

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

**VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA  
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat:

**JURE TOMAŽIČ**

**PROJEKTIRANJE IN ANALIZA  
ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE STAVBE**

Diplomska naloga št.: **458/KS**

**ANALYSIS AND DESIGN OF A REINFORCED  
CONCRETE BUILDING**

Graduation thesis No.: **458/KS**

**Mentor:**  
prof. dr. Matej Fischinger

**Predsednik komisije:**  
doc. dr. Tomo Cerovšek

**Somentorica:**  
prof. dr. Tatjana Isaković

Ljubljana, 29. 5. 2012

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani Jure Tomažič izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom:  
**PROJEKTIRANJE IN ANALIZA ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE STAVBE.**

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju UL FGG.

Dvor, maj 2012

Jure Tomažič

**BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM**

<b>UDK:</b>	<b>624.012.45:624.04(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Jure Tomažič</b>
<b>Mentor:</b>	<b>prof. dr. Matej Fischinger</b>
<b>Somentorica:</b>	<b>prof. dr. Tatjana Isaković</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Projektiranje in analiza armiranobetonske konstrukcije stavbe</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>185 str., 71 pregl., 69 sl., 155 en., 3 pril.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>armiran beton, zasnova konstrukcije, vplivi, analiza konstrukcij, potresno inženirstvo, modalna analiza, dimenzioniranje, upogib z osno silo, strig, načrtovanje nosilnosti, srednji razred duktilnosti, SAP2000</b>

**IZVLEČEK**

V diplomski nalogi se ukvarjam s projektiranjem in analizo pet-etažne okvirne armiranobetonske stavbe po standardih Eurocode. Na začetku določim izhodiščne dimenzije plošč, gred in stebrov. Vplive na konstrukcijo določim v skladu s standardi. Konstrukcijo nato analiziram. Najprej izvedem analizo plošč, nato analiziram še okvirje. Pri analizi uporabim več različnih modelov in nato primerjam rezultate. Potresne vplive na konstrukcijo določim z metodo z vodoravnimi silami in modalno analizo. Rezultate obeh metod nato med seboj primerjam. V najobširnejšem poglavju tega dela pišem o dimenzioniranju armiranobetonskih elementov na mejna stanja nosilnosti. Pri dimenzioniranju posebej obravnavam upogib z osno silo in strig. Za dimenzioniranje sem izdelal lastna računska orodja s programom MS Excel. Nazadnje določim upogibno in strižno armaturo v nekaterih primarnih potresnih gredah in stebrih po postopku načrtovanja nosilnosti z zagotavljanjem srednje stopnje duktilnosti (DCM).

## ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorju prof. dr. Mateju Fischingerju in somentorici prof. dr. Tatjani Isaković za nesebično pomoč, strokovno razlago, vse praktične napotke in vzet čas pri nastajanju diplomske naloge.

Lepo se zahvaljujem svojim staršema za vso spodbudo in materialno pomoč pri celotnem študiju. Iskrena hvala tudi moji dragi Poloni za vso izkazano podporo in potrpljenje tako med študijem, kot med pisanjem diplomske naloge.

## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

<b>UDC:</b>	<b>624.012.45:624.04(043.2)</b>
<b>Author:</b>	<b>Jure Tomažič</b>
<b>Supervisor:</b>	<b>prof. Matej Fischinger, Ph.D.</b>
<b>Co-supervisor:</b>	<b>prof. Tatjana Isaković, Ph.D.</b>
<b>Title:</b>	<b>Analysis And Design of a Reinforced Concrete Building</b>
<b>Scope and tools:</b>	<b>185 p., 71 tab., 69 fig., 155 eq., 3 ann.</b>
<b>Keywords:</b>	<b>reinforced concrete, preliminary design of constructions, impacts, analysis of constructions, earthquake engineering, modal analysis, design of a cross sections, bending with axial force, shear, capacity design, ductility class medium, SAP2000</b>

### **ABSTRACT**

In the graduation thesis I deal with analysis and design of a five-floor reinforced concrete frame building according to European standards – Eurocode. At first I preliminary design dimensions of slabs, beams and columns. Impacts on construction are defined in accordance with the requirements of the standard. Then I perform the analysis of a constructions. Separately I run analysis of slabs and then the analysis of frames. In the analysis I use several different models and then compare the results. Seismic effects on the structure are determined by the method with horizontal forces and modal analysis. Results of the both methods are compared with each other then. In the most extensive chapter of this thesis I am writing about dimensioning of reinforced concrete elements in the ultimate limit states. When sizing, I separately address bending with axial force and shear. In the purpose of sizing I made my own calculating tools based on program MS Excel. At last the bending and shear reinforcement in the primary seismic beams and columns is defined by the method of capacity design for ductility class medium (DCM).

## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>ZASNOVA KONSTRUKCIJE.....</b>	<b>4</b>
2.1	OPIS KONSTRUKCIJE .....	4
2.2	NAČRT ARHITEKTURE.....	5
2.2.1	Tloris tipične etaže.....	5
2.2.2	Vzdolžni prerez objekta A-A.....	6
2.2.3	Prečni prerez objekta B-B.....	7
2.2.4	Prostorska modela nosilne konstrukcije objekta.....	8
2.3	UPORABLJENI NOSILNI MATERIALI .....	9
2.3.1	Beton .....	9
2.3.2	Jeklo za armiranje .....	9
2.4	LOKACIJSKI PODATKI .....	10
2.5	GEOTEHNIČNI OPIS TAL .....	11
2.6	DOLOČANJE ZAČETNIH DIMENZIJ NOSILNIH ELEMENTOV .....	12
2.6.1	Določanje debelin plošč.....	12
2.6.2	Določanje dimenzij nosilcev.....	14
2.6.3	Določanje dimenzij stebrov .....	16
2.6.4	Uklonska vitkost stebrov .....	17
<b>3</b>	<b>VPLIVI NA KONSTRUKCIJO .....</b>	<b>20</b>
3.1	STALNA OBTEŽBA .....	20
3.1.1	Ploskovne stalne obtežbe.....	20
3.1.2	Linijske stalne obtežbe .....	23
3.2	KORISTNA OBTEŽBA .....	24
3.2.1	Koristna obtežba na površine objekta .....	25
3.3	VPLIV SNEGA .....	26
3.3.1	Izračun obtežbe snega na streho objekta.....	27
3.4	VPLIV VETRA .....	28
3.4.1	Sile vetra.....	28
3.4.2	Tlak vetra.....	29
3.4.3	Izračun obtežbe vetra na stene objekta .....	33
3.5	POTRESNI VPLIV .....	36
3.5.1	Določanje mase za račun potresnega vpliva .....	36

3.5.2	Izračun mase obravnavanega objekta.....	37
3.5.3	Projektni spekter pospeškov .....	39
3.5.4	Projektni spekter pospeškov obravnavanega objekta.....	44
<b>3.6</b>	<b>OBTEŽNE KOMBINACIJE.....</b>	<b>46</b>
3.6.1	Obtežne kombinacije za obravnavan objekt .....	48
<b>4</b>	<b>RAČUN PLOŠČ.....</b>	<b>49</b>
<b>4.1</b>	<b>RAČUN PLOŠČ S POMOČJO TABEL .....</b>	<b>49</b>
4.1.1	Račun plošč s pomočjo tabel – način 1 .....	50
4.1.2	Račun plošč s pomočjo tabel – način 2 .....	54
<b>4.2</b>	<b>RAČUN S PROGRAMOM SAP2000 .....</b>	<b>56</b>
4.2.1	Plošča na nepomičnih podporah .....	56
4.2.2	Plošča na pravokotnih nosilcih .....	57
4.2.3	Plošče, povezane z nosilci.....	60
4.2.4	Gladka plošča na stebrih .....	62
<b>4.3</b>	<b>PRIMERJAVA REZULTATOV RAZLIČNIH RAČUNOV PLOŠČ .....</b>	<b>64</b>
<b>5</b>	<b>STATIČNA ANALIZA KONSTRUKCIJ .....</b>	<b>65</b>
<b>5.1</b>	<b>MODELIRANJE OKVIRJEV .....</b>	<b>65</b>
<b>5.2</b>	<b>RAVNINSKI OKVIR X2 (Y = 6,40 m).....</b>	<b>66</b>
5.2.1	Določanje sodelujoče širine pasnice .....	66
5.2.2	Določanje obtežbe in izračun.....	68
<b>5.3</b>	<b>PROSTORSKI OKVIR OBJEKTA .....</b>	<b>70</b>
<b>5.4</b>	<b>PRIMERJAVA REZULTATOV 2D IN 3D ANALIZE .....</b>	<b>72</b>
<b>6</b>	<b>ANALIZA KONSTRUKCIJ NA POTRESNI VPLIV .....</b>	<b>74</b>
<b>6.1</b>	<b>SPLOŠNO .....</b>	<b>74</b>
6.1.1	Določanje pravilnosti konstrukcij .....	75
6.1.2	Preverjanje pravilnosti konstrukcije obravnavanega objekta .....	76
6.1.3	Slučajna ekscentričnost.....	80
<b>6.2</b>	<b>METODA Z VODORAVNIMI SILAMI.....</b>	<b>81</b>
6.2.1	Določanje vodoravne potresne obtežbe .....	82
6.2.2	Določanje potresne obtežbe na obravnavan objekt – smer X .....	83
6.2.3	Določanje potresne obtežbe na obravnavan objekt – smer Y .....	87
<b>6.3</b>	<b>MODALNA ANALIZA S SPEKTRI ODZIVA .....</b>	<b>89</b>
6.3.1	Modalna analiza objekta v smeri X po peš računu.....	90
6.3.2	Prostorska modalna analiza s programom SAP2000 .....	98

<b>6.4</b>	<b>PRIMERJAVA REZULTATOV MED RAZLIČNIMI METODAMI.....</b>	<b>100</b>
<b>6.5</b>	<b>MEJNI POMIKI IN VPLIV TEORIJE DRUGEGA REDA.....</b>	<b>101</b>
6.5.1	Mejno stanje uporabnosti (omejitev poškodb).....	101
6.5.2	Vpliv teorije drugega reda .....	102
<b>7</b>	<b>NOTRANJE OBREMENTITVE PREREZOV .....</b>	<b>103</b>
<b>7.1</b>	<b>NOTRANJE OBREMENTITVE GRED .....</b>	<b>104</b>
7.1.1	Greda G1 .....	104
7.1.2	Greda G2 .....	104
7.1.3	Greda G3 .....	105
7.1.4	Greda G4 .....	105
<b>7.2</b>	<b>NOTRANJE OBREMENTITVE STEBROV .....</b>	<b>106</b>
7.2.1	Steber S1.....	106
7.2.2	Steber S2.....	106
7.2.3	Steber S3.....	106
7.2.4	Steber S4.....	107
7.2.5	Steber S5.....	107
7.2.6	Steber S6.....	107
<b>8</b>	<b>DIMENZIONIRANJE ARMIRANOBETONSKIH PREREZOV .....</b>	<b>108</b>
<b>8.1</b>	<b>SPLOŠNO .....</b>	<b>108</b>
<b>8.2</b>	<b>MEHANSKE LASTNOSTI MATERIALOV .....</b>	<b>109</b>
8.2.1	Beton .....	109
8.2.2	Jeklo za armiranje.....	111
<b>8.3</b>	<b>UPOGIB Z OSNO SILO - SPLOŠNO.....</b>	<b>114</b>
8.3.1	Osno-upogibna nosilnost armiranobetonskega prereza .....	114
8.3.2	Območja mejnih deformacijskih ravnin .....	115
8.3.3	Računska orodja in programi za dimenzioniranje .....	116
<b>8.4</b>	<b>ENOOSNI UPOGIB Z OSNO SILO .....</b>	<b>118</b>
8.4.1	Pravokotni prerezi – velika ekscentričnost, enojna armatura.....	118
8.4.2	Pravokotni prerezi – splošno .....	123
8.4.3	T prerezi.....	128
<b>8.5</b>	<b>DVOOSNI UPOGIB Z OSNO SILO .....</b>	<b>132</b>
8.5.1	Pravokotni prerezi.....	132
8.5.2	Krožni prerezi.....	142
<b>8.6</b>	<b>STRIG .....</b>	<b>148</b>
8.6.1	Dimenzioniranje AB elementov na prečno silo .....	148



---

8.6.2	Dimenzioniranje AB elementov na torzijo .....	153
8.6.3	Kombinacija prečne sile in torzije .....	155
8.6.4	Računska primera .....	156
<b>9</b>	<b>KONSTRUIRANJE IN NAČRTOVANJE NOSILNOSTI.....</b>	<b>161</b>
<b>9.1</b>	<b>GREDE.....</b>	<b>161</b>
9.1.1	Geometrijske omejitve in določitev kritičnega območja.....	161
9.1.2	Vzdolžna armatura v gredah .....	162
9.1.3	Prečna armatura v gredah.....	163
9.1.4	Računski primer projektiranja primarne potresne grede .....	165
<b>9.2</b>	<b>STEBRI.....</b>	<b>170</b>
9.2.1	Geometrijske omejitve in določitev kritičnega območja.....	170
9.2.2	Vzdolžna armatura v stebrih .....	170
9.2.3	Prečna armatura v stebrih.....	171
9.2.4	Računski primer projektiranja primarnega potresnega stebra.....	174
<b>9.3</b>	<b>SKICE ARMIRANOBETONSKIH PREREZOV .....</b>	<b>181</b>
9.3.1	Greda G1 – krajna podpora.....	181
9.3.2	Greda G1 – polje.....	181
9.3.3	Greda G1 – vmesna podpora.....	182
9.3.4	Steber S1 .....	182
9.3.5	Steber S2.....	182
<b>10</b>	<b>ZAKLJUČEK.....</b>	<b>183</b>
<b>VIRI.....</b>	<b>.....</b>	<b>186</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Geotehnični podatki o sestavi temeljnih tal .....	11
Preglednica 2: Razmerja l/d za plošče, nosilne v eni smeri .....	12
Preglednica 3: Razmerja l/d za plošče, nosilne v obeh smereh .....	12
Preglednica 4: Faktor K za različne statične sisteme (Vir: SIST EN 1992-1-1) .....	13
Preglednica 5: Optimalna in maksimalna razmerja l/d .....	14
Preglednica 6: Glavne kategorije uporabe površin (Vir: SIST EN 1991-1-1) .....	24
Preglednica 7: Koristne obtežbe na tleh (Vir: SIST EN 1991-1-1) .....	24
Preglednica 8: Lahke predelne stene .....	25
Preglednica 9: Oblikovni koeficient obtežbe snega $\mu_1$ (Vir: SIST EN 1991-1-3) .....	26
Preglednica 10: Priporočene vrednosti koeficienta $C_e$ (Vir: SIST EN 1991-1-3) .....	26
Preglednica 11: Izračun obtežbe snega na tleh $s_k$ (Vir: SIST EN 1991-1-3) .....	26
Preglednica 12: Osnovne hitrosti vetra $v_b$ (Vir: SIST EN 1991-1-4) .....	29
Preglednica 13: Izračunane vrednosti faktorja izpostavljenosti $c_e(z)$ .....	30
Preglednica 14: Kategorije terena za določitev faktorja $c_e(z)$ (Vir: SIST EN 1991-1-4) .....	31
Preglednica 15: Referenčna višina z .....	31
Preglednica 16: Koeficienti $c_{pe}$ za navpične stene (Vir: SIST EN 1991-1-4) .....	31
Preglednica 17: Koeficienti trenja zaradi vetra (Vir: SIST EN 1991-1-4) .....	33
Preglednica 18: Vrednosti faktorja $\psi_2$ (Vir: SIST EN 1990) .....	36
Preglednica 19: Vrednosti faktorja $\phi$ (Vir: SIST EN 1998-1) .....	37
Preglednica 20: Masa objekta po etažah .....	38
Preglednica 21: Kategorije pomembnosti stavb (Vir: SIST EN 1998-1) .....	40
Preglednica 22: Opisi tipov tal (Vir: SIST EN 1998-1) .....	41
Preglednica 23: Karakteristike tipov tal (Vir: SIST EN 1998-1) .....	41
Preglednica 24: Vrednosti faktorja $q_0$ (Vir: SIST EN 1998-1) .....	43
Preglednica 25: Vrednosti $\alpha_w/\alpha_1$ za različne konstrukcije (Vir: SIST EN 1998-1) .....	43
Preglednica 26: Delni varnostni faktorji vplivov (Vir: SIST EN 1990) .....	47
Preglednica 27: Kombinacijski faktorji spremenljivih vplivov (Vir: SIST EN 1990) .....	47
Preglednica 28: Primerjava velikosti momentov, glede na računski statični model .....	64
Preglednica 29: Statične obtežne kombinacije za okvir X2 .....	69

Preglednica 30: Primerjava rezultatov 2D in 3D statičnih modelov .....	72
Preglednica 31: Dovoljene metode za določanje potresnega vpliva (Vir: SIST EN 1998-1).....	74
Preglednica 32: Ekscentričnost konstrukcije in koordinate centrov togosti .....	76
Preglednica 33: Določanje torzijskih polmerov .....	77
Preglednica 34: Kontrola tlorisne pravilnosti konstrukcije .....	79
Preglednica 35: Lastne frekvence in lastni nihajni časi konstrukcije v smeri X .....	92
Preglednica 36: Nihajne oblike objekta za smer X.....	93
Preglednica 37: Faktorji participacije za vse nihajne oblike .....	94
Preglednica 38: Efektivne mase $m_{i,eff}$ v tonah .....	94
Preglednica 39: Deleži efektivnih mas .....	95
Preglednica 40: Projektni pospeški $S_{d,i}$ v $m/s^2$ .....	95
Preglednica 41: Potresne sile $F_{b,ij}$ v kN .....	95
Preglednica 42: Projektni vodoravni pomiki $u_{d,ij}$ v metrih .....	97
Preglednica 43: Nihajni časi in efektivne mase.....	99
Preglednica 44: Vodoravne potresne sile in dodatni torzijski momenti .....	99
Preglednica 45: Primerjava rezultatov različnih dinamičnih analiz konstrukcije.....	100
Preglednica 46: Redukcijski faktor $\nu$ (Vir: SIST EN 1998-1).....	101
Preglednica 47: Faktor $\alpha$ (Vir: SIST EN 1998-1).....	101
Preglednica 48: Kontrola etažnih pomikov .....	101
Preglednica 49: Koeficienti občutljivosti za etažne pomike.....	102
Preglednica 50: Trdnostne in deformacijske lastnosti betonov običajne trdnosti .....	109
Preglednica 51: Delni varnostni faktor za beton (Vir: SIST EN 1992-1-1) .....	110
Preglednica 52: Trdnostne in deformacijske lastnosti jekla .....	111
Preglednica 53: Razredi duktilnosti armature.....	112
Preglednica 54: Delni varnostni faktor za jeklo (Vir: SIST EN 1992-1-1) .....	112
Preglednica 55: Sodelujoče širine pasnic (Vir: SIST EN 1998-1).....	161
Preglednica 56: Izračun prečne sile $V_{Ed,max}$ pri načrtovanju nosilnosti.....	163
Preglednica 57: Obremenitve grede G1 iz analize stavbe .....	165
Preglednica 58: Obremenitve grede G2 iz analize stavbe .....	165
Preglednica 59: Sodelujoče širine plošče za načrtovanje nosilnosti.....	166
Preglednica 60: Računska vzdolžna armatura v gredah G1 in G2 .....	166

Preglednica 61: Dejanske količine vzdolžne armature v gredah.....	167
Preglednica 62: Upogibne nosilnosti gred.....	167
Preglednica 63: Prečne sile zaradi navpične obtežbe $V_{G+0,3Q}$ .....	168
Preglednica 64: Prečne sile $V_{Ed,max}$ .....	168
Preglednica 65: Projektne obremenitve v stebrih S1 in S2 .....	174
Preglednica 66: Računska vzdolžna armatura v stebrih S1 do S4.....	175
Preglednica 67: Armatura, dobljena z načrtovanjem nosilnosti.....	175
Preglednica 68: Upogibne nosilnosti gred in stebrov v vozlišču 1 .....	175
Preglednica 69: Upogibne nosilnosti gred in stebrov v vozlišču 2 .....	175
Preglednica 70: Upogibne nosilnosti stebrov v vozliščih $M_{i,d}$ [kNm].....	176
Preglednica 71: Merodajne prečne sile $V_{Ed,max}$ [kN] .....	176

**KAZALO SLIK**

Slika 1: Tloris tipične etaže .....	5
Slika 2: Vzdolžni prerez objekta A-A .....	6
Slika 3: Prečni prerez objekta B-B .....	7
Slika 4: Prostorski model konstrukcije 1 .....	8
Slika 5: Prostorski model konstrukcije 2 .....	8
Slika 6: Prerez strešne konstrukcije .....	20
Slika 7: Prerez medetažne konstrukcije .....	21
Slika 8: Prerez stopniščne rame .....	21
Slika 9: Prerez podesta .....	22
Slika 10: Snežne cone v Sloveniji (Vir: SIST EN 1991-1-3, 2004) .....	27
Slika 11: Vetrne cone v Sloveniji (Vir: SIST EN 1991-1-4, 2005) .....	30
Slika 12: Razdelitev sten na področja .....	32
Slika 13: Karta potresne nevarnosti Slovenije (Vir: Lapajne, J. et. al., 2001) .....	40
Slika 14: Spekter pospeškov za različne tipe tal .....	42
Slika 15: Projektni spekter pospeškov za obravnavan objekt .....	45
Slika 16: Model plošče tipične etaže objekta .....	49
Slika 17: Ovojnica upogibnih momentov - Peš račun 1 .....	54
Slika 18: Ovojnica upogibnih momentov po peš računu 2 .....	55
Slika 19: Ovojnica momentov SAP2000, nepomične podpore .....	56
Slika 20: Ovojnica največjih pozitivnih momentov $M_y$ , 3D model plošče v SAP-u .....	57
Slika 21: 3D model plošče, podprte s pravokotnimi gredami .....	57
Slika 22: Ovojnica največjih negativnih momentov $M_y$ .....	58
Slika 23: Merodajni moment nad stebrom .....	58
Slika 24: Ovojnica momentov SAP2000, pravokotni nosilci .....	59
Slika 25: Kompozitna povezava grede in plošče .....	60
Slika 26: Ovojnica momentov SAP2000, plošče povezane z nosilci .....	61
Slika 27: Ovojnica momentov SAP2000, gladka plošča na stebrih .....	62
Slika 28: Prispevna površina plošč na okvir $Y = 6,40$ m .....	66
Slika 29: Oznake pri določanju efektivne širine pasnic .....	66

Slika 30: Koristna obtežba, razporejena po sistemu šahovnice.....	68
Slika 31: Ovojnica upogibnih momentov $M_y$ .....	69
Slika 32: Prostorski statični model objekta v programu SAP2000 .....	70
Slika 33: Ovojnica torzijskih momentov $T_x$ v okvirju Y3 ( $X = 17,4$ m).....	71
Slika 34: Oznake primerjanih prerezov.....	72
Slika 35: Trikotna obtežba in kote etaž.....	84
Slika 36: Nihajne oblike objekta v smeri X .....	93
Slika 37: Prostorski model objekta za modalno analizo.....	98
Slika 38: Označeni elementi za dimenzioniranje .....	103
Slika 39: Konstitutivni zakon betona C30/37.....	111
Slika 40: Konstitutivni zakon jekla S500.....	113
Slika 41: Območja mejnih deformacijskih ravnin.....	115
Slika 42: Enoosni upogib pravokotnega prereza z enojno armaturo .....	118
Slika 43: Upogib z osno silo v pravokotnem prerezu .....	123
Slika 44: Interakcijski diagram M–N za pravokotni prerez .....	127
Slika 45: Upogib z osno silo v T prerezu .....	128
Slika 46: Interakcijski diagram M–N za T prerez .....	131
Slika 47: Dvoosni upogib z osno silo v pravokotnem prerezu.....	132
Slika 48: Določanje deformacij v armaturnih palicah.....	135
Slika 49: Skica AB prereza $b/h = 45/45$ cm .....	137
Slika 50: Interakcijski diagram M–N za dvoosni upogib.....	138
Slika 51: Skica AB prereza $b/h = 40/50$ cm .....	139
Slika 52: Interakcijski diagram M–N iz orodja ID 4.06.....	140
Slika 53: Rezultati izračuna s programom Gala Reinforcement 4.1 .....	140
Slika 54: Rezultati izračuna programa DIAS-P .....	141
Slika 55: Dvoosni upogib z osno silo v krožnem prerezu.....	142
Slika 56: Razporeditev armature, upoštevana pri izračunu.....	143
Slika 57: Skica AB prereza $D = 50$ cm .....	145
Slika 58: Interakcijski diagram M–N iz orodja ID 4.06.....	146
Slika 59: Rezultati izračuna s programom Gala Reinforcement 4.1 .....	146
Slika 60: Rezultati izračuna programa DIAS-P .....	147

Slika 61: Mehanizem nadomestnega ravninskega paličja pri strigu zaradi prečne sile.....	150
Slika 62: Sile v ravninskem paličju .....	150
Slika 63: Torzijske karakteristike pravokotnih in krožnih prereзов.....	153
Slika 64: Oznake obravnavanih gred in stebrov .....	165
Slika 65: Prečni prerez grede G1 - levo.....	181
Slika 66: Prečni prerez grede G1 - polje.....	181
Slika 67: Prečni prerez grede G1 - desno .....	182
Slika 68: Prečni prerez stebra S1 .....	182
Slika 69: Prečni prerez stebra S2.....	182

# 1 UVOD

Pred kratkim je Slovenija sprejela nove predpise s področja projektiranja gradbenih konstrukcij – Evrokode. To pomeni, da smo projektanti po zakonu obvezani projektirati gradbene konstrukcije s polnim upoštevanjem Evrokodov, ki so nadomestili stare JUS standarde. Ker se pri tem diplomskem delu ukvarjam s projektiranjem armiranobetonskih konstrukcij, se bom osredotočil na predpise, ki jih je potrebno upoštevati na tem področju.

Ožje se bom usmeril na projektiranje monolitnih armiranobetonskih konstrukcij in zaradi obsega snovi ne bom obravnaval prednapetih in montažnih nosilnih konstrukcij. Celostno projektiranje konstrukcij bom podkrepil s primerom pet etažne okvirne stavbe z monolitnimi betonskimi medetažnimi ploščami.

Za tovrstno delo je v Sloveniji potrebno upoštevati naslednje standarde (predpise) s pripadajočimi nacionalnimi dodatki:

SIST EN 1990 (Osnove projektiranja)

SIST EN 1991 (Vplivi na konstrukcije)

SIST EN 1992 (Projektiranje betonskih konstrukcij)

SIST EN 1998 (Projektiranje potresno odpornih konstrukcij)

Največ pozornosti bom posvetil standardoma SIST EN 1992 (Evrokod 2) in SIST EN 1998 (Evrokod 8). Pri projektiranju armiranobetonskih konstrukcij na potresnih območjih je potrebno vzajemno upoštevati oba standarda.

Osnovni principi projektiranja konstrukcij po novih predpisih so, zagotoviti konstrukciji tako odpornost, da je verjetnost porušitve v njenem življenjskem obdobju dovolj majhna ter, da se ob predvideni uporabi in s tem povezanimi vplivi deformira tako malo, da je konstrukcija še vedno uporabna. To pomeni, da izračunamo projektne obremenitve in projektno odpornost konstrukcije, ki mora biti večja od obremenitev. Pri močnih vplivih z majhno verjetnostjo pojava v življenjski dobi konstrukcije (močan potres v Sloveniji) moramo zagotoviti, da se konstrukcija ne poruši. Dovolimo pa, da se v takem primeru konstrukcija nekoliko poškoduje, saj bi bilo neekonomično vgrajevati v stavbo toliko nosilnega materiala, ki potem nikoli ne bi bil izkoriščen.



V življenjski dobi konstrukcijo obremenjuje cela vrsta različnih vplivov. Za masivne objekte največjo vsakdanjo obtežbo predstavljata lastna teža nosilnih konstrukcij in stalna teža ostalih sestavnih delov objekta, ki le to najbolj bremenita tudi v primeru dinamičnih vplivov. Nato je tu koristna obtežba, ki predstavlja opremo, montažne predelne stene, ljudi, skladiščene materiale, lahko tudi vozila, tekočine. Nadalje so razni okoljsko – atmosfersko pogojeni pojavi, kot so sneg, veter in poplave. Eden izmed glavnih vplivov pri nas je tudi potresni vpliv, ki predstavlja tipično dinamično obtežbo konstrukcije.

Dinamične vplive na konstrukcije določamo, odvisno od specifike objekta, preko predpostavljenih nadomestnih vodoravnih statičnih sil, lahko izvedemo analizo lastnih nihanj (modalna analiza). Če pa je konstrukcija izrednega pomena, je treba izvesti nelinearno dinamično analizo konstrukcije. Za nekatere enostavne konstrukcije se lahko v Sloveniji uporablja metoda z vodoravnimi silami, za ostale je obvezna modalna analiza s spektri odziva.

Za čim bolj korektno določanje notranjih obremenitev konstrukcije je pomembno, da se izdelava kar se da realen model za statično oziroma dinamično analizo. Praviloma se lahko obremenitve računajo na različnih statičnih modelih. Nekatere količine bom v nadaljevanju izračunal z uporabo različnih modelov in načinov izračuna. Modeli so lahko ravninski (2D) ali prostorski (3D), lahko pa še upoštevamo različne povezave med elementi, oziroma različne načine podpiranja. Možno je tudi na različne načine modelirati nosilne elemente.

Glede na podajnosti elementov in dobljene največje pomike moramo preveriti, če je potreben izračun po teoriji drugega reda ali ne. Glede na željeno natančnost razdelimo nosilne elemente na različno število podelementov (predvsem pri ploskovnih konstrukcijah), saj računalniški programi računajo po metodi končnih elementov. Če nosilne elemente pri slednji metodi razdelimo na premajhno število končnih elementov, bodo rezultati napačni.

Na dobljene notranje obremenitve dimenzioniramo v betonskih prerezi vzdolžno in prečno armaturo, oziroma preverimo ustreznost betonskega prereza za prenos izračunane obremenitve. Armiranobetonski prerezi se dimenzionirajo na mejne tlačne deformacije betona ( $\epsilon_{cu2}$ ) in na mejne natezne deformacije armirnega jekla ( $\epsilon_{sud}$ ). Prerezi se dimenzionirajo ločeno na upogib z osno silo (enoosni upogib z osno silo ali dvoosni upogib z osno silo) in kombinacijo prečne sile in torzije.

Ko imamo dobljeno računsko armaturo v prerezu, preverimo še razne konstruktivne zahteve predpisov o minimalni in maksimalni dovoljeni armaturi ter zahtevami o zadostni duktilnosti prereza. Pri potresnem vplivu so obremenitve odvisne od nosilnosti elementov. Zato količino armature v posameznih elementih določamo z metodo načrtovanja nosilnosti, pri čemer izhajamo iz predhodno določene armature v duktilnih upogibnih elementih.

Vse opisane postopke bomo obravnavali na primeru nosilne konstrukcije poslovno stanovanjske stavbe, ki je opisana v naslednjem poglavju.

## 2 ZASNOVA KONSTRUKCIJE

### 2.1 OPIS KONSTRUKCIJE

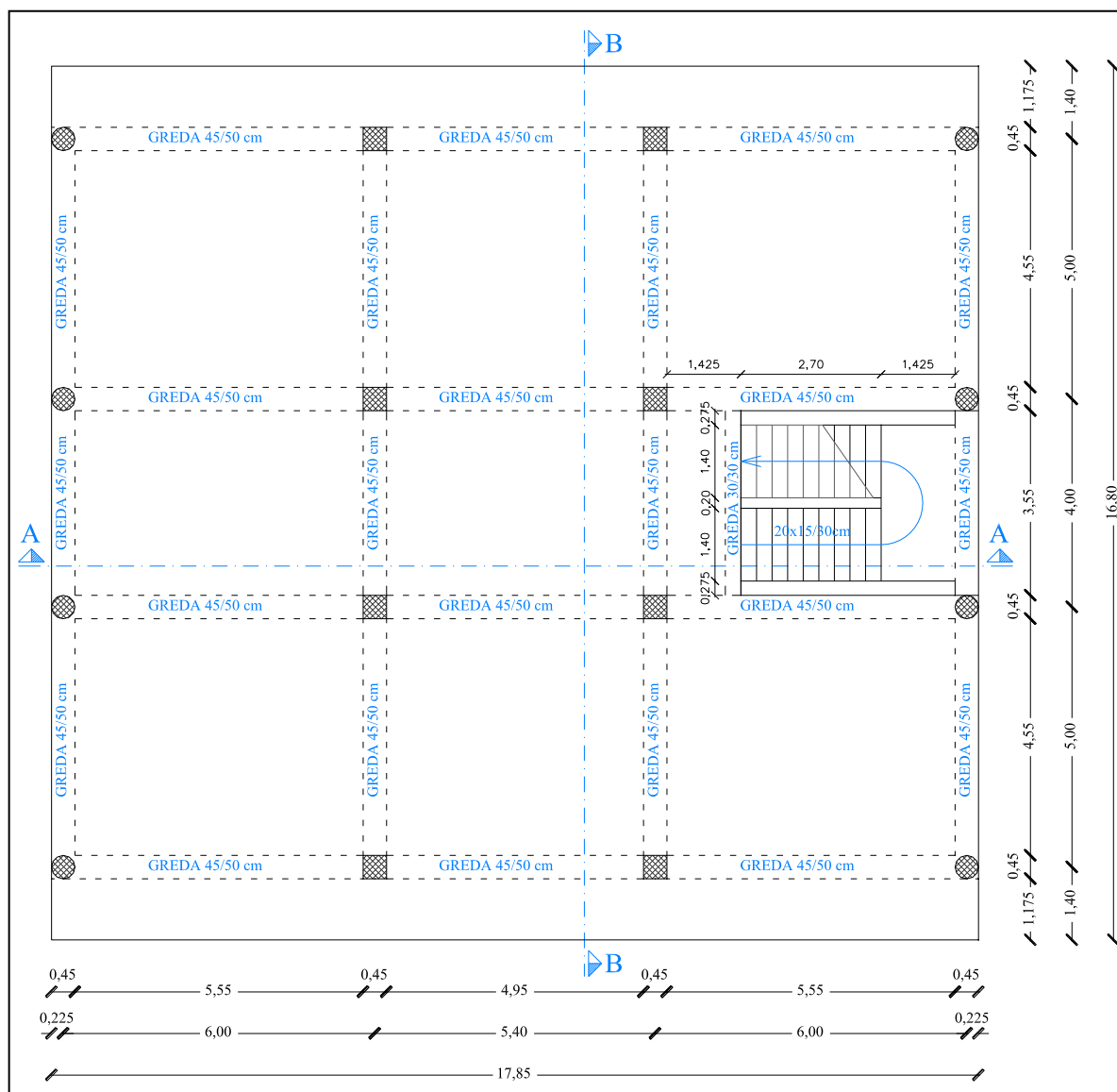
Obravnavan objekt je poslovno – stanovanjska stavba. Stavba ima pritličje, 4 nadstropja in ravno pohodno streho. Pritličje je večnamensko, nadstropja pa so namenjena poslovni dejavnosti in stanovanjem.

Nosilna konstrukcija je 5 etažna okvirna armiranobetonska konstrukcija, z monolitnimi AB medetažnimi ploščami. Navpična obtežba se z medetažnih konstrukcij preko stebrov in točkovnih temeljev prenaša v tla. Točkovni temelji so povezani s temeljnimi nosilci. Vodoravne obtežbe zaradi potresa in vetra prevzamejo momentni okvirji iz primarnih potresnih stebrov in gred. Etažne višine znašajo po 3,0 metre. Okvirji imajo po 3 polja v vsaki smeri. V vsaki glavni smeri (X in Y) so po štirje okvirji. V smeri X so polja dolga 6,0, 5,4 in 6,0 metrov. V smeri Y so polja dolga po 5,0, 4,0 in 5,0 metrov. V smeri Y so tudi balkoni na vsaki strani stavbe, ki so široki po 1,4 metra. Končni osni gabariti nosilne konstrukcije stavbe znašajo:  $dolžina \times širina \times višina = 17,4 \times (14,0 + 2 \times 1,4) \times 15,0 \text{ m}$ . Kot medetažna povezava v objektu služijo dvoramne AB stopnice z vmesnimi podesti.

## 2.2 NAČRT ARHITEKTURE

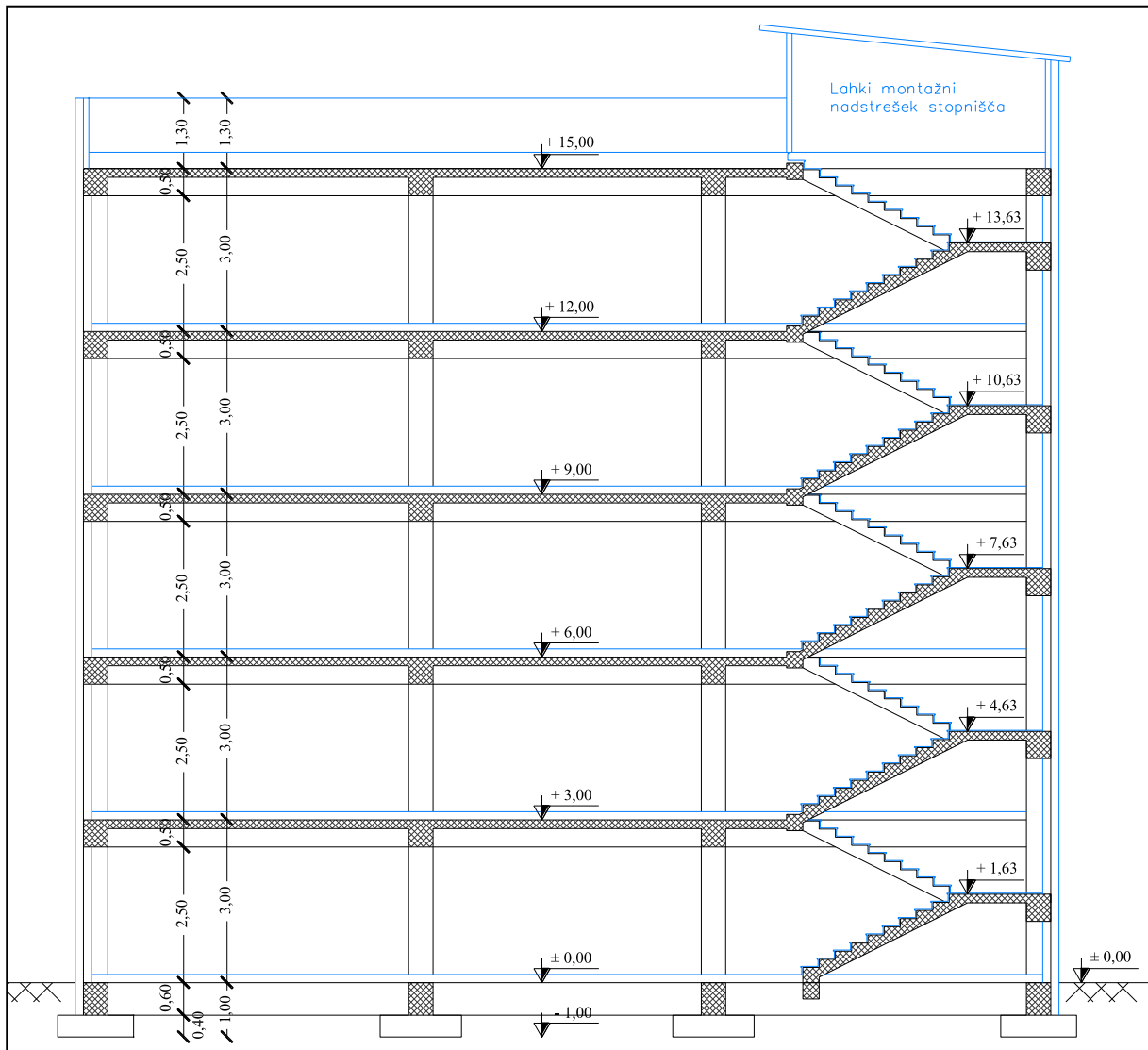
Za boljšo predstavo in lažji nadaljnji izračun stalne obtežbe narišem tloris tipične etaže, vzdolžni prerez in prečni prerez objekta. Predhodno je bilo potrebno določiti izhodiščne dimenzije nosilnih elementov. Določanje dimenzij prerezov nosilnih elementov je prikazano v naslednjih poglavjih.

