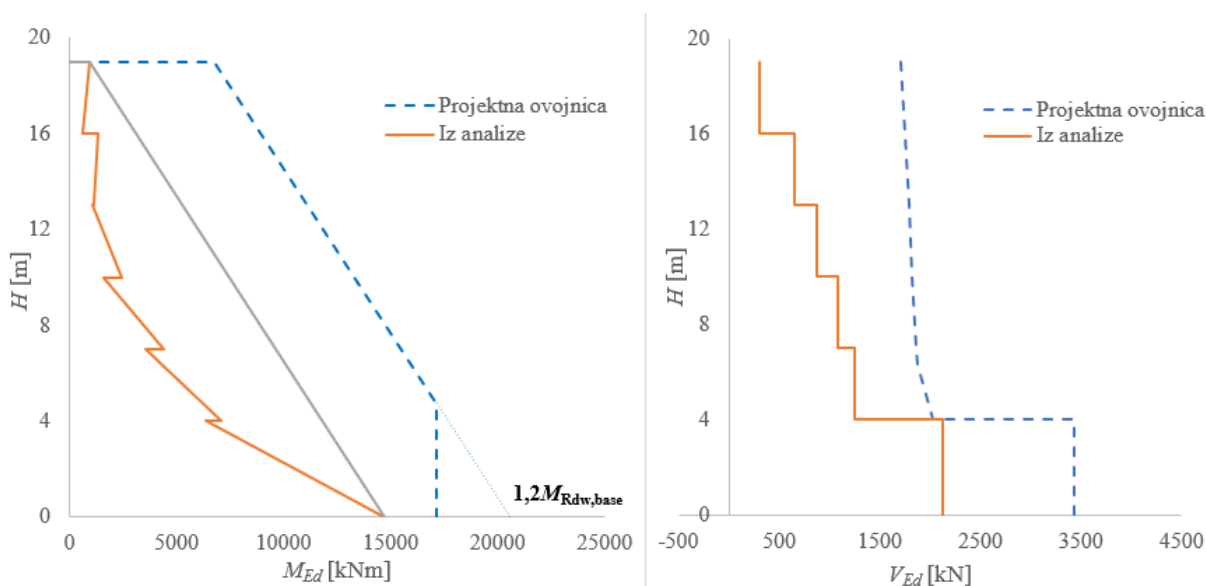
kjer so:

$V'_{Edw}...$	diagram prečnih sil iz analize
$V_{Edw,env}...$	projektna ovojnica prečnih sil
$V_{Edw}...$	projektna prečna sila
$h_w...$	višina stene
$V_{Edw,base}...$	projektna prečna sila pri vpetju
$V_{Edw,top}...$	projektna prečna sila na vrhu ($V_{Edw,top} \geq V_{Edw,base} / 2$)

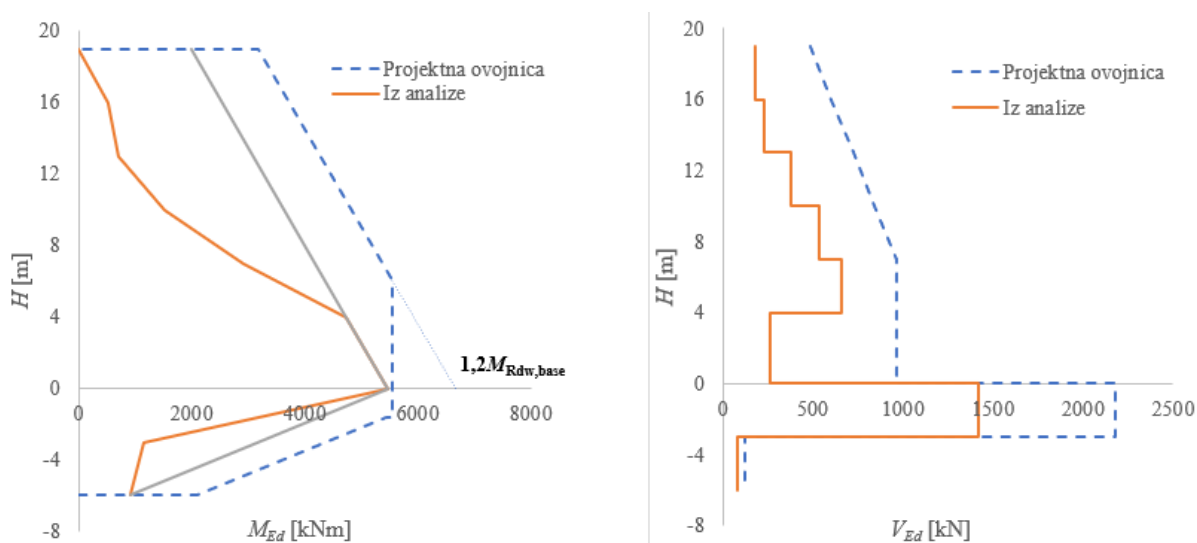
Podobno kot pri stebrih moramo do višine kritičnega območja, h_{cr} , v robnih elementih sten upoštevati, da je delež vzdolžne armature med 1 in 4%. Med kotnima palica mora biti vmes vsaj ena palica. Stremensko armaturo za objetje betonskega jedra določimo enako kot za stebre, z upoštevanjem enačbe (3.62).

3.11.4 Ovojnice upogibnih momentov in prečnih sil sten

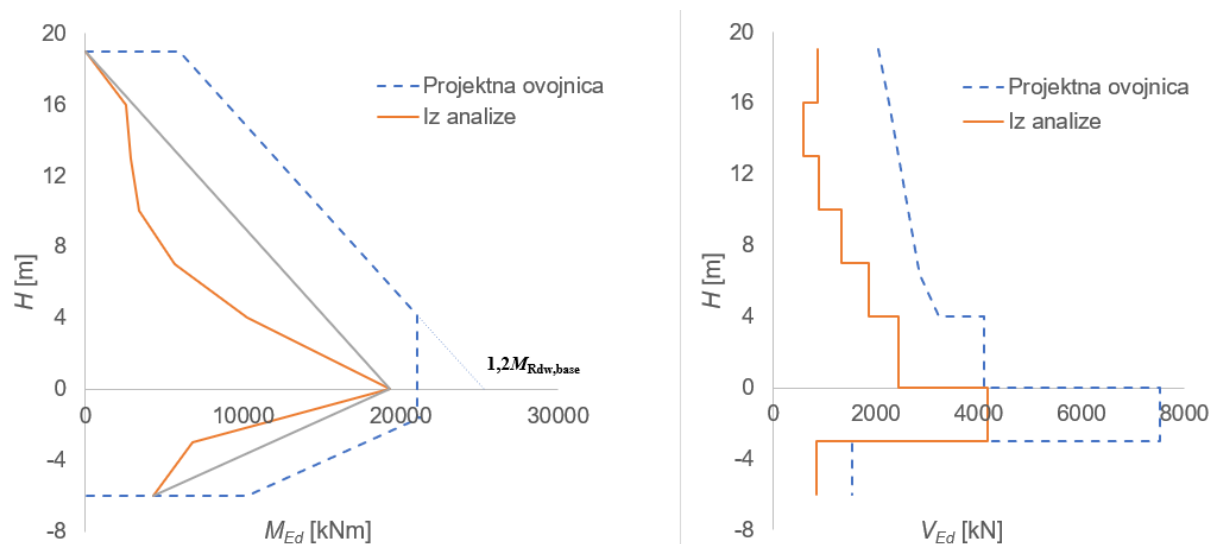
Na slikah 38 do 42 so prikazane projektne ovojnice upogibnih momentov in prečnih sil za stene W1, W3 in N1. Zaradi simetrije konstrukcije v smeri osi Y , so obremenitve sten W1 in W2 ter W3 in W4 enake. Stena N1 nosi v obeh smereh. Pri dimenzioniranju je bila merodajna obremenitev z dvoosnim upogibom. Ker je ovojnica po predlogu različice novega standarda določena glede na nosilnost za primer enoosnega upogiba, so momenti pri ovojnici veliko večji kot momenti iz analize (Slika 41).



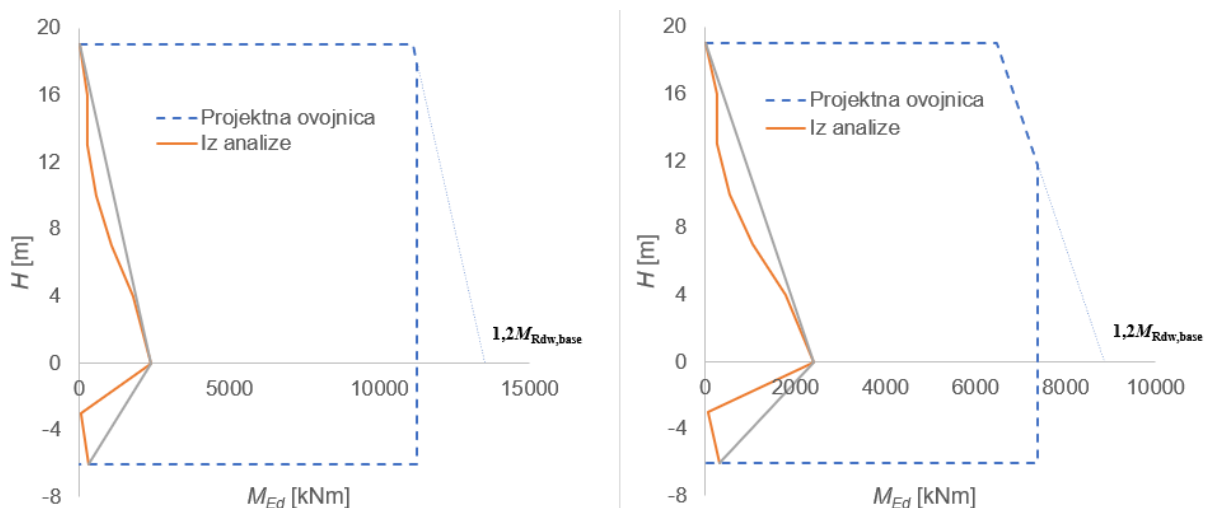
Slika 38: Projektna ovojnica upogibnih momentov (levo) in prečnih sil (desno) za steno W1



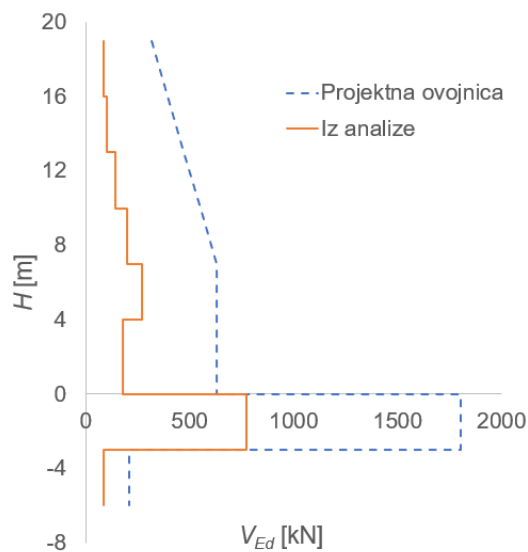
Slika 39: Projektna ovojnica upogibnih momentov (levo) in prečnih sil (desno) za steno W3



Slika 40: Projektna ovojnica upogibnih momentov (levo) in prečnih sil (desno) za steno N1 v smeri X



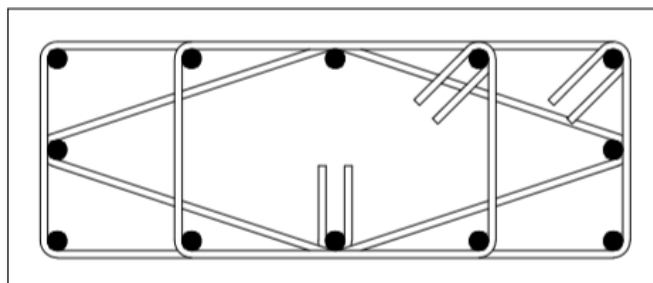
Slika 41: Projektna ovojnica upogibnih momentov, če potres deluje v pozitivni smeri koordinate Y – »gor« (levo) in v negativni smeri koordinate Y – »dol« (desno) za steno N1 v smeri Y



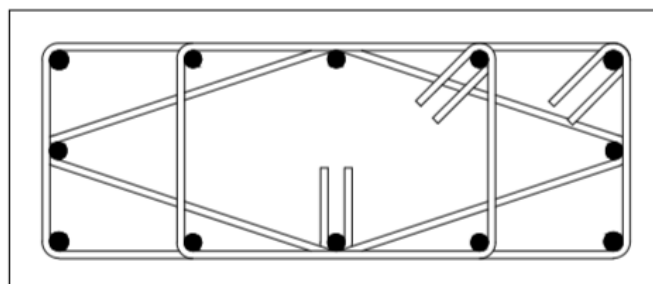
Slika 42: Projektna ovojnica prečnih sil za steno N1 v smeri Y

3.12 Armaturni načrti

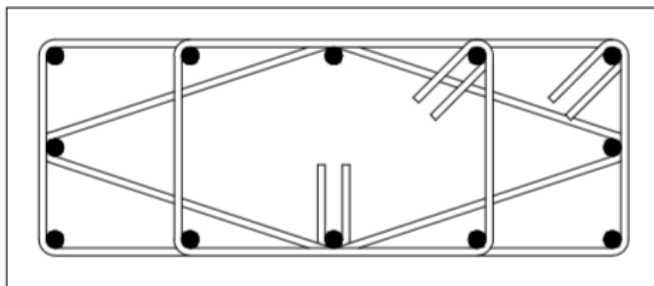
V tem razdelku prikazujemo armaturne načrte in glavna odstopanja/razlikovanja z dimenzioniranjem po trenutno veljavni/delovni različici standarda. Na slikah 43 do 47 so prikazani armaturni načrti stebrov, na slikah 48 do 53 načrti gred ter na slikah 54 do 62 armaturni načrti sten W1, W3 in N1. Vzdolžna armatura v stebrih se z višino ne spreminja. Odločili smo se, da mrežno armaturo sten zaključimo v notranjost robnih elementov, kot je prikazano na slikah. Izvedba armature na takšen način je izjemno zahtevna in se jo v praksi verjetno redko izvaja.



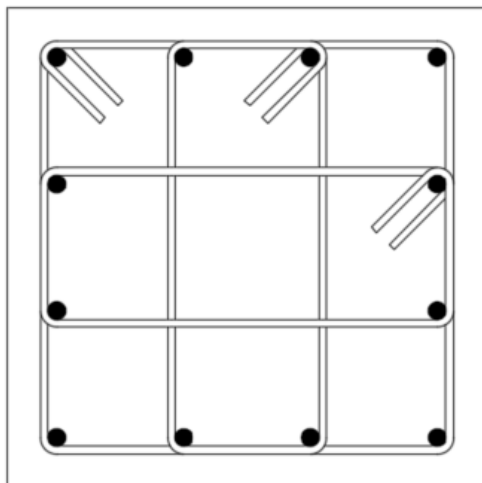
Slika 43: Vzdolžna armatura ($12\Phi 20$) stebrov C1, C2, C5, C6, C11 in C16



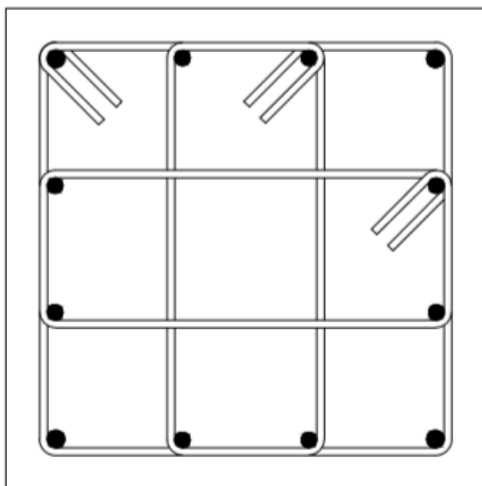
Slika 44: Vzdolžna armatura ($4\Phi 20$ & $8\Phi 18$) stebrov C12 in C15



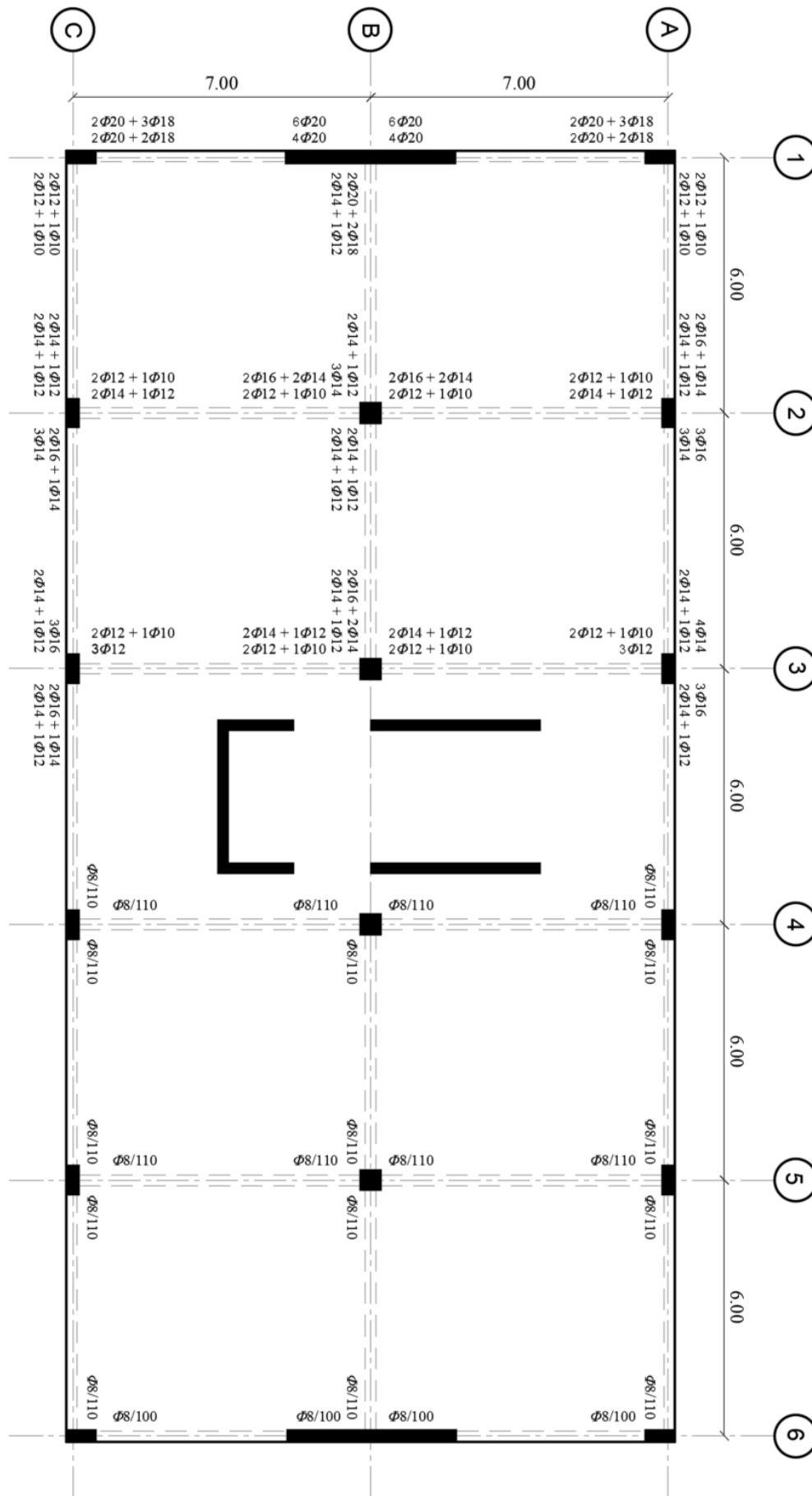
Slika 45: Vzdolžna armatura ($12\Phi 18$) stebrov C3, C4, C13 in C14



