

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Matej Peljhan

Kritična ocena projektiranja montažnih armiranobetonskih hal po EC8

Diplomska naloga št.: 2931

Mentor:
prof. dr. Matej Fischinger

Ljubljana, 21. 12. 2006

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **Matej Peljhan** izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »**Kritična ocena projektiranja armiranobetonskih montažnih hal po EC8**«.

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

Podpis:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 06(4):624.012.45:624.042.7:69.057(043.2)
Avtor: Matej Peljhan
Mentor: prof. dr. Matej Fischinger
Naslov: Kritična ocena projektiranja montažnih armiranobetonskih hal po EC8
Obseg in oprema: 45 slik, 35 enačb, 38 preglednic
Ključne besede: Armiranobetonske montažne hale, potresnovarno projektiranje

IZVLEČEK

Armiranobetonske montažne hale so pogost konstrukcijski sistem v Sloveniji in svetu. Zaradi pomembnosti objektov za varnost ljudi in dejstva, da obnašanje hal med potresno obtežbo še ni dovolj znano, je bil oblikovan velik evropski projekt z naslovom »Obnašanje armiranobetonskih montažnih hal med potresno obtežbo z ozirom na EC8«. Pri tem projektu sodeluje tudi naša fakulteta. Eksperimenti se izvajajo v Ispri v Italiji, analitični izračuni pa se izvajajo na inštitutu IKPIR na FGG. Predhodne raziskave so že imele za posledico povečanje faktorjev obnašanja montažnih hal v novejših različicah standarda EC8. Nadaljne raziskave so v teku. Namen tega diplomskega dela je bil prikaz in ocena zahtev za projektiranje v skladu z EC8. Izračun smo prikazali na primerih enoetažne in dvoetažne montažne hale, ki so bile predhodno izračunane in izvedene v skladu s standardi JUS. Obe hali smo izračunali po standardih Evrokod 8 in rezultate primerjali z obstoječo prakso. Primerjava izračunov po starih in novih predpisih je pokazala povečanje obremenitev zaradi potresne obtežbe v EC8. Temu primerne so bile tudi količine vzdolžne armature. Medtem ko za večino enoetažnih hal zadostuje minimalna vzdolžna armatura, pa so razlike pri dvoetažni hali večje. Tu je potrebno povečanje dimenzij stebrov glede na obstoječo prakso. V EC8 so zahteve strožje tudi glede zagotavljanja lokalne duktilnosti v kritičnih območjih stebrov, kjer se disipira potresna energija. Zahtevano je večje število dodatnih stremen za podpiranje vzdolžnih palic ter boljše objetje betonskega jedra. Pomembne razlike so tudi pri omejitvah etažnih pomikov. Pri dvoetažni hali so omejitve etažnih zamikov kritične glede izbire dimenzij stebrov.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 06(4):624.012.45:624.042.7:69.057(043.2)
Author: Matej Peljhan
Supervisor: prof. dr. Matej Fischinger
Title: Design of the reinforced concrete precast industrial buildings –
critical evaluation of the requirements in Eurocode 8
Notes: 45 figures, 35 equations, 38 tables
Key words: reinforced concrete precast industrial buildings, seismic
resistance design

ABSTRACT

Reinforced concrete precast buildings are common constructional system in Slovenia. However, we don't know enough about seismic vulnerability of these structures. Therefore an European project named "Seismic behaviour of precast concrete structures with respect to Eurocode 8" was formed. Our faculty is also involved in this project. Analytical calculations were performed by researchers on IKPIR. The main goal of this degree study was to critically evaluate demands for seismic design of structures according to EC8. Analysis was performed on both one-storey and two-storey industrial buildings, that were previously designed using older JUS standards. The comparison showed higher level of seismic load in EC8. Therefore the values of longitudinal reinforcement of the columns were also higher. For most one-storey buildings the minimum values of longitudinal reinforcement satisfied all the requirements. A bigger dimensions of the columns were needed for two-storey buildings. In EC8 there are also more severe demands regarding local ductility in critical regions of the columns. More additional stirrups and a better confinement of the concrete core are needed. Important differences are also shown in serviceability limit state. When designing two-storey buildings the interstorey drifts dictate dimensions of columns.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju prof. dr. Mateju Fischingerju za spodbudo in uporabne nasvete pri izdelavi tega diplomskega dela.

Posebna zahvala gre tudi Mihi Kramarju za pomoč pri delu ter vsem raziskovalcem na IKPIR-u.

Nenazadnje pa se zahvaljujem tudi mami Lučki, Adrijani in Janiju za brezpogojno podporo in spodbudne besede.

Pozabiti pa ne smem niti vseh sošolcev, brez katerih študij gradbeništva ne bi bil tako zanimiv.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD.....	1
2	POTRESNOVARNA GRADNJA OBJEKTOV	3
2.1	Osnovni principi potresnovarne gradnje.....	3
2.2	Predstavitev potresne obtežbe s spektri odziva	6
2.2.1	Elastični spekter odziva	7
2.2.2	Projektni spekter odziva	9
2.3	Zagotavljanje duktilnega obnašanja konstrukcij	11
3	MONTAŽNE ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE	15
3.1	Potresna odpornost montažnih konstrukcij	15
3.2	Tehnologija gradnje.....	18
4	ENOETAŽNA INDUSTRIJSKA HALA.....	22
4.1	Opis konstrukcije.....	22
4.2	Materiali	24
4.3	Obtežba.....	24
4.3.1	Stalna obtežba.....	24
4.3.2	Koristna obtežba.....	25
4.3.3	Obtežba z vetrom.....	25
4.3.4	Obtežba s snegom.....	28
4.3.5	Vpliv tirnega žerjava	28
4.3.6	Potresna obtežba.....	29
4.4	Analiza konstrukcije.....	30
4.4.1	Računski model	30
4.4.2	Masa konstrukcije.....	31
4.4.3	Modalna analiza s spektri odziva.....	33
4.4.4	Kombinacije vplivov	36
4.5	Dimenzioniranje elementov.....	40
4.5.1	Vzdolžna armatura.....	41
4.5.2	Prečna armatura	44
4.6	Kontrola pomikov.....	50
5	DVOETAŽNA INDUSTRIJSKA HALA	53

5.1	Opis konstrukcije.....	53
5.2	Materiali	56
5.3	Obtežba.....	56
5.3.1	Stalna obtežba.....	56
5.3.2	Koristna obtežba.....	57
5.3.3	Obtežba z vetrom in snegom	57
5.3.4	Potresna obtežba.....	57
5.4	Analiza konstrukcije	59
5.4.1	Računski model	59
5.4.2	Masa konstrukcije.....	61
5.4.3	Modalna analiza s spektri odziva.....	63
5.4.4	Kombinacije vplivov	66
5.5	Dimenzioniranje elementov.....	69
5.5.1	Vzdolžna armatura.....	69
5.5.2	Prečna armatura	72
5.6	Kontrola pomikov.....	81
6	PRIMERJAVA POSTOPKOV PROJEKTIRANJA V SKLADU S STANDARDOM SIST EN 1998 - 1 IN PRAVILNIKOM O TEHNIČNIH NORMATIVIH ZA GRADITEV OBJEKTOV VISOKE GRADNJE NA SEIZMIČNIH OBMOČJIH IZ LETA 1981	84
6.1	Osnove računa po starih jugoslovanskih standardih - JUS	84
6.2	Primerjava velikosti potresne obremenitve	86
6.3	Primerjava rezultatov projektiranja vzorčnih hal	87
7	ZAKLJUČKI	Error! Bookmark not defined.
VIRI		
PRILOGA A: RAČUN VZDOLŽNE ARMATURE ZA DVOETAŽNO HALO S PROGRAMOM SAP 2000		
PRILOGA B: ARMATURNI NAČRT STEBRA ENOETAŽNE HALE – DCM		
PRILOGA C: ARMATURNI NAČRT STEBRA ENOETAŽNE HALE – DCH		
PRILOGA B: ARMATURNI NAČRT STEBRA DVOETAŽNE HALE – DCM		
PRILOGA B: ARMATURNI NAČRT STEBRA DVOETAŽNE HALE – DCH		

KAZALO SLIK

<i>Slika 1: Odnos med obtežbo in pomikom za elastičen in elastoplastičen sistem.....</i>	<i>5</i>
<i>Slika 2: Oblika elastičnega spektra pospeškov (EC8/1).....</i>	<i>9</i>
<i>Slika 3: Elastični spekter, ter projektna spektra pospeškov za različne faktorje obnašanja ...</i>	<i>11</i>
<i>Slika 4: Načrt preizkušanca in prečni prerez stebra</i>	<i>16</i>
<i>Slika 5: Metoda načrtovanja nosilnosti.....</i>	<i>18</i>
<i>Slika 6: Naleganje strešne Π plosče na dvokapni nosilec</i>	<i>20</i>
<i>Slika 7: Naleganje dvokapnega nosilca na viličasto podporo stebra</i>	<i>20</i>
<i>Slika 8: Stik strešne T gredice in stebra</i>	<i>21</i>
<i>Slika 9: Naleganje omega nosilca na kratko konzolo stebra</i>	<i>21</i>
<i>Slika 10: Naleganje PVP plošč na omega nosilce.....</i>	<i>21</i>
<i>Slika 11: Tloris konstrukcije.....</i>	<i>22</i>
<i>Slika 12: Prečni prerez a - a.....</i>	<i>23</i>
<i>Slika 13: Prečni prerez b - b.....</i>	<i>23</i>
<i>Slika 14: Tipični stiki, ki nastopajo v konstrukciji: a) stik dvokapnik - steber in b) stik omega nosilec - steber.....</i>	<i>23</i>
<i>Slika 15: Območja za račun faktorjev C_{pe} za streho (levo) in stene (desno).....</i>	<i>26</i>
<i>Slika 16: Računski model konstrukcije.....</i>	<i>31</i>
<i>Slika 17: Momenti na vogalni steber zaradi potresnega vpliva</i>	<i>33</i>
<i>Slika 18: Prvi dve nihajni obliki</i>	<i>34</i>
<i>Slika 19: Notranje sile okvirja v osi 4</i>	<i>37</i>
<i>Slika 20: Pozicijski načrt stebrov</i>	<i>38</i>
<i>Slika 21: Oznaka smeri momentov, ki jih uporablja program SAP 2000</i>	<i>38</i>
<i>Slika 22: Dimenzioniranje za DCM - stebri S2, S3, S9 in S10</i>	<i>42</i>
<i>Slika 23: Dimenzioniranje za DCH – Stebri S2, S3, S9 in S10</i>	<i>43</i>
<i>Slika 24: Momentna linija stebra o medetaži a) iz programa SAP, b) možna oblika dejanske momentne linije</i>	<i>44</i>
<i>Slika 25: Razpored vzdolžne in prečne armature(v kritičnih območjih) za razred DCM</i>	<i>47</i>
<i>Slika 26: Razpored vzdolžne in prečne armature (v kritičnih območjih) za DCH</i>	<i>49</i>

<i>Slika 27: Tloris konstrukcije</i>	53
<i>Slika 28: Vzдолžni prerez konstrukcije C - C</i>	54
<i>Slika 29: Prerez A - A</i>	54
<i>Slika 30: Prerez B - B</i>	54
<i>Slika 31: Tipični stiki dvoetažne konstrukcije: a) stik dvokapnik - steber, b) stik T nosilec - steber, c) stik omega nosilec steber in d) naleganje PVP plošče na omega nosilec</i>	55
<i>Slika 32: Oblika elastičnega in projektnega spektra pospeškov za tip tal D in projektni pospešek tal $a_g = 0.25g$</i>	58
<i>Slika 33: Računski model konstrukcije</i>	60
<i>Slika 34: Prvih pet nihajnih oblik</i>	65
<i>Slika 35: Pozicijski načrt stebrov</i>	67
<i>Slika 36: Smeri in oznake momentov, ki jih uporablja program SAP 2000</i>	67
<i>Slika 37: Interakcijski diagram in razpored armature za nizki steber v prvi etaži – POZ S....</i>	70
<i>Slika 38: Interakcijski diagram in razpored armature za visoki vogalni steber – POZ S3.....</i>	70
<i>Slika 39: Interakcijski diagram in razpored armature za vogalni steber ob medetaži – POZ S8</i>	71
<i>Slika 40: Interakcijska diagrama in razpored armature za stebra POZ S (nizki steber v prvi etaži) in POZ S3(visoki vogalni steber)</i>	71
<i>Slika 41: Interakcijski diagram in razpored armature za steber POZ S8 (visoki steber ob medetaži)</i>	72
<i>Slika 42: Razpored stremen v prerezu izven kritičnih območji za a) DCM in b) DCH</i>	75
<i>Slika 43: Razpored vzdolžne in stremenske (v kritičnem območju) armature za steber DCM</i>	76
<i>Slika 44: Razpored vzdolžne in prečne armature (v kritičnih območjih) za steber DCH</i>	78
<i>Slika 45: Razpored strižne armature - poenostavljena varianta za DCH</i>	78

KAZALO PREGLEDNIC

<i>Preglednica 1: Parametri S, T_B, T_C in T_D (EC8/1)</i>	9
<i>Preglednica 2: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_0 za sisteme, ki so pravilni po višini (EC8/1)</i>	12
<i>Preglednica 3: Zahteve za konstruiranje vzdolžne armature primarnih potresnih stebrov v EC8/1</i>	13
<i>Preglednica 4: Zahteve za konstruiranje prečne armature v kritičnih območjih stebrov</i>	14
<i>Preglednica 5: Faktorji C_{pe} in obtežba vetra na stene</i>	27
<i>Preglednica 6: Faktorji C_{pe} za streho</i>	27
<i>Preglednica 7: Vrednost parametrov, ki opisujejo elastični spekter pospeškov</i>	29
<i>Preglednica 8: Faktorji participacije efektivne mase za pomike</i>	35
<i>Preglednica 9: Faktorji participacije efektivne mase za zasuke</i>	35
<i>Preglednica 10: Celotne potresne sile za oba razreda duktilnosti</i>	35
<i>Preglednica 11: Celotne potresne sile in razmerja glede na celotno težo objekta</i>	35
<i>Preglednica 12: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.3Q + Ex + 0.3Ey$</i>	38
<i>Preglednica 13: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.3Q + 0.3Ex + Ey$</i>	39
<i>Preglednica 14: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.3Q + Ex + 0.3Ey$ z upoštevanjem poenostavljene $P - \Delta$ metode</i>	39
<i>Preglednica 15: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.3Q + 0.3Ex + Ey$ z upoštevanjem poenostavljene $P - \Delta$ metode</i>	40
<i>Preglednica 16: Projektne prečne sile po metodi načrtovanja nosilnosti</i>	45
<i>Preglednica 17: Faktorji θ za razred duktilnosti DCH</i>	51
<i>Preglednica 18: Faktorji θ za red duktilnosti DCM</i>	52
<i>Preglednica 19: Faktorji participacije za pomike</i>	64
<i>Preglednica 20: Faktorji participacije za zasuke</i>	64
<i>Preglednica 21: Potresne sile za oba razreda duktilnosti</i>	66
<i>Preglednica 22: Celotne potresne sile in razmerja glede na celotno težo objekta</i>	66
<i>Preglednica 23: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.8(0.3)Q + Ex + 0.3Ey$</i>	68
<i>Preglednica 24: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.8(0.3)Q + 0.3Ex + Ey$</i>	68

<i>Preglednica 25: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.8(0.3)Q + Ex + 0.3Ey$ ob upoštevanju poenostavljene $P - \Delta$ metode</i>	<i>69</i>
<i>Preglednica 26: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.8(0.3)Q + 0.3Ex + Ey$ ob upoštevanju poenostavljene $P - \Delta$ metode</i>	<i>69</i>
<i>Preglednica 27: Projektne prečne sile po metodi načrtovanja nosilnosti.....</i>	<i>73</i>
<i>Preglednica 28: Količine prečne armature za razred DCM</i>	<i>80</i>
<i>Preglednica 29: Količine prečne armature za razred DCH.....</i>	<i>81</i>
<i>Preglednica 30: Faktorji θ za razred duktilnosti DCH.....</i>	<i>81</i>
<i>Preglednica 31: Faktorji θ za razred duktilnosti DCM</i>	<i>82</i>
<i>Preglednica 32: Etažni pomiki konstrukcije za dve pravokotni smeri</i>	<i>82</i>
<i>Preglednica 33: Primerjava vrednosti v spektrih pospeškov</i>	<i>87</i>
<i>Preglednica 34: Razmerja vrednosti iz spektrov pospeškov</i>	<i>87</i>
<i>Preglednica 35: Primerjava potresnih sil za oba primera hal.....</i>	<i>88</i>
<i>Preglednica 36: Razmerja med potresnimi silami</i>	<i>88</i>
<i>Preglednica 37: Prerezi stebrov in količine vzdolžne armature za obe hali, računane po različnih standardih.....</i>	<i>89</i>
<i>Preglednica 38: Prerezi stebrov in količine prečne armature za obe hali, računane po različnih standardih.....</i>	<i>89</i>

1 UVOD

V Sloveniji se vse bolj uveljavlja montažna gradnja konstrukcij. Predvsem industrijski objekti in velika nakupovalna središča so ponavadi narejeni iz prefabriciranih betonskih elementov. Prednost takih konstrukcij je, da so izdelane v proizvodnih obratih, v kontroliranih pogojih, predvsem kar se tiče sušenja in strjevanja betona. Gradnja je tudi hitrejša, saj se uporablja tipske opaže za vsako vrsto elementov. Poleg tega pa je terensko delo zmanjšano na minimum. Na gradbišče se namreč pripelje narejene elemente in se jih tam samo sestavi in poveže med seboj.

Zaradi množičnosti gradnje in pomembnosti objektov z gospodarskega vidika je vprašanje potresne varnosti montažnih industrijskih objektov še posebej pomembno. V preteklosti je bilo namreč zaznanih nekaj primerov porušitev tovrstnih tipov konstrukcij, kar je imelo za posledico določeno mero nezaupanja. Posledice so bile opazne v zgodnjih verzijah standarda Evrokod 8, kjer so bile nekatere zahteve, po mnenju različnih strokovnjakov, prestroge. Z namenom preverjanja ustreznosti predpisov za protipotresno gradnjo montažnih objektov je bil organiziran obsežen evropski projekt z naslovom »Obnašanje armiranobetonskih montažnih hal med potresno obtežbo z ozirom na Evrokod 8«. V tem projektu sodeluje tudi naša fakulteta, ki je članica italijansko – slovenske skupine in skrbi predvsem za analitično podporo in izračune, medtem ko se eksperimenti izvajajo v laboratoriju ELSA v Ispri v Italiji.

Med potresom se, v odvisnosti od jakosti potresa, na konstrukcijo prenese določena količina potresne energije, ki jo mora konstrukcija na nek način disipirati. Največ energije se pretvori v nepovratne oblike pri plastičnem deformiranju elementov konstrukcije na mestih, ki so najbolj izpostavljena. Ker ne želimo rušenja konstrukcij, moramo stremeti za konstrukcijami, ki bodo lahko prenesle velike plastične deformacije, ne da bi se pri tem porušile. To so duktilne konstrukcije. Način, kako bomo zagotovili duktilno obnašanje konstrukcije, je predvsem odvisen od izbranega materiala, izbire konstrukcijskega sistema in izvedbe detajlov.

Značilnost montažnih konstrukcij so členkaste povezave med konstrukcijskimi elementi. Zato v prečkah ne moremo pričakovati razvoja plastičnih členkov in s tem dispacije potresne energije. Montažne konstrukcije moramo projektirati tako, da se vsa potresna energija disipira

v plastičnih členkih, ki se razvijejo ob vpetju stebrov v temelje. To pomeni, da moramo v stebrih kljub večjemu nivoju osne sile zagotoviti primerno duktilnost. Ob tem se nam pojavlja vprašanje, kakšen faktor obnašanja naj uporabimo za tak konstrukcijski sistem. V zgodnjih verzijah EC8 je bil predviden podoben faktor obnašanja kot za sistem obrnjenega nihala. Redukcija potresnih sil je bila majhna, zato smo dobili precej predimenzionirane konstrukcije. V novejših verzijah se montažne konstrukcije obravnava kot okvirne konstrukcije. Zato je tudi faktor obnašanja primerno večji.

Cilj tega diplomskega dela je prikaz potresnovega projektiranja prefabriciranih betonskih hal v skladu z evropskim standardom Evrokod 8, ki bo v Sloveniji stopil v veljavo v začetku leta 2008. Podali bomo tudi primerjavo s projektiranjem po starih jugoslovanskih predpisih in komentirali razlike v varnostnih faktorjih, dobljenih potresnih silah, obremenitvah in metodah dimenzioniranja elementov.

V okviru naloge bomo najprej podali osnove potresnove gradnje in metode računa konstrukcij na potresno obtežbo v skladu z Evrokodom 8. V poglavju 3 bomo predstavili tehnologijo gradnje in načine preizkušanja montažnih konstrukcij ter skupni evropski raziskovalni projekt s tega področja. V poglavjih 4 in 5 bomo podali primera računa dveh montažnih hal v skladu z EC8. Vse od določitve obtežbe, izbire računskega modela, analize konstrukcije ter dimenzioniranja elementov. Pri tem se bomo omejili samo na stebre, saj le-ti v največji meri prispevajo k potresni odpornosti takih konstrukcij. Primerjave s starejšimi standardi in komentarji pa so predstavljene v poglavju 6.

2 POTRESNOVARNA GRADNJA OBJEKTOV

2.1 Osnovni principi potresnovarne gradnje

Potres je za večino konstrukcij najmočnejša obtežba, ki ji je konstrukcija lahko izpostavljena v svoji življenski dobi. Verjetnost, da se bo v življenski dobi konstrukcije zgodil močnejši potres je majhna. Zato se nam postavlja vprašanje o smiselnosti projektiranja stavb na način, da bi ostale nepoškodovane celo med najmočnejšimi potresi. Pri običajnih objektih se ponavadi sprijaznimo z določeno mero poškodb v primeru močnejših potresov, za katere je majhna verjetnost, da se bodo zgodili v življenski dobi objekta. Dimenzioniramo jih tako, da se ne bi poškodovali pri manjših potresih, katerih verjetnost je večja. Obseg sprejemljivih poškodb pa nam določa pomembnost objekta. Tako pri zgradbah, ki morajo svojo funkcijo opravljati neposredno po potresu (bolnišnice, mostovi, ostali objekti komunikacij,...), dopustimo le manjše poškodbe. Poškodbe pa moramo popolnoma izključiti pri izjemnih objektih, katerih poškodbe bi imele katastrofalne sekundarne posledice (jedrske centrale, skladišča strupenih snovi,...). V vseh primerih pa je potrebno na najmanjšo možno mero zmanjšati verjetnost porušitve objekta in s tem povezanih morebitnih človeških žrtev.

Pri običajnih objektih, kjer se torej sprijaznimo z določeno mero poškodb, želimo, da se elementi poškodujejo na predvidenih mestih in na želeni način. Zato se je v sodobnih metodah protipotresne gradnje uveljavila metoda načrtovanja nosilnosti. Razvoj poškodb konstrukcije, tvorbo plastičnih členkov in s tem razvoj porušnega mehanizma predvidi že projektant s primernim dimenzioniranjem elementov in izvedbo detajlov. Ohraniti želimo globalno stabilnost konstrukcije. Pri okvirnih stavbah so za globalno stabilnost odločilni stebri, ki jih želimo ohraniti nepoškodovane. Razvoj plastičnih členkov dopustimo le na dnu stebrov in v gredah. Zato moramo z načrtovanjem nosilnosti narediti stebre in stike tako močne, da bodo lahko prevzeli večje obremenitve kot prečke, v katerih načrtujemo razvoj plastičnih členkov.

Specifičnost konstrukcijskega sistema pri montažnih halah so členkaste povezave med elementi konstrukcije. Zato, v prečkah ne moremo pričakovati razvoja plastičnih členkov. Plastični členki se razvijejo ob vpetju stebrov v temelje, kjer se disipira vsa potresna energija.

Z metodo načrtovanja nosilnosti moramo zagotoviti, da bodo stiki dovolj močni, da bodo lahko prenašali obtežbo na vse stebre.

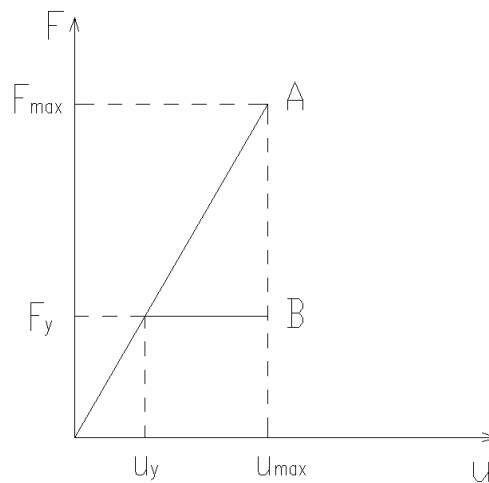
S predvidenim razvojem plastičnih členkov predpostavimo tudi, da se bo konstrukcija plastično deformirala. Projektirati jo moramo torej tako, da bo imela sposobnost deformiranja v neelastičnem področju. Narediti jo moramo duktilno. Duktilnost je definirana kot razmerje med pomikom na meji rušenja u_u in pomikom na meji elastičnosti u_y .

$$\mu = \frac{u_u}{u_y} \quad (1)$$

Duktilnost konstrukcije zagotovimo z izbiro primernih materialov, konstrukcijskega sistema ter pozorno izvedbo detajlov in razporeditvijo armature. Duktilen material je npr. jeklo, medtem, ko sta beton in opeka neduktilna oz. krhka materiala. Kljub temu, da beton spada med krhke materiale, pa je s primerno kombinacijo z jeklom mogoče doseči, da se armirani beton obnaša duktilno.

Posledica tega, da konstrukcijo naredimo duktilno, je, da ji lahko zmanjšamo nosilnost. S tem pa se, kot je že omenjeno, sprijaznimo s poškodbami, ki so posledica deformiranja v neelastičnem področju. Odločimo se torej za kombinacijo nosilnosti in duktilnosti. Paziti moramo na minimalno stopnjo nosilnosti, ki jo mora imeti vsaka stavba, da ostane nepoškodovana pri manjših potresih in da ne pride do prevelikih deformacij pri močnejših potresih.

Zmanjšanje nosilnosti opravimo z redukcijo potresnih sil. Faktor redukcije ponazorimo s sliko (1). Pri tem je upoštevana predpostavka, da so pomiki neodvisni od nosilnosti konstrukcije (to velja za konstrukcije s srednjimi in dolgimi nihajnimi dobami, npr. montažne hale), in dodatna predpostavka, da je obnašanje konstrukcije idealno elastoplastično.



Slika 1: Odnos med obtežbo in pomikom za elastičen in elastoplastičen sistem

Prikazana sta dva idealizirana odnosa med obtežbo in pomikom za dve konstrukciji, ki imata isto togost in različno nosilnost. Obe konstrukciji sta obremenjeni z istim potresom. Konstrukcija A ima tako veliko nosilnost, da lahko prenese potresno obtežbo v elastičnem področju. Njen maksimalni pomik znaša $u_{\max}$. Konstrukcija B ima manjšo nosilnost in doseže mejo tečenja pri obtežbi F_y . Glede na predpostavko o neodvisnosti pomika od nosilnosti je maksimalni pomik konstrukcije B enak maksimalnemu pomiku konstrukcije A. Iz slike (1) sledi:

$$\frac{F}{F_y} = \frac{u_{\max}}{u_y}, \quad (2)$$

kjer je po definiciji $u_{\max}/u_y = \mu$ zahtevana duktilnost. Predpostavimo, da je zagotovljena duktilnost konstrukcije B ravno enaka zahtevani duktilnosti. V tem primeru bo konstrukcija B prenesla potres, če je njena nosilnost vsaj enaka nosilnosti, potrebni za elastično obnašanje, reducirani za faktor duktilnosti. Velikost redukcije nosilnosti je torej odvisna od duktilnosti konstrukcije. Nosilnost konstrukcije B je lahko za faktor duktilnosti manjša od nosilnosti konstrukcije A.

$$F_y = \frac{F}{\mu} \quad (3)$$

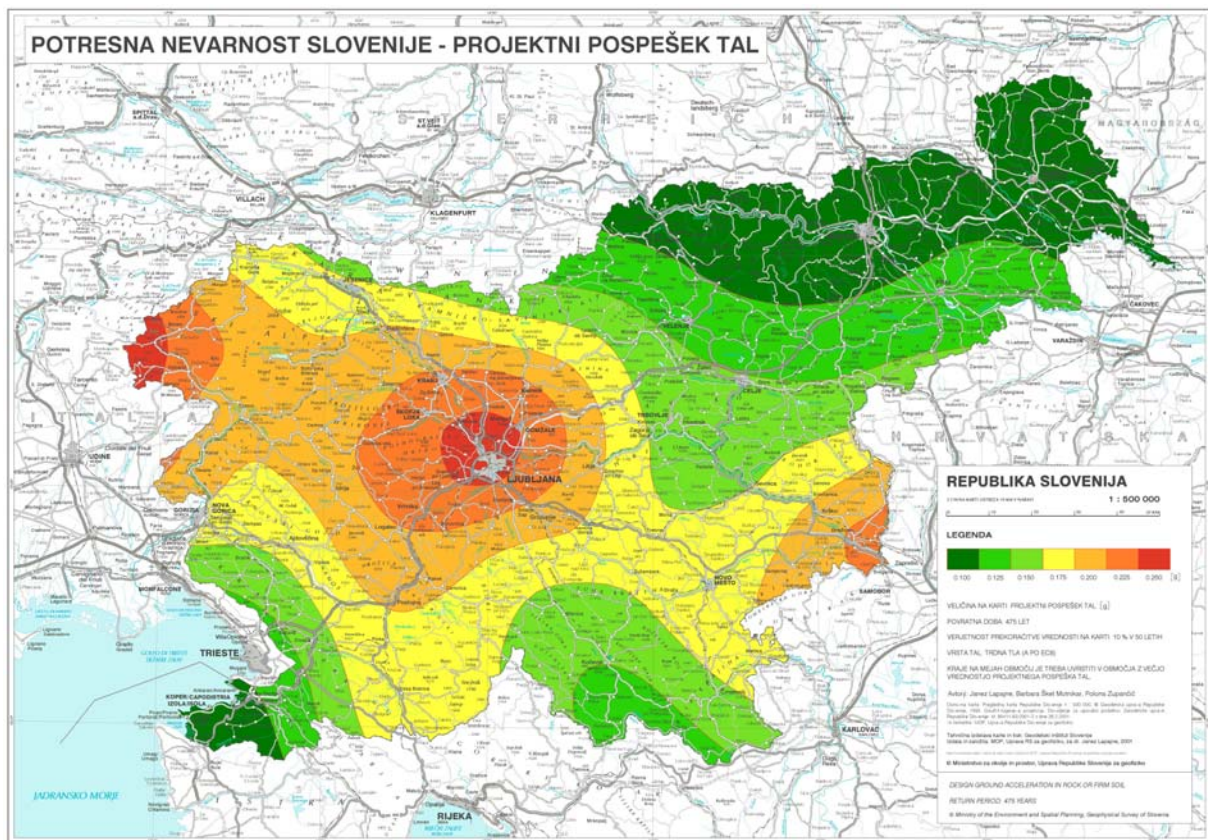
Po predpisih se za seizmično analizo uporablja elastičen račun z reduciranimi potresnimi silami. Rezultat elastične analize z obtežbo F_y je pomik u_y . Dejanski pomiki konstrukcije bodo po sliki (1) za faktor duktilnosti večji in enaki u_{max} .

$$u_{max} = \mu * u_y \quad (4)$$

Pomike, dobljene z elastično analizo s potresnimi silami po predpisih, je potrebno pomnožiti s faktorjem duktilnosti, da bi dobili oceno za dejanske pomike.