### 2.2.1 Tloris tipične etaže



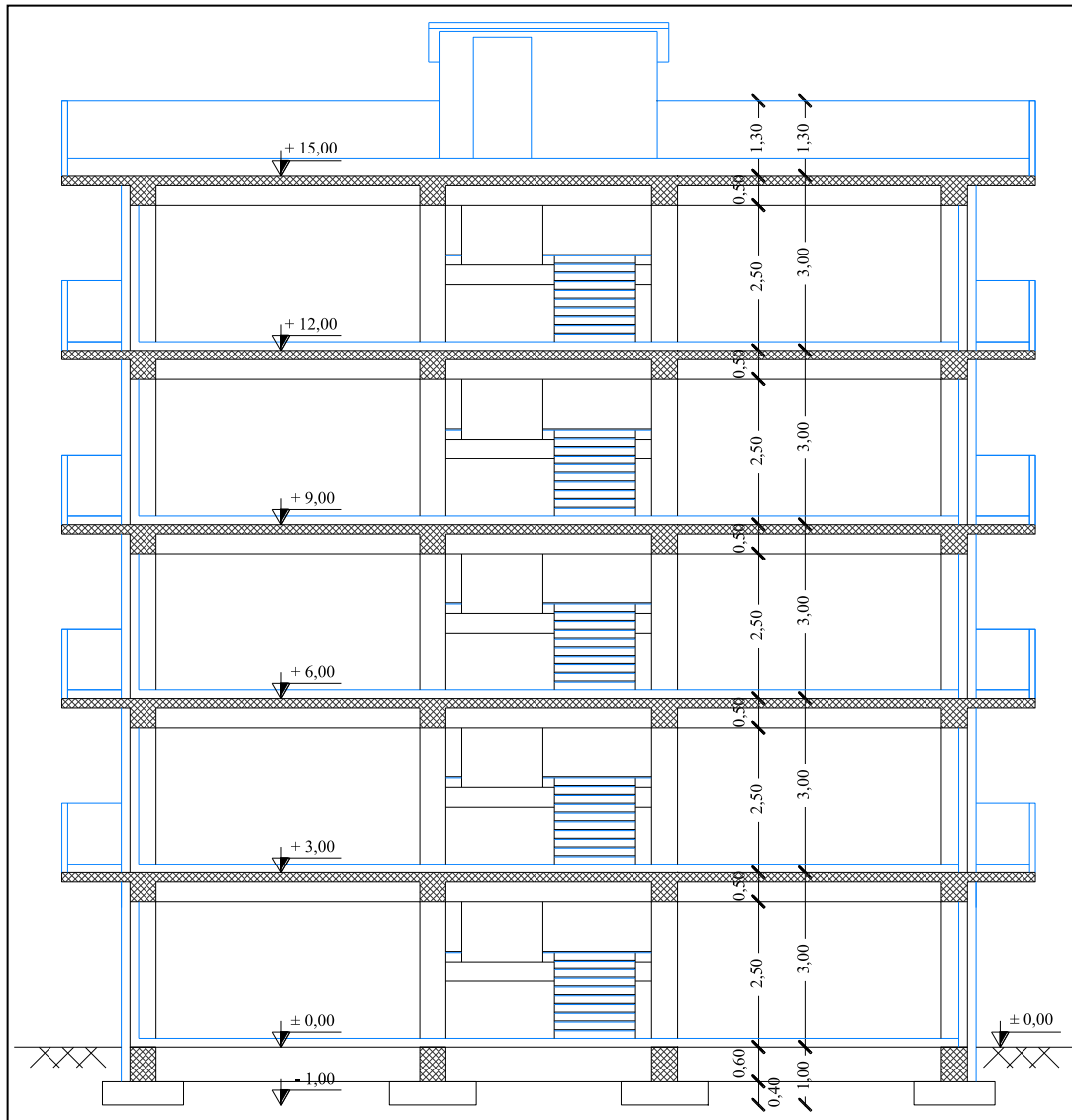
Slika 1: Tloris tipične etaže

### 2.2.2 Vz dolžni prerez objekta A-A



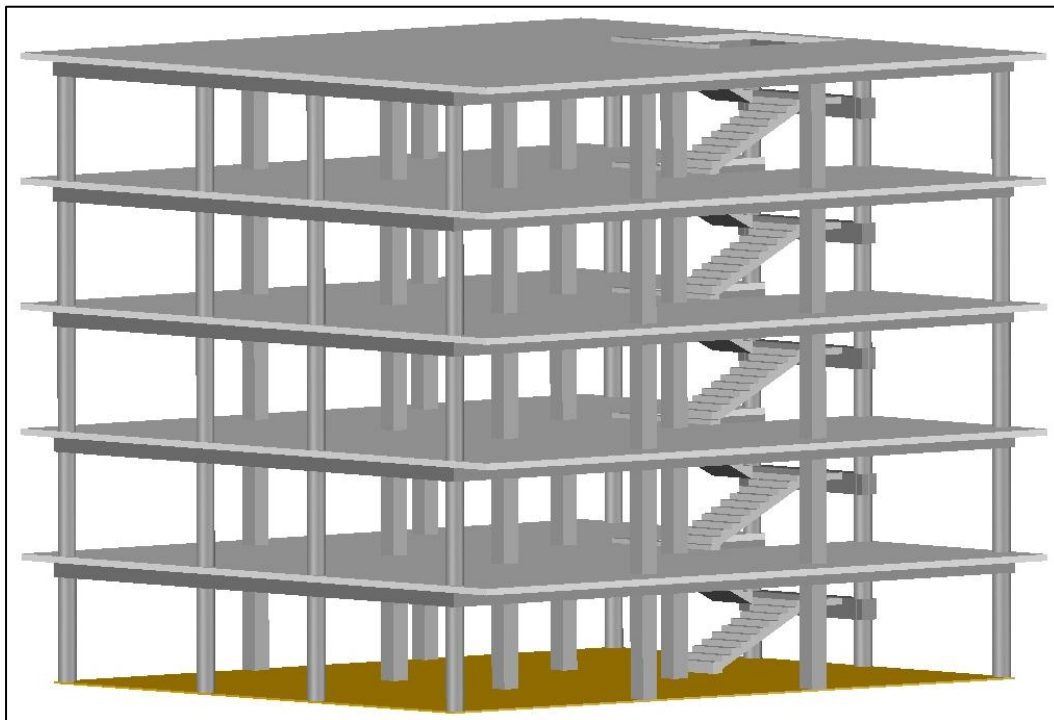
Slika 2: Vz dolžni prerez objekta A-A

### 2.2.3 Prečni prerez objekta B-B

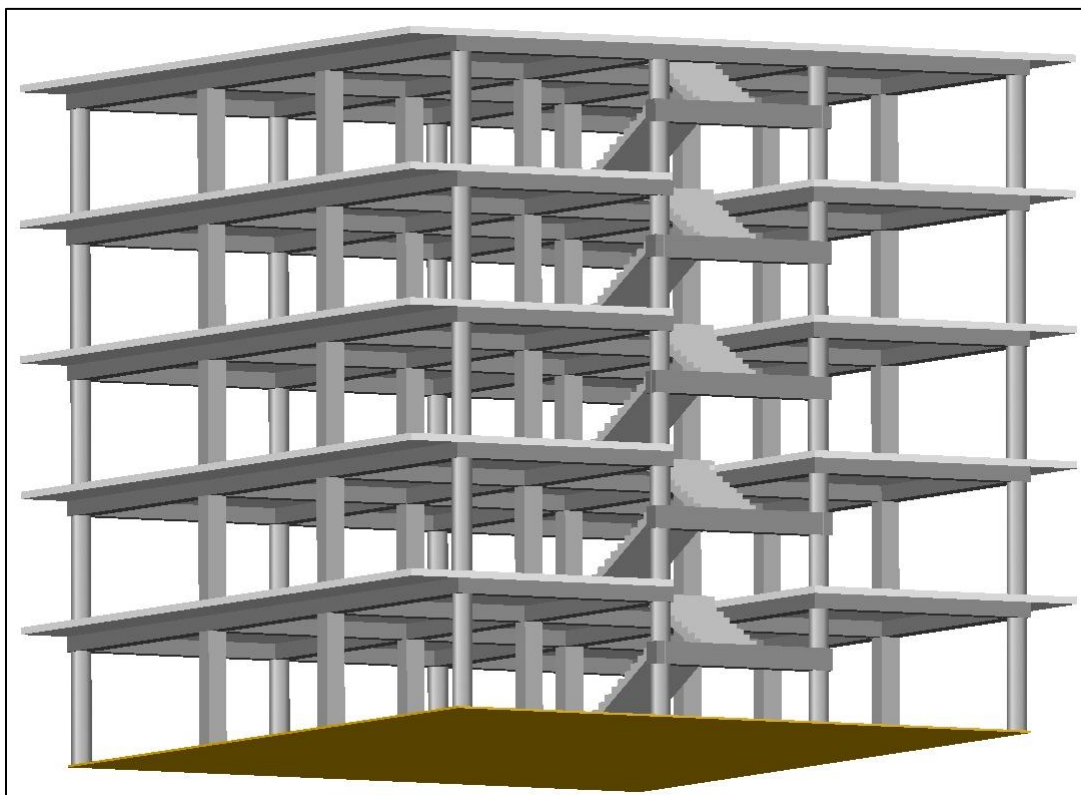


Slika 3: Prečni prerez objekta B-B

#### 2.2.4 Prostorska modela nosilne konstrukcije objekta



Slika 4: Prostorski model konstrukcije 1



Slika 5: Prostorski model konstrukcije 2

## 2.3 UPORABLJENI NOSILNI MATERIALI

Na začetku bom podal nekaj osnovnih karakteristik uporabljenih materialov. Bolj podrobno bodo materiali opisani v poglavju o dimenzioniranju prerezov.

### 2.3.1 Beton

Za plošče, grede, stebre in stopniščne rame izberem beton trdnostnega razreda **C30/37**. Za temelje in temeljne vezi pa izberem beton **C25/30**.

#### 2.3.1.1 Beton C30/37

- karakteristična tlačna trdnost:  $f_{ck} = 3,00 \text{ kN/cm}^2$
- srednja vrednost natezne trdnosti:  $f_{ctm} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$
- modul elastičnosti:  $E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$
- Poissonov količnik:  $\nu_c = 0,20$
- strižni modul:  $G = 1375 \text{ kN/cm}^2$
- prostorninska teža (z armaturo):  $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

#### 2.3.1.2 Beton C25/30

- karakteristična tlačna trdnost:  $f_{ck} = 2,50 \text{ kN/cm}^2$
- srednja vrednost natezne trdnosti:  $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$
- modul elastičnosti:  $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$
- Poissonov količnik:  $\nu_c = 0,20$
- strižni modul:  $G = 1290 \text{ kN/cm}^2$
- prostorninska teža (z armaturo):  $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

### 2.3.2 Jeklo za armiranje

Vsa armatura je iz jekla trdnostnega razreda **S 500-B** (objekt bo projektiran na srednjo stopnjo duktilnosti – DCM). Vse palice so iz rebraste armature (RA). Plošče se armirajo s tipskimi mrežami (MA) iz materiala enakega trdnostnega razreda.

#### 2.3.2.1 Jeklo S 500-B

- karakteristična meja elastičnosti:  $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
- mejna deformacija armature:  $\varepsilon_{ud} = 45 \text{ ‰}$
- modul elastičnosti:  $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$



## 2.4 LOKACIJSKI PODATKI

Za določitev nekaterih ključnih vplivov na konstrukcijo, moramo vnaprej upoštevati lokacijo obravnavanega objekta. Predpostavimo, da bo predviden objekt stal zahodno od Litije, ob regionalni cesti Litija – Ljubljana. Nadmorska višina terena znaša  $z = 320 \text{ m}$ .

To območje ima naslednje podnebne in seizmične značilnosti:

- Snežna cona: A2, nadmorska višina je  $A = z + h = 320 \text{ m} + 15 \text{ m} = 335 \text{ m}$ .
- Vetrna cona: CONA 1, nadmorska višina pod 800 m, teren izpostavljenosti kategorije II, osnovna hitrost vetra znaša  $v_b = 20 \text{ m/s}$ .
- Potresno območje: projektni pospešek tal s povratno dobo 475 let in 10 % verjetnostjo prekoračitve v 50 letih za tip tal A znaša  $a_g = 0,225 \text{ g}$ . Tip tal, ocenjen glede na geotehnični opis sestave tal, je B.

## 2.5 GEOTEHNIČNI OPIS TAL

Na površini je humus v debelini 0,25 m. Pod humusom se nahaja 0,45 m debela plast mešanice organskih in anorganskih naplavin – finega peska (mivke) s primesmi proda debeline zrna do 25 mm. Sledi 1,20 m debela plast strnjenege savskega proda, zrn premera do 60 mm in posameznimi večjimi kosi. Delež primesi peska in melja je majhen. V globini pod 1,90 m se prod začne menjavati s plastmi bolj ali manj vezanega konglomerata. Ta sloj se nadaljuje vse do dna sondažnega izkopa, ki meri v globino 3,5 m. Debelina slednjega sloja je ocenjena na nekaj 10 metrov. Nosilnost tal z globino narašča. Matična podlaga so najverjetneje permo – karbonski glinavci.

*Preglednica1: Geotehnični podatki o sestavi temeljnih tal*

OPIS ZEMLJINE / HRIBINE	OZNAKA	GLOBINA	KARAKTERISTIKE
<b>humus</b>	OH	od 0,00 m do 0,25 m	$\varphi' = 16,0^\circ$ $c' = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_z' = 18,0 \text{ kN/m}^3$
<b>mešanica finega peska in melja s posameznimi kosi proda debeline zrna do 25 mm</b>	SW-SM	od 0,25 m do 0,70 m	$\varphi' = 23,0^\circ$ $c' = 2,50 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_z' = 19,0 \text{ kN/m}^3$ $k = 28000 \text{ kN/m}^3$
<b>prod premera zrn do 60 mm z majhnim deležem primesi peska in melja</b>	GW-GM	od 0,70 m do 1,90 m	$\varphi' = 34,0^\circ$ $c' = 0,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_z' = 20,5 \text{ kN/m}^3$ $k = 75000 \text{ kN/m}^3$
<b>menjavanje plasti zelo gostega proda in konglomerata</b>	GW	od 1,90 m do –	$\varphi' = 36,0^\circ$ $c' = 2,0 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_z' = 22,5 \text{ kN/m}^3$ $k = 90000 \text{ kN/m}^3$

Talne vode na dnu sondažnega izkopa ni bilo opaziti. Izkop se je vršil v jesenskem obdobju, tri tedne po zmernem deževju.

Priporočeno je temeljenje v plast proda, se pravi vsaj na globini 0,70 m pod koto terena. Zaradi vpliva zmrzovanja tal pa se objekti visoke gradnje na tem območju temeljijo vsaj na globini 0,80 m pod končno koto terena.

## 2.6 DOLOČANJE ZAČETNIH DIMENZIJ NOSILNIH ELEMENTOV

Za dobro projektiranje je ključno, da vnaprej določimo čim bolj ustrezne dimenzije betonskih prereзов. Če izberemo »pametne« dimenzije prereзов, bo razmerje med porabo armaturnega jekla in betona optimalno. Bolj enostavni bodo tudi izvedba in izvedbeni detajli, kar dodatno poceni stroške gradnje.

### 2.6.1 Določanje debelin plošč

Statične višine plošč  $d$  se lahko vnaprej določijo z upoštevanjem razmerja  $l/d$ , ki je za različne statične sisteme podano v preglednicah 2 in 3. Pri tem se za linijsko podprte plošče upošteva za  $l$  krajši razpon plošče, za gladke plošče na stebrih pa daljši razpon plošče.

Preglednica 2: Razmerja  $l/d$  za plošče, nosilne v eni smeri

Statični sistem	Koristna obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]	
	5	10
Konzole	11	10
Vrtljivo podprte plošče	27	24
Kontinuirane plošče	31	28

Preglednica 3: Razmerja  $l/d$  za plošče, nosilne v obeh smereh

Statični sistem	Koristna obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]	
	5	10
Vrtljivo podprte plošče	30	28
Kontinuirane plošče	40	39
Gladke plošče na stebrih	36	33

Določimo lahko take statične višine plošč, da pri preverjanju na mejna stanja uporabnosti (MSU) ni nujno potrebno preverjati povesov.

$$\max \frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho}{\rho_0} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left( \frac{\rho}{\rho_0} - 1 \right)^{1,5} \right] \quad \text{za } \rho \leq \rho_0 \quad (2-1)$$

$$\max \frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{za } \rho > \rho_0 \quad (2-2)$$

Pri tem je:  $K$  ... faktor vpliva različnih statičnih sistemov,

$f_{ck}$  ... karakteristična tlačna trdnost betona,

$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$  ... referenčna stopnja armiranja,

$\rho$  ... zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo,

$\rho'$  ... zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo.

Preglednica 4: Faktor  $K$  za različne statične sisteme (Vir: SIST EN 1992-1-1)

Statični sistem	K
Prostoležeči nosilci in vrtljive plošče, nosilne v eni ali obeh smereh	1,0
Končno polje neprekinjenih nosilcev in plošč, nosilnih v eni ali obeh smereh, ki so neprekinjene vzdolž ene stranice	1,3
Notranje polje nosilca oziroma v eni ali dveh smereh nosilnih plošč	1,5
Gladka plošča na stebrih brez nosilcev (glede na večjo razpetino)	1,2
Konzole	0,4

### 2.6.1.1 Izbira debeline plošč v obravnavanem objektu

#### A / Plošča v notranjem polju

Plošče v objektu so nosilne v obeh smereh. Podprte so linijsko, z gredami. Največji razpon v krajši smeri je  $l = 5,0$  m. Iz preglednice 3 odčitam razmerje  $l/d$  za koristno obtežbo velikostnega reda  $5$  kN/m<sup>2</sup>:

$$l/d = 40 \rightarrow d = l/40 = 500 \text{ cm} / 40 = 12,5 \text{ cm.}$$

Določim še minimalno statično višino, da ne bo potreben račun povesov. Uporabljen bo beton C30/37 ( $f_{ck} = 30$  MPa). Predpostavim enostransko armiranje, samo z natezno armaturo ( $\rho' = 0$ ). Za zgornjo mejo deleža zahtevane natezne armature predpostavim 0,4% ( $\rho = 0,004$ ), ki jo je treba v nadaljevanju preveriti. Faktor statičnega sistema je  $K = 1,5$ .

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{30} = 5,48 \cdot 10^{-3} \rightarrow \rho = 0,004 < \rho_0 = 0,00548 \rightarrow \text{Upoštevam enačbo 2-1:}$$

$$\max \frac{l}{d} = 1,5 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0,00548}{0,004} + 3,2 \cdot \sqrt{30} \cdot \left( \frac{0,00548}{0,004} - 1 \right)^{1,5} \right] = 39,3.$$

$$d \geq l/39,3 = 500 \text{ cm} / 39,3 = 12,7 \text{ cm}$$

#### B / Balkon

Balkon je konzola z razponom  $l = 1,4$  m. Iz preglednice 2 odčitam razmerje  $l/d$  za koristno obtežbo velikostnega reda  $5$  kN/m<sup>2</sup>:

$$l/d = 11 \rightarrow d = l/11 = 140 \text{ cm} / 11 = 12,7 \text{ cm}.$$

Določim še minimalno statično višino glede povesev. Faktor statičnega sistema je  $K = 0,4$ .

Ostali parametri so enaki, kot za ploščo v polju.

$$\max \frac{l}{d} = 0,4 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0,00548}{0,004} + 3,2 \cdot \sqrt{30} \cdot \left( \frac{0,00548}{0,004} - 1 \right)^{1,5} \right] = 10,5$$

$$d \geq l/10,5 = 140 \text{ cm} / 10,5 = 13,3 \text{ cm}$$

Merodajna je statična višina za balkone  $d = 13,3 \text{ cm}$ . Dodati je potrebno še krovno plast betona  $c = 2,0 \text{ cm}$  in polovico premera vzdolžne palice. Pri mrežah je  $d_{bl, max} = 10 \text{ mm}$ .

$$h \geq d + c + 0,5 \cdot d_{bl, max} = 13,3 + 2,0 + 0,5 \cdot 1,0 = 15,8 \text{ cm}$$

Preveriti je še potrebno, kolikšen je lahko največji delež računске natezne armature v prerezu:

$$A_{sl} / (b \cdot d) \leq 0,004 \rightarrow A_{sl} \leq 0,004 \cdot b \cdot d = 0,004 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 13,5 \text{ cm} = 5,40 \text{ cm}^2$$

Ploščo lahko armiram največ z mrežo Q 524. Če račun pokaže, da je potrebna večja armatura, moram povečati debelino plošče ali izračunati povese.

**Izberem debelino plošče:  $h = 16 \text{ cm}$  ( $d = 13,5 \text{ cm}$ ,  $a = 2,5 \text{ cm}$ ).**

### 2.6.2 Določanje dimenzij nosilcev

Pri armiranobetonskih nosilcih nas zanima predvsem statična višina prereza. Širino prereza nam določajo konstruktivne zahteve o največjem dovoljenem deležu armiranja z natezno armaturo, prečna sila in torzijski moment, če je prisoten.

Statične višine gred se lahko vnaprej določijo z upoštevanjem razmerja  $l/d$ , ki je za različne statične sisteme podano v preglednici 5. Pri tem je  $l$  razpon grede,  $d$  pa statična višina grede.

Preglednica 5: Optimalna in maksimalna razmerja  $l/d$

Statični sistem	$l/d$ – optimalno	$l/d$ – maksimalno
Konzola	6	7
Prostoležeči nosilec	12	18
Končno polje kontinuiranega nosilca	13 – 14	23
Vmesno polje kontinuiranega nosilca	15	25

Tudi pri nosilcih lahko izberemo tako statično višino upogibnega nosilca, da nam pri preverjanju na mejna stanja uporabnosti (MSU) ni potrebno računati povosov. Za nosilce enako kot za plošče veljata izraza 2-1 in 2-2.

Če grede niso povezane s togimi ploščami, je potrebno upoštevati posebne zahteve za zagotovitev bočne stabilnosti, da se lahko v računu zanemarijo vplivi teorije drugega reda:

$$\frac{l_{0r}}{b} \leq \frac{50}{\sqrt[3]{h/b}} \quad (2-3)$$

Pri tem je:  $h/b \leq 2,5$ ,

$l_{0r}$  ... medsebojna razdalja med bočnimi (torzijskimi) podporami,

$h$  ... višina nosilca,

$b$  ... širina tlačnega pasu nosilca.

### 2.6.2.1 Določitev dimenzij grede v objektu

Grede v primarni nosilni konstrukciji so pretežno T prereza, saj so vlite v enem kosu skupaj s ploščo. Višino pasnice imamo določeno z debelino plošče ( $h_f = 16 \text{ cm}$ ). Širine efektivnih sodelujočih širin pasnic  $b_f$  so v splošnem od grede do grede različne, odvisno od lege grede v konstrukciji in lege prereza v gredi. Ob vpetjih v steber so sodelujoče širine v splošnem manjše, kot v polju. Več o tem pri modeliranju. Pri določanju dimenzij gred nas predvsem zanima statična višina prereza  $d$  in širina stojine ( $b_w = b_b$ ).

Najvčji razpon grede v objektu znaša  $l = 6,0 \text{ m}$ . Iz preglednice 5 odčitam optimalno razmerje  $l/d$  za končno polje kontinuiranega nosilca:  $l/d = 14 \rightarrow d = l/14 = 600 \text{ cm}/14 = 42,9 \text{ cm}$ .

Minimalna statična višina, kjer račun povosov ni potreben, se lahko določi na enak način, kot pri ploščah. V tem primeru obravnavam prerez v končnem polju neprekinjenega nosilca. Faktor statičnega sistema je  $K = 1,3$ . Predpostavim največje dovoljeno enostransko armiranje grede v polju  $\rho = 0,04$ ,  $\rho' = 0 \rightarrow \rho = 0,04 > \rho_0 = 0,00548 \rightarrow$  Upoštevam enačbo 2-2:

$$\max \frac{l}{d} = 1,3 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0,00548}{0,04 - 0} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{30} \cdot \sqrt{\frac{0}{0,00548}} \right] = 15,8.$$

$$d \geq l/15,8 = 600 \text{ cm}/15,8 = 38,1 \text{ cm}$$

Širino grede zaradi lažje izvedbe opažev prilagodim širini stebrov ( $b_b = b_c$ ). Če upoštevam za oddaljenost težišča vzdolžne armature od roba betona vrednost  $a = 5 \text{ cm}$ , dobim:

$$h = d + a = 42,9 \text{ cm} + 5,0 \text{ cm} = 47,9 \text{ cm}.$$

Izberem dimenzije grede:  $b / h = b_b / h_b = 45 / 50 \text{ cm}$ .

### 2.6.3 Določanje dimenzij stebrov

Pri stebrih je glavni kriterij za določanje dimenzij omejitev tlačnih napetosti v prerezu. Za izhodiščno oceno se lahko uporabi izraz, ki je povzet iz prejšnjih predpisov in v večini primerov daje dovolj velike prereze.

$$A_c \geq \frac{4 \cdot N_{ocena}}{f_{ck, cube}} \quad (2-4)$$

Pri tem je:  $A_c$  ... ploščina prečnega prereza stebra,

$N_{ocena}$  ... približna, v naprej ocenjena osna sila v stebri,

$f_{ck, cube}$  ... karakteristična tlačna trdnost betonske kocke.

Pri določanju dimenzij stebrov se je treba zavedati, da njihova togost v primerjavi s togostjo gred ne sme biti premajhna, saj to pri načrtovanju nosilnosti stebrov pomeni precej velike količine armature. Po drugi strani pa z velikostjo prereza betona ni za pretiravati, saj to pomeni izgubo uporabne tlorisne površine objekta in dražjo konstrukcijo. Konec koncev tudi zahteva za minimalni delež armiranja, ki znaša 1,0 % prereza betona, ni majhna.

#### 2.6.3.1 Določitev dimenzij stebra s kvadratnim prečnim prerezom

Za določitev dimenzij stebra potrebujem najprej oceno največje osne sile. Ocenim, da bo stalna teža konstrukcije znašala približno  $g = 10,0 \text{ kN/m}^2$ , površinska koristna obtežba pa največ  $q = 4,0 \text{ kN/m}^2$ . Prispevna površina na najbolj obremenjen steber kvadratnega prereza znaša  $A = 0,5 \cdot (5,0 + 4,0) \cdot 0,5 \cdot (6,0 + 5,4) = 25,7 \text{ m}^2$ . Objekt ima pet etaž ( $n = 5$ ). Karakteristična tlačna trdnost kocke betona C30/37 pa je  $f_{ck, cube} = 3,70 \text{ kN/cm}^2$ .

$$N_{ocena} = (g + q) \cdot A \cdot n_{etaž} = (10 + 4) \cdot 25,7 \cdot 5 = 1800 \text{ kN}$$

$$A_c \geq \frac{4 \cdot N_{ocena}}{f_{ck, cube}} = \frac{4 \cdot 1800}{3,70} = 1950 \text{ cm}^2$$

Za steber s kvadratnim prečnim prerezom dobim naslednje dimenzije:

$$h_c = b_c \geq \sqrt{A_c} = \sqrt{1950} = 44,2 \text{ cm}$$

Izberem dimenzije stebra:  $b_c / h_c = 45/45 \text{ cm}$  ( $A_c = 2025 \text{ cm}^2$ ).

### 2.6.3.2 Določitev dimenzij stebra s krožnim prečnim prerezom

V zunanjih okvirjih v smeri Y predvidim stebre s krožnim prečnim prerezom. Ploskovna obtežba konstrukcije je približno enaka, kot pri notranjem kvadratnem stebri, prispevna površina pa znaša  $A = 0,5 \cdot (5,0 + 4,0) \cdot 0,5 \cdot 6,0 = 13,5 \text{ m}^2$ . Rad bi uporabil enak premer stebra, kot je širina kvadratnega stebra ( $d_c = 45 \text{ cm}$ ).

$$N_{ocena} = (g + q) \cdot A \cdot n_{etaz} = (10 + 4) \cdot 13,5 \cdot 5 = 945 \text{ kN}$$

$$A_c = \pi \cdot d_c^2 / 4 = \pi \cdot 45^2 / 4 = 1590 \text{ cm}^2 > \frac{4 \cdot N_{ocena}}{f_{ck, cube}} = \frac{4 \cdot 945}{3,70} = 1020 \text{ cm}^2$$

Izberem dimenzije stebra:  $d_c = 45 \text{ cm}$  ( $A_c = 1590 \text{ cm}^2$ ).

### 2.6.4 Uklonska vitkost stebrov

V tej fazi lahko preverim še uklonsko vitkost stebrov. Če se želim izogniti analizi konstrukcije po teoriji drugega reda, moram dokazati, da ni presežena mejna vitkost prereza.

Učinke teorije drugega reda se lahko zanemari, če je dejanska vitkost  $\lambda$  manjša ali enaka mejni vitkosti  $\lambda_{lim}$ . Dejanska vitkost stebra se izračuna po izrazu 2-5, mejna vitkost pa po izrazu 2-6.

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \tag{2-5}$$

Pri tem je:  $l_0$  ... uklonska dolžina obravnavanega elementa,

$i = \sqrt{I / A_c}$  ... vztrajnostni polmer prereza.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \tag{2-6}$$

Pri tem je:  $A = 1 / (1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef})$  (če  $\varphi_{ef}$  ni znan, se lahko uporabi  $A = 0,7$ ),



$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} \quad (\text{če } \omega \text{ ni znan, se lahko uporabi } B = 1,1),$$

$$C = 1,7 - r_m \quad (\text{če } r_m \text{ ni znan, se lahko uporabi } C = 0,7),$$

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) \dots \text{normirana projektna osna sila,}$$

$\varphi_{ef}$  ... učinkovit količnik lezenja,

$$\omega = A_{sl} \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) \dots \text{mehanska stopnja armiranja,}$$

$$r_m = M_{01} / M_{02} \dots \text{razmerje robnih upogibnih momentov, } |M_{01}| \leq |M_{02}|.$$

#### 2.6.4.1 Uklonska vitkost stebra s kvadratnim prečnim prerezom

Najprej izračunam dejansko vitkost stebra. Za stebre dvostransko vpete stebre v pomičnih okvirjih znaša uklonska dolžina  $l_0$  približno  $l$  do  $1,3 \cdot l$ . Da bom na varni strani vzamem vrednost  $l_0 = 1,3 \cdot l$ .

$$l_0 = 1,30 \cdot l = 1,30 \cdot h = 1,30 \cdot 300 = 390 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{45^2}{12}} = 13,0 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{390}{13,0} = 30,0$$

Sedaj izračunam mejno vitkost elementa. Ker imam premalo podatkov za izračun  $\varphi_{ef}$ , vzamem  $A = 0,7$ . B lahko izračunam z upoštevanjem pogoja  $A_{sl, min} = 0,01 \cdot A_c$ . Razmerja momentov  $r_m$  v tej fazi še ne poznam, vem pa, da so za stebre v okvirjih značilni žagasti upogibni momenti. To pomeni, da je  $r_m < 0$ , zato  $C$  ne more biti manjši od  $1,7$ . Največjo projektno osno silo ocenim na približno  $N_{Ed} \approx 2400 \text{ kN}$ .

$$\omega = 0,01 \cdot A_c \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 0,01 \cdot f_{yd} / f_{cd} = \frac{0,04 \cdot 43,48}{2,00} = 0,217$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,217} = 1,198$$

$$n = 2400 / (45 \cdot 45 \cdot 2,00) = 0,593$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,198 \cdot 1,7 / \sqrt{0,593} = 37,0$$

Ker je  $\lambda = 30,0 < \lambda_{lim} = 37,0$ , račun po teoriji drugega reda ni potreben.

### 2.6.4.2 Uklonska vitkost stebra s krožnim prečnim prerezom

Uklonska dolžina stebra znaša enako kot v prejšnjem primeru  $l_0 = 390 \text{ cm}$ .

$$i = \sqrt{\frac{\pi \cdot D^4 \cdot 4}{64 \cdot \pi \cdot D^2}} = \sqrt{\frac{D^2}{16}} = \sqrt{\frac{45^2 \text{ cm}^2}{16}} = 11,3 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{390}{11,3} = 34,5$$

Mejna vitkost stebra ( $A = 0,7$ ,  $B = 1,198$ ,  $C = 1,7$ ,  $N_{Ed} \approx 1500 \text{ kN}$ ):

$$n = 1500 / (0,25 \cdot 45^2 \cdot \pi \cdot 2,00) = 0,472$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,198 \cdot 1,7 / \sqrt{0,472} = 41,5$$

Ker je  $\lambda = 34,5 < \lambda_{lim} = 41,5$ , račun po teoriji drugega reda ni potreben.

Ker imata oba stebra dejansko vitkost manjšo od mejne vrednosti, se lahko učinki teorije drugega reda zanemarijo.

### 3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

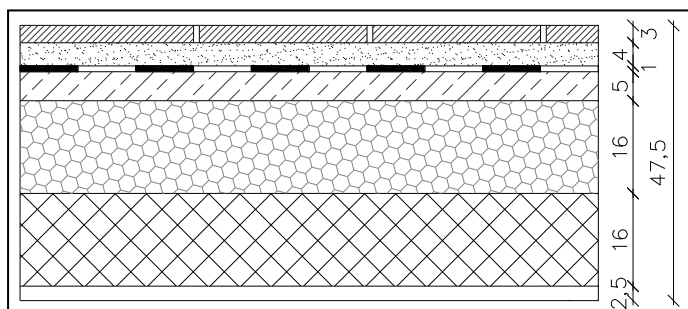
#### 3.1 STALNA OBTEŽBA

V to skupino obtežb spadajo vsi navpični vplivi nepremičnih delov objekta. V prvi vrsti je to lastna teža nosilnih konstrukcij, ki pri masivnih objektih predstavlja večji del obtežbe. Sem spadajo še vsa polnila, parapeti, fasade, tlaki, krovne konstrukcije, inštalacije, ometi, ...

##### 3.1.1 Ploskovne stalne obtežbe

Stalne obtežbe ploskovnih konstrukcij se določa tako, da se iz celotnih konstrukcijskih sklopov upošteva debeline in karakteristične prostorninske teže vgrajenih materialov, nato pa se vse prispevke sešteje.

##### 3.1.1.1 Strešna konstrukcija



Slika 6: Prerez strešne konstrukcije

Določanje obtežbe konstrukcije:

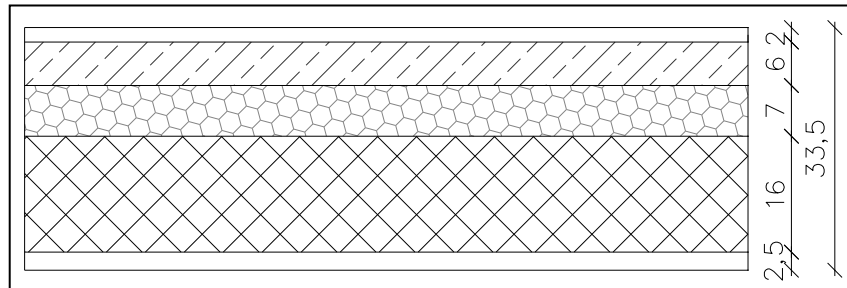
- betonske pohodne plošče: 3 cm	$0,03 \cdot 24 = 0,72 \text{ kN/m}^2$
- nasutje iz finega peska: 4 cm	$0,04 \cdot 19 = 0,76 \text{ kN/m}^2$
- HI – bitumenski trak: 1 cm	$0,01 \cdot 20 = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- cementni estrih: 5 cm	$0,05 \cdot 24 = 1,20 \text{ kN/m}^2$
- TI – ekstrudiran polistiren: 16 cm	$0,16 \cdot 0,80 = 0,13 \text{ kN/m}^2$
- armiranobetonska plošča: 16 cm	$0,16 \cdot 25 = 4,00 \text{ kN/m}^2$
- omet iz podaljšane malte: 2,5 cm	$0,025 \cdot 18 = 0,45 \text{ kN/m}^2$

**Skupaj:**

$$g_k = 7,46 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.1.2 Medetažne konstrukcije

Za balkone velja približno enaka sestava konstrukcijskega sklopa kot za medetažne konstrukcije. Razlika je le v tem, da ima balkon še hidroizolacijo, katere prispevek zanemarim. Predelne stene in ograje na balkonu upoštevam pri koristni obtežbi.



Slika 7: Prerez medetažne konstrukcije

Določanje obtežbe konstrukcije:

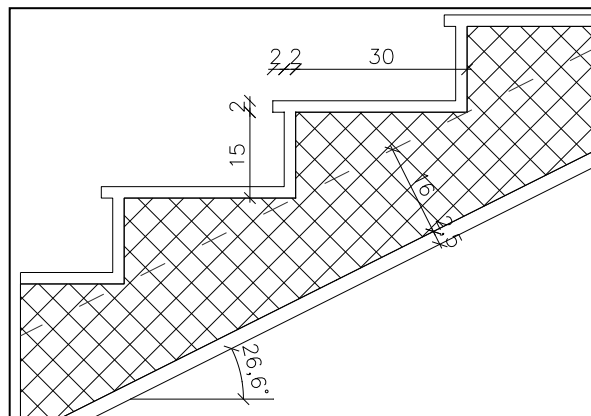
- finalni tlak – naravni kamen: 2 cm	$0,02 \cdot 28 = 0,56 \text{ kN/m}^2$
- cementni estrih: 6 cm	$0,06 \cdot 24 = 1,44 \text{ kN/m}^2$
- TI, ZI – ekspan. polistiren: 7 cm	$0,07 \cdot 0,40 = 0,03 \text{ kN/m}^2$
- armiranobetonska plošča: 16 cm	$0,16 \cdot 25 = 4,00 \text{ kN/m}^2$
- omet iz podaljšane malte: 2,5 cm	$0,025 \cdot 18 = 0,45 \text{ kN/m}^2$

**Skupaj:**

$$g_k = 6,48 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.1.3 Stopniščne rame

Tu bom določil projekcijo obtežbe na tloris, kar moram kasneje pri statičnem izračunu upoštevati. Ograje se upoštevajo pri koristni obtežbi.