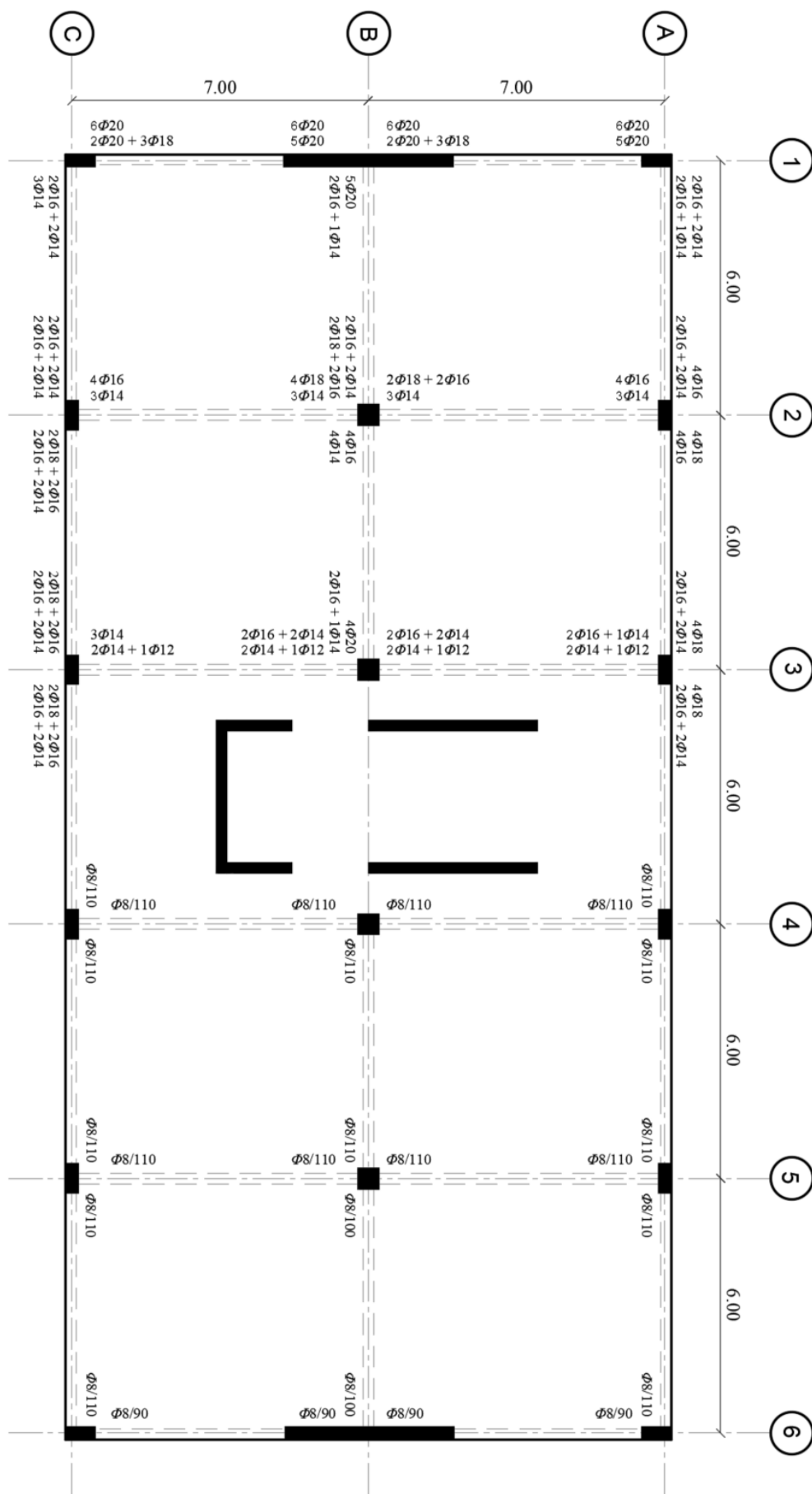
Slika 46: Vzdolžna armatura ($12\Phi 18$) stebrov C7 in C10



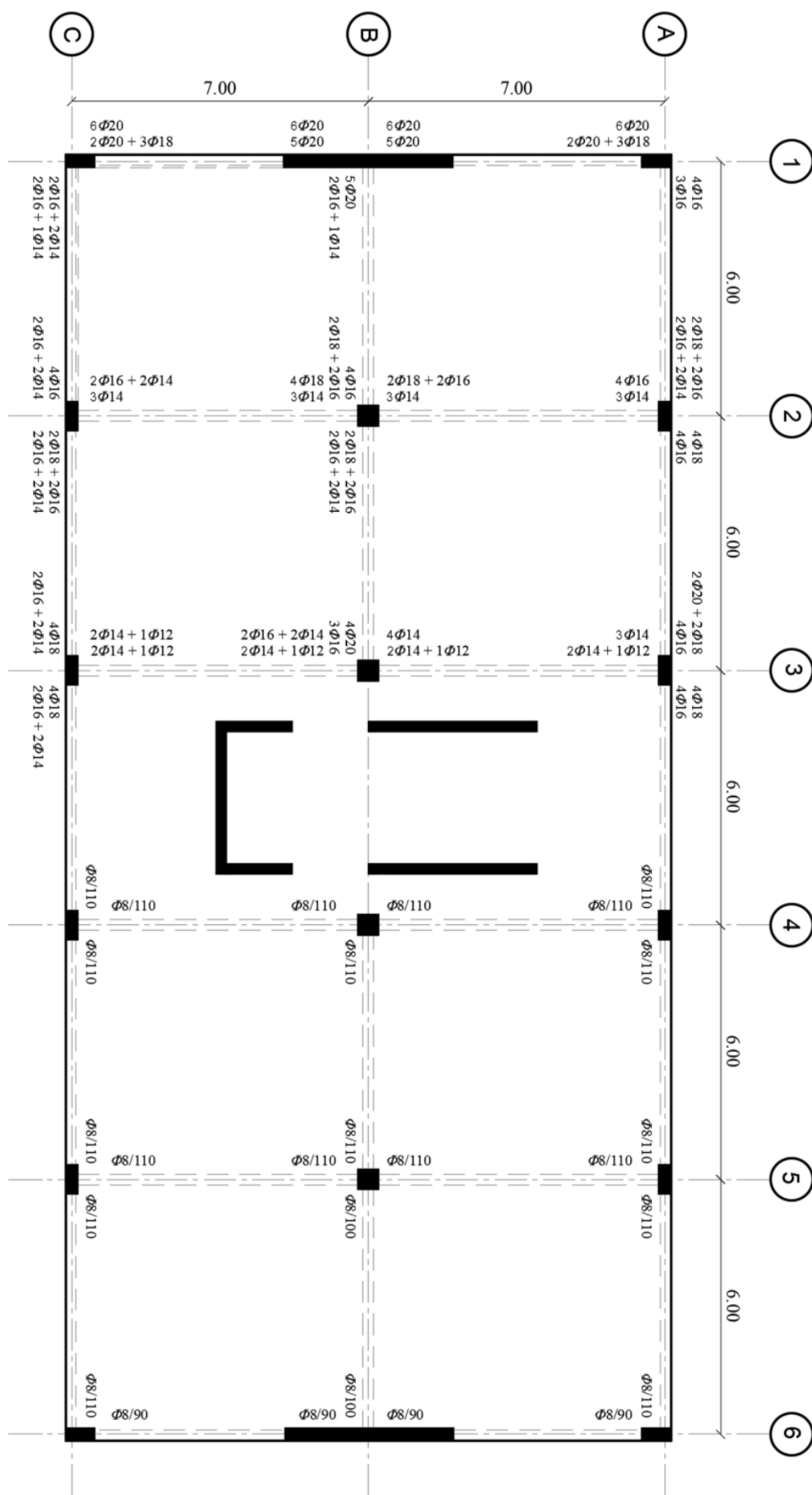
Slika 47: Vzdolžna armatura ($4\Phi 18$ & $8\Phi 16$) stebrov C8 in C9



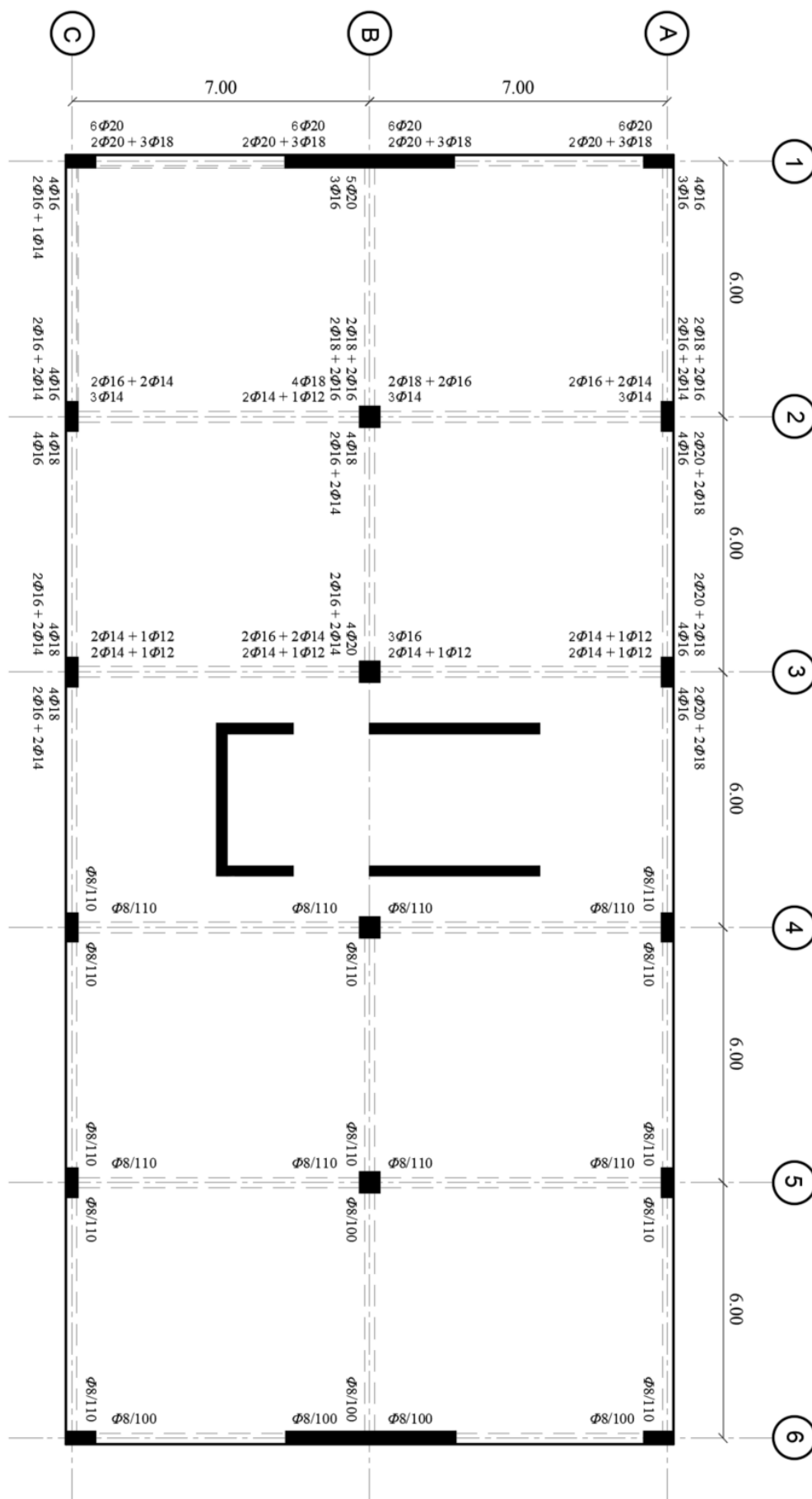
Slika 48: Armaturni načrt gred na strehi



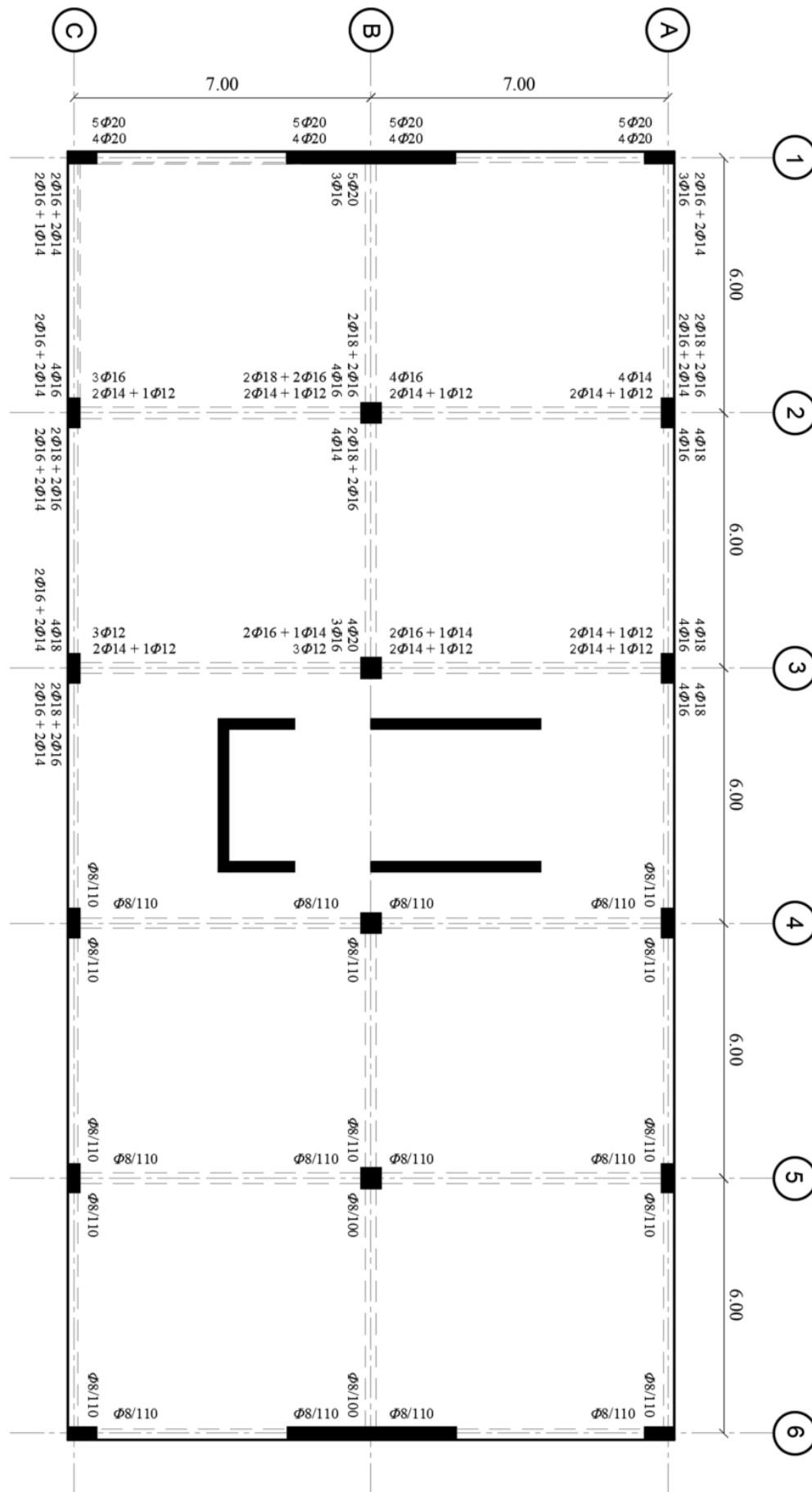
Slika 49: Armaturni načrt gred v 5. nadstropju



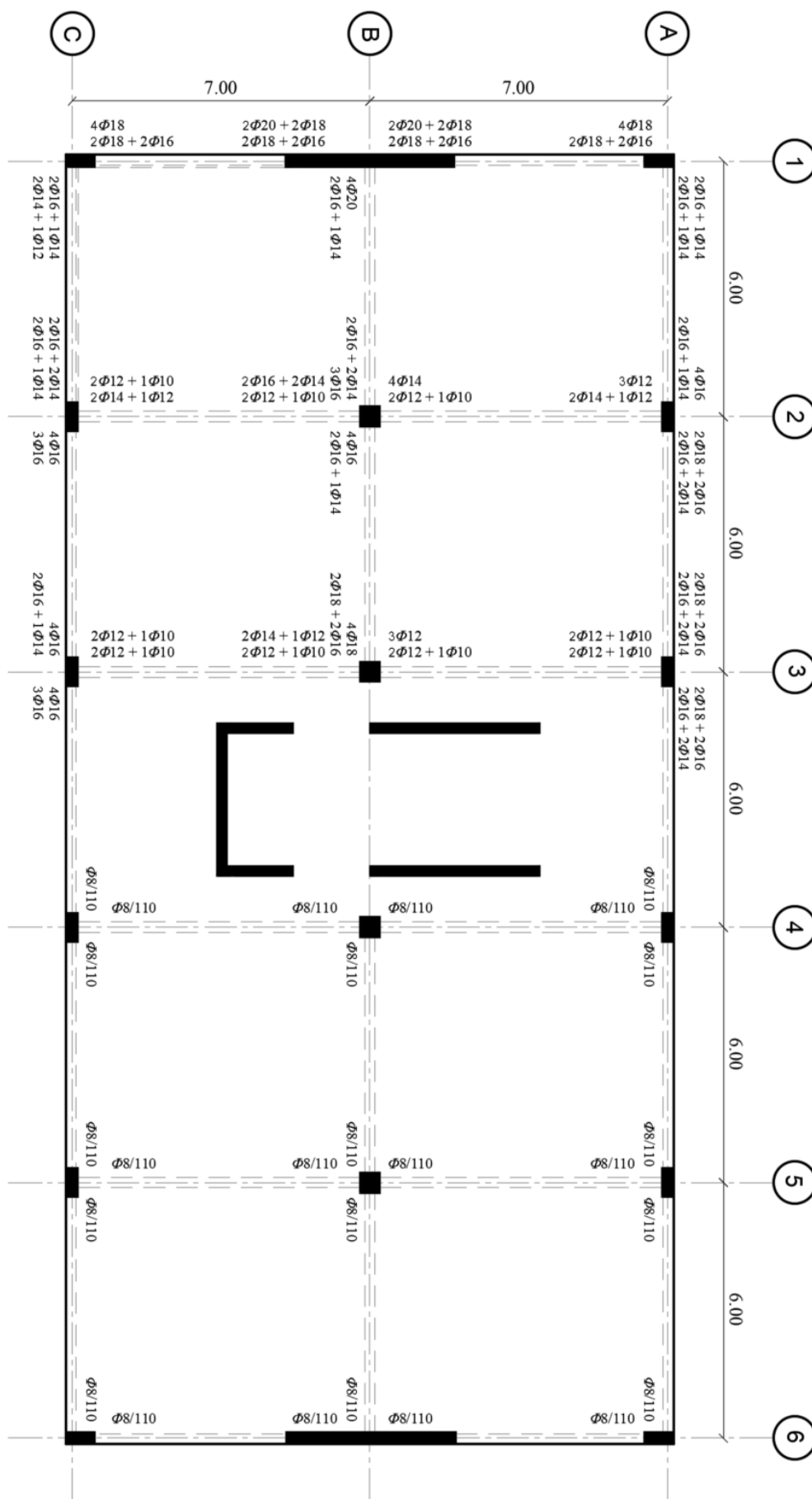
Slika 50: Armaturni načrt gred v 4. nadstropju