2.2 Predstavitev potresne obtežbe s spektri odziva

Vodoravni potresni vpliv je v EC8 predstavljen v obliki elastičnega spektra pospeškov. Spekter pospeškov je odvisen od sestave temeljnih tal in od referenčne vrednosti maksimalnega pospeška tal na območju gradnje. Vrednost pospeška določimo iz karte potresne nevarnosti.



Karta Slovenije - projektni pospešek tal za povratno dobo 475 let (Arso, 2006)

Temeljna tla so v EC8/1 razdeljena v pet kategorij.

A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala.
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri kateri mehanske značilnosti postopoma naraščajo z globino.
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline, globine nekaj deset do več sto metrov.
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin.
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast debeline med okrog 5 in 20 metri z vrednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s.

2.2.1 Elastični spekter odziva

Elastični spekter odziva $S_e(T)$ za vodoravno komponento potresnega vpliva je definiran z enačbami (5) – (8).

$$0 \leq T \leq T_B : Se(T) = a_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (2.5 * \eta - 1) \right] \quad (5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : Se(T) = a_g * S * 2.5 * \eta \quad (6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : Se(T) = a_g * S * 2.5 * \eta * \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (7)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : Se(T) = a_g * S * 2.5 * \eta * \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (8)$$

kjer je

$Se(T)$ elastičen spekter odziva;

T nihajni čas linearne sistema z eno prostostno stopnjo;

a_g projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma_I * a_{gR}$)

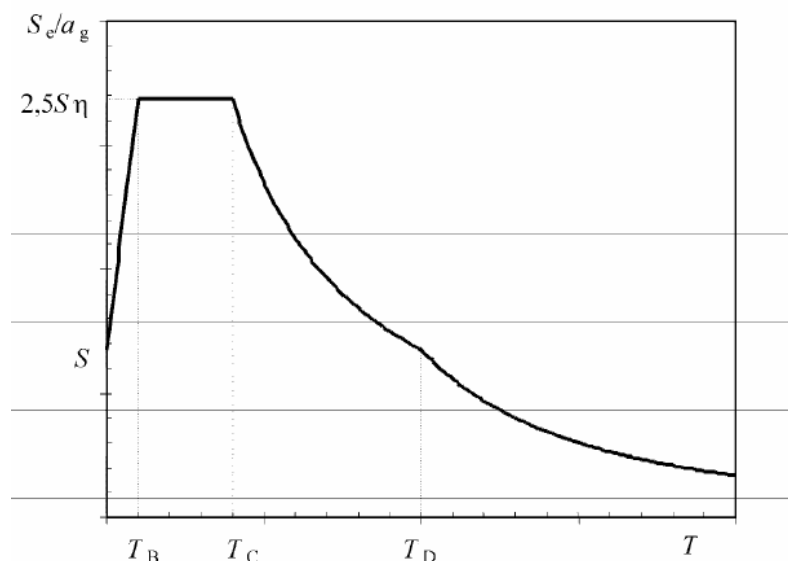
T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost;

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

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

S koeficient tal;

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



Slika 2: Oblika elastičnega spektra pospeškov (EC8/1)

V preglednici (1) so podani parametri, značilni za posamezno kategorijo tal.

Preglednica 1: Parametri S , T_B , T_C in T_D (EC8/1)

Tip tal	S	$T_B[s]$	$T_C[s]$	$T_D[s]$
A	1.00	0.15	0.4	2.0
B	1.20	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.2	0.6	2.0
D	1.35	0.2	0.8	2.0
E	1.40	0.15	0.5	2.0

2.2.2 Projektni spekter odziva

V poglavju 2.1 smo predstavili principe redukcije potresnih sil. Na tem mestu pa opisujemo projektne spektre pospeškov, ki so glede na elastični spekter zmanjšani za faktor obnašanja q . Faktor obnašanja predstavlja redukcijo potresnih sil. Je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5% viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki jih lahko uporabimo pri projektiranju – ob uporabi običajnega elastičnega modela – pa vendar še zagotovimo zadovoljivo obnašanje konstrukcije. Vrednosti faktorja obnašanja q , ki zajemajo tudi vpliv viskoznega dušenja različnega od 5%, so podane v ustreznih delih EN 1998 za različne materiale in različne konstrukcijske sisteme glede na ustrezne stopnje duktilnosti. Vrednost faktorja obnašanja q je lahko različna v različnih vodoravnih smereh konstrukcije, medtem ko mora biti v vseh smereh uporabljena ista opredelitev duktilnosti.

Za vodoravni komponenti potresnega vpliva je projektni spekter $S_d(T)$ definiran z izrazi (9) – (12):

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (11)$$
$$\geq \beta \cdot a_g$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (12)$$
$$\geq \beta \cdot a_g$$

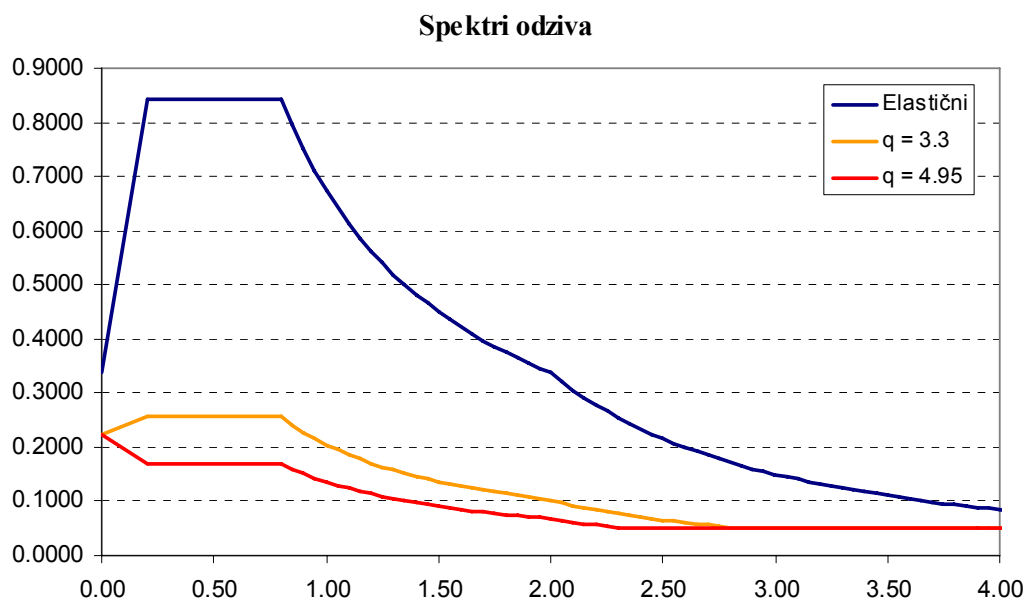
kjer pomeni

$S_d(T)$ projektni spekter;

q faktor obnašanja;

β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru $\rightarrow \beta = 0.2$

Ostali parametri so enaki kot v poglavju 2.2.1. Oblika projektnega spektra, v primerjavi z elastičnim spektrom, je prikazana na sliki (4). Za faktorje obnašanja uporabimo vrednosti, ki jih kasneje uporabljamo za montažne hale. Račun teh faktorjev je podan v poglavjih 4 in 5 na konkretnih primerih hal.



Slika 3: Elastični spekter ter projektna spektra pospeškov za različne faktorje obnašanja

2.3 Zagotavljanje duktilnega obnašanja konstrukcij

Sposobnost sipanja energije in stopnje (razredi) duktilnosti

Projektiranje potresnoodporne betonske stavbe mora konstrukciji zagotoviti ustrezno sposobnost sipanja energije brez znatne redukcije njene nosilnosti v vodoravni in navpični smeri. Pri potresni projektni situaciji je treba zagotoviti ustrezno nosilnost vseh konstrukcijskih elementov, nelinearne deformacije v kritičnih območjih pa morajo biti primerne globalni duktilnosti, ki je bila predvidena v računih.

Standard EC8/1 pojasnjuje, da je globalno duktilno obnašanje zagotovljeno, če področja, kjer je zahtevano duktilno obnašanje, zajemajo velik volumen konstrukcije kot celote in so razpršena po velikem številu elementov in lokacij v vseh etažah. Skladno s tem namenom morajo duktilni načini porušitev (npr. upogib) z zadostno gotovostjo nastopiti pred krhkimi načini porušitve (npr. strigom).

Potresnoodporne betonske stavbe uvrščamo, glede na njihovo sposobnost sipanja histerezne energije, v dve stopnji (razreda) duktilnosti – DCM (srednja /angl. »medium«/ duktilnost) in

DCH (visoka /angl. »high«/ duktilnost). Pri projektiranju stavb na ti dve stopnji duktilnosti je potrebno upoštevati posebna določila za potresnoodporno projektiranje, ki so za vsako stopnjo duktilnosti različna. Upoštevanje teh določil omogoča stavbi razvoj stabilnega mehanizma, povezanega z velikim sipanjem histerezne energije pri ciklični obtežbi, ne da bi utrpela krhke porušitve.

Faktor obnašanja

Zgornjo mejo faktorja obnašanja q , ki je bil vpeljan z namenom, da upošteva sposobnost sipanja energije, je potrebno ovrednotiti za vsako smer posebej in sicer na sledeči način:

$$q = q_0 * k_w \geq 1.5 \quad (13)$$

kjer sta

q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od tipa konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini;

k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami.

V preglednici (2) so podane osnovne vrednosti q_0 za različne tipe konstrukcij, ki so pravilne po višini.

Preglednica 2: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_0 za sisteme, ki so pravilni po višini (EC8/1)

TIP KONSTRUKCIJE	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem nepovezanih sten (sten z odprtinami)	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3.0	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2.0	3.0
Sistem obrnjenega nihala	1.5	2.0

Faktor k_w pa določimo na sledeč način:

$k_w = 1.00$, za okvire in okvirom ekvivalentne mešane sisteme
 $(1+a_0)/3 \leq 1$, toda ne več kot 0.5 za stenaste, stenam ekvivalentne mešane in torzijsko fleksibilne sisteme

Montažne hale se v novejših verzijah standarda obravnava kot okvirne konstrukcije. Temu primeren je tudi faktor obnašanja. Podrobnejši komentar izbire faktorja obnašanja je podan v poglavju 3.1.

Izvedba in detajliranje stebrov

Kot smo že v uvodu omenili, se bomo posvetili predvsem stebrom, saj so le-ti pri montažnih halah odločilni za prevzem potresne obtežbe. V standardu EC8/1 so podana posebna pravila za projektiranje glede na vsako stopnjo duktilnosti posebej. Povzeli bomo glavne zahteve, ki so pomembne za zagotovitev duktilnega obnašanja elementov.

V standardu je najprej določeno, da se prečno silo v stebri določi po metodi načrtovanja nosilnosti.

$$V_{cd} = \frac{M_{rd}}{h} * \gamma_{ov} \quad (14)$$

S tem dosežemo, da bo prevladoval upogibni (duktilen) porušni mehanizem.

V primarnih potresnih stebrih nivo osne sile ne sme presegati dovoljene vrednosti. Za vsak razred duktilnosti sta predpisani mejni normirani osni sili.

DCM: $v_{d,max} = 0.65$

DCH: $v_{d,max} = 0.55$

Ostale zahteve se nanašajo predvsem na dimenzioniranje in izvedbo armature. Zateve so različne za vsako stopnjo duktilnosti. Podajamo jih v obliki tabele.

Preglednica 3: Zahteve za konstruiranje vzdolžne armature primarnih potresnih stebrov v EC8/1

	Konstruiranje za DCM	Konstruiranje za DCH
Vzdolžna	$\mu_{min} = 1\%; \mu_{max} = 4\%$	$\mu_{min} = 1\%; \mu_{max} = 4\%$
armatura	$b_{i,max} = 200 \text{ mm}$	$b_{i,max} = 150 \text{ mm}$

Zahteve za količino in razmak stremen so predpisane za kritična območja. Dolžina kritičnih območji in količine ter razdalje med stremenimi so podane v naslednji preglednici.

Preglednica 4: Zahteve za konstruiranje prečne armature v kritičnih območjih stebrov

	Konstruiranje za DCM	Konstruiranje za DCH
Prečna armatura	$l_{cr} = \max[h_c; l_{cl}/6; 0.45]$	$l_{cr} = \max[1.5 \cdot h_c; l_{cl}/6; 0.60]$
		$l_{cr} = 1.5 \cdot l_{cr} - \text{spodnji dve etaži}$
	$\Phi_{str, min} = 6 \text{ mm}$	$\Phi_{str, min} = 0.4 \cdot d_{bL, max} \cdot \sqrt{(f_{ydL}/f_{ydw})}$
	$s = \min[b_0/2; 175; 8 \cdot d_{bL}]$	$s = \min[b_0/3; 125; 6 \cdot d_{bL}]$

Pomen oznak v preglednicah (3) in (4):

- h_c, b_c dimenzije prereza stebra;
- μ_{min} minimalna stopnja vzdolžne armature;
- μ_{max} maksimalna stopnja vzdolžne armature;
- l_{cl} višina stebra;
- $b_{i, max}$ največja razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi;
- $d_{bL, max}$ največji prerez vzdolžnih palic;
- l_{cr} dolžina kritičnega območja;
- $\Phi_{str, min}$ minimalni prerez stremen v kritičnih območjih;
- b_0 srednja dimenzija obodnih stremen;
- s razdalja med stremen v kritičnih območjih;
- f_{ydL} projektna meja plastičnosti za vzdolžno armaturo;
- f_{ydw} projektna meja plastičnosti za prečno armaturo.

Poleg predstavljenih zahtev, so podane še zahteve glede zadostne količine stremen za zagotovitev duktilnega obnašanja v kritičnih območjih. Podroben račun količine stremen podajamo v poglavju 4, na primeru enoetažne hale.

3 MONTAŽNE ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE

Montažne armiranobetonske konstrukcije se množično izvaja predvsem zaradi prednosti, ki jih nudijo v primerjavi s primerljivimi monolitnimi konstrukcijami. Te prednosti so hitrejša in cenejša gradnja, lepši izgled elementov ter boljše lastnosti, ker so narejeni v kontroliranih pogojih izdelave. Poleg tega podpiranje konstrukcije v fazi gradnje ni potrebno. Elementi že imajo svojo nosilnost, tako, da so stroški, ki jih normalno predstavlja opaženje na terenu, neznatni.

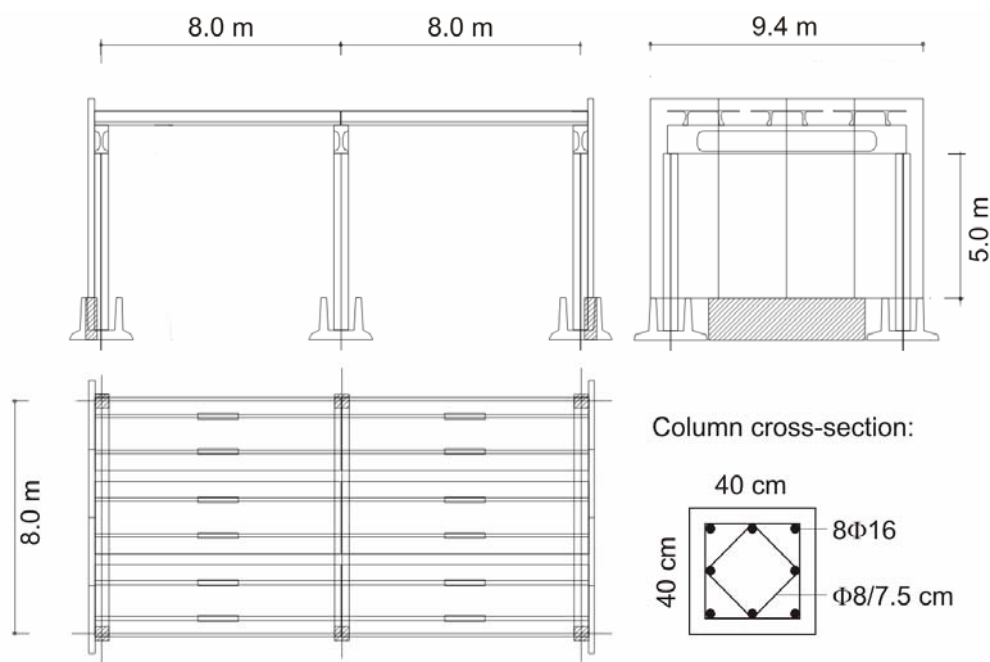
3.1 Potresna odpornost montažnih konstrukcij

Montažne konstrukcije so, kar se tiče disipacije potresne energije, specifičen sistem. V zgodnjih verzijah standarda EC8 so bile primerjane s sistemom obrnjenega nihala. Temu primeren je bil tudi faktor obnašanja. Potresne sile so bile tudi do 50% višje od tistih, ki naj bi se uporabljale za monolitne stavbe. Ob splošnem povečanju potresnih sil v Evrokodu (tudi tistih za monolitne stavbe), je bila ekonomičnost tovrstnih sistemov močno ogrožena. V novejših verzijah standarda so se potresne sile za montažne sisteme zmanjšale. Vzrok temu so bile raziskave v okviru evropskega projekta (ECOLEADER), ki jih je podprla tudi italijanska industrija. Te raziskave so pokazale, da lahko za konstrukcije z močnimi stiki računske potresne sile zmanjšamo skoraj na polovico. Enake naj bi bile tistim za monolitne konstrukcije.

Z namenom, da bi bolje preverili ustreznost določil standarda EC8, je bil zasnovan obsežen evropski projekt z naslovom »Obnašanje armiranobetonskih montažnih hal med potresno obtežbo z ozirom na EC8«. Raziskave so omejene na konstrukcije z močnimi stiki, ki so dovolj togi in nosilni, da lahko prenašajo potresno obtežbo in se pri tem ne porušijo. V tem projektu sodeluje tudi naša fakulteta, ki je članica slovensko – italijanske skupine. Eksperimentalne raziskave se izvajajo v laboratoriju ELSA v Ispri v Italiji, za analitično podporo pa skrbi skupina raziskovalcev na inštitutu IKPIR na FGG. V nadaljevanju podajamo opis preizkušancev in potek preiskav, povzet po članku z naslovom »Potresna ranljivost AB montažnih hal, projektiranih po EC8« (Kramar, Fischinger, Isaković; 2006).

Opis preizkušancev in potek raziskav

Za preizkus v Ispri sta bila izbrana dva prototipa enoetažne armiranobetonske montažne hale, ki predstavljata sistem montažne gradnje v Sloveniji in Italiji. Preizkušanca sta bila izdelana v naravni velikosti, iz standardnih prefabriciranih elementov in projektirana po zadnji verziji standarda EC8. Razlika med tema dvema preizkušancema je bila le orientacija strešnih plošč in nosilcev glede na smer horizontalne obtežbe. V tem poglavju bomo predstavili samo prvega, ki ima strešne elemente postavljene pravokotno na obtežbo. Geometrija preizkušanca je predstavljena na sliki (4).



Slika 4: Načrt preizkušanca in prečni prerez stebra

Vsi stiki, ki povezujejo strešno konstrukcijo, so bili projektirani po metodi načrtovane nosilnosti. Na ta način je zagotovljena relativno velika nosilnost stikov, ki preprečuje, da bi se stiki med potresom poškodovali. S tem je zagotovljen učinek vodoravne diafragme na nivoju strešne konstrukcije.

Na preizkušancu je bila narejena serija psevdo-dinamičnih (PsD) testov, nato pa še testi s ciklično obtežbo do porušitve. Pri PsD testih je konstrukcija sicer obremenjena statično, vendar pa so pomiki krmiljeni z računom dinamičnega odziva za določen potres. Izbran je bil

umetno generiran potres na podlagi značilnega Furlanskega potresa, ki je bil prirejen tako, da ustreza elastičnemu spektru odziva za tla kvalitete B po EC8.

V prvi fazi so bile na preizkušane pritrdjene tudi fasadne plošče. Preizkus je potekal v treh korakih, pri vrednosti maksimalnega pospeška tal 0.05, 0.14 in 0.35g. V naslednji fazi so bile fasadne plošče odstranjene, test pa je bil najprej ponovljen z enakimi koraki, nato pa še z obtežbo 0.525g. Najmanjši pospešek (0.05g) je bil namenjen preverjanju instrumentov in elastičnih lastnosti konstrukcije. V drugem koraku (0.14g) so se pričakovano pojavile razpoke ob vpetju stebrov, konstrukcija pa je sicer ostala v elastičnem območju. V tretjem koraku, kjer je vrednost pospeška znašala 0.35g (približno enak projektnemu pospešku v severni Italiji), je armatura v stebrih po pričakovanjih stekla. Največji pospešek, s katerim je bila konstrukcija obremenjena je znašal 0.525g. To je $\frac{1}{2}$ maksimalnega pospeška, ki ga preizkušena idealizirana konstrukcija z minimalno upogibno armaturo še prenese. V tej fazi so bili stebri že močno poškodovani, vendar pa še daleč od porušitve.

Nenazadnje je bila konstrukcija preizkušena še s ciklično obtežbo do porušitve. Pri tem se ji je postopoma povečevala vrednost vsiljenega pomika, vsak pomik pa je bil vsiljen v treh ciklih. S tem je bila preizkušena globalna stabilnost konstrukcije. Začetna vrednost pomika je znašala 80 mm, kar je pomik na meji elastičnosti. Vsak nadaljni cikel pomikov do porušitve je bil nato povečan za 40 mm. Preizkus je bil ustavljen tik pred porušitvijo, pri pomiku 280 mm (5.6% zamik). Pri tem je namreč prišlo do uklona in pretrga vzdolžne armature v srednjem stebri. Tudi ostali stebri so utrpeli precejšnjo škodo. Odpadel je krovni beton in prišlo je do uklona vzdolžne armature. Strešna konstrukcija je do konca preizkusa ostala toga, kljub temu, da so bili nosilci na stiku s stebri precej poškodovani.

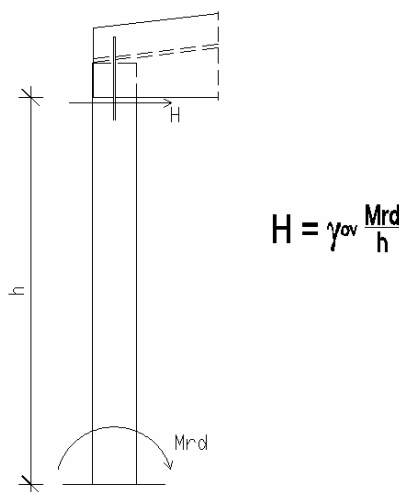
Kasnejše analitične preiskave in prikazane eksperimentalne preiskave so pokazale primerno potresno odpornost obravnavanih montažnih hal, ki so bile projektirane z zadnjo verzijo EC8. Pri tem morata biti izpolnjena dva pogoja: (a) že omenjeni pogoj za zadostno nosilnost stikov in (b) pravilno izvedeni konstrukcijski detajli v stebrih. Le v tem primeru lahko stebri enoetažnih hal prenesejo plastične deformacije, ki jih lahko pričakujemo pri razmeroma veliki redukciji potresnih sil.

3.2 Tehnologija gradnje

Zasnova

Montažne armiranobetonske konstrukcije so v osnovi okvirni sistemi s členkastimi povezavami med elementi. Z vidika prevzema vertikalne obtežbe tak konstrukcijski sistem ni sporen. Prečke prevzamejo obtežbo z upogibnimi in strižnimi deformacijami ter jo prenašajo na stebre, ki obtežbo prenašajo z osnimi deformacijami. Prevzem horizontalne potresne obtežbe pa ni tako trivialen. Zaradi členkastih povezav med elementi se v gredah ne razvijejo plastični členki kot pri monolitnih okvirih. Potresna energija se disipira ob vpetju stebrov v temelje. Tak konstrukcijski sistem se torej ob delovanju potresne obtežbe obnaša kot sistem konzol. Izbiro faktorja obnašanja za tak sistem smo komentirali že v prejšnjem poglavju. Pogoji za obnašanje sistema kot sistema konzol pa je zadostna nosilnost stikov. Stiki morajo biti dovolj togi in nosilni, da omogočajo raznos obtežbe na vse stebre. Projektirati jih moramo po metodi načrtovanja nosilnosti.

Osnovni princip metode načrtovanja nosilnosti je, da naredimo stike močnejše od elementov, ki se v njih stikajo. Pri montažnih konstrukcijah, kjer so stiki členkasti, se preko stikov iz gred v stebre prenašata samo osna in prečna sila. Prečna sila iz gred se preko direktnega stika prenese v steber. Njen prenos ni problematičen. Več pozornosti je potrebno nameniti osni sili iz gred, ki se ponavadi prenaša preko trnov v stikih. Račun sile, ki jo mora prenesti trn je prikazan na sliki (5).



Slika 5: Metoda načrtovanja nosilnosti

Silo, ki jo mora prenesti trn v stiku, pogojuje največji moment, ki ga lahko steber prenese. Odvisen je od dimenzije stebra in razporeditve ter količine armature, pa tudi od osne sile v stebri. γ_{ov} je faktor dodatne nosilnosti, ki upošteva morebitne višje vrednosti karakterističnih lastnosti materialov. V računu upoštevamo lastnosti materialov, ki jih dobimo iz 5% fraktilne testiranih vzorcev.

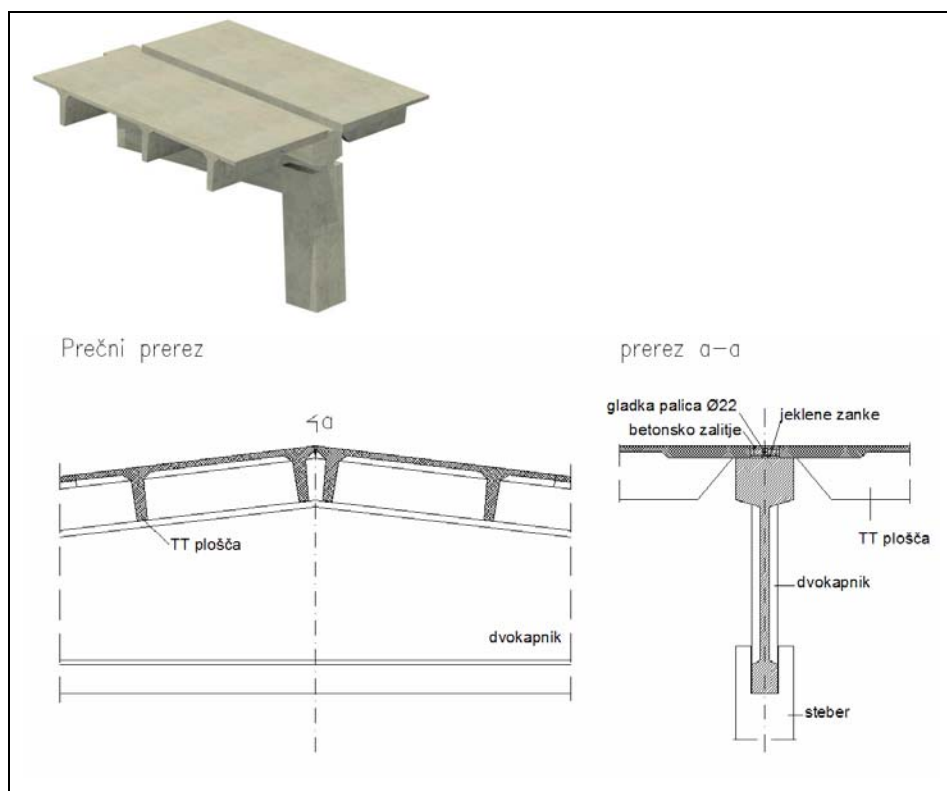
Proizvodnja

Vsi elementi konstrukcije se izdelajo v obratih, kjer se vzdržujejo stalni pogoji proizvodnje. Vgrajevanje materialov, armature in betona je lažje in zato lahko zelo kakovostno. Izdelava poteka v obratu v več serijah in izmenah hkrati, kar pomembno skrajša čas gradnje. Velika prednost je, da se elemente (npr. stebre) betonira v ležečem položaju. Delu na višini se tako praktično izognemo. Po betoniranju se strjevanje svežega betona lahko kontrolira in pospeši, npr. s parjenjem. To je enostavno izvedljivo, saj imamo lahko v tovarni ustrezno napeljavo za paro in primerne membrane za pokrivanje betona že pripravljene. Na terenu ta postopek zahteva več logističnega načrtovanja. Delo na terenu je zmanjšano na minimum. Potrebno je izvesti le čašaste temelje in zasnovo komunalnih inštalacij.

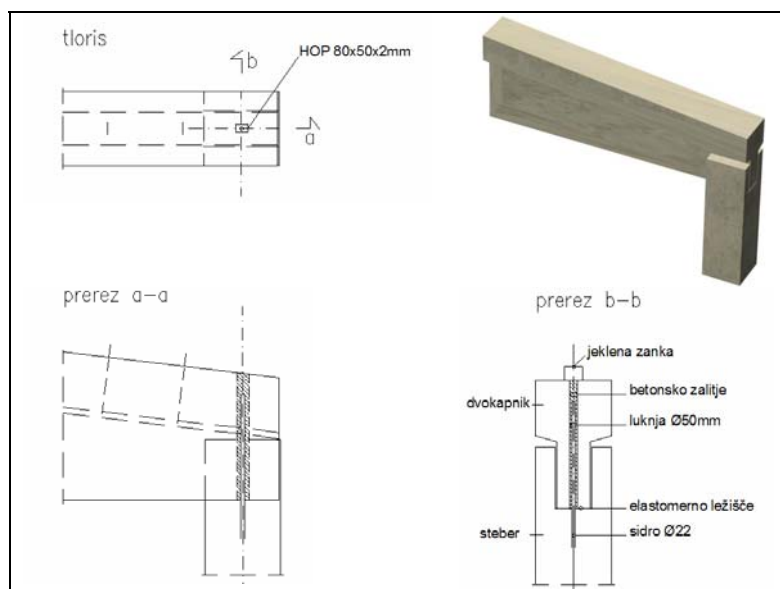
Montaža

Elemente nosilne konstrukcije se nato na gradbišče pripelje s tovornjaki. Stebre se vstavi v čaše temeljev. Po postavitvi v vertikalno lego, se jih zalije z ekspanzijskim betonom. Horizontalne nosilne elemente se nato polaga na kratke konzole in viličaste podpore na stebrih. Vse stike se po montaži zalije z betonom. Horizontalni nosilni elementi so ponavadi izvedeni tako, da imajo primerno začetno nadvišanje. S tem se doseže, da so pomiki zaradi lastne teže izničeni. Na medetažni konstrukciji, izvedeni s prednapetimi votlimi ploščami, se ponavadi dodatno izvede še sekundarno betonsko ploščo debeline cca. 5 cm, ki se jo dodatno armira z mrežami. Ta dodatna plast betona zagotavlja boljšo togost v ravnini plošče. Konstrukcija doseže svojo projektirano togost in nosilnost šele po zalitju in otrditvi vseh stikov.