Slika 8: Prerez stopniščne rame

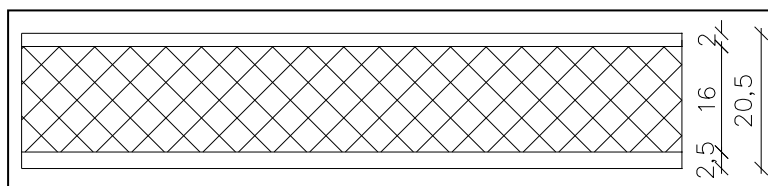
Določanje obtežbe konstrukcije:

- finalni tlak – naravni kamen: 2 cm	$0,47 \cdot 0,02 / 0,3 \cdot 28 = 0,88 \text{ kN/m}^2$
- betonske stopnice: 30/15 cm	$0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,15 / 0,3 \cdot 25 = 1,88 \text{ kN/m}^2$
- armiranobetonska rama: 16 cm	$0,16 / \cos(26,6^\circ) \cdot 25 = 4,47 \text{ kN/m}^2$
- omet iz podaljšane malte: 2,5 cm	$0,025 / \cos(26,6^\circ) \cdot 18 = 0,50 \text{ kN/m}^2$

---

**Skupaj:**  **$g_k = 7,73 \text{ kN/m}^2$**

### 3.1.1.4 Stopniščni podesti



Slika 9: Prerez podesta

Določanje obtežbe konstrukcije:

- finalni tlak – naravni kamen: 2 cm	$0,02 \cdot 28 = 0,56 \text{ kN/m}^2$
- armiranobetonska plošča: 16 cm	$0,16 \cdot 25 = 4,00 \text{ kN/m}^2$
- omet iz podaljšane malte: 2,5 cm	$0,025 \cdot 18 = 0,45 \text{ kN/m}^2$

---

**Skupaj:**  **$g_k = 5,01 \text{ kN/m}^2$**

### 3.1.2 Linijske stalne obtežbe

Linijske stalne obtežbe so večinoma vplivi, ki odpadejo neposredno na grede in stebre. Sem spadajo lastne teže gred in stebrov, obtežbe zaradi polnil ali fasad in podobno. Lahko so v objektu tudi predelne stene v masivni izvedbi, ki ne gredo nujno nad nosilci, ampak so postavljene v poljih plošč. Take linijske obtežbe je potrebno nanesti neposredno na plošče na mestih, kjer te stene dejansko stojijo. Lažje montažne predelne stene z lastno težo manjšo od  $3,0 \text{ kN/m}$  lahko upoštevamo pri koristni obtežbi z ustreznim povečanjem površinske obtežbe.

#### 3.1.2.1 Lastna teža gred

$$g_b = b_b \cdot (h_b - h_f) \cdot \gamma_b = 0,45 \cdot (0,50 - 0,16) \cdot 25 = 3,83 \text{ kN/m}$$

#### 3.1.2.2 Lastna teža stebrov kvadratnega prečnega prereza

$$g_c = b_c \cdot h_c \cdot \gamma_b = 0,45 \cdot 0,45 \cdot 25 = 5,06 \text{ kN/m}$$

#### 3.1.2.3 Lastna teža stebrov krožnega prečnega prereza

$$g_b = 0,25 \cdot \pi \cdot d_c^2 \cdot \gamma_b = 0,25 \cdot \pi \cdot 45^2 \cdot 25 = 3,98 \text{ kN/m}$$

#### 3.1.2.4 Stalna teža fasade

Imamo podatek, da teža fasadnega sistema znaša  $g_f' = 2,50 \text{ kN/m}^2$ . Določiti je potrebno linijsko obtežbo za eno etažo. Če upoštevam, da polnila ne morajo potekati po celotni površini fasade (na območju stebrov in gred se debelina fasadnega sistema zmanjša) in da so v fasadi še odprtine (okna in balkonska vrata), lahko brez slabe vesti zmanjšam obtežbo za 20 %.

$$g_f = 0,8 \cdot g_f' \cdot h \cdot \gamma_b = 0,8 \cdot 2,5 \cdot 3,0 = 6,00 \text{ kN/m}$$

#### 3.1.2.5 Stalna teža nadstreška nad stopniščem

Reakcije nadstreška povzročajo na gredah strešne konstrukcije, ki so okrog stopnišča, linijsko obtežbo  $g_n = 7,50 \text{ kN/m}$ .

### 3.2 KORISTNA OBTEŽBA

Velikosti vplivov koristne obtežbe na stavbe so odvisne od namembnosti uporabnih površin. Predpis določa velikost ploskovnih in točkovnih obtežb za posamezne kategorije uporabnih površin. Površine so razdeljene v več glavnih skupin, nekatere so opisane v preglednici 6.

*Preglednica 6: Glavne kategorije uporabe površin (Vir: SIST EN 1991-1-1)*

Kategorija	Opis uporabe
A	Bivalni prostori
B	Pisarne
C	Površine, kjer se zbirajo ljudje
D	Trgovine
E	Skladišča in industrijska dejavnost
F	Prometne površine za lahka vozila ( $g_{vozila} \leq 30 \text{ kN}$ )
G	Prometne površine za srednje težka vozila ( $g_{vozila} \leq 160 \text{ kN}$ )
H	Strehe, dostopne le za vzdrževanje

Glavne skupine se delijo v podskupine, za katere so posebej določene vrednosti površinskega in točkovnega vpliva. Nekatero vrste koristne obtežbe so podane v preglednici 7.

*Preglednica 7: Koristne obtežbe na tleh (Vir: SIST EN 1991-1-1)*

Oznaka	Opis površine	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
A	Tla na splošno, npr. stanovanja, spalnice, sanitarije, ...	2,0	2,0
	Stopnice	2,0	2,0
	Balkoni	2,5	2,0
B	Površine namenjene poslovni dejavnosti	3,0	4,5
C1	Površine z mizami, npr. učilnice, restavracije, čitalnice, ...	3,0	4,0
C2	Površine s pritrjenimi sedeži, npr. razne dvorane, čakalnice, ...	4,0	4,0
C3	Površine brez ovir za gibanje ljudi, npr. muzeji, javne stavbe, ...	5,0	4,0
C4	Površine za rekreacijo, npr. telovadnice, plesne dvorane, ...	5,0	7,0
C5	Površine z gnečo, npr. prireditveni objekti, tribune, ...	5,0	4,5
D1	Površine v trgovinah na drobno	4,0	4,0
D2	Površine v veleblagovnicah	5,0	7,0
E1	Površine v skladiščih, kjer je mogoče kopičiti blago	7,5	7,0
F	Prometne in parkirne površine za vozila s skupno težo $\leq 30 \text{ kN}$	2,5	20,0
G	Prometne in parkirne površine za vozila s skupno težo $\leq 160 \text{ kN}$	5,0	90,0
H	Strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila	0,4	1,0

Pri dvosmerno nosilnih ploščah se lahko lastna teža montažnih predelnih sten, ki povzročajo navpično linijsko obtežbo manjšo ali enako  $3,0 \text{ kN/m}$ , upošteva kot enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba  $q_k$ , ki se prišteje k koristni obtežbi tal:

*Preglednica 8: Lahke predelne stene*

Lastna teža predelne stene	$\leq 1,0 \text{ kN/m}$	$\leq 2,0 \text{ kN/m}$	$\leq 3,0 \text{ kN/m}$
Prispevek $q_k$ [ $\text{kN/m}^2$ ]	0,5	0,8	1,2

### 3.2.1 Koristna obtežba na površine objekta

Ker je obravnavan objekt poslovno – stanovanjska stavba, kombiniram vplive kategorij površin bivalnih prostorov A in pisarn B.

#### 3.2.1.1 Pohodna streha

Streha objekta je pohodna, ni pa to površina, kjer bi se zbirala večja množica ljudi. Za obtežbo vzamem povprečje med kategorijama uporabe A in B. Koristna obtežba:  $q_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$ .

#### 3.2.1.2 Medetažne konstrukcije

Upoštevam priporočeno obtežbo za kategorijo površin B, ki znaša  $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ . Zraven moram dodati še vpliv montažnih predelnih sten. V objektu bodo nameščene predelne stene z lastno težo do  $2,0 \text{ kN/m}$ , katerih razpored ni še znan. Predpis določa, da se za take stene lahko upošteva dodatno površinsko obtežbo  $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$ . Koristna obtežba:  $q_k = 3,80 \text{ kN/m}^2$ .

#### 3.2.1.3 Balkoni

Priporočena obtežba za balkone znaša  $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$ , vendar upoštevam še  $0,5 \text{ kN/m}^2$  zaradi ograj, ki so postavljene na koncih balkonov. Koristna obtežba:  $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$ .

#### 3.2.1.4 Stopnišče

Priporočena obtežba stopnic (stopniščne rame in podesti) je opredeljena pri kategoriji površin A in znaša  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ . Ker pri stalni obtežbi nisem upošteval vplivov opreme (varnostnih ograj), dodam še  $0,5 \text{ kN/m}^2$ . Koristna obtežba:  $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$ .



### 3.3 VPLIV SNEGA

Vpliv snega je odvisen od snežne cone na območju lokacije objekta, od nadmorske višine objekta, od izpostavljenosti terena in od oblike vplivne površine (strehe).

Obtežba s snegom za trajna in začasna projektna stanja za ravne strehe, enokapnice ali dvokapnice se določi z enačbo 3-1.

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3-1)$$

Pri tem so:

- $\mu_1$  ... oblikovni koeficient vplivne površine (strehe),

*Preglednica 9: Oblikovni koeficient obtežbe snega  $\mu_1$  (Vir: SIST EN 1991-1-3)*

Naklon strehe $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$	snegobrani
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0	0,8 (za vse $\alpha$ )

- $C_e$  ... koeficient izpostavljenosti glede na vrsto terena,

*Preglednica 10: Priporočene vrednosti koeficienta  $C_e$  (Vir: SIST EN 1991-1-3)*

Teran	Izpostavljen vetru	Običajen	V zavetrju
$C_e$	0,8	1,0	1,2

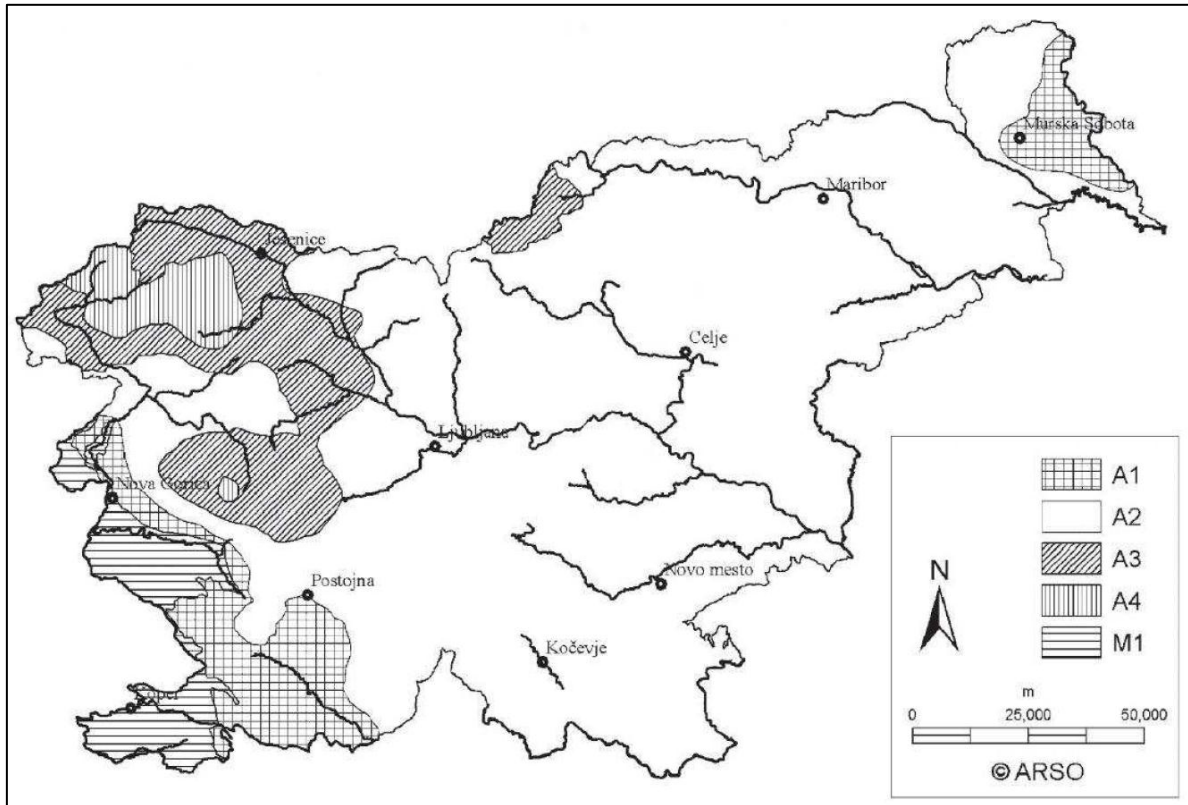
- $C_t$  ... koeficient toplotne prevodnosti strehe. Priporočena vrednost je 1,0. Pri toplotno dobro prevodnih strehah (steklene strehe) se lahko nekoliko zmanjša.
- $s_k$  ... obtežba snega na tleh, odvisna od snežne cone in nadmorske višine.

*Preglednica 11: Izračun obtežbe snega na tleh  $s_k$  (Vir: SIST EN 1991-1-3)*

Snežna cona	$s_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A1	$0,651 \cdot [1 + (A/728)^2]$
A2	$1,293 \cdot [1 + (A/728)^2]$
A3	$1,935 \cdot [1 + (A/728)^2]$
A4	$2,577 \cdot [1 + (A/728)^2]$
M1	$0,289 \cdot [1 + (A/452)^2]$

V coni A1 dodatno velja:  $s_k \geq 1,20 \text{ kN/m}^2$ .

Karta z označenimi conami za določanje obtežbe snega na tleh



Slika 10: Snežne cone v Sloveniji (Vir: SIST EN 1991-1-3, 2004)

### 3.3.1 Izračun obtežbe snega na streho objekta

Obračunavani objekt bo lociran na območju snežne cone A2. Nadmorska višina strehe objekta je  $A = 335 \text{ m}$ . Oblikovni koeficient za ravne strehe je  $\mu_1 = 0,8$ . Izpostavljenost terena vetru je običajna, zato je  $C_e = 1,0$ . Ker je streha toplotno dobro izolirana, je  $C_t = 1,0$ .

Obtežba snega na tleh:

$$s_k = 1,293 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{335}{728} \right)^2 \right] = 1,567 \text{ kN/m}^2$$

Obtežba snega na strehi:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,567 = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4 VPLIV VETRA

Pri analizi masivnih objektov na območju Slovenije se vpliv vetra največkrat lahko zanemari, saj je merodajen vodoravni vpliv potresna obtežba. Pri lesenih in jeklenih objektih ter lesenih strehah masivnih objektov pa vpliva vetra nikakor ne smemo zanemariti. Čeprav za obravnavan objekt vpliv vetra še zdaleč ni merodajen, ga bom vseeno določil.

Velikost vpliva vetra je odvisna od mnogih parametrov. Glavna parametra sta lokacija in oblika objekta. Lahko se določijo tudi lokalni vplivi vetra na bolj izpostavljene dele objekta. Glede na to, da je obravnavana stavba masivna in da so fasade nepodajne, me zanimajo predvsem vodoravni vplivi vetra na navpične ploskve (stene), ki so pravokotne na smer vetra.

#### 3.4.1 Sile vetra

Sile vetra se izračunajo po naslednjih enačbah:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{ploskve} w_e \cdot A_{ref} \quad (3-2)$$

$$F_{w,i} = \sum_{ploskve} w_i \cdot A_{ref} \quad (3-3)$$

$$F_{tr} = c_{tr} \cdot q_p(z) \cdot A_{tr} \quad (3-4)$$

- Pri tem so:
- $F_{w,e}$  ... sila vetra zaradi zunanjih tlakov,
  - $F_{w,i}$  ... sila vetra zaradi notranjih tlakov,
  - $F_{tr}$  ... sila trenja na ploskvah, vzporednih z vetrom,
  - $c_s c_d$  ... konstrukcijski faktor (varna stran za betonske stavbe:  $c_s c_d = 1$ ),
  - $w_e$  ... zunanji tlak vetra,
  - $w_i$  ... notranji tlak vetra,
  - $c_{tr}$  ... koeficient trenja,
  - $A_{ref}$  ... referenčna površina vplivne ploskve,
  - $A_{tr}$  ... površina zunanje ploskve, vzporedne vetru.

Sila trenja zaradi vpliva vetra se lahko zanemari, če velja:  $\sum A_{vzporedno} \leq 4 \cdot \sum A_{pravokotno}$ .

### 3.4.2 Tlak vetra

Pri računu vplivov vetra je bolj smiselno, kot sile, določiti skupno površinsko obtežbo na vplivno površino. To se naredi tako, da vektorsko seštejemo vplive zunanjih in notranjih tlakov vetra. Če lahko upoštevamo  $c_s c_d = 1$ , velja enačba 3-5.

$$w = w_e + w_i = q_p(z) \cdot (c_{pe} + c_{pi}) \quad (3-5)$$

Pri tem so:  $w$  ... površinska obtežba vetra,  
 $q_p(z)$  ... največji tlak pri sunkih vetra,  
 $c_{pe}$  ... koeficient zunanjšega tlaka,  
 $c_{pi}$  ... koeficient notranjšega tlaka.

#### 3.4.2.1 Določanje največjega tlaka pri sunkih vetra

Največji tlak pri sunkih vetra se določi po izrazu 3-6.

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3-6)$$

Pri tem je:  $c_e(z)$  ... faktor izpostavljenosti,  
 $q_b$  ... osnovni tlak vetra.

Osnovni tlak vetra se določi po izrazu 3-7.

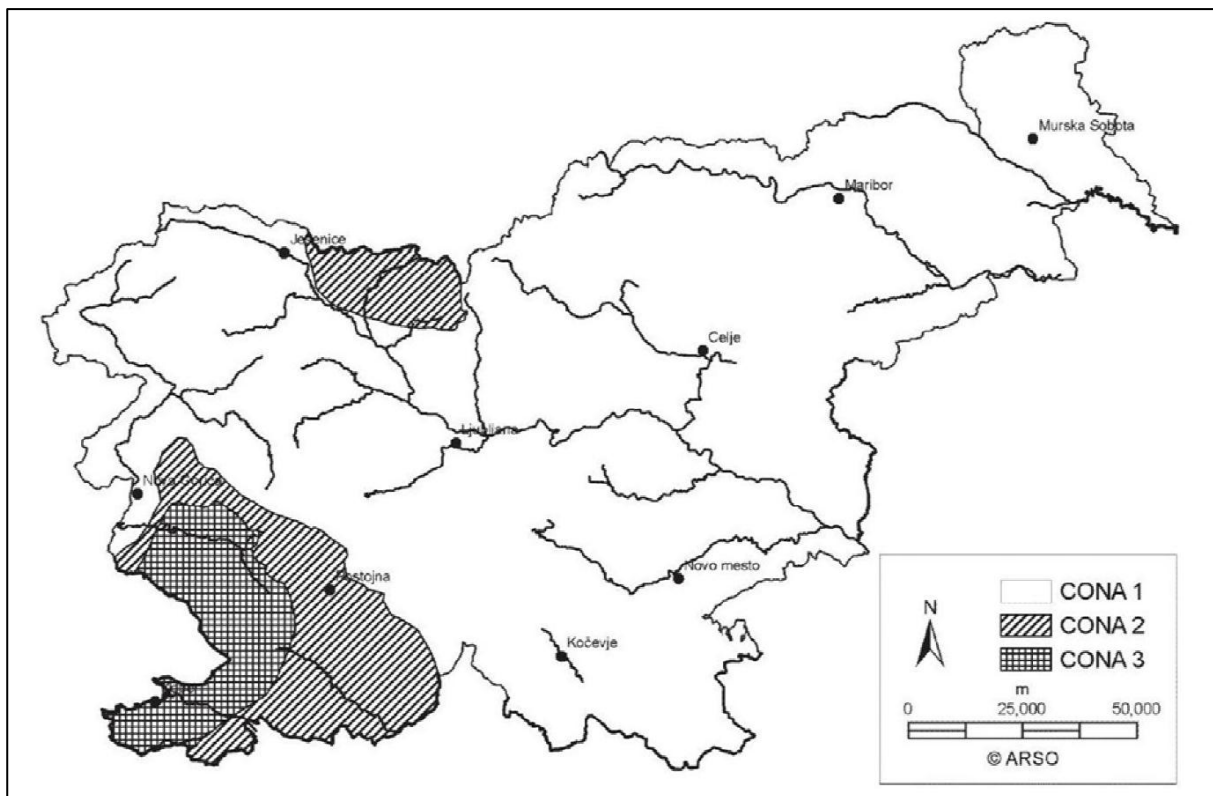
$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3-7)$$

Pri tem je:  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$  ... gostota zraka,  
 $v_b$  ... osnovna hitrost vetra.

Preglednica 12: Osnovne hitrosti vetra  $v_b$  (Vir: SIST EN 1991-1-4)

Cona	Opis	Nadmorska višina [m]	$v_b$ [m/s]
1	Večina Slovenije	pod 800	20
		800 – 1600	25
		1600 – 2000	30
		nad 2000	40
2	Trnovski gozd, Notranjska, Karavanke	pod 1600	25
		1600 – 2000	30
		nad 2000	40
3	Primorje, Kras in del Vipavske doline	povsod	30

## Karta z označenimi conami z enakimi osnovnimi hitrostmi vetra



Slika 11: Vetrne cone v Sloveniji (Vir: SIST EN 1991-1-4, 2005)

Faktor izpostavljenosti  $c_e(z)$ , ki je odvisen od kategorije terena in referenčne višine  $z$ , se določa po preglednicah 13, 14 in 15.

Preglednica 13: Izračunane vrednosti faktorja izpostavljenosti  $c_e(z)$ 

Višina $z$ [m]	Faktor $c_e(z)$ za terene kategorije				
	0	I	II	III	IV
1	1,81	1,54	1,42	1,28	1,18
2	2,14	1,88	1,42	1,28	1,18
3	2,34	2,09	1,64	1,28	1,18
4	2,49	2,24	1,80	1,28	1,18
5	2,60	2,37	1,93	1,28	1,18
10	2,98	2,77	2,35	1,71	1,18
15	3,22	3,02	2,62	1,98	1,44
20	3,39	3,20	2,81	2,18	1,64
30	3,64	3,46	3,09	2,48	1,94
40	3,82	3,66	3,30	2,70	2,17
50	3,96	3,81	3,47	2,88	2,34
100	4,42	4,30	4,01	3,45	2,93

Za določanje faktorja  $c_e(z)$  pri vmesnih vrednostih  $z$ , ki niso podane v preglednici 13, se lahko uporabi linearna interpolacija. Posamezne kategorije izpostavljenosti terena so opisane v preglednici 14, vrednosti referenčne višine  $z$  pa se določajo po preglednici 15.

*Preglednica 14: Kategorije terena za določitev faktorja  $c_e(z)$  (Vir: SIST EN 1991-1-4)*

Kategorija terena	
0	Morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju
I	Jezersko ali ravninsko področje z zanemarljivim rastlinjem in brez ovir
II	Področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20 višin ovir
III	Področja z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd)
IV	Področje, kjer je najmanj 15 % površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m

Referenčna višina  $z$  v faktorju  $c_e(z)$  je odvisna od razmerja višine objekta  $h$  in širine privetrne ploskve  $b$ , pravokotne na smer vetra. Za različne višinske pasove in razmerja  $h/b$  so referenčne višine  $z$  prikazane v preglednici 15.

*Preglednica 15: Referenčna višina  $z$*

Razmerje $h/b$	Višina od tal $z_e$	Referenčna višina $z$
$h/b \leq 1$	celotna višina	$h$
$1 < h/b \leq 2$	$z_e \leq b$	$b$
	$b < z_e \leq h$	$h$
$h/b > 2$	$z_e \leq b$	$b$
	$b < z_e \leq (h - b)$	$z_e$
	$(h - b) < z_e \leq h$	$h$

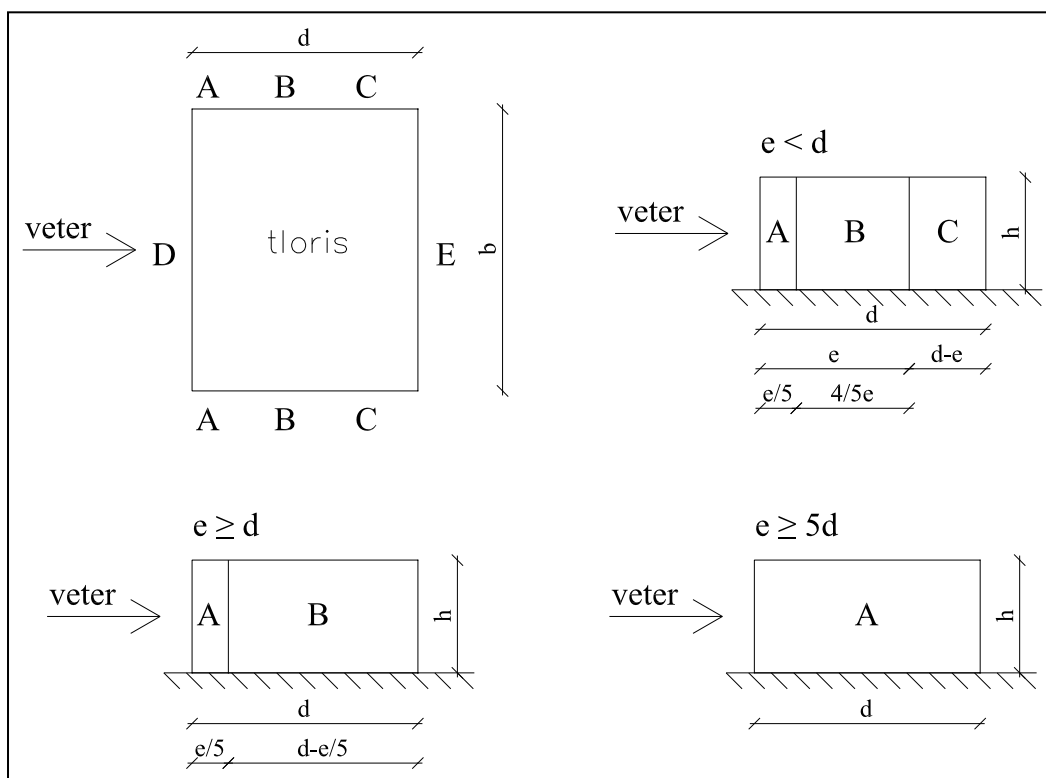
### 3.4.2.2 Določanje koeficientov zunanlega in notranjega tlaka ter koeficientov trenja

Priporočene vrednosti koeficientov zunanlega tlaka  $c_{pe}$  za referenčne ploskve, večje od  $10 \text{ m}^2$ , so podane v preglednici 16. Pozitivni predznak pomeni tlak, negativni pa srk.

*Preglednica 16: Koeficienti  $c_{pe}$  za navpične stene (Vir: SIST EN 1991-1-4)*

$h/d$	Področje				
	A	B	C	D	E
5	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,7
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

Področja sten A do E so prikazana na sliki 12. Označena področja veljajo tudi za pravokotne stavbe z neravnimi strehami.



Slika 12: Razdelitev sten na področja

Kotirane dolžine na sliki pomenijo:  $e = \min(b, 2h)$ ,

$b$  ... širina objekta pravokotno na smer vetra,

$d$  ... dolžina objekta vzporedno z vetrom,

$h$  ... največja višina objekta.

Koeficienti notranjega tlaka  $c_{pi}$  so odvisni od deleža odprtin po posameznih straneh objekta.

Če ima stavba na vseh straneh približno enak delež odprtin, se lahko upošteva:

$$c_{pi} = +0,20 \text{ ali } -0,30 \text{ (kar je bolj neugodno).}$$

Če ima stavba na eni strani dvakrat več odprtin, kot na ostalih straneh, velja:

$$c_{pi} = 0,75 \cdot c_{pe}.$$

Če ima stavba na eni strani vsaj trikrat več odprtin, kot na ostalih straneh, velja:

$$c_{pi} = 0,90 \cdot c_{pe}.$$

Koeficienti trenja  $c_{tr}$  za stene in strehe so podani v preglednici 17. Pri izračunu sile trenja zaradi vetra se upoštevajo površine vsek ploskev objekta, ki so vzporedne s smerjo vetra.

*Preglednica 17: Koeficienti trenja zaradi vetra (Vir: SIST EN 1991-1-4)*

Ploskev	Koeficienti trenja $c_{tr}$
Gladka (npr. jeklo, gladek beton, steklo)	0,01
Hrapava (npr. hrapav beton, ometi, bituminizirane površine)	0,02
Zelo hrapava (npr. rebra, pregibi, gube)	0,04

### 3.4.3 Izračun obtežbe vetra na stene objekta

Najprej lahko za celotno stavbo določim osnovni tlak vetra. Objekt bo stal na območju vetrne cone A1 na nadmorski višini manjši od 800 m, torej je osnovna hitrost vetra  $v_b = 20 \text{ m/s}$ .

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot 20^2 \text{ m}^2/\text{s}^2 = 250 \text{ N/m}^2 = 0,250 \text{ kN/m}^2$$

Kategorija terena izpostavljenosti je II. Višina objekta, skupaj spolno ograjo na strehi znaša  $h = 16,3 \text{ m}$ . Za smer X in za smer Y velja:  $h/b < 1$ , saj je  $b_x = 16,80 \text{ m} > h$  in  $b_y = 17,85 \text{ m} > h$ . Iz tega sledi, da je referenčna višina  $z = h = 16,3 \text{ m}$  in je konstantna za vse referenčne ploskve v obeh smereh.

$$c_e(z) = c_e(16,3 \text{ m}, \text{ teren II}) = 2,62 + (2,81 - 2,62) \cdot (16,3 - 15) / 5 = 2,67$$

Največji tlak pri sunkih vetra je:

$$q_p(z) = 2,67 \cdot 0,250 \text{ kN/m}^2 = 0,668 \text{ kN/m}^2.$$

Vsota vseh zunanjih in notranjih tlakov ter srkov na privetrno ploskev (D) znaša:

$$w_D = q_p(z) \cdot (c_{pe,D} - c_{pi,D}) = 0,668 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,8 - (-0,3)) = 0,735 \text{ kN/m}^2.$$

Vsota vseh zunanjih in notranjih tlakov ter srkov na zavetrno ploskev (E) znaša:

$$w_E = q_p(z) \cdot (-c_{pe,E} + c_{pi,E}) = 0,668 \text{ kN/m}^2 \cdot (-(-0,5) + 0,2) = 0,468 \text{ kN/m}^2.$$

#### 3.4.3.1 Izračun obtežbe vetra za X smer

Upoštevam, da so ploskve hrapave ( $c_{tr} = 0,02$ ) in izračunam silo trenja. Referenčna površina trenja znaša za stene:  $A_{tr, stene x} = 2 \cdot d \cdot h = 2 \cdot 17,85 \text{ m} \cdot 16,3 \text{ m} = 582 \text{ m}^2$ . Referenčna površina trenja za streho pa je:  $A_{tr, streha x} = b \cdot d = 16,8 \text{ m} \cdot 17,85 \text{ m} = 300 \text{ m}^2$ .



Sili trenja zaradi vetra v smeri X znašata:

$$F_{tr, stene x} = c_{tr} \cdot q_p(z) \cdot A_{tr, stene x} = 0,02 \cdot 0,668 \text{ kN/m}^2 \cdot 582 \text{ m}^2 = 7,78 \text{ kN},$$

$$F_{tr, strehe x} = c_{tr} \cdot q_p(z) \cdot A_{tr, strehe x} = 0,02 \cdot 0,668 \text{ kN/m}^2 \cdot 300 \text{ m}^2 = 4,01 \text{ kN}.$$

Sile vetra se tako kot za potres nanašajo na stavbo v višini medetažnih konstrukcij. Sile zaradi vetra izračunam tako, da za vsako etažo izračunam referenčne ploskve in jih pomnožim s tlakom / srkom. Prištejem jim še pripadajoče sile zaradi trenja.

$$A_{ref,x1} = A_{ref,x2} = A_{ref,x3} = A_{ref,x4} = h_{etaže} \cdot b_x = 3,0 \text{ m} \cdot 16,8 \text{ m} = 50,4 \text{ m}^2$$

$$A_{ref,x5} = (0,5 \cdot h_{etaže} + h_{ograje}) \cdot b_x = (0,5 \cdot 3,0 \text{ m} + 1,3 \text{ m}) \cdot 16,8 \text{ m} = 47,0 \text{ m}^2$$

$$F_{w,x1} = F_{w,x2} = F_{w,x3} = F_{w,x4} = (w_E + w_D) \cdot A_{ref,x1} + F_{tr, stene x} / 5$$

$$F_{w,x1} = F_{w,x2} = F_{w,x3} = F_{w,x4} = (0,735 + 0,468) \text{ kN/m}^2 \cdot 50,4 \text{ m}^2 + 7,78 \text{ kN} / 5 = 62,2 \text{ kN}$$

$$F_{w,x5} = (w_E + w_D) \cdot A_{ref,x5} + F_{tr, stene x} / 5 + F_{tr, strehe x}$$

$$F_{w,x5} = (0,735 + 0,468) \text{ kN/m}^2 \cdot 47,0 \text{ m}^2 + 7,78 \text{ kN} / 5 + 4,01 \text{ kN} = 62,1 \text{ kN}$$

Glede horizontalne obtežbe zaradi vetra v X smeri imam sedaj vse podatke, ki jih potrebujem za izračun notranjih statičnih količin. Informativno izračunam še celotno silo vetra, ki deluje na obravnavan objekt v X smeri.

$$F_{w, X} = F_{w,x1} + F_{w,x2} + F_{w,x3} + F_{w,x4} + F_{w,x5} = 4 \cdot 62,2 + 62,1 = 311 \text{ kN}$$

### 3.4.3.2 Izračun obtežbe vetra za Y smer

Tlaki in srki so enaki, kot za X smer, saj ima objekt podobno geometrijo v obeh smereh.

Referenčna površina trenja znaša za stene  $A_{tr, stene y} = 2 \cdot d \cdot h = 2 \cdot 16,8 \text{ m} \cdot 16,3 \text{ m} = 548 \text{ m}^2$ .

Referenčna površina trenja za streho pa je  $A_{tr, streha y} = b \cdot d = 16,8 \text{ m} \cdot 17,85 \text{ m} = 300 \text{ m}^2$ .

Sili trenja zaradi vetra v smeri Y znašata:

$$F_{tr, stene} = c_{tr} \cdot q_p(z) \cdot A_{tr, stene y} = 0,02 \cdot 0,668 \text{ kN/m}^2 \cdot 548 \text{ m}^2 = 7,32 \text{ kN},$$

$$F_{tr, strehe} = c_{tr} \cdot q_p(z) \cdot A_{tr, strehe y} = 0,02 \cdot 0,668 \text{ kN/m}^2 \cdot 300 \text{ m}^2 = 4,01 \text{ kN}.$$

Referenčne površine pravokotno na smer vetra znašajo:

$$A_{ref,y1} = A_{ref,y2} = A_{ref,y3} = A_{ref,y4} = h_{etaže} \cdot b_y = 3,0 \text{ m} \cdot 17,85 \text{ m} = 53,6 \text{ m}^2$$

$$A_{ref,y5} = (0,5 \cdot h_{etaže} + h_{ograje}) \cdot b_y = (0,5 \cdot 3,0 \text{ m} + 1,3 \text{ m}) \cdot 17,85 \text{ m} = 50,0 \text{ m}^2$$

Končne etažne sile zaradi vetra v smeri Y so:

$$F_{w,y1} = F_{w,y2} = F_{w,y3} = F_{w,y4} = (w_E + w_D) \cdot A_{ref,y1} + F_{tr, stene y} / 5$$

$$F_{w,y1} = F_{w,y2} = F_{w,y3} = F_{w,y4} = (0,735 + 0,468) \text{ kN/m}^2 \cdot 53,6 \text{ m}^2 + 7,32 \text{ kN} / 5 = 65,9 \text{ kN}$$

$$F_{w,y5} = (w_E + w_D) \cdot A_{ref,y5} + F_{tr, stene y} / 5 + F_{tr, strehe y}$$

$$F_{w,y5} = (0,735 + 0,468) \text{ kN/m}^2 \cdot 50,0 \text{ m}^2 + 7,32 \text{ kN} / 5 + 4,01 \text{ kN} = 65,6 \text{ kN}$$

Celotna sila zaradi vetra v smeri Y znaša:

$$F_{w, Y} = F_{w,y1} + F_{w,y2} + F_{w,y3} + F_{w,y4} + F_{w,y5} = 4 \cdot 65,9 + 65,6 = 329 \text{ kN}$$

Izračunane sile vetra na stene objekta v obeh smereh predstavljajo kritično situacijo, saj so vsi notranji tlaki in srki upoštevani s polno vrednostjo. Tako močna obtežba se lahko zgodi le kadar je ob največjih projektnih sunkih vetra na objekt odprtih še večina odprtin (oken ali vrat). Sicer do polnih vrednosti notranjih tlakov in srkov ne mora priti.

Pri računu sem le za poskus upošteval tudi sile trenja, ki zelo malo doprinesejo k celotnemu vplivu vetra na objekt. Sile trenja zaradi vetra pridejo do izraza kadar je dolžina objekta, vzporedna s smerjo vetra, velika v primerjavi s širino objekta, pravokotno na smer vetra in kadar so zunanje površine objekta bolj hrapave.

Pravokotne obtežbe na stene, vzdolžne s smerjo vetra, nisem upošteval, saj te k globalni obtežbi objekta ne doprinesejo ničesar, saj se med seboj izničijo. Te sile so merodajne za lahke konstrukcije (lesene in jeklne), saj povzročajo vodoravne zunanje srke na površine, vzporedne s smerjo vetra. Take obtežbe kvečjemu predstavljajo težave za lahke montažne fasadne sisteme (izolacijski paneli) in vitke okvirje ali povezja.

### 3.5 POTRESNI VPLIV

Potresni vpliv v Sloveniji za masivne konstrukcije največkrat predstavlja največjo vodoravno obtežbo. Postopek določanja potresnega vpliva na objekt je zahtevnejši, kot za druge vplive, saj je potrebno upoštevati številne zahteve in izvesti precej vmesnih izračunov. V prvi fazi določanja potresnega vpliva bom izračunal samo maso objekta za račun potresnega vpliva in določil projektni spekter pospeškov za obravnavano konstrukcijo.

#### 3.5.1 Določanje mase za račun potresnega vpliva

Masa se izračuna tako, da se po posameznih etažah seštejejo vse mase zaradi stalne obtežbe in del mas zaradi glavne spremenljive obtežbe. Masa  $i$ -te etaže se določi po izrazu 3-8.

$$m_i = \frac{1}{g} \cdot \sum G_{k,i} + \frac{1}{g} \cdot \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3-8)$$

Pri tem je:  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  ... zemeljski pospešek tal,

$\sum G_{k,i}$  ... skupna stalna teža celotne etaže  $i$ ,

$\sum Q_{k,i}$  ... skupna teža zaradi glavne spremenljive obtežbe v etaži  $i$ ,

$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$  ... koeficient za kombinacijo spremenljive obtežbe.

Faktorji  $\psi_2$  in  $\varphi$  za izračun koeficienta  $\psi_{E,i}$  so podani v preglednicah 18 in 19.