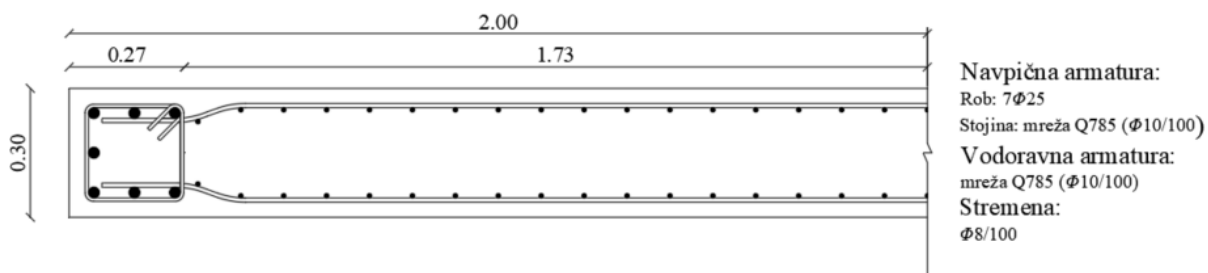
Slika 51: Armaturni načrt gred v 3. nadstropju



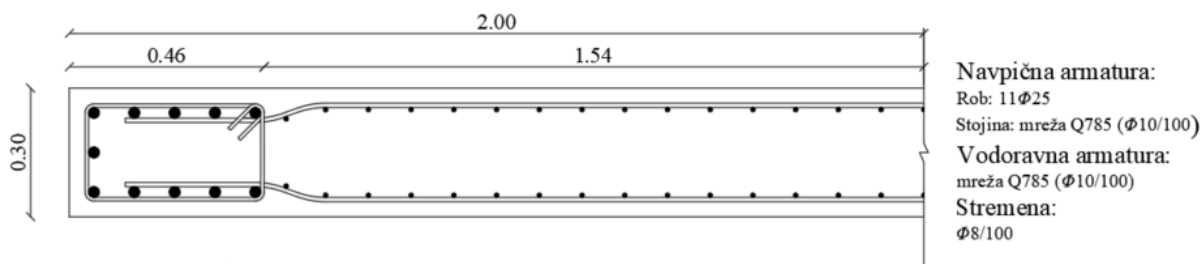
Slika 52: Armaturni načrt gred v 2. nadstropju



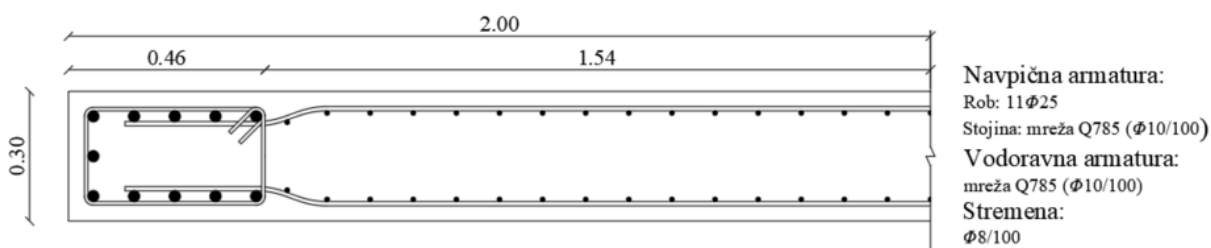
Slika 53: Armaturni načrt gred v 1. nadstropju



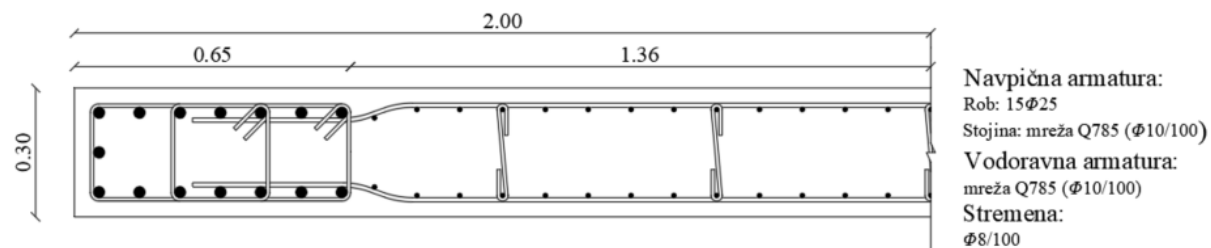
Slika 54: Armaturni načrt stene W1 v 5. nadstropju



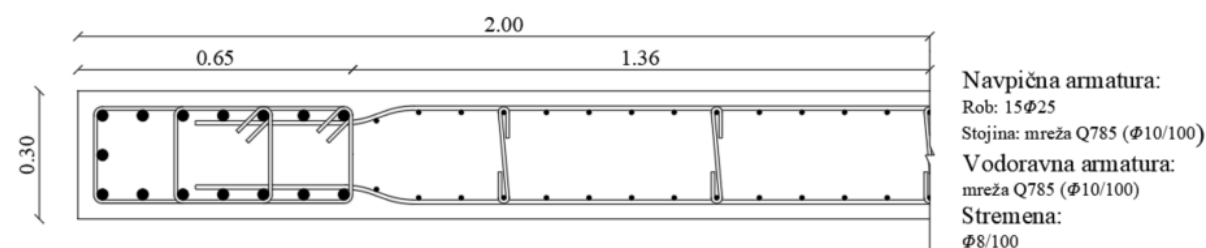
Slika 55: Armaturni načrt stene W1 v 4. nadstropju



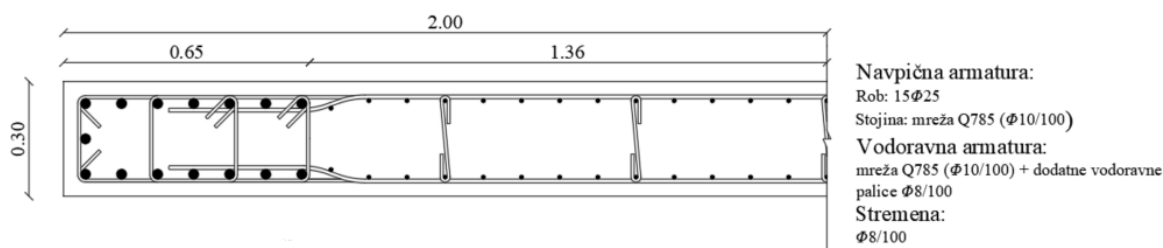
Slika 56: Armaturni načrt stene W1 v 3. nadstropju



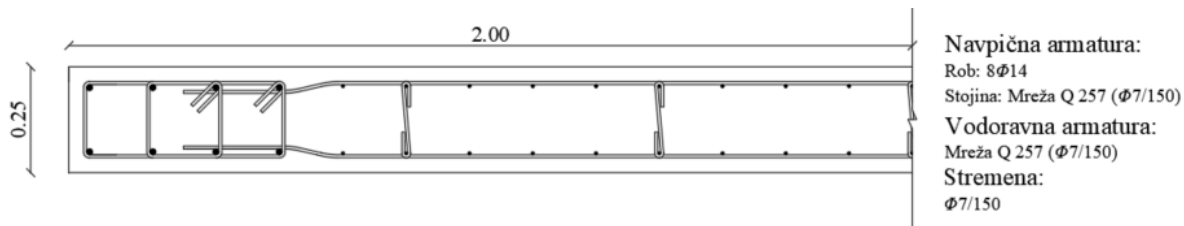
Slika 57: Armaturni načrt stene W1 v 2. nadstropju



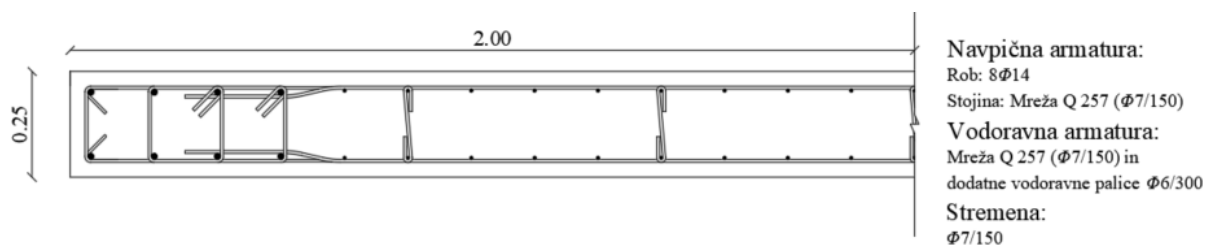
Slika 58: Armaturni načrt stene W1 v 1. nadstropju



Slika 59: Armaturni načrt stene W1 v pritličju

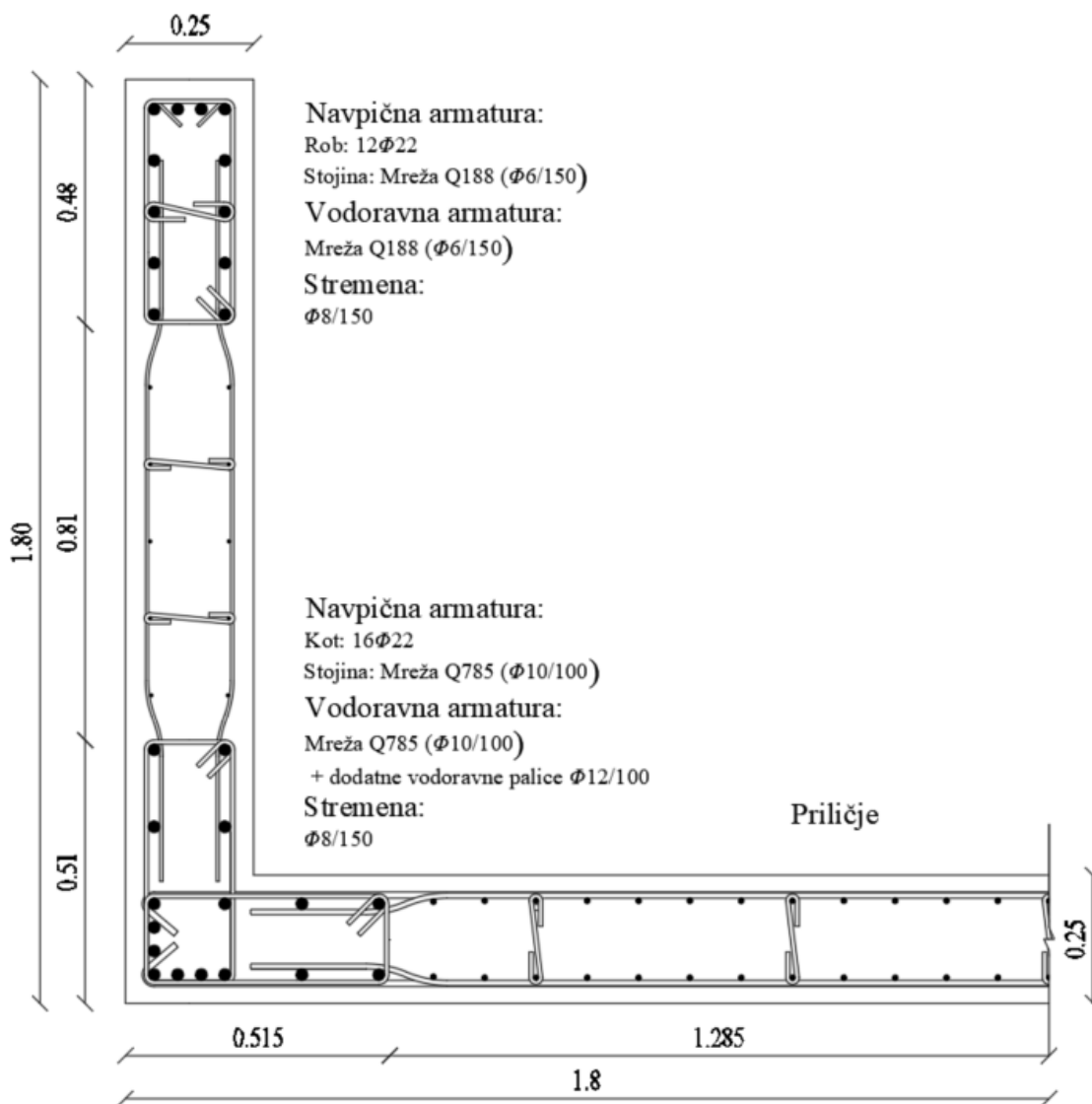


Slika 60: Armaturni načrt stene W3 v 5. nadstropju



Slika 61: Armaturni načrt stene W3 v pritličju, 1., 2., 3. in 4. nadstropju

Izkaže se, da bi bilo zaradi velike prečne sile v prvi kletni etaži (-1) zaradi potresa v smeri X potrebno povečati prerez stene N1 iz 25 cm na 30 cm. Stene v matematičnem modelu nismo povečali. Povečanje širine prereza bi imelo na nelinearen model, ki ga bomo naredili v naslednjem koraku, zanemarljiv vpliv, saj bomo upogibne plastične členke modelirali nad kletjo in predpostavili, da se konstrukcija v kleti zaradi togih obodnih sten ne plastificira.



Slika 62: Armaturni načrt stene N1 v vseh nadstropjih

Na preglednici 23 je predstavljen delež vzdolžne armature v pritlični etaži za stene W1, W3 in N1 (za dimenzioniranje po obstoječi in delovni različici standarda).

Preglednica 23: Delež (%) vzdolžne armature sten W1, W3 in N1 v pritličju

Stena	W1		W3		N1	
Pozicija	Obst. raz.	Del. raz.	Obst. raz.	Del. raz.	Obst. raz.	Del. raz.
Pritličje	1,08	1,58	0,41	0,59	1,04	1,34

Na preglednici 24 je predstavljen delež vzdolžne armature v stebrih za dimenzioniranje po obstoječi in delovni različici novega standarda. Prečna armatura stebrov pri vpetju (v pritlični etaži) je zaradi večjih potreb po lokalni duktilnosti v obstoječi različici standarda večja za 5% do 78%.

Preglednica 24: Delež vzdolžne armature stebrov (%)

	Delež vzdolžne armature (%)	
	Obst. raz.	Del. raz.
C1, C2, C5, C6, C11 in C16	0,97	1,80
C3, C4, C13 in C14	0,97	1,57
C12 in C15	0,97	1,45
C 7 in C10	0,90	1,22
C 8 in C9	0,90	1,05

Na preglednicah 25 do 32 pa so prikazani deleži vzdolžne armature vseh gred.

Preglednica 25: Delež vzdolžne armature gred NPX (%)

	NPX1				NPX2				
	Obst. raz.		Del. raz.		Obst. raz.		Del. raz.		
	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	
Streha	0,49	0,25	0,34	0,37	0,25	0,25	0,34	0,34	Armatura spodaj
5. Nadstropje	0,74	0,50	0,44	0,73	0,50	0,75	0,49	0,44	
4. Nadstropje	0,74	0,50	0,44	0,73	0,50	0,75	0,57	0,48	
3. Nadstropje	0,74	0,50	0,48	0,73	0,50	0,75	0,57	0,57	
2. Nadstropje	0,73	0,50	0,48	0,64	0,50	0,75	0,49	0,48	
1. Nadstropje	0,57	0,50	0,44	0,48	0,50	0,50	0,44	0,73	
Streha	0,70	0,25	0,91	0,34	0,25	0,52	0,34	0,57	Armatura zgoraj
5. Nadstropje	1,06	0,37	1,26	0,57	0,49	0,86	0,64	1,01	
4. Nadstropje	1,06	0,41	1,26	0,64	0,57	0,86	0,73	1,01	
3. Nadstropje	1,11	0,45	1,26	0,73	0,65	0,86	0,81	1,01	
2. Nadstropje	0,99	0,45	1,26	0,73	0,65	0,86	0,73	1,01	
1. Nadstropje	0,86	0,41	1,01	0,57	0,41	0,73	0,64	0,81	

Preglednica 26: Delež spodnje vzdolžne armature gred ZPX v osi A (%)

	ZPX OS A 1				ZPX OS A 2				ZPX OS A 3	
	Obst. raz.		Del. raz.		Obst. raz.		Del. raz.		Obs.	Del. r.
	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	Simetrija	
Streha	0,25	0,34	0,24	0,34	0,50	0,50	0,37	0,34	0,50	0,34
5. Nadstropje	0,37	0,50	0,44	0,57	0,50	0,50	0,64	0,57	0,50	0,57
4. Nadstropje	0,37	0,50	0,48	0,57	0,50	0,50	0,64	0,64	0,50	0,64
3. Nadstropje	0,37	0,50	0,48	0,57	0,50	0,50	0,64	0,64	0,50	0,64
2. Nadstropje	0,37	0,50	0,48	0,57	0,50	0,50	0,64	0,64	0,50	0,64
1. Nadstropje	0,37	0,50	0,44	0,44	0,50	0,50	0,57	0,57	0,50	0,57

Preglednica 27: Delež zgornje vzdolžne armature gred ZPX v osi A (%)