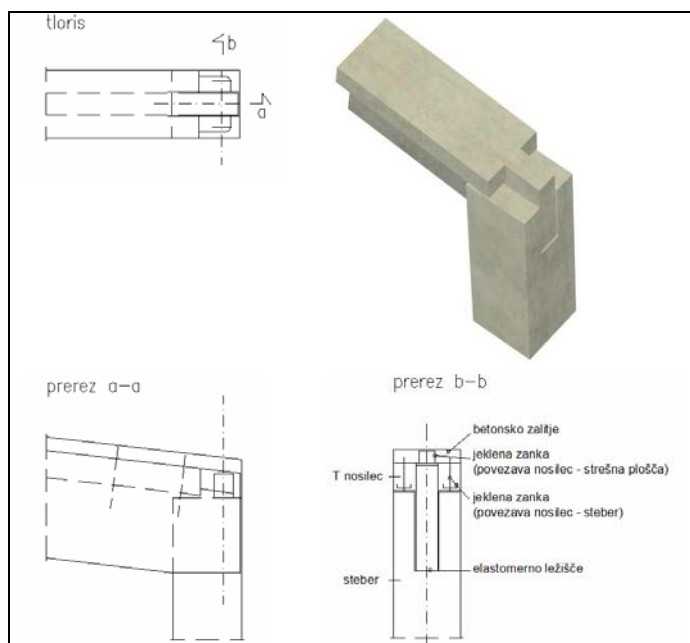
V nadaljevanju prikazujemo izvedbo nekaterih tipičnih vrst stikov.



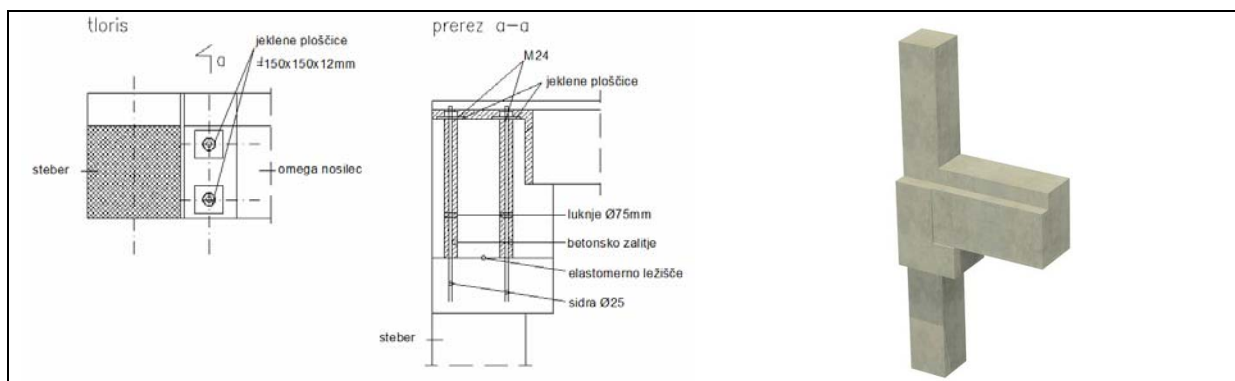
Slika 6: Naleganje strešne TT plošče na dvokapni nosilec



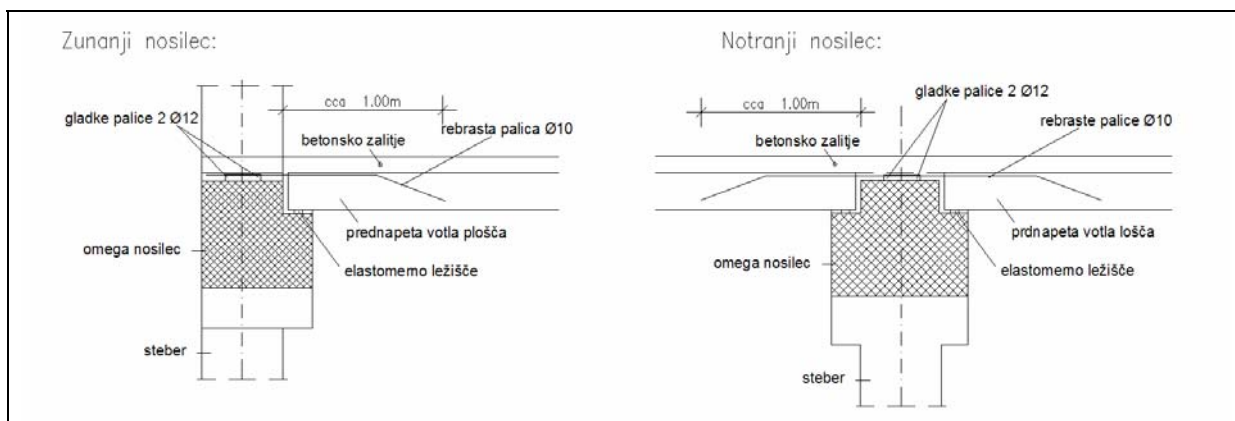
Slika 7: Naleganje dvokapnega nosilca na viličasto podporo stebra



Slika 8: Stik strešne T gredice in stebra



Slika 9: Naleganje omega nosilca na kratko konzolo stebra

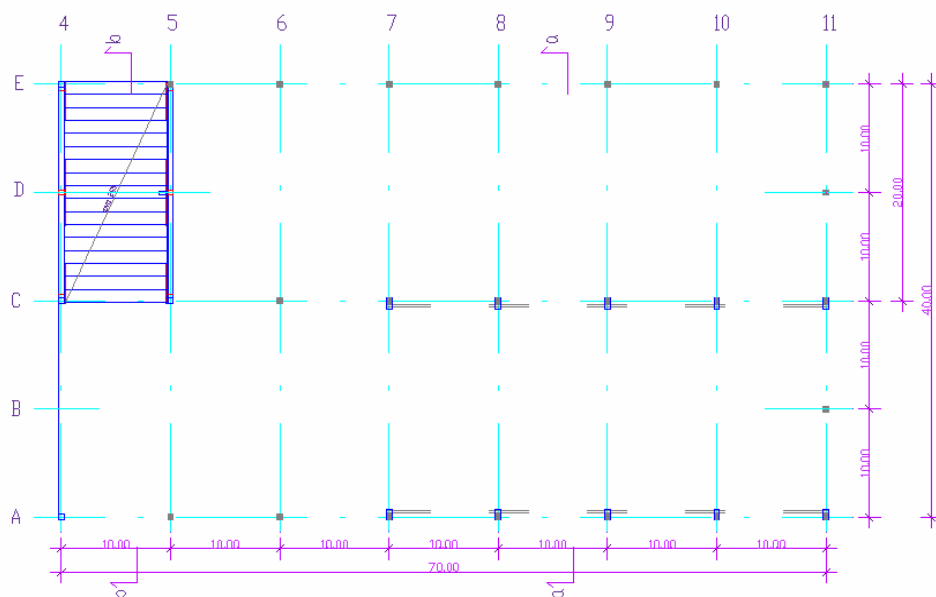


Slika 10: Naleganje PVP plošč na omega nosilce

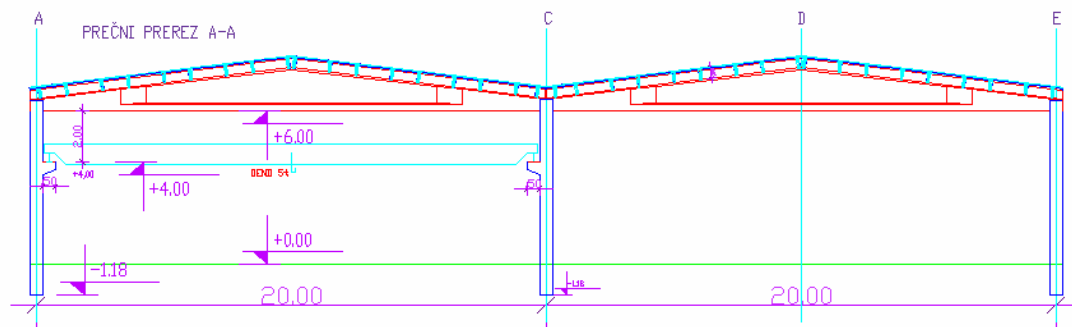
4 ENOETAŽNA INDUSTRIJSKA HALA

4.1 Opis konstrukcije

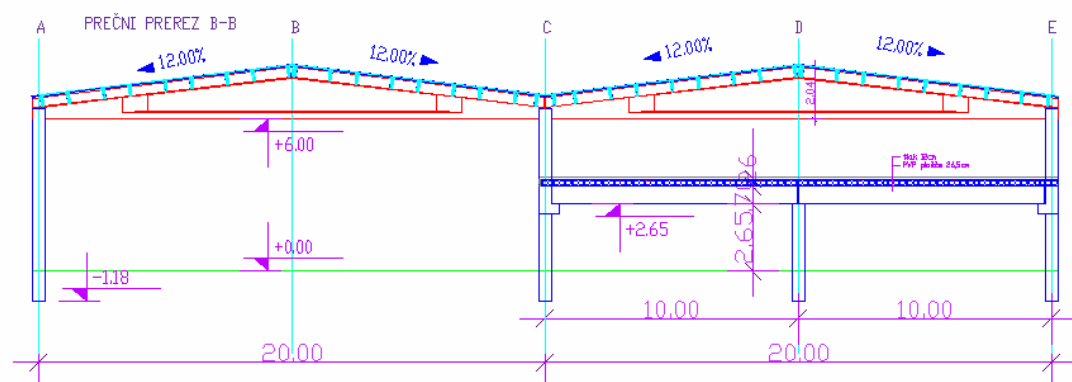
Objekt je montažna armiranobetonska hala, namenjena proizvodni dejavnosti. Nahaja se v Hrpeljah pri Kozini. Sestavljajo jo dve vzdolžni ladji širine 20.0 m, tako, da ima hala osne dimenzije 40.0 x 70.0 m. Stebri so razporejeni v mreži 10 x 20 m. Posebnost hale je medetaža med osmi 4 in 5 ter C in E. Kota spodnjega roba primarnega strešnega nosilca je 6.00 m, kota vrha medetaže pa je 3.72 m. Med osmi A in C je projektiran tudi tirni žerjav v dolžini 40 m - od osi 7 do osi 11. Konstrukcijo sestavljajo prefabricirani elementi tipa Primorje. Stebri so kvadratnega prereza dimenzij 50/50 cm. Stropno konstrukcijo medetaže sestavljajo prednapete votle plošče, ki nalegajo na ω nosilce. Le – ti so položeni na kratke konzole, ki so puščene iz stebrov. Primarni strešni nosilci so polnostenski dvokapniki z naklonom strešine 12% in razponom 20.0 m. V osi 11 dva dodatna stebra zmanjšujeta razpon strešnih nosilcev na 10 m. Zato so tukaj uporabljeni nosilci T prereza višine 80 cm, postavljeni po poševnini razpona 10.0 m. Med primarnimi strešnimi nosilci so predvidene strešne Π plošče višine 46.5 cm in razpona 10.0 m. Na njih leži še kritina, ki je PVC membrana, mehansko pritrjena na plošče.



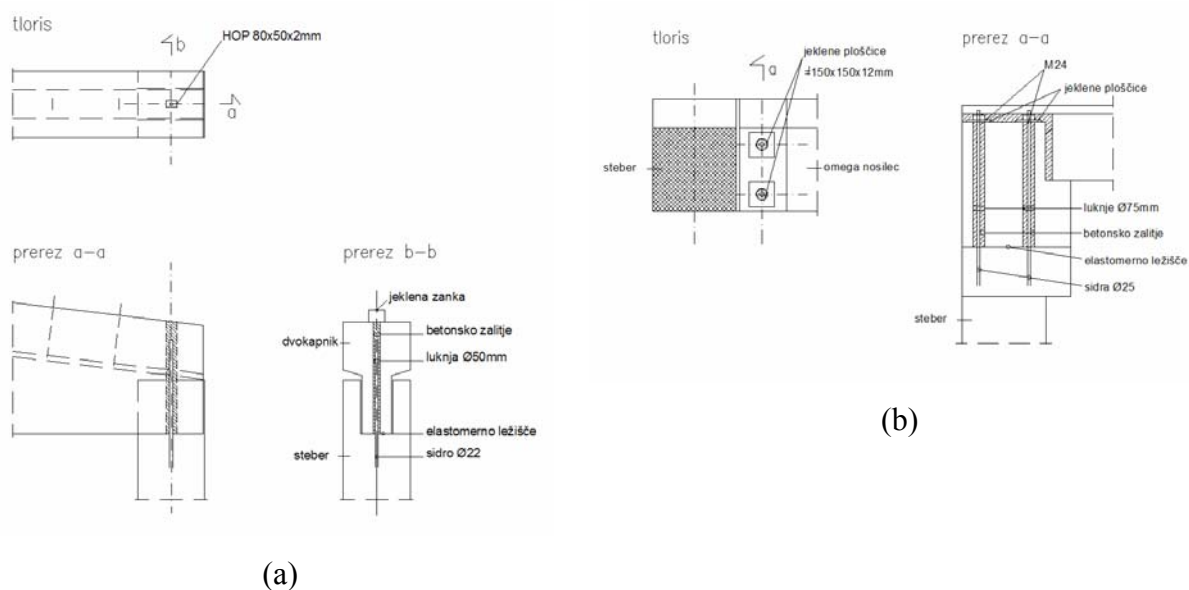
Slika 11: Tloris konstrukcije



Slika 12: Prečni prerez a - a



Slika 13: Prečni prerez b - b



Slika 14: Tipični stiki, ki nastopajo v konstrukciji: a) stik dvokapnik - stebler in b) stik omega nosilec - stebler

4.2 Materiali

Beton

Beton C 30/37:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} = 3.0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 29 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 3200 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{rd} = 0.34 \text{ N/mm}^2 = 3.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3.0}{1.5} = 2.0 \text{ kN/cm}^2$$

Specifična teža: $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$

Jeklo

Rebrasta armatura RA 400/500

$$f_{yk} = 40.0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{tk} = f_{yk} = 40.0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{40.0}{1.15} = 34.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

4.3 Obtežba

4.3.1 Stalna obtežba

Stropna plošča v medetaži

Trisne dimenzije: 10.0 x 20.0 m

- Lastna teža prednapetih votlih plošč: $g_0 = 2.35 \text{ kN/m}^2$
- Lastna teža omega nosilcev: $g_\Omega = 132.44 \text{ kN} * 4 \text{ kom} = 529.76 \text{ kN} \rightarrow 2.65 \text{ kN/m}^2$
- Stalna obtežba na plošči: $g_{\text{stalna}} = 3.0 \text{ kN/m}^2$

Streha

Tlorisne dimenzije: 70.0 x 40.0 m

- Lastna teža strešnih plošč: $g_{sp} = 2.45 \text{ kN/m}^2$
- Stalna obtežba: $g_{st} = 0.5 \text{ kN/m}^2$
- Dvokapniki: $g_{dvokapnik} = 160 \text{ kN} * 14 \text{ kom} = 2240 \text{ kN} \rightarrow 0.80 \text{ kN/m}^2$
- T – nosilci: $g_{T-nosilci} = 49.05 \text{ kN} * 4 \text{ kom} = 196.2 \text{ kN} \rightarrow 0.07 \text{ kN/m}^2$

4.3.2 Koristna obtežba

Medetaža: $q = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Nepohodna streha: $q = 0.75 \text{ kN/m}^2$

4.3.3 Obtežba z vetrom

$z = 6.1 \text{ m}$

$a = 70 \text{ m}$

$b = 40 \text{ m}$

$v_{ref,0} = 30 \text{ m/s}$

$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$

Koeficient razgibanosti terena

Objekt leži na terenu kategorije III po EC8/1. Tak teren so predmestna in industrijska območja ter območja, ki so stalno poraščena z gozdom.

$z_0 = 0.5 \text{ m}$

$k_r = 0.222 \text{ m} \dots$ koeficient terena

$z_{min} = 7 \text{ m} \dots\dots$ najmanjša višina

$z < z_{min} : c_r(z) = c_r(z_{min}) = 0.586$

Koeficient topografije:

$c_t = 1$

$$v_m(z = z_{\min}) = c_r(z) * c_t(z) * v_{ref,0} \quad (15)$$

$$v_m(z = z_{min}) = 17.576 \text{ m/s}$$

$$Iv(z) = \frac{k_I}{c_t(z) * \ln(\frac{z}{z_0})} \quad (16)$$

$$z < z_{min} : I_v(z_{min}) = 0.379$$

$$q_p(z) = (1 + 7 * I_v(z)) * 0.5 * \rho * v_m^2(z) \quad (17)$$

$$q_p(z) = 705.19 \text{ N/m}^2 = 0.70519 \text{ kN/m}^2$$

The drawing consists of two parts: a cross-section on the left and a plan view on the right.

Cross-section (Left): Labeled "Streha" (Roof). It shows a roof with a total height of 70. The roof is composed of several layers: "Kep" (ridge) at the top, followed by "Stene" (stone) and "Kep" (ridge) layers. The roof is divided into sections with a width of 1,4. The roof pitch is indicated as $\alpha = 11,4^\circ$ and $\alpha = -11,4^\circ$. The total width of the roof is 40, with a central section of 20 and side sections of 20. The roof is supported by a base of 3,5.

Plan View (Right): Labeled "Stene" (Stone). It shows a rectangular area with a width of 40 and a height of 70. The area is divided into sections labeled A, B, C, D, and E. The width is divided into sections A, B, and C, with a total width of 40. The height is divided into sections D and E, with a total height of 70.

Slika 15: Območja za račun faktorjev C_{pe} za streho (levo) in stene (desno)

$$q_w = c_{pe} * q_p(z) \quad (18)$$

Preglednica 5: Faktorji C_{pe} in obtežba vetra na stene

Zone	C_{pe}	$q_w[\text{kN/m}^2]$
A	-1.2	-0.84623
B	-0.8	-0.56415
C	-0.5	-0.3526
D	0.7	0.493635
E	-0.3	-0.21156

Preglednica 6: Faktorji C_{pe} za streho

	Naklon strehe α	F		G	H	I	J
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
	-15	-2.5	-2.8	-1.3	-0.9	-0.5	-0.7
	-5	-2.3	-2.5	-1.2	-0.8	-0.6	-0.6
	-5					0.2	0.2
	5	-1.7	-2.5	-1.2	-0.6	-0.6	-0.6
	5	0	0	0	0	0.2	0.2
	15	-0.9	-2	-0.8	-0.3	-0.4	-1
	15	0.2	0.2	0.2	0.2		
Srk	-6.93	-2.3386	-2.5579	-1.2193	-0.8193	-0.5807	-0.6193
Tlak	-6.93					0.0649	0.0263
Srk	6.93	-1.5456	-2.4035	-1.1228	-0.5421	-0.5614	-0.6772
Tlak	6.93	0.0386	0.0386	0.0386	0.0386		

Streha - srk:

$\alpha = 6.93^\circ$

Zone	C_{pe}	$q_w[\text{kN/m}^2]$
F	-1.8113	-1.27737
G	-1.1228	-0.79179
H	-0.5421	-0.38229
I	-0.5614	-0.39590
J	-0.6772	-0.47756

$\alpha = -6.93^\circ$

Zone	C_{pe}	$q_w[\text{kN/m}^2]$
F	-2.4065	-1.69708
G	-1.2193	-0.85984
H	-0.8193	-0.57776
I	-0.5807	-0.40951
J	-0.6193	-0.43673

Streha - tlak:

$\alpha = 6.93^\circ$

Zone	C_{pe}	$q_w[\text{kN/m}^2]$
F	0.0386	0.02722
G	0.0386	0.02722
H	0.0386	0.02722
I	-0.5614	-0.39590
J	-0.6772	-0.47756

$\alpha = -6.93^\circ$

Zone	C_{pe}	$q_w[\text{kN/m}^2]$
F	-2.4065	-1.69708
G	-1.2193	-0.85984
H	-0.8193	-0.57776
I	0.0649	0.04577
J	0.0263	0.01855

4.3.4 Obtežba s snegom

Objekt se nahaja v coni A na nadmorski višini približno 500 m.

$S_k = 1.9 \text{ kN/m}^2$... karakteristična vrednost obtežbe s snegom odvisna od geografske lege in geometrije konstrukcije.

Intenziteta snežne obtežbe:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k \quad (19)$$

$$S = \mu_i * 1.9 \text{ kN/m}^2$$

C_e ... koeficient izpostavljenosti ... = 1.0

C_t ... termični koeficient ... = 1.0

μ_i ... koeficient oblike obtežbe s snegom, odvisen od naklona strehe in geometrije konstrukcije. Vzamemo $\mu_i = 1.0$ – predpostavimo, da se sneg enakomerno razporedi po celotnem tlorisu strehe.

$$S = 1.9 \text{ kN/m}^2$$

4.3.5 Vpliv tirnega žerjava

Vpliv tirnih žerjavov je v EN1991 zajet v obliki različnih sil, ki jih med seboj kombiniramo v različnih obtežnih primerih. Te sile so razdeljene na vplive navpične obtežbe in vplive vodoravne obtežbe. Med navpične vplive štejemo lastno težo žerjava in težo karakterističnega bremena. Vodoravni vplivi pa so naslednji: vodoravna in prečna obtežba zaradi pospeševanja in zaviranja, pogonske sile ter vodoravne sile zaradi poševne vožnje.

V vzorčnem projektu je bil predviden tirni žerjav nosilnosti 5 ton. Vedar pa se v tem diplomskem delu osredotočimo na potresno obtežbo, ki je, kar se tiče obremenitve stebrov, merodajna v primerjavi z vplivi žerjava. Prav tako se vplivov žerjava ne kombinira s potresnimi vplivi v potresni obtežni situaciji. Zaradi teh razlogov vplivov žerjava ne bomo podrobno določali. Postopek določitve obtežbe z žerjavom je mogoče najti v standardu EN1991 – 5; Vplivi žerjavov in strojev.

4.3.6 Potresna obtežba

Predvideni projektni pospešek tal na lokaciji objekta znaša $a_g = 0.125g$. Objekt leži na tleh kategorije B, to so tla iz zelo gostega peska, proda ali zelo toge gline, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti naraščajo z globino.

Potresno gibanje na površini je v EC 8 predstavljeno v obliki elastičnih spektrov pospeškov. Obliko spektra določajo karakteristični nihajni časi T_B , T_C in T_D ter faktor tal S , ki so vsi odvisni od vrste temeljnih tal. Podani so v preglednici (7).

Preglednica 7: Vrednost parametrov, ki opisujejo elastični spekter pospeškov

Tip tal	S	$T_B[s]$	$T_C[s]$	$T_D[s]$
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.2	0.6	2.0
D	1.35	0.2	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, v splošnem dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno elastičnemu odzivu. Te sile določimo z uvedbo faktorja q , s katerim reduciramo elastični spekter odziva in ga imenujemo faktor obnašanja. Tako dobljeni spekter imenujemo projektni spekter pospeškov. Opisujejo ga enačbe (20) – (23):

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (20)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (21)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (22)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (23)$$

Faktor obnašanja računamo po enačbi (24):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5, \text{ kjer sta} \quad (24)$$

q_0 ... osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od tipa konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini.

k_w ... faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami.

$k_w = 1.0$... za okvire in okvirom ekvivalentne mešane sisteme.

$q_0 = 3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ za DCM oz.

$q_0 = 4.5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ za DCH

Za α_u / α_1 lahko približno vzamemo kar vrednost $\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$

Tako dobimo vrednosti q za razreda duktilnosti DCM in DCH:

DCM: $q_{DCM} = 3.3$

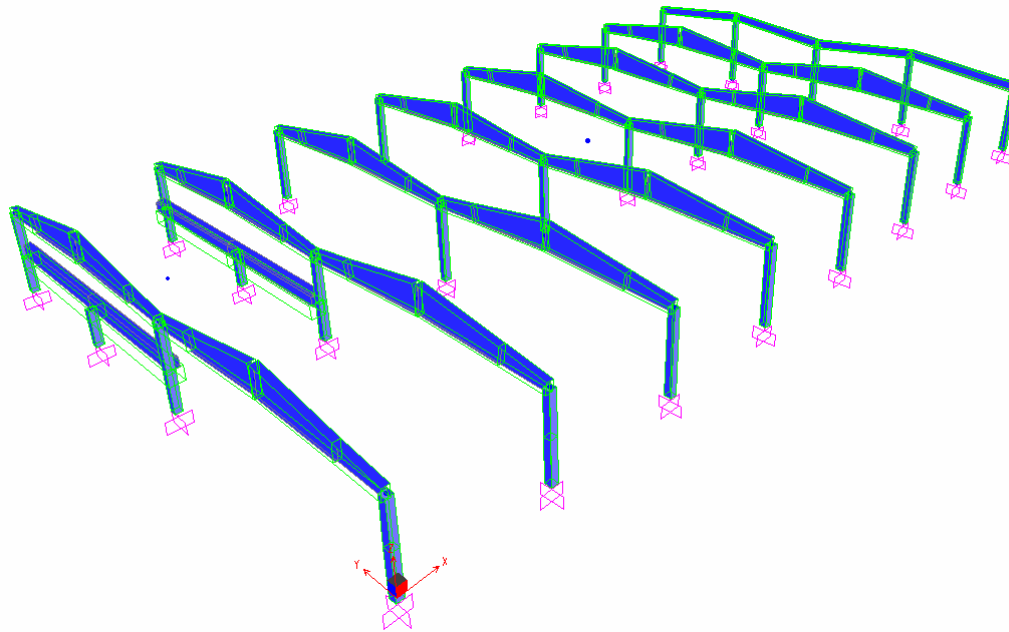
DCH: $q_{DCH} = 4.95$

4.4 Analiza konstrukcije

4.4.1 Računski model

Račun konstrukcije izvedemo s programom SAP 2000. Uporabimo prostorski računski model. Višine etaž določimo glede na težišča prereзов horizontalnih nosilnih elementov. Tako so etažne višine 3.08 m in 3.42 m, celotna višina računskega modela pa 6.5 m. Medetažno konstrukcijo in streho modeliramo s togo diafragmo. Mase in masne vztrajnostne momente podamo v težišča posameznih etaž, nato pa jih izmaknemo za 5% tlorisne dimenzije v vsaki smeri. Na ta način upoštevamo vpliv slučajne ekscentričnosti. Stebre in nosilce modeliramo z elastičnimi linijskimi končnimi elementi. Stebri so na dnu togo vpeti v temelje, medtem ko so stiki med stebri in prečkami modelirani kot členki. Dejstvo, da beton ob velikih plastičnih deformacijah razpoka, upoštevamo tako, da reduciramo vztrajnostne momente in strižne

prereze stebrov s faktorjem 0.5. Površinske obtežbe (koristna, spremenljiva, veter, sneg) prevedemo na linijske obtežbe okvirjev.



Slika 16: Računski model konstrukcije

4.4.2 Masa konstrukcije

Medetaža

Tlorisne dimenzije: 10.0 x 20.0 m

- Lastna teža PVP plošč: $G_0 = 2.35 \text{ kN/m}^2 * 10 \text{ m} * 20 \text{ m} = 470.0 \text{ kN}$
- Lastna teža Ω nosilcev: $G_\Omega = 529.8 \text{ kN}$
- Ostala stalna obtežba: $G_d = 3.0 \text{ kN/m}^2 * 10 \text{ m} * 20 \text{ m} = 600.0 \text{ kN}$
- Lastna teža stebrov: $G_c = 25 \text{ kN/m}^3 * (0.5 \text{ m})^2 * (4 * 3 \text{ m} + 2 * 1.325 \text{ m}) = 91.6 \text{ kN}$

Skupaj $G = 1691.3 \text{ kN}$

- Koristna obtežba $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2 * 10 \text{ m} * 20 \text{ m} = 700.0 \text{ kN}$

Teža na medetaži za potresno obtežno kombinacijo:

$$M_1 = 1.0 \cdot G + \psi_E \cdot Q$$

$$\psi_E = \varphi \cdot \psi_2 \quad \dots \text{kategorija E: skladišča: } \psi_2 = 0.8, \varphi = 1.0$$

$$M_1 = 2251.3 \text{ kN}$$

Masa medetaže:
$$m_1 = \frac{T_1}{g} = 229.50 \text{ t}$$

Masni vztrajnostni moment:
$$m_{\phi 1} = m_1 \cdot (L_x^2 + L_y^2) / 12 = 9562.5 \text{ tm}^2$$

Slučajna ekscentričnost mase:

$$e_i = 0.05 L_i \quad (25)$$

$$e_x = 0.05 \cdot L_x = 0.05 \cdot 20.0 \text{ m} = 1.0 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 \cdot L_y = 0.05 \cdot 10.0 \text{ m} = 0.5 \text{ m}$$

Streha

Tlorisne dimenzije: 70.0 x 40.0 m

- Lastna teža dvokapnikov: $G_{\text{dvok.}} = 2240.00 \text{ kN}$
- Lastna teža T - nosilcev: $G_T = 196.2 \text{ kN}$
- Lastna teža Π plošč: $G_{\Pi} = 2.45 \text{ kN/m}^2 \cdot 70 \text{ m} \cdot 40 \text{ m} = 6860.0 \text{ kN}$
- Ostala stalna obtežba: $G_d = 0.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 70 \text{ m} \cdot 40 \text{ m} = 1400.0 \text{ kN}$

Skupaj $G = 11153.7 \text{ kN}$

Teža na strehi za potresno obtežno kombinacijo:

$$M_2 = 1.0 \cdot G + \psi_E \cdot Q$$

$$\psi_E = \varphi \cdot \psi_2 \quad \dots \text{kategorija H: strehe: } \psi_2 = 0$$

$$M_2 = 11153.7 \text{ kN}$$

Masa strehe:
$$m_2 = \frac{M_2}{g} = 1137.0 \text{ t}$$

Masni vztrajnostni moment:
$$m_{\phi 2} = m_2 \cdot (L_x^2 + L_y^2) / 12 = 615858.8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$

Slučajna ekscentričnost mase:

$$e_x = 0.05 \cdot L_x = 0.05 \cdot 40.0 \text{ m} = 2.0 \text{ m}$$

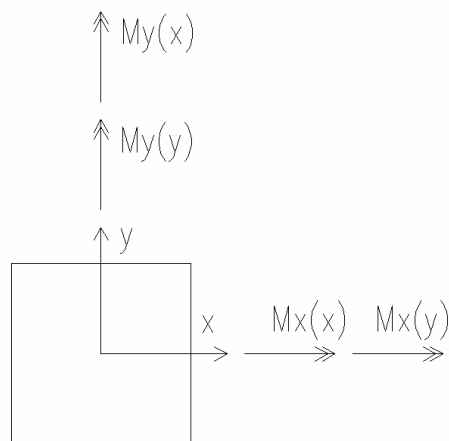
$$e_y = 0.05 \cdot L_y = 0.05 \cdot 70.0 \text{ m} = 3.5 \text{ m}$$

4.4.3 Modalna analiza s spektri odziva

Račun potresne obtežbe smo izvedli z modalno analizo s spektri odziva v programu SAP 2000. Potresni vpliv je bil upoštevan v obliki projektnih spektrov pospeškov za razreda duktilnosti DCM in DCH. V skladu z EC8/1 smo upoštevali tudi slučajno ekscentričnost mase in sicer v smislu odmika mase iz težišča posamezne etaže za 5% tlorisne dimenzije v vsaki vodoravni smeri. Iz tega dobimo štiri različne lege mase, kar pomeni štiri različne modele konstrukcije. Ovojnica obremenitev iz teh štirih primerov nam predstavlja merodajne obremenitve stebrov za potresno obtežno kombinacijo.