Preglednica 18: Vrednosti faktorja  $\psi_2$  (Vir: SIST EN 1990)

Vpliv	Področje	$\psi_2$
Koristna obtežba	kategorija A: stanovanja	0,3
	kategorija B: pisarne	0,3
	kategorija C: zbiranje ljudi	0,6
	kategorija D: trgovine	0,6
	kategorija E: skladišča	0,8
	kategorija H: strehe	0,0
Teža vozila (do 30 kN)	kategorija F: prometne površine	0,6
Teža vozila (od 30 do 160 kN)	kategorija G: prometne površine	0,3
Sneg	nadmorska višina nad 1000 m	0,2
	nadmorska višina pod 1000 m	0,0
Veter	povsod	0,0
Temperatura ob požaru	povsod	0,0

Preglednica 19: Vrednosti faktorja  $\varphi$  (Vir: SIST EN 1998-1)

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	$\varphi$
kategorije A – C	vrhnja etaža (streha)	1,0
	medsebojno odvisno zasedene etaže	0,8
	neodvisno zasedene etaže	0,5
kategorije D – F in arhivi	vse etaže	1,0

### 3.5.2 Izračun mase obravnavanega objekta

Mase določim za vsako etažo posebej. Prve štiri etaže so si enake, 5. etaža pa je drugačna. Tako za prve štiri etaže izračunam maso samo za eno poljubno etažo, maso 5. etaže pa izračunam ločeno.

#### 3.5.2.1 Izračun mase 5. etaže na koti + 15,00 m (strešna konstrukcija)

Skupna stalna teža 5. etaže:

- strešna plošča ( $g = 7,46 \text{ kN/m}^2$ ):	$285,2 \cdot 7,46 = 2127,9 \text{ kN}$
- 1 stopniščna rama ( $g = 7,73 \text{ kN/m}^2$ ):	$3,78 \cdot 7,73 = 29,2 \text{ kN}$
- polovica podesta ( $g = 5,01 \text{ kN/m}^2$ ):	$2,14 \cdot 5,01 = 10,7 \text{ kN}$
- fasada ( $6,00 \text{ kN/m}$ ):	$0,5 \cdot 64,6 \cdot 6,00 = 193,8 \text{ kN}$
- nadstrešek: ( $7,50 \text{ kN/m}$ ):	$20,0 \cdot 7,50 = 150,0 \text{ kN}$
- grede ( $3,83 \text{ kN/m}$ ):	$122,0 \cdot 3,83 = 467,3 \text{ kN}$
- kvadratni stebri ( $5,06 \text{ kN/m}$ ):	$8 \cdot 1,0 \cdot 5,06 = 40,5 \text{ kN}$
- okrogli stebri ( $3,98 \text{ kN/m}$ ):	$8 \cdot 1,0 \cdot 3,98 = 31,8 \text{ kN}$

**Skupaj:**  $G_{k,5} = 3051 \text{ kN}$

Skupna teža spremenljive obtežbe v 5. etaži:

- strešna terasa ( $q = 2,50 \text{ kN/m}^2$ ):	$235,3 \cdot 2,50 = 588,0 \text{ kN}$
- strešni balkoni ( $q = 3,00 \text{ kN/m}^2$ ):	$50,0 \cdot 3,00 = 150,0 \text{ kN}$
- stopnice in podest ( $q = 2,50 \text{ kN/m}^2$ ):	$5,92 \cdot 2,50 = 14,8 \text{ kN}$

**Skupaj:**  $Q_{k,5} = 753 \text{ kN}$

Skupna masa 5. etaže:

$$m_5 = \frac{1}{g} \cdot \sum G_{k,5} + \frac{1}{g} \cdot \sum \psi_{E,5} \cdot Q_{k,5} = \frac{1}{g} \cdot 3051 + \frac{1}{g} \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 753 = 334t$$

### 3.5.2.2 Izračun mase 4. etaže na koti + 12,00 m (medetažna konstrukcija)

Skupna stalna teža 4. etaže:

- medetažna konstrukcija ( $g = 6,48 \text{ kN/m}^2$ ):	$285,2 \cdot 6,48 = 1848,1 \text{ kN}$
- 2 stopniščni rami ( $g = 7,73 \text{ kN/m}^2$ ):	$7,56 \cdot 7,73 = 58,4 \text{ kN}$
- celoten podest ( $g = 5,01 \text{ kN/m}^2$ ):	$4,28 \cdot 5,01 = 21,4 \text{ kN}$
- fasada ( $6,00 \text{ kN/m}$ ):	$1,0 \cdot 64,6 \cdot 6,00 = 387,6 \text{ kN}$
- grede ( $3,83 \text{ kN/m}$ ):	$122,0 \cdot 3,83 = 467,3 \text{ kN}$
- kvadratni stebri ( $5,06 \text{ kN/m}$ ):	$8 \cdot 2,5 \cdot 5,06 = 101,2 \text{ kN}$
- okrogli stebri ( $3,98 \text{ kN/m}$ ):	$8 \cdot 2,5 \cdot 3,98 = 79,6 \text{ kN}$

**Skupaj:**  $G_{k,4} = 2964 \text{ kN}$

Skupna teža spremenljive obtežbe v 4. etaži:

- medetažne površine ( $q = 3,80 \text{ kN/m}^2$ ):	$235,3 \cdot 3,80 = 894,0 \text{ kN}$
- balkoni ( $q = 3,00 \text{ kN/m}^2$ ):	$50,0 \cdot 3,00 = 150,0 \text{ kN}$
- stopnice in podest ( $q = 2,50 \text{ kN/m}^2$ ):	$11,84 \cdot 2,50 = 29,6 \text{ kN}$

**Skupaj:**  $Q_{k,4} = 1074 \text{ kN}$

Skupna masa 4. etaže:

$$m_4 = \frac{1}{g} \cdot \sum G_{k,4} + \frac{1}{g} \cdot \sum \psi_{E,4} \cdot Q_{k,4} = \frac{1}{g} \cdot 2964 + \frac{1}{g} \cdot 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1074 = 319 \text{ t}$$

### 3.5.2.3 Masa po etažah in celotna masa objekta

V prejšnjih dveh točkah izračunane mase so po etažah razvrščene naslednjo razpredelnico.

Izračunana je tudi celotna masa objekta.

*Preglednica 20: Masa objekta po etažah*

Etaža	Masa [t]
5	334
4	319
3	319
2	319
1	319
<b>Skupaj</b>	<b>1610</b>

### 3.5.3 Projektni spekter pospeškov

S projektним spektrom pospeškov neposredno določamo jakost vpliva potresa na konstrukcije. Pri metodi računa z vodoravnimi silami odčitamo iz projektne spektra vrednost pospeška pri prvem nihajnem času in to vrednost pomnožimo z maso objekta. Pri modalni analizi ravno tako za vsako nihajno obliko odčitamo vrednost pospeška pri pripadajočem nihajnem času in jo pomnožimo z maso, poleg tega pa moramo upoštevati še amplitudo in faktor participacije. Več o tem v poglavju o dinamični analizi konstrukcij. Projektni spekter pospeškov  $S_d$  je funkcija nihajnega časa konstrukcije  $T$ . Določi se po izrazu (3-9) na podlagi projektne pospeška tal, tipa tal in faktorja obnašanja konstrukcije.

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{za } 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} & \text{za } T_B < T \leq T_C \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] & \text{za } T_C < T \leq T_D \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] & \text{za } T_D < T \\ \geq 0,2 \cdot a_g & \text{povsod} \end{cases} \quad (3-9)$$

Pri tem je:  $S_d(T)$  ... projektni spekter vodoravnih pospeškov,  
 $T$  ... nihajni čas konstrukcije,  
 $a_g$  ... projektni pospešek tal,  
 $S$  ... faktor tal, odvisen od tipa tal,  
 $T_B, T_C, T_D$  ... mejni nihajni časi, odvisni od tipa tal,  
 $q$  ... faktor obnašanja konstrukcije.

#### 3.5.3.1 Projektni pospešek in tipi tal

Projektni pospešek tal  $a_g$  se določi po izrazu 3-10.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{g,475} \quad (3-10)$$

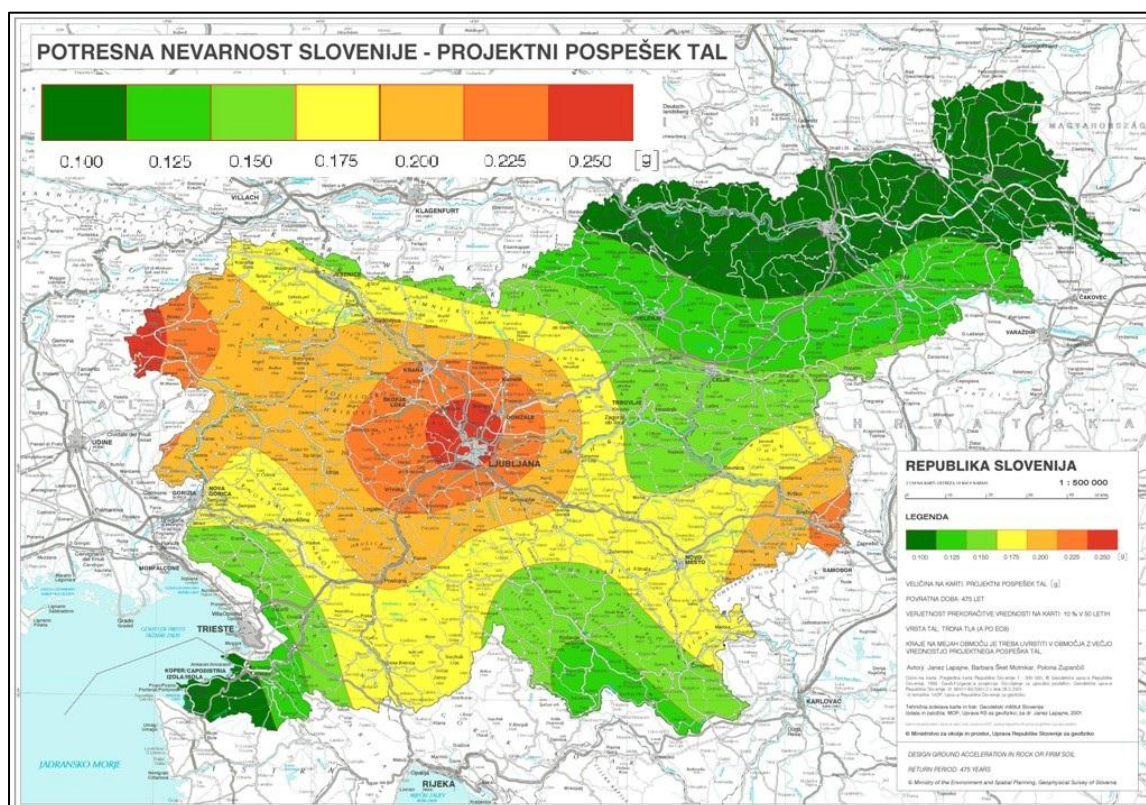
Pri tem je:  $\gamma_I$  ... faktor pomembnosti stavbe,  
 $a_{g,475}$  ... projektni pospešek tal s povratno dobo 475 let.

Faktorji pomembnosti  $\gamma_I$  so za nekatere kategorije pomembnosti stavb podani v preglednici 21. Ti faktorji upoštevajo referenčne povratne dobe potresa za posamezne kategorije pomembnosti. V vrednosti  $\gamma_I = 1,0$  je upoštevana povratna doba potresa 475 let. Če je faktor večji od 1, se upošteva daljša povratna doba, če je manjši od 1 pa manjša.

Preglednica 21: Kategorije pomembnosti stavb (Vir: SIST EN 1998-1)

Kategorija	Stavbe	$\gamma_I$
I	Manj pomembne: kmetijski objekti, pomožni objekti, ...	0,8
II	Običajne stavbe	1,0
III	Bolj pomembne: šole, vrtci, dvorane za srečanja, kulturne ustanove, ...	1,2
IV	Zelo pomembne: bolnišnice, gasilski domovi, elektrarne, zavetišča, ...	1,4

Projektni pospeški tal  $a_g$ , 475 s povratno dobo 475 let in 10 odstotnim tveganjem prekoračitve v 50 letih so za tip tal A podani na Karti potresne nevarnosti Slovenije.



Slika 13: Karta potresne nevarnosti Slovenije (Vir: Lapajne, J. et. al., 2001)

Iz karte je razvidno, da v Sloveniji pospešek tal ni nikjer manjši od  $0,10g$ , torej je treba po vsej državi upoštevati pravila za potresno varno projektiranje. Potresno najbolj ogrožena

območja so Ljubljanska kotlina, Gorenjska in Posočje. Najmanjše potresno tveganje pa je v Severovzhodni Sloveniji in na Primorskem.

Podatek o tipu tal nam lahko poda geomehanik, lahko pa ga določimo iz preglednice 22.

*Preglednica 22: Opisi tipov tal (Vir: SIST EN 1998-1)*

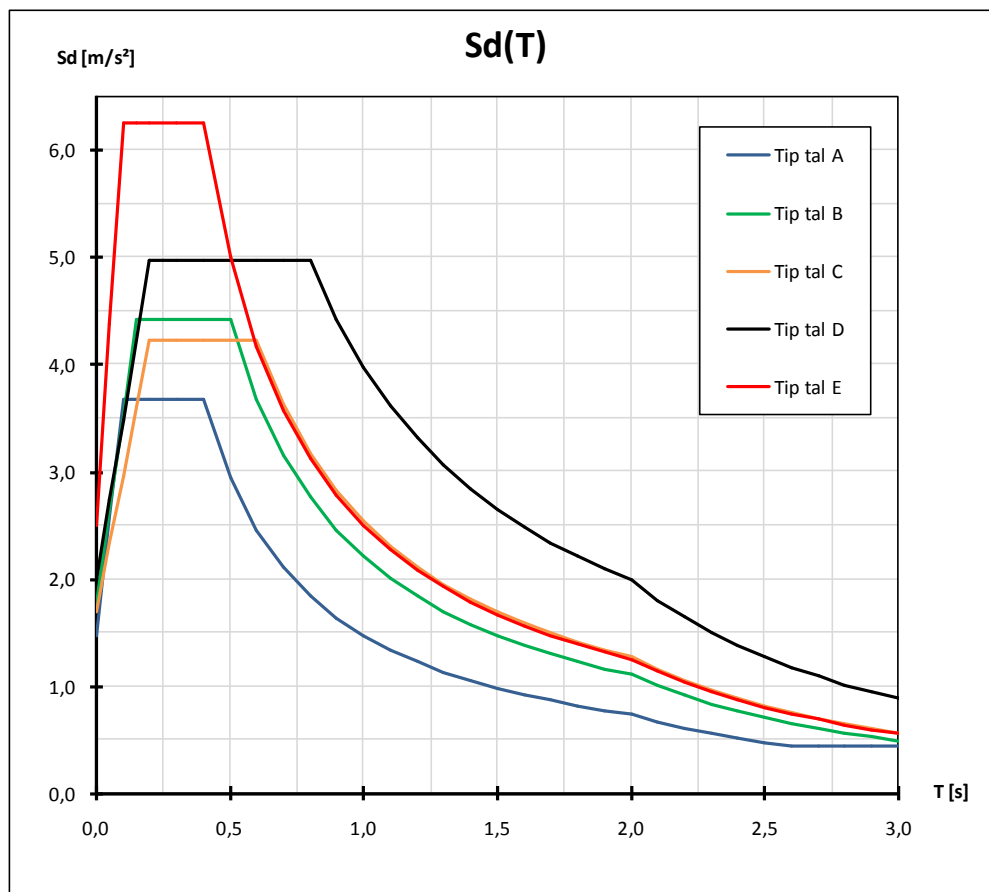
Tip tal	Opis profila tal
A	Skala ali podobna geološka formacija, na katerih je največ 5 metrov debel sloj slabšega materiala
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj 10 metrov, kjer se mehanske značilnosti z globino postopoma še izboljšujejo
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline, globine od nekaj 10 ali več sto metrov
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin
E	Aluvialna plast z lastnostmi C in D, debela okrog 5 do 20 metrov, ki leži na zelo togem materialu, kot so tla tipa A

Faktorji tal  $S$  in mejni nihajni časi za posamezne tipe tal so podani v preglednici 23.

*Preglednica 23: Karakteristike tipov tal (Vir: SIST EN 1998-1)*

Tip tal	$S$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
A	1,00	0,10	0,40	2,00
B	1,20	0,15	0,50	2,00
C	1,15	0,20	0,60	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00
E	1,70	0,10	0,40	2,00





Slika 14: Spekter pospeškov za različne tipe tal

Na sliki 14 so prikazani projektni spektri pospeškov za različne tipe tal pri projektne pospešku  $a_g = 0,225g$  in minimalnem faktorju obnašanja konstrukcije  $q = 1,50$ . Iz slike je razvidno, kako različni tipi tal vplivajo na spekter pospeškov. Pri vseh tipih tal so najbolj obremenjene konstrukcije s prvim lastnim nihajnim časom med  $0,10$  s in  $0,75$  s. To so praviloma bolj toge stavbe. Višja, kot je stavba, večji osnovni nihajni čas ima, manj »čuti« vplive potresa. Za nizke toge stavbe je najslabši tip tal E, za visoke stavbe pa je najbolj neugoden tip tal D.

### 3.5.3.2 Faktor obnašanja konstrukcije

V tem razdelku bom opisal določanje faktorja obnašanja konstrukcije  $q$  za armiranobetonske stavbe. Podani postopki za določanje faktorja so predpisani z obvezo konstruiranja po ustreznih stopnjah duktilnosti. Lahko se iz različnih razlogov odločimo, da upoštevamo manjši faktor  $q$  in projektiramo manj duktilno a bolj nosilno konstrukcijo. Če projektiramo konstrukcijo na srednjo (DCM) ali visoko (DCH) stopnjo duktilnosti, velja za določitev faktorja  $q$  izraz 3-11.

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,50 \quad (3-11)$$

Pri tem je:  $q_0$  ... osnovna vrednost faktorja obnašanja,

$k_w$  ... faktor prevladujočega načina rušenja konstrukcij s stenami.

*Preglednica 24: Vrednosti faktorja  $q_0$  (Vir: SIST EN 1998-1)*

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten	$3,0 \cdot \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_w / \alpha_1$
Sistem nepovezanih – konzolnih sten	3,0	$4,0 \cdot \alpha_w / \alpha_1$
Torzijsko podajen sistem (slabo zasnovane konstrukcije)	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

Če stavba ni pravilna po višini, se  $q_0$  iz preglednice 24 pomnoži z vrednostjo 0,8.

Vrednost faktorja  $k_w$  je za okvirne in okvirom ekvivalentne mešane konstrukcije enaka 1,0. Za stenaste, stenam ekvivalentne mešane in torzijsko podajne konstrukcije je  $k_w = (1 + h_w / l_w) / 3$ , s tem da se giblje med 0,5 in 1,0 ( $0,5 \leq k_w \leq 1,0$ ). Razmerje  $h_w / l_w$  je količnik vsote višin vseh sten in vsote dolžin prerezov vseh sten.

Razmerje  $\alpha_w / \alpha_1$  se lahko določi iz preglednice 25.

*Preglednica 25: Vrednosti  $\alpha_w / \alpha_1$  za različne konstrukcije (Vir: SIST EN 1998-1)*

Konstrukcija	tlorisno pravilna	tlorisno nepravilna
Enoetažni okviri	1,10	1,05
Večetažni okviri z enim poljem	1,20	1,10
Večetažni okviri (mešani okviri), z več polji	1,30	1,15
Samo po dve nepovezani steni v vsaki smeri	1,00	1,00
Druge konstrukcije z nepovezanimi stenami	1,10	1,05
Povezane stene, mešane stenaste konstrukcije	1,20	1,10

### 3.5.4 Projektni spekter pospeškov obravnavanega objekta

Najprej določim projektni pospešek tal in tip tal. Iz karte potresne nevarnosti razberem, da se bo objekt nahajal na meji med pospeškoma tal  $0,200g$  in  $0,225g$ . V takem primeru je treba izbrati večjo vrednost, se pravi  $a_{g,475} = 0,225g$ . Obravnavan objekt bo običajne pomembnosti, torej je faktor pomembnosti enak  $\gamma_I = 1,00$ .

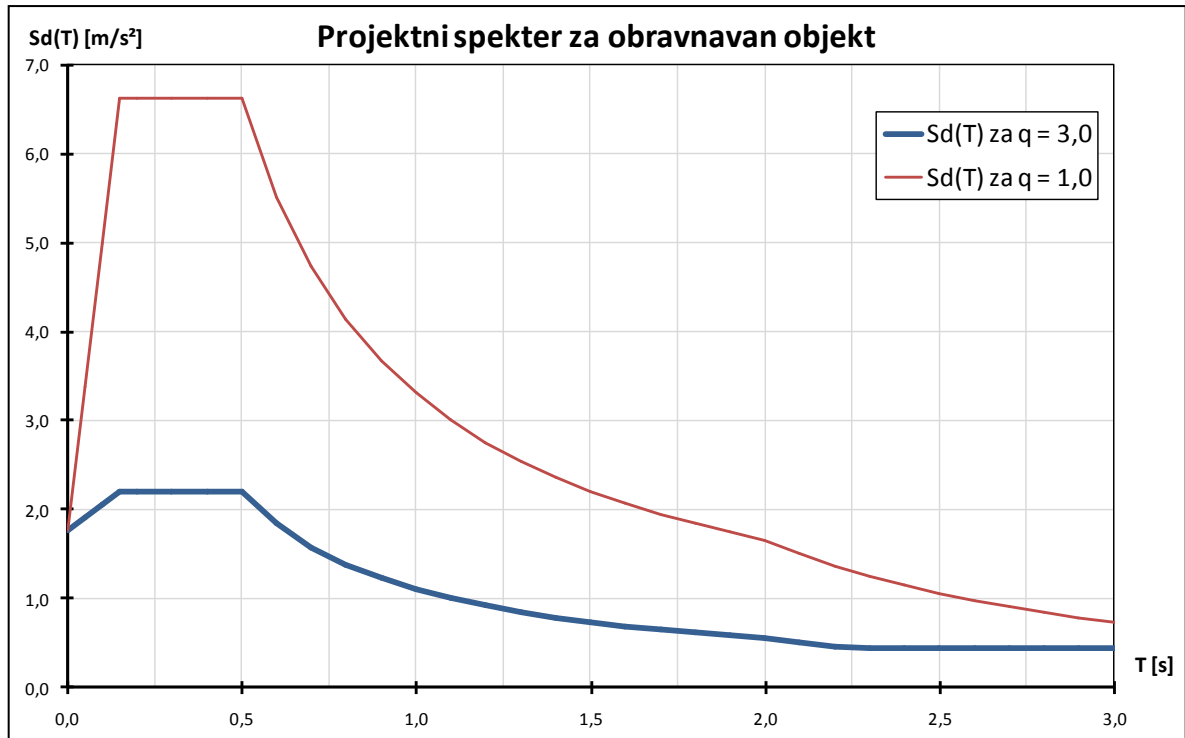
$$a_g = \gamma_I \cdot a_{g,475} = 1,00 \cdot 0,225 \cdot 9,81 = 2,21 \text{ m/s}^2.$$

Iz geotehničnega opisa tal in opisov iz preglednice 22 razberem, da je tip tal, na katerih se bo temeljila predvidena konstrukcija B. Torej je  $S = 1,20$ ,  $T_B = 0,15 \text{ s}$ ,  $T_C = 0,50 \text{ s}$ ,  $T_D = 2,0 \text{ s}$ .

Odločim se, da bom objekt projektiral na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Nosilna konstrukcija je večetažni okvir z več polji. Konstrukcija je tlorisno pravilna, kar je dokazano v šestem poglavju. Pravilna je tudi po višini, zato mi osnovne vrednosti faktorja obnašanja ni treba zmanjšati. Nosilen sistem je približno enak v obeh glavnih smereh, zato je  $q$  faktor za obe smeri enak. Za razmerje  $\alpha_u/\alpha_l$  bi lahko vzel vrednost  $1,30$ , vendar se odločim za nekoliko večjo nosilnost objekta (manjši  $q$  faktor) in vzamem  $\alpha_u/\alpha_l = 1,0$ .

$$q = q_0 \cdot k_w = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_l \cdot k_w = 3,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 3,0$$

Izraz 3-9 sem vnesel v Excel, vstavil izračunane vrednosti za projektni pospešek tal in faktor obnašanja za obravnavan objekt in izrisal graf  $S_d(T)$ , ki je prikazan na spodnji sliki.



Slika 15: Projektni spekter pospeškov za obravnavan objekt

Projektni spekter pospeškov, ki je na sliki 15 narisan z modro barvo (krepka črta), bom pri potresni analizi direktno uporabil za določanje potresne obtežbe na objekt.

### 3.6 OBTEŽNE KOMBINACIJE

Splošne obtežne kombinacije za določanje notranjih projektних obremenitev v konstrukciji za dimenzioniranje na mejno stanje nosilnosti (MSN) se določijo z izrazom 3-12.

$$E_d = \sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3-12)$$

Potresne obtežne kombinacije se določajo z izrazom 3-13.

$$E_d = \sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i=1}^m \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3-13)$$

Obtežne kombinacije za določanje obremenitev za preverjanje konstrukcije na mejna stanja uporabnosti (MSU) se določajo z izrazi 3-14.

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \dots \text{ karakteristična obtežna kombinacija}$$

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \dots \text{ pogosta kombinacija} \quad (3-14)$$

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + \sum_{i=1}^m \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \dots \text{ navidezno stalna kombinacija}$$

Pri tem so:

- $\gamma_{G,j}$  ... delni varnostni faktor za stalni vpliv,
- $\gamma_{Q,i}$  ... delni varnostni faktor za spremenljiv vpliv,
- $G_{k,j}$  ... karakteristični stalni vpliv,
- $Q_{k,1}$  ... prevladujoč karakteristični spremenljiv vpliv,
- $Q_{k,i}$  ... karakteristični spremenljiv vpliv,
- $A_d$  ... nezgodni vpliv,
- $A_{Ed}$  ... potresni vpliv,
- $\psi_{j,i}$  ... kombinacijski faktor za spremenljiv vpliv.

Matematični operator "+" v izrazih 3-12 do 3-15 pomeni "kombinirati s". To je lahko plus ali minus, odvisno od (ne)ugodnosti posameznega vpliva.

Delni varnostni faktorji vplivov upoštevajo negotovost pri modeliranju učinkov vplivov in v nekaterih primerih negotovost pri modeliranju vplivov. Prikazani so v preglednici 26.

*Preglednica 26: Delni varnostni faktorji vplivov (Vir: SIST EN 1990)*

Projektno stanje	$\gamma_G$		$\gamma_Q$	
	neugoden vpliv	ugoden vpliv	neugoden vpliv	ugoden vpliv
Osnovno	1,35	1,00	1,50	0
Potresno / nezgodno	1,00	1,00	1,00	0

Kombinacijski faktorji vplivov upoštevajo, da je verjetnost, da bi vsi vplivi sočasno delovali na konstrukcijo v polni vrednosti, zelo majhna. Vrednosti so podane v preglednici 27.

*Preglednica 27: Kombinacijski faktorji spremenljivih vplivov (Vir: SIST EN 1990)*

Vpliv	Področje	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Koristna obtežba	kategorija A: stanovanja	0,7	0,5	0,3
	kategorija B: pisarne	0,7	0,5	0,3
	kategorija C: zbiranje ljudi	0,7	0,7	0,6
	kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
	kategorija E: skladišča	1,0	0,9	0,8
	kategorija H: strehe	0,0	0,0	0,0
Teža vozila (do 30 kN)	kategorija F: prometne površine	0,7	0,7	0,6
Teža vozila (30 do 160 kN)	kategorija G: prometne površine	0,7	0,5	0,3
Sneg	nadmorska višina nad 1000 m	0,7	0,5	0,2
	nadmorska višina pod 1000 m	0,5	0,2	0,0
Veter	povsod	0,6	0,2	0,0
Spremembe temperature	povsod	0,6	0,5	0,0

### 3.6.1 Obtežne kombinacije za obravnavan objekt

#### 3.6.1.1 Osnovne obtežne kombinacije

$$K1 = 1,35 \cdot g_k + 1,50 \cdot q_k + 1,50 \cdot 0,5 \cdot s \pm 1,50 \cdot 0,6 \cdot w$$

$$K2 = 1,35 \cdot g_k \pm 1,50 \cdot w + 1,50 \cdot 0,7 \cdot q_k + 1,50 \cdot 0,5 \cdot s$$

$$K3 = 1,35 \cdot g_k + 1,50 \cdot q_k + 1,50 \cdot 0,5 \cdot s$$

$$K4 = 1,35 \cdot g_k + 1,50 \cdot q_k$$

$$K5 = 1,00 \cdot g_k \pm 1,50 \cdot w$$

Pri tem je treba kombinacije, ki vsebujejo veter, upoštevati za obe glavni smeri objekta ločeno, upoštevati pa je potrebno tudi smer delovanja vetra (v pozitivno ali negativno smer).

#### 3.6.1.2 Potresne obtežne kombinacije

$$P1 = 1,0 \cdot g_k + 0,3 \cdot q_k \pm 1,0 \cdot E_{a,x} \pm 0,3 \cdot E_{a,y}$$

$$P2 = 1,0 \cdot g_k + 0,3 \cdot q_k \pm 0,3 \cdot E_{a,x} \pm 1,0 \cdot E_{a,y}$$

$$P3 = 1,0 \cdot g_k + 0,3 \cdot q_k \pm 1,0 \cdot M_a \pm 1,0 \cdot E_{a,x} \pm 0,3 \cdot E_{a,y}$$

$$P4 = 1,0 \cdot g_k + 0,3 \cdot q_k \pm 1,0 \cdot M_a \pm 0,3 \cdot E_{a,x} \pm 1,0 \cdot E_{a,y}$$

Pri tem je potrebno določiti potresne vplive v smeri X in smeri Y in jih kombinirati s potresnimi vplivi iz drugih smeri. Naredijo se še potresne obtežne kombinacije z upoštevanjem torzijskih momentov zaradi slučajne ekscentričnosti.

#### 3.6.1.3 Karakteristične obtežne kombinacije

Karakteristične obtežne kombinacije za preverjanje mejnih stanj uporabnosti so naslednje:

$$U1 = g_k + q_k + 0,5 \cdot s + 0,6 \cdot w$$

$$U2 = g_k + q_k$$

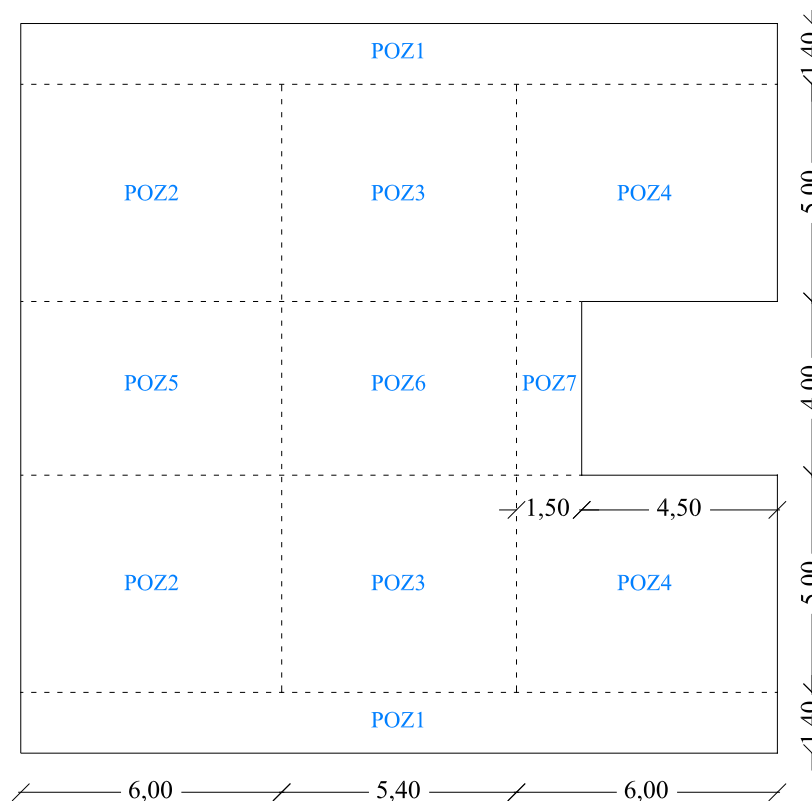
$$U3 = g_k + w$$

## 4 RAČUN PLOŠČ

V tem poglavju bom določal notranje statične količine v tipični plošči medetažne konstrukcije objekta, ki jih povzročajo statični obtežni primeri in obtežne kombinacije. Obremenitve v ploščah bom izračunal na različne načine z različnimi modeli. Najprej bom izvedel peš račun s pomočjo tabel, ki temeljijo na teoriji porušitve ob nastanku prvega plastičnega členka, nato še z različnimi modeli v programu SAP2000, ki računa z metodo končnih elementov na enak način porušitve. Na koncu bom dobljene rezultate primerjal med seboj.

### 4.1 RAČUN PLOŠČ S POMOČJO TABEL

Tabele s koeficienti za izračun upogibnih momentov in koeficienti za izračun rznosa obtežbe, s katerimi sem računal upogibne momente plošč, so priložene v prilogah. V tabelah je upoštevano, da so robovi plošč podprti nepomično, kar bi držalo, če bi bile plošče podprte s stenami ali zelo togimi nosilci. Predpostavim, da so nosilci dovolj togi in računam s tabelami.



Slika 16: Model plošče tipične etaže objekta

Ploščo razdelim na 7 različnih pozicij. Pozicije in dimenzije so označene na sliki 16. Pozicije so si različne po načinu podpiranja in po razponu posameznih kosov plošč.



#### 4.1.1 Račun plošč s pomočjo tabel – način 1

##### 4.1.1.1 Račun plošče POZ1

Plošča POZ1 je nosilna v eni smeri. Model poenostavim na konzolni linijski nosilec, dimenzij prereza  $b/h = 100/16 \text{ cm}$  in razpona  $l = 1,40 \text{ m}$ . Obtežbe so:  $g_k = 6,48 \text{ kN/m}^2$ ,  $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$ .

Projektna ploskovna obtežba je:  $p_{zd} = 1,35 \cdot 6,48 \text{ kN/m}^2 + 1,50 \cdot 3,00 \text{ kN/m}^2 = 13,25 \text{ kN/m}^2$

Največji upogibni moment v plošči je nad podporo in znaša:

$$M_{yd} = -\frac{p_{zd} \cdot l^2}{2} = -\frac{13,25 \cdot 1,40^2}{2} = -13,0 \text{ kNm/m}$$

##### 4.1.1.2 Račun plošče POZ2

Plošča POZ2 je linijsko podprta na vseh robovih, vpeta pa je na dveh daljših robovih in enem krajšem robu. Za izračun momentov uporabim tabeli 1 in 7 iz priloge. Za izračun pozitivnih momentov v polju, ki jih povzroča koristna obtežba, uporabim tabelo 1 (vrtljivo podprte plošče) in s tem upoštevam, da lahko razporeditev koristne obtežbe ugodno ali neugodno vpliva na notranje obremenitve v plošči. Za izračun ostalih obremenitev uporabim samo tabelo 7. Razmerje dolžin stranic je  $l_x/l_y = 6,0 \text{ m} / 5,0 \text{ m} = 1,2$ .

Projektni obtežbi sta:  $g_d = 1,35 \cdot 6,48 \text{ kN/m}^2 = 8,75 \text{ kN/m}^2$

$$q_d = 1,50 \cdot 3,80 \text{ kN/m}^2 = 5,70 \text{ kN/m}^2$$

Izračun največjih pozitivnih momentov v polju (tabela 1 in 7):

$$M_{yd} = c_y \cdot p_{zd} \cdot l_x \cdot l_y = (c_{y,7} \cdot g_d + c_{y,1} \cdot q_d) \cdot l_x \cdot l_y = (0,027 \cdot 8,75 + 0,049 \cdot 5,70) \cdot 6,0 \cdot 5,0$$

$$M_{yd} = 15,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xd} = c_x \cdot p_{zd} \cdot l_x \cdot l_y = (c_{x,7} \cdot g_d + c_{x,1} \cdot q_d) \cdot l_x \cdot l_y = (0,016 \cdot 8,75 + 0,038 \cdot 5,70) \cdot 6,0 \cdot 5,0$$

$$M_{xd} = 10,7 \text{ kNm/m}$$

Izračun največjih negativnih momentov nad daljšo podporo (tabela 7):

$$M_{eyd} = c_{ey} \cdot p_{zd} \cdot l_x \cdot l_y = -0,059 \cdot (8,75 + 5,70) \text{ kN/m}^2 \cdot 6,0 \text{ m} \cdot 5,0 \text{ m} = -25,6 \text{ kNm/m}$$

Izračun največjih negativnih momentov nad krajšo podporo (tabela 7):

$$M_{exd} = c_{ex} \cdot p_{zd} \cdot l_x \cdot l_y = -0,048 \cdot (8,75 + 5,70) \text{ kN/m}^2 \cdot 6,0 \text{ m} \cdot 5,0 \text{ m} = -20,8 \text{ kNm/m}$$

#### 4.1.1.3 Račun plošče POZ3

Plošča POZ3 je vpeta na vseh štirih robovih, zato za izračun upogibnih momentov uporabim tabeli 1 in 9. Razmerje dolžin stranic je  $l_x/l_y = 5,4 \text{ m} / 5,0 \text{ m} = 1,08$ . Koeficiente za izračun momentov linearno interpoliram med koeficienti za razmerji stranic 1,0 in 1,1.

Največji pozitivni momenti v polju (tabela 1 in 9):

$$M_{Yd} = (c_{y,9} \cdot g_d + c_{y,1} \cdot q_d) \cdot l_x \cdot l_y = (0,023 \cdot 8,75 + 0,046 \cdot 5,70) \cdot 5,4 \cdot 5,0 = 12,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Xd} = (c_{x,9} \cdot g_d + c_{x,1} \cdot q_d) \cdot l_x \cdot l_y = (0,019 \cdot 8,75 + 0,042 \cdot 5,70) \cdot 5,4 \cdot 5,0 = 11,0 \text{ kNm/m}$$

Največji negativni momenti nad daljšo podporo (tabela 9):

$$M_{eYd} = c_{ey} \cdot p_{Zd} \cdot l_x \cdot l_y = -0,054 \cdot 14,45 \cdot 5,4 \cdot 5,0 = -21,1 \text{ kNm/m}$$

Največji negativni momenti nad krajšo podporo (tabela 9):

$$M_{eXd} = c_{ex} \cdot p_{Zd} \cdot l_x \cdot l_y = -0,050 \cdot 14,45 \cdot 5,4 \cdot 5,0 = -19,5 \text{ kNm/m}$$

#### 4.1.1.4 Račun plošče POZ4

Plošča POZ4 je vpeta na dveh sosednjih robovih, na dveh robovih pa je vrtljivo podprta, zato za račun upogibnih momentov uporabim tabeli 1 in 6. Del prostoležeče podprtega robu je vpetega v ploščo POZ7, kar pri računu plošče POZ4 zanemarim. Razmerje dolžin stranic je  $l_x/l_y = 6,0 \text{ m} / 5,0 \text{ m} = 1,2$ .