	ZPX OS A 1				ZPX OS A 2				ZPX OS A 3	
	Obst. raz.		Del. raz.		Obst. raz.		Del. raz.		Obs.	Del. r.
	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	Simetrija	
Streha	0,25	0,34	0,24	0,44	0,34	0,41	0,48	0,49	0,41	0,48
5. Nadstropje	0,49	0,52	0,57	0,64	0,61	0,62	0,81	0,81	0,62	0,81
4. Nadstropje	0,49	0,57	0,64	0,73	0,73	0,65	0,81	0,91	0,65	0,81
3. Nadstropje	0,52	0,57	0,64	0,73	0,73	0,65	0,91	0,91	0,65	0,91
2. Nadstropje	0,49	0,57	0,57	0,73	0,73	0,65	0,81	0,81	0,65	0,81
1. Nadstropje	0,43	0,50	0,44	0,64	0,50	0,57	0,73	0,73	0,57	0,73

Preglednica 28: Delež spodnje vzdolžne armature gred ZPX v osi C (%)

	ZPX OS C 1				ZPX OS C 2				ZPX OS C 3	
	Obst. raz.		Del. raz.		Obst. raz.		Del. raz.		Obs.	Del. r.
	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	Simetrija	
Streha	0,25	0,25	0,24	0,34	0,25	0,50	0,37	0,34	0,25	0,34
5. Nadstropje	0,37	0,50	0,37	0,57	0,50	0,50	0,57	0,57	0,50	0,57
4. Nadstropje	0,37	0,50	0,44	0,57	0,50	0,50	0,57	0,57	0,50	0,57
3. Nadstropje	0,37	0,50	0,44	0,57	0,50	0,50	0,64	0,57	0,50	0,57
2. Nadstropje	0,37	0,50	0,44	0,57	0,50	0,50	0,57	0,57	0,50	0,57
1. Nadstropje	0,25	0,50	0,34	0,44	0,50	0,50	0,48	0,44	0,50	0,48

Preglednica 29: Delež zgornje vzdolžne armature gred ZPX v osi C (%)

	ZPX OS C 1				ZPX OS C 2				ZPX OS C 3	
	Obst. raz.		Del. raz.		Obst. raz.		Del. raz.		Obs.	Del. r.
	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	Simetrija	
Streha	0,25	0,25	0,24	0,34	0,25	0,37	0,44	0,48	0,37	0,44
5. Nadstropje	0,49	0,45	0,57	0,57	0,65	0,57	0,73	0,73	0,57	0,73
4. Nadstropje	0,49	0,45	0,57	0,64	0,65	0,57	0,73	0,81	0,57	0,81
3. Nadstropje	0,49	0,50	0,64	0,64	0,75	0,62	0,81	0,81	0,62	0,81
2. Nadstropje	0,49	0,49	0,57	0,64	0,62	0,57	0,73	0,81	0,57	0,73
1. Nadstropje	0,37	0,41	0,44	0,57	0,57	0,50	0,64	0,64	0,50	0,64

Preglednica 30: Delež vzdolžne armature gred NPY v osi 2 (%)

	NPY OS 2 1				NPY OS 2 2				
	Obst. raz.		Del. raz.		Obst. raz.		Del. raz.		
	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	
Streha	0,25	0,25	0,34	0,24	0,25	0,25	0,24	0,34	Armatura spodaj
5. Nadstropje	0,25	0,25	0,37	0,37	0,25	0,25	0,37	0,37	
4. Nadstropje	0,25	0,25	0,37	0,37	0,25	0,25	0,37	0,37	
3. Nadstropje	0,25	0,25	0,37	0,34	0,25	0,25	0,37	0,37	
2. Nadstropje	0,25	0,25	0,34	0,34	0,25	0,25	0,34	0,34	
1. Nadstropje	0,25	0,25	0,34	0,24	0,25	0,25	0,24	0,34	
Streha	0,25	0,50	0,24	0,57	0,50	0,25	0,57	0,24	Armatura zgoraj
5. Nadstropje	0,62	0,62	0,64	0,81	0,62	0,62	0,73	0,64	
4. Nadstropje	0,74	0,62	0,57	0,81	0,62	0,62	0,73	0,64	
3. Nadstropje	0,52	0,62	0,57	0,81	0,62	0,52	0,73	0,57	
2. Nadstropje	0,49	0,57	0,48	0,73	0,57	0,52	0,64	0,49	
1. Nadstropje	0,34	0,49	0,24	0,57	0,49	0,37	0,49	0,27	

Preglednica 31: Delež vzdolžne armature gred NPY v osi 3 (%)

	NPY OS 3 1				NPY OS 3 2				
	Obst. raz.		Del. raz.		Obst. raz.		Del. raz.		
	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	
Streha	0,25	0,25	0,27	0,24	0,25	0,25	0,24	0,27	Armatura spodaj
5. Nadstropje	0,25	0,25	0,34	0,34	0,25	0,25	0,34	0,34	
4. Nadstropje	0,25	0,25	0,34	0,34	0,25	0,25	0,34	0,34	
3. Nadstropje	0,25	0,25	0,34	0,34	0,25	0,25	0,34	0,34	
2. Nadstropje	0,25	0,25	0,34	0,27	0,25	0,25	0,34	0,34	
1. Nadstropje	0,25	0,25	0,24	0,24	0,25	0,25	0,24	0,24	
Streha	0,25	0,25	0,24	0,34	0,25	0,25	0,34	0,24	Armatura zgoraj
5. Nadstropje	0,43	0,41	0,37	0,57	0,41	0,43	0,57	0,44	
4. Nadstropje	0,37	0,41	0,34	0,57	0,41	0,43	0,49	0,37	
3. Nadstropje	0,37	0,41	0,34	0,57	0,41	0,37	0,48	0,34	
2. Nadstropje	0,34	0,37	0,27	0,44	0,37	0,34	0,44	0,34	
1. Nadstropje	0,25	0,34	0,24	0,34	0,34	0,25	0,27	0,24	

Preglednica 32: Delež vzdolžne armature gred ZPY (%)

	ZPY1				ZPY2				
	Obst. raz.		Del. raz.		Obst. raz.		Del. raz.		
	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	Levo	Desno	
Streha	0,75	0,75	0,91	1,01	0,75	0,75	1,01	0,91	Armatura spodaj
5. Nadstropje	1,00	1,00	1,11	1,26	1,00	1,00	1,11	1,26	
4. Nadstropje	1,00	1,00	1,11	1,26	1,00	1,00	1,26	1,11	
3. Nadstropje	0,75	0,75	1,11	1,11	0,75	1,00	1,11	1,11	
2. Nadstropje	0,75	0,75	1,01	1,01	0,75	0,75	1,01	1,01	
1. Nadstropje	0,50	0,50	0,73	0,73	0,50	0,50	0,73	0,73	
Streha	0,79	0,97	1,11	1,51	0,97	0,79	1,51	1,11	Armatura zgoraj
5. Nadstropje	1,00	1,06	1,51	1,51	1,06	1,00	1,51	1,51	
4. Nadstropje	1,00	1,06	1,51	1,51	1,06	1,00	1,51	1,51	
3. Nadstropje	1,00	1,00	1,51	1,51	1,00	1,00	1,51	1,51	
2. Nadstropje	0,86	0,86	1,26	1,26	0,86	0,86	1,26	1,26	
1. Nadstropje	0,65	0,65	0,81	0,91	0,65	0,65	0,91	0,81	

4 OCENA POSPEŠKA TAL PRI NASTOPU MEJNEGA STANJA BLIZU PORUŠITVE ZA STAVBO, PROJEKTIRANO PO OBSTOJEČI IN NOVI RAZLIČICI STANDARDA

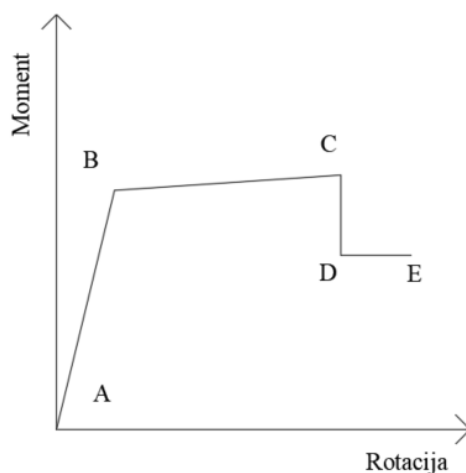
4.1 Splošno

V tem poglavju ocenimo srednjo vrednost pospeška tal pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve obravnavane konstrukcije, sprojektirane tako po trenutno veljavni kot po delovni različici novega standarda. Srednjo vrednost pospeška tal ocenimo z metodo N2, pri čemer potisno analizo izvedemo v programu ETABS (CSI, 2016), mejno stanje blizu porušitve pa definiramo s padcem nosilnosti na potisni krivulji za 20%.

4.2 Nelinearni model konstrukcije za uporabo v potisni analizi

Za izvedbo potisne analize smo za obe konstrukciji (tisto, projektirano po trenutno veljavnem standardu, in tisto, projektirano v skladu z novo različico standarda) definirali nelinearni model, kjer smo upoštevali materialno nelinearnost, in sicer z uporabo upogibnih plastičnih členkov. Plastične členke smo modelirali na začetku in koncu vsakega linijskega elementa nad kletnimi etažami, v njih pa zajeli le plastične deformacije, saj se elastične deformacije razvijejo v linijskih elementih.

Plastične členke smo v programu ETABS (CSI, 2016) definirali s krivuljo, ki je določena s točkami A do E, kot prikazujemo na sliki 63. Točka A predstavlja izhodišče, točka B začetek tečenja, točka C mejno nosilnost, točka D rezidualno nosilnost, točka E pa popolno porušitev.

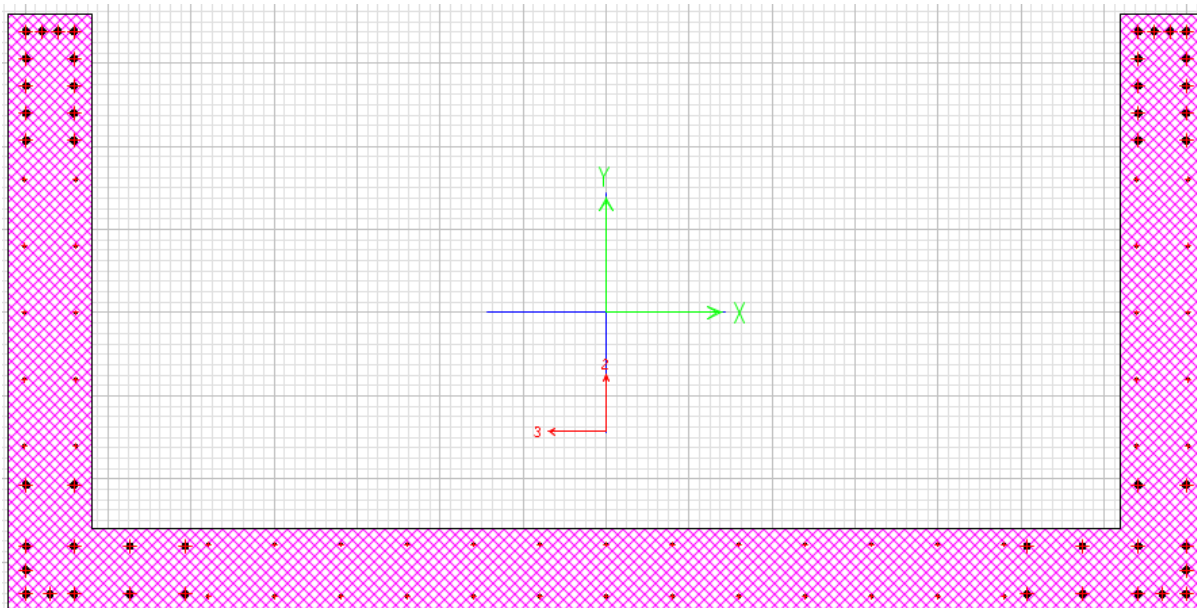


Slika 63: Oblika deformacijske krivulje plastičnega členka

Po zgledu študije Žižmonda in Dolška (2015) smo plastične členke definirali na poenostavljen način. Za moment v točki B smo upoštevali kar maksimalni moment. Utrjevanja materiala nismo upoštevali, tako da je moment konstanten do točke C. Za točko E smo privzeli popolno izgubo nosilnosti in predpostavili, da je rotacija v tej točki enaka 3,5-kratniku rotacije v točki C. Nosilnost (moment) prereza smo določili v odvisnosti od osne sile. Za stebre in stene smo upoštevali konstantno osno silo, dobljeno iz kombinacije $1,0G+0,3Q$, v gredah pa smo privzeli ničelno osno silo. Upoštevali smo srednje vrednosti materialnih karakteristik. Za srednjo tlačno trdnost betona smo privzeli vrednost, za 8 MPa višjo od karakteristične trdnosti, srednjo trdnost na meji tečenja jekla pa smo določili tako, da smo karakteristično trdnost pomnožili s faktorjem 1,14 (Žižmond in Dolšek, 2015).

Za določitev maksimalnega momenta, ki ga prerez prenese, smo si pomagali s programskim orodjem SAP2000 (CSI, 2017). Uporabili smo orodje »Section Designer« in zrisali prereze. Upoštevali smo srednje vrednosti materialnih karakteristik, krovnii sloj betona in izračunano armaturo na ustreznih mestih. Podali smo le vzdolžno armaturo. Izbrali smo Manderjev model za neobjet beton. Na sliki 64 je

prikazan primer prereza stene N1 v orodju »Section Designer« (projektirana po trenutno veljavnem standardu).



Slika 64: Prerez stene N1 v orodju »Section Designer« (program SAP2000).

Največji moment, ki ga AB prerez lahko prenese, smo odčitali iz odnosa moment-ukrivljenost. Upoštevali smo osne sile pri kombinaciji 1,0G+0,3Q. Pri steni N1 imamo v smeri X simetrijo, zato smo odčitali en maksimalni moment za smer X in dva za smer Y (s tem smo upoštevali delovanje potresne obtežbe v pozitivni in negativni smeri). Pri gredah smo upoštevali tudi sodelujočo širino plošče, prav tako pa smo, enako kot pri stenah, upoštevali pozitivno in negativno delovanje potresa (odčitati smo vrednost maksimalnega momenta za primera, ko se nateg pojavi za zgornji in spodnji strani prereza).

Po zgledu standarda SIST EN 1998-3:2005 smo mejno rotacijo blizu porušitve elementov (80% upogibne nosilnosti v post-kritičnem območju) določili z uporabo enačbe (4.1):

$$\Theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \varpi')}{\max(0,01; \varpi)} f_c \right]^{0,225} \cdot \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}), \quad (4.1)$$

kjer so:

- $\gamma_{el} \dots$ za primarne potresne elemente je enak vrednosti 1,5
- $h \dots$ višina prereza
- $L_V = M/V \dots$ razmerje med momentom in prečno silo na koncu prereza (predpostavili smo 0,5 dolžine elementa)
- $v = N/bh f_c \dots$ normirana osna sila, kjer je b širina tlačne cone, N pa pozitivna osna sila (v kolikor je tlačna)
- $\omega, \omega' \dots$ mehanski delež armiranja vzdolžne armature v natezni in tlačeni coni
- $f_c, f_{yw} \dots$ tlačna trdnost betona oz. meja tečenja stremen v MPa
- $\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h \dots$ delež prečne armature v smeri obremenjevanja
- $s_h \dots$ razdalja med stremen
- $\rho_d \dots$ delež diagonalne armature v vsaki smeri (v našem primeru diagonalne armature ni)
- $\alpha \dots$ faktor učinkovitosti objekta, določen z enačbo (4.2)

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_0 h_0} \right), \quad (4.2)$$

kjer so:

$b_0, h_0 \dots$ dimenzije objetega betona, merjeno od sredine stremen
 $h \dots$ razdalja med vzdolžnimi armaturnimi palicami

Enačba (4.1) velja za grede, stebre in stene, vendar je potrebno pri določevanju mejne rotacije za stene enačbo deliti še s faktorjem 1,6 (Žižmond in Dolšek, 2015).

Vrednosti prečne armature v stenah (Fardis in Tsionis, 2012) ni bilo podane, zato smo jo za potrebe izračuna mejne rotacije blizu porušitve določili na podlagi obremenitev (Fajfar in Kreslin, 2012).

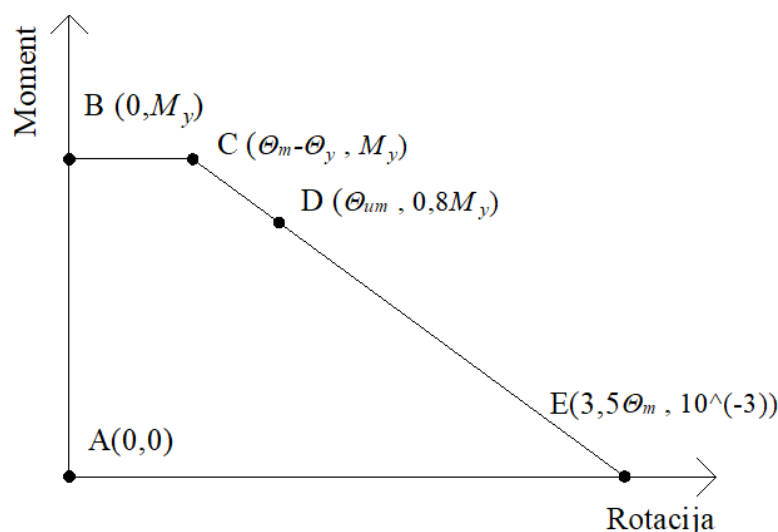
Ko določimo maksimalni moment in mejno rotacijo blizu porušitve, lahko definiramo plastične členke. Pri definiranju plastičnih členkov moramo upoštevati, da rotacija Θ_{um} predstavlja elastične in plastične deformacije. Ker imamo elastične deformacije zajete že v linijskem elementu jih je potrebno v plastičnem členu odšteti. Na primer, rotacijo na meji tečenja zaradi elastičnih deformacij smo izračunali z enačbo (4.3):

$$\Theta_y = \frac{M_y L}{6EI}, \quad (4.3)$$

kjer so:

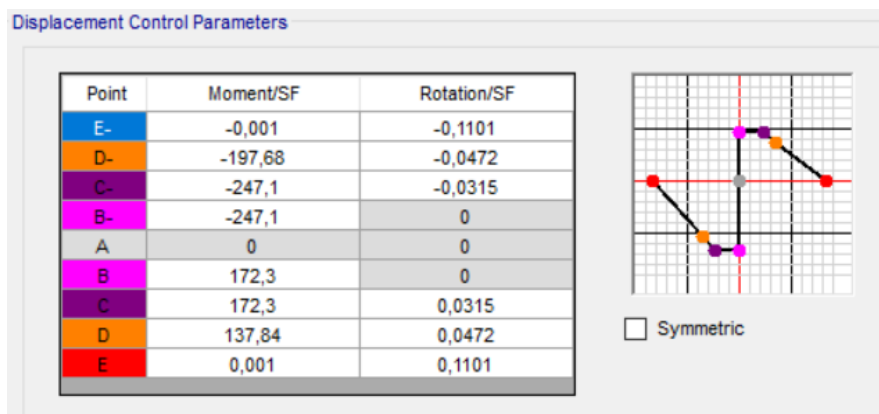
$\Theta_y \dots$ rotacija na meji tečenja
 $M_y \dots$ maksimalni moment
 $L \dots$ dolžina elementa
 $E \dots$ elastični modul
 $I \dots$ vztrajnostni moment razpokanega prereza

Na podlagi izračunanih rotacij in momentov smo nato definirali karakteristične točke plastičnega členka. Točko B smo definirali z maksimalnim momentom, M_y , in rotacijo 0 (v tej točki nam nastopajo le elastične deformacije v linijskem elementu). Za moment v točki C smo privzeli enako vrednost kot v točki B, rotacijo pa določili na podlagi rotacije v točki D. Le-to smo izračunali z enačbo (4.1), upoštevali pa smo tudi redukcijo elastičnih deformacij. Za vrednost momenta v točki D smo privzeli $0,8M_y$, kar ustreza 20% padcu nosilnosti. Točka D s tem predstavlja nastop mejnega stanja blizu porušitve elementa. Kot smo že omenili, smo za rotacijo v točki E privzeli 3,5-kratnik rotacije v točki C. Vrednost momenta v točki E je enaka 0, vendar smo v izogib numeričnim težavam upoštevali vrednost 10^{-3} . Tako poznamo skoraj celotno obliko plastičnega členka. Določiti je potrebno le še rotacijo v točki C. Iz podobnih trikotnikov hitro določimo vrednost rotacije v točki C, ki je enaka $\Theta_{um} / 1,5$. Na sliki 65 je prikazan primer definiranega členka v programu ETABS (CSI, 2016).