Za kombinacijo odzivov v različnih nihajnih oblikah uporabimo CQC metodo, ki se imenuje tudi »kompletna kvadratna kombinacija«. V tej metodi je upoštevano tudi dušenje konstrukcije. Učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva pa izračunamo na sledeči način.

Vogalni steber je v splošnem obremenjen z momenti, ki so prikazani na sliki (17).



Slika 17: Momenti na vogalni steber zaradi potresnega vpliva

Pomen oznak na sliki (17):

$M_x(x)$ moment okoli X – osi zaradi potresnega vpliva v smeri X;

$M_x(y)$ moment okoli X – osi zaradi potresnega vpliva v smeri Y;

$M_y(x)$ moment okoli Y – osi zaradi potresnega vpliva v smeri X;

$M_y(y)$ moment okoli Y – osi zaradi potresnega vpliva v smeri Y.

Oznake v oklepajih torej pomenijo smer potresnega vpliva. Kombinacijo smeri potresnega vpliva upoštevamo na sledeči način:

$$1.0M_x + 0.3M_y \quad (26)$$

in

$$0.3M_x + 1.0M_y \quad (27)$$

V enačbah (26) in (27) sta M_x in M_y izračunana na sledeči način:

$$M_x = \sqrt{M_x(x)^2 + M_x(y)^2} \quad (28)$$

$$M_y = \sqrt{M_y(x)^2 + M_y(y)^2} \quad (29)$$

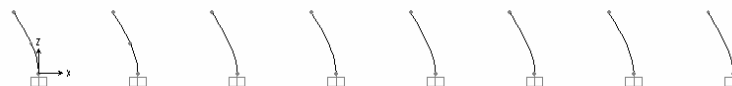
Nihajne oblike

Iz preglednic (8) in (9) opazimo, da sta prvi dve nihajni obliki močno povezani s skoraj identičnim nihajnim časom. Ti dve nihajni obliki skupaj prispevata skoraj 90% vpliva k vsoti efektivnih mas v vsaki smeri. To pomeni, da bi lahko v računu upoštevali samo prvi dve nihajni obliki. Ker pa delamo z računalniškim programom, nam ne predstavlja nobenega dodatnega dela, če v račun vzamemo vse nihajne oblike.

1. nihajna oblika: $T = 1.391s$



2. nihajna oblika: $T = 1.377s$



Slika 18: Prvi dve nihajni obliki

Preglednica 8: Faktorji participacije efektivne mase za pomike

Nihajna oblika	Nihajni čas	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
	[s]						
1	1.3906	0.3619	0.5084	0.0000	0.3619	0.5084	0.0000
2	1.3766	0.5385	0.3711	0.0000	0.9005	0.8795	0.0000
3	1.0903	0.0093	0.0329	0.0000	0.9097	0.9124	0.0000
4	0.2494	0.0789	0.0106	0.0000	0.9887	0.9229	0.0000
5	0.2440	0.0107	0.0769	0.0000	0.9994	0.9998	0.0000
6	0.1477	0.0007	0.0002	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000

Preglednica 9: Faktorji participacije efektivne mase za zasuke

Nihajna oblika	Nihajni čas	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	[s]						
1	1.3906	0.5638	0.3923	0.8555	0.5638	0.3923	0.8555
2	1.3766	0.4044	0.5870	0.0158	0.9682	0.9792	0.8712
3	1.0903	0.0235	0.0122	0.0877	0.9917	0.9914	0.9589
4	0.2494	0.0010	0.0075	0.0395	0.9927	0.9989	0.9984
5	0.2440	0.0073	0.0010	0.0011	1.0000	0.9999	0.9995
6	0.1477	0.0000	0.0001	0.0005	1.0000	1.0000	1.0000

Celotna potresna sila

Kot rezultat modalne analize dobimo celotno potresno silo (base shear), ki deluje na konstrukcijo z določeno maso v smeri obravnavanega potresa. Celotne potresne sile posamezne etaže so podane v sledeči preglednici:

Preglednica 10: Celotne potresne sile za oba razreda duktilnosti

	Potres X		Potres Y	
	Fx[kN]	Fy[kN]	Fx[kN]	Fy[kN]
DCH	427.5	179.4	182.0	417.7
DCM	640.5	269.1	272.7	626.5

Po kombinaciji vplivov različnih smeri potresne obremenitve dobimo celotne potresne sile. V preglednici (11) jih primerjamo s celotno težo konstrukcije, ki jo upoštevamo pri računu mase. Celotna teža konstrukcije znaša 13 411 kN.

Preglednica 11: Celotne potresne sile in razmerja glede na celotno težo objekta

	Fx[kN]	Fx/G	Fy[kN]	Fy/G
DCH	464.6	0.035	454.6	0.034
DCM	696.1	0.052	681.9	0.051

Vrednosti iz projektnega spektra pospeškov za prvo nihajno obliko so:

DCH: $S_d(T = 1.39s) = 0.027g$

DCM; $S_d(T = 1.39s) = 0.041g$

Razmerje potresnih sil proti celotni teži konstrukcije so večje zaradi vpliva druge nihajne oblike, ki je, kot smo že omenili, močno povezana s prvo nihajno obliko.

Ujemanja razmerij med potresnimi silami in težo konstrukcije ter vrednostmi iz spektra pospeškov nam služijo kot kontrola pravilnosti rezultatov modalne analize.

4.4.4 Kombinacije vplivov

4.4.4.1 Osnovne obtežne kombinacije

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (30)$$

Pri osnovni obtežnih kombinacijah kombiniramo samo osnovne statične obtežne primere.

Osnovni obtežni primeri:

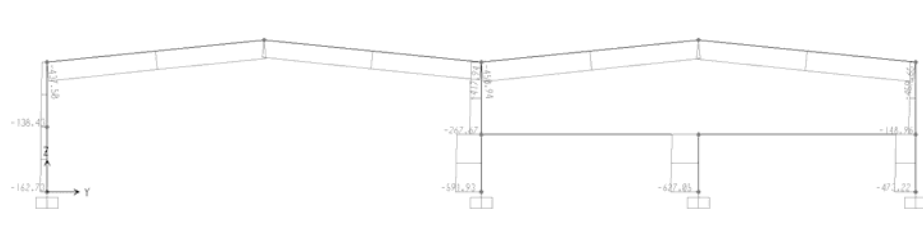
- G ... lastna in stalna obtežba
- Q ... koristna obtežba
- S ... obtežba s snegom
- W ... obtežba z vetrom

Kombinacije osnovnih obtežnih primerov:

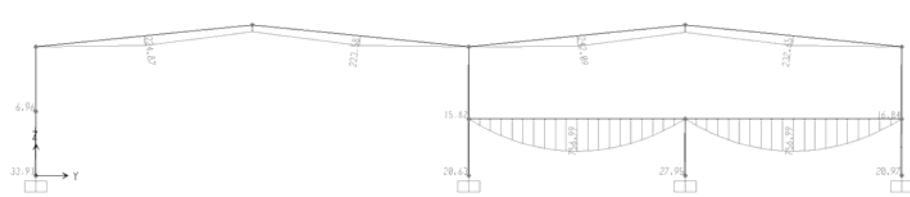
1. $1.35 * G + 1.50 * Q + 0.75 * S + 0.90 * W$
2. $1.35 * G + 1.05 * Q + 1.50 * S + 0.90 * W$
3. $1.35 * G + 1.05 * Q + 0.75 * S + 1.50 * W$

Osnovne obtežne kombinacije povzročajo predvsem osne sile v stebrih in momente v prečkah. Momente v stebrih povzroča le obtežba vetra, vendar so ti momenti v primerjavi z momenti, ki jih dobimo iz potresne obtežne kombinacije, majhni. Za dimenzioniranje stebrov je merodajna potresna obtežna situacija.

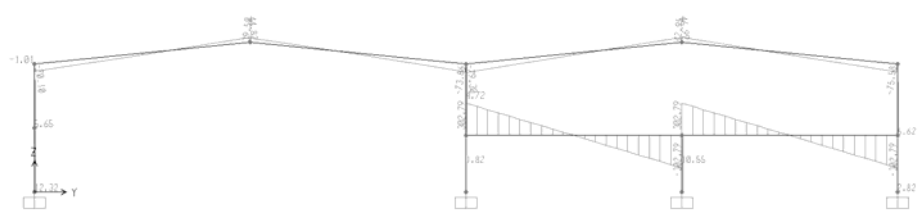
Kot primer so podane obremenitve okvirja v osi 4 za obtežno kombinacijo številka 1:



(a) Osne sile



(b) Upogibni momenti



(c) Prečne sile

Slika 19: Notranje sile okvirja v osi 4

4.4.4.2 Potresna obtežna kombinacija

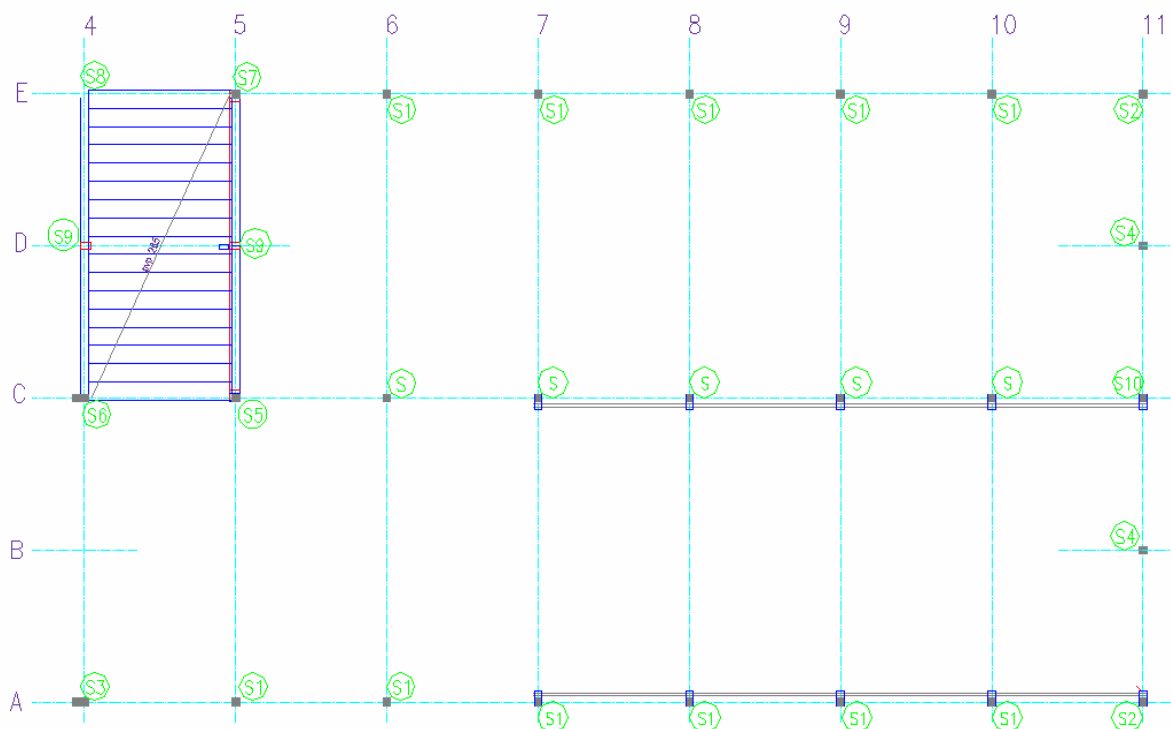
Kombinacija za potresno projektno situacijo je:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (31)$$

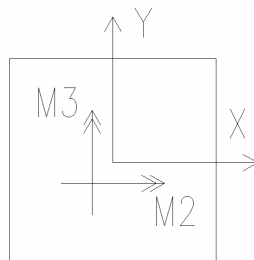
Kombinacijski faktorji $\psi_{2,i}$ za veter in sneg so enaki 0. Prav tako je kombinacijski faktor $\psi_{2,i}$ za streho enak 0. Tako je edina spremenljiva obtežba, ki prispeva pri potresni obtežni situaciji, spremenljiva obtežba na medetaži. Ta se kombinira s faktorjem $\psi_{2,i} = 0.8$, ki ga standard predvideva za koristno obtežbo skladišč.

$$G + A_{Ed} + 0.8 \cdot Q_1$$

Obremenitve stebrov



Slika 20: Pozicijski načrt stebrov



Slika 21: Oznaka smeri momentov, ki jih uporablja program SAP 2000

Preglednica 12: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.3Q + Ex + 0.3Ey$

POZ	POTRES DCH			POTRES DCM		
	N[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]	N[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]
S	-299.9	41.5	78.6	-299.9	62.2	117.8
S1	-169.4	47.0	88.9	-169.4	70.5	133.2
S2	-76.5	47.3	88.9	-76.5	71.0	133.2
S3	-144.4	53.5	88.9	-144.4	80.3	133.2
S4	-114.0	47.3	82.9	-114.0	71.0	124.3
S5	-508.1	41.1	77.5	-508.1	61.6	116.1
S6	-458.1	47.8	77.5	-458.1	71.7	116.1
S7	-377.6	41.1	84.6	-377.6	61.6	126.8
S8	-352.6	47.8	84.6	-352.6	71.7	126.8
S9	-434.83	62.38	96.82	-434.83	93.61	145.09
S10	-89.00	47.35	78.62	-89.00	70.96	117.81

Preglednica 13: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.3Q + 0.3Ex + Ey$

POZ	POTRES DCH			POTRES DCM		
	N[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]	N[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]
S	-299.9	87.5	37.5	-299.9	131.2	56.2
S1	-169.4	97.4	50.5	-169.4	146.1	75.7
S2	-76.5	94.2	50.5	-76.5	141.1	75.7
S3	-144.4	107.9	50.5	-144.4	161.9	75.7
S4	-114.0	94.2	41.9	-114.0	141.1	62.8
S5	-508.1	87.0	35.7	-508.1	130.5	53.5
S6	-458.1	97.7	35.7	-458.1	146.5	53.5
S7	-377.6	87.0	44.7	-377.6	130.5	67.1
S8	-352.6	97.7	44.7	-352.6	146.5	67.1
S9	-434.83	126.02	46.55	-434.83	189.07	69.74
S10	-89.00	94.17	37.48	-89.00	141.09	56.17

Pri kontroli pomikov kasneje ugotovimo, da je potrebno približno upoštevanje teorije drugega reda za razred duktilnosti DCH. Vpliv teorije drugega reda približno zajamemo s poenostavljeno $P - \Delta$ metodo. Ta metoda predvideva, da vse obremenitve, ki nastanejo zaradi potresnih vplivov, pomnožimo s faktorjem $1/(1-\theta)$. Faktor θ znaša:

$\theta = 0.14$ za DCH

Obremenitve stebrov moramo torej povečati z naslednjimi faktorji:

$1/(1-\theta) = 1.16$ za DCH

Končne obremenitve stebrov so:

Preglednica 14: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.3Q + Ex + 0.3Ey$ z upoštevanjem poenostavljene $P - \Delta$ metode

POZ	POTRES DCH			POTRES DCM		
	N[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]	N[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]
S	-299.9	48.2	91.4	-299.9	62.2	117.8
S1	-169.4	54.6	103.3	-169.4	70.5	133.2
S2	-76.5	55.1	103.3	-76.5	71.0	133.2
S3	-144.4	62.2	103.3	-144.4	80.3	133.2
S4	-114.0	55.1	96.4	-114.0	71.0	124.3
S5	-508.1	47.8	90.1	-508.1	61.6	116.1
S6	-458.1	55.6	90.1	-458.1	71.7	116.1
S7	-377.6	47.8	98.3	-377.6	61.6	126.8
S8	-352.6	55.6	98.3	-352.6	71.7	126.8
S9	-434.8	72.5	112.6	-434.8	93.6	145.1
S10	-89.0	55.1	91.4	-89.0	71.0	117.8

Preglednica 15: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.3Q + 0.3Ex + Ey$ z upoštevanjem poenostavljene $P - \Delta$ metode

POZ	POTRES DCH			POTRES DCM		
	N[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]	N[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]
S	-299.9	101.7	43.6	-299.9	131.2	56.2
S1	-169.4	113.3	58.7	-169.4	146.1	75.7
S2	-76.5	109.5	58.7	-76.5	141.1	75.7
S3	-144.4	125.5	58.7	-144.4	161.9	75.7
S4	-114.0	109.5	48.7	-114.0	141.1	62.8
S5	-508.1	101.2	41.5	-508.1	130.5	53.5
S6	-458.1	113.6	41.5	-458.1	146.5	53.5
S7	-377.6	101.2	52.0	-377.6	130.5	67.1
S8	-352.6	113.6	52.0	-352.6	146.5	67.1
S9	-434.8	146.5	54.1	-434.8	189.1	69.7
S10	-89.0	109.5	43.6	-89.0	141.1	56.2

Standard določa, da normirana osna sila v stebrih ne sme preseči vrednosti, ki so določene za vsak razred duktilnosti posebej. Mejne vrednosti so:

DCM: $v_{d,max} = 0.65$

DCH: $v_{d,max} = 0.55$

Normirano osno silo računamo po enačbi (32):

$$v_d = \frac{N_{ed}}{f_{cd} A_c} \quad (32)$$

To pomeni, da bi lahko bila največja osna sila, ki se lahko pojavi v stebrih

$N_{max} = 3250$ kN za razred DCM

in

$N_{max} = 2750$ kN za razred DCH.

V našem primeru se največja osna sila pojavi v notranjem vogalnem stebri ob medetaži (POZ S5) in znaša $N = 508.1$ kN. Zahteva standarda je torej v vseh primerih izpolnjena.

4.5 Dimenzioniranje elementov

K potresni odpornosti take hale v veliki večini prispevajo samo stebri, ker so stiki med stebri in prečkami členkasti. Tako se vsa potresna energija disipira ob vpetju stebrov v temelje. Zato se pri dimenzioniranju elementov omejimo samo na stebre.

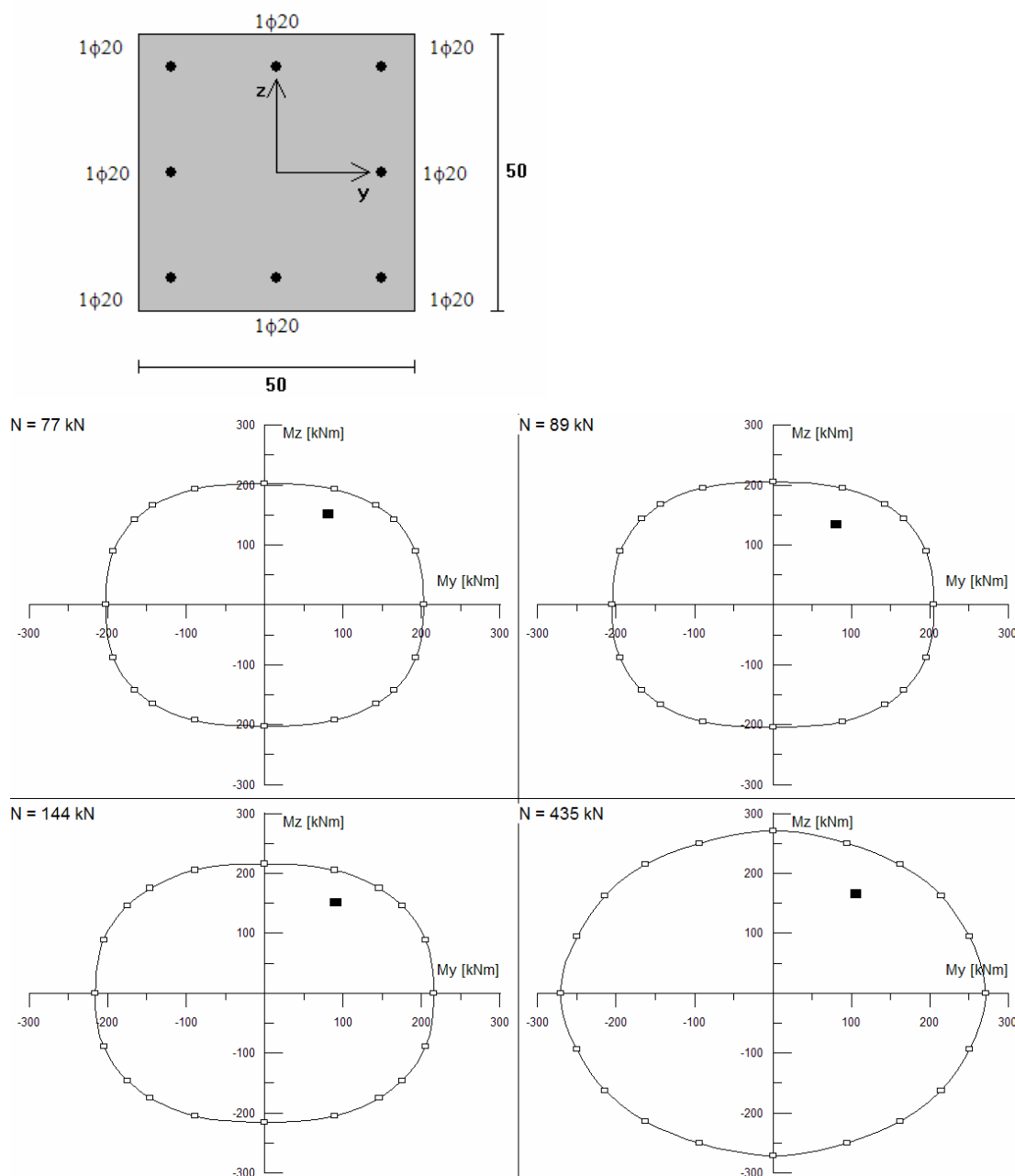
4.5.1 Vzdolžna armatura

Maksimalne momente ob vpetju stebrov dobimo iz potresne obtežne kombinacije, največjo osno silo pa dobimo iz osnovnih (statičnih) obtežnih kombinacij. Ker pa so, ob takem nivoju osne sile, momenti merodajni za nosilnost prereza, stebre dimenzioniramo na potresno obtežno kombinacijo. V vseh stebrih izberemo enako armaturo, saj so vse obremenitve enakega velikostnega razreda. Rezultati dimenzioniranja nam dajo v vseh stebrih majhno stopnjo armiranja: $\mu = 0.01A_c$ (DCM) in $m = 0.007A_c$ (DCH). Zahteva po minimalni armaturi v EC8 znaša $\mu_{\min} = 0.01A_c$. To velja za stopnjo duktilnosti DCM, kot tudi za DCH. Razlika je v tem, da je za razred DCH predpisana največja razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicami 15 cm. To pomeni, da moramo med vogalne palice razvrstiti še dve vzdolžni palici. Za razred DCM je ta razdalja 20 cm. V tem primeru je med vogalnimi palicami potrebna le še ena palica.

C 30/37
 S 400

Arm. od roba 5.0 cm

$\mu = 1.01\%$

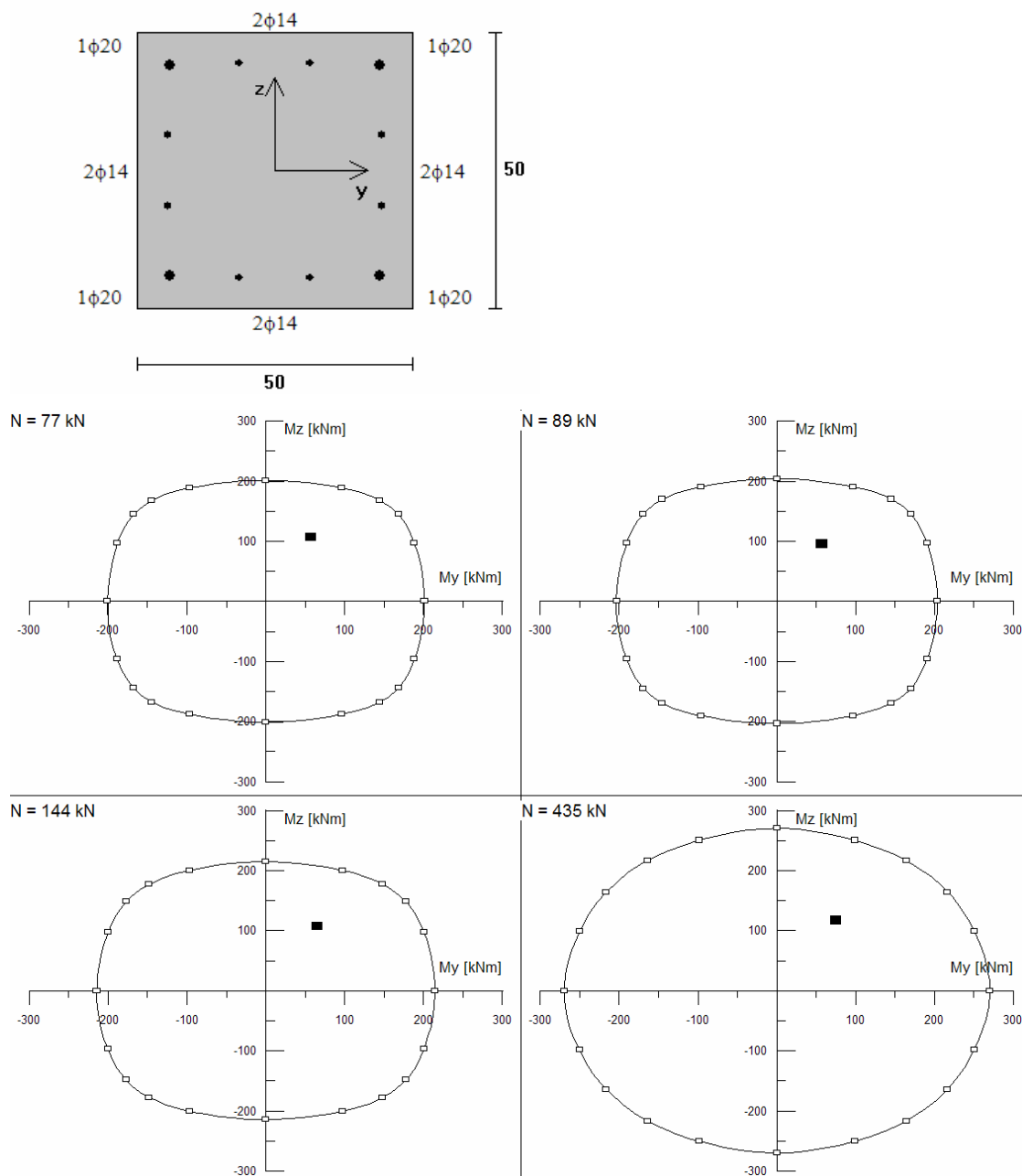


Slika 22: Dimenzioniranje za DCM - stebri S2, S3, S9 in S10

C 30/37
S 400

Arm. od roba 5.0 cm

$\mu = 1.00\%$



Slika 23: Dimenzioniranje za DCH – Stebri S2, S3, S9 in S10

4.5.2 Prečna armatura

Projektno prečno silo v stebrih izračunamo po metodi načrtovanja nosilnosti. Predpostavimo trikotno razporeditev momentov po stebrih, kar pomeni, da so prečne sile po posameznih etažah konstantne. Stebre razdelimo v dve skupini. V prvi skupini so stebri ob medetaži (t.j. POZ S5, S6, S7, S8 in S9), ki imajo višji nivo osne sile kot ostali stebri. Vsi ti stebri, z izjemo stebra S9, pa imajo v vsaki etaži različen nivo prečne sile. V ostalih stebrih, ki samo na vrhu podpirajo strešno konstrukcijo, je prečna sila po vsej višini konstantna.

Prečno silo po metodi načrtovanja nosilnosti izračunamo po enačbi (33):

$$V_{rd} = \frac{M_{rd}}{h} * \gamma_{ov} \quad (33)$$

M_{rd} ... odpornostni moment prereza, ki je odvisen od vzdolžne armature in osne sile v prerezu.

h ... višina od začetka etaže do vrha stebra

γ_{ov} ... faktor dodatne nosilnosti

Predpostavka o trikotni razporeditvi momentov po višini stebrov ob medetaži je sama po sebi groba. Pogledati je potrebno dejansko momentno linijo in videti, ali smo na varni strani.

Program SAP 2000 nam za momente zaradi potresne obtežbe nariše diagram momentov, kot je prikazan na sliki (24a). Vendar pa ta diagram predstavlja ovojnico pozitivnih in negativnih vrednosti. Momentna linija bi lahko bila tudi taka, kot je prikazana na sliki (24b) z rdečo črto.



Slika 24: Momentna linija stebra o medetaži a) iz programa SAP, b) možna oblika dejanske momentne linije

Če bi se v stebri pojavila taka oblika momentne linije, kot je prikazana na sliki (23b), bi naša predpostavka dajala rezultate na izrazito nevarni strani. Naklon momentne linije je v tem primeru večji kot pri trikotni razporeditvi, torej bi bila tudi prečna sila večja. Nekateri analitični izračuni kažejo, da se dejansko lahko pojavi taka momentna linija v stebrih ob medetaži. Vendar pa bo potrebno v prihodnosti ta fenomen bolje raziskati. Za prikaz principov računa prečne sile po metodi načrtovanja nosilnosti se bomo v okviru te diplomske naloge zadovoljili s predpostavko o trikotni razporeditvi momentov po višini stebra.