Največji pozitivni momenti v polju (tabela 1 in 6):

$$M_{Yd} = (c_{y,6} \cdot g_d + c_{y,1} \cdot q_d) \cdot l_x \cdot l_y = (0,032 \cdot 8,75 + 0,049 \cdot 5,70) \cdot 6,0 \cdot 5,0 = 16,8 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Xd} = (c_{x,6} \cdot g_d + c_{x,1} \cdot q_d) \cdot l_x \cdot l_y = (0,023 \cdot 8,75 + 0,038 \cdot 5,70) \cdot 6,0 \cdot 5,0 = 12,5 \text{ kNm/m}$$

Največji negativni momenti nad daljšo podporo (tabela 6):

$$M_{eYd} = c_{ey} \cdot p_{Zd} \cdot l_x \cdot l_y = -0,071 \cdot 14,45 \cdot 6,0 \cdot 5,0 = -30,8 \text{ kNm/m}$$

Največji negativni momenti nad krajšo podporo (tabela 6):

$$M_{eXd} = c_{ex} \cdot p_{Zd} \cdot l_x \cdot l_y = -0,062 \cdot 14,45 \cdot 6,0 \cdot 5,0 = -26,9 \text{ kNm/m}$$

#### 4.1.1.5 Račun plošče POZ5

Upogibne momente v plošči POZ5 izračunam na enak način, kot za ploščo POZ2. Uporabim tabeli 1 in 7. Razmerje dolžin stranic je  $l_x/l_y = 6,0\text{ m} / 4,0\text{ m} = 1,5$ .

Največji pozitivni momenti v polju (tabela 1 in 7):

$$M_{yd} = (c_{y,7} \cdot g_d + c_{y,1} \cdot q_d) \cdot l_x \cdot l_y = (0,025 \cdot 8,75 + 0,052 \cdot 5,70) \cdot 6,0 \cdot 4,0 = 12,4\text{ kNm/m}$$

$$M_{xd} = (c_{x,7} \cdot g_d + c_{x,1} \cdot q_d) \cdot l_x \cdot l_y = (0,010 \cdot 8,75 + 0,029 \cdot 5,70) \cdot 6,0 \cdot 4,0 = 6,07\text{ kNm/m}$$

Največji negativni momenti nad daljšo podporo (tabela 7):

$$M_{eyd} = c_{ey} \cdot p_{zd} \cdot l_x \cdot l_y = -0,053 \cdot 14,45 \cdot 6,0 \cdot 4,0 = -18,4\text{ kNm/m}$$

Največji negativni momenti nad krajšo podporo (tabela 7):

$$M_{exd} = c_{ex} \cdot p_{zd} \cdot l_x \cdot l_y = -0,038 \cdot 14,45 \cdot 6,0 \cdot 4,0 = -13,2\text{ kNm/m}$$

#### 4.1.1.6 Račun plošče POZ6

Upogibne momente v plošči POZ6 izračunam na enak način, kot za ploščo POZ3. Uporabim tabeli 1 in 9. Razmerje dolžin stranic je  $l_x/l_y = 5,4\text{ m} / 4,0\text{ m} = 1,35$ .

Največji pozitivni momenti v polju (tabela 1 in 9):

$$M_{yd} = (c_{y,9} \cdot g_d + c_{y,1} \cdot q_d) \cdot l_x \cdot l_y = (0,022 \cdot 8,75 + 0,052 \cdot 5,70) \cdot 5,4 \cdot 4,0 = 10,5\text{ kNm/m}$$

$$M_{xd} = (c_{x,9} \cdot g_d + c_{x,1} \cdot q_d) \cdot l_x \cdot l_y = (0,014 \cdot 8,75 + 0,033 \cdot 5,70) \cdot 5,4 \cdot 4,0 = 6,71\text{ kNm/m}$$

Največji negativni momenti nad daljšo podporo (tabela 9):

$$M_{eyd} = c_{ey} \cdot p_{zd} \cdot l_x \cdot l_y = -0,053 \cdot 14,45 \cdot 5,4 \cdot 4,0 = -16,4\text{ kNm/m}$$

Največji negativni momenti nad krajšo podporo (tabela 9):

$$M_{exd} = c_{ex} \cdot p_{zd} \cdot l_x \cdot l_y = -0,043 \cdot 14,45 \cdot 5,4 \cdot 4,0 = -13,3\text{ kNm/m}$$

#### 4.1.1.7 Račun plošče POZ7

Plošča POZ7 je vpeta na dveh krajših robovih in enem daljšem robu. Na daljšem vrtljivo podprtem robu je podprta z manj togim nosilcem ( $b/h = 30 / 30 \text{ cm}$ ), ki nosi tudi stopniščne rame, zato račun ne bo povsem realen. Ploščo vseeno izračunam peš. Razmerje stranic je  $l_x/l_y = 4,0 \text{ m} / 1,5 \text{ m} = 2,67$ . Ker je razmerje večje od 2,0, se lahko privzame, da je plošča nosilna v eni smeri. Tako računamo obremenitve v nosilcu, vpetem na eni strani in vrtljivo podprtem na drugi strani. Dimenzije se vzamejo  $b/h = 100 / 16 \text{ cm}$ , razpon je  $l = 1,50 \text{ m}$ . Nosilec je enkrat statično nedoločen. Obremenitve izračunam z lastnim Excelovim orodjem za statični izračun preprostih linijskih nosilcev. Momenti v smeri X so naslednji:

$$M_{xd} = 2,98 \text{ kNm}, \quad M_{exd} = -4,06 \text{ kNm}$$

#### 4.1.1.8 Izravnava negativnih momentov peš izračuna

Ker pri peš izračunu vsak kos plošče računamo ločeno, dobimo nad istimi podporami različne negativne momente. V resnici so si ti momenti enaki, sicer ne bi bil izpolnjen pogoj o statičnem ravnovesju, razen, če razlike momentov prevzame nase podpora (nosilec ali stena). Momenti se lahko izravnavajo po izrazu 4-1.

$$M_{e1-2} = \frac{K_2}{K_1 + K_2} \cdot M_{e1} + \frac{K_1}{K_1 + K_2} \cdot M_{e2} \quad (4-1)$$

Pri tem je:  $M_{e1-2}$  ... izravnani negativni moment med sosednjima ploščama 1 in 2,

$K_1 = p_{zd1} \cdot l_{x1} \cdot l_{y1}$  ... "togost" prve plošče,

$K_2 = p_{zd2} \cdot l_{x2} \cdot l_{y2}$  ... "togost" druge plošče,

$M_{e1}$  ... negativni moment na skupnem robu, ki ga povzroča prva plošča,

$M_{e2}$  ... negativni moment na skupnem robu, ki ga povzroča druga plošča.

Negativni moment  $M_{ey,1-2}$  na robu med POZ2 in POZ5 izračunam na naslednji način:

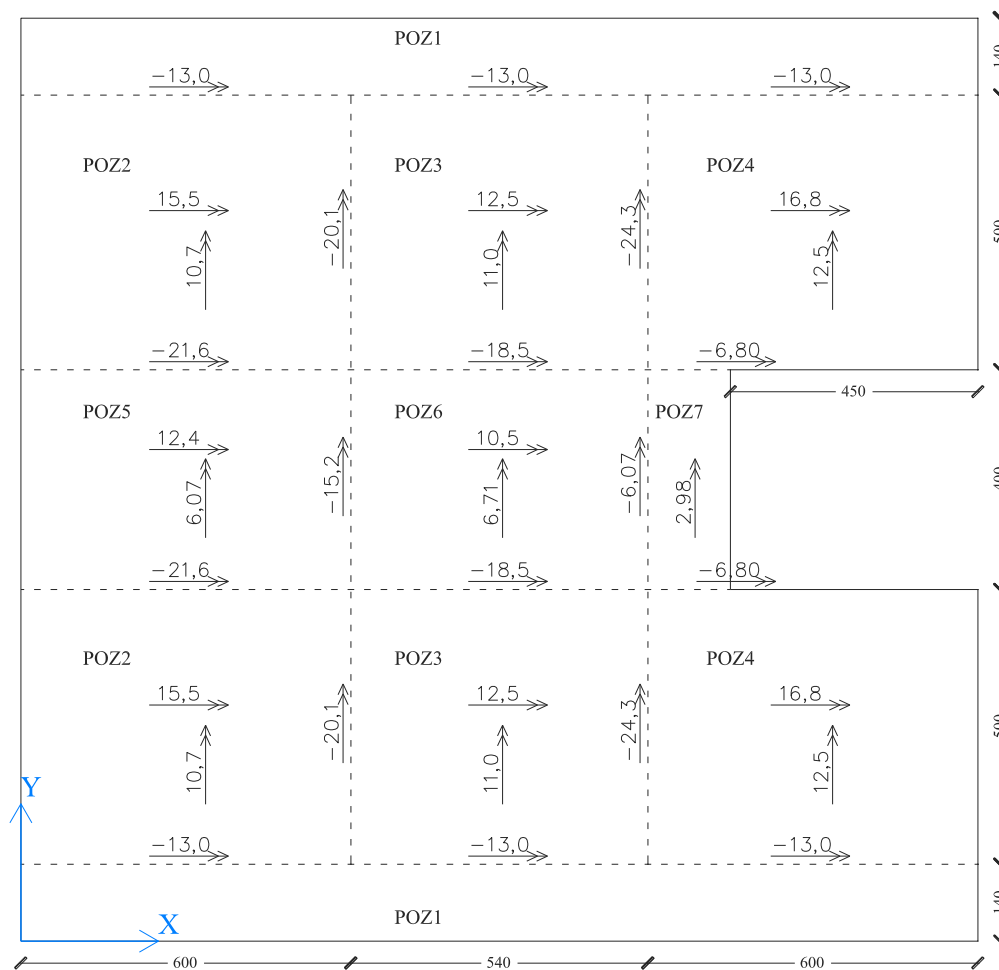
$$M_{ey,1-2} = -\frac{14,45 \cdot 6,0 \cdot 4,0}{14,45 \cdot 6,0 \cdot 5,0 + 14,45 \cdot 6,0 \cdot 4,0} \cdot 25,6 - \frac{14,45 \cdot 6,0 \cdot 5,0}{14,45 \cdot 6,0 \cdot 5,0 + 14,45 \cdot 6,0 \cdot 4,0} \cdot 18,4$$

$$M_{ey,1-2} = -21,6 \text{ kNm/m}$$

Na enak način izračunam še ostale dejanske momente na robovih plošč. Rezultati so prikazani v nasljenem razdelku.

#### 4.1.1.9 Ovojnica upogibnih momentov peš izračuna – način 1

Ovojnica upogibnih momentov, izračunanih peš po tabelah, je podana na spodnji sliki. Pri računu momentov v poljih je bilo upoštevano, da so vpete plošče za stalno obtežbo 100 % vpete, za koristno obtežbo, pa je bilo upoštevano, da so vsi robovi vrtljivo podprti. Momenti nad podporo med dvema sosednjima ploščama pa so izravnani po izrazu 4-5.



Slika 17: Ovojnica upogibnih momentov - Peš račun 1

#### 4.1.2 Račun plošč s pomočjo tabel – način 2

Z istimi tabelami bom še na drugačen način izračunal upogibne momente. Mnogi za izračun največjih momentov v polju uporabljajo metodo 0,5/0,5. Ta metoda je pri ploščah, kjer je koristna obtežba manjša od stalne obtežbe precej na varni strani. Pri ploščah, kjer je koristna obtežba večja od stalne obtežbe, pa uporaba te metode ni priporočljiva.

#### 4.1.2.1 Prikaz načina 2 na plošči POZ2

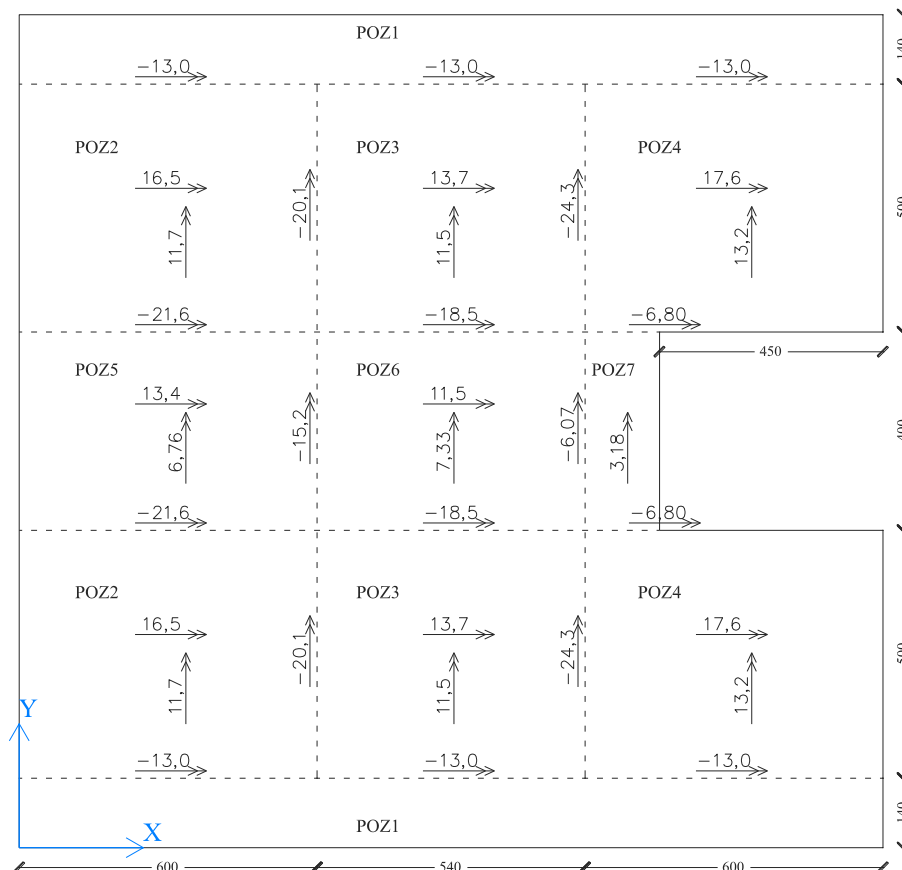
Podatki za POZ2 so enaki kot pri prvem načinu. Drugačen je le način izračuna pozitivnih momentov. Največji negativni momenti se izračunajo enako, kot pri prvem načinu izračuna.

Izračun največjih pozitivnih momentov v polju (tabela 1 in 7):

$$M_{y_d} = 0,5 \cdot (c_{y,7} + c_{y,1}) \cdot p_{zd} \cdot l_x \cdot l_y = 0,5 \cdot (0,027 + 0,049) \cdot 14,45 \cdot 6,0 \cdot 5,0 = 16,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{x_d} = 0,5 \cdot (c_{x,7} + c_{x,1}) \cdot p_{zd} \cdot l_x \cdot l_y = 0,5 \cdot (0,016 + 0,038) \cdot 14,45 \cdot 6,0 \cdot 5,0 = 11,7 \text{ kNm/m}$$

#### 4.1.2.2 Ovojnica upogibnih momentov peš računa po načinu 2



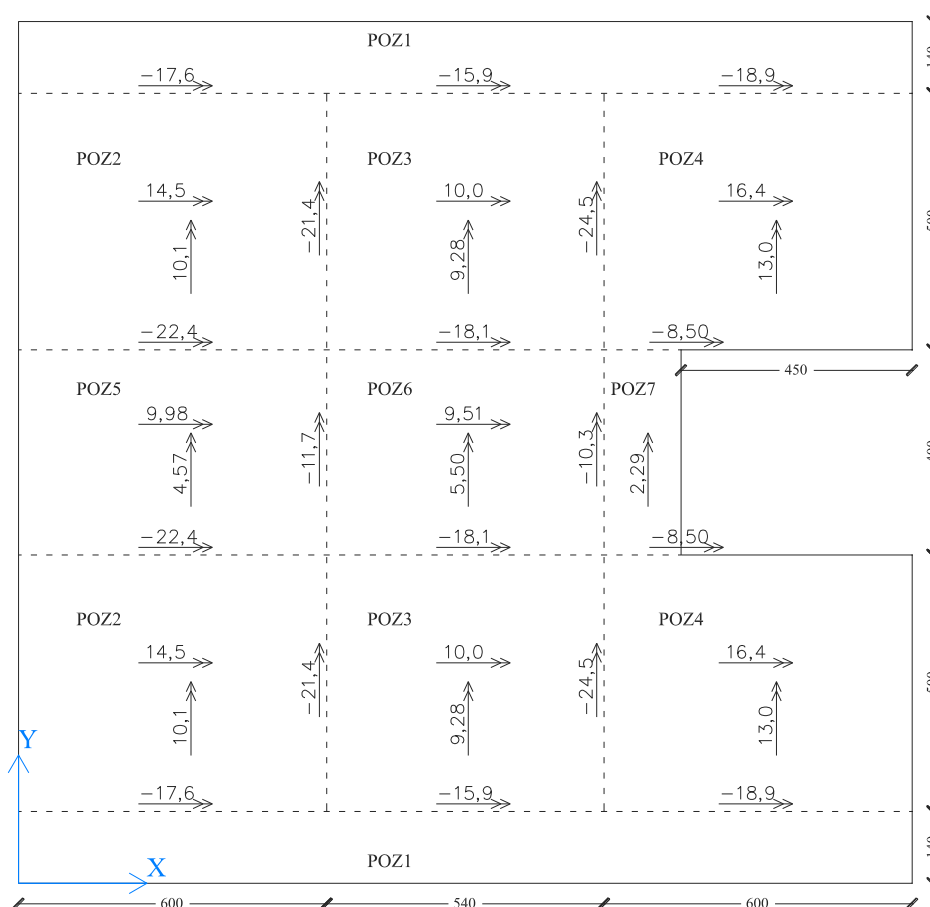
Slika 18: Ovojnica upogibnih momentov po peš računu 2

Pozitivni momenti v poljih se pri obravnavanju razmerju med stalno in koristno obtežbo povečajo za 5 do 10 %. Negativni momenti nad podporami ostajajo enaki. Po tem postopku računa smo na varni strani, saj so plošče različno toge, zato ni nujno, da velja 100 % vpetost za stalno obtežbo. Pri tem načinu računa to tudi upoštevamo.

## 4.2 RAČUN S PROGRAMOM SAP2000

### 4.2.1 Plošča na nepomičnih podporah

V tem primeru izračunam upogibne momente s pomočjo programa SAP2000, ki računa po metodi končnih elementov. V programu je upoštevan enak način porušnega mehanizma, kot v tabelah, le model je bolj realen, saj se plošča računa kot celota. Tako so, ob predpostavki, da so plošče podprte s togimi linijskimi podporami, razmerja togosti upoštevana točno, porazdelitve momentov pa povsem realne.

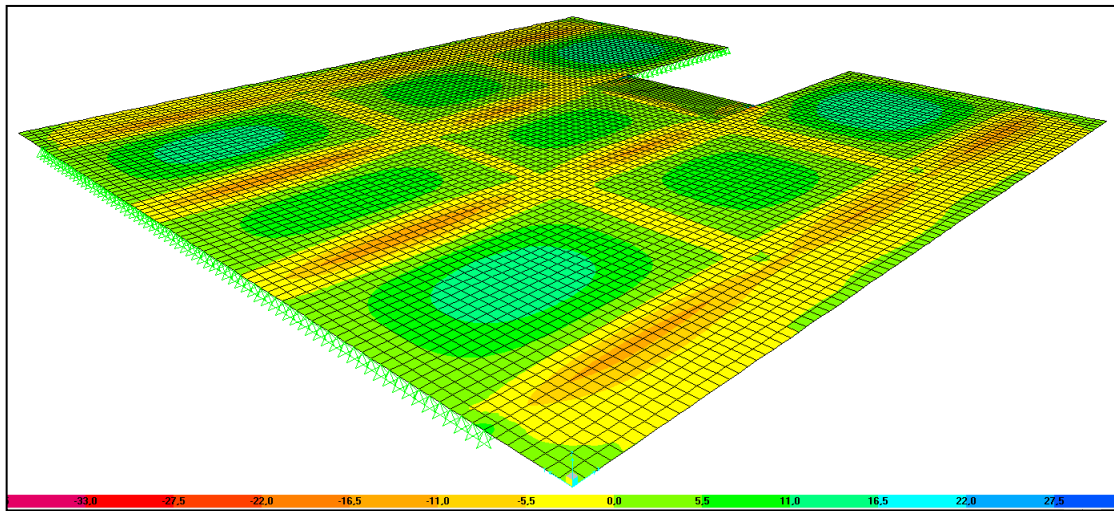


Slika 19: Ovojnica momentov SAP2000, nepomične podpore

Rezultati izračuna so pri povsem enakem predpostavljenem modelu sorazmerno podobni rezultatom peš računa. Pozitivni momenti v poljih so vsi od 5 do 10 % manjši, kot pri peš računu. Negativni momenti so ponekod nekoliko večji, ponekod pa nekoliko manjši kot pri računu s tabelami, v glavnem pa se velikostni redi kar ujemajo.

Največje razlike so posledica ne povsem realne izravnave glede na togost in vpetost sosednjih plošč pri računu s tabelami. Pozitivni momenti so pri računu s tabelami nekoliko večji, negativni nekoliko manjši, v povprečju pa je absolutna vrednost momentov približno enaka.

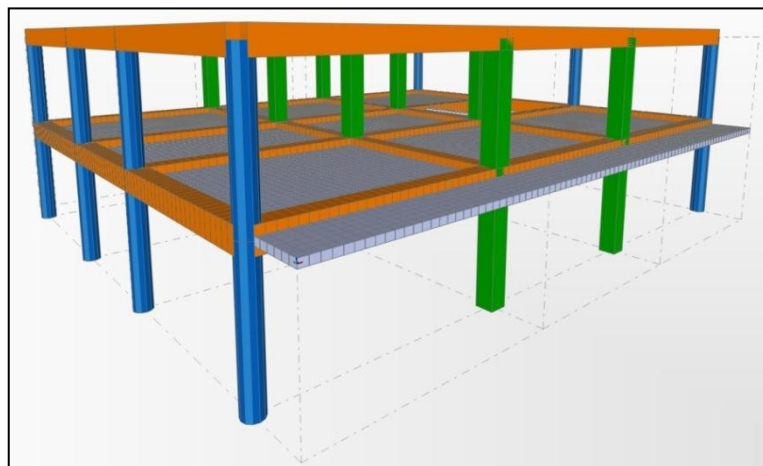
Na sliki 20 je prikazan model, iz katerega je razvidna mreža končnih elementov, način podpiranja in ovojnica največjih pozitivnih momentov  $M_y$ . Plošča je razdeljena na podelemente, velikosti  $20 \times 20 \text{ cm}$ .



Slika 20: Ovojnica največjih pozitivnih momentov  $M_y$ , 3D model plošče v SAP-u

#### 4.2.2 Plošča na pravokotnih nosilcih

V tem primeru modeliram, da je plošča podprta s pravokotnimi armiranobetonskimi gredami, dimenzij  $b_b/h_b = 45/50 \text{ cm}$ , ki v obravnavanem objektu dejansko podpirajo plošče. Grede so podprte z enakimi kvadratnimi ( $b_c/h_c = 45/45 \text{ cm}$ ) in okroglimi stebri ( $d_c = 45 \text{ cm}$ ).

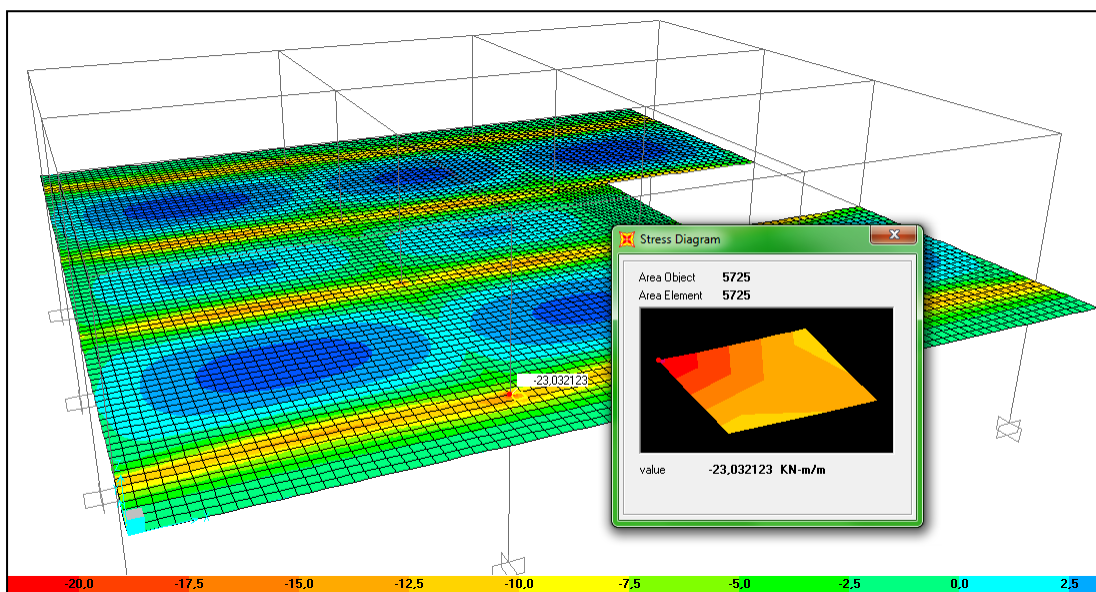


Slika 21: 3D model plošče, podprte s pravokotnimi gredami



Ta primer naj bi bil že bolj realen, saj plošča dejansko je podprta z nosilci, ki niso neskončno togi in se pod obtežbo plošč podajo. V tem primeru plošča in gred nista toga povezana, kot sta v resnici. Program računa, kot da so plošče samo pričvrščene na grede v težiščih gred. Tako togosti plošč in gred upošteva ločeno, izračuna pa vse vplive plošč na grede.

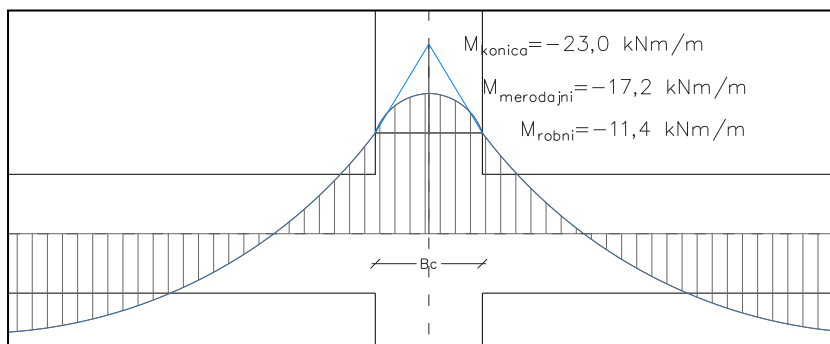
Največji negativni momenti se pri takem izračunu zaradi podajnosti gred pojavijo nad vmesnimi stebri, in to v obeh smereh. To kaže, da se plošče na nosilcih obnašajo nekje vmes med toga podprtimi ploščami in gladkimi ploščami na stebrih.



Slika 22: Ovojnica največjih negativnih momentov  $M_y$

Konice momentov nad središči stebrov, kot je prikazana na sliki 22, za dimenzioniranje niso merodajne. Merodajna je srednja vrednost med konico v središču stebra in momentom na robu stebra. Izračun za merodajen moment  $M_y$  nad stebrom na sliki se glasi:

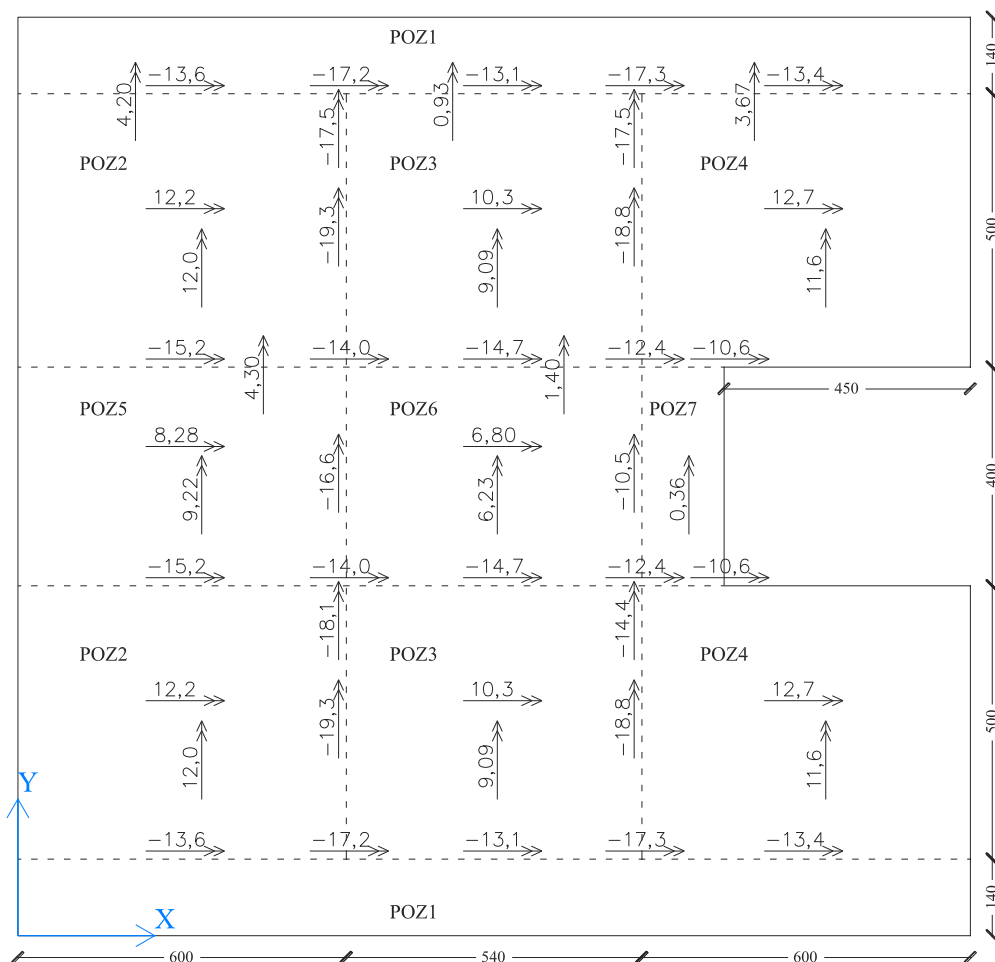
$$M_{y,merodajen} = 0,5 \cdot (M_{y,konica} + M_{y,robni}) = 0,5 \cdot (-23,0 - 11,4) = -17,2 \text{ kNm/m}$$



Slika 23: Merodajni moment nad stebrom

Pri računu z nosilci dobimo največje vrednosti negativnih momentov nad nosilci in pozitivnih momentov v polju občutno manjše, kot pri računu s togimi podporami. Na račun tega se nam pojavijo največji negativni momenti nad stebri, ki so približno enaki v obeh smereh. So pa merodajni momenti nad stebri približno za tretjino manjši od negativnih momentov v prejšnjih primerih.

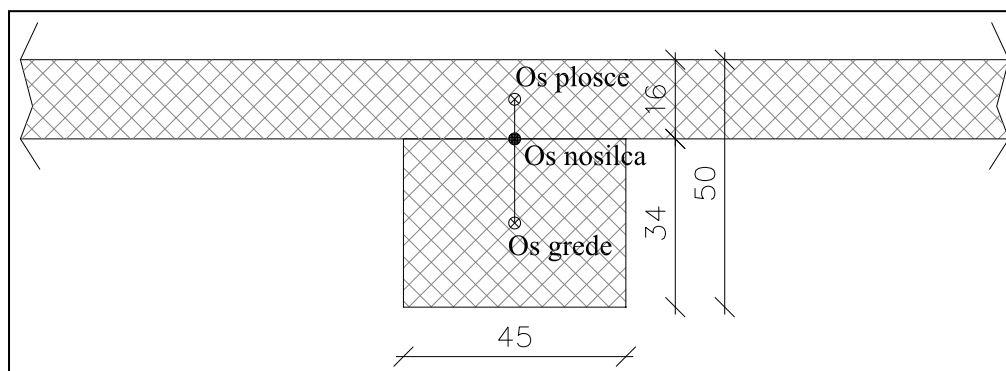
V primeru z nosilci je razlika med momenti v polju v eni smeri in momenti v drugi smeri precej manjša, zgodi se nam celo, da je moment v smeri daljšega razpona večji, kot moment v glavni smeri (plošča POZ5). Zgodi se tudi, da nad gredami pri ovojnicu največjih pozitivnih momentov nastopijo momenti s pozitivnim predznakom, kar zahteva pozitivno armaturo nad podporami.



Slika 24: Ovojnica momentov SAP2000, pravokotni nosilci

### 4.2.3 Plošče, povezane z nosilci

Sedaj povežem plošče z gredami tako, kot so dejansko povezane med seboj v monolitnih objektih. Greda in plošče se obnašajo kot povezani T nosilci. Na ta način je togost gred večja, model pa daje še najbolj točne rezultate, kakor jih je možno dobiti s programom.



Slika 25: Kompozitna povezava grede in plošče

Takšno povezavo sem izvedel tako, da sem za prerez gred upošteval dimenzije  $b_b/h_b = 45 / 34$  cm in grede premaknil pod svojo os. Plošče, v debelini  $h = 16$  cm, sem postavil nad svojo os. Pri tem so se tvorili tego povezani T nosilci s povsem točno upoštevanimi efektivnimi širinami pasnic.

Takšna povezava se da s programom SAP2000 izvesti na več načinov.

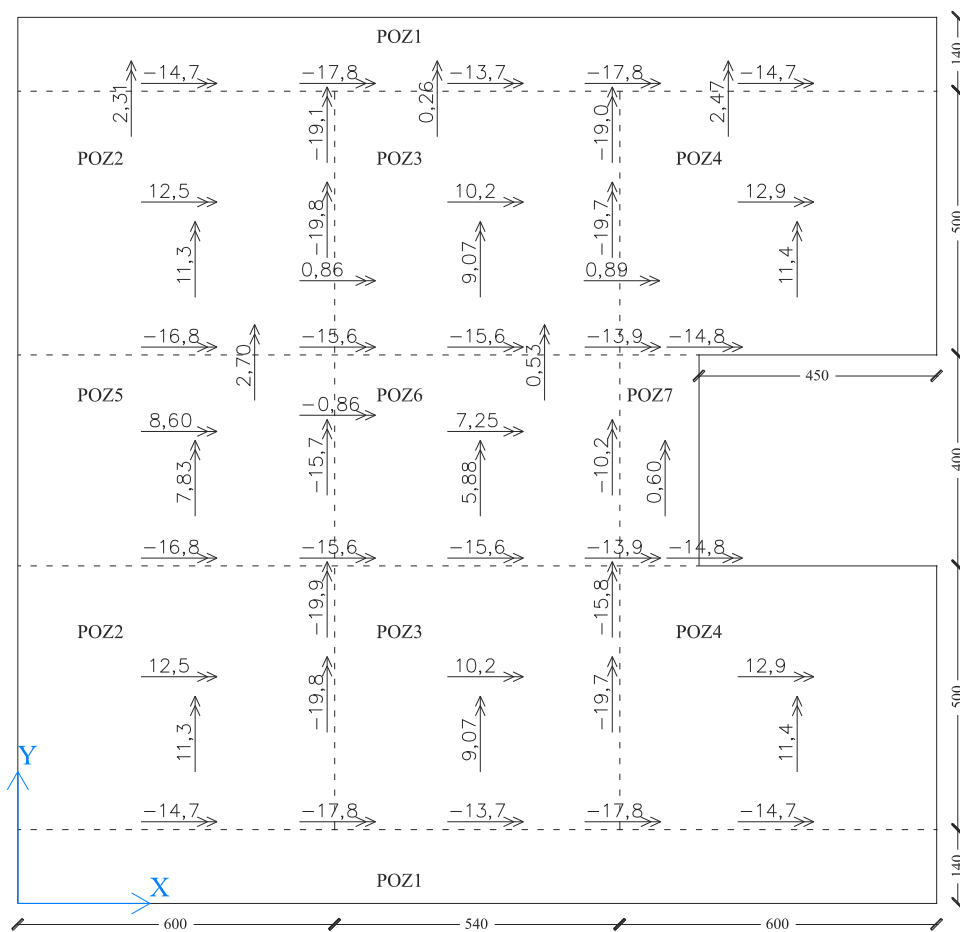
Prvi način je, da narišemo grede ( $h = h_b - h_{pl}$ ) in plošče v isti ravnini. Nato označimo vse plošče in v meniju: *Assign / Area / Thickness overwrites / Area objects joint offsets /* pomaknemo vsa štiri oglišča plošč za polovico višine grede in debeline plošče navzgor v smeri Z. V tem primeru os sestavljenega nosilca poteka v težišču znižane grede.

Drugi način je, da narišemo grede ( $h = h_b - h_{pl}$ ) in plošče zopet v isti ravnini. Nato označimo vse grede in v meniju: *Assign / Frame / Insertion Point /in* izberemo: *Cardinal Point: 8 (Top Center)*, ter pri *Frame Joint Offsets* pustimo osi gred še za polovico debeline plošče v globalni smeri Z. Tako poteka os sestavljenega nosilca v težiščni osi plošče.

Tretji in najbolj kompleksen način povezave, ki daje popolnoma enake rezultate kot prva dva načina je, da znižane grede narišemo v svoji ravnini, plošče pa v svoji ravnini. Nato jih

razdelimo na podelemente in vsakemu paru podelementov določimo svoj *Body Constraint*. Ta postopek zna biti zelo zamuden, saj moramo v primeru, če imamo brano z več polji (tako kot je v obravnavanemu primeru) definirati tudi več 100 takšnih povezav, kar je neracionalno.

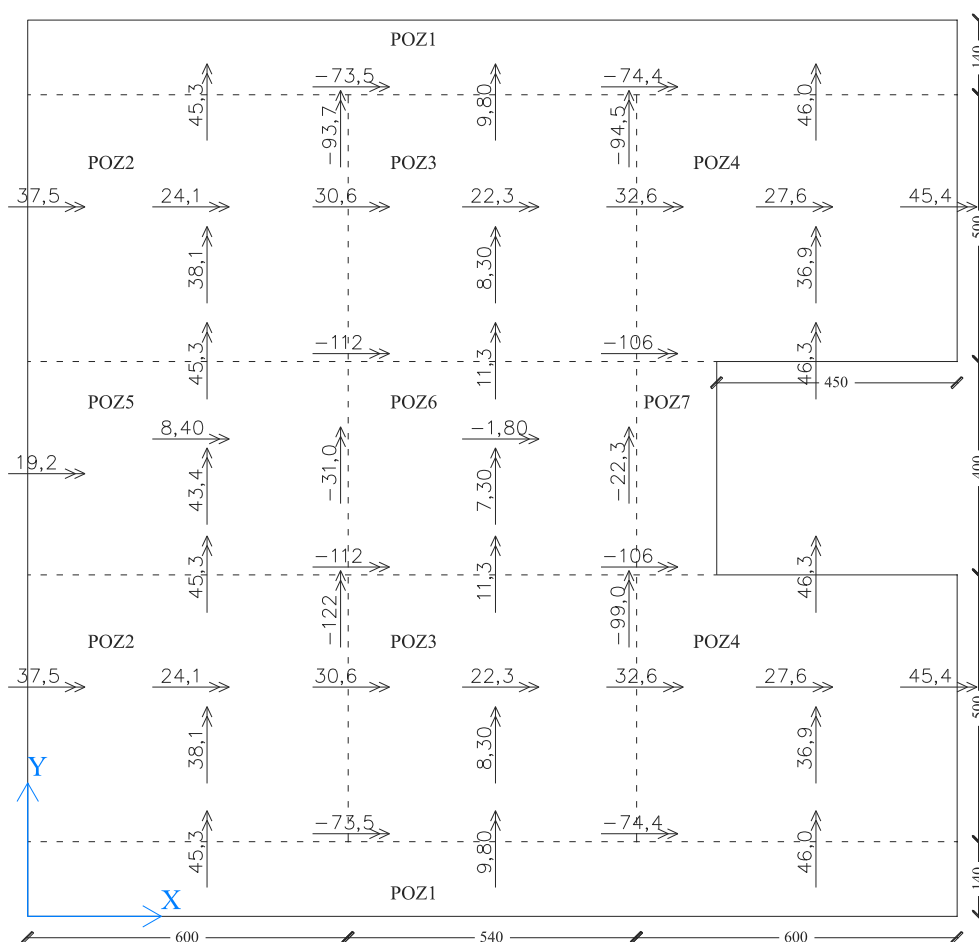
Jaz sem vse tri primere preizkusil z modeliranjem T nosilca preko dveh polj. Izkazalo se je, da dajo vsi trije primeri popolnoma enake rezultate. Prva dva primera ter kombinacijo prvega in drugega primera pa sem izvedel tudi za obravnavano ploščo. V primeru, kjer sem odčital rezultate, sem prestavil nižano gredo tik pod osi v ravnini  $Z = 0$ , ploščo pa tik nad te osi.