Slika 65: Primer plastičnega členka v ETABSu

Plastične členke smo definirali v smereh močnih osi elementov. Tako smo stebrom in steni N1 priredili po dva plastična členka na krajišče elementa, kjer pričakujemo nelinearne deformacije, ostalim stenam in gredam pa po en plastični členek na takšno krajišče. Ker smo potisno analizo izvedli v pozitivni in negativni smeri, smo odnos moment-rotacija v plastičnih členkih definirali tako za pozitivno kot negativno smer. Zaradi simetrije v stebrih in stenah W1 do W4 so bili členki simetrični. V primeru stene N1 in gred pa smo podajali nesimetrične členke. Na sliki 66 je primer podanega členka za eno gredo v programu ETABS (CSI, 2016).



Slika 66: Definiran členek za gredo v programu ETABS

Ko smo definirali vse plastične členke, smo jih pripisali ustreznim elementom. Plastične členke smo pripisali na začetku in koncu gred in stebrov ter na začetku (v pritlični etaži) sten. Stenam W1, W2, W3 in W4 smo zaradi majhne nosilnosti v smeri šibke osi sprostili podpore (upoštevali členkasto podporo).

4.3 Potisna analiza

Za oceno mejnega pospeška tal potrebujemo potisno krivuljo, ki jo določimo z nelinearno statično (potisno) analizo. Izbira porazdelitve horizontalne obtežbe po višini stavbe, ki jo uporabimo v potisni analizi, je v principu prepuščena projektantu. Po zgledu (SIST EN 1998-1:2006) smo se odločili za razporeditev, ki je enaka osnovni nihajni obliki, uteženi z masami v posameznih etažah. Pri nelinearni analizi zaradi horizontalnih sil smo krmilili pomike, zato vrednosti obtežbe niso pomembne, pomembno je le razmerje. Podali smo normirane vrednosti (Preglednica 33). Obtežbo smo podali le v etažah nad kletjo.

Preglednica 33: Razporeditev nelinearne horizontalne obtežbe

	Delovni primer		Novi predlog	
	Smer X	Smer Y	Smer X	Smer Y
Streha	1,000	1,000	1,000	1,000
5. nad.	0,904	0,872	0,936	0,904
4. nad.	0,727	0,672	0,752	0,697
3. nad.	0,540	0,473	0,558	0,490
2. nad.	0,353	0,287	0,363	0,298
1. nad.	0,186	0,137	0,189	0,142

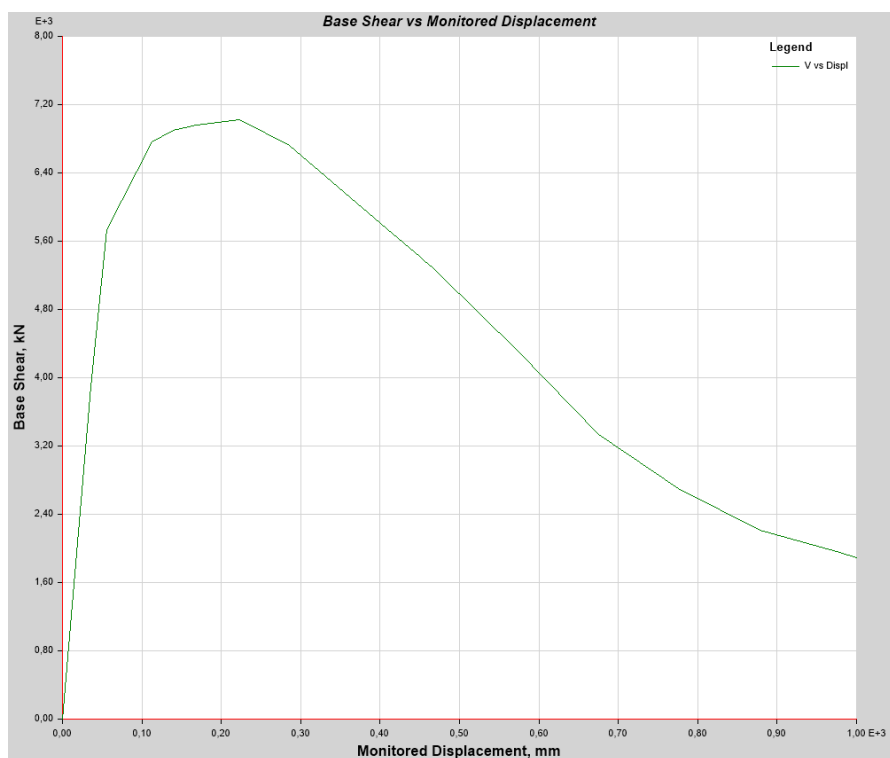
Za vsako konstrukcijo smo izvedli štiri potisne analize (+/- smer X, +/- smer Y). Sile so bile podane v masnih središčih etaž, med analizo pa smo nadzorovali pomik v središču mase v vrhnji etaži.

Pomemben rezultat potisne analize je potisna krivulja. Vseh osem potisnih krivulj (2 konstrukciji, +/- smer X, +/- smer Y) prikazujemo v razdelku 4.4, kjer krivulje transformiramo na model z eno prostostno stopnjo in idealiziramo, na tem mestu pa podajamo primer potisne krivulje, kot jo določimo s programom ETABS (CSI, 2016) (slika 67). Poleg tega na preglednici 34 prikazujemo maksimalne sile

in pripadajoče pomike (na vrhu, v masnem središču) ter pomike pri padcu nosilnosti za 20% (nastop mejnega stanja blizu porušitve) za vseh osem potisnih krivulj. Pomiki se nanašajo na masno središče vrhnje etaže.

Preglednica 34: Maksimalna sila in pripadajoči pomiki ter pomik pri padcu nosilnosti

Različica standarda	Smer obremenjevanja		V_{max} [kN]	Pomik na vrhu [cm]	Pomik pri padcu nosilnosti za 20% [cm]
Trenutno veljavna različica	Smer X	–	4515	-20,6	-65,5
		+	4515	20,6	65,5
	Smer Y	–	6951	-22,2	-43,7
		+	7026	22,3	42,5
Nova različica	Smer X	–	5473	-27,5	-67,1
		+	5473	27,5	67,1
	Smer Y	–	8331	-24,3	-47,0
		+	8608	24,6	45,8



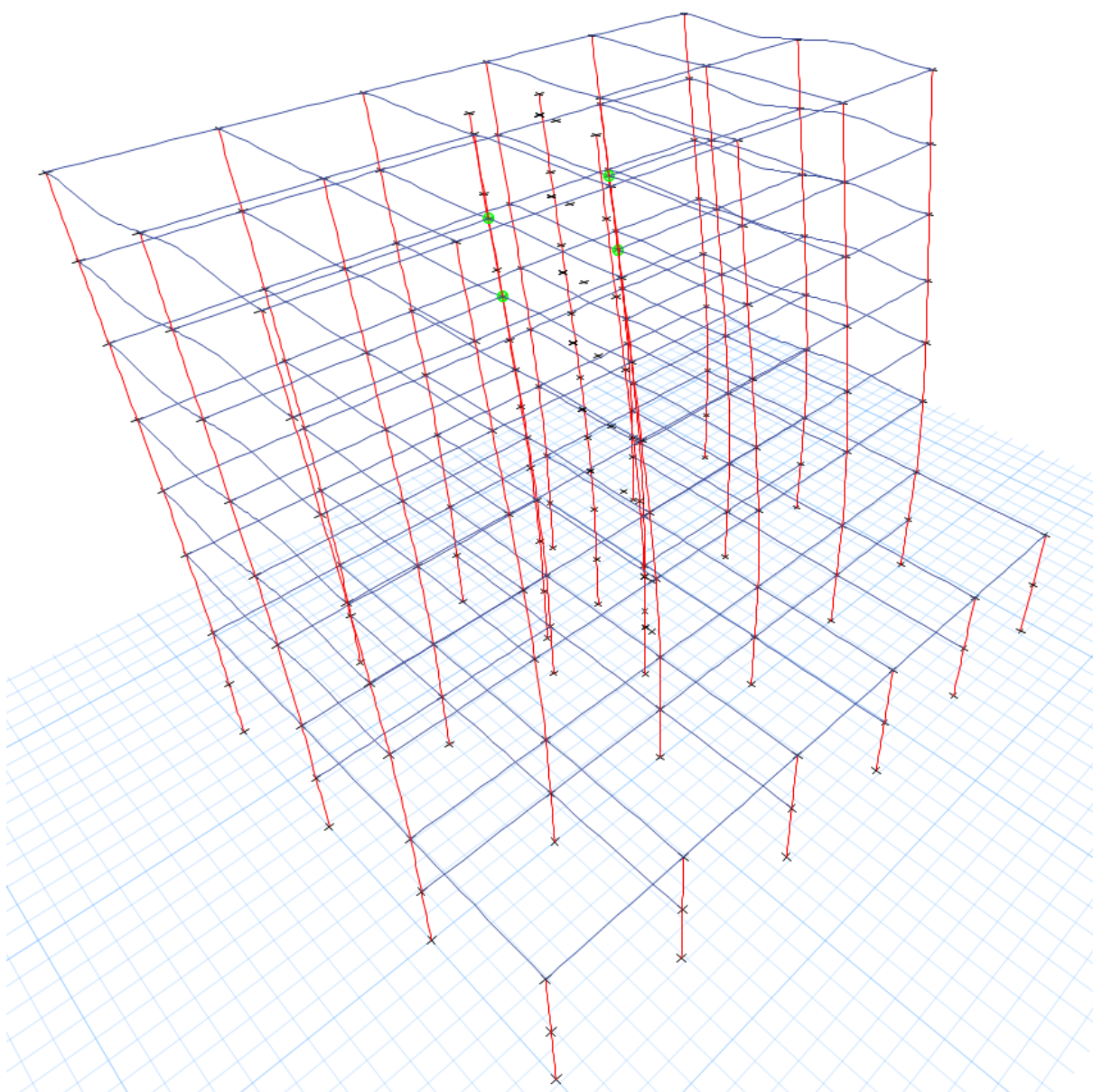
Slika 67: Potisna krivulja

Prav tako pomemben rezultat potresne analize pa je tudi razvoj poškodb konstrukcije v odvisnosti od naraščajočega pomika. Poškodbe danega elementa konstrukcije določimo na podlagi dosežene karakteristične točke (preglednica 35) odnosa moment-rotacija, s katerim definiramo plastični členek v obravnavanem krajišču elementa. V nadaljevanju prikazujemo razvoj poškodb za primer konstrukcije, projektirane po delovni različici novega standarda, ki jo obremenimo v pozitivni smeri Y.

Preglednica 35: Dosežena stopnja poškodovanosti plastičnega členka

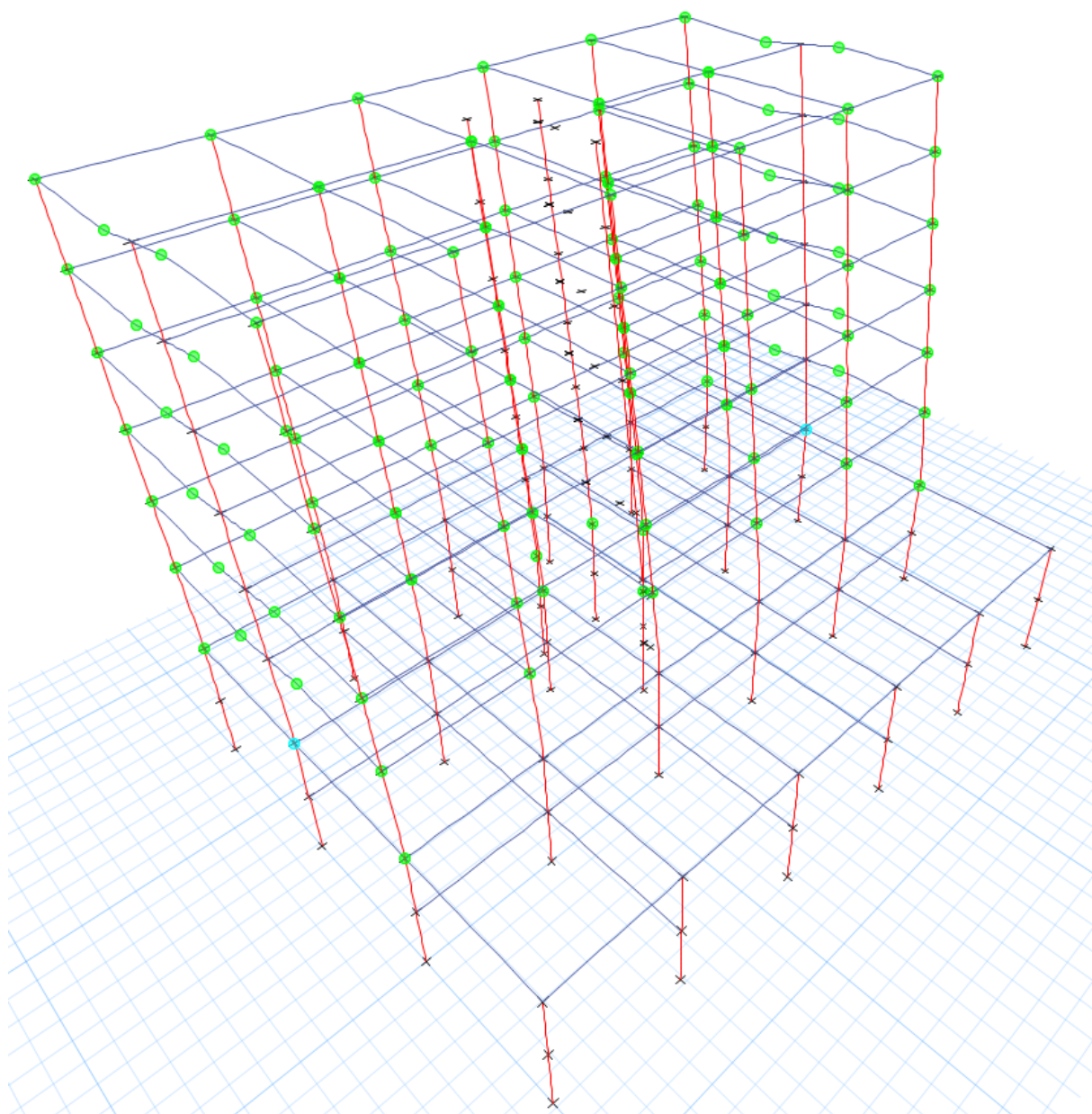
●	meja tečenja
●	mejna nosilnost
●	rezidualna nosilnost
●	popolna porušitev

Na sliki 68 je prikazano stanje, ko prvi element doseže mejo tečenja. Mejo tečenja v primeru pozitivnega pomika v smeri Y prve dosežejo grede v 4. in 5. nadstropju, v oseh 3 in 4.

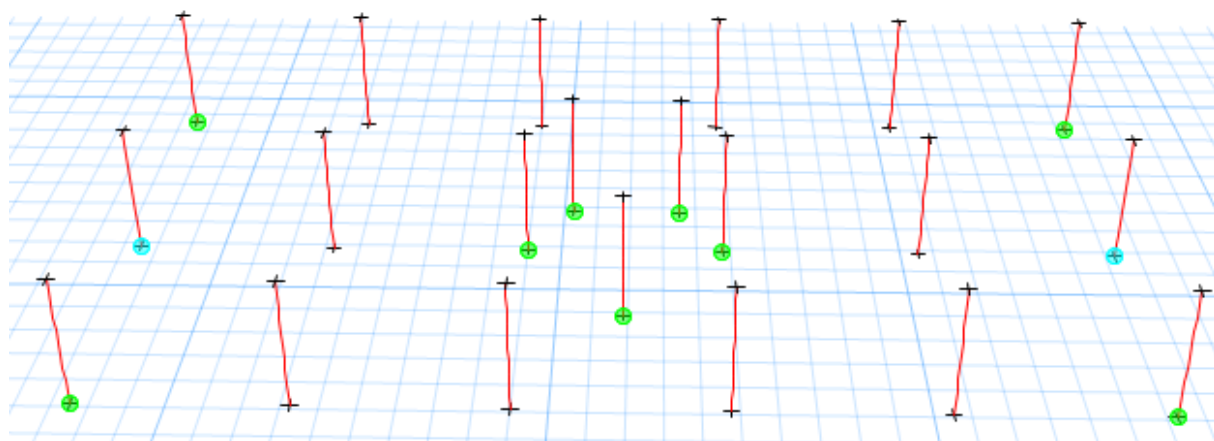


Slika 68: Prehod prvih elementov v stanje meje tečenja

Na slikah 69 in 70 je prikazano stanje, ko konstrukcija doseže maksimalno nosilnost (8608 kN). Iz slike 69 je razvidno, da vse grede dosežejo stanje meje tečenja. Na sliki 70 so prikazani le vertikalni nosilni elementi pritlične etaže. Stanje meje tečenja dosežejo tudi stene W3, W4, N1 in zunanji stebri v oseh 1 in 6 ter notranja stebra v oseh 3 in 4. Steni W1 in W2 preideta v stanje mejne nosilnosti.