Preglednica 16: Projektne prečne sile po metodi načrtovanja nosilnosti

Nivo[m]	oznaka	Nmin kN	Nmax kN	DCH		DCM	
				MRd kN-m	VCD kN	MRd kN-m	VCD kN
0	S, S1, S2, S3, S4, S10	-76.5	-299.9	287.9	57.6	287.9	57.6
0	S5, S6, S7, S8, S9	-352.6	-508.1	325.9	65.2	325.9	65.2
3.08	stebri nad medetažo	-147.6	-177.9	265.0	100.7	265.0	100.7

Račun strižne armature v skladu z EC2

Strižna sila, ki jo lahko prenese stebel brez prečne armature:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0.15 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d \quad \text{EC2 (člen 6.2.2 enačba 6.2.a)}$$

Vendar največ:

$$V_{Rd,c}^{\min} = (v_{\min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d \quad \text{EC2 (člen 6.2.2 enačba 6.2.b)}$$

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

$$b_w = 500.0 \text{ mm}$$

$$d = 450.0 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$N_{Ed} = 508.1 \text{ kN}$$

$$k_1 = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{(200 / d[\text{mm}])} = 1.67 \leq 2.00$$

$$\rho_l = A_{sl} / (2(b_w d)) = 0.005$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.20 \text{ kN/cm}^2 \leq 0.4 f_{cd} = 0.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.12$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.54$$

$$V_{Rd,c} = 242.69 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c}^{\min} = 190.59 \text{ kN}$$

Prečna sila, ki jo lahko prenese steber glede na noslinost tlačnih diagonal:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} / (ctg \vartheta + tg \vartheta) \quad \text{EC2 (člen 6.2.3 enačba 6.3)}$$

$$v_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} [\text{MPa}] / 250) = 0.53$$

$$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) = 1.1 \quad \text{for } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd}$$

$$z = 0.9 d = 40.5 \text{ cm}$$

$$\vartheta = 45.0^\circ$$

$$ctg \vartheta = 1.0$$

$$tg \vartheta = 1.0$$

$$V_{Rd,max} = 1177.85 \text{ kN}$$

Projektne prečne sile so v vseh stebrih manjše od sile, ki jo lahko prenese steber brez prečne armature. Zato v vseh stebrih zunaj kritičnih območij zadostuje minimalna armatura v skladu s slovenskim nacionalnim dodatkom k standardu EC2.

$$s_{l,max} = \min(12d_{bl}^{\min}, h, b, 300 \text{ mm}) = 240 \text{ mm}$$

Izberem stremena $\Phi 8/24 \text{ cm}$... zunaj kritičnih območij.

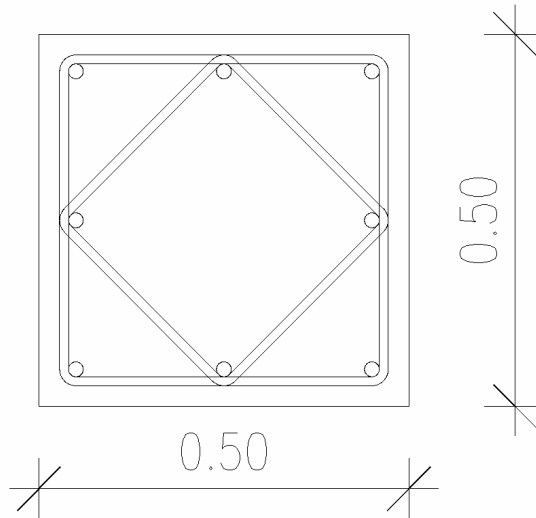
Na razdalji 50 cm nad in pod stiki stebrov in prečk v medetaži pa moramo stremena dodatno zgostiti s faktorjem 0.6:

Stremena $\Phi 8/14 \text{ cm}$... 50 cm nad in pod prečkami

Projektiranje stremen v kritičnih območjih stebrov za stopnjo duktilnosti DCM:

Razpored vzdolžne armature stebrov je za vse pozicije stebrov enak. Zato sta tudi količina in razmak stremen v kritičnih območjih enaka. Stremena oblikujemo tako, da so vse vzdolžne

palice podprte. Oblika stremen je razvidna iz slike (25). Prikazan je račun za stebre ob medetaži (POZ S5, S6, S7, S8 in S9).



Slika 25: Razpored vzdolžne in prečne armature(v kritičnih območjih) za razred DCM

Dimenzije stebra:

$$h_c = b_c = 50.0 \text{ cm}$$

$$l_{cl} = 600.0 \text{ cm}$$

Normirana osna sila:

$$v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 0.1 < 0.65$$

$$N_{Ed} = 508.1 \text{ kN}$$

Dolžina kritičnega območja:

$$l_{cr} = \max(h_c; l_{cl} / 6; 45 \text{ cm}) = 100.0 \text{ cm}$$

Vzdolžna armatura:

$$4 \Phi 20 \text{ mm} + 4 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon_{sy,d} = 1.74 \text{ ‰} = 0.00174$$

Faktor duktilnosti za ukrivljenost:

$$q = 3.30$$

$$T_1 = 1.39 \text{ s} > T_c = 0.40 \text{ s:}$$

$$\mu_\phi = 1 - 2q_0 = 5.60$$

Objetje betonskega jedra:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\varphi} \nu_d \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

EC8 (člen 5.4.3.2.2 enačba 5.15)

ω_{wd} mehanski volumski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja.

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

$$a = 5 \text{ cm}$$

$$b_0 = h_0 = 42.8 \text{ cm}$$

$$b_i = 20 \text{ cm}$$

$$s = 15 \text{ cm}$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_6 b_i^2 / 6b_0h_0 = 0.79$$

EC8 (člen 5.4.3.2.2 enačba 5.16)

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_0)(1 - s / 2h_0) = 0.72$$

EC2 (člen 5.4.3.2.2 enačba 5.17)

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 0.57$$

Izpolnjene morajo biti minimalne zahteve glede objetja betonskega jedra ter minimalne razdalje med stremeni:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 0.00$$

$$\omega_{wd} \geq 0.08$$

$$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$$

$$s = \min(b_0 / 2; 175; 8d_{bl}^{\min}) = \min(220; 175; 160) = 160 \text{ mm}$$

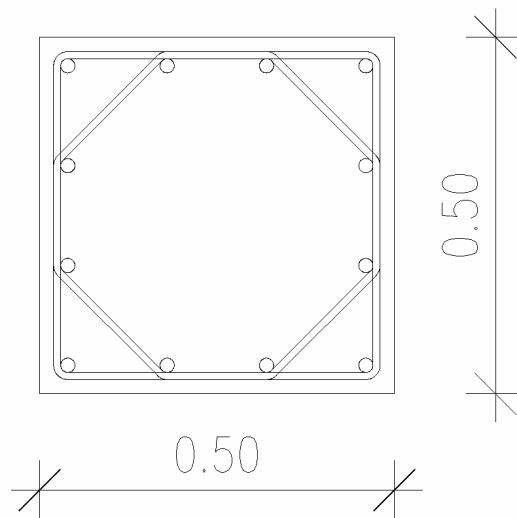
V kritičnih območjih stebrov stremena zgostimo na $\Phi 8 / 15 \text{ cm}$

$$\alpha\omega_{wd} = 0.05 \geq 0.00 \text{ OK}$$

$$\omega_{wd} = 0.09 > 0.08 \text{ OK}$$

Projektiranje stremen v kritičnih območjih stebrov za stopnjo duktilnosti DCH:

Pri DCH potrebujemo med vogalnimi palicami še dve palici, razporejeni po stranici. Zato je tudi oblika stremen nekoliko drugačna.



Slika 26: Razpored vzdolžne in prečne armature (v kritičnih območjih) za DCH

Dimenzije stebra:

$$h_c = b_c = 50.0 \text{ cm}$$

$$l_{cl} = 600.0 \text{ cm}$$

Normirana osna sila:

$$v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 0.10 < 0.55$$

$$N_{Ed} = 508.1 \text{ kN}$$

Dolžina kritičnega območja:

$$l_{cr} = 1.5 \cdot \max(1.5 \cdot h_c; l_{cl} / 6; 45 \text{ cm}) = 150.0 \text{ cm}$$

Vzdolžna armatura:

$$4 \Phi 20 \text{ mm} + 8 \Phi 14 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 24.88 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon_{sy,d} = 1.74\text{‰} = 0.00174$$

Faktor duktilnosti za ukrivljenost:

$$q = 4.95$$

$$T_1 = 1.39 \text{ s} > T_c = 0.40 \text{ s}$$

$$\mu_\varphi = 1 - 2q_0 = 8.9$$

Objetje betonskega jedra:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\varphi v_d \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

EC8 (člen 5.4.3.2.2 enačba 5.15)

ω_{wd} mehanski volumski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega

območja.

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

$$a = 5 \text{ cm}$$

$$b_0 = h_0 = 42.8 \text{ cm}$$

$$b_i = 13.33 \text{ cm}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_6 b_i^2 / 6b_0h_0 = 0.91 \quad \text{EC8 (člen 5.4.3.2.2 enačba 5.16)}$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_0)(1 - s / 2h_0) = 0.81 \quad \text{EC2 (člen 5.4.3.2.2 enačba 5.17)}$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 0.73$$

Izpolnjene morajo biti minimalne zahteve glede objetja betonskega jedra, minimalne razdaje med stremeni ter minimalnega prereza stremenske armature.

$$\alpha\omega_{wd} \geq 0.02$$

$$\omega_{wd} \geq 0.12$$

$$d_{bw} \geq 0.4 d_{bl, \max} \sqrt{f_{ydl} / f_{ydw}} = 8.0 \text{ mm} \quad \text{EC8 (člen 5.5.3.2.2 enačba 5.31)}$$

$$s = \min(b_0 / 3; 125; 6d_{bl}^{\min}) \quad \text{EC8 (člen 5.5.3.2.2 enačba 5.32)}$$

$$s_{\min} = \min(147 \text{ mm}; 125 \text{ mm}; 120 \text{ mm}) = 120 \text{ mm}$$

V kritičnih območjih stebrov stremena zgostimo na $\Phi 8 / 10 \text{ cm}$

$$\omega_{wd} = 0.14 > 0.12 \text{ OK}$$

$$\alpha\omega_{wd} = 0.10 \geq 0.02 \text{ OK}$$

4.6 Kontrola pomikov

Pomike konstrukcije pri potresni obtežni kombinaciji izračunamo s programom SAP 2000. Namesto projektnih spektrov, ki so reducirani s faktorjem obnašanja, v tem primeru uporabimo elastični spekter pospeškov. Če bi računali s projektnimi spektri, bi iz elastične

analize dobili pomike, ki bi ustrezali pomikom na meji elastičnosti. Pomiki, ki se zgodijo zaradi plastičnih deformacij konstrukcije, v tem rezultatu ne bi bili zajeti.

Najprej preverimo vpliv teorije drugega reda. Nato pa zaradi omejitve poškodb nekonstrukcijskih elementov kontroliramo še etažne pomike.

Vpliv teorije drugega reda

V skladu z EC 8 nam teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, če v vseh etažah velja:

$$\theta = \frac{P_{TOT}}{V_{TOT}} \frac{d_r}{h} \leq 0.10 \quad \text{EC8 (člen 4.4.2.2 enačba 4.28)}$$

θ koeficient občutljivosti za etažne pomike;

P_{TOT} celotna osna sila etaže;

V_{TOT} celotna prečna sila etaže zaradi potresne obtežbe;

d_r etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže. Vodoravni pomiki d_s so izračunani z elastičnim spektrom pospeškov;

h višina etaže.

Če $0.10 < \theta \leq 0.20$, je potrebno upoštevati približno teorijo drugega reda.

Če $0.20 < \theta \leq 0.30$, je potrebno upoštevati točno teorijo drugega reda.

Vrednost θ je omejena z vrednostjo 0.30. Če dobimo večjo vrednost, moramo pomike zmanjšati s povečanjem togosti konstrukcije.

Preglednica 17: Faktorji θ za razred duktilnosti DCH

DCH	P_{TOT} [kN]	V_{TOT} [kN] F1	F2	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	$h_{etaže}$ [cm]	θ_{x-smer}	θ_{y-smer}
medetaža	789.7	70.7	85.2	1.90	1.90	308.00	0.07	0.06
streha	6543.7	356.8	347.3	4.90	4.80	650.00	0.14	0.14

Preglednica 18: Faktorji θ za razred duktilnosti DCM

DCM	$P_{TOT}[\text{kN}]$	$V_{TOT}[\text{kN}]$ F1	F2	$d_{rx}[\text{cm}]$	$d_{ry}[\text{cm}]$	$h_{etaže}[\text{cm}]$	$\theta_{x\text{-smer}}$	$\theta_{y\text{-smer}}$
medetaža	789.7	105.9	127.8	1.90	1.90	308.00	0.05	0.04
streha	6543.7	534.6	520.4	4.90	4.80	650.00	0.09	0.09

Pri DCH moramo torej upoštevati približno teorijo drugega reda v obliki poenostavljene $P - \Delta$ metode. Za DCM pa upoštevanje teorije drugega reda ni potrebno.

Poenostavljena $P - \Delta$ metoda predvideva, da se vse obremenitve zaradi potresnih vplivov pomnoži s faktorjem $1/(1 - \theta)$.

$$1/(1 - 0.14) = 1.16$$

Kontrola etažnih pomikov

Za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, so etažni pomiki omejeni na sledeči način:

$$d_r v \leq 0.010 h$$

d_r projektni etažni pomik

h ... višina etaže

v ... redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb

Mejni etažni pomik znaša:

$$d_r = 0.010 * h / v = 0.025 h$$

Kontroliramo etažne pomike ob medetaži, saj so tam najbolj kritični.

	x - smer $d_{rx}/h_{etaže}$	y - smer $d_{ry}/h_{etaže}$	mejni $d_r/h_{etaže}$
medetaža	0.006	0.006	0.025
1. etaža	0.014	0.014	0.025

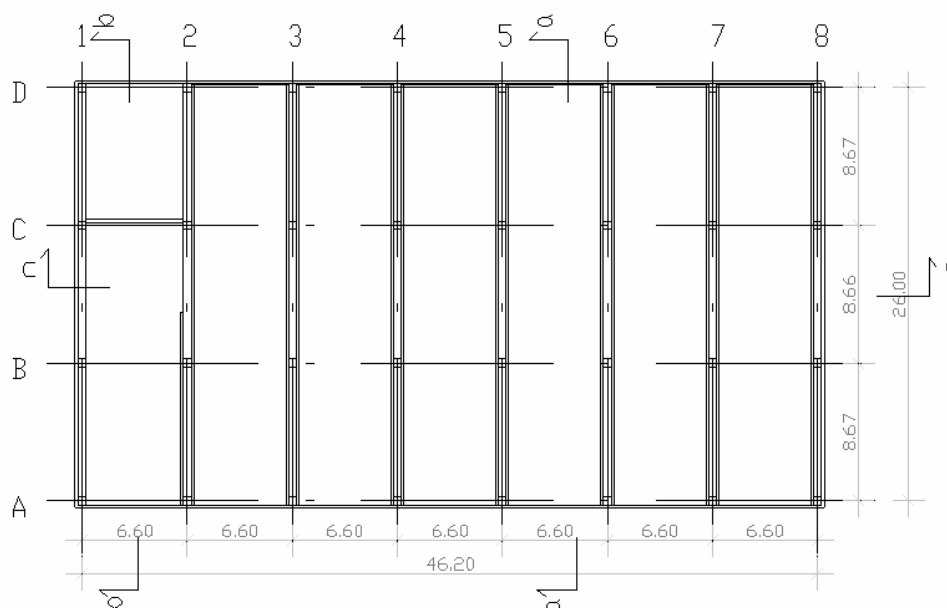
Etažni pomiki v obeh etažah izpolnjujejo zahteve iz standarda.

5 DVOETAŽNA INDUSTRIJSKA HALA

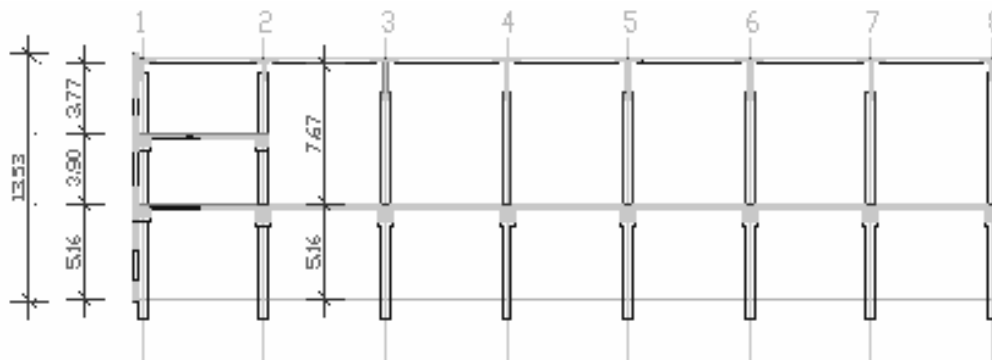
5.1 Opis konstrukcije

Objekt je montažna hala namenjena poslovno servisni dejavnosti. Leži v okolici Ljubljane. Del med osmi 1 in 2 je namenjen upravnemu delu s pisarnami, ostali prostor pa je namenjen delavnicam in skladiščem. Osne dimenzije objekta so 46.2 m v vzdolžni in 26.0 m v prečni smeri. Ima dve etaži. Na delu tlorisa med osmi 1 in 2 je še medetaža. Etažne višine so 5.16 m v prvi, ter 3.90 m v medetaži. Na podstrešju so svetle višine 1.85 m ob kapi in 2.86 m v slemenu. Konstrukcija je sestavljena iz prefabriciranih betonskih elementov tipa Primorje.

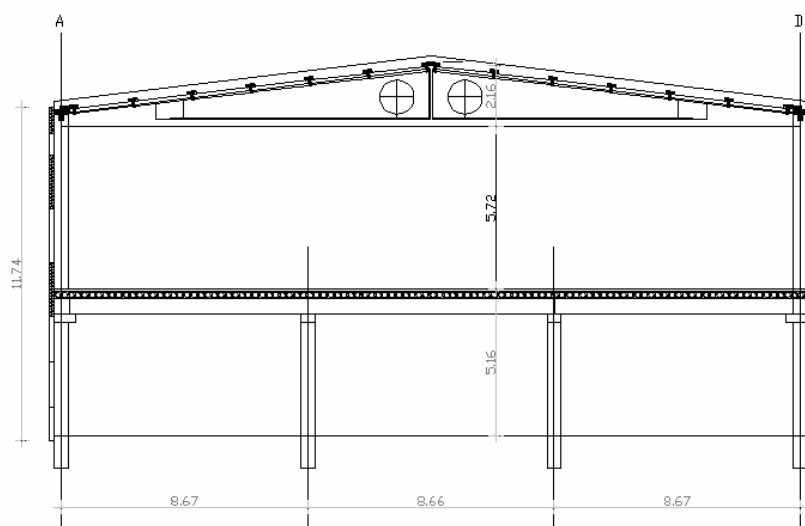
Stebri so na razdalji 6.6 m v vzdolžni in 8.66 m oz. 8.67 m v prečni smeri. Notranji stebri v oseh 3 do 7 segajo samo do višine prve etaže. Dimenzije stebrov so 75/75 cm. Za stropno konstrukcijo so uporabljene prednapete votle plošče, ki jih nosijo omega nosilci. Le-ti nalegajo na kratke konzole, ki so puščene iz stebrov. Streha je sestavljena iz dvokapnikov (primarni strešni nosilci) in T-gredic (sekundarni strešni nosilci), ki nalegajo neposredno na dvokapnike. V oseh 1, 2 in 8 so namesto dolgih dvokapnikov uporabljeni dva T-nosilca in en krajši dvokapnik razpona 8.67 m.



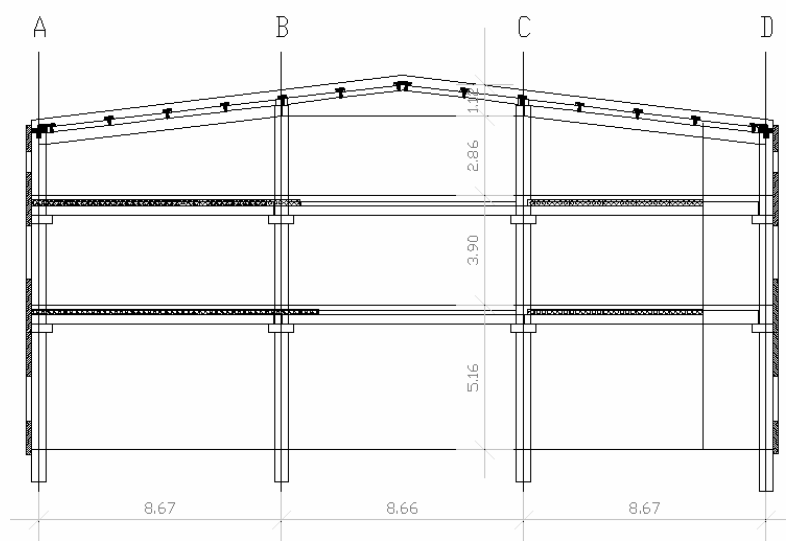
Slika 27: Tloris konstrukcije



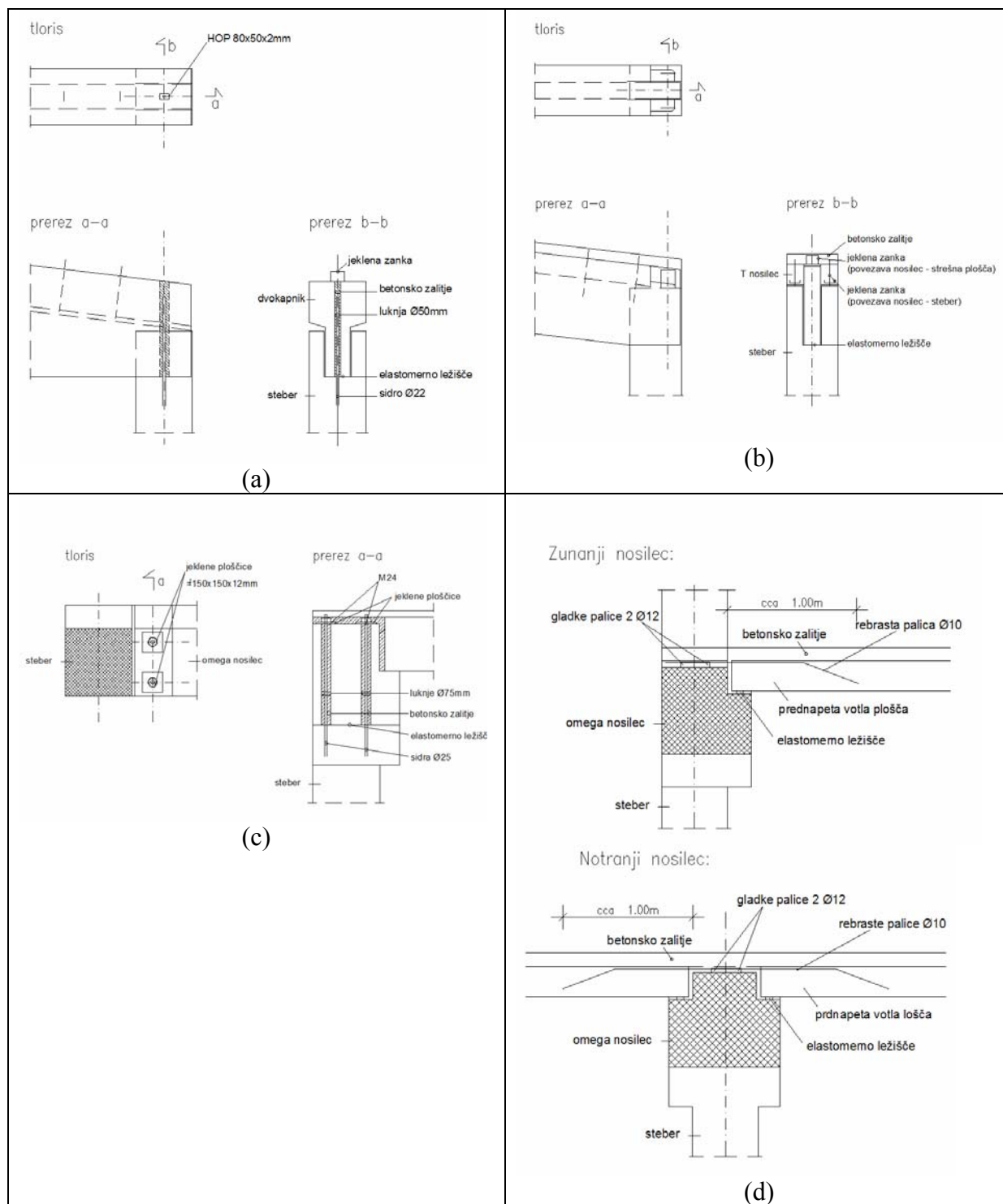
Slika 28: Vzdolžni prerez konstrukcije C - C



Slika 29: Prerez A - A



Slika 30: Prerez B - B



Slika 31: Tipični stiki dvoetažne konstrukcije: a) stik dvokapnik - steber, b) stik T nosilec - steber, c) stik omega nosilec steber in d) naleganje PVP plošče na omega nosilec

5.2 Materiali

Beton

Beton C 30/37:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} = 3.0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 29 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 3200 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{rd} = 0.34 \text{ N/mm}^2 = 3.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3.0}{1.5} = 2.0 \text{ kN/cm}^2$$

Specifična teža: $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$

Jeklo

Rebrasta armatura RA 400/500

$$f_{yk} = 40.0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{tk} = f_{yk} = 40.0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{40.0}{1.15} = 34.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

5.3 Obtežba

5.3.1 Stalna obtežba

Stropna plošča v prvi etaži

Tlorisne dimenzije: 46.2 m x 26.0 m

- Lastna teža prednapetih votlih plošč: $g_0 = 3.6 \text{ kN/m}^2$
- Lastna teža tlaka na plošči: $g_{tlak} = 2 \text{ kN/m}^2$
- Lastna teža omega nosilcev: $g_{\Omega} = 2454.61 \text{ kN} \rightarrow 2.04 \text{ kN/m}^2$

Stropna plošča v medetaži

Tlorisne dimenzije: 6.6 m x 26.0 m

- Lastna teža prednapetih votlih plošč: $g_0 = 3.6 \text{ kN/m}^2$
- Lastna teža tlaka na plošči: $g_{\text{tlak}} = 2 \text{ kN/m}^2$
- Lastna teža omega nosilcev: $g_{\Omega} = 368.45 \text{ kN} \rightarrow 2.15 \text{ kN/m}^2$

Streha

Tlorisne dimenzije: 46.2 m x 26.0 m

- Kritina – strešni sendvič paneli, $d = 12 \text{ cm}$: $g_{\text{paneli}} = 0.26 \text{ kN/m}^2$
- Lastna teža strešnih gredic: $g_{\text{gredice}} = 98 * 8.38 \text{ kN} = 821.44 \text{ kN} \rightarrow 0.68 \text{ kN/m}^2$
- Lastna teža T nosilcev : $g_T = 14 * 23.0 \text{ kN} + 6 * 35.8 \text{ kN} = 536.33 \text{ kN} \rightarrow 0.45 \text{ kN/m}^2$
- Lastna teža dvokapnikov: $g_{\text{dvok}} = 5 * 134.5 \text{ kN} + 3 * 45.25 \text{ kN} = 808.25 \text{ kN} \rightarrow 0.67 \text{ kN/m}^2$

5.3.2 Koristna obtežba

$q = 10 \text{ kN/m}^2$... prva etaža in medetaža

$q = 0.75 \text{ kN/m}^2$... nepohodna streha

Vrednost za koristno obtežbo prve etaže in medetaže je vzeta iz vzorčnega projekta dvoetažne hale. V Evrokodu 1 je predvideno, da se ta vrednost izračuna iz podatkov o opremi prostorov in podatkov o materialih, ki so skladiščeni v prostorih. Zaradi pomanjkanja teh podatkov, smo za račun upoštevali vrednost iz originalnega projekta.

5.3.3 Obtežba z vetrom in snegom

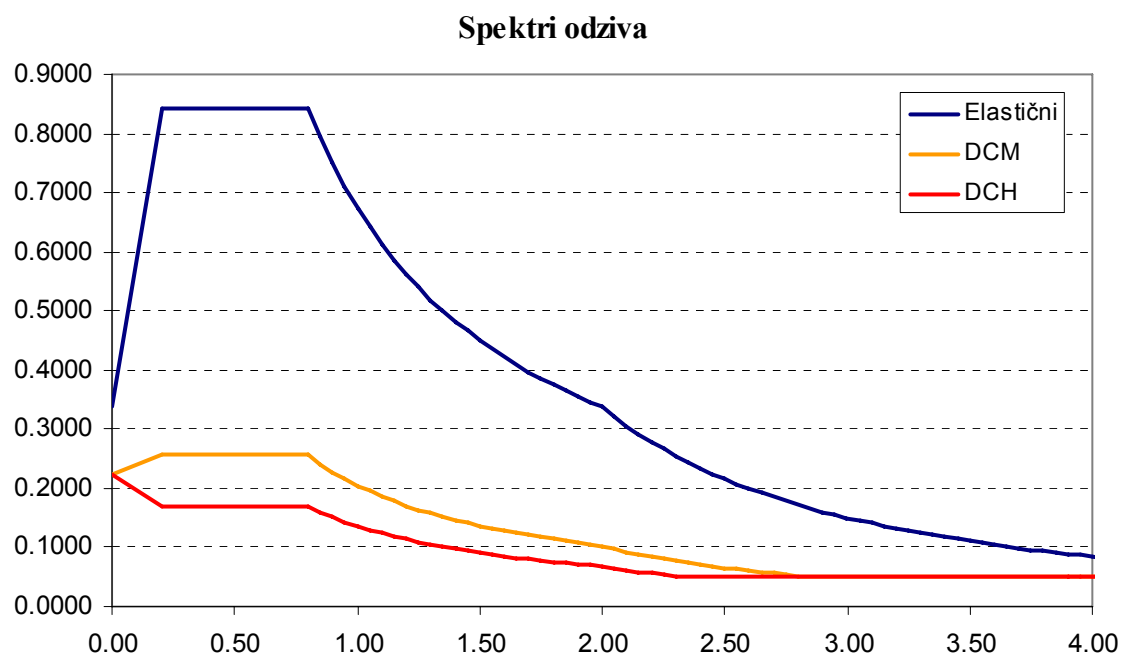
Objekt leži na območju, kjer se pričakuje, da bo merodajna potresna obtežna kombinacija. V tej kombinaciji pa obtežbi z vetrom in snegom ne nastopata, zato ju na tem mestu ne določamo.