Slika 26: Ovojnica momentov SAP2000, plošče povezane z nosilci

#### 4.2.4 Gladka plošča na stebrih

Ker imamo pod ploščami grede, statični model z gladkimi ploščami na stebrih (gobaste plošče) za izračun obremenitev v plošči ne pride v poštev. Vendar se je izkazalo, da tudi ni povsem realen model z nepomičnimi linijskimi podporami, zato me zanima, kako je obremenjena gladka plošča brez nosilcev. V primeru računa gobastih plošč pričakujem velike konice momentov nad stebri. Konice zmanjšam po enakem postopku, kot pri ploščah na nosilcih. Ovojnica momentov je podana na sliki 27.



Slika 27: Ovojnica momentov SAP2000, gladka plošča na stebrih

Zgornja slika nam pove vse o pomembnosti gred pri prenašanju vertikalne obtežbe plošče. Grede, čeprav imajo omejeno togost, prevzamejo levji delež upogibnih momentov in prečnih sil. V ploščah brez gred so momenti precej večji, naj se gre za pozitivne momente v polju ali za negativne nad podporami, ki dosežejo precejšnje vrednosti. Delno je vzrok velikim momentom tudi točkovno modeliranje podpor, saj na mestu podprtja program ne upošteva pravih dimenzij podpor. Takšna plošča je zelo občutljiva na preboj, za armiranje pa bi porabili

velike količine armature. V takem primeru bi bilo smiselno povečati debelino plošče, da bi se povečala strižna nosilnost in ob enem statična višina prereza, ki bi omogočila manj upogibne armature. Zavedati se je treba da bi se pri tem povečala stalna obtežba in poraba betona.

Prisotnost sorazmerno togih gred ima na notranje obremenitve v ploščah zelo velik vpliv, zato smo pri modelu z nepomičnimi podporami mnogo bliže realnim razmeram v plošči, kot pri modelu z gladkimi ploščami na stebrih. Grede prevzamejo nase levji delež obremenitev. Med drugim grede pozitivno vplivajo na podajnost konstrukcije. Navpični pomiki pri gladkih ploščah so za približno faktor 10-krat večji, kot pri ploščah na nosilcih, kar je zgovoren podatek pri preverjanju konstrukcije na mejno stanje uporabnosti.

### 4.3 PRIMERJAVA REZULTATOV RAZLIČNIH RAČUNOV PLOŠČ

V končni primerjavi vseh izračunov plošč bom za izhodiščni model vzel model, kjer so plošče in grede povezane med seboj v monolitno konstrukcijo. Rezultate tega modela smatram za najbolj realne in smiselne. Med seboj primerjam največje momente iz plošče POZ2. Momenti so izraženi v  $kNm/m$ .

*Preglednica 28: Primerjava velikosti momentov, glede na računski statični model*

Model	$M_y$ , polje	$M_x$ , polje	$M_y$ , na robu	$M_x$ , na robu	$M_y$ , steber	$M_x$ , steber
Tabele – način 1	15,5	10,7	-21,6	-20,1	-	-
Tabele – način 2	16,5	11,7	-21,6	-20,1	-	-
SAP – nepomične podpore	14,5	10,1	-22,4	-21,4	-	-
SAP – pravokotne grede	12,2	12,0	-15,2	-19,3	-14,0	-18,1
SAP – povezane plošče in grede	<b>12,5</b>	<b>11,3</b>	<b>-16,8</b>	<b>-19,8</b>	<b>-15,6</b>	<b>-19,9</b>
SAP – gladke plošče na stebrih	24,1	38,1	37,5	45,3	-112*	-122*

\*Nerealni rezultati zaradi nekorektnega modeliranja točkovnih podpor!

Iz rezultatov je razvidno, da so računi z nepomičnimi podporami na varni strani. Edini dodatni pogoj, ki ga moramo upoštevati je, da armaturo, dobljeno z negativnimi momenti nad linijskimi podporami (gredami), vlečemo tudi nad stebri. Torej, na območju stebrov lokalno pokrijemo negativne momente z enako močnimi Q mrežami, kot so močne R mreže nad gredami.

Model s pravokotnimi gredami, na katere so plošče samo naslonjene v težišču, nam da napačne rezultate, ki se nagibajo nekoliko v nevarno stran, zato ni primeren za izračun obremenitev v ploščah.

Model z gladkimi ploščami na stebrih je za modeliranje tovrstnih konstrukcij povsem neprimeren. Za izračun konkretnih gobastih plošč tudi ni primeren model, ki sem ga uporabil jaz, saj daje nerealne rezultate. Tako velikih konic momentov v resnici ni tudi pri gobastih ploščah. Če imajo grede približno sorazmerne dimenzije prereza proti razponu, se obremenitve v ploščah zelo zmanjšajo, se pravi, se jih v računu splača upoštevati.

## 5 STATIČNA ANALIZA KONSTRUKCIJ

V tem poglavju bom izračunaval notranje statične količine (NSK) v okvirjih, ki jih povzročajo statični vplivi in vpliv vetra. Uporabil bom dva ravninska okvira, enega v X smeri in enega v Y smeri. Nato pa še en prostorski model celotne stavbe. Ker okvirji dobijo različno velike obremenitve v odvisnosti od tega, kje v konstrukciji se nahajajo in so različno togi, je prostorski model še najbolj primeren za račun NSK. Edino v prostorskem modelu dobimo poln nabor vseh obremenitev ( $N_{Exd}$ ,  $M_{Eydb}$ ,  $M_{Ezd}$ ,  $V_{Ezd}$ ,  $V_{Eydb}$  in  $T_{Exd}$ ), ki se v konstrukciji dejansko pojavijo.

### 5.1 MODELIRANJE OKVIRJEV

Pri ravninskih in pri prostorskih modelih je za modeliranje monolitnih armiranobetonskih konstrukcij glavni problem določanje sodelujočih širin pasnic. Ko imamo za modelirati veliko različnih gred (prostorski model konstrukcije), lahko naletimo na nemalo težav pri določanju sodelujoče širine pasnice. Na splošno ima lahko vsaka greda v posamezni etaži drugačno efektivno širino. Že ena greda ima pri vpetju drugačno širino, kot v polju. Na ta način je zamudno in neracionalno projektirati konstrukcije.

Pri prostorskem modelu bi se postopka določanja sodelujočih širin lahko znebili z modeliranjem celotne stavbe na enak način, kot sem računal ploščo, ko sem imel povezane grede in plošče med seboj. V tistem primeru je program sam avtomatsko upošteval dejanske sodelujoče širine. Vendar je tak model za odčitavanje obremenitev v gredah po mojem subjektivnem mnenju neugoden, saj so rezultati podani nepregledno.

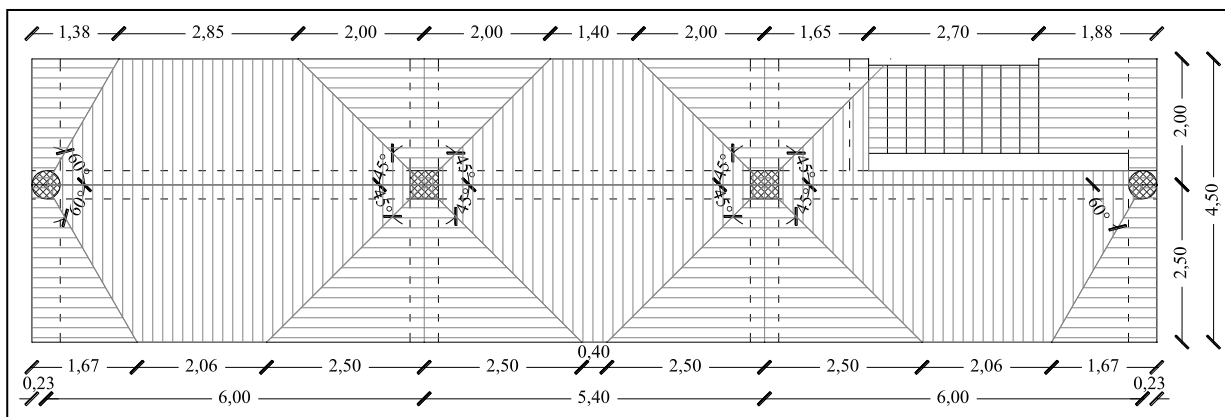
Če modeliramo linijski model, je racionalno, da imamo v modelu čim manj različnih gred. Torej za modeliranje predpostavim dve različni sodelujoči širini plošč za okvirja v smeri X ( $Y = 1,4$  m in  $Y = 6,4$  m) ter tri različne sodelujoče širine plošč za okvirje v smeri Y ( $X = 0,0$  m,  $X = 6,0$  m in  $X = 17,4$  m).

Odločim se, da bom za statično analizo objekta uporabil grede z efektivnimi širinami, ki jih dobim z računom po izrazu 5-1. Tako bom najbolj obremenil grede in pri dimenzioniranju na ovojnico statičnih obtežnih primerov v gredah dobil več armature.



## 5.2 RAVNINSKI OKVIR X2 (Y = 6,40 m)

To je okvir v smeri X-Z, oziroma v ravnini Y = 6,40 m, kar pomeni, da je to notranji okvir objekta v smeri X. Obtežbo na okvir določim po obtežnih kombinacijah iz poglavja 3.6. Prispevna površina plošč je prikazana na sliki 28.



Slika 28: Prispevna površina plošč na okvir Y = 6,40 m

### 5.2.1 Določanje sodelujoče širine pasnice

Sodelujoča širina pasnice (tlačne plošče)  $b_{eff}$  se določi po izrazu 5-1.

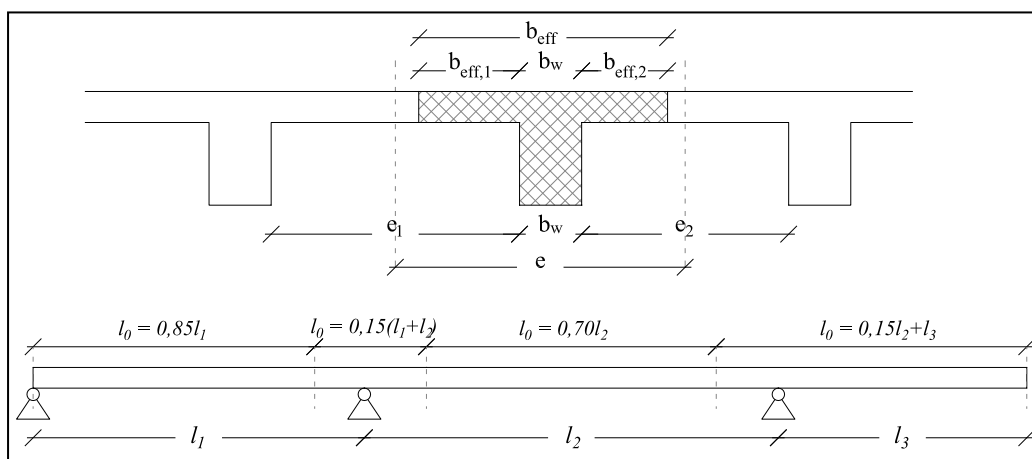
$$b_{eff} = b_w + b_{eff,1} + b_{eff,2} \quad (5-1)$$

Pri tem je:  $b_w$  ... širina stojine grede,

$$b_{eff,1} = 0,1 \cdot (e_1 + l_0) \leq 0,2 \cdot l_0 \quad \dots \text{ prispevna širina plošče z leve,}$$

$$b_{eff,2} = 0,1 \cdot (e_2 + l_0) \leq 0,2 \cdot l_0 \quad \dots \text{ prispevna širina plošče z desne.}$$

Velja tudi:  $b_{eff,1} \leq 0,5 \cdot e_1$  in  $b_{eff,2} \leq 0,5 \cdot e_2$ .



Slika 29: Oznake pri določanju efektivne širine pasnic

V primeru okvirja X2 imam pet območij z različno širino pasnice.

Najprej določim efektivno širino pasnice za območje A – ob končni podpori.

$$b_w = 0,45m, e_1 = 3,55, e_2 = 4,55m, l_0 = 0,15 \cdot 6,0 = 0,90m$$

$$b_{eff,1} = 0,1 \cdot (3,55 + 0,90) = 0,445m \geq 0,2 \cdot 0,90 = 0,18m$$

$$b_{eff,2} = 0,1 \cdot (4,55 + 0,90) = 0,545 \geq 0,18m$$

$$b_{eff,A} = 0,45 + 0,18 + 0,18 \cong 0,80m$$

Določanje efektivne širine za zunanje polje – B.

$$b_w = 0,45m, e_1 = 3,55, e_2 = 4,55m, l_0 = 0,7 \cdot 6,0 = 4,2m$$

$$b_{eff,1} = 0,1 \cdot (3,55 + 4,2) = 0,775m \leq 0,2 \cdot 4,2 = 0,84m$$

$$b_{eff,2} = 0,1 \cdot (4,55 + 4,2) = 0,875 \geq 0,84m$$

$$b_{eff,B} = 0,45 + 0,775 + 0,84 \cong 2,05m$$

Sedaj določim efektivno širino za območje C – nad notranjo podporo.

$$b_w = 0,45m, e_1 = 3,55m, e_2 = 4,55m, l_0 = 0,15 \cdot (6,0 + 5,4) = 1,71m$$

$$b_{eff,1} = 0,1 \cdot (3,55 + 1,71) = 0,526m \geq 0,2 \cdot 1,71m = 0,342m$$

$$b_{eff,2} = 0,1 \cdot (4,55 + 1,71) = 0,626m \geq 0,2 \cdot 1,71 = 0,342m$$

$$b_{eff,C} = 0,45 + 0,342 + 0,342 \cong 1,10m$$

Določanje efektivne širine za območje D – notranje polje.

$$b_w = 0,45m, e_1 = 3,55m, e_2 = 4,55m, l_0 = 0,7 \cdot 5,4 = 3,78m$$

$$b_{eff,1} = 0,1 \cdot (3,55 + 3,78) = 0,733m \leq 0,2 \cdot 3,78 = 0,756m$$

$$b_{eff,2} = 0,1 \cdot (4,55 + 3,78) = 0,833m \geq 0,2 \cdot 3,78 = 0,756m$$

$$b_{eff,D} = 0,45 + 0,733 + 0,756 \cong 1,90m$$

Za območje E – polje ob stopniščnem jašku je efektivna širina naslednja:

$$b_{eff,E} = 0,45 + 0,84 \cong 1,30m$$

Za območje F – zunanja podpora ob stopniščnem jašku pa je efektivna širina:

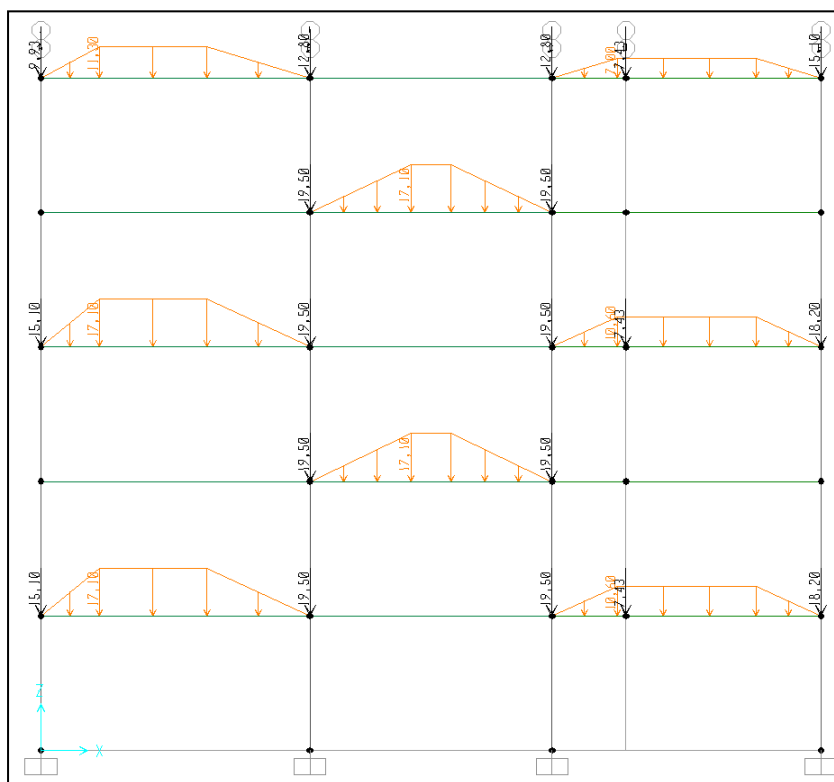
$$b_{eff,F} = 0,45 + 0,18 \cong 0,60m$$

Zgoraj dobljene širine T prerezov so primerne za dimenzioniranje gred. Za statično analizo konstrukcije pa ni racionalno upoštevati toliko različnih prerezov v modelu. Predpis pravi, da se lahko pri analizi konstrukcije po celi dolžini razpetine vzame konstantna širina pasnice. Pri tem se upošteva sodelujoča širina v polju.

Vse vrednosti sodelujočih širin so v predpisih omejene navzgor. Ker navzdol ni omejitev, lahko upoštevamo tudi manjše sodelujoče širine. V prvem polju vzamem širino  $b_{1,eff} = 1,80 m$ , v drugem polju  $b_{2,eff} = 1,80 m$ , v tretjem polju, pri stopniščnem jašku pa  $b_{3,eff} = 1,10 m$ .

### 5.2.2 Določanje obtežbe in izračun

Okvir obtežim z vsemi obtežbami, razen potresno, določenimi v tretjem poglavju. Za kombiniranje uporabim osnovne obtežne kombinacije iz poglavja 3.6. Spodaj je prikazan obtežni primer koristne obtežbe, razporejene po sistemu šahovnice.



Slika 30: Koristna obtežba, razporejena po sistemu šahovnice

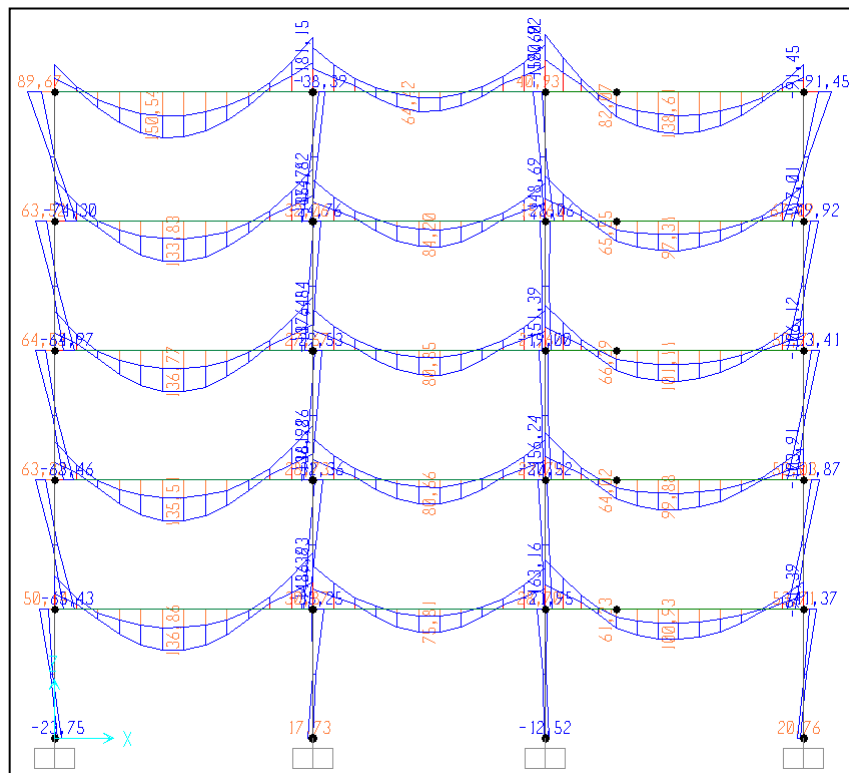
Prispevki posamezni plošč so pri vseh ploskovnih obtežbah podani kot trapezna obtežba prispevkov iz obeh strani gred. V vozliščih so koncentrirane sile, ki ponazarjajo reakcije gred

v prečni smeri. Pri stalni obtežbi sem poleg obtežb medetažnih konstrukcij upošteval še vse ostale obtežbe, kot so grede, stebri, fasada, stopniščne rame in nadstrešek nad stopniščem. Ker so v X smeri vsi štirje okvirji enako togi, sem okvir obtežil s četrtno celotne obtežbe vetra v tej smeri. Skupaj sem uporabil 11 obtežnih kombinacij, podane so v preglednici 31.

Preglednica 29: Statične obtežne kombinacije za okvir X2

Obtežba	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K9	K10	K11
G stalna	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	1,00
Q povsod	1,50	1,50	1,05	1,05	1,50						
Q šah 1						1,50					
Q šah 2							1,50				
Q levo								1,50			
Q desno									1,50		
S streha	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75						
W smer X	0,90	-0,90	1,50	-1,50						1,50	-1,50

Tako sem dobil ovojnico statičnih obtežnih kombinacij za okvir X2. Spodaj na sliki je prikazana ovojnica upogibnih momentov  $M_y$  [kNm].

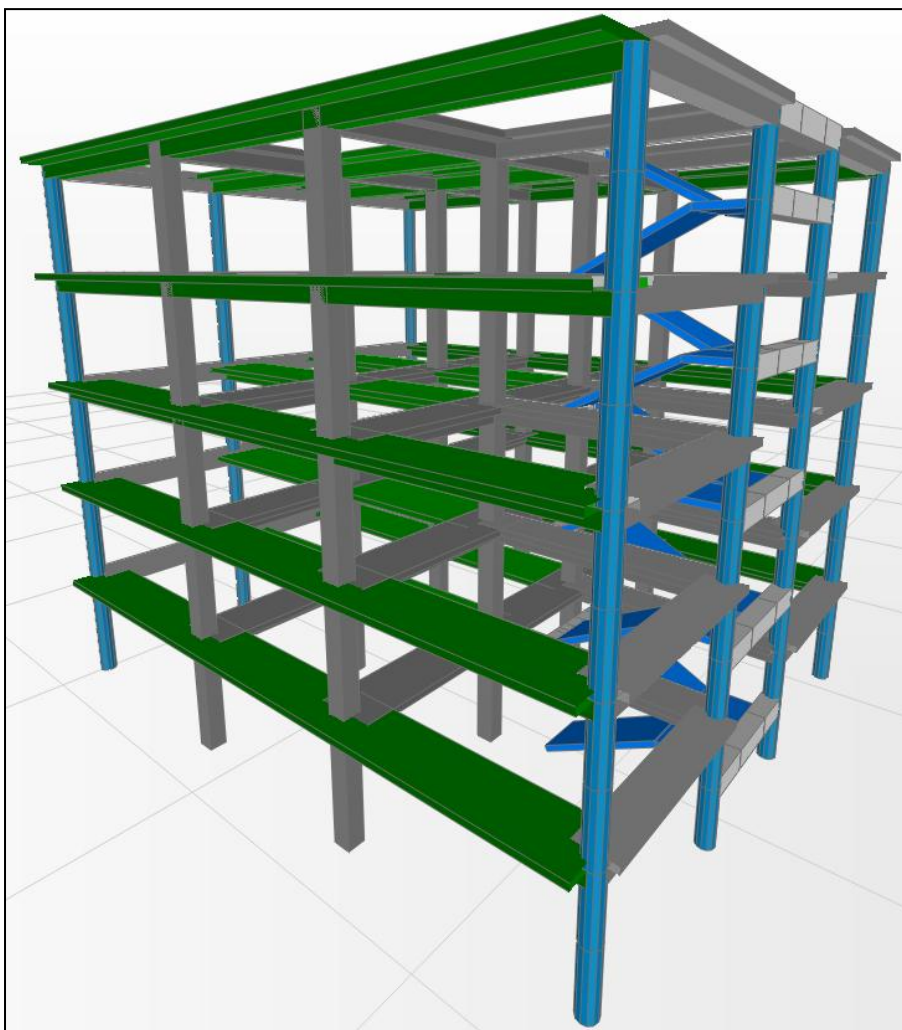


Slika 31: Ovojnica upogibnih momentov  $M_y$

### 5.3 PROSTORSKI OKVIR OBJEKTA

Kot že rečeno, je v objektu 5 različnih okvirjev po obtežbah in prerezih. V X smeri sta to okvirja X1 in X2, v Y smeri pa okvirji Y1, Y2 in Y3. Z ravninskimi modeli bi torej imeli precej dela, če bi hoteli pokriti celoten objekt. Zato je po mojem mnenju bolj smiselno uporabiti en prostorski model za celoten objekt, ki je tudi najbolj realen, saj objekt dejansko je prostorska konstrukcija. Na ta način z enkratno analizo dobimo vse podatke o notranjih obremenitvah za celoten objekt (vse okvirje). Ni nam treba za vsak okvir izdelati svojega okvirja. Tako imamo tudi vse rezultate statične analize objekta zbrane na enem mestu.

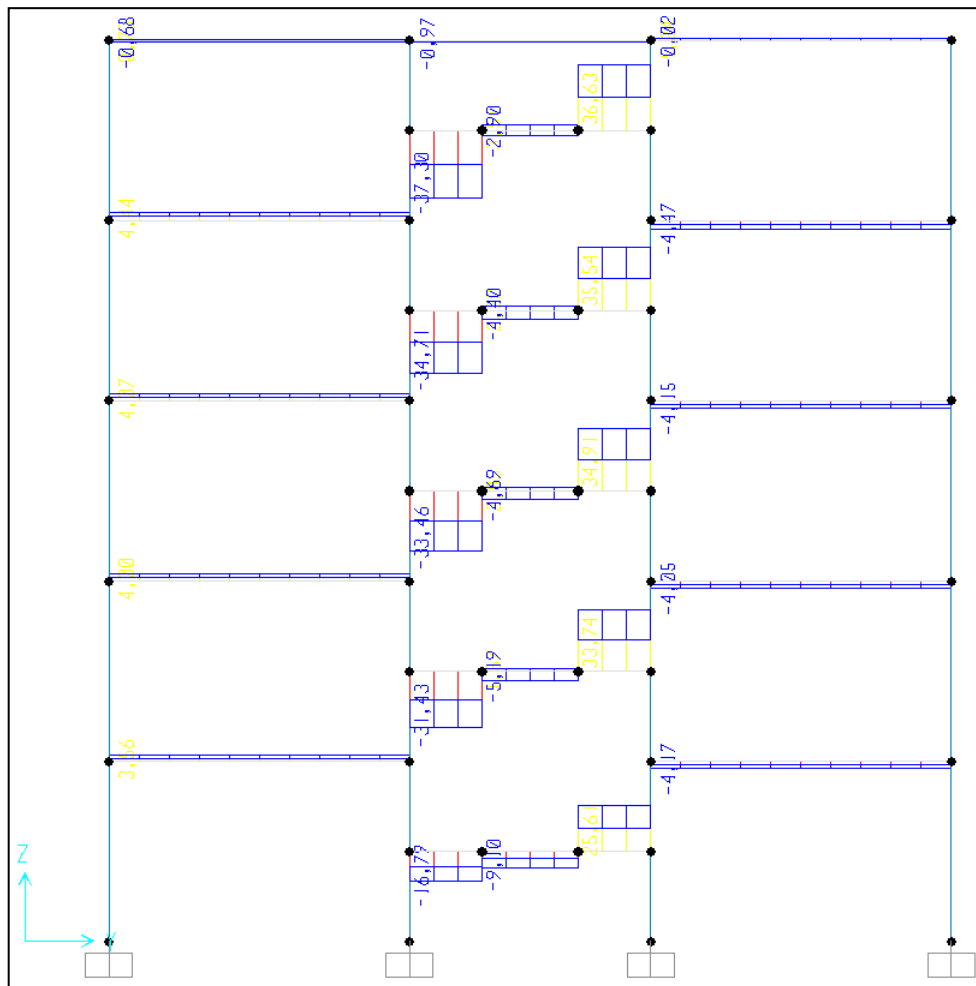
Pri modeliranju gred upoštevam enake sodelujoče širine pasnic, kot pri ravninskem modelu le, da moram v prostorskem modelu določiti sodelujoče širine za ostale okvirje in okvirje, ki potekajo v drugi smeri.



Slika 32: Prostorski statični model objekta v programu SAP2000

Podajanje obtežbe je pri prostorskem modelu nekoliko bolj zamuden postopek, saj je gred, ki jih obremenjujemo relativno veliko. Največ dela je s kreiranjem obtežnih kombinacij, saj moramo koristno obtežbo "prestavlјati" po modelu v več različnih pozicijah. Ni pa treba ročno določati točkovnih obremenitev iz prečnih gred, saj se raznosi iz prečnih smeri po stebrih avtomatsko raznosijo.

Obtežne kombinacije so enake, kot v ravninskem okvirju le naenkrat je nekoliko več dela z določanjem kombinacij in razporeditvijo obtežb, vendar se je treba zavedati, da pri enem modelu dobimo vse notranje statične količine za vse okvirje v obeh smereh.



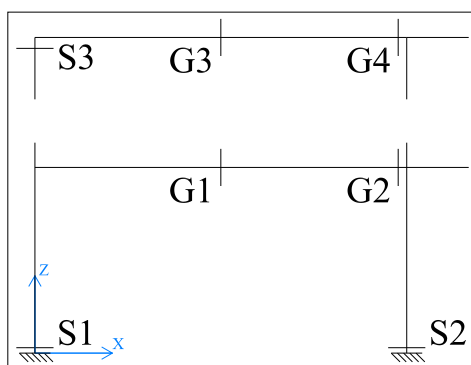
Slika 33: Ovojnica torzijskih momentov  $T_x$  v okvirju Y3 ( $X = 17,4$  m)

Na zgornji sliki je prikazana ovojnica torzijskih momentov, ki se pojavijo pri prostorskem modelu na sredinskih gredah okvirja OK Y3 ( $X = 17,4$  m). Te torzijske momente povzročajo stopniščni podesti, ki so vpeti na grede.

## 5.4 PRIMERJAVA REZULTATOV 2D IN 3D ANALIZE

Primerjal bom rezultate iz nekaterih elementov okvirja X2 ( $Y = 6,40\text{ m}$ ), ki sem jih dobil na štirih različnih modelih. Prvi model je bil ravninski okvir s T gredami, drugi model je bil ravninski okvir s pravokotnimi gredami, tretji model je bil prostorski okvir s T gredami in četrti model je bil prostorski okvir s pravokotnimi gredami.

V primerjavi so zajete notranje statične količine iz ovojnic vseh statičnih kombinacij, razen kombinacij, ki vsebujejo vpliv vetra. Prerezi, v katerih sem primerjal rezultate, so označeni na sliki 34, notranje statične količine pa so podane v preglednici 32.



Slika 34: Oznake primerjanih prerezov

Preglednica 30: Primerjava rezultatov 2D in 3D statičnih modelov

Oznaka prereza:		S1	S2	S3	G1	G2	G3	G4
$M_y$ [kNm]	2D (T grede)	-50,1	35,2	90	137	-187	151	-181
	2D (pravokotni)	-61,3	42,2	109	125	-187	137	-187
	3D (T grede)	-49,6	37,8	94,3	138	-190	159	-182
	3D (pravokotni)	-61,4	43,4	114	126	-188	143	-187
$N_x$ [kN]	2D (T grede)	-1390	-2320	-248	23,1	23,1	-54,4	-54,4
	2D (pravokotni)	-1400	-2300	-250	26,7	26,7	-64,3	-64,3
	3D (T grede)	-1390	-2370	-247	25,2	25,2	-58,8	-58,8
	3D (pravokotni)	-1400	-2350	-250	29,0	29,0	-68,5	-68,5
$V_z$ [kN]	2D (T grede)	-24,6	17,7	-54,4	/	155	/	161
	2D (pravokotni)	-30,0	21,4	-64,3	/	152	/	158
	3D (T grede)	-24,1	19,3	-57,5	/	158	/	163
	3D (pravokotni)	-30,0	21,9	-67,5	/	154	/	160

Rezultati vseh štirih analiz se precej dobro ujemajo. Najprej velja preveriti osne sile v stebrih; ker so si zelo podobne, pomeni, da sem vse okvirje enako obtežil. Pri ravninskih modelih sem tudi pravilno upošteval prispevek prečnih gred na stebre.

Opaziti je, da so pri modelih s T gredami večje statične količine v gredah, kot pri modelih s pravokotnimi gredami. Obratno pa so v modelih s pravokotnimi gredami večje obremenitve v stebrih. Procentualno gledano znaša največja razlika pri momentih v stebrih dobrih 20 %, pri gredah pa le okrog 10 %. Torej togost gred v tem primeru bolj vpliva na obremenitve v stebrih, kot na obremenitve v gredah. Pri prečnih silah je razlika v stebrih še večja, pri gredah pa nekoliko manjša.

Iz dobljenih rezultatov sem si ustvaril mnenje, da na obremenitve v konstrukciji izbira gred s T prerezom ali pravokotnim prerezom bistveno ne vpliva. Težko bi se odločil, kaj je bolj pravilno, saj so rezultati enega in drugega modela dobri. Če upoštevam nelinearnost v betonskih prerezih (pri negativnem momentu je togost T prereza približno enaka togosti pravokotnega prerezu, ker beton v nategu praktično nima nosilnosti – kar pa program ne upošteva), bi bil morda še bolj smiseln model s pravokotnimi gredami.

Kar se tiče izbire med prostorskim in ravninskim modelom je glede samih rezultatov vseeno. Pri izdelavi ravninskega modela je malo manj dela, pri prostorskem modelu pa z nekaj dela več dobimo rezultate za celotno konstrukcijo. Pa še raznos obtežbe je pri prostorskem modelu bolj pravilen (realen). Prednost prostorskega modela pa je prav gotovo v tem, da so bolj točno določene obremenitve, ki jih na okvir povzročajo stopniščne rame. Na primer smo v gredah, kjer so vpeti podesti, dobili sorazmerno velike torzijske momente, ki jih sicer pri ravninskem modelu ne bi mogli upoštevati.

Izdelan prostorski model pride prav tudi za analizo konstrukcije na potresni vpliv. Samo nekoliko ga je potrebno "predelati" tako, da spremenimo togosti nosilnih elementov in povežemo vozlišča v togo "diafragmo". Več o tem v naslednjem poglavju.



## 6 ANALIZA KONSTRUKCIJ NA POTRESNI VPLIV

### 6.1 SPLOŠNO

Analiza konstrukcij na potresni vpliv se po predpisih lahko izvaja po linearnih ali po nelinearnih metodah analize. Nelinearne metode so praviloma bolj kompleksne, niso pa obvezne za običajne objekte. Jaz se bom omejil na dve linearni metodi potresne analize. To sta metoda z vodoravnimi silami in modalna analiza s spektri odziva. Prva je ekvivalentna statična metoda, druga pa temelji na določanju obremenitev na konstrukcijo preko lastnih nihanj in projektnih spektrov odziva.

Metoda z vodoravnimi silami je bolj približna, saj upošteva približno samo prvo nihajno obliko, delno pa tudi nižje nihajne oblike. Njena uporaba je dovoljena le v primerih, ko je stavba pravilna po višini. Modalna analiza s spektri odziva je praviloma bolj natančna. Pri modalni analizi se točneje upošteva prispevke vseh, ali vsaj vseh pomembnih nihajnih oblik. Po predpisih se lahko na splošno uporablja v vseh primerih konstrukcij, brez potrebe o dokazovanju pravilnosti konstrukcije po tlorisu ali višini. Modalna analiza je pri nas osnovna metoda za določanje potresnih vplivov.

*Preglednica 31: Dovoljene metode za določanje potresnega vpliva (Vir: SIST EN 1998-1)*

Pravilnost		Dovoljene metode analize		Množenje q faktorja z:
Po tlorisu	Po višini	Model	Metoda analize	
da	da	ravninski	vodoravne sile	1,0
da	ne	ravninski	modalna analiza	0,8
ne	da	prostorski	vodoravne sile	1,0
ne	ne	prostorski	modalna analiza	0,8

Predpis je zasnovan tako, da spodbuja k izbiri modalne analize, saj moramo, če želimo uporabiti ekvivalentno statično metodo, z zahtevnimi postopki dokazovati, da stavba izpolnjuje kriterije o tlorisni ali višinski pravilnosti. Običajno je s tem več dela kakor, če bi predpostavili, da konstrukcija ni pravilna in bi izvedli modalno analizo na prostorskem modelu konstrukcije.

V nadaljevanju se bom podrobno ukvarjal tako z metodo z vodoravnimi silami, kakor tudi z modalno analizo konstrukcije, saj je pomembno, da projektant dobro razume na kakšen način se določajo dinamični vplivi na konstrukcije.

### 6.1.1 Določanje pravilnosti konstrukcij

#### 6.1.1.1 Tlorisna pravilnost stavbe

Stavba je tlorisno pravilna, če:

- ima približno simetrično razporeditev togosti in mas glede na obe med seboj pravokotni glavni smeri X in Y;
- v tlorisu ni vdolbin s površinami, večjimi kot 5 % bruto površine celotnega tlorisa stavbe in te vdolbine ne vplivajo na togost stropov v vodoravni smeri;
- so stropi dovolj togi v vodoravni ravnini (pri armiranobetonski ploščah to pomeni, da morajo biti debele vsaj 7,0 cm in biti armirane vsaj z minimalno armaturo po EC2);
- je razmerje med daljšo (A) in krajšo (B) tlorisno dimenzijo, merjeno v glavnih med seboj pravokotnih smereh X in Y, manjše ali enako 4 (se pravi:  $A \leq 4B$ );
- je **ekscentričnost konstrukcije**  $e_{0,i}$  v obeh glavnih smereh (X in Y) in v vsaki etaži manjša od 30 % **torzijskega polmera**  $r_{t,i}$ ;
- je torzijski polmer  $r_{t,i}$  v vsaki etaži večji od **vztrajnostnega polmera mase etaže**  $l_s$ .

Izpolnjeni morajo biti vsi zgoraj naštetih pogoji hkrati.

#### 6.1.1.2 Pravilnost stavbe po višini

Stavba je pravilna po višini, če :

- vertikalni nosilni elementi, ki prenašajo vodoravno obtežbo, potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha objekta ali do vrha posameznega dela objekta;
- sta masa in togost konstantni v vseh etažah ali se brez nenadne spremembe postopoma zmanjšujeta od temeljev proti vrhu;
- se razmerje dejanske nosilnosti etaže proti računski nosilnosti ne spreminja v različnem razmerju po posameznih etažah;
- zožitev tlorisa v različnih etažah ni večja od največje dovoljene zožitve tlorisa, ki znaša od 10 do 50 % največje širine tlorisa, odvisno kako visoko se zožitev nahaja in koliko etaž se zoži.

Izpolnjeni morajo biti vsi pogoji hkrati.