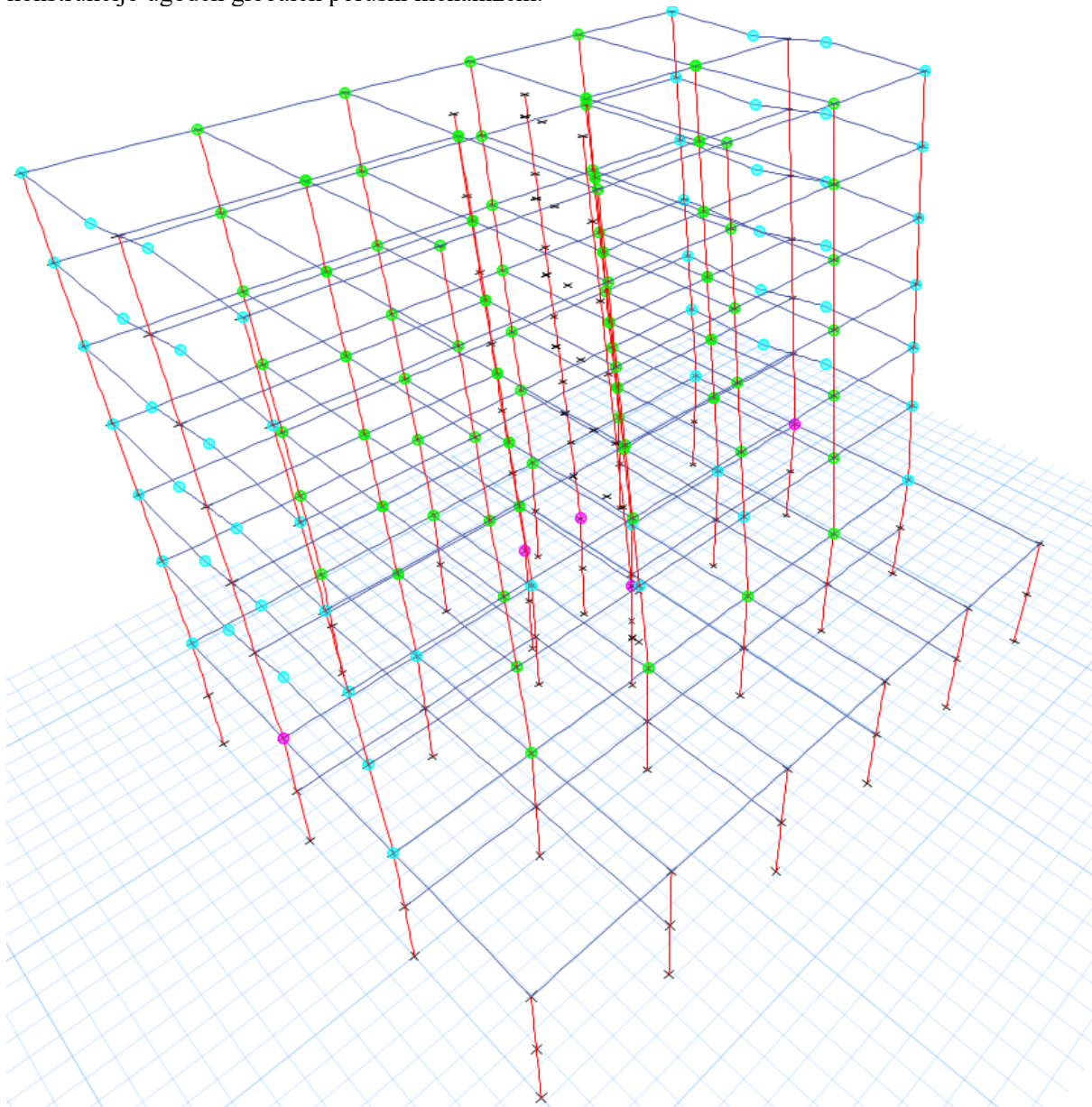


Slika 69: Stanje maksimalne nosilnosti

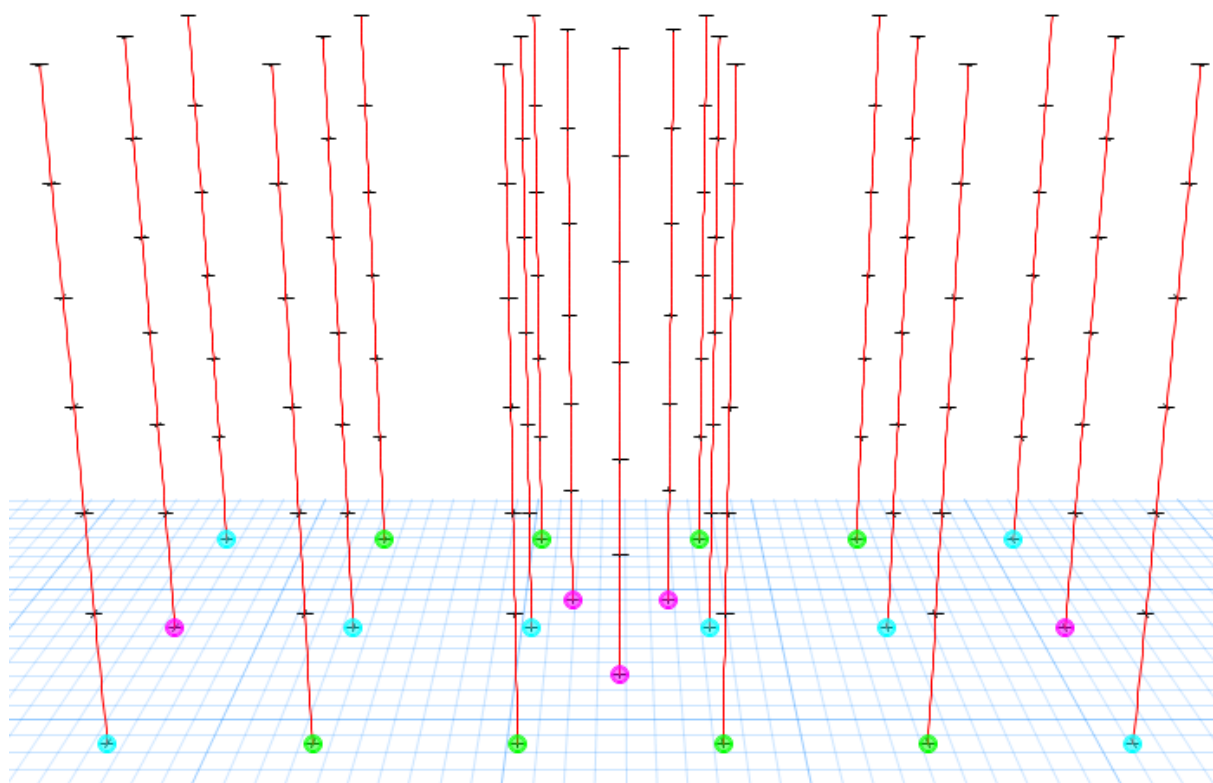


Slika 70: Stanje maksimalne nosilnosti (stebri in stene v pritlični etaži)

Na slikah 71 in 72 konstrukcija doseže stanje blizu porušitve (nosilnost pade na 80%). Vse stene preidejo v stanje rezidualne nosilnosti. Grede v oseh 1 in 6 preidejo v stanje mejne nosilnosti. Ostale grede pa ostanejo v stanju meje tečenja. Na sliki 72 so prikazane le stene in stebri nad kletnimi etažami. V stanje meje tečenja preidejo le stebri pri vpetju (nad kletno etažo) ter vse grede, kar pomeni, da se tvori za konstrukcijo ugoden globalen porušni mehanizem.



Slika 71: Stanje blizu porušitve



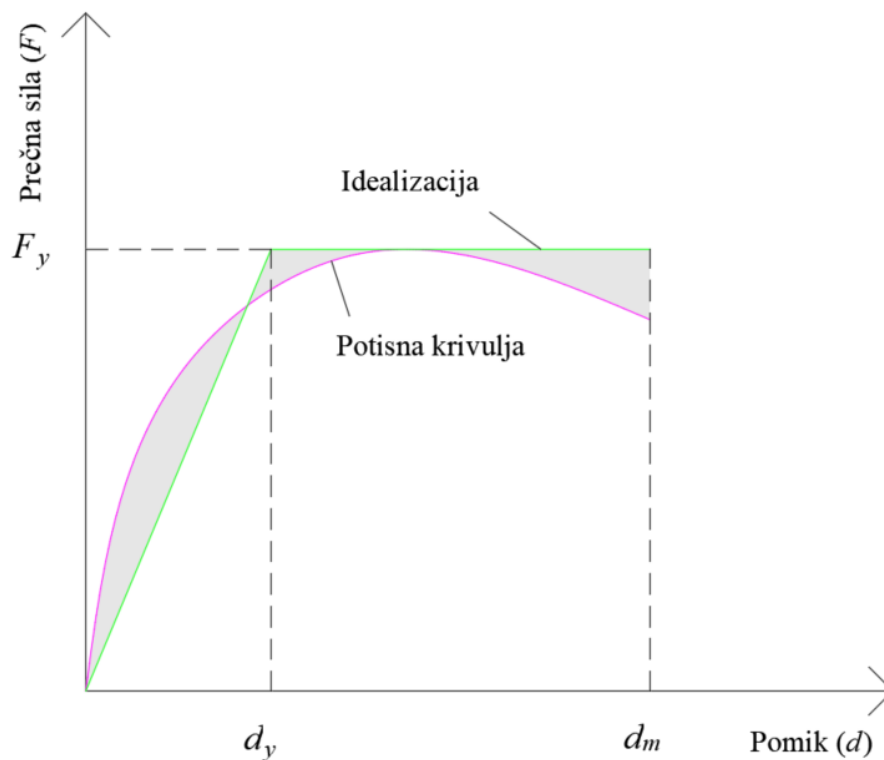
Slika 72: Stanje blizu porušitve (stene in stebri nad kletnimi etažami)

4.4 Določitev pospeška tal pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve

V naslednjem koraku z uporabo metode N2 določimo pospešek tal pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve. Vhodni podatek za metodo N2 sta potisna krivulja in potresna obtežba. Potisne krivulje za obe konstrukciji in vse smeri obremenjevanja smo določili v razdelku 4.3, medtem ko potresno obtežbo in rezultate metode N2 predstavimo v razdelkih 4.4.1 in 4.4.2. Najprej sledimo »klasičnemu« pristopu, kjer potresno obtežbo modeliramo z elastičnim spektrom odziva (razdelek 4.4.1), nato pa uporabimo spletno aplikacijo za napovedovanje približnih IDA krivulj, ki temelji na predhodno izvedenih nelinearnih dinamičnih analizah sistema z eno prostostno stopnjo (razdelek 4.4.2).

4.4.1 Uporaba spektrov odziva

V primeru uporabe spektrov odziva je potisno krivuljo potrebno idealizirati, kar se lahko naredi na več načinov. V našem primeru uporabimo bilinearno (elasto-plastično) idealizacijo, ki jo dovoljuje tudi SIST EN 1998-1:2006, v dodatku B3. Obravnavali bomo mejno stanje blizu porušitve, torej pri pomiku, ko se nosilnost na potisni krivulji zmanjša na 80% maksimalne nosilnosti. Pri idealizaciji smo upoštevali, da je sila tečenja, F_y (nosilnost idealiziranega sistema) enaka maksimalni prečni sili potisne krivulje. Začetno togost idealiziranega sistema pa smo dobili tako, da sta bili površini med dejanskim in idealiziranim odnosom med obtežbo in deformacijo enaki (slika 73).



Slika 73: Določitev idealizirane krivulje

Pomik na meji elastičnosti d_y idealiziranega sistema določimo skladno z enačbo (4.4):

$$d_y = 2 \cdot \left(d_m - \frac{E_m}{F_y} \right), \quad (4.4)$$

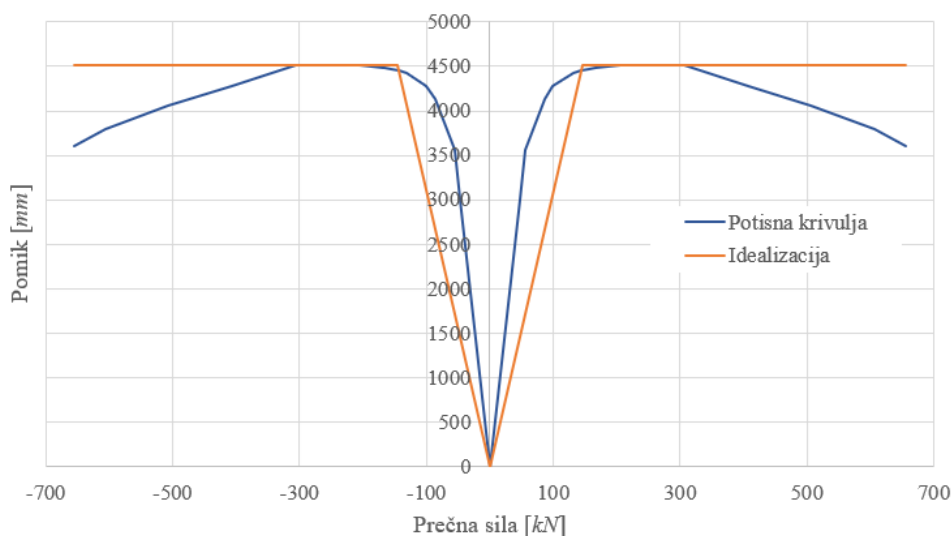
kjer so:

d_m ... pomik pri 80% maksimalne nosilnosti

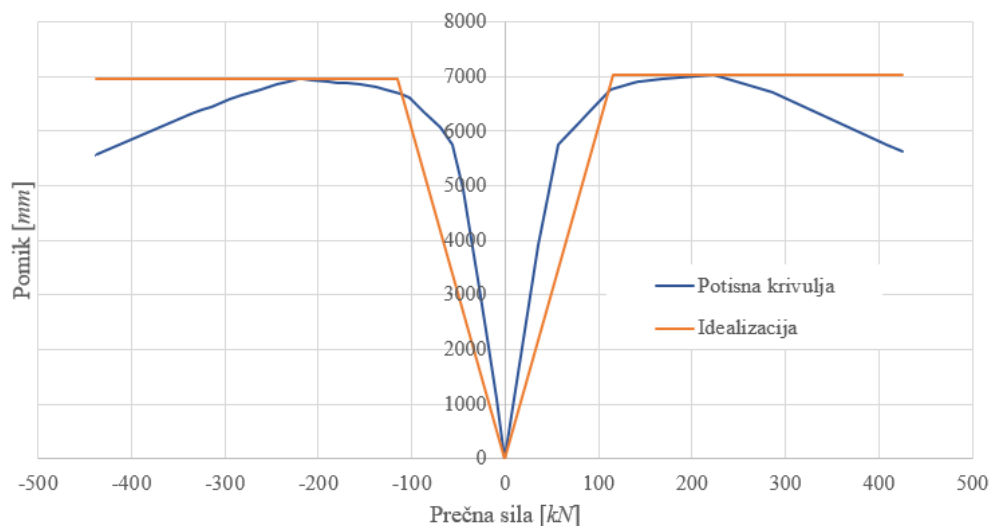
E_m ... površina potisne krivulje od pomika 0 pa do d_m

F_y ... maksimalna sila nad kletnimi etažami

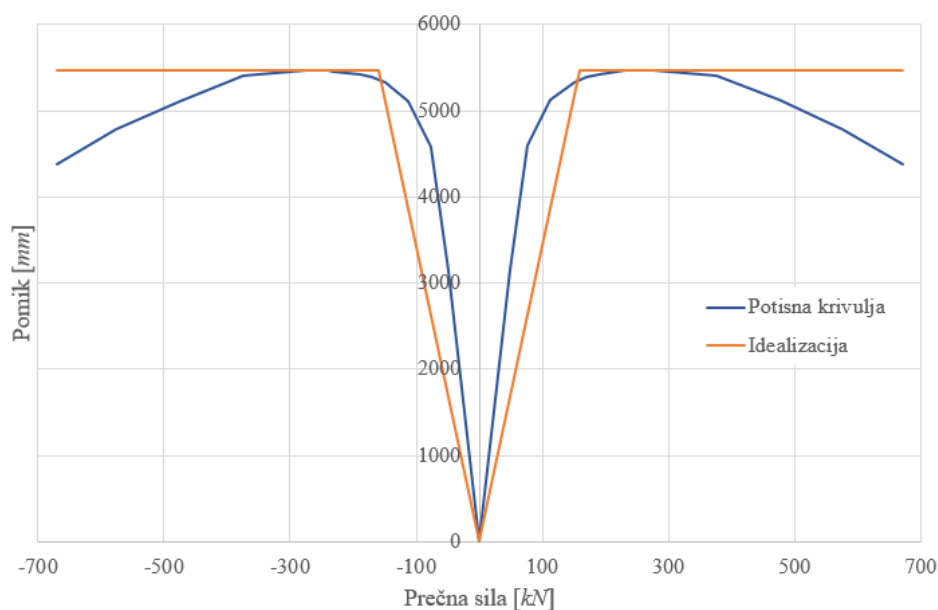
Idealizacijo vseh osmih potisnih krivulj prikazujemo na slikah 74 do 77.



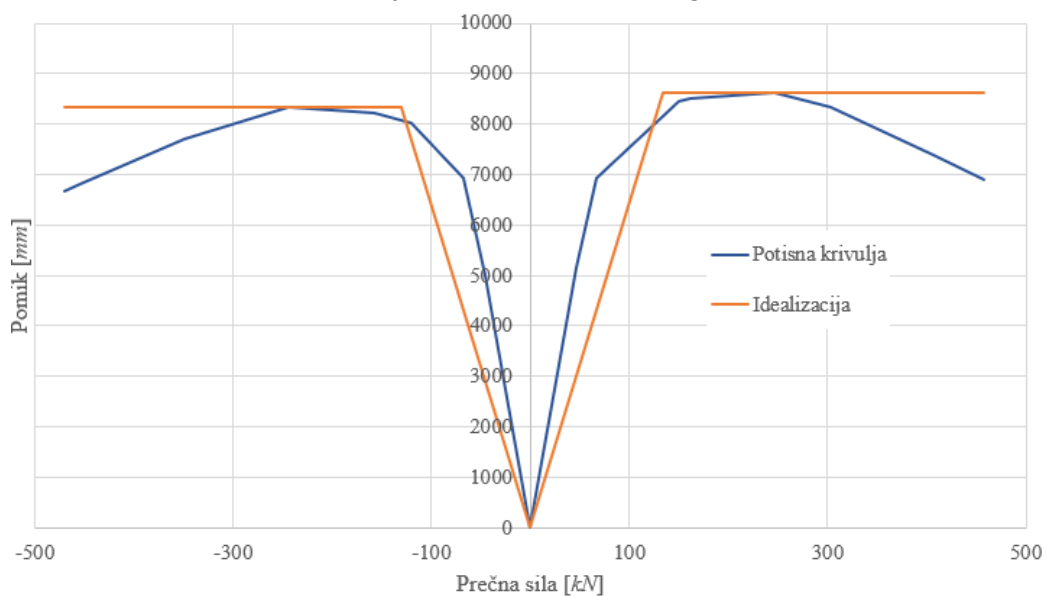
Slika 74: Potisna krivulja delovnega primera - smer X



Slika 75: Potisna krivulja delovnega primera -smer Y



Slika 76: Potisna krivulja delovne različice novega standarda - smer X



Slika 77: Potisna krivulja delovne različice novega standarda - smer Y

Potisna analiza je bila izvedena na sistemu z več prostostnimi stopnjami, spektri odziva pa so podani za sisteme z eno prostostno stopnjo. Idealizirano krivuljo sistema z več prostostnimi stopnjami je zato treba prevesti na sistem z eno prostostno stopnjo. To storimo z uporabo transformacijskega faktorja Γ , ki je definiran skladno z enačbo (4.5):

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}, \quad (4.5)$$

kjer so:

$m_i \dots$ masa i -te etaže

$\phi_i \dots$ normirana komponenta pomika (vektor), ki smo jo uporabili za izračun horizontalne sile na konstrukciji

$m^* \dots$ masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo

Maksimalno silo F_y^* in pomik d_y^* na meji tečenja ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF) lahko določimo z upoštevanjem enačb (4.6) in (4.7).

$$F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} \quad (4.6)$$

$$d_y^* = \frac{d_y}{\Gamma} \quad (4.7)$$

Nihajni čas ekvivalentnega sistema (enačba (4.8)) SDOF se izračuna:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.8)$$

Zahteve potresa so definirane v AD formatu (pospešek-pomik). Ker želimo idealizirani odnos med prečno silo ob vpetju in pomikom na vrhu konstrukcije primerjati s potresnimi zahtevami, je treba sile izraziti s pospeški. To storimo z enačbo (4.9).