5.3.4 Potresna obtežba

Objekt se nahaja v okolici Ljubljane, kjer je predvideni projektni pospešek tal $a_g = 0.25g$. Privzamemo, da objekt leži na tleh kategorije D. Taka tla so sestavljena iz sedimentov rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin ali pretežno mehkih do trdih vezljivih zemljin.

Spekter pospeškov za taka tla ima naslednje karakteristične vrednosti T_B , T_C , T_D in S :

Tip tal	S	$T_B[s]$	$T_C[s]$	$T_D[s]$
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.2	0.6	2.0
D	1.35	0.2	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0



Slika 32: Oblika elastičnega in projektnega spektra pospeškov za tip tal D in projektni pospešek tal $a_g = 0.25g$

Na gornji sliki so predstavljeni elastični spekter ter projektna spektra pospeškov za različni stopnji duktilnosti – DCM in DCH. Vsaki stopnji duktilnosti pa odgovarja svoj faktor obnašanja konstrukcije q . Izračunamo ga na sledeči način:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5, \text{ kjer sta}$$

q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od tipa konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini

k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami

$k_w = 1.0$... za okvire in okvirom ekvivalentne mešane sisteme

Za okvirne sisteme, mešane sisteme, ter sisteme sten (sten z odprtinami), ki so pravilni po višini, je osnovna vrednost faktorja obnašanja:

$$q_0 = 3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 \text{ za DCM oz.}$$

$$q_0 = 4.5 \cdot \alpha_u / \alpha_1 \text{ za DCH}$$

α_1 in α_u sta v EC8 definirana na sledeči način:

α_1 je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni vpliv (pri tem vse ostale projektne vplive zadržimo konstantne) tako, da v prvem elementu konstrukcije dosežemo upogibno odpornost (upogibni plastični členek);

α_u je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni vpliv (pri tem vse ostale projektne vplive zadržimo konstantne) tako, da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prereзов za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije (plastičnega mehanizma). Faktor α_u se ahko določi z nelinearno statično (pushover) analizo.

Če faktor α_u / α_1 ni ovrednoten z eksplicitnim računom, se lahko za stavbe, ki so pravilne v tlorisu, uporabi približne vrednosti α_u / α_1 , ki so podane v standardu.

Za dvoetažno halo je predviden faktor $\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$, kar bi pomenilo, da bi bil faktor obnašanja za DCH večji kot 5. Ob tem se moramo zavedati, da ob tvorbi prvega plastičnega členka montažni sistemi nimajo tako velike rezerve do tvorjenja plastičnega mehanizma kot klasični okvirni sistemi. V našem primeru zato za α_u / α_1 vzamemo približno vrednost $\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$.

Tako dobimo vrednosti q za razreda duktilnosti DCM in DCH:

$$\text{DCM: } q_{\text{DCM}} = 3.3$$

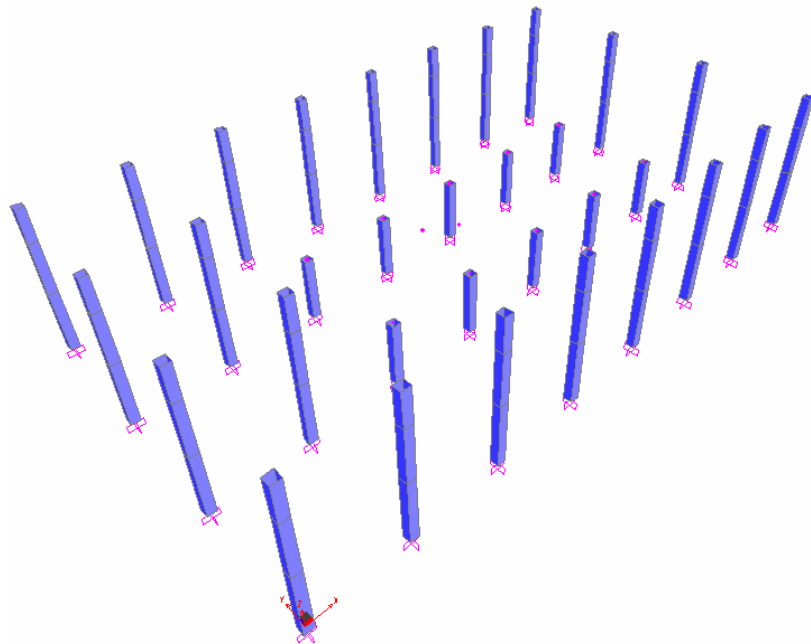
$$\text{DCH: } q_{\text{DCH}} = 4.95$$

5.4 Analiza konstrukcije

5.4.1 Računski model

Račun konstrukcije izvedemo s programom SAP 2000. Uporabimo prostorski računski model. Višine etaž določimo glede na težišča prereзов medetažnih konstrukcij. Tako so etažne višine

računskega modela 4.84 m v prvi, 3.93 m v medetaži ter 2.47 in 6.4 m v drugi etaži. Medetažne konstrukcije modeliramo kot toge diafragme. Mase in masne vztrajnostne momente podamo v težiščne točke tlorisov posameznih etaž, nato pa jih v štirih različnih modelih izmaknemo za 5% tlorisne dimenzije v vsako smer. V našem primeru upoštevamo simetrijo v vzdolžni osi, tako, da obravnavamo samo dva primera ekscentričnosti. Stebre modeliramo z linijskimi končnimi elementi, togo vpetimi v temelje. Tudi v tem primeru reduciramo vztrajnostne momente in strižne prereze stebrov. S tem upoštevamo razpokanost prerezov. Stalno in spremenljivo obtežbo prevedemo na točkovno obtežbo stebrov v vsaki etaži.



Slika 33: Računski model konstrukcije

5.4.2 Masa konstrukcije

1. etaža:

$$\text{Lastna teža PVP plošč ...} = 3.6 \text{ kN/m}^2 * 46.2 \text{ m} * 26.0 \text{ m} = 4324.32 \text{ kN}$$

$$\text{Lastna teža tlaka ...} = 2.0 \text{ kN/m}^2 * 46.2 \text{ m} * 26.0 \text{ m} = 2402.40 \text{ kN}$$

$$\text{Lastna teža stropnih omega nosilcev ...} = 2454.61 \text{ kN}$$

$$\text{Lastna teža fasade ...} = 5.0 \text{ kN/m}^2 * 144.4 \text{ m} * 5.87 \text{ m} = 4238.14 \text{ kN}$$

$$\text{Lastna teža pripadajočih stebrov ...} = 770.13 \text{ kN}$$

$$\text{Stalna teža – skupaj} \quad G = 14189.60 \text{ kN}$$

$$\text{Koristna obtežba ...} Q = 10 \text{ kN/m}^2 * 46.2 \text{ m} * 26.0 \text{ m} = 12012.0 \text{ kN}$$

Teža na stropni plošči za potresno obtežno kombinacijo:

$$T_1 = 1.0 * G + \psi_E * Q \quad \dots \text{kategorija E: skladišča: } \psi_2 = 0.8, \varphi = 1.0$$

$$\psi_E = \psi_2 * \varphi$$

$$T_1 = 23\,799.2 \text{ kN}$$

$$\text{Masa 1. etaže: } m_1 = \frac{T_1}{g} = 2426.0 \text{ t}$$

$$\text{Masni vztrajnostni moment: } m_{\phi_1} = m_1 * (L_x^2 + L_y^2) / 12$$

$$m_{\phi_1} = 568\,180.4 \text{ tm}^2$$

Slučajna ekscentričnost mase:

$$e_x = 0.05 * L_x = 0.05 * 46.2 \text{ m} = 2.31 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 * L_y = 0.05 * 26.0 \text{ m} = 1.30 \text{ m}$$

Medetaža:

$$\text{Lastna teža PVP plošč ...} = 3.6 \text{ kN/m}^2 * 6.6 \text{ m} * 26.0 \text{ m} = 617.76 \text{ kN}$$

$$\text{Lastna teža tlaka ...} = 2.0 \text{ kN/m}^2 * 6.6 \text{ m} * 26.0 \text{ m} = 343.20 \text{ kN}$$

$$\text{Lastna teža stropnih omega nosilcev ...} = 368.45 \text{ kN}$$

$$\text{Lastna teža pripadajočih stebrov ...} = 160.0 \text{ kN}$$

Stalna teža – skupaj

$$G = 1499.41 \text{ kN}$$

Koristna obtežba ... $Q = 10 \text{ kN/m}^2 * 6.6 \text{ m} * 26.0 \text{ m} = 1716.0 \text{ kN}$

Teža na stropni plošči 2. etaže za potresno obtežno kombinacijo:

$$T_2 = 1.0 * G + \psi * Q \quad \dots \text{kategorija B: pisarne: } \psi_2 = 0.3, \varphi = 0.5$$

$$\psi_E = \psi_2 * \varphi$$

$$T_2 = 1746.8 \text{ kN}$$

$$\text{Masa 2. etaže: } m_2 = \frac{T_2}{g} = 178.06 \text{ t}$$

$$\text{Masni vztrajnostni moment: } m_{\phi_2} = m_2 * (Lx^2 + Ly^2) / 12$$

$$m_{\phi_2} = 10677.29 \text{ tm}^2$$

Slučajna ekscentričnost mase:

$$e_x = 0.05 * L_x = 0.05 * 6.60 \text{ m} = 0.33 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 * L_y = 0.05 * 26.0 \text{ m} = 1.30 \text{ m}$$

2. etaža:

$$\text{Lastna teža dvokapnikov ...} = 808.25 \text{ kN}$$

$$\text{Lastna teža T-nosilcev ...} = 536.33 \text{ kN}$$

$$\text{Lastna teža strešnih gredic} = 98 * 6.35 \text{ m} * 0.0528 \text{ m}^2 * 25 \text{ kN/m}^3 = 821.44 \text{ kN}$$

$$\text{Kritina – strešni sendvič paneli ...} = 0.26 \text{ kN/m}^2 * 46.2 \text{ m} * 26 \text{ m} = 312.3 \text{ kN}$$

$$\text{Lastna teža fasade...} = 5.0 \text{ kN/m}^2 * 144.4 \text{ m} * 2.94 \text{ m} = 2122.68 \text{ kN}$$

$$\text{Lastna teža pripadajočih stebrov...} = 546.50 \text{ kN}$$

Stalna teža – skupaj

$$G = 5147.50 \text{ kN}$$

Teža na strehi za potresno obtežno kombinacijo:

$$T_3 = 1.0 * G + \psi * Q \quad \psi = 0.0 \dots \text{za strehe}$$

$$T_3 = 5147.50 \text{ kN}$$

$$\text{Masa strehe: } m_3 = \frac{T_3}{g} = 523.87 \text{ t}$$

Masni vztrajnostni moment: $m_{\phi_3} = m_3 * (Lx^2 + Ly^2) / 12$

$$m_{\phi_3} = 122691.6 \text{ tm}^2$$

Slučajna ekscentričnost mase:

$$e_x = 0.05 * L_x = 0.05 * 46.2 \text{ m} = 2.31 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 * L_y = 0.05 * 26.0 \text{ m} = 1.30 \text{ m}$$

5.4.3 Modalna analiza s spektri odziva

Račun potresne obtežbe smo izvedli z modalno analizo s spektri odziva v programu SAP 2000. Potresni vpliv je bil upoštevan v obliki projektnih spektrov pospeškov za razreda duktilnosti DCM in DCH. V skladu z EC8/1 smo upoštevali tudi slučajno ekscentričnost mase in sicer v smislu odmika mase iz težišča posamezne etaže za 5% tlorisne dimenzije v vsaki vodoravni smeri. V vseh etažah maso premaknemo v isti smeri. Ker je konstrukcija simetrična glede na vzdolžno os, lahko maso premaknemo samo v dve novi legi in nato upoštevamo simetrijo. Ti dve novi legi mase nam predstavljata nova obtežna primera. Rezultate za obremenitve stebrov dobimo iz ovojnice teh dveh primerov.

Za kombinacijo odzivov v različnih nihajnih oblikah uporabimo CQC metodo, ki se imenuje tudi »kompletna kvadratna kombinacija«. V tej metodi je upoštevano tudi dušenje konstrukcije. Učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva določimo s postopkom, ki je bil prikazan na primeru enoetažne hale v poglavju 4.4.3.

Nihajne oblike

Iz tabel (18) in (19), ki prikazujejo faktorje participacije mase, je razvidno, da je potrebno v račun vzeti prvih 5 nihajnih oblik, da je faktor sodelujoče efektivne mase več kot 0.9 v vsaki smeri. Kljub temu pa smo v računu upoštevali vse nihajne oblike.

Pri prvi nihajni obliki je dobro razvidno, da konstrukcija pretežno niha v smeri Y-osi in se hkrati nekoliko suče okoli Z-osi, ker konstrukcija ni popolnoma simetrična v tej smeri zaradi medetaže na delu tlorisa. Pri drugi nihajni obliki konstrukcija niha izključno v X-smeri. Tretja nihajna oblika je torzijska in prispeva kar 38% efektivne mase pri zasuku okoli Z-osi. Pri 4. in 5. nihajni obliki vidimo, da je oblika deformacijske linije precej podobna drugemu tonu

nihanja. V obeh primerih druga etaža praktično miruje. Ti dve obliki sta pomembni, ker se v vsaki aktivira približno 30% efektivne mase v pripadajoči smeri.

Preglednica 19: Faktorji participacije za pomike

Nihajna oblika	Nihajni čas	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
	[s]						
1	1.159	0.054	0.514	0.000	0.054	0.514	0.000
2	1.103	0.577	0.060	0.000	0.631	0.574	0.000
3	0.831	0.006	0.063	0.000	0.638	0.638	0.000
4	0.302	0.201	0.150	0.000	0.838	0.788	0.000
5	0.300	0.155	0.206	0.000	0.993	0.994	0.000
6	0.227	0.005	0.005	0.000	0.998	0.998	0.000
7	0.086	0.002	0.000	0.000	1.000	0.998	0.000
8	0.079	0.000	0.002	0.000	1.000	1.000	0.000
9	0.065	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000

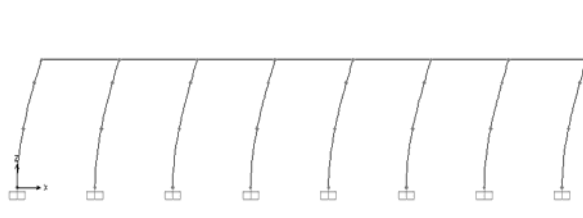
Preglednica 20: Faktorji participacije za zasuke

Nihajna oblika	Nihajni čas	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	[s]						
1	1.159	0.753	0.078	0.044	0.753	0.078	0.044
2	1.103	0.088	0.844	0.288	0.841	0.922	0.332
3	0.831	0.091	0.010	0.293	0.932	0.932	0.625
4	0.302	0.028	0.038	0.000	0.960	0.970	0.625
5	0.300	0.039	0.029	0.275	0.999	0.999	0.901
6	0.227	0.001	0.001	0.099	1.000	1.000	0.999
7	0.086	0.000	0.000	0.001	1.000	1.000	1.000
8	0.079	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000
9	0.065	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000

1. nihajna oblika: $T = 1.159$ s



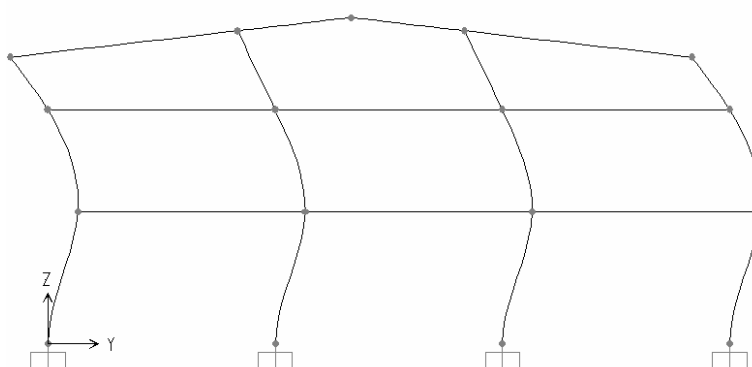
2. nihajna oblika: $T = 1.103$ s



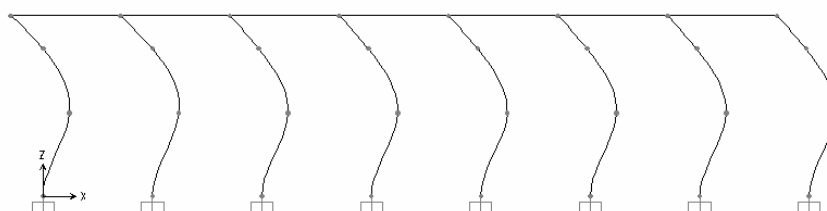
3. nihajna oblika: $T = 0.831$ s



4. nihajna oblika: $T = 0.302$ s



5. nihajna oblika: $T = 0.300$ s



Slika 34: Prvih pet nihajnih oblik

Celotna potresna sila

Kot rezultat modalne analize dobimo celotno potresno silo (base shear), ki deluje na konstrukcijo z določeno maso v smeri obravnavanega potresa. Celotne potresne sile posamezne etaže so podane v naslednji preglednici.

Preglednica 21: Potresne sile za oba razreda duktilnosti

	Potres X		Potres Y	
	F _x [kN]	F _y [kN]	F _x [kN]	F _y [kN]
DCH	4180.05	1778.95	1817.22	4710.56
DCM	6269.15	2668.27	2369.64	6143.39

Po kombinaciji vplivov različnih smeri potresne obremenitve dobimo celotne potresne sile. V preglednici (22) jih primerjamo s celotno težo konstrukcije, ki jo upoštevamo pri računu mase. Celotna teža konstrukcije znaša 30 694.3 kN.

Preglednica 22: Celotne potresne sile in razmerja glede na celotno težo objekta

	F _x [kN]	F _x /G	F _y [kN]	F _y /G
DCH	4558.0	0.148	5035.3	0.164
DCM	6702.0	0.218	6697.8	0.218

Vrednosti iz projektnega spektra pospeškov za prvo nihajno obliko so:

DCH: $S_d(T = 1.159 \text{ s}) = 0.118g$

DCM; $S_d(T = 1.159 \text{ s}) = 0.176g$

Razmerja potresnih sil proti celotni teži konstrukcije so večja zaradi vpliva višjih nihajnih oblik. Ujemanja razmerij med potresnimi silami in težo konstrukcije ter vrednostmi iz spektra pospeškov nam služijo kot kontrola pravilnosti rezultatov modalne analize.

5.4.4 Kombinacije vplivov

5.4.4.1 Osnovne obtežne kombinacije

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kot smo ugotovili že v prejšnjem poglavju, nam osnovne obtežne kombinacije ne povzročajo največjih obremenitev v stebrih. Merodajne so predvsem za horizontalne konstrukcijske elemente (nosilci, plošče). Zato jih v tem primeru nismo upoštevali.

5.4.4.2 Potresna obtežna kombinacija

Kombinacija za potresno projektno situacijo je:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

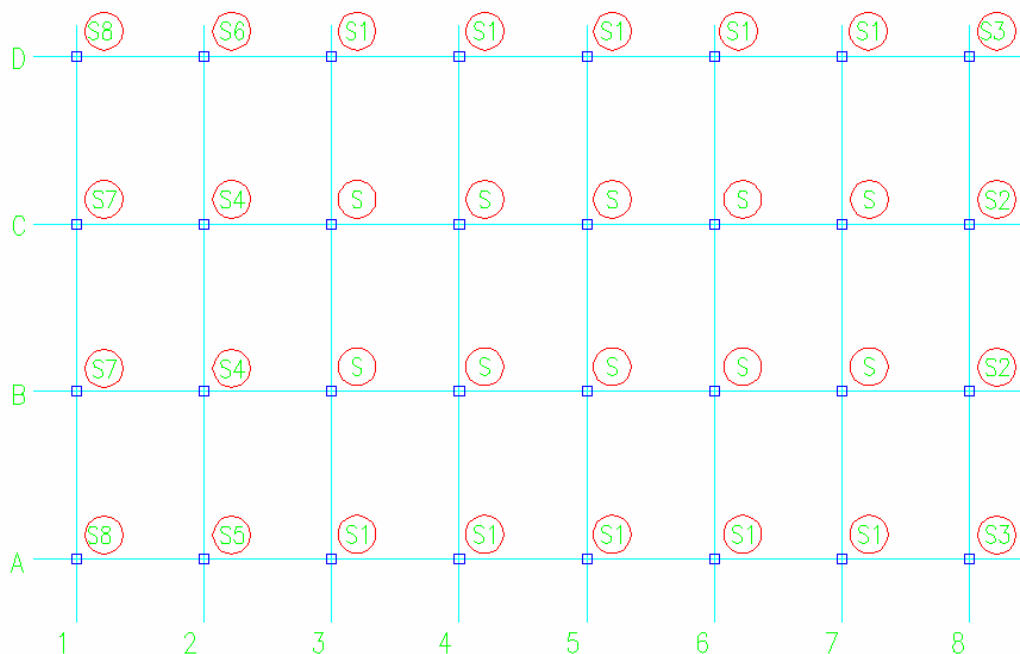
Kombinacijski faktorji za spremenljive obtežbe so:

$\psi_{2,i} = 0.8$... za skladišča

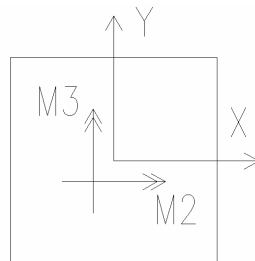
$\psi_{2,i} = 0.3$... za pisarne

$\psi_{2,i} = 0.0$... za strehe

Obremenitve stebrov



Slika 35: Pozicijski načrt stebrov



Slika 36: Smeri in oznake momentov, ki jih uporablja program SAP 2000

Obremenitve stebrov za potresno obtežno kombinacijo so podane v preglednicah (22) in (24):

Preglednica 23: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.8(0.3)Q + Ex + 0.3Ey$

POZ	POTRES DCH			POTRES DCM		
	N[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]	N[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]
S	-967.7	372.5	769.1	-967.7	558.8	1153.6
S1	-725.2	298.4	689.5	-725.2	447.6	1034.3
S2	-736.0	346.9	625.9	-736.0	520.4	938.8
S3	-456.2	346.9	689.5	-456.2	520.4	1034.3
S4	-1383.7	348.4	615.9	-1383.7	522.6	923.9
S5	-791.5	348.4	678.0	-791.5	522.6	1017.0
S6	-791.5	348.4	678.0	-791.5	522.6	1017.0
S7	-874.7	400.7	615.9	-874.7	601.1	923.9
S8	-525.5	400.7	678.0	-525.5	601.1	1017.0

Preglednica 24: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.8(0.3)Q + 0.3Ex + Ey$

POZ	POTRES DCH			POTRES DCM		
	N[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]	N[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]
S	-967.7	815.7	366.7	-967.7	1223.7	550.0
S1	-725.2	678.4	416.3	-725.2	1017.7	624.5
S2	-736.0	654.5	297.3	-736.0	981.7	446.0
S3	-456.2	654.5	416.3	-456.2	981.7	624.5
S4	-1383.7	763.4	292.6	-1383.7	1145.2	439.0
S5	-791.5	763.4	410.1	-791.5	1145.2	615.1
S6	-791.5	763.4	410.1	-791.5	1145.2	615.1
S7	-874.7	863.1	292.6	-874.7	1294.8	439.0
S8	-525.5	863.1	410.1	-525.5	1294.8	615.1

Pri kontroli pomikov konstrukcije v nadaljevanju računa ogotovimo, da je potrebno približno upoštevanje teorije drugega reda za razred duktilnosti DCH. Vpliv teorije drugega reda približno zajamemo s poenostavljeno $P - \Delta$ metodo. Ta metoda predvideva, da vse obremenitve, ki jih povročajo potresni vplivi, pomnožimo s faktorjem $1/(1-\theta)$. Faktor θ za prvo etažo za DCH znaša $\theta = 0.13$. Obremenitve stebrov moramo torej pomnožiti s faktorjem $1/(1-\theta) = 1.15$.

Dobimo obremenitve stebrov, na katere tudi dimenzioniramo vzdolžno armaturo.

V primeru, da bi delali s stebri dimenzij 50/50 cm kot v originalnem projektu, bi dobili vrednosti za θ večje kot 0.3. Tega standard ne dopušča. Torej je bilo povečanje stebrov nujno, tudi če bi v mejnem stanju nosilnosti stebri 50/50 cm zadostovali.

Preglednica 25: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.8(0.3)Q + Ex + 0.3Ey$ ob upoštevanju poenostavljene $P - \Delta$ metode

POZ	POTRES DCH			POTRES DCM		
	P[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]	P[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]
S	-967.7	428.2	884.0	-967.7	558.8	1153.6
S1	-725.2	343.0	792.5	-725.2	447.6	1034.3
S2	-736.0	398.8	719.4	-736.0	520.4	938.8
S3	-456.2	398.8	792.5	-456.2	520.4	1034.3
S4	-1383.7	400.5	708.0	-1383.7	522.6	923.9
S5	-791.5	400.5	779.3	-791.5	522.6	1017.0
S6	-791.5	400.5	779.3	-791.5	522.6	1017.0
S7	-874.7	460.6	708.0	-874.7	601.1	923.9
S8	-525.5	460.6	779.3	-525.5	601.1	1017.0

Preglednica 26: Obremenitve stebrov za obtežno kombinacijo $G + 0.8(0.3)Q + 0.3Ex + Ey$ ob upoštevanju poenostavljene $P - \Delta$ metode

POZ	POTRES DCH			POTRES DCM		
	P[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]	P[kN]	M2[kNm]	M3[kNm]
S	-967.7	937.6	421.5	-967.7	1223.7	550.0
S1	-725.2	779.8	478.5	-725.2	1017.7	624.5
S2	-736.0	752.3	341.8	-736.0	981.7	446.0
S3	-456.2	752.3	478.5	-456.2	981.7	624.5
S4	-1383.7	877.5	336.4	-1383.7	1145.2	439.0
S5	-791.5	877.5	471.3	-791.5	1145.2	615.1
S6	-791.5	877.5	471.3	-791.5	1145.2	615.1
S7	-874.7	992.1	336.4	-874.7	1294.8	439.0
S8	-525.5	992.1	471.3	-525.5	1294.8	615.1

5.5 Dimenzioniranje elementov

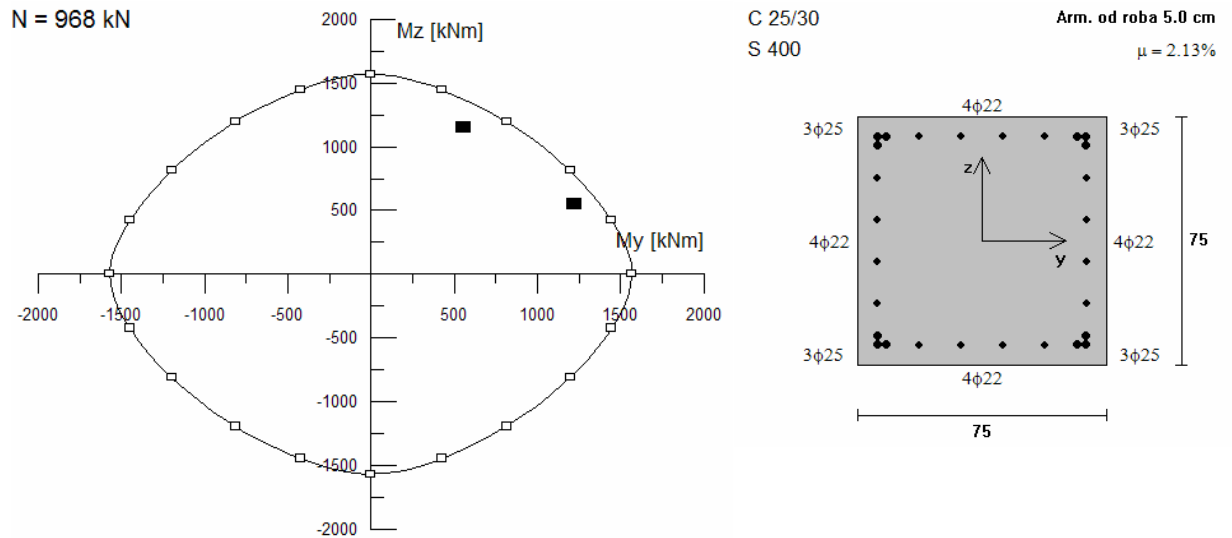
Kot je bilo že omenjeno, v našem modelu obravnavamo samo stebre, saj le-ti prevzamejo vso potresno obtežbo. Zato se tudi pri dimenzioniranju omejimo le na stebre.

5.5.1 Vzdolžna armatura

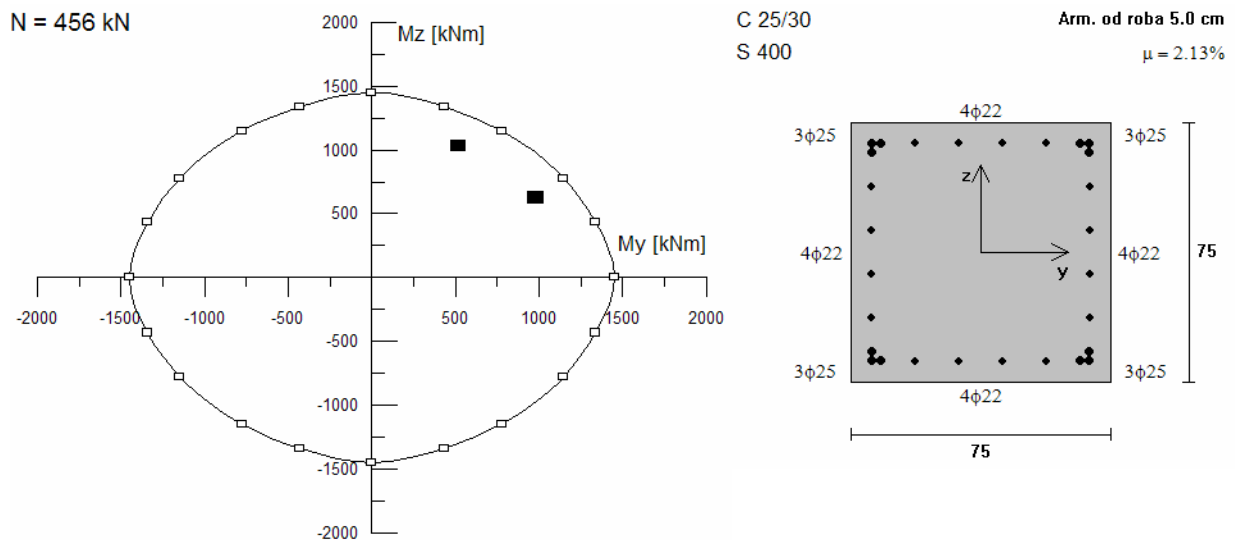
Za dimenzioniranje vzdolžne armature stebre razdelimo v tri skupine. V prvi skupini so stebri POZ S, ki so najnižji, saj segajo le do prve etaže. V drugi skupini so visoki stebri POZ S1, S2 in S3. V tretji skupini pa so visoki stebri, ki podpirajo tudi drugo etažo v oseh 1 in 2. To so POZ S4, S5, S6, S7, S8. Stebre vsake od skupin armiramo enako. Vzamemo steber, ki je najbolj obremenjen. Dimenzioniramo torej stebre S, S3 in S8.