## 6.1.2 Preverjanje pravilnosti konstrukcije obravnavanega objekta

### 6.1.2.1 Ekscentričnost konstrukcije

Ekscentričnost konstrukcije se v splošnem za vsako glavno smer in vsako etažo lahko določi po izrazih 6-1.

$$e_{0,x} = \frac{R_Z(F_Y = 1)}{R_Z(M_Z = 1)} \quad \text{in} \quad e_{0,y} = \frac{R_Z(F_X = 1)}{R_Z(M_Z = 1)} \quad (6-1)$$

Pri tem je:  $R_Z(F_Y = 1)$  ... zasuk etaže zaradi enotske vodoravne sile v etaži v smeri Y,

$R_Z(F_X = 1)$  ... zasuk etaže zaradi enotske vodoravne sile v etaži v smeri X,

$R_Z(M_Z = 1)$  ... zasuk etaže zaradi enotskega momenta, ki vrtili okoli osi Z.

Sile  $F_X$  in  $F_Y$  moramo obrniti v takšno smer (+/-), da se objekt zavrti v isto smer, kot pri momentu  $M_Z$ . Za določitev uporabim model s togo diafragmo, in v masnih središčih namestim obremenitve za določitev ekscentričnosti. Koordinatno izhodišče pri izračunu je v na osi v spodnjem levem kotu nosilne konstrukcije, težišče tlorisne ploskve je na koordinati ( $x = 8,70$  m,  $y = 8,40$  m). Masno središče je za medetažne konstrukcije na koordinati ( $x = 8,67$  m,  $y = 8,40$  m), masno središče za streho pa je ( $x=8,79$  m,  $y= 8,41$  m). Največja razlika med težiščem tlorisa in središčem mas (9 cm) predstavlja 0,5 % tlorisne dimenzije v tisti smeri, zato ne zapletam in središča mas postavim v težišče tlorisne ploskve. Uporabljene so bile vrednosti  $F_X = 10^6$  kN,  $F_Y = 10^6$  kN in  $M_Z = 10^6$  kNm.

Preglednica 32: Ekscentričnost konstrukcije in koordinate centrov togosti

Etaža	$X_M$	$Y_M$	$R_Z(F_X)$	$R_Z(F_Y)$	$R_Z(M_Z)$	$e_{0,x}$	$e_{0,y}$	$X_K$	$Y_K$
	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[m]	[m]	[m]	[m]
5	8,70	8,40	$3,515 \cdot 10^{-15}$	0,1621	0,2100	0,77	0,00	9,47	8,40
4	8,70	8,40	$3,146 \cdot 10^{-15}$	0,1247	0,1643	0,76	0,00	9,46	8,40
3	8,70	8,40	$1,861 \cdot 10^{-15}$	0,09025	0,1188	0,76	0,00	9,46	8,40
2	8,70	8,40	$8,009 \cdot 10^{-16}$	0,05581	0,07355	0,76	0,00	9,46	8,40
1	8,70	8,40	$1,356 \cdot 10^{-16}$	0,02254	0,02939	0,77	0,00	9,47	8,40

Vidimo, da je koordinata togosti  $Y_K$  točno v masnem središču, kar je pričakovano, saj je konstrukcija v smeri Y povsem simetrična. Koordinata  $X_K$  je iz središča mas izmaknjena približno za 0,80 m, kar je posledica tega, da je okvir  $X = 17,4$  m v smeri Y drugačen od vseh ostalih okvirjev v tej smeri, saj ima v sredinskem polju drugače razporejene grede in ima v tem polju še eno gredo več.

### 6.1.2.2 Torzijski polmeri etaž

Torzijski polmer  $r_t$  se, podobno kot ekscentričnost, določi za vsako etažo in vsako glavno smer posebej. V splošnem se lahko za večetažne objekte določi z izrazi 6-2 in 6-3.

$$r_{t,x} = \sqrt{\frac{K_{MZ}}{K_{FY}}} \quad \text{in} \quad r_{t,y} = \sqrt{\frac{K_{MZ}}{K_{FX}}} \quad (6-2)$$

$$K_{MZ} = \frac{1}{R_Z (M_{TZ} = 1)}, \quad K_{FX} = \frac{1}{U_X (F_{TX} = 1)} \quad \text{in} \quad K_{FY} = \frac{1}{U_Y (F_{TY} = 1)} \quad (6-3)$$

Pri tem je:  $K_{MZ}$  ... torzijska togost konstrukcije,

$K_{Fi}$  ... translacijska togost konstrukcije v smeri  $i$ ,

$R_Z$ ,  $U_X$  in  $U_Y$  ... zasuk in pomika konstrukcije zaradi enotskih obremenitev,

$M_{TZ}$ ,  $F_{TX}$  in  $F_{TY}$  ... enotske obremenitve – zasuk okrog osi  $Z$  in vodoravni sili.

Podobno, kot pri določanju ekscentričnosti, obremenimo prostorski potresni model z enotskimi obremenitvami. V tem primeru je prijemališče enotskih obremenitev v centrih togosti etaž, katerih koordinate smo izračunali pri določanju ekscentričnosti konstrukcije. Tudi tokrat zaradi lažjega odčitavanja izberem enotsko obremenitev velikostnega reda  $10^6$ .

*Preglednica 33: Določanje torzijskih polmerov*

Etaža	$U_X$	$U_Y$	$R_Z$	$K_{FX}$	$K_{FY}$	$K_{MZ}$	$r_{t,x}$	$r_{t,y}$
	[m]	[m]	[rad]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/rad]	[m]	[m]
5	15,17	13,90	0,2100	65920	71940	$4,762 \cdot 10^6$	8,14	8,50
4	11,74	10,73	0,1643	85180	93200	$6,086 \cdot 10^6$	8,08	8,45
3	8,411	7,676	0,1188	118900	130300	$8,418 \cdot 10^6$	8,04	8,41
2	5,136	4,690	0,07355	194700	213200	$13,60 \cdot 10^6$	7,99	8,36
1	2,002	1,828	0,02939	499500	547000	$34,03 \cdot 10^6$	7,89	8,25

Vidi se, da je translacijska togost konstrukcije v smeri  $Y$  večja, kot v smeri  $X$ . To je za pričakovati, saj so razponi gred v  $Y$  smeri krajši kot v  $X$  smeri. V smeri  $Y$  so tudi torzijski polmeri večji, kar pomeni, da je v tej smeri konstrukcija torzijsko bolj odporna.

### 6.1.2.3 Vztrajnostni polmeri mas

Vztrajnostni polmeri mas  $r_m$ , v literaturi večinoma z oznako  $l_s$ , se lahko določijo za različne konstrukcije na različne načine. Splošno se lahko za  $i$ -to etažo določi po izrazu 6-4.

$$r_{m,i} = \sqrt{\frac{I_{m,i}}{m_i}} \quad (6-4)$$

Pri tem je:  $I_{m,i}$  ... masni vztrajnostni moment  $i$ -te etaže,  
 $m_i$  ... masa etaže  $i$ -te etaže.

Če je masa enakomerno porazdeljena po tlorisu, se lahko uporabi izraz 6-5.

$$r_{m,i} = \sqrt{\frac{I_{x,i} + I_{y,i}}{A_i}} \quad (6-5)$$

Pri tem je:  $I_{x,i}$ ,  $I_{y,i}$  ... vztrajnostna momenta tlorisa  $i$ -te etaže okoli osi  $x$  in  $y$ .  
 $A_i$  ... površina tlorisa  $i$ -te etaže.

Če je tloris objekta pravokotne oblike in je masa enakomerno razporejena po tlorisu, se lahko uporabi izraz 6-6, ki je izpeljan iz izraza 6-5.

$$r_{m,i} = \sqrt{\frac{l_{x,i}^2 + l_{y,i}^2}{12}} \quad (6-6)$$

Pri tem sta  $l_{x,i}$  in  $l_{y,i}$  stranici pravokotnega tlorisa  $i$ -te etaže objekta v smereh  $X$  in  $Y$ .

V obravnavanem objektu so vsi tlorisi enaki in pravokotni, mase so približno enakomerno razporejene po tlorisu, zato je masni vztrajnostni polmer enak za vse etaže. Uporabim pa lahko izraz 6-6.

$$r_m = \sqrt{\frac{17,85^2 + 16,80^2}{12}} = 7,08m$$

#### 6.1.2.4 Kontrola pravilnosti

V prejšnjih razdelkih dobljeni rezultati so združeni v preglednici 36, kjer lahko primerjamo vrednosti. Vse količine v preglednici so izražene v metrih.

*Preglednica 34: Kontrola tlorisne pravilnosti konstrukcije*

Etaža	X smer				Y smer			
	$e_{o,x}$	$0,3 \cdot r_{t,x}$	$r_{t,x}$	$r_m$	$e_{o,y}$	$0,3 \cdot r_{t,y}$	$r_{t,y}$	$r_m$
5	0,77	2,44	8,14	7,08	0,00	2,55	8,50	7,08
4	0,76	2,42	8,08	7,08	0,00	2,54	8,45	7,08
3	0,76	2,41	8,04	7,08	0,00	2,52	8,41	7,08
2	0,76	2,40	7,99	7,08	0,00	2,51	8,36	7,08
1	0,77	2,37	7,89	7,08	0,00	2,48	8,25	7,08

V vseh primerih je ekscentričnost konstrukcije manjša od 30 % torzijskega polmera, torzijski polmer pa je večji od masnega vztrajnostnega momenta. **Konstrukcija je tlorisno pravilna.**

**Konstrukcija je pravilna tudi po višini**, saj se togost in masa po višini ne spreminjata. Res je, da je masa zgornje etaže nekoliko večja od ostalih, vendar je ta razlika zanemarljiva.

Glede na kriterije za tlorisno in višinsko pravilnost je dovoljena uporaba metode z vodoravnimi silami na ravninskem modelu. Vseeno bom izvedel tudi modalno analizo v smeri osi X po peš računu. Kot merodajno pa bom uporabil modalno analizo celotnega objekta na prostorskem modelu z računalniškim programom SAP2000.

### 6.1.3 Slučajna ekscentričnost

Pri potresnih obtežnih kombinacijah je potrebno upoštevati vpliv slučajne ekscentričnosti. Slučajna ekscentričnost pokriva situacije, ko masa ali togost v resnici po objektu ni tako razporejena, kot predpostavimo pri računu. To je lahko neenakomeren razpored predelnih sten, neenakomerna razporeditev koristne obtežbe ali prostorsko spreminjanje lege mas po objektu med močnim potresom. V splošnem pomeni vpliv slučajne ekscentričnosti izmik mas po posameznih etažah za 5 % tlorisne dimenzije iz središča mas za vse smeri:

$$e_{a,i} = \pm 0,05 \cdot L_i. \quad (6-7)$$

Pri tem je:  $e_{a,i}$  ... slučajna ekscentričnost,

$L_i$  ... največja dimenzija objekta v prečni smeri glede na smer potresa.

Za različne modele se slučajna ekscentričnost lahko upošteva na različne načine. Pri obeh metodah analize se pri uporabi ravninskih modelov vse dobljene obremenitve (notranje sile, pomiki) pomnožijo s faktorjem  $\delta$ , ki se izračuna po izrazu 6-8.

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (6-8)$$

Pri tem je:  $x$  ... oddaljenost obravnavanega okvirja ali stene od masnega središča, pravokotno na smer potresnega vpliva,

$L_e$  ... razdalja med skrajnima elementoma (okvirjema ali stenama), pravokotno na smer potresnega vpliva.

Upoštevanje slučajne ekscentričnosti s faktorjem  $\delta$  je zelo konzervativno, zato je pri prostorskih modelih bolj pravilno upoštevati slučajno ekscentričnost po njeni definiciji. To se naredi tako, da se k vsem potresnim kombinacijam v vsaki etaži prišteje in odšteje torzijski moment, s prijemališčem v masnem središču etaže. Pri posamezni obtežni kombinaciji torzijski momenti v vseh etažah vrtijo v isto smer. Torzijski moment se izračuna iz vodoravne potresne sile v obravnavani etaži in slučajne ekscentričnosti, ki znaša 5 % največje tlorisne dimenzije etaže, pravokotne na smer potresne sile. Glej izraza 6-9.

$$M_{a,xi} = 0,05 \cdot l_{yi} \cdot F_{xi} \quad (6-9)$$

$$M_{a,yi} = 0,05 \cdot l_{xi} \cdot F_{yi}$$

## 6.2 METODA Z VODORAVNIMI SILAMI

Metoda z vodoravnimi silami je poenostavljena metoda potresne analize s spektri odziva, ki se lahko uporablja le pri stavbah, pravilnih po višini. Pri tej metodi upoštevamo za vsako obravnavano smer objekta samo prvo nihajno obliko in predpostavimo, da se pri tem aktivira celotna masa objekta. Vodoravne sile na celoten objekt določimo za vsako glavno smer posebej. Pri ravninskih modelih konstrukcijo razdelimo na posamezne podelemente (okvirje, stene) glede na togost le teh.

Če uporabimo prostorski model, ga lahko neposredno obremenimo s celotno silo, ki jo razdelimo po posameznih etažah. Po posameznih podelementih, ki prenašajo vodoravno obtežbo v tej smeri, pa se obremenitve razdelijo avtomatsko. Pri prostorskih modelih lahko tudi bolj pravilno upoštevamo vpliv slučajne ekscentričnosti, saj lahko na model nanese mo torzijski moment in nam ni treba povečevati notranjih statičnih količin s faktorjem  $\delta$ .

Pri modeliranju konstrukcije prečnim prerezom za polovico zmanjšamo vztrajnostne momente in strižne prereze.

Sodelujoče širine gred, sem izbral tako, kot pri statični analizi le, da sem za dolžino  $l_0$  vzel polovico razpona posamezne grede, saj imajo momenti pri potresu ničelne točke približno na sredini razponov gred in v vozliščih s stebri. Dobljene vrednosti gred sem zmanjšal za 20 %.

Pri gredah, ki potekajo v smeri X sem v zunanjih okvirjih upošteval  $b_{eff, xz} = 120 \text{ cm}$ , v notranjih okvirjih  $b_{eff, xn} = 140 \text{ cm}$ , za grede ob stopniščnem jašku pa  $b_{eff, xs} = 90 \text{ cm}$ . V smeri Y sem v zunanjih okvirjih upošteval  $b_{eff, yz} = 80 \text{ cm}$ , v notranjih pa  $b_{eff, yn} = 120 \text{ cm}$ . Te sodelujoče širine bom upošteval tudi pri modalni analizi.

Poleg zahtev v podpoglavju 6.1 moramo za uporabo metode z vodoravnimi silami še dokazati, da višje nihajne oblike v nobeni od glavnih smeri nimajo pomembnega vpliva na odziv. To velja, če je prvi nihajni čas  $T_1$  manjši od  $4 \cdot T_C$  in ni večji od dveh sekund.



### 6.2.1 Določanje vodoravne potresne obtežbe

Za določanje potresne obtežbe bom uporabil prostorski model konstrukcije. Celotna prečna sila se za obe glavni smeri X in Y določi ločeno po izrazu 6-11.

$$F_b = \lambda \cdot S_d(T_1) \cdot m \quad (6-11)$$

Pri tem je:  $\lambda$  ... korekcijski faktor,  
 $S_d(T_1)$  ... vrednost projektnega spektra pospeškov pri nihajnem času  $T_1$ ,  
 $m$  ... celotna masa konstrukcije.

Korekcijski faktor  $\lambda$  ima vrednost  $\lambda = 0,85$  za stavbe z nihajnim časom  $T_1 \leq 2 \cdot T_c$  in vsaj tremi etažami. V vseh ostalih primerih velja  $\lambda = 1,0$ .

Prvi nihajni čas konstrukcije se lahko določi po Rayleighevi metodi, izraz 6-12.

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_j u_j^2 \cdot m_j}{\sum_j u_j \cdot f_j}} \quad (6-12)$$

Pri tem je:  $u_j$  ... vodoravni pomik etaže j zaradi sile  $f_j$ ,  
 $m_j$  ... masa etaže j,  
 $f_j$  ... npr. po sistemu trikotnika predpostavljena vodoravna sila v etaži j.

Celotna potresna sila  $F_b$  se lahko porazdeli po posameznih etažah po linearni deformacijski liniji, ki približno velja za prvo nihajno obliko, z izrazom 6-13.

$$F_j = F_b \cdot \frac{z_j \cdot m_j}{\sum_j z_j \cdot m_j} \quad (6-13)$$

Pri tem je:  $F_j$  ... vodoravna potresna sila v etaži j,  
 $z_j$  ... višinska kota etaže j,  
 $m_j$  ... masa etaže j.

Za izračun moramo poznati še podajnostno matriko konstrukcije, ki jo lahko za vsako glavno smer posebej določimo peš, po približnih enačbah Sigalova, ki veljajo za okvirje, ali pa točno s programom za statično analizo konstrukcij.

### 6.2.2 Določanje potresne obtežbe na obravnavan objekt – smer X

Obtežbo bom določil za celoten prostorski model stavbe, se pravi za vse štiri okvirje skupaj. Najprej moram določiti masno matriko konstrukcije  $[M]$ . To naredim tako, da v kvadratno matriko s tolikšnim številom stolpcev in vrstic, kot je etaž, po diagonali naložim mase etaž v tonah. Izven diagonalni členi matrike so enaki nič.

Matrika 1:  $[M]$  v tonah

319	0	0	0	0
0	319	0	0	0
0	0	319	0	0
0	0	0	319	0
0	0	0	0	334

Podajnostno matriko konstrukcije  $[D_x]$ , bi lahko določil za vsak različen okvir posebej po enačbah Sigalova, vendar se odločim za točen postopek s programom za statično analizo konstrukcij. Na ta način določim podajnostno matriko prek matrike vodoravnih pomikov  $[U_x]$ . Matriko vodoravnih pomikov določim tako, da prostorski model konstrukcije z razpokanimi prerezi (polovični vztrajnostni momenti in strižni prerezi) obremenjujem po posameznih etažah z vodoravno silo  $F_{x,p} = 10000 \text{ kN}$  in vsakokrat odčitam vodoravne pomike v smeri X. Prvo vrstico matrike pomikov na primer izpolnim tako, da v masno središče prve etaže namestim silo  $F_{x,p}$  in v prvo celico vpišem pomik prve etaže zaradi te sile, v drugo celico pomik druge etaže in tako naprej. To ponovim za vsako etažo posebej in dobim simetrično kvadratno matriko s tolikimi vrsticami in stolpci, kot je etaž. Pomiki so izraženi v metrih.

Matrika 2:  $[U_x]$  v metrih

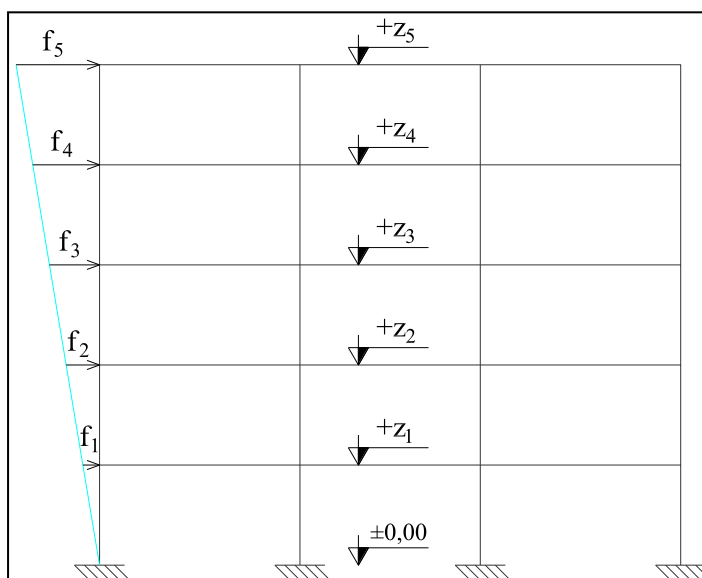
0,04001	0,04733	0,04789	0,04796	0,04801
0,04733	0,10250	0,11110	0,11180	0,11200
0,04789	0,11110	0,16760	0,17630	0,17730
0,04796	0,11180	0,17630	0,23320	0,24230
0,04801	0,11200	0,17730	0,24230	0,30020

Podajnostno matriko konstrukcije dobim po enačbi:  $[D_x] = F_{x,p}^{-1} \cdot [U_x]$ . Enote so v  $m/kN$ .

Matrika 3:  $[D_x]$  v  $m/kN$

0,00000400	0,00000473	0,00000479	0,00000480	0,00000480
0,00000473	0,00001025	0,00001111	0,00001118	0,00001120
0,00000479	0,00001111	0,00001676	0,00001763	0,00001773
0,00000480	0,00001118	0,00001763	0,00002332	0,00002423
0,00000480	0,00001120	0,00001773	0,00002423	0,00003002

Za izračun osnovnega nihajnega časa konstrukcije  $T_1$  potrebujem pomike  $u_{x,j}$  zaradi predpostavljenih vodoravnih sil, ki so v obliki trikotnika razporejene po etažah.



Slika 35: Trikotna obtežba in kote etaž

Kote etaž  $z_j$  v metrih:

$z_1$	$z_2$	$z_3$	$z_4$	$z_5$
3,0	6,0	9,0	12,0	15,0

Za vodoravno silo  $f_1$  predpostavim vrednost  $f_1 = 200 \text{ kN}$ , ostale sile določim tako, da so razporejene po trikotni obtežbi.

Vektor 1:  $\{f\}$  v kN

$f_1$	200
$f_2$	400
$f_3$	600
$f_4$	800
$f_5$	1000

Pomike  $u_{x,j}$  zaradi sil  $f_j$  izračunam po enačbi:  $\{u_x\} = [D_x] \cdot \{f\}$ .

Vektor 2:  $[u_x]$  v m

$u_1$	0,01420
$u_2$	0,03186
$u_3$	0,04729
$u_4$	0,05890
$u_5$	0,06548

Sedaj lahko po enačbi 6-12 izračunam prvi nihajni čas konstrukcije v smeri X.

$$T_{x,1} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_j u_{x,j}^2 \cdot m_j}{\sum_j u_{x,j} \cdot f_j}} = 0,958s$$

Ugotavljam, da je osnovni nihajni čas ustrezen za uporabo metode z vodoravnimi silami, saj velja:  $T_I = 0,958 s < 4 \cdot T_C = 4 \cdot 0,5 = 2,0 s \leq 2,0 s$ . Korekcijski faktor za obravnavan objekt znaša  $\lambda = 0,85$ , saj ima objekt več kot 2 etaži in velja:  $T_I = 0,958 s < 2 \cdot T_C = 2 \cdot 0,5 = 1,0 s$ .

Projektni pospešek pri  $T = T_{x,1} = 0,958 s$  znaša:

$$S_d(0,958s) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T_{x,1}} = 0,225 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{3,0} \cdot \frac{0,50}{0,958} = 1,115 m/s^2.$$

Celotna vodoravna potresna sila na objekt v smeri X znaša:

$$F_{b,x} = \lambda \cdot S_d(T_{x,1}) \cdot m = 0,85 \cdot 1,115 \cdot 1610 = 1530 kN.$$

Nazadnje še z izrazom 6-13 razdelim potresno silo po etažah.

Vektor 3:  $\{F_{b,x}\}$  v kN

$F_{b,1}$	100
$F_{b,2}$	201
$F_{b,3}$	301
$F_{b,4}$	402
$F_{b,5}$	526

Slučajno ekscentričnost pri prostorskem modelu lahko upoštevam s torzijskimi momenti po posameznih etažah, ki znašajo:  $M_{ax,j} = 0,05 \cdot l_{y,j} \cdot F_{x,j}$ . Pri tem je  $l_{y,j} = 16,8 m$  in je konstantna v vseh etažah.

Vektor 4:  $\{M_{ax}\}$  v kNm

$M_{ax,1}$	84,0
$M_{ax,2}$	169
$M_{ax,3}$	253
$M_{ax,4}$	338
$M_{ax,5}$	442

Projektne potresne pomike se lahko odčita iz statične analize iz programa, ali pa se jih izračuna kot produkt podajnostne matrike konstrukcije in vektorja projektnih potresnih sil.

$$\{u_{d,x}\} = [D_x] \cdot \{F_{b,x}\}$$

*Vektor 5:  $\{u_{d,x}\}$  v metrih*

$u_{d,1}$	0,00723
$u_{d,2}$	0,01621
$u_{d,3}$	0,02410
$u_{d,4}$	0,03006
$u_{d,5}$	0,03349

### 6.2.3 Določanje potresne obtežbe na obravnavan objekt – smer Y

Pri vhodnih podatkih je razlika od računa za smer X samo ta, da imamo v smeri Y drugačno togost konstrukcije, kar pomeni drugačno podajnostno matriko  $[D_y]$ . Podajnostno matriko za smer Y določim na enak način, kot za smer X le, da sedaj obremenjujem konstrukcija v masnih središčih etaž s silo  $F_{y,p} = 10000 \text{ kN}$ , ki deluje v smeri Y.

Matrika 4:  $[U_y]$  v metrih

0,03685	0,04357	0,04400	0,04409	0,04414
0,04357	0,09429	0,10200	0,10260	0,10290
0,04400	0,10200	0,15380	0,16180	0,16270
0,04409	0,10260	0,16180	0,21410	0,22250
0,04414	0,10290	0,16270	0,22250	0,27570

Izračunam podajnostno matriko  $[D_y]$ .

Matrika 5:  $[D_y]$  v m/kN

0,00000369	0,00000436	0,00000440	0,00000441	0,00000441
0,00000436	0,00000943	0,00001020	0,00001026	0,00001029
0,00000440	0,00001020	0,00001538	0,00001618	0,00001627
0,00000441	0,00001026	0,00001618	0,00002141	0,00002225
0,00000441	0,00001029	0,00001627	0,00002225	0,00002757

Uporabim trikotno obtežbo  $\{f\}$  iz računa za smer X in izračunam:  $\{u_y\} = [D_y] \cdot \{f\}$ .

Vektor 6:  $\{u_y\}$  v m

$u_1$	0,01306
$u_2$	0,02926
$u_3$	0,04340
$u_4$	0,05407
$u_5$	0,06013

Sedaj lahko izračunam prvi nihajni čas konstrukcije v smeri Y.

$$T_{y,1} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_j u_{y,j}^2 \cdot m_j}{\sum_j u_{y,j} \cdot f_j}} = 0,918 \text{ s}$$

Tudi v smeri Y lahko uporabim korekcijski faktor  $\lambda = 0,85$  in izračunam projektni spekter pospeškov pri  $T = T_{y,1} = 0,918 \text{ s}$ .

$$S_d(0,918s) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T_{y,1}} = 0,225 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{3,0} \cdot \frac{0,50}{0,918} = 1,163 m/s^2$$

Celotna vodoravna potresna sila na objekt v smeri Y znaša:

$$F_{b,y} = \lambda \cdot S_d(T_{y,1}) \cdot m = 0,85 \cdot 1,163 \cdot 1610 = 1590 kN.$$

Celotno potresno silo  $F_{b,y}$  razdelim še po etažah.

Vektor 7:  $\{F_{b,y}\}$  v kN

$F_{b,1}$	104
$F_{b,2}$	209
$F_{b,3}$	313
$F_{b,4}$	418
$F_{b,5}$	546

Slučajno ekscentričnost pri prostorskem modelu lahko upoštevam s torzijskimi momenti po posameznih etažah, ki znašajo:  $M_{ay,j} = 0,05 \cdot l_{x,j} \cdot F_{y,j}$ . Pri tem je  $l_{x,j} = 17,85 m$  in je enaka za vse etaže.

Vektor 8:  $\{M_{ay}\}$  v kNm

$M_{ay,1}$	92,8
$M_{ay,2}$	187
$M_{ay,3}$	279
$M_{ay,4}$	373
$M_{ay,5}$	487

Nazadnje izračunam še projektne potresne pomike v smeri Y.

Vektor 9:  $\{u_{d,y}\}$  v metrih

$u_{d,1}$	0,00692
$u_{d,2}$	0,01552
$u_{d,3}$	0,02305
$u_{d,4}$	0,02876
$u_{d,5}$	0,03205

### 6.3 MODALNA ANALIZA S SPEKTRI ODZIVA

Modalna analiza s spektri odziva je po predpisih osnovna metoda za določanje potresnega vpliva na konstrukcijo. Če stavba ni pravilna po tlorisu, moramo pri računu uporabiti prostorski statični model objekta, sicer lahko ravninskega.

Modalna analiza je bolj kompleksna, kot metoda z vodoravnimi silami, je pa v splošnem bolj natančna. Če modalno analizo izvajamo na prostorskem modelu, upoštevamo medsebojno delovanje vplivov v vseh smereh hkrati. Torej, če konstrukcija ni dvojno simetrična, je nihanje v posameznih smereh odvisno tudi od prispevkov ostalih smeri. Pri translacijskem vzbujanju konstrukcije v smeri X, dobimo v nihajni obliki, ki ima glavne pomike v smeri X še pomike v smeri Y in zasuke okoli navpične osi Z. To pomeni, da je za večetažne stavbe togostna matrika konstrukcije velika, iskanje posameznih nihajnih oblik pa po peš računu skoraj nemogoče.

Če je konstrukcija v tlorisu dvojno simetrična, je nihanje v obeh glavnih smereh neodvisno. V takem primeru je mogoče izvesti modalno analizo za vsako smer posebej. Postopek izračuna se pri tem poenostavi, saj za vsako smer posebej iščemo lastne nihajne oblike. Če predpostavimo, da so mase skoncentrirane v nivojih etaž, medetažne konstrukcije pa so neskončno toge v svoji ravnini, moramo za vsako smer posebej rešiti problem lastnih vrednosti za sistem  $n$  odvisnih enačb, pri čemer je  $n$  število etaž.

Pri modalni analizi obravnavamo lastno nihanje sistema z več prostostnimi stopnjami. Se pravi iščem o lastne frekvence in lastne nihajne oblike konstrukcije. Pri tem vpliv dušenja, ki je za gradbene konstrukcije običajno majhen in ne vpliva veliko na lastne frekvence, zanemarimo. Pri iskanju lastnih frekvenc in lastnih nihajnih oblik rešujemo enačbo 6-14.

$$([K] - \omega^2 \cdot [M]) \cdot \{\Phi\} = 0 \quad (6-14)$$

Pri tem je:  $[K]$  ... togostna matrika konstrukcije,

$\omega$  ... lastna frekvenca konstrukcije,

$[M]$  ... masna matrika konstrukcije,

$\{\Phi\}$  ... nihajna oblika konstrukcije – lastni vektor.

Enačba daje ne-ničelne (ne-trivialne) rezultate samo kadar je determinanta sistema enaka nič, se pravi je nihajna oblika konstrukcije različna od nič.



### 6.3.1 Modalna analiza objekta v smeri X po peš računu

V tem podpoglavju bom na "peš" način izvedel modalno analizo v smeri X na obravnavanem objektu. Okoli osi X je konstrukcija simetrična, zato je nihanje v smeri X neodvisno od drugih smeri. V takem primeru lahko v togostni matriki upoštevam samo translacijsko togost konstrukcije v obravnavani smeri, kar precej poenostavi račun. Nihajne oblike pri vzbujanju konstrukcije v tej smeri pa bodo vsebovale le komponente pomikov v smeri X.

V smeri Y konstrukcija zaradi bolj togega okvirja v ravnini  $X = 17,4 m$  ni povsem simetrična, zato analiza izvedena na ta način ne bi bila povsem točna, saj bi zanemaril prispevke pomikov v smeri X in zasukov okoli navpične osi Z, ki se sicer tudi pojavijo.

Najprej moram določiti masno matrike konstrukcije. Ker predpostavim, da so mase skoncentrirane v masnih središčih na nivojih etaž, je masna matrika diagonalna in je enaka, kot pri metodi z vodoravnimi silami.

Matrika 6: Masna matrika  $[M]$  v tonah

319	0	0	0	0
0	319	0	0	0
0	0	319	0	0
0	0	0	319	0
0	0	0	0	334

Ker obravnavam nihanje objekta samo v smeri X, lahko zaradi simetrije konstrukcije v tej smeri upoštevam ravninsko nihanje. Togostno matriko določim prek vodoravnih pomikov, kot pri metodi z vodoravnimi silami. Pri tem uporabim program za statično analizo konstrukcij. Togostno matriko bi lahko pri okvirjih določil tudi na približen način, preko inverza podajnostne matrike konstrukcije, izračunane po metodi Sigalova, vendar je ta metoda dovolj natančna le pri okvirjih, kjer imajo stebri in prečke približno enake togosti. Enako, kot pri metodi z vodoravnimi silami, predstavljam silo  $F_{x,p} = 10000 kN$  po etažah 3D modela z razpokanimi prerezi in odčitavam pomike  $U_{x,j}$ .

Matrika 7:  $[U_x]$  v metrih

0,04001	0,04733	0,04789	0,04796	0,04801
0,04733	0,10250	0,11110	0,11180	0,11200
0,04789	0,11110	0,16760	0,17630	0,17730
0,04796	0,11180	0,17630	0,23320	0,24230
0,04801	0,11200	0,17730	0,24230	0,30020

Togostno matriko  $[K_x]$  določim tako, da silo  $F_{x,p}$  pomnožim z inverzno matriko pomikov.

$$[K_x] = F_{x,p} \cdot [U_x]^{-1}$$

*Matrika 8: Togostna matrike konstrukcije  $[K_x]$  v kN/m*

558465	-302319	44933	-4380	474
-302319	516862	-298387	43257	-3169
44933	-298387	513861	-294586	38416
-4380	43257	-294586	502054	-246676
474	-3169	38416	-246676	210828

Sedaj imam vse podatke za izračun lastnih frekvenc  $\omega_i$ . Ker ima sistem v smeri X pet prostostnih stopenj (pet mas v petih etažah), moram izračunati pet lastnih frekvenc  $\omega_i$ . Indeks  $i$  pomeni oznako  $i$ -te nihajne oblike. Posamezne nihajne oblike bom zaradi preglednosti označeval z rimskimi številkami ( $I \leq i \leq V$ ), saj so z običajnimi številkami označene že etaže ( $1 \leq j \leq 5$ ).

Za določitev lastnih frekvenc moram poiskati vse ničle karakterističnega polinoma, kar pomeni da moram za vseh 5 vrednosti  $\omega_i$  rešiti sistem enačb 6-15.

$$D(\omega^2) = [K] - \omega^2 \cdot [M] = 0 \quad (6-15)$$

Zgornja enačba pomeni, da iščem take vrednosti frekvenc  $\omega$ , da je determinanta sistema enaka nič. To so lastne frekvence. Ta sistem se v splošnem lahko reši tako, da se ga prevede na problem lastnih vrednosti. Probleme lastnih vrednosti pa najhitreje "znajo" rešiti matematični računalniški programi (Excel, Mathematica, ...). Jaz sem uporabil program Excel.

Problem lastnih vrednosti se splošno zapiše z enačbo 6-16.

$$[A] - \lambda \cdot [I] = 0 \quad (6-16)$$

Pri tem je:  $[A] = [M]^{-0,5} \cdot [K] \cdot [M]^{-0,5}$  ... lastna matrika,

$\lambda = \omega^2$  ... lastna vrednost – kvadrat lastne frekvence,

$[I]$  ... enotska matrika z enkami na diagonalni, drugeje so same ničle.

V Excelu preprosto izračunamo lastno matriko  $[A]$ , tako da togostno matriko z leve in desne pomnožimo s potenciranimi masnimi matrikami.

*Matrika 9: Lastna matrika [A]*

1750,67	-947,71	140,86	-13,73	1,45
-947,71	1620,26	-935,38	135,60	-9,71
140,86	-935,38	1610,85	-923,47	117,69
-13,73	135,60	-923,47	1573,84	-755,72
1,45	-9,71	117,69	-755,72	631,22

Ko imamo lastno matriko  $[A]$ , lahko zapišemo matriko lastnih vrednosti  $[A] - \lambda \cdot [I]$ . Poženemo funkcijo iskanje cilja (Goal Seek), pri čemer podamo pogoj: Išči takšne vrednosti  $\lambda$  ( $\lambda = \omega^2$ ), da bo determinanta sistema  $[A] - \lambda \cdot [I]$  enaka nič ( $|[A] - \lambda \cdot [I]| \approx 0$ ).

Poiščemo toliko lastnih vrednosti  $\omega^2$ , kot imamo prostostnih stopenj (v našem primeru 5) in jih sproti ročno zapisujemo. Ko imamo znane lastne frekvence, lahko izračunamo tudi lastne nihajne čase za posamezne nihajne oblike.

*Preglednica 35: Lastne frekvence in lastni nihajni časi konstrukcije v smeri X*

Nihajna oblika	I.	II.	III.	IV.	V.
$\omega_i^2$ [ $1/s^2$ ]	42,994	400,84	1162,6	2254,2	3326,2
$\omega_i$ [ $1/s$ ]	6,557	20,02	34,10	47,48	57,67
$T_i$ [s]	0,958	0,314	0,184	0,132	0,109

Nihajni časi konstrukcije se izračunajo iz lastnih frekvenc po enačbi 6-17.

$$T_i = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_i} \quad (6-17)$$

Vidimo, da je prvi (osnovni) nihajni čas popolnoma enak prvemu nihajnemu času, dobljenemu z Rayleighovo metodo pri metodi z vodoravnimi silami.

Nihajne oblike dobimo v obliki vektorjev  $\{\Phi_i\}$  iz lastnih frekvenc, masne in togostne matrike. Rešiti moramo toliko med seboj neodvisnih sistemov enačb 6-18, kolikor je nihajnih oblik.

$$[B_i] \cdot \{\Phi_i\} = 0 \quad (6-18)$$

Pri tem je:  $[B_i] = [K_x] - \omega_i^2 \cdot [M]$ .

Ker je determinanta sistema enaka 0, ne dobimo vrednosti pomikov, ampak le medsebojna razmerja pomikov med posameznimi etažami.

Sistem enačb, ki ga v obravnavanem objektu rešujemo za  $i$ -to nihajno obliko, pri čemer so indeksi etaž  $j$  že upoštevani s številkami od 1 do 5, zglada takole:

$$\begin{bmatrix} B_{i,12} & B_{i,12} & B_{i,12} & B_{i,12} \\ B_{i,22} & B_{i,23} & B_{i,24} & B_{i,25} \\ B_{i,32} & B_{i,33} & B_{i,34} & B_{i,35} \\ B_{i,42} & B_{i,43} & B_{i,44} & B_{i,45} \\ B_{i,52} & B_{i,53} & B_{i,54} & B_{i,55} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ \Phi_{i,2} \\ \Phi_{i,3} \\ \Phi_{i,4} \\ \Phi_{i,5} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{i,11} \\ B_{i,21} \\ B_{i,31} \\ B_{i,41} \\ B_{i,51} \end{bmatrix}.$$

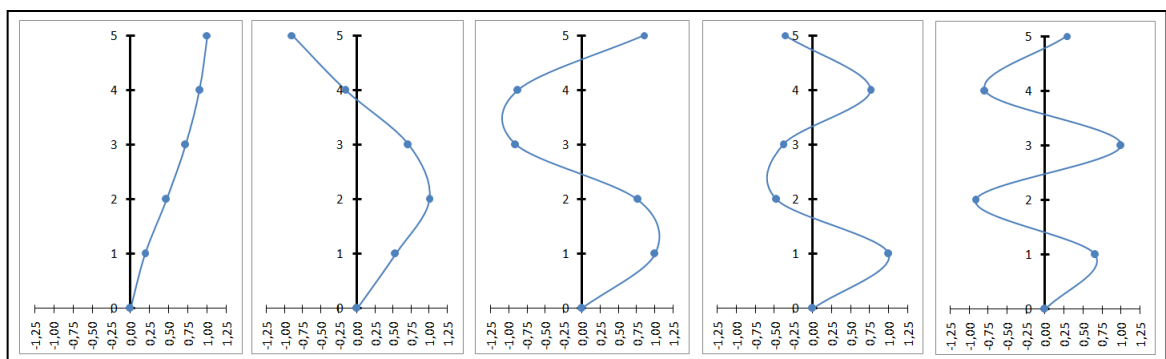
Če upoštevamo vseh 5 nihajnih oblik, dobimo 5 takšnih sistemov enačb, ki se jih z Excelom zelo enostavno reši, saj ima v ta namen vgrajene funkcije. Pri tem se upošteva, da je  $\Phi_{i,1} = 1$ . Ko dobimo celoten vektor  $\{\Phi_i\}$ , preverimo, kateri člen je dejansko največji in tistega normiramo na vrednost 1. Spodaj je prikazan primer normiranja za V. nihajno obliko.

$$\begin{bmatrix} 1 \\ \Phi_{V,2} \\ \Phi_{V,3} \\ \Phi_{V,4} \\ \Phi_{V,5} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,000 \\ -1,432 \\ 1,445 \\ -1,035 \\ 0,351 \end{bmatrix} \quad \text{normiranje} \rightarrow \quad \{\Phi_V\} = \begin{bmatrix} 0,692 \\ -0,991 \\ 1,000 \\ -0,716 \\ 0,243 \end{bmatrix}$$

Izračunal sem vseh 5 nihajnih oblik in jih zbral v preglednico. Nihajne oblike sem tudi narisal.