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (4.9)$$

Za določitev pospeška pri izbranem mejnem stanju je potrebno izračunati zahtevano duktilnost neelastične konstrukcije μ . Določena je z enačbo (4.10).

$$\mu = \frac{d_{LS}}{d_y}, \quad (4.10)$$

kjer sta:

$d_{LS} \dots$ pomik v masnem središču na vrhu konstrukcije za izbrano mejno stanje

$d_y \dots$ pomik na meji elastičnosti

Potrebno je izračunati še redukcijski faktor R_μ (enačba (4.11)), ki je odvisen od vrednosti nihajnega časa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo.

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T^*}{T_C} + 1 & ; \text{če je } T^* < T_C \\ \mu & ; \text{sicer} \end{cases} \quad (4.11)$$

Elastični spektralni pospešek S_{ae} pri nihajnem času T^* je definiran kot produkt redukcijskega faktorja in pospeškom konstrukcije na meji tečenja za idealiziran SDOF, kot prikazuje enačba (4.12):

$$S_{ae} = S_y \cdot R_\mu = \frac{F_y^*}{m^*} \cdot R_\mu \quad (4.12)$$

Sedaj lahko povežemo dobljeni elastični spekter S_{ae} in vodoravni elastični spekter odziva definiran v SIST EN 1998-1:2006 ter izrazimo pospešek tal a_g , pri katerem bo konstrukcija dosegla izbrano mejno stanje. Zveza je odvisna od parametrov spektra a_{gR} , T_B , T_C , T_D , S in η ter od pospeška S_{ae} in nihajnega časa T^* , ki sta lastnost konstrukcije; enačbe (4.13) do (4.16).

$$\text{za } T^* \text{ med } 0 \leq T^* \leq T_B; \quad a_g = a_{gR} \cdot S = \frac{S_{ae}}{1 + \frac{T^*}{T_B}(\eta \cdot 2,5 - 1)} \quad (4.13)$$

$$\text{za } T^* \text{ med } T_B \leq T^* \leq T_C; \quad a_g = a_{gR} \cdot S = \frac{S_{ae}}{\eta \cdot 2,5} \quad (4.14)$$

$$\text{za } T^* \text{ med } T_C \leq T^* \leq T_D; \quad a_g = a_{gR} \cdot S = \frac{S_{ae}}{\eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T^*}} \quad (4.15)$$

$$\text{za } T^* \text{ med } T_D \leq T^* \leq 4s; \quad a_g = a_{gR} \cdot S = \frac{S_{ae}}{\eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{(T^*)^2}} \quad (4.16)$$

Vrednosti količin za določitev pospeška tal a_g pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve za obe konstrukciji in vse smeri obremenjevanja prikazujemo v preglednici 36.

Preglednica 36: Ciljni pospešek ob uporabi spektrov odziva

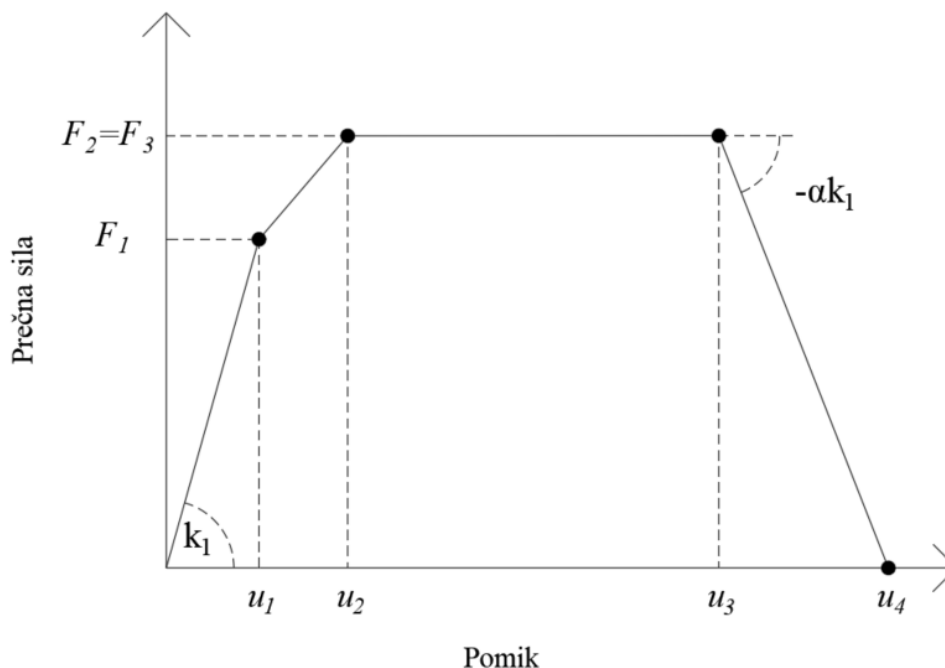
	Trenutno veljavna različica				Nova različica			
	Smer X		Smer Y		Smer X		Smer Y	
	–	+	–	+	–	+	–	+
d_m [mm]	-654,8	654,8	-437,3	424,6	-670,5	670,6	-469,7	457,8
F_Y [kN]	4515,4	4515,4	6951,0	7026,0	5472,4	5473,9	8331,1	8607,9
d_Y [mm]	-145,2	145,2	-115,8	116	-158,8	158,8	-130,5	134,3
Γ	1,312	1,312	1,345	1,345	1,312	1,312	1,345	1,345
F_Y^* [kN]	3442,3	3442,3	5168,1	5223,9	4171,8	4173,0	6194,2	6400,0
d_Y^* [mm]	-110,7	110,7	-86,1	86,2	-121,1	121,1	-97,0	99,9
T^* [s]	1,366	1,366	0,947	0,942	1,298	1,297	0,918	0,916
S_a [m/s ²]	2,34	2,34	3,79	3,83	2,84	2,84	4,55	4,70
μ	4,51	4,51	3,78	3,66	4,22	4,22	3,60	3,41
R_μ	4,51	4,51	3,78	3,66	4,22	4,22	3,60	3,41
S_{ae} [m/s ²]	9,62	9,62	14,32	14,03	11,99	11,99	16,36	16,01
a_g [g]	0,980	0,980	0,921	0,899	1,057	1,057	1,021	0,997

4.4.2 Uporaba spletne aplikacije za napovedovanje IDA krivulj

Pospešek tal pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve določimo še z uporabo spletne aplikacije za napovedovanja približnih IDA krivulj (Dolšek in sodelavci, 2013). Prednost metode je, da temelji na predhodno izvedenih inkrementalnih dinamičnih analizah, katerih rezultat je manj konservativen kot rezultat, ki temelji na projektnem spektru odziva. Poleg tega metoda omogoča uporabo tri- ali štiri-

linearno idealizirane potisne krivulje, s katerima lahko boljše opišemo potisno krivuljo, dobljeno v potisni analizi. Delovna različica novega standarda v aneksu D dovoljuje uporabo IDA na modelu SDOF.

Vhodni podatek za spletno aplikacijo so parametri, s katerimi opišemo idealizirano potisno krivuljo. Na sliki 78 je predstavljen izgled štiri-linearne idealizacije potisne krivulje z upoštevanjem mehčanja konstrukcije, ki smo ga uporabili v naši analizi.



Slika 78: Štiri-linearne idealizacije z upoštevanjem mehčanja

Parametri s katerimi idealiziramo potisne krivulje so sledeči (enačbe (4.17) do (4.20)):

$$r_v = \frac{F_1}{F_2} \quad (4.17)$$

$$r_h = \frac{u_1}{u_2} \quad (4.18)$$

$$\mu_u = \frac{u_3}{u_2} \quad (4.19)$$

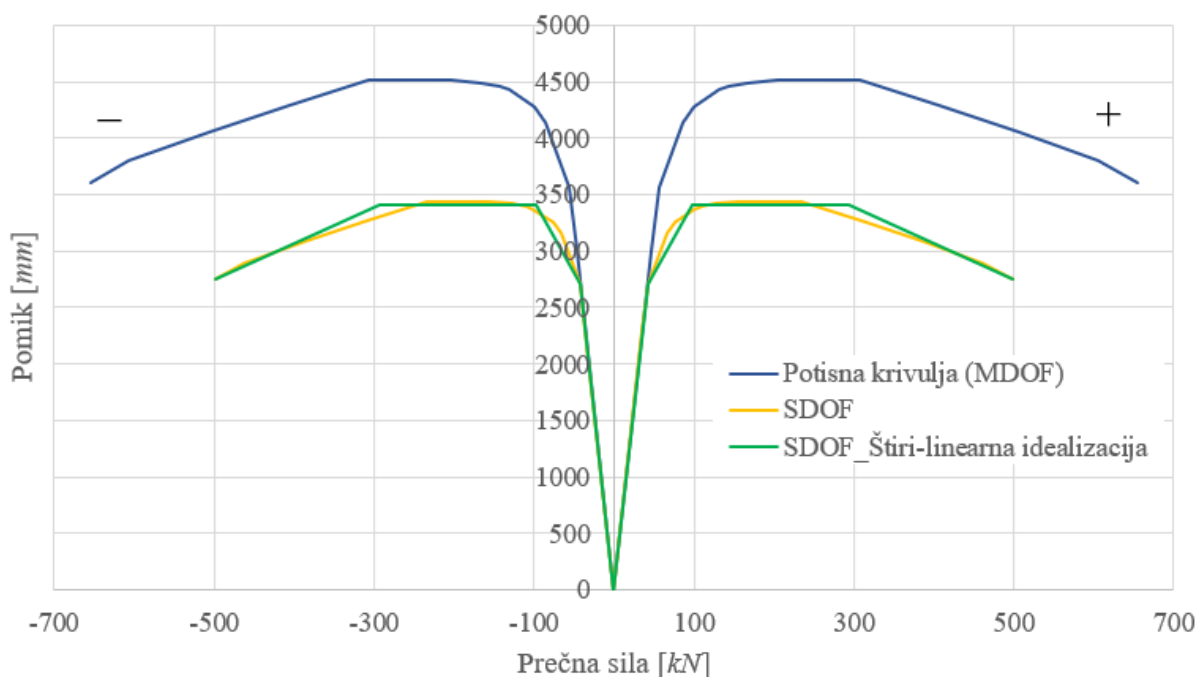
$$\alpha = -\frac{k_{pc}}{k_1} \quad (4.20)$$

Območje do točke 1 (F_1, u_1) predstavlja elastično območje. Točka 1 predstavlja začetek nelinearnega obnašanja konstrukcije, pri točki 2 pa togost konstrukcije pade na 0. Območje med točkama 2 in 3 je idealno-plastično območje konstrukcije. Zadnji interval (med točkama 3 in 4) predstavlja mehčanje konstrukcije oz. izgubljanje nosilnosti.

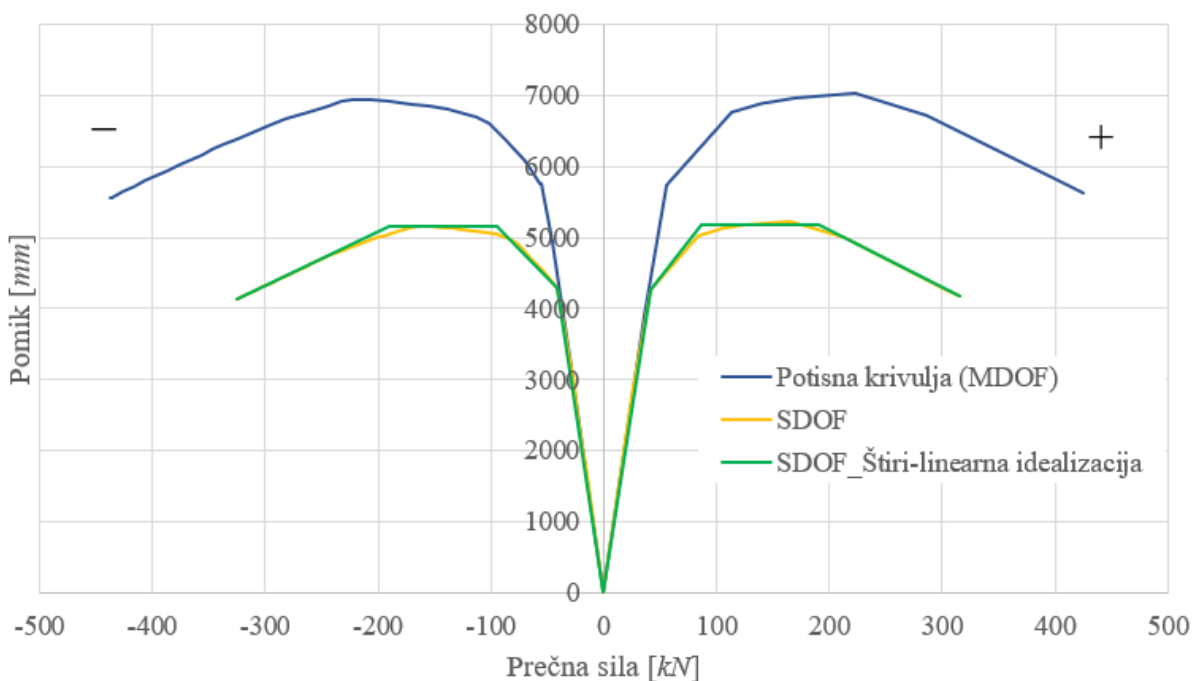
Pri vnašanju diskretnih vrednosti parametrov smo omejeni. Plastična duktilnost konstrukcije μ_u mora biti med vrednostma 2 in 8, razmerje post-kritične togosti in začetne togosti $\alpha = -k_1/k_{pc}$ pa je omejeno na interval od 0,05 do 0,5. Razmerje sil pri točkah 1 in 2, tj. F_1/F_2 mora biti med 0,1 in 0,9, podobno pa mora biti tudi razmerje pripadajočih pomikov u_1/u_2 med 0,1 in 0,9. Z reguliranjem omenjenih štirih parametrov lahko zelo dobro »ujamemo« skoraj vsako potisno krivuljo. Poleg omenjenih parametrov pa je potrebno definirati še dva vhodna parametra, in sicer nihajni čas SDOF modela T^* in koeficient kritičnega dušenja ζ . Slednji je enak kot v primeru uporabe spektrov odziva (razdelek 4.4.1) in znaša

0,05, medtem ko se T^* zaradi večje togosti idealiziranega modela razlikuje od nihajnega časa, določenega v primeru bi-linearne idealizacije potisne krivulje (razdelek 4.4.1).

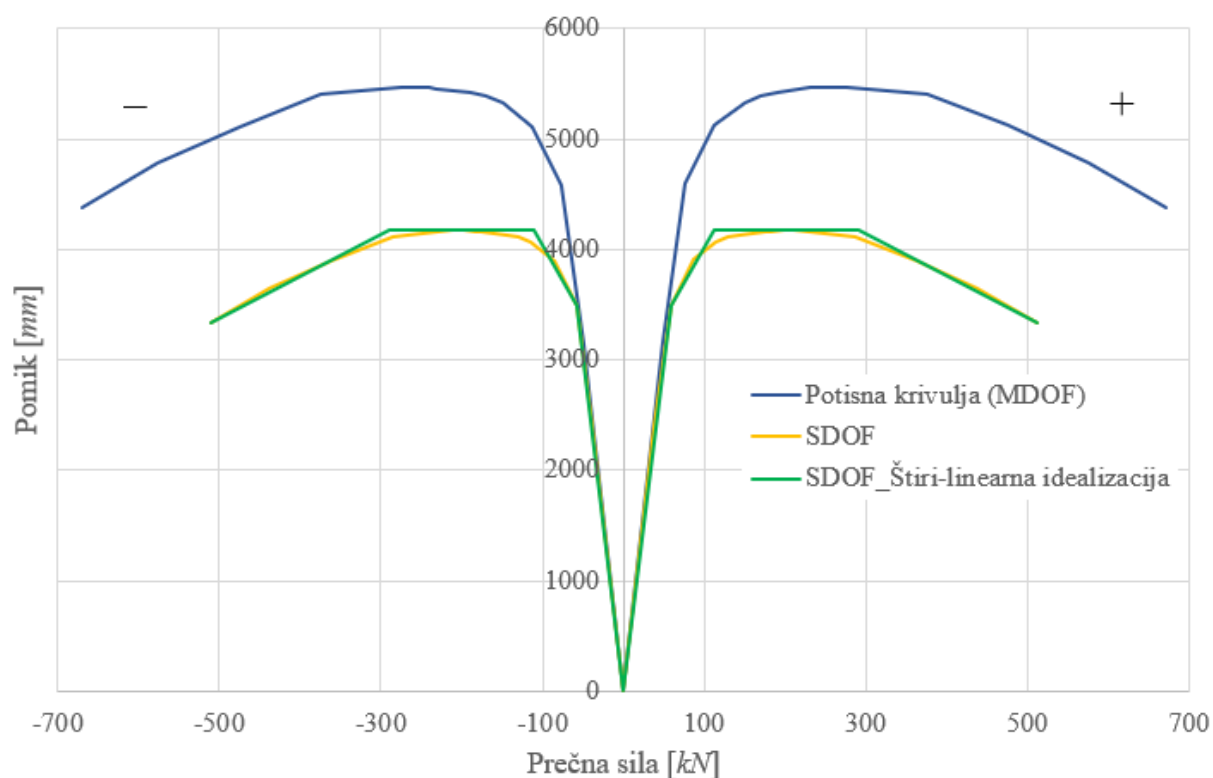
Štiri-linearno idealizacijo smo izvedli za vseh osem potisnih krivulj. Parametre smo izbrali tako, da se idealizacija kar najbolje prilega potisni krivulji. Na slikah 79 do 82 prikazujejo potisne krivulje za MDOF modele, pripadajoče SDOF modele in idealizirane krivulje za SDOF modele, v preglednici 37 pa predstavljamo vrednosti parametrov za posamezne idealizirane krivulje.