Standard zahteva, da je največja razdalja med dvema podprtima vzdolžnima palicama lahko največ 20 cm za DCM in največ 15 cm za DCH. Temu primerno moramo razporediti palice med vozlišči, da bomo kasneje lahko na primeren način izvedli še objetje vseh teh palic s stremeni.

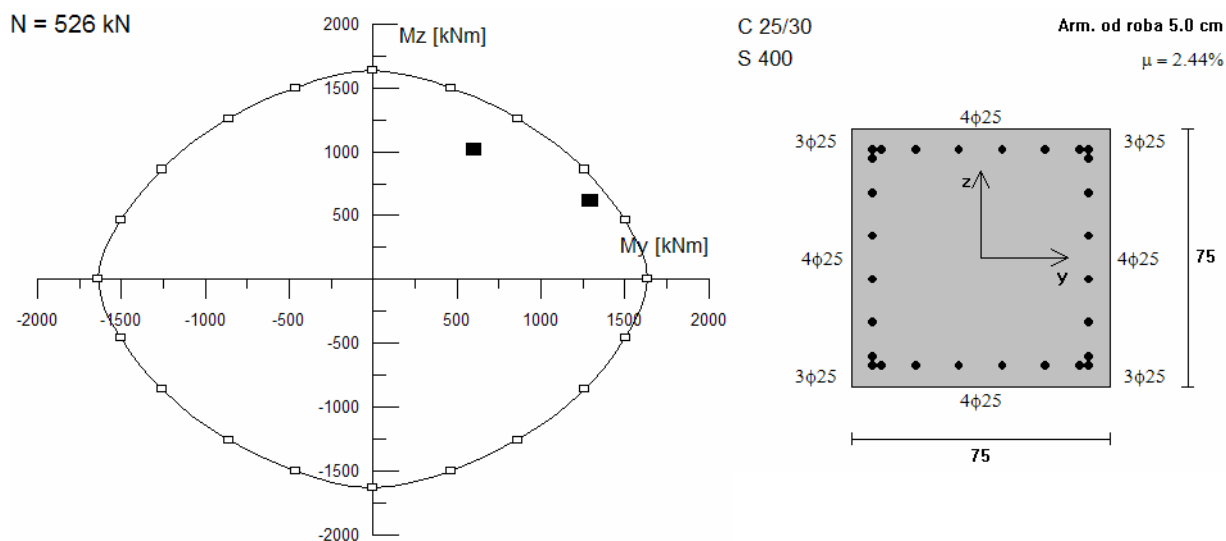
Dimenzioniranje za stopnjo duktilnosti DCM



Slika 37: Interakcijski diagram in razpored armature za nizki steber v prvi etaži – POZ S

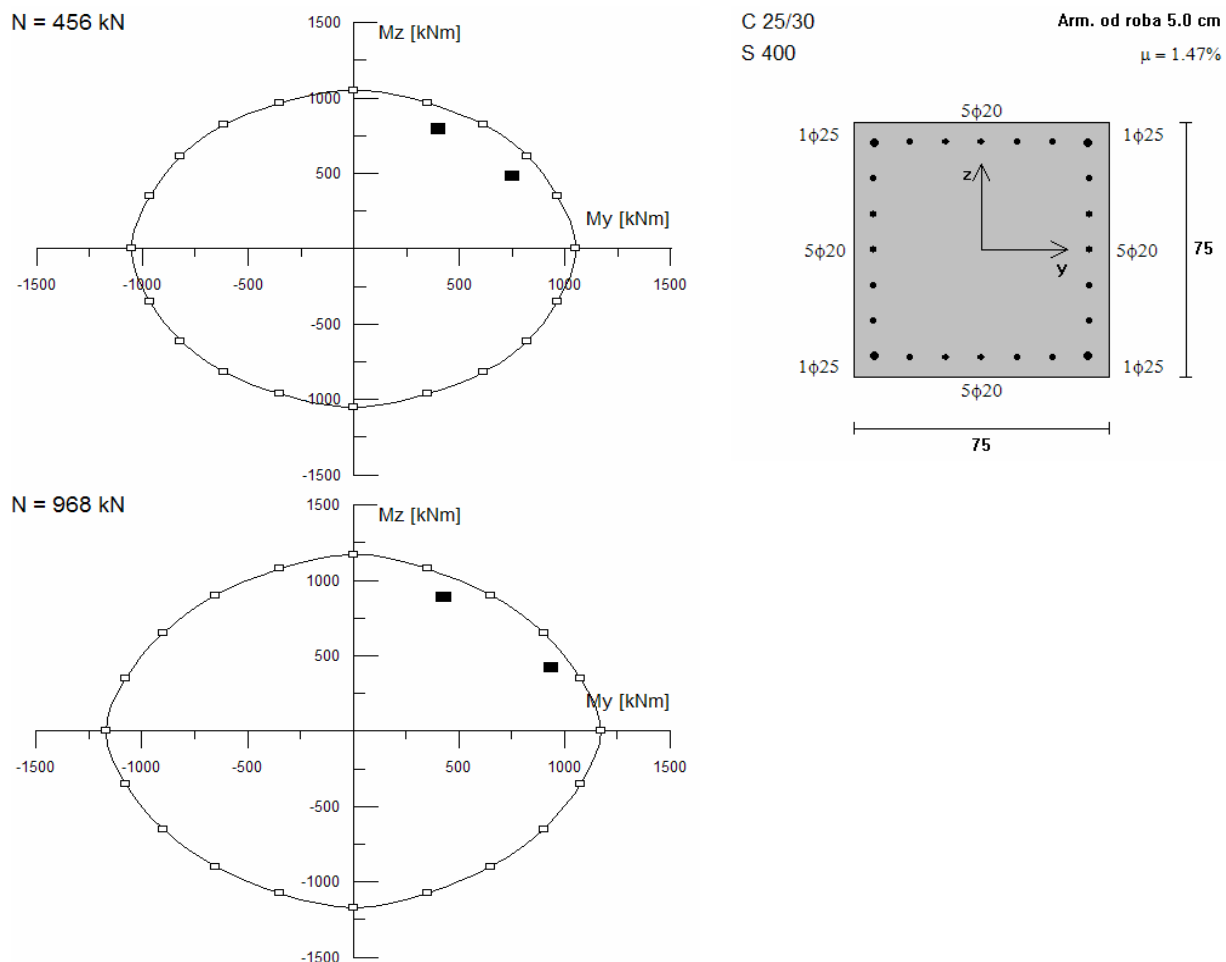


Slika 38: Interakcijski diagram in razpored armature za visoki vogalni steber – POZ S3

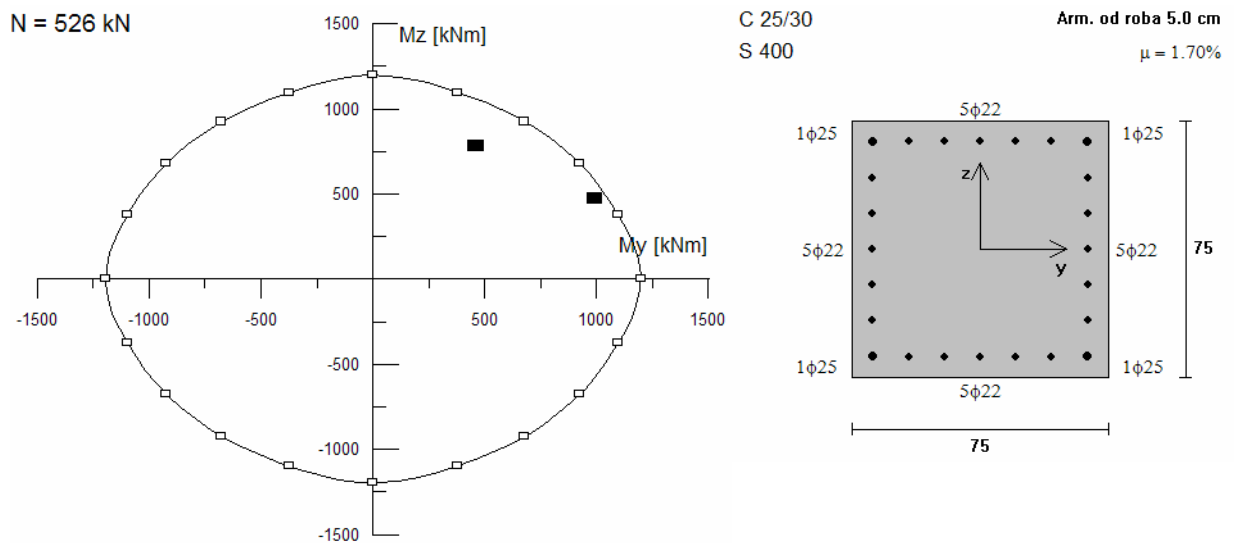


Slika 39: Interakcijski diagram in razpored armature za vogalni steber ob medetaži – POZ S8

Dimenzioniranje za stopnjo duktilnosti DCH



Slika 40: Interakcijska diagrama in razpored armature za stebra POZ S (nizki steber v prvi etaži) in POZ S3 (visoki vogalni steber)



Slika 41: Interakcijski diagram in razpored armature za steber POZ S8 (visoki steber ob medetaži)

Račun vzdolžne armature smo izvedli tudi s programom SAP 2000. Izpiski iz programa so predstavljeni v prilogi A.

5.5.2 Prečna armatura

Projektno prečno silo v stebrih izračunamo po metodi načrtovanja nosilnosti. Predpostavimo trikotno razporeditev momentov po stebrih, kar pomeni, da so prečne sile po posameznih etažah konstantne. Projektno prečno silo določimo za vsako skupino stebrov posebej.

Komentar predpostavke trikotne razporeditve momentov v stebrih smo predstavili v poglavju 4.5.2. Tudi na primeru dvoetažne hale bo ta predpostavka zadostovala za prikaz računa prečne sile po metodi načrtovanja nosilnosti.

Prečno silo po metodi načrtovanja nosilnosti določimo na sledeči način:

$$V_{rd} = \frac{M_{rd}}{h} * \gamma_{ov}$$

M_{rd} ... odpornostni moment prereza, ki je odvisen od vzdolžne armature in osne sile v prerezu.

h ... višina od začetka etaže do vrha stebra

γ_{ov} ... faktor dodatne nosilnosti; $\gamma_{ov} = 1.30$

Preglednica 27: Projektne prečne sile po metodi načrtovanja nosilnosti

		oznaka	Nmin [kN]	Nmax [kN]	DCH		DCM	
					MRd [kNm]	VCD [kN]	MRd [kNm]	VCD [kN]
0	1. etaža	S - 45	-967.8	-967.8	1403.2	162.3	1924.5	222.6
		S3 - 74	-736.0	-456.2	1349.5	156.1	1723.3	199.3
		S8 - 53	-1383.7	-525.5	1635.9	189.2	2208.9	255.5
4.84	medetaža	S3 - 75	-207.3	-132.9	1211.0	246.0	1570.2	318.9
		S8 - 54	-602.0	-295.2	1477.5	300.1	2046.5	415.7
8.77	2. etaža	S8 - 55	-129.3	-77.6	1358.2	714.8	1911.2	1005.9

Račun strižne armature podajamo za vogalni steber ob medetaži POZ S8.

Račun strižne armature za steber POZ S8 v skladu z EC2

Strižna sila, ki jo lahko prenese steber brez prečne armature:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d \quad \text{EC2 (člen 6.2.2 enačba 6.2.a)}$$

Vendar največ:

$$V_{Rd,c}^{\min} = (v_{\min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d \quad \text{EC2 (člen 6.2.2 enačba 6.2.b)}$$

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

$$b_w = 750.0 \text{ mm}$$

$$d = 700.0 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 137.44 \text{ cm}^2$$

$$N_{Ed} = 1383.7 \text{ kN}$$

$$k_1 = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{(200 / d[\text{mm}])} = 1.53 \leq 2.00$$

$$\rho_l = A_{sl} / (2(b_w d)) = 0.01$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.25 \text{ kN/cm}^2 \leq 0.4 f_{cd} = 0.8 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.12$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.36$$

$$V_{Rd,c} = 522.32 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c}^{\min} = 385.03 \text{ kN}$$

Prečna sila, ki jo lahko prenese steber glede na noslinost tlačnih diagonal:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} / (ctg \vartheta + tg \vartheta) \quad \text{EC2 (člen 6.2.3 enačba 6.3)}$$

$$v_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} [\text{MPa}] / 250) = 0.53$$

$$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) = 1.12 \quad \text{za } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd}$$

$$z = 0.9 d = 63.0 \text{ cm}$$

$$\vartheta = 45.0^\circ$$

$$ctg \vartheta = 1.0$$

$$tg \vartheta = 1.0$$

$$V_{Rd,max} = 2801.65 \text{ kN}$$

Glede na projektne prečne sile iz preglednice (27) razporedimo prečno armaturo zunaj kritičnih območji. Kjer je potrebna minimalna armatura, le-to določimo v skladu s slovenskim nacionalnim dodatkom k standardu EC2.

$$s_{l,max} = \min(12d_{bl}^{\min}, h, b, 300 \text{ mm}) = 300 \text{ mm za DCM}$$

$$s_{l,max} = \min(12d_{bl}^{\min}, h, b, 300 \text{ mm}) = 270 \text{ mm za DCH}$$

Najmanjši premer stremen je $\phi_{\min} = 6 \text{ mm}$.

Prva etaža in medetaža:

Izberem stremena $\Phi 8/30 \text{ cm}$... zunaj kritičnih območij za razred duktilnosti DCM

Izberem stremena $\Phi 8/27 \text{ cm}$... zunaj kritičnih območij za razred duktilnosti DCH

Druga etaža:

Izberem stremena $\Phi 10/14 \text{ cm}$... zunaj kritičnih območij za razred duktilnosti DCM

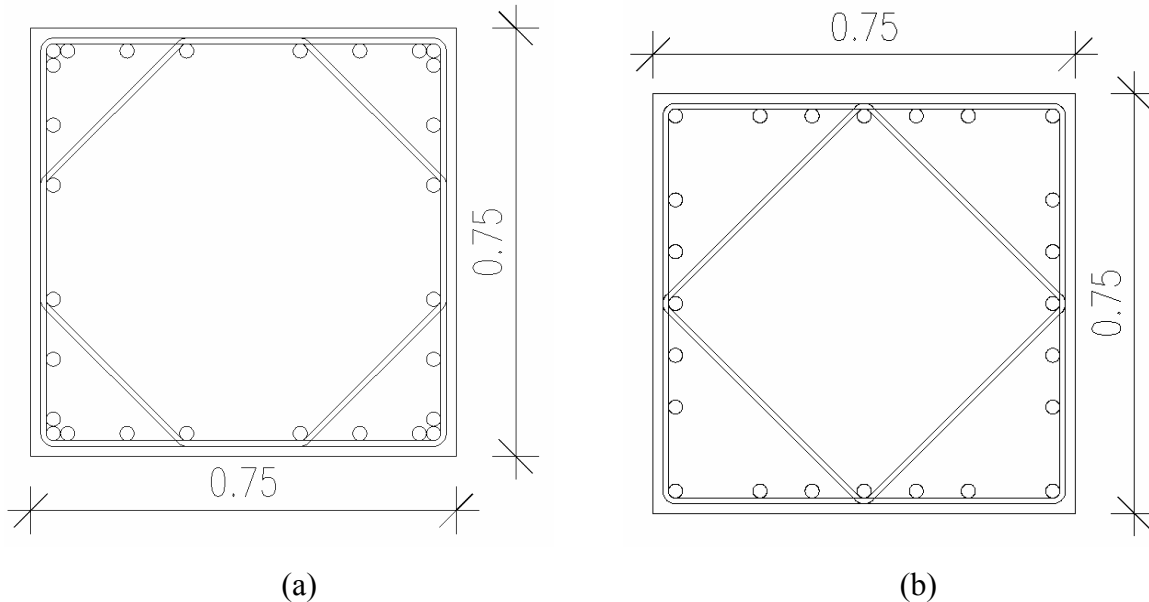
Izberem stremena $\Phi 10/20 \text{ cm}$... zunaj kritičnih območij za razred duktilnosti DCH

Na razdalji 50 cm nad in pod stiki stebrov in prečk v prvi etaži in medetaži pa moramo stremena dodatno zgostiti s faktorjem 0.6:

Stremena $\Phi 8/18 \text{ cm}$... 50 cm nad in pod prečkami za razred DCM

Stremena $\Phi 8/17 \text{ cm}$... 50 cm nad in pod prečkami za razred DCH

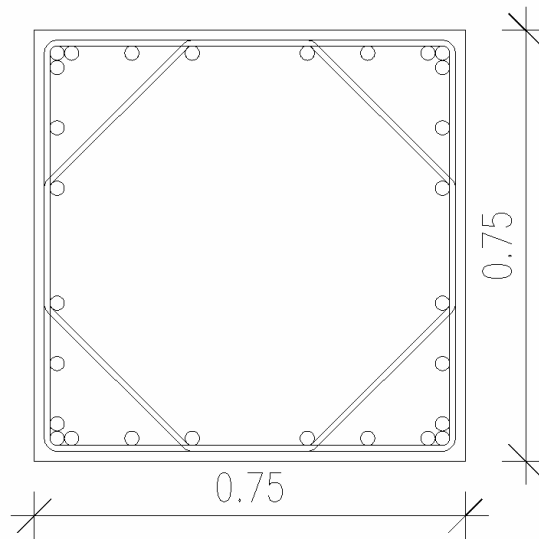
V EC2 je določeno, da nobena vzdolžna palica ne sme biti oddaljena več kot 15 cm od podprte vzdolžne palice. S tem namenom moramo poleg klasičnih pravokotnih stremen, ki podpirajo vogalne palice, izvesti še dodatna stremena, ki podprejo ustrezno število vmesnih palic.



Slika 42: Razpored stremen v prerezu izven kritičnih območji za a) DCM in b) DCH

Projektiranje stremen v kritičnih območjih stebrov za stopnjo duktilnosti DCM:

Vse tri skupine stebrov so armirane s po tremi palicami v vogalih in štirimi palicami, porazdeljenimi po stranicah prereza. Zagotoviti je potrebno, da maksimalna razdalja med podprtimi palicami ne presega 20 cm. Ta zahteva se nam zdi nekoliko prestroga, saj bi zahtevala veliko število dodatnih stremen. Zato, z inženirsko presojo, izvedemo stremena tako, da največja razdalja med podprtimi palicami znaša malo čez 20 cm. V tem primeru uporabimo samo dve stremeni na vsakem nivoju.



Slika 43: Razpored vzdolžne in stremenske (v kritičnem območju) armature za steber DCM

Podan je račun stremenske armature v kritičnih območjih stebrov za primer stebra POZ S8:

Dimenzije stebra:

$$h_c = b_c = 75.0 \text{ cm}$$

$$l_{cl} = 1124.0 \text{ cm}$$

Normirana osna sila:

$$v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 0.123 < 0.65$$

$$N_{Ed} = 1383.70 \text{ kN}$$

Dolžina kritičnega območja:

$$l_{cr} = \max(h_c; l_{cl} / 6; 45 \text{ cm}) = 195.70 \text{ cm}$$

Vzdolžna armatura:

$$12 \Phi 25 \text{ mm} + 16 \Phi 25 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 137.44 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon_{sy,d} = 1.74 \text{ ‰} = 0.00174$$

Faktor duktilnosti za ukrivljenost:

$$q = 3.30$$

$$T_1 = 1.1.16 \text{ s} > T_c = 0.80 \text{ s:}$$

$$\mu_\varphi = 1 - 2q_0 = 5.60$$

Objetje betonskega jedra:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\varphi}v_d \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad \text{EC8 (člen 5.4.3.2.2 enačba 5.15)}$$

ω_{wd} mehanski volumski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja.

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

$$a = 5 \text{ cm}$$

$$b_0 = h_0 = 70.5 \text{ cm}$$

$$b_i = 13.0 \text{ cm}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_6 b_i^2 / 6b_0h_0 = 0.96 \quad \text{EC8 (člen 5.4.3.2.2 enačba 5.16)}$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_0)(1 - s / 2h_0) = 0.87 \quad \text{EC2 (člen 5.4.3.2.2 enačba 5.17)}$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 0.84$$

Izpolnjene morajo biti minimalne zahteve glede objetja betonskega jedra ter minimalne razdalje med stremeni:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 0.00$$

$$\omega_{wd} \geq 0.08$$

$$d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$$

$$s = \min(b_0 / 2; 175; 8d_{bl}^{\min}) = \min(352.5; 175; 200) = 175 \text{ mm}$$

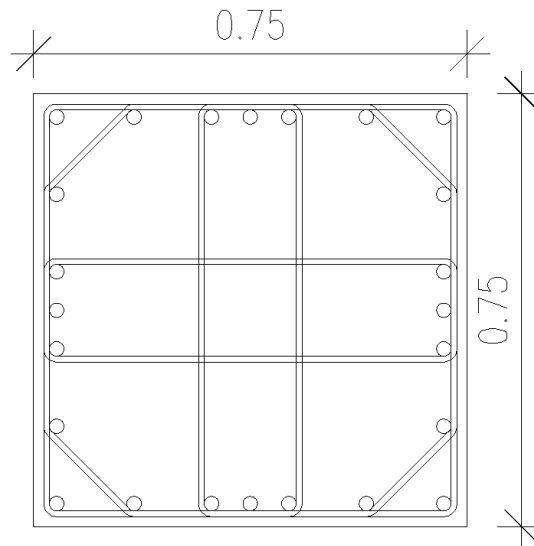
V kritičnih območjih stremena zgostimo na $\Phi 8 / 10 \text{ cm}$

$$\alpha\omega_{wd} = 0.07 \geq 0.00 \text{ OK}$$

$$\omega_{wd} = 0.09 > 0.08 \text{ OK}$$

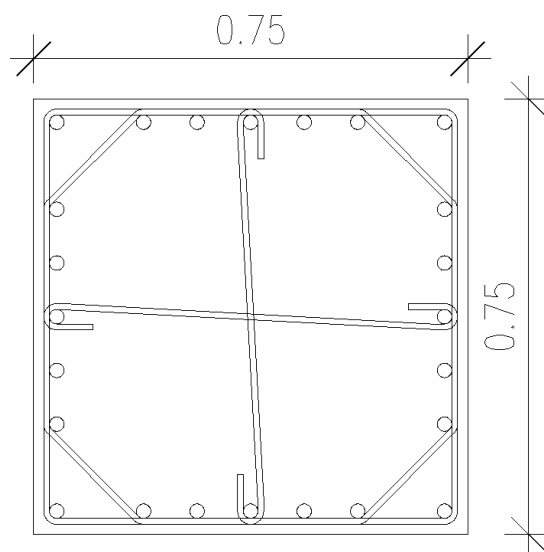
Projektiranje stremen v kritičnih območjih stebrov za stopnjo duktilnosti DCH:

Za razred duktilnosti DCH so vzdolžne palice razporejene tako, da je razdalja med dvema podprtima palicama največ 15 cm. Če želimo zagotoviti podpiranje vseh palic, moramo uporabiti 8-strižno streme.



Slika 44: Razpored vzdolžne in prečne armature (v kritičnih območjih) za steber DCH

Kot smo že omenili, se nam zahteve po maksimalnem razmaku podprtih palic zdijo prestroge. V tem primeru bi potrebovali 4 stremena, ki bi jih zelo težko vgradili v en nivo prereza. V nadaljevanju je predstavljena varianta z največjim razmakom podprtih palic malo čez 15 cm za DCH.



Slika 45: Razpored strižne armature - poenostavljena varianta za DCH

Tudi tu je predstavljen primer računa stremenske armature v kritičnih območjih za steber POZ S8.

Dimenzije stebra:

$$h_c = b_c = 75.0 \text{ cm}$$

$$l_{cl} = 1124.0 \text{ cm}$$

Normirana osna sila:

$$v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 0.123 < 0.55$$

$$N_{Ed} = 1383.70 \text{ kN}$$

Dolžina kritičnega območja:

$$l_{cr} = 1.5 \cdot \max(1.5 \cdot h_c; l_{cl} / 6; 60 \text{ cm}) = 293.50 \text{ cm}$$

Vzdolžna armatura:

$$4 \Phi 25 \text{ mm} + 20 \Phi 22 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 95.22 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon_{sy,d} = 1.74\text{‰} = 0.00174$$

Faktor duktilnosti za ukrivljenost:

$$q = 4.95$$

$$T_1 = 1.16 \text{ s} > T_c = 0.80 \text{ s:}$$

$$\mu_\varphi = 1 - 2q_0 = 8.9$$

Objetje betonskega jedra:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\varphi v_d \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

EC8 (člen 5.4.3.2.2 enačba 5.15)

ω_{wd} mehanski volumski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja.

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

$$a = 5 \text{ cm}$$

$$b_0 = h_0 = 70.5 \text{ cm}$$

$$b_i = 10.83 \text{ cm}$$

$$s = 12 \text{ cm}$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_6 b_i^2 / 6b_0h_0 = 0.97 \quad \text{EC8 (člen 5.4.3.2.2 enačba 5.16)}$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_0)(1 - s / 2h_0) = 0.85 \quad \text{EC2 (člen 5.4.3.2.2 enačba 5.17)}$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 0.82$$

Izpolnjene morajo biti minimalne zahteve glede objekta betonskega jedra, minimalne razdalje med stremeni ter minimalnega prereza stremenske armature.

$$\alpha\omega_{wd} \geq 0.02$$

$$\omega_{wd} \geq 0.12$$

$$d_{bw} \geq 0.4 d_{bl, \max} \sqrt{f_{yDL} / f_{ydw}} = 10.0 \text{ mm} \quad \text{EC8 (člen 5.5.3.2.2 enačba 5.31)}$$

$$s = \min(b_0 / 3; 125; 6d_{bl}^{\min}) \quad \text{EC8 (člen 5.5.3.2.2 enačba 5.32)}$$

$$s_{\min} = \min(235 \text{ mm}; 125 \text{ mm}; 132 \text{ mm}) = 125 \text{ mm}$$

V kritičnih območjih stebrov stremena zgostimo na $\Phi 10 / 12 \text{ cm}$

$$\omega_{wd} = 0.12 \geq 0.12 \text{ OK}$$

$$\alpha\omega_{wd} = 0.10 \geq 0.03 \text{ OK}$$

V preglednicah (28) in (29) so predstavljene količine in razpored stremenske armature za vse tri skupine stebrov.

Preglednica 28: Količine prečne armature za razred DCM

POZ	Etaža	$l_{cr}[\text{cm}]$	V kritičnih obm.		Zunaj kritičnih obm.		50 cm pod in nad nosilci	
			$\Phi[\text{mm}]$	$s[\text{cm}]$	$\Phi[\text{mm}]$	$s[\text{cm}]$	$\Phi[\text{mm}]$	$s[\text{cm}]$
S	1.etaža	200	8	10	8	27		
S3	1.etaža	200	8	10	8	24	8	15
	2.etaža				8	24		
S8	1.etaža	200	8	10	8	30	8	18
	medet.				8	30	8	18
	2.etaža				10	14		

Preglednica 29: Količine prečne armature za razred DCH

DCH			V kritičnih obm.		Zunaj kritičnih obm.		50 cm pod in nad nosilci	
POZ	Etaža	lcr[cm]	Φ[mm]	s[cm]	Φ[mm]	s[cm]	Φ[mm]	s[cm]
S	1.etaža	300	10	12	8	24		
S3	1.etaža	300	10	12	8	24	8	15
	2.etaža				8	24		
S8	1.etaža	300	10	12	8	27	8	17
	medet.				8	27	8	17
	2.etaža				10	20		

5.6 Kontrola pomikov

Kot že omenjeno, se kontrolira pomike, izračunane z uporabo elastičnega spektra pospeškov. Preveriti je potrebno velikost koeficienta občutljivosti za etažne pomike (vpliv TDR) ter velikost etažnih pomikov v primerjavi z etažnimi višinami.

Vplivi teorije drugega reda

$$\theta = \frac{P_{TOT}}{V_{TOT}} \frac{d_r}{h} \leq 0.10$$

θ koeficient občutljivosti za etažne pomike;

P_{TOT} celotna osna sila etaže;

V_{TOT} celotna prečna sila etaže zaradi potresne obtežbe;

d_r etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže. Vodoravni pomiki d_s so izračunani z elastičnim spektrom pospeškov;

h višina etaže.

Preglednica 30: Faktorji θ za razred duktilnosti DCH

DCH	P_{TOT} [kN]	V_{TOT} [kN] F1	F2	dr_x [cm]	dr_y [cm]	$h_{etaže}$ [cm]	θ_{x-smer}	θ_{y-smer}
etaža 1	26463.53	3140.31	4629.32	7.20	7.20	484.00	0.13	0.09
medetaža	3491.78	592.04	831.07	13.20	13.40	393.00	0.20	0.14
etaža 2	1504.29	447.70	683.00	9.60	9.80	247.00	0.13	0.09

Preglednica 31: Faktorji θ za razred duktilnosti DCM

DCM	P _{TOT} [kN]	V _{TOT} [kN] F1	F2	dr _x [cm]	dr _y [cm]	h _{etaže} [cm]	θ _{x-smer}	θ _{y-smer}
etaža 1	26463.53	4710.11	4629.32	7.20	7.20	484.00	0.08	0.09
medetaža	3491.78	887.54	990.79	13.20	13.40	393.00	0.13	0.12
etaža 2	1504.29	671.50	683.00	9.60	9.80	247.00	0.09	0.09

Koeficient občutljivosti za etažne pomike kontroliramo v vsaki etaži posebej. Prav tako za vsako etažo posebej določimo koeficiente, s katerimi upoštevamo vplive teorije drugega reda. Za spodnjo etažo, kjer dimenzioniramo stebre, opazimo, da moramo za stopnjo DCH upoštevati poenostavljeno teorijo drugega reda. Za DCM so v spodnji etaži koeficienti občutljivosti za etažne pomike v mejah, za katere upoštevanje TDR ni potrebno.

Kontrola velikosti etažnih pomikov

Etažne pomike je potrebno omejiti predvsem zaradi nekonstrukcijskih elementov v stavbi. V primeru montažnih hal so to predvsem elementi fasadne podkonstrukcije.

Etažni pomiki za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, so omejeni z izrazom:

$$d_r v \leq 0.010 h$$

d_r projektni etažni pomik

h ... višina etaže

v ... redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb.

Mejni etažni pomik znaša:

$$d_r = 0.010 \cdot h / v = 0.025 h$$

Preglednica 32: Etažni pomiki konstrukcije za dve pravokotni smeri

	u _x [m]	u _y [m]	h _{et} [m]	dr _x /h _{etaže}	dr _y /h _{etaže}
1.etaža	0.071	0.072	4.84	0.015	0.015
medetaža	0.201	0.206	3.93	0.033	0.034
2.etaža	0.297	0.304	2.47	0.039	0.040

V primeru dvoetažne hale so etažni pomiki večji od omejitev, ki jih podaja standard. Normalno bi na tem mestu morali povečati togost konstrukcije do te mere, da bi etažni pomiki zadoščali zahtevam iz standarda. V našem primeru smo se odločili povečevati prerez stebrov in kontrolirati etažne pomike. V nadaljevanju podajamo velikost etažnih pomikov v odvisnosti od dimenzij stebrov:

STEBRI 80/80 cm					
	$u_x[m]$	$u_y[m]$	$h_{et}[m]$	dr_x/h_{et}	dr_y/h_{et}
1.et	0.063	0.056	4.84	0.013	0.012
2.et	0.179	0.159	3.93	0.030	0.026
3.et	0.264	0.234	2.47	0.034	0.030

STEBRI 90/90 cm					
	$u_x[m]$	$u_y[m]$	$h_{et}[m]$	dr_x/h_{et}	dr_y/h_{et}
1.et	0.048	0.044	4.84	0.010	0.009
2.et	0.136	0.124	3.93	0.022	0.020
3.et	0.201	0.183	2.47	0.026	0.024

STEBRI 95/95 cm					
	$u_x[m]$	$u_y[m]$	$h_{et}[m]$	dr_x/h_{et}	dr_y/h_{et}
1.et	0.038	0.036	4.84	0.008	0.007
2.et	0.110	0.101	3.93	0.018	0.017
3.et	0.162	0.149	2.47	0.021	0.019

Šele pri stebrih 95/95 cm bi v celoti zadostili zahtevam standarda.

6 PRIMERJAVA POSTOPKOV PROJEKTIRANJA V SKLADU S STANDARDOM SIST EN 1998 - 1 IN PRAVILNIKOM O TEHNIČNIH NORMATIVIH ZA GRADITEV OBJEKTOV VISOKE GRADNJE NA SEIZMIČNIH OBMOČJIH IZ LETA 1981

V Sloveniji že nekaj let, vzporedno s starimi jugoslovanskimi standardi, veljajo tudi evropski standardi Evrokod. Naslednje leto pa bodo Evrokodi popolnoma nadomestili stare standarde. Zato se nam je zdelo smotrno, da v okviru te naloge predstavimo glavne razlike med projektiranjem po starih in novih standardih. Primerjali bomo varnostne faktorje, potresne sile, obremenitve elementov, ter potek dimenzioniranja.

6.1 Osnove računa po starih jugoslovanskih standardih - JUS

V predpisih sta bili predvideni dve metodi za račun konstrukcij pri potresni obtežbi, in sicer:

- Metoda ekvivalentne statične obremenitve
- Metoda dinamične analize

Pod pojmom dinamična analiza je mišljen račun celotnega poteka časovnega odziva. Standard je predvideval tako analizo za vse objekte izven kategorije in za prototipe industrijsko izdelanih objektov v večjih serijah. Za take objekte, grajene v VIII. in IX. potresni coni, je bilo potrebno eksperimentalno preveriti dinamične karakteristike konstrukcije. S tem se je kontrolirala tudi kakovost izvedbe gradbenih del. Za ostale objekte je zadostovala metoda ekvivalentne statične obtežbe.

V metodi ekvivalentne statične obtežbe standard predvideva uporabo približnih obrazcev za določitev potresnih sil ali pa uporabo metode modalne analize s spektri odziva. Ti metodi se uporabljata tudi v Evrokodu 8. Razlika je v uporabljenih spektrih odziva.

Približni obrazci za račun potresnih sil imajo obliko:

$$S = K * G, \text{ kjer je} \quad (34)$$

S celotna potresna sila objekta;

G teža celotnega objekta;

K razmerje med računskimi horizontalnimi pospeški konstrukcije in pospeškom prostega pada.

$$K = K_0 K_s K_d K_p, \text{ kjer je} \quad (35)$$

K_0 koeficient kategorije objekta

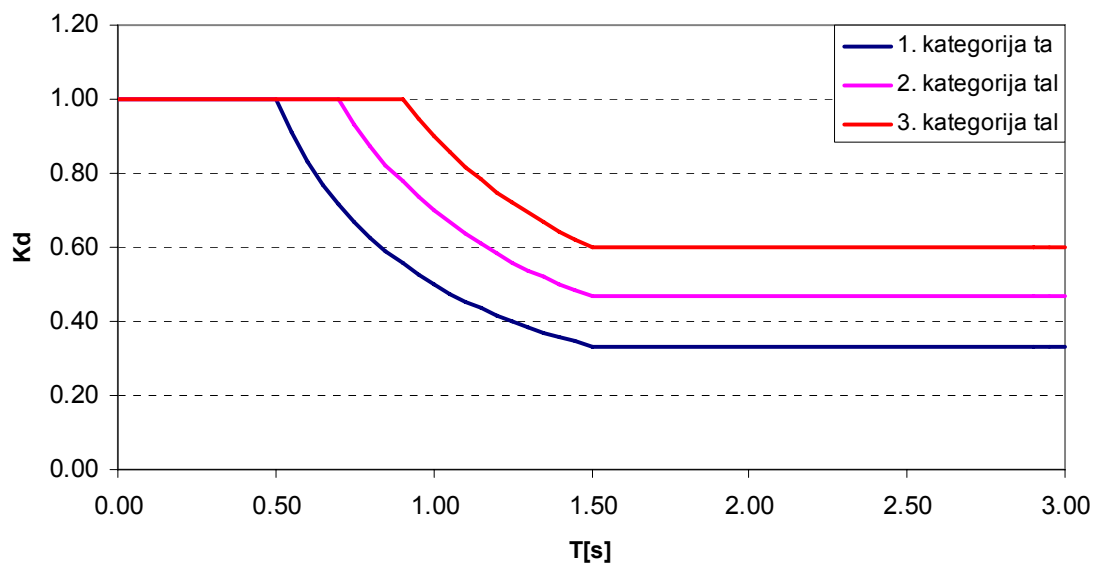
K_s koeficient seizmične intenzitete

K_d koeficient dinamičnosti

K_p koeficient duktilnosti in dušenja

V tem postopku je redukcija potresnih sil upoštevana implicitno. Skrta je za predstavljenimi koeficienti. Koeficient kategorije objekta znaša od 0.75 do 1.50 v odvisnosti od pomembnosti objekta. Zakon je predvideval tudi objekte izven kategorije, za katere je predvidena uporaba dinamične analize. Koeficient seizmične intenzitete je odvisen od lege objekta. V odvisnosti od potresne cone se spreminja od $K_s = 0.025$ za VII. cono do $K_s = 0.100$ za IX. potresno cono. Koeficient dinamičnosti je odvisen od kategorije tal. Določi se ga iz diagrama, ki po obliki ustreza spektru odziva, predvidenemu za uporabo v modalni analizi. Pri tem se nihajne čase določi na sistemu, kjer ni upoštevano razpokanje prerezov. Diagram ima sledečo obliko:

Določitev faktorja K_d



Koeficient duktilnosti in dušenja je odvisen od tipa konstrukcije. Za vse sodobne konstrukcije iz armiranega betona znaša $K_p = 1$.

Standard nadalje določa, da se npr. okvirni sistemi projektirajo tako, da lahko konstrukcijski elementi disipirajo seizmično energijo z »zvijanjem« in nastankom nelinearnih deformacij (plastičnih členkov) na koncih gred. Izogibali naj bi se nelinearnim deformacijam v stebrih. Potrebno je zagotoviti primerno duktilnost gred. Stebri naj se projektirajo tako, da normirana osna sila σ_0/β_B ne preseže vrednosti 0.35. Razmik prečne armature v stebrih je lahko največ 15 cm, s tem da se v bližini vozlišč, na razdalji $H/6$, razmik dvakratno zmanjša. H predstavlja višino stebrov. Stremena se morajo prekrivati po celotni dolžini krajše stranice.

Standard omejuje največji horizontalni pomik, izračunan po teoriji elastičnosti, z naslednjim izrazom:

$$u_{\max} = \frac{H}{600}, \text{ kjer je}$$

H ... celotna višina objekta

$u_{\max}$... maksimalni pomik na vrhu konstrukcije

6.2 Primerjava velikosti potresne obremenitve

V tem poglavju obravnavamo razlike med potresnimi obremenitvami, ki so jih določali starejši standardi, in obremenitvami, ki jih določa standard Evrokod 8. Primerjali bomo velikost projektnih spektrov pospeškov, ki jih uporabljamo pri modalni analizi konstrukcije.

Za dvoetažno halo bi na tem mestu zelo težko naredili primerjavo, ker imamo pri EC8 stebre povečane na 75/75 cm. Razlike v potresni obremenitvi bomo komentirali na primeru enoetažne hale. Najpomembnejša razlika je, da v EC8 upoštevamo razpokanost betonskih prereзов pri delovanju potresne obtežbe. To storimo tako, da reduciramo vztrajnostne in strižne prereze. S tem naredimo konstrukcijo bolj podajno. Taka konstrukcija ima manjši nihajni čas, kar pomeni povečanje vrednosti v spektru pospeškov.

V preglednici (33) so podani parametri in končna vrednost v spektru pospeškov za enoetažno halo, ki smo jo obravnavali v polavju 4.

Preglednica 33: Primerjava vrednosti v spektrih pospeškov

Enoetažna hala

EC8	S	$T_B[s]$	$T_C[s]$	$T_D[s]$	ag	T[s]	q	Sd(T)
DCM	1.2	0.15	0.5	2	0.125	1.39	3.3	0.0409
DCH	1.2	0.15	0.5	2	0.125	1.39	4.95	0.0273
		JUS	K_0	K_p	K_s	T[s]	K_d	K
			1.00	1.00	0.025	1.17	0.427	0.0107

Preglednica 34: Razmerja vrednosti iz spektrov pospeškov

	DCM	DCH
Enoetažna hala	3.83	2.55

Faktorji, ki še dodatno spremenijo razmerja med potresnimi silami, dobljenimi po različnih standardih, so:

- Različni varnostni faktorji, ki nastopajo v potresni obtežni situaciji → v EC8 je varnostni faktor za potresne vplive 1.0, v JUS pa je bil 1.3;
- Različni materialni varnostni faktorji → npr. za mehko armaturo je bil v JUS $\gamma_m = 1.0$, medtem, ko je v EC $\gamma_m = 1.15$;
- Različni kombinacijski faktorji za spremenljivo obtežbo. Po starih standardih je znašal ta faktor 0.5 v vseh primerih. V Evrokodu pa je ta faktor odvisen od namembnosti prostorov.

V našem primeru so vrednosti naslednje:

Streha: $\psi_{2,i} = 0.0$

Pisarne: $\psi_{2,i} = 0.3$

Skladišča: $\psi_{2,i} = 0.8$

Ti kombinacijski faktorji pridejo do izraza tudi pri računu mase konstrukcije.

6.3 Primerjava rezultatov projektiranja vzorčnih hal

Za primerjavo smo vzorčni hali izračunali tudi z uporabo starih jugoslovanskih standardov. V nadaljevanju podajamo rezultate in jih primerjamo z rezultati, dobljenimi s projektiranjem po EC8/1.

Potresne sile

Kot smo predstavili že v prejšnjem poglavju, pričakujemo, da so potresne sile, dobljene v skladu z EC8, približno za faktor 3 večje od sil dobljenih po starih standardih. Zaradi razlik, ki smo jih tudi že opisali, pa pričakujemo določeno odstopanje od te vrednosti. Rezultati so podani v sledečih tabelah.

Preglednica 35: Primerjava potresnih sil za oba primera hal

		Potres X		Potres Y	
		F _x [kN]	F _y [kN]	F _x [kN]	F _y [kN]
1 et.	JUS	285.53	6.21	6.32	290.17
	DCH	427.45	179.43	181.95	417.70
	DCM	640.49	269.07	272.66	626.51
2 et.	JUS	2006.06	0.00	0.00	1839.90
	DCH	4180.05	1778.95	1817.22	4710.56
	DCM	6269.15	2668.27	2369.64	6143.39

Preglednica 36: Razmerja med potresnimi silami

		DCH	DCM
1. et	F _{EC} /F _{JUS}	1.50	2.24
	F _{yEC} /F _{yJUS}	1.44	2.16
2. et	F _{EC} /F _{JUS}	2.08	3.13
	F _{yEC} /F _{yJUS}	2.56	3.34

Na tem mestu moramo omeniti še vpliv slučajne ekscentričnosti mase, ki ga v starih predpisih ni bilo potrebno upoštevati. Novost v Evrokodu 8 je tudi upoštevanje istočasnega vpliva potresa v dveh smereh. V razmerjih za dvoetažno halo so upoštevane različne dimenzije stebrov.

Vzdolžna in prečna armatura

V skladu z EC8 je za enoetažno halo zadoščala že minimalna armatura. Za dvoetažno pa je bila potrebna računaska armatura. Poleg tega smo bili, zaradi samega prevzema upogibnih obremenitev, primorani povečati dimenzije stebrov na 75/75 cm. Evrokod 8 predvideva, da je minimalna stopnja armiranja stebrov 1%, največja stopnja pa ne sme preseči 4%. V starih standardih so dimenzije 50/50 cm zadoščale. Stopnjo armiranja nam je narekovala vitkost stebrov. Minimalna stopnja armature je večja vrednost izmed $\mu_{\min} = 0.6\%$ in $\mu_{\min} = \lambda/50 - 0.4$.

V našem primeru so vitkosti $\lambda = 90$ za enoetažno in $\lambda = 155.7$ za dvoetažno halo. Minimalne stopnje armiranja so torej 1.40% in 2.72%. Standard je dopuščal zmanjšanje stopnje minimalne armature v primeru, ko osna nosilnost prereza ni izkoriščena. Vendar tudi v tem primeru stopnja minimalne armature ni smela biti manjša od $0.003A_c$.

V našem primeru smo pri računu hal po JUS stebre armirali z armaturo, ki jo narekuje vitkost stebrov. V primerih obstoječih projektov hal je bila pri enoetažni hali stopnja minimalne armature zmanjšana na 1%, pri dvoetažni pa na približno 1.5%.

Preglednica 37: Prerezi stebrov in količine vzdolžne armature za obe hali, računane po različnih standardih

	Standard	Prerez [cm]	Vzdolžna armatura		
			vogal	stranica	[%]
1. et	JUS	50/50	4 Φ 20	8 Φ 20	1.51
	EC8-DCH	50/50	4 Φ 20	8 Φ 14	1.00
	EC8-DCM	50/50	4 Φ 20	4 Φ 20	1.01
2. et POZ S	JUS	50/50	12 Φ 25	4 Φ 20	2.86
	EC8-DCH	75/75	4 Φ 25	20 Φ 20	1.47
	EC8-DCM	75/75	12 Φ 25	16 Φ 22	2.13

Preglednica 38: Prerezi stebrov in količine prečne armature za obe hali, računane po različnih standardih

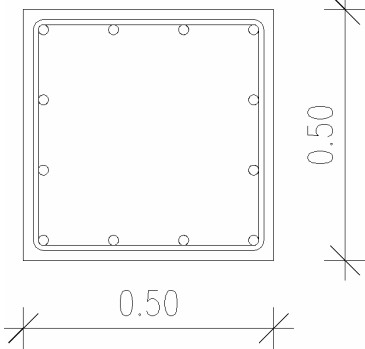
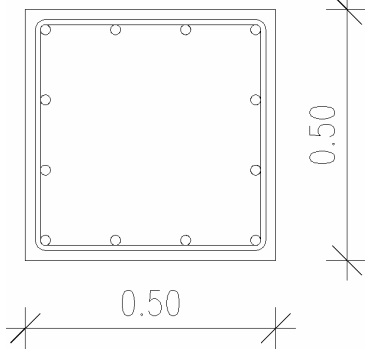
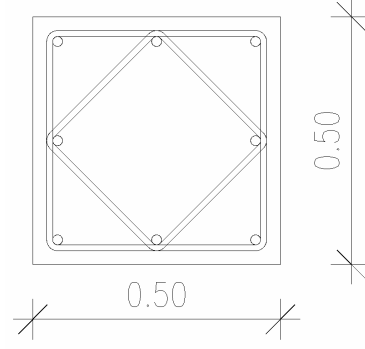
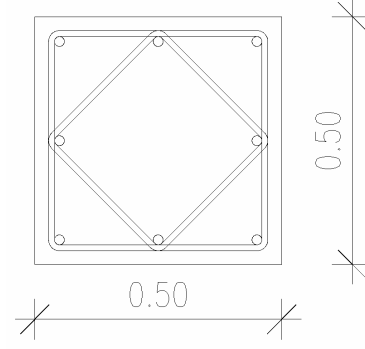
	Standard	Prerez [cm]	V kritičnih območjih			Zunaj krit. območji	
			Oblika stremen	Stremena	ω_{wd}	Oblika stremen	Stremena
1. et	JUS	50/50	2-strižno	Φ 8/7.5 cm		2-strižno	Φ 8/15 cm
	EC8-DCH	50/50	4-strižno	Φ 10/12 cm	0.14	4-strižno	Φ 8/17 cm
	EC8-DCM	50/50	4-strižno	Φ 8/15 cm	0.09	4-strižno	Φ 8/24 cm
2. et POZ S	JUS	50/50	2-strižno	Φ 8/7.5 cm		2-strižno	Φ 8/15 cm
	EC8-DCH	75/75	5-strižno	Φ 10/12 cm	0.12	4-strižno	Φ 8/24 cm
	EC8-DCM	75/75	4-strižno	Φ 10/15 cm	0.09	4-strižno	Φ 8/27 cm

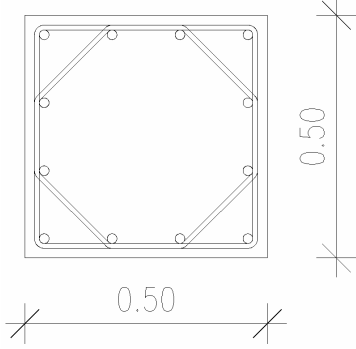
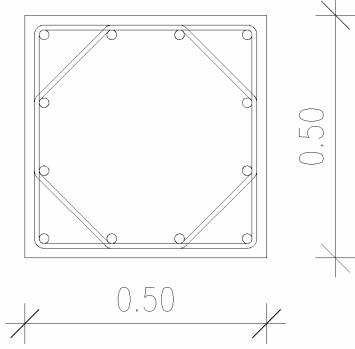
OPOMBA: Za kritično območje v JUS vzamemo območje, kjer je potrebno zgostiti stremena na polovični razmak. To je $H/6$ nad vpetjem stebrov in $H/6$ pod in nad stiki stebrov z gredami.

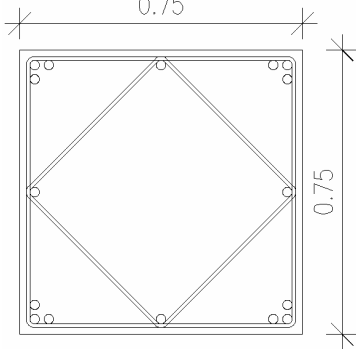
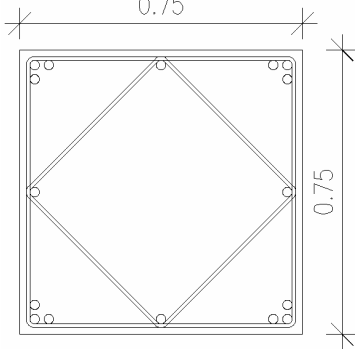
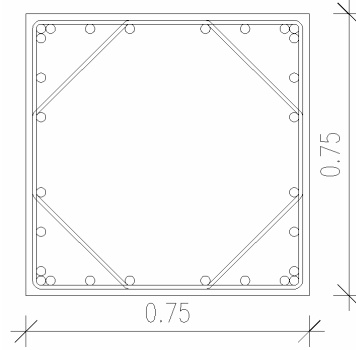
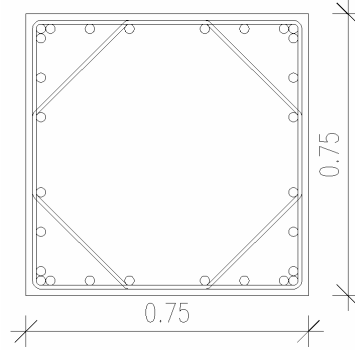
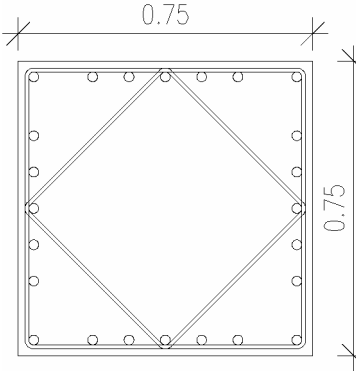
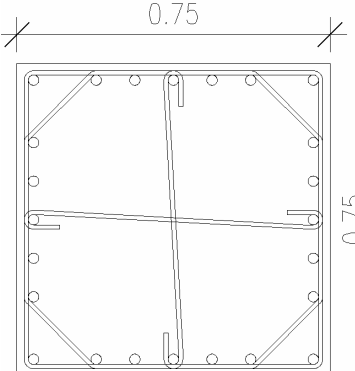
Razlike so pri konstruiranju prečne armature večje. Razlog so strožje zahteve, ki jih EC8 predpisuje glede zagotavljanja lokalne duktilnosti v kritičnih območjih. Razdalje med stremeni so primerljive z vrednostmi v JUS. Razlika je v predpisanih maksimalnih razdaljah med podprtimi vzdolžnimi palicami (40 cm za JUS, 30 cm za EC2, 20 cm za EC8 - DCM in

15 cm za EC8 - DCH). Podpiranje vzdolžnih palic je v EC8 potrebno zagotoviti z večjim številom dodatnih stremen.

Konstrukcija prečne armature v kritičnih območjih v skladu z EC8 je prikazana v poglavjih 3 in 4, za vsak primer posebej. V primeru enoetažne hale za razred DCM uporabimo dve štirikotni stremeni (eno je postavljeno diagonalno), za razred DCH pa eno štirikotno in eno osemkotno streme. V primeru dvoetažne hale, kjer so stebri večjih dimenzij, pa je potrebno več stremen. Uporabimo 5-strižno streme za razred DCH in 4-strižno streme za razred DCM. Za steber projektiran po JUS, dimenzij 50/50 cm, dodatna stremena niso potrebna. Če je vogalna vzdolžna palica oddaljena od roba 5 cm, potem je razdalja med podprtimi palicami točno 40 cm. Na naslednjih slikah podajamo pregled izvedbe stremen za obe hali in stebre projektirane po različnih predpisih.

Enoetažna hala	Stremena zunaj kritičnih območji	Stremena v kritičnih območjih
JUS		
EC8 – DCM		

EC8 – DCH		
-----------	---	--

Dvoetažna hala	Stremena zunaj kritičnih območji	Stremena v kritičnih območjih
JUS		
EC8 – DCM		
EC8 – DCH		

7 ZAKLJUČKI

V Sloveniji se vse bolj množično uporablja montažni način gradnje, predvsem za industrijske objekte ter velike nakupovalne centre. Vzroki za tako množičen porast tovrstnih konstrukcij so lažja izvedba, neodvisnost od vremenskih vplivov med samo izdelavo, kontrolirani pogoji izdelave ter cenovna ugodnost. Prav zaradi množičnosti gradnje in pomembnosti objektov za varnost ljudi in opreme, ki se v objektih nahaja, se pojavlja vprašanje potresne odpornosti takih hal.

Preliminarne preiskave, ki so bile opravljene v okviru evropskega projekta »PRECAST EC8«, so pokazale primerno potresno odpornost hal, projektiranih po zadnji verziji standarda EC8. Novost v tem standardu so faktorji obnašanja, ki so za montažne konstrukcije enaki kot za monolitne sisteme. Redukcija potresnih sil je torej po novem večja kot v zgodnejših verzijah standarda, vendar manjša kot v dosedanji praksi.

Pri tem se moramo zavedati, da je tako veliko redukcijo potresnih sil mogoče uporabiti le, če so stiki močnejši od elementov, ki se v njih stikajo. Stiki morajo biti dimenzionirani po metodi načrtovanja nosilnosti. Ker pa obnašanje stikov med delovanjem potresne obtežbe še ni dovolj znano, je zelo težko opraviti kontrolo nosilnosti stikov in jih pravilno projektirati. S tem namenom bo potrebno v prihodnosti narediti različne eksperimente in nadaljevati z raziskavami obnašanja stikov. V tej diplomski nalogi smo predpostavili, da so stiki dovolj togi in nosilni, da omogočajo prerazporeditev sil na vse stebre.

Dodatni pogoj za uporabo večje redukcije potresnih sil je pravilna izvedba detajlov v stebrih. Prenesti morajo velike plastične deformacije, ki jih pri tako veliki redukciji potresnih sil lahko pričakujemo. S tem namenom so v standardu podane posebne zahteve za zagotavljanje lokalne duktilnosti v kritičnih območjih.

Za prikaz računa montažnih hal smo v tem diplomskem delu obravnavali dve vzorčni hali. Analizirani sta bili enoetažna in dvoetažna hala, ki sta po EC8/1 projektirani enkrat kot delno duktilni, drugič pa kot visoko duktilni konstrukciji. Obe hali sta imeli medetažo na delu tlorisa.

Pri enoetažni hali smo ugotovili, da ponavadi zadoščajo že minimalne zahteve glede stopnje vzdolžne armature. Tako je praktično vseeno, kakšno stopnjo duktilnosti konstrukcije izberemo. Razlika se pokaže le pri zagotavljanju lokalne duktilnosti v kritičnih območjih stebrov. Zahteve glede pomikov so bile pri enoetažni hali izpolnjene.

Pri dvoetažni hali so bili kritični pomiki v mejnem stanju uporabnosti. To je bilo v neki meri pričakovano, saj imamo opravka s podajnimi konstrukcijami. Omejitve v standardu pa so, kot se zdi, v osnovi namenjene okvirnim monolitnim konstrukcijam. V prihodnosti bi bilo verjetno smiselno presoditi, ali so omejitve glede etažnih pomikov, ki so predpisane za monolitne konstrukcije, primerne tudi za montažne industrijske hale. Potrebne bodo različne dodatne preiskave (npr. vpliva fasade na konstrukcijo). V našem primeru smo naredili stebre dimenzij 75/75 cm, kar pa še ni zadoščalo vsem zahtevam glede pomikov. Če bi hoteli zagotoviti vsem pogojem v mejnem stanju uporabnosti, bi bili potrebni stebri dimenzij 90/90 cm. V primerjavi z obstoječo prakso je to precejšnje povečanje dimenzij stebrov. V vzorčnem projektu je bila taka hala narejena s stebri 50/50 cm. Z izvedbenega vidika je poleg pomikov pomembna omejitev standarda tudi največja razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicami. Ta narekuje uporabo dodatnih stremen v kritičnih območjih. Pri večjih dimenzijah stebrov zna biti ta zahteva kritična glede izvedbe detajlov.

Primerjava projektiranja v skladu z EC in v skladu z JUS nam je pokazala povečanje obremenitev zaradi potresne obtežbe v EC8. To se zgodi kljub večji redukciji potresnih sil v EC. Pri tem moramo upoštevati dejstvo, da je tudi v JUS bila prisotna redukcija potresnih sil, vendar je bila podana implicitno in na prvi pogled ni tako očitna. Pri dimenzioniranju elementov smo ugotovili, da za večino enoetažnih hal zadostuje minimalna vzdolžna armatura po EC8, ki je primerljiva z armaturo v izvedenih halah. Razlike so pri dvoetažni hali večje, tako pri potresnih silah in posledično tudi pri dimenzioniranju elementov. Račun po EC8 je zahteval celo povečanje dimenzij stebrov v mejnem stanju nosilnosti. Razlike so občutne tudi pri računu strižne armature. Z namenom zagotavljanja lokalne duktilnosti so v kritičnih območjih stebrov zahteve glede izvedbe stremen (v EC8) precej strožje kot v JUS. Zahteve narekujejo boljše objetje betonskega jedra in manjše razdalje med podprtimi vzdolžnimi armaturnimi palicami. Pri dvoetažni hali, kjer moramo povečati prerez, je ta zahteva še

posebej kritična. Razdalje med vogalnimi vzdolžnimi palicami so večje, zato potrebujemo več vmesnih palic in več dodatnih stremen. Zunaj kritičnih območji pa je v EC zahtevane manj prečne armature, kot v JUS. Praktično v vseh stebrih zadostuje minimalna prečna armatura, ki je določena v slovenskem nacionalnem dodatku k EN1992

VIRI

Bubnov, S., Fajfar, P., Fischinger, M., Ribarič, M., Tomaževič, M. (1982). Graditev objektov visokogradnje na seizmičnih območjih: Ocena pravilnika. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

Kramar, M., Fischinger, M., Isaković, T. (2006). Potresna ranljivost AB montažnih hal, projektiranih po EC8. V: Saje, F. in Lopatič, J. (ur.). Zbornik 28. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije. Bled, hotel Golf, 19. – 20. oktober 2006. Ljubljana, Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev: str. 41 – 48.

Fajfar, P. (1995). Osnove potresnega inženirstva. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

Fajfar, P. (1984). Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

CEN, Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije - Del 2–1: Vplivi na konstrukcije – Gostote, lastna teža in koristne obtežbe, SIST EN 1991-2-1.

CEN, Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije - Del 2–3: Vplivi na konstrukcije – Obtežba snega, SIST EN 1991-2-3.

CEN, Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije - Del 2–4: Vplivi na konstrukcije – Vplivi vetra, SIST EN 1991-2-4.

CEN, Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije - Del 5: Vplivi na konstrukcije – Vplivi žerjavov in strojev, SIST EN 1991-5.

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

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

Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih.
UL SFRJ št. 31/81: str. 844 – 854.

Karta projektnega pospeška tal (2001). Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija republike Slovenije za okolje.

http://www.arso.gov.si/podrocja/potresi/podatki/projektni_pospesek_tal.html (15.11.2006)

PRILOGA A: RAČUN VZDOLŽNE ARMATURE ZA DVOETAŽNO HALO S PROGRAMOM SAP 2000

Na sliki je prikazan izpis iz programa SAP 2000. Prikazani so rezultati dimenzioniranja v skladu z EC2 za vogalni steber ob medetaži – POZ S8.