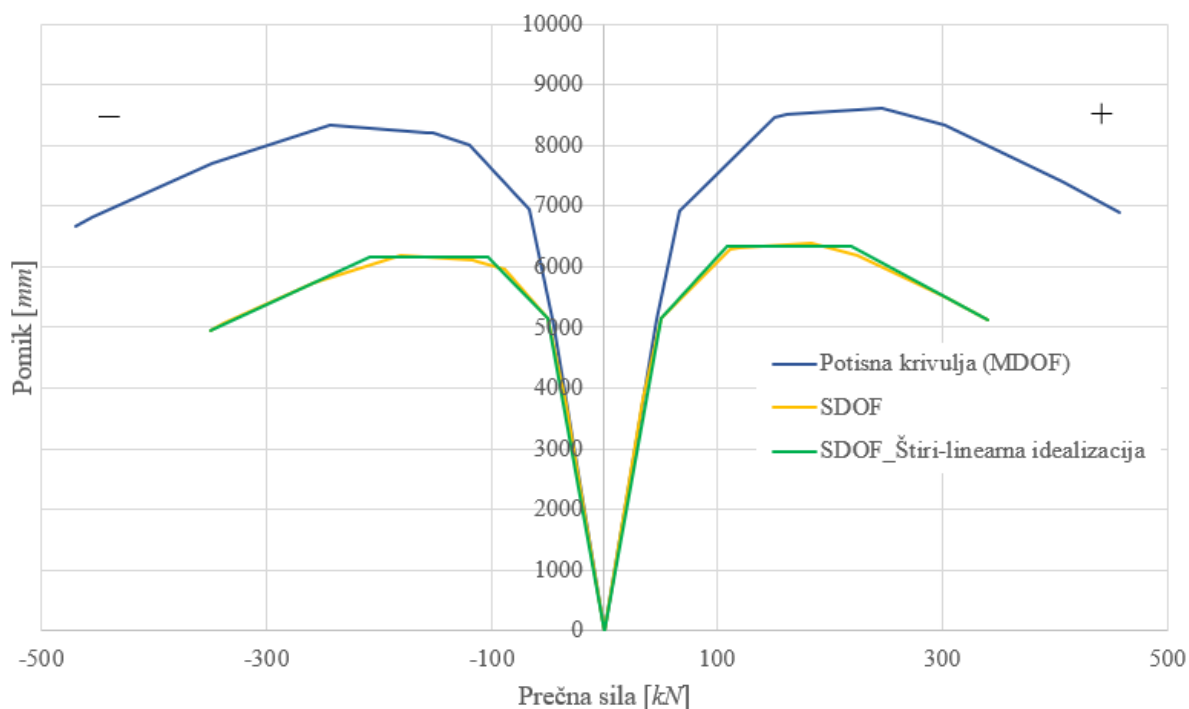
Slika 79: Štiri-linearna idealizacija – trenutno veljavna različica (smer X)



Slika 80: Štiri-linearna idealizacija – trenutno veljavna različica (smer Y)



Slika 81: Štiri-linearna idealizacija – delovna različica (smer X)

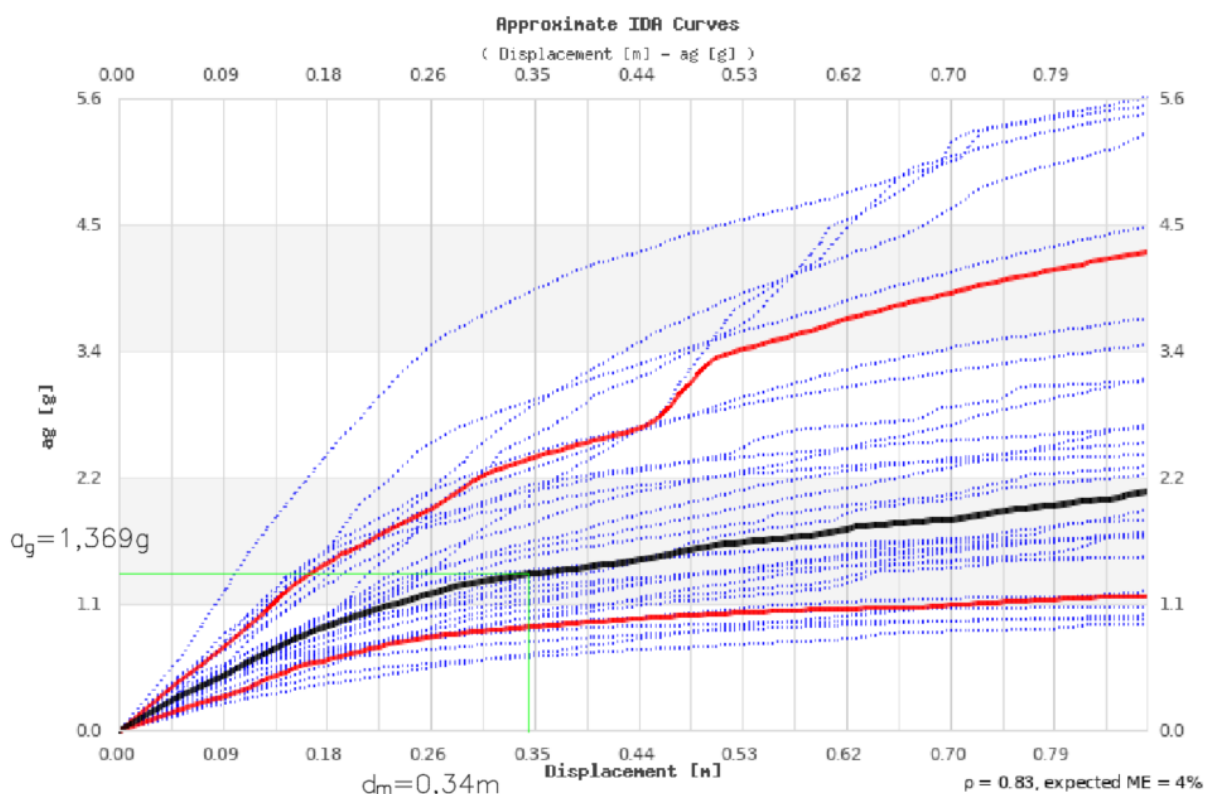


Slika 82: Štiri-linearna idealizacija – delovna različica (smer Y)

Preglednica 37: Vhodni podatki za spletno aplikacijo

	Trenutno veljavna različica				Nova različica			
	Smer X		Smer Y		Smer X		Smer Y	
	–	+	–	+	–	+	–	+
r_v	0,796	0,796	0,831	0,825	0,839	0,839	0,836	0,812
μ_u	3	3	2,01	2,2	2,6	2,6	2,01	2,01
r_h	0,434	0,434	0,443	0,483	0,523	0,522	0,483	0,460
α	0,050	0,050	0,073	0,078	0,063	0,063	0,083	0,097
u_2 [mm]	98,0	98,0	94,3	86,5	111,5	111,6	103,4	108,8
F_2 [kN]	3409	3409	5153	5175	4169	4170	6170	6334
T^* [s]	0,954	0,954	0,724	0,726	0,984	0,983	0,721	0,723
ξ	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
d_m [mm]	499,2	499,2	325,1	315,7	511,2	511,2	349,2	340,4

Na podlagi idealiziranih potisnih krivulj spletna aplikacija napove 30 približnih IDA krivulj in njihovo mediano (na sliki 83, krivulja obarvana s črno). Ob upoštevanju pomika pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve za SDOF (d_m , določen na osnovi potisne analize), odčitamo srednjo vrednost pospeška, a_g . Na sliki 83, za primer konstrukcije, projektirane po delovni različici novega standarda, ki jo obremenimo v pozitivni smeri Y , prikazujemo primer določitve pospeška a_g ob uporabi spletne aplikacije. Rezultate IDA krivulj se lahko izvozi v tekstovno datoteko, iz katere lahko z večjo natančnostjo odčitamo vrednosti.



Slika 83: Približne IDA krivulje za primer konstrukcije, projektirane po delovni različici novega standarda, ki jo obremenimo v pozitivni smeri Y (z zeleno črto je odčitana mediana pospeška tal pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve)

Pospeški tal pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve, dobljeni z uporabo spektrov odziva in spletne aplikacije so prikazani v preglednici 38. Vrednosti mejnih pospeškov, izračunanih z uporabo spletne

aplikacije nam vrnejo vrednosti, ki so za ca 30% večje od vrednosti, izračunanih z uporabo spektrov odziva.

Preglednica 38: Vrednosti pospeškov tal pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve

	Trenutno veljavna različica				Nova različica			
	Smer X		Smer Y		Smer X		Smer Y	
	–	+	–	+	–	+	–	+
Uporaba spektrov odziva	0,980	0,980	0,921	0,899	1,057	1,057	1,021	0,997
Uporaba spletne aplikacije	1,363	1,363	1,208	1,171	1,334	1,335	1,356	1,369

5 ZAKLJUČEK

V magistrskem delu smo sprojektirali armiranobetonsko konstrukcijo po predlogu delovne različice novega standarda Evrokod 8 in analizirali njeno potresno odpornost. Obravnavana konstrukcija je bila v preteklosti že sprojektirana po obstoječi različici standarda Evrokod 8 (Fajfar in Kreslin, 2012). Na podlagi primerjave rezultatov projektiranja obeh konstrukcij smo zato lahko ugotavljali, kako predlagane novosti v standardu vplivajo na količino računsko potrebne armature. Prav tako pa smo z določitvijo pospeška tal, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve, lahko analizirali vpliv predlaganih sprememb standarda na potresno odpornost konstrukcije.

Na začetku smo predstavili geometrijo obravnavane konstrukcije in uporabljene materiale. Predstavili smo tudi armaturo stebrov, sten in gred, ki je bila določena ob upoštevanju zahtev obstoječe različice standarda. V nadaljevanju smo razložili bistvene spremembe delovne različice novega standarda in ob upoštevanju novih zahtev konstrukcijo ponovno sprojektirali na potresni vpliv z uporabo linearne elastične analize s spektri odziva in načel za projektiranje stavb za stopnjo duktilnosti DC2. Na koncu smo s pomočjo znanih količin armature in prerezov obeh konstrukcij definirali nelinearna modela ter ju uporabili v potisnih analizah. Z metodo N2 smo ocenili vrednost pospeška tal pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve, s tem pa ovrednotili potresno odpornost obeh konstrukcij. Uporabili smo dva načina modeliranja potresne obtežbe, tj. z uporabo Evrokoda in z uporabo spletne aplikacije za napovedovanje krivulj IDA (Dolšek in sodelavci, 2013).

Delovna različica novega standarda Evrokod 8 pri projektiranju uvaja kar nekaj sprememb. Definicija spektra pospeškov je spremenjena. Spekter pospeškov je po predlogu nove različice definiran s spektralnim pospeškom na platu spektra pospeškov $S_{a,ref}$ in s spektralnim pospeškom pri nihajnem času $T_{\beta}=1$ s, $S_{\beta,ref}$, ki bosta določena z novima kartama projektnih spektralnih pospeškov. Spremenjena je tudi definicija duktilnosti. Nova različica definira tri razrede duktilnosti, DC1, DC2 in DC3. Za stavbe v DC1 dodatne zahteve za duktilnost konstrukcijskih elementov ni predpisane. V primeru stenastih in mešanih sistemov ter ekvivalentnih stenastih sistemov, ki jih projektiramo za razred duktilnosti DC2, ni treba načrtovati globalne duktilnosti konstrukcije po metodi načrtovanja nosilnosti. Delovna verzija novega standarda tako dovoljuje projektirati manj duktilne konstrukcije, zato pa je nižji tudi faktor obnašanja. V večnadstropnih okvirnih sistemih in mešanih sistemih, ki so ekvivalentni okvirnim sistemom, pa je vendarle treba za razred duktilnosti DC2 kontrolirati tvorbo plastičnega mehanizma v obliki mehke etaže, saj lahko takšen mehanizem občutno poveča zahteve po lokalni duktilnosti v mehki etaži. Ta kontrola se izvede le na nivoju etaže. Pri določevanju projektnih notranjih sil v primarnih stebrih je treba za razreda duktilnosti DC2 in DC3 upoštevati povečane osne sile zaradi potresnega vpliva v projektnem potresnem stanju. Drugačna je tudi konstrukcija ovojnice upogibnih momentov, ki je v delovni verziji novega standarda določena glede na nosilnost za primer enoosnega upogiba. V primeru sten, ki nosijo v obeh smereh, tak pristop lahko vodi k velikim obremenitvam v ovojnici, saj je v večini primerov merodajna obremenitev z dvoosnim upogibom. Omenimo še, da je kombinacijski faktor, ki se upošteva pri določitvi mase zaradi spremenljivega vpliva, v delovni različici novega standarda za kategorije uporabe stavbe A-C enak 0,5 za vse etaže (tudi streho), medtem ko obstoječa različica za zgornjo etažo predpisuje vrednost 1,0. Prav tako pa delovna različica novega standarda drugače upošteva vpliv naključne torzije. Izračun in upoštevanje minimalne ekscentričnosti je potreben le, v kolikor je naravna ekscentričnost manjša od 5% dimenzije etaže.

Novosti v določenih standarda se odražajo v obremenitvah na konstrukcijo. Prečne sile na nivoju vpetja se zaradi nižjega faktorja obnašanja (2,34 namesto 3) povečajo za 36% v obeh smereh. Po drugi strani pa je razporeditev obremenitve po elementih konstrukcije podobna. Zaradi večjih obremenitev se poveča tudi količina računsko potrebne armature. Povečanje deleža vzdolžne armature v stenah znaša med 29% do 46%, v stebrih pa med 17% in 86%. V stenah se poveča tudi delež prečne armature, od 9% do 50%, v stebrih pa se v pritlični etaži delež prečne armature zmanjša za 5% do 78%. Zaradi večje potresne

obremenitve se poveča tudi vzdolžna armatura v gredah. Kljub večjim obremenitvam pa zunanjih dimenzij elementov ni bilo potrebno spreminjati. Posledično se dinamične lastnosti konstrukcije (nihajni časi in nihajne oblike) niso bistveno spremenile.

S povečanjem količine armature se poveča nosilnost konstrukcije (od 20 % do 22 %, odvisno od smeri obremenjevanja), v manjši meri pa tudi pomik ob nastopu mejnega stanja blizu porušitve (od 2 % do 8 %, odvisno od smeri obremenjevanja). Spremembe v potisni krivulji vplivajo tudi na pospešek tal pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve. V primeru modeliranja potresne obtežbe z uporabo elastičnih spektrov odziva se vrednost mejnega pospeška tal poveča za 8% (smer X) oz. za 11% (smer Y). Ob modeliranju obtežbe z uporabo spletne aplikacije za napovedovanje IDA krivulj pa vrednost mejnega pospeška tal ostane praktično enaka (smer X) oz. se poveča za 12% (negativna smer Y) in 17% (pozitivna smer Y). Manjše povečanje mejnega pospeška tal v primerjavi s povečanjem nosilnosti konstrukcije pripisujemo podobnim vrednostim pomika pri nastopu mejnega stanja blizu porušitve in vrednosti nihajnega časa konstrukcije, ki je večji od T_C .

Na osnovi ugotovitev lahko sklenemo, da delovna različica novega standarda za obravnavano stavbo ne prinaša bistvene razlike v potresni odpornosti. To kaže na to, da se potresna odpornost za stenaste sisteme in mešane sisteme, ekvivalente stenastim sistemom, ne bo bistveno spremenila, vendar je za potrditev takšnega zaključka potrebno opraviti več podobnih študij na drugih stavbah in počakati na končno verzijo novega standarda. Ob upoštevanju trenutne delovne verzije lahko sklenemo, da je projektiranje nekoliko poenostavljeno če izberemo stopnjo duktilnosti DC2, vendar se gradnja podraži, saj je potreba po armaturi večja. Prav tako bi bilo potrebno raziskati še okvirne konstrukcijske sisteme in preveriti nevarnost pojava mehke etaže, ki se lahko vrne z novo različico standarda, saj le-ta za razred duktilnosti DC2 ne predvideva načrtovanje nosilnosti v stebrih po metodi načrtovanja nosilnosti.

6 VIRI

Fajfar, P., Kreslin, M. 2012. Introduction to the RC building example. Modeling and analysis of the design example. V: Acun, B. (ur.), Athanasopoulou, A. (ur.), Pinto, A. V. (ur.), Bisch P., Carvalho E. (ur.), Degee H., Fajfar P. (ur.), Fardis M., Franchin P., Kreslin M., Pecker A., Pinto P., Plumier A., Somja H., Tsionis G. Eurocode 8: Seismic Design of Buildings. Worked examples. Luksemburg, Publications Office of the European Union: str. 25–52.

Fardis, M., Tsionis, G. 2012. Specific rules for design and detailing of concrete building. Design for DCM and DCH. Illustration of elements design. V: Acun, B. (ur.), Athanasopoulou, A. (ur.), Pinto, A. V. (ur.), Bisch P., Carvalho E. (ur.), Degee H., Fajfar P. (ur.), Fardis M., Franchin P., Kreslin M., Pecker A., Pinto P., Plumier A., Somja H., Tsionis G. Eurocode 8: Seismic Design of Buildings. Worked examples. Luksemburg, Publications Office of the European Union: str. 25–52.

Peruš, I., Klinc, R., Dolenc, M., Dolšek, M. 2013. A web-based methodology for the prediction of approximate IDA curves, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 42: 43-60.

wdEN 1998-1-2:2019.3. N843. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1-2: Pravila za nove stavbe, september 2019.

SIST EN 1991-1-1. 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

SIST EN 1992-1-1. 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij. Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe, maj 2005.

SIST EN 1998-1. 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe, marec 2005.

SIST EN 1998-3. 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 3: Ocena in prenova stavb, junij 2005.

Žižmond, J., Dolšek, M. 2015. Potisna analiza in ocena mejnega pospeška s programom SAP2000: 25 str.

CSI. 2016. ETABS – Structural Software for Building Analysis and Design, Computers and Structures, Inc. <https://www.csiamerica.com/> (Pridobljeno 01. 07. 2019)

CSI. 2017 SAP2000 – Structural Software for Building Analysis and Design, Computers and Structures, Inc. <https://www.csiamerica.com/> (Pridobljeno 01. 12. 2019)

AEC Constructions, 2002 GaLa Reinforcement – R/C Analysis & Design Software <https://www.aec.bg/en> (Pridobljeno 01. 09. 2019)