*Preglednica 36: Nihajne oblike objekta za smer X*

Etaža	$\Phi_I$	$\Phi_{II}$	$\Phi_{III}$	$\Phi_{IV}$	$\Phi_V$
1	0,2207	0,6340	1,0000	0,9811	0,6921
2	0,4948	1,0000	0,5015	-0,6014	-0,9912
3	0,7313	0,6433	-0,8747	-0,4364	1,0000
4	0,9044	-0,1896	-0,6819	1,0000	-0,7163
5	1,0000	-0,8917	0,7521	-0,4816	0,2428



*Slika 36: Nihajne oblike objekta v smeri X*

Sedaj, ko imamo znane nihajne oblike, lahko izračunamo faktorje participacije  $\Gamma_i$ , ki določajo velikost prispevka posamezne nihajne oblike na končne obremenitve v konstrukciji.

Naslednji postopek je poenostavljen in točno velja samo za simetrične stavbe. Torej ta postopek točno velja samo za smer X obravnavanega objekta, saj je konstrukcija okoli te osi simetrična.

Ker je objekt tlorisno pravilen, bi po predpisih lahko ta postopek uporabili tudi za analizo vzdolž osi Y, vendar bi bili rezultati približni, saj konstrukcija okoli osi Y ni povsem simetrična.

Faktorji participacije se za ravninska nihanja, kjer predpostavimo, da so mase skoncentrirane na nivojih etaž in ima vsaka masa le po eno prostostno stopnjo (vodoravni pomik v obravnavani smeri), lahko določijo po izrazu 6-19.

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} \quad (6-19)$$

Pri tem je: 
$$L_i = \sum_{j=1}^n \Phi_{ij} \cdot m_j$$

$$M_i = \sum_{j=1}^n \Phi_{ij}^2 \cdot m_j$$

*Preglednica 37: Faktorji participacije za vse nihajne oblike*

$\Gamma_I$	$\Gamma_{II}$	$\Gamma_{III}$	$\Gamma_{IV}$	$\Gamma_V$
1,2617	0,4299	0,2383	0,1592	0,0787

Če bi radi določili, koliko nihajnih oblik je nujno potrebno upoštevati v predpisu, moramo poznati efektivne mase, ki se aktivirajo pri posameznih nihajnih oblikah. Efektivne mase se izračunajo po izrazu 6-20.

$$m_{i,eff} = L_i \cdot \Gamma_i \quad (6-20)$$

*Preglednica 38: Efektivne mase  $m_{i,eff}$  v tonah*

$m_{I,eff}$	$m_{II,eff}$	$m_{III,eff}$	$m_{IV,eff}$	$m_{V,eff}$
1367,8	158,3	55,7	22,3	6,0

Velikost vsote vseh efektivnih mas znaša natanko toliko, kot je masa celotne konstrukcije. Predpis pa zahteva, da upoštevamo vsaj toliko nihajnih oblik, da je aktivirano vsaj 90 % vse mase konstrukcije in so upoštevane vse nihajne oblike z efektivnimi masami večjimi ali enakimi 5 % celotne mase konstrukcije. Deleži aktiviranih mas pri posameznih nihajnih oblikah so prikazani v naslednji preglednici.

*Preglednica 39: Deleži efektivnih mas*

Nihajna oblika	I.	II.	III.	IV.	V.
$m_{i,eff}/m$	<b>0,850</b>	<b>0,098</b>	0,035	0,014	0,004
$\Sigma m_{i,eff}/m$	<b>0,850</b>	<b>0,948</b>	0,982	0,996	1,000

Iz zgornje preglednice je razvidno, da bi po predpisu morali upoštevati vsaj prvi dve nihajni obliki. Jaz bom v nadaljevanju vseeno upošteval vse nihajne oblike.

Za določitev vodoravnih potresnih sil in pomikov sedaj potrebujemo le še vrednosti projektnega spektra pospeškov za posamezne nihajne oblike, ki se izračunajo z enačbo 3-9 tako, da za vsako nihajno obliko posebej upoštevamo lastni nihajni čas iz preglednice 35.

*Preglednica 40: Projektni pospeški  $S_{d,i}$  v  $m/s^2$*

$S_{d,I}$	$S_{d,II}$	$S_{d,III}$	$S_{d,IV}$	$S_{d,V}$
1,115	2,136	2,136	2,092	2,035

Končno lahko določimo projektne vodoravne potresne sile na konstrukcijo. Sile določimo za vsako nihajno obliko posebej z izrazom 6-21. Ta izraz je enostaven, obenem pa že upošteva razporeditev potresnih sil po etažah.

$$F_{b,ij} = \Phi_{ij} \cdot m_j \cdot \Gamma_i \cdot S_{d,i} \quad (6-21)$$

*Preglednica 41: Potresne sile  $F_{b,ij}$  v kN*

Nihajna oblika	I.	II.	III.	IV.	V.
$F_{b,i1}$	99,0	185,7	162,4	104,3	35,3
$F_{b,i2}$	222,0	292,9	81,4	-63,9	-50,6
$F_{b,i3}$	328,1	188,4	-142,0	-46,4	51,1
$F_{b,i4}$	405,7	-55,5	-110,7	106,3	-36,6
$F_{b,i5}$	469,7	-273,5	127,9	-53,6	13,0
$\Sigma F_{b,i}$	<b>1524,5</b>	<b>338,1</b>	<b>118,9</b>	<b>46,7</b>	<b>12,2</b>

Za izračun notranjih statičnih količin za dimenzioniranje AB prerezov moramo vse zahtevane nihajne oblike upoštevati tako, da obtežimo statični model konstrukcije z obtežnimi primeri,

ki vsebujejo sile iz posameznih nihajnih oblik. Nato te obtežne primere med seboj kombiniramo po SRSS ali CQC kombinaciji.

CQC kombinacija je splošna, vendar kompleksna. SRSS kombinacija je poenostavitev CQC kombinacije in se lahko uporabi, kadar se vrednosti sosednjih nihajnih časov med seboj razlikujejo vsaj za 20 %. Predpis sicer dopušča, bolj blag kriterij, 10 % razlike, ki pa je glede medsebojnih sklopljenosti posameznih nihajnih oblik preblag. Večina gradbenih konstrukcij, tudi obravnavana, zadošča kriteriju za uporabo SRSS kombinacije, ki je koren vsote kvadratov posameznih nihajnih oblik.

$$F_b = \sqrt{\sum_{i=1}^N F_{b,i}^2}$$

V program za statično analizo konstrukcij vnesem 5 obtežnih primerov, za vsako nihajno obliko po enega, nato ustvarim SRSS kombinacijo vseh obtežnih primerov in poženem analizo. Notranje prečne sile po posameznih etažah seštejem in dobim celotno vodoravno potresno silo, ki deluje na objekt v smeri X.

*Vektor 10:  $\{F_{b,x}\}$  v kN*

$F_{x,1}$	141
$F_{x,2}$	209
$F_{x,3}$	291
$F_{x,4}$	365
$F_{x,5}$	561
$\Sigma F_{x,j}$	<b>1567</b>

Ker imam narejen prostorski statični model, lahko slučajno ekscentričnost upoštevam z dodatnimi torzijskimi momenti ki znašajo:  $M_{ax,j} = 0,05 \cdot l_{y,j} \cdot F_{x,j}$ . Pri tem je  $l_{y,j} = 16,8 m$  in je enaka za vse etaže.

*Vektor 11:  $\{M_{ax}\}$  v kNm*

$M_{ax,1}$	118
$M_{ax,2}$	176
$M_{ax,3}$	244
$M_{ax,4}$	307
$M_{ax,5}$	471

Projektne pomike  $u_d$  je bolj enostavno izračunati kot sile, saj jih lahko izračunamo direktno iz rezultatov modalne analize, brez vmesne uporabe programa. Sicer jih lahko odčitamo že iz programa iz obtežne kombinacije, kjer smo določili sile. Peš se pomiki za vsako nihajno obliko posebej lahko izračunajo po izrazu 6-22.

$$u_{d,ij} = \Phi_{ij} \cdot \Gamma_i \cdot \frac{S_{d,i}}{\omega_i^2} \quad (6-22)$$

*Preglednica 42: Projektni vodoravni pomiki  $u_{d,ij}$  v metrih*

Nihajna oblika	I.	II.	III.	IV.	V.
$u_{d,i1}$	0,007219	0,001453	0,000438	0,000145	0,000033
$u_{d,i2}$	0,016185	0,002291	0,000220	-0,000089	-0,000048
$u_{d,i3}$	0,023919	0,001474	-0,000383	-0,000065	0,000048
$u_{d,i4}$	0,029582	-0,000434	-0,000299	0,000148	-0,000034
$u_{d,i5}$	0,032709	-0,002043	0,000329	-0,000071	0,000012

Končne projektne pomike v smeri X, ki zajemajo vpliv vseh nihajnih oblik, lahko določimo neposredno iz preglednice 42 po SRSS kombinaciji.

$$u_{d,j} = \sqrt{\sum_{i=1}^N u_{d,ij}^2}$$

*Vektor 12:  $\{u_{d,j}\}$  v metrih*

$u_{d,1}$	0,00738
$u_{d,2}$	0,01635
$u_{d,3}$	0,02397
$u_{d,4}$	0,02959
$u_{d,5}$	0,03277

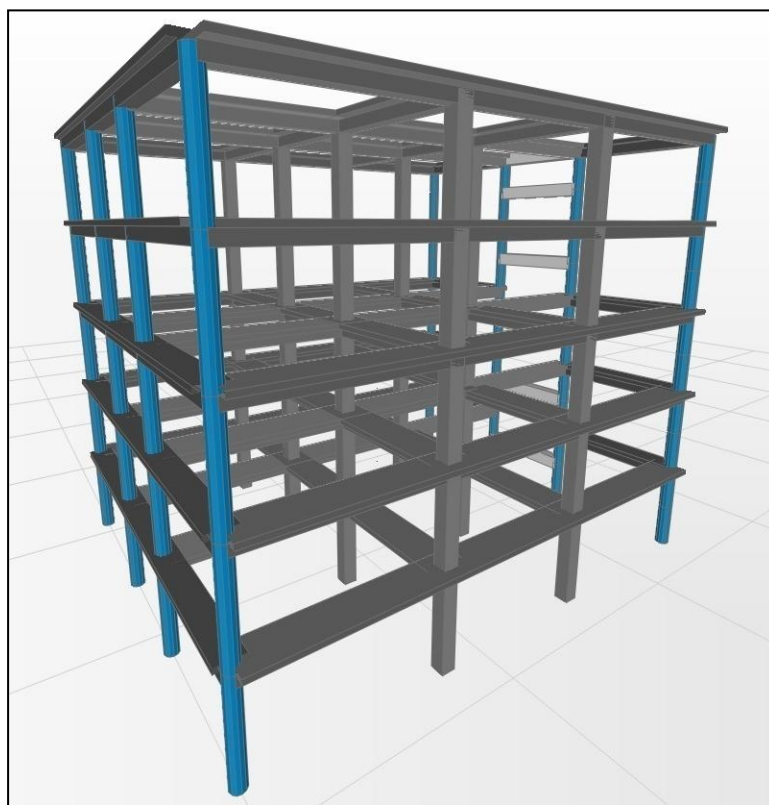


### 6.3.2 Prostorska modalna analiza s programom SAP2000

V prejšnjem razdelku je bilo opaziti, da je z modalno analizo po peš metodi precej dela, izračunal pa sem le potresne obremenitve za eno smer. Poleg tega moramo pri peš metodi ravno tako imeti narejen prostorski model konstrukcije v programu, da lahko čim bolj točno določimo togost konstrukcije v obravnavani smeri.

Modalna analiza objekta s programom je povsem druga pesem. Najprej določimo prostorski model konstrukcije z upoštevanjem razpokanosti prerezov (polovični vztrajnostni momenti in strižni prerezi). Nato vozlišča po posameznih etažah povežemo v toge diafragme, v masna središča etaž obesimo mase v obeh vodoravnih smereh in masni vztrajnostni moment okoli navpične osi, ki se določi po enačbah 6-4 in 6-5. Uvozimo še projektni spekter pomikov in poženemo analizo. Iz dobljenih prečnih sil izračunamo dodatne torzijske momente in z njimi tvorimo dodatne 4 obtežne primere, ki jih z linearnimi obtežnimi kombinacijami iz poglavja 3-6 kombiniramo z vodoravnimi potresnimi silami.

Za določitev notranjih sil za dimenzioniranje prerezov tvorim dve ovojnici, eno za potresne kombinacije s prevladujočim vplivom v smeri X in eno s prevladujočim vplivom v smeri Y.



Slika 37: Prostorski model objekta za modalno analizo

Rezultati modalne analize so podani v preglednici 43. Prva nihajna oblika je pretežno translacijska v smeri X, druga nihajna oblika je pretežno translacijska v smeri Y, tretja pa je rotacijska okrog navpične osi Z. Ker sta prvi dve nihajni obliki pretežno translacijski, je konstrukcija torzijsko toga.

*Preglednica 43: Nihajni časi in efektivne mase*

Nih. oblika	T [s]	$m_{\text{eff}}(u_x)$	$m_{\text{eff}}(u_y)$	$m_{\text{eff}}(r_z)$	$\Sigma m_{\text{eff}}(u_x)$	$\Sigma m_{\text{eff}}(u_y)$	$\Sigma m_{\text{eff}}(r_z)$
1	<b>0,958</b>	<b>0,850</b>	0	0,305	0,850	0	0,305
2	<b>0,929</b>	0	<b>0,783</b>	0,175	0,850	0,783	0,481
3	<b>0,779</b>	0	0,067	<b>0,370</b>	0,850	0,850	0,851
4	0,314	<b>0,098</b>	0	0,035	0,948	0,850	0,886
5	0,305	0	<b>0,090</b>	0,020	0,948	0,940	0,906
6	0,257	0	0,008	<b>0,043</b>	0,948	0,948	0,949
7	0,184	<b>0,034</b>	0	0,012	0,982	0,948	0,961
8	0,179	0	<b>0,031</b>	0,006	0,982	0,979	0,967
9	0,152	0	0,003	<b>0,015</b>	0,982	0,982	0,983
10	0,132	<b>0,014</b>	0	0,005	0,996	0,982	0,988
11	0,129	0	<b>0,012</b>	0,002	0,996	0,994	0,990
12	0,110	0	0,002	<b>0,006</b>	0,996	0,996	0,996
13	0,108	<b>0,004</b>	0	0,001	1,000	0,996	0,998
14	0,106	0	<b>0,003</b>	0,001	1,000	0,999	0,998
15	0,091	0	0,001	<b>0,002</b>	1,000	1,000	1,000

Ker program ne izpisuje etažnih potresnih sil, jih moram določiti s seštevanjem prečnih sil po posameznih etažah za vsako glavno smer posebej. Torzijske momente za upoštevanje slučajne ekscentričnosti izračunam po izrazih 6-9.

*Preglednica 44: Vodoravne potresne sile in dodatni torzijski momenti*

Etaža	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$	$l_x$	$l_y$	$e_{a,x}$	$e_{a,y}$	$M_{a,x}$	$M_{a,y}$
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
1	131	128	17,85	16,80	0,89	0,84	110	115
2	218	216	17,85	16,80	0,89	0,84	183	193
3	282	282	17,85	16,80	0,89	0,84	237	252
4	377	375	17,85	16,80	0,89	0,84	317	335
5	562	547	17,85	16,80	0,89	0,84	472	488
<b>Skupaj:</b>	<b>1570</b>	<b>1548</b>					<b>1319</b>	<b>1383</b>

## 6.4 PRIMERJAVA REZULTATOV MED RAZLIČNIMI METODAMI

Rezultate bom primerjal med metodo z vodoravnimi silami, modalno analizo po peš postopku in modalno analizo, izvedeno s programom SAP2000. Primerjavo bom izvedel samo za smer X, ker sem v tej smeri izvedel vse tri postopke analize. V preglednici 45 bom med seboj primerjal vodoravne potresne sile in projektne pomike v smeri X.

*Preglednica 45: Primerjava rezultatov različnih dinamičnih analiz konstrukcije*

Etaža	Vodoravne sile		Modalna analiza peš		Modalna analiza SAP	
	$F_{b,x}$ [kN]	$u_{d,x}$ [cm]	$F_{b,x}$ [kN]	$u_{d,x}$ [cm]	$F_{b,x}$ [kN]	$u_{d,x}$ [cm]
1	100	0,73	141	0,74	131	0,74
2	201	1,62	209	1,64	218	1,64
3	301	2,41	291	2,40	282	2,40
4	402	3,01	365	2,96	377	2,97
5	526	3,35	561	3,28	562	3,29
<b>Skupaj:</b>	<b>1530</b>		<b>1567</b>		<b>1570</b>	

Osnovni nihajni časi so v vseh treh primerih enaki in znašajo  $T_1 = 0,958$  s. Rezultati so si zelo podobni, glede na to, da so bili dobljeni na različne načine. To, da je potresna sila, dobljena z metodo z vodoravnimi silami tako podobna sili, dobljeni z modalno analizo, je povsem naključno. To naključje se kaže že v razporedu prečnih sil po višini, ki se od razporeda pri modalni analizi nekoliko bolj razlikuje. Rezultati metode z vodoravnimi silami se od rezultatov modalne analize razlikujejo, ker je prva ekvivalentna statična metoda in je približna. Rezultati obeh modalnih analiz pa se med seboj razlikujejo predvsem zaradi ročnega vnašanja podatkov v program za izračun SRSS kombinacije vseh nihajnih oblik in zaokroževanja. Poleg tega je pri peš postopku v modalni analizi upoštevan ravninski model konstrukcije, kjer imajo mase samo po eno prostostno stopnjo, v programu pa je upoštevan prostorski model, kjer imajo mase po tri prostostne stopnje.

Za preverjanje objekta na mejna stanja (dimenzioniranje, kontrola pomikov) bom uporabil rezultate modalne analize, opravljene s programom.

## 6.5 MEJNI POMIKI IN VPLIV TEORIJE DRUGEGA REDA

### 6.5.1 Mejno stanje uporabnosti (omejitev poškodb)

Kriteriju mejnih stanj uporabnosti (MSU) zadostimo, če so dejanski etažni pomiki manjši od največjih dovoljenih etažnih pomikov. Kontrola etažnih pomikov se izvede po izrazu 6-23.

$$v \cdot d_r \leq \alpha \cdot h \quad (6-23)$$

Pri tem je:  $v$  ... redukcijski faktor, ki upošteva povratno dobo potresa,

$d_r = d_{s,j} - d_{s,j-1}$  ... projektni etažni pomik,

$d_{s,j} = q \cdot u_{d,j}$  ... pomik točke konstrukcijskega sistema v etaži  $j$ ,

$u_{d,j}$  ... pomik točke etaže  $j$ , izračunan z linearno potresno analizo konstrukcije,

$\alpha$  ... faktor, odvisen od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov,

$h$  ... etažna višina.

Preglednica 46: Redukcijski faktor  $v$  (Vir: SIST EN 1998-1)

Kategorija	I	II	III	IV
$v$	0,5	0,5	0,4	0,4

Preglednica 47: Faktor  $\alpha$  (Vir: SIST EN 1998-1)

Opis nekonstrukcijskih elementov	$\alpha$
Nekonstrukcijski elementi iz krhkih materialov	0,0050
Stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi	0,0075
Stavbe, kjer deformacije konstrukcije ne vplivajo na nekonstrukcijske elemente	0,0100

Iz ovojníc potresnih vplivov v smeri X in Y odčitam pomike  $u_d$ . Redukcijski faktor znaša za kategorijo pomembnosti II  $v = 0,5$ . V stavbi bodo duktilni nekonstrukcijski elementi (montažne predelne stene in fasada):  $\alpha = 0,0075$ . Vse količine spodaj so izražene v cm.

Preglednica 48: Kontrola etažnih pomikov

Etaža	$u_{d,x}$	$u_{d,y}$	$d_{r,x}$	$d_{r,y}$	$v \cdot d_{r,x}$	$v \cdot d_{r,y}$	$\alpha \cdot h$	smer X	Smer Y
1	0,74	0,67	2,29	2,08	1,15	1,04	2,25	OK!	OK!
2	1,64	1,48	2,79	2,51	<b>1,40</b>	<b>1,26</b>	2,25	OK!	OK!
3	2,40	2,17	2,36	2,14	1,18	1,07	2,25	OK!	OK!
4	2,97	2,69	1,77	1,61	0,89	0,81	2,25	OK!	OK!
5	3,29	2,98	0,99	0,90	0,50	0,45	2,25	OK!	OK!

### 6.5.2 Vpliv teorije drugega reda

Ker pri analizi ni bila upoštevana teorija drugega reda, je treba dokazati, da je ni treba upoštevati. Vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, če je koeficient občutljivosti za etažne pomike  $\theta$  manjši od 0,1:  $\theta \leq 0,10$ . Koeficient  $\theta$  se določi po izrazu 6-24.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (6-24)$$

Pri tem je:  $P_{tot}$  ... celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo (pri potresu),

$d_r$  ... projektni etažni pomik,

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

$h$  ... višina etaže.

Celotne sile težnosti določim iz potresnih mas posameznih etaž. Projektne pomike prepisem iz preglednice 48. Celotne prečne sile seštejem iz preglednice 44. Višine vseh etaž so enake in znašajo  $h = 300 \text{ cm}$ .

*Preglednica 49: Koeficienti občutljivosti za etažne pomike*

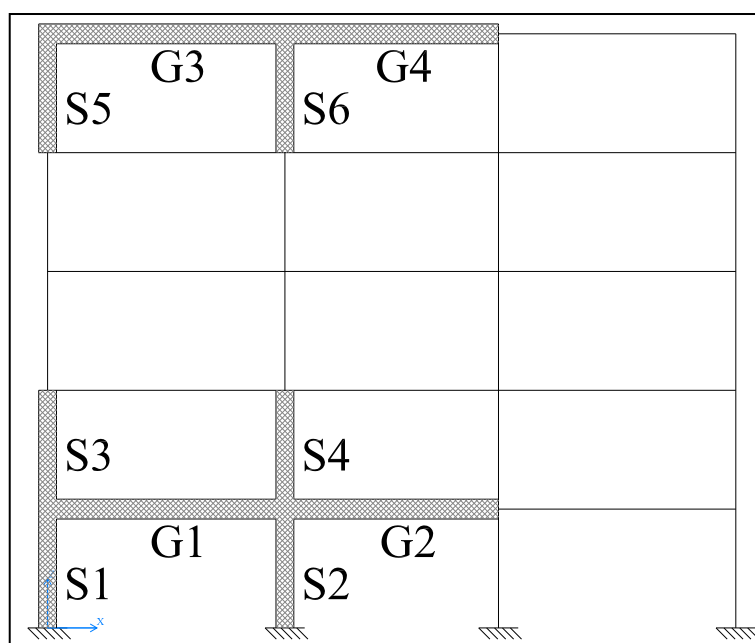
Etaža	$P_{tot}$	$d_{r,x}$	$d_{r,y}$	$V_{tot,x}$	$V_{tot,y}$	$\theta_x$	$\theta_y$
	[kN]	[cm]	[cm]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
1	15790	2,29	2,08	1570	1548	0,077	0,071
2	12660	2,79	2,51	1439	1420	<b>0,082</b>	<b>0,075</b>
3	9540	2,36	2,14	1221	1204	0,061	0,057
4	6410	1,77	1,61	939	922	0,040	0,037
5	3280	0,99	0,90	562	547	0,019	0,018

Ker so vsi koeficienti  $\theta$  za vse etaže in za obe smeri manjši od 0,1, je bilo neupoštevanje vpliva teorije drugega reda pri dinamični analizi upravičeno. Iz zgornje preglednice je razvidno, da smo se mejnim vrednostim koeficienta  $\theta$  najbolj približali v drugi etaži, kjer so bili najbolj kritični tudi mejni pomiki.

## 7 NOTRANJE OBREMENTIVE PREREZOV

Opravljeni sta bili statična in dinamična analiza objekta. Sedaj imamo znane vse notranje statične količine v vseh nosilnih elementih obravnavanega objekta. Zaradi več kombinacij in ovojníc imamo v posameznih prerezih več različnih obremenitev, na katere jih moramo dimenzionirati. Elemente, ki jih bom preveril oziroma dimenzioniral na mejno stanje nosilnosti, najprej označim. Nato za posamezne prereze vse obremenitve zberem v preglednice.

Za dimenzioniranje izberem nekatere izmed označenih elementov iz okvirja X2, ki je v ravnini XZ na koordinati  $Y = 6,40 \text{ m}$ .



Slika 38: Označeni elementi za dimenzioniranje

Pri tem bom prereze določil tako, da bom oznake elementov opremil z indeksi: s – spodaj, z – zgoraj, l – levo, d – desno in p – polje.

Obremenitve zaradi statičnih obtežnih kombinacij bom podajal ločeno od obremenitev zaradi potresnih obtežnih kombinacij. Pri statičnih obtežnih kombinacijah zaradi prevelikega števila različnih obremenitev ne bom upošteval vplivov vetra. Pri potresnih obtežnih kombinacijah bom upošteval le ovojnice rezultatov, dobljenih za smeri X in Y v pozitivni in negativni smeri potresa. S tem bom imel precej manj dela, pri kombinaciji osnih sil z upogibnimi momenti pa bom na varni strani.

## 7.1 NOTRANJE OBREMENTITVE GRED

Vsi momentih v naslednjih preglednicah so izraženi v kNm, sile pa v kN.

### 7.1.1 Greda G1

#### Greda G1, levo

Obremenitev		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	$T_{x,d}$
Statične kom.		18,6	-81,4	-119	8,24
Potres	$M_{max}$	10,0	148	-3,6	8,68
	$M_{min}$	<b>10,0</b>	<b>-234</b>	<b>-127</b>	<b>-0,20</b>

#### Greda G1, polje

Obremenitev		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	$T_{x,d}$
Statične kom.		<b>16,1</b>	<b>130</b>	-	-
Potres	$M_{max}$	8,65	108	<b>61,6</b>	<b>4,44</b>
	$M_{min}$	8,65	33,9	-61,6	-4,44

#### Greda G1, desno

Obremenitev		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	$T_{x,d}$
Statične kom.		14,7	-188	<b>154</b>	<b>-7,93</b>
Potres	$M_{max}$	7,83	75,0	23,6	0,17
	$M_{min}$	<b>7,83</b>	<b>-283</b>	147	-8,71

### 7.1.2 Greda G2

#### Greda G2, levo

Obremenitev		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	$T_{x,d}$
Statične kom.		10,3	-143	-119	4,68
Potres	$M_{max}$	5,36	113	6,90	11,1
	$M_{min}$	<b>5,36</b>	<b>-265</b>	<b>-134</b>	<b>-5,40</b>

#### Greda G2, polje

Obremenitev		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	$T_{x,d}$
Statične kom.		<b>8,85</b>	<b>71,9</b>	-	-
Potres	$M_{max}$	3,91	51,8	<b>79,6</b>	<b>8,73</b>
	$M_{min}$	3,91	17,2	-61,7	-7,73

*Greda G2, desno*

<i>Obremenitev</i>		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	$T_{x,d}$
Statične kom.		7,92	-141	119	-4,32
Potres	$M_{\max}$	2,67	115	-6,70	5,54
	$M_{\min}$	<b>2,67</b>	<b>-269</b>	<b>135</b>	<b>-10,9</b>

**7.1.3 Greda G3***Greda G3, levo*

<i>Obremenitev</i>		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	$T_{x,d}$
Statične kom.		-47,6	-62,1	<b>-120</b>	<b>9,94</b>
Potres	$M_{\max}$	-26,2	10,4	-54,4	6,13
	$M_{\min}$	<b>-26,2</b>	<b>-76,2</b>	-82,0	4,21

*Greda G3, polje*

<i>Obremenitev</i>		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	$T_{x,d}$
Statične kom.		<b>-43,8</b>	<b>150</b>	-	-
Potres	$M_{\max}$	-24,0	94,5	-3,2	3,77
	$M_{\min}$	-24,0	76,9	<b>-30,8</b>	<b>1,85</b>

*Greda G3, desno*

<i>Obremenitev</i>		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	$T_{x,d}$
Statične kom.		<b>-43,2</b>	<b>-180</b>	<b>159</b>	<b>-7,15</b>
Potres	$M_{\max}$	-24,0	-65,3	78,1	-2,96
	$M_{\min}$	-24,0	-145	106	4,88

**7.1.4 Greda G4***Greda G4, levo*

<i>Obremenitev</i>		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	$T_{x,d}$
Statične kom.		<b>-30,8</b>	<b>-151</b>	<b>-120</b>	<b>5,56</b>
Potres	$M_{\max}$	-16,6	-43,4	-52,6	4,80
	$M_{\min}$	-16,6	-131	-85,2	1,06

*Greda G4, polje*

<i>Obremenitev</i>		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	$T_{x,d}$
Statične kom.		<b>-34,2</b>	<b>68,5</b>	-	-
Potres	$M_{\max}$	-17,9	37,8	5,80	2,44
	$M_{\min}$	-17,9	29,8	<b>-26,8</b>	<b>-1,30</b>



*Greda G4, desno*

Obremenitev		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$V_{z,d}$	$T_{x,d}$
Statične kom.		<b>-36,0</b>	<b>-140</b>	<b>116</b>	<b>-4,12</b>
Potres	$M_{max}$	-19,7	-37,5	50,7	4,83
	$M_{min}$	-19,7	-127	83,3	-1,87

**7.2 NOTRANJE OBREMENITVE STEBROV**

Vsi momentih v naslednjih preglednicah so izraženi v kNm, sile pa v kN.

**7.2.1 Steber S1**

*Steber S1, največje obremenitve spodaj*

Obremenitev		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$V_{z,d}$	$V_{y,d}$	$T_{x,d}$
Statične kombinacije		-1341	48,4	-16,1	-23,4	7,93	-
Potres X ( $E_x+M_{a,x}+0,3E_y$ )	$N_{max}$	-596	±142	±70,3	±87,3	±44,9	±3,65
	$N_{min}$	-1002					
Potres Y ( $0,3E_x+E_y+M_{a,y}$ )	$N_{max}$	-726	±64,0	±192	±42,7	±121	±8,46
	$N_{min}$	-872					

**7.2.2 Steber S2**

*Steber S2, največje obremenitve spodaj*

Obremenitev		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$V_{z,d}$	$V_{y,d}$	$T_{x,d}$
Statične kombinacije		-2320	-23,6	-16,9	12,9	8,13	-
Potres X ( $E_x+M_{a,x}+0,3E_y$ )	$N_{max}$	-1272	± 241	± 85,2	± 142	± 50,4	± 5,23
	$N_{min}$	-1364					
Potres Y ( $0,3E_x+E_y+M_{a,y}$ )	$N_{max}$	-1266	± 105	± 241	± 62,1	± 145	± 12,7
	$N_{min}$	-1370					

**7.2.3 Steber S3**

*Steber S3, največje obremenitve zgoraj*

Obremenitev		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$V_{z,d}$	$V_{y,d}$	$T_{x,d}$
Statične kombinacije		-1065	-72,4	-15,9	-47,3	9,03	-
Potres X ( $E_x+M_{a,x}+0,3E_y$ )	$N_{max}$	-490	±138	±72,9	±91,4	±48,8	±4,30
	$N_{min}$	-782					
Potres Y ( $0,3E_x+E_y+M_{a,y}$ )	$N_{max}$	-581	±77,5	±191	±51,9	±127	±9,98
	$N_{min}$	-691					

### 7.2.4 Steber S4

Steber S4, največje obremenitve zgoraj

Obremenitev		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$V_{z,d}$	$V_{y,d}$	$T_{x,d}$
Statične kombinacije		-1853	26,1	24,4	16,5	15,6	-
Potres X ( $E_x+M_{a,x}+0,3E_y$ )	$N_{max}$	-1006	±207	±80,7	±138	±54,0	±6,18
	$N_{min}$	-1075					
Potres Y ( $0,3E_x+E_y+M_{a,y}$ )	$N_{max}$	-1000	±90,7	±221	±60,6	±148	±14,3
	$N_{min}$	-1080					

### 7.2.5 Steber S5

Steber S5, največje obremenitve zgoraj

Obremenitev		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$V_{z,d}$	$V_{y,d}$	$T_{x,d}$
Statične kombinacije		-236	100	15,8	-30,0	8,72	-
Potres X ( $E_x+M_{a,x}+0,3E_y$ )	$N_{max}$	-115	±99,0	±35,3	±59,1	±22,1	±1,66
	$N_{min}$	-143					
Potres Y ( $0,3E_x+E_y+M_{a,y}$ )	$N_{max}$	-124	±73,6	±84,1	±43,8	±52,9	±3,84
	$N_{min}$	-134					

### 7.2.6 Steber S6

Steber S6, največje obremenitve zgoraj

Obremenitev		$N_{x,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	$V_{z,d}$	$V_{y,d}$	$T_{x,d}$
Statične kombinacije		-478	-31,2	25,7	17,6	19,3	-
Potres X ( $E_x+M_{a,x}+0,3E_y$ )	$N_{max}$	-263	±101	±46,3	±60,3	± 22,1	±2,38
	$N_{min}$	-269					
Potres Y ( $0,3E_x+E_y+M_{a,y}$ )	$N_{max}$	-263	±51,0	±105	±30,0	±64,5	±5,51
	$N_{min}$	-269					

## 8 DIMENZIONIRANJE ARMIRANOBETONSKIH PREREZOV

### 8.1 SPLOŠNO

Na splošno je treba pri dimenzioniranju konstrukcije na mejno stanje nosilnosti (MSN) dokazati, da je vektor projektne odpornosti konstrukcije  $\{R_d\}$  večji ali enak vektorju projektnih obremenitev konstrukcije  $\{E_d\}$ :

$$\{E_d\} \leq \{R_d\}. \quad (8-1)$$

Pri tem je:

$$\{E_d\} = \{N_{Ed,x}, M_{Ed,y}, M_{Ed,z}, V_{Ed,z}, V_{Ed,y}, T_{Ed,x}\}^T,$$

$$\{R_d\} = \{N_{Rd,x}, M_{Rd,y}, M_{Rd,z}, V_{Rd,z}, V_{Rd,y}, T_{Rd,x}\}^T.$$

Projektne obremenitve na konstrukcijo se za posamezne prereze in elemente določi s statično in potresno analizo konstrukcije (glej poglavja 1 do 6). Vektorje obremenitev, merodajne za dimenzioniranje, se nato določi iz statičnih in potresnih obtežnih kombinacij (poglavje 7).

V splošnem lahko na konstrukcijo istočasno deluje vseh šest ali pa samo nekaj komponent vektorja obremenitev  $\{E_d\}$ . Tipični elementi, kjer hkrati lahko deluje vseh šest komponent, so stebri (prostorsko obremenjeni nosilni elementi). Pri gredah največkrat delujeta le po dve pomembni komponenti ( $M_{Ed,y}$  in  $V_{Ed,z}$ ), izjemoma tudi štiri (še  $N_{Ed,x}$  in  $T_{Ed,x}$ ).

Čeprav osno-upogibne in strižne komponente vektorja nosilnosti  $\{R_d\}$  med seboj niso povsem neodvisne, jih računsko določamo ločeno in neodvisno. Tako armiranobetonske prereze dimenzioniramo posebej na upogib z osno silo (ali brez osne sile) in posebej na prečno silo s torzijo (ali brez torzije).

Nosilnost elementa konstrukcije na osno silo  $N_{Rd,x}$  in upogibna momenta  $M_{Rd,y}$  in  $M_{Rd,z}$  računamo na nivoju prečnega prereza. Mejni nosilnosti elementa konstrukcije na prečni sili  $V_{Rd,z}$  in  $V_{Rd,y}$  se določata s porušnimi mehanizmi v obliki nadomestnih Mörschejevih ravninskih paličij v ravninah  $xy$  in  $xz$ , ki sta med seboj neodvisni. Mejna torzijska nosilnost  $T_{Rd,x}$  se določi s porušnim mehanizmom nadomestnega prostorskega paličja in se kombinira z mejnima prečnima silama.

## 8.2 MEHANSKE LASTNOSTI MATERIALOV

### 8.2.1 Beton

Beton največ nosi v tlaku, zato je tudi njegov glavni trdnostni parameter karakteristična tlačna trdnost betona  $f_{ck}$ . Slednjo običajni betoni dosežejo približno 28 dni po vgradnji. Če je beton med zorenjem ustrezno negovan in ni podvržen delovanju agresivnega okolja, se mu trdnost večja še nekaj let po vgradnji. Šibka točka betona je majhna natezna trdnost  $f_{ctm}$ , ki je približno 10-krat manjša od karakteristične tlačne trdnosti. Pri dimenzioniranju prereza na upogib z osno silo natezno trdnost betona zanemarimo, vse natege pa prenese armatura, saj so mejne deformacije armature mnogo večje od mejnih deformacij betona, zato je betonski prerez v natezni coni razpokan. Natezno trdnost betona upoštevamo le pri računu strižne odpornosti betonskega prereza.

Preglednica 50: Trdnostne in deformacijske lastnosti betonov običajne trdnosti

Oznaka	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}[kN/cm^2]$	1,20	1,60	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
$f_{ck, cube}[kN/cm^2]$	1,50	2,00	2,50	3,00	3,70	4,50	5,00	5,50	6,00
$f_{cm}[kN/cm^2]$	2,00	2,40	2,80	3,30	3,80	4,30	4,80	5,30	5,80
$f_{ctm}[kN/cm^2]$	0,16	0,19	0,22	0,26	0,29	0,32	0,35	0,38	0,41
$f_{ctk, 0,05}[kN/cm^2]$	0,11	0,13	0,15	0,18	0,20	0,22	0,25	0,27	0,29
$f_{ctk, 0,95}[kN/cm^2]$	0,20	0,25	0,29	0,33	0,38	0,42	0,46	0,49	0,53
$E_{cm}[kN/cm^2]$	2700	2900	3000	3100	3300	3400	3500	3600	3700
$\varepsilon_{c1} [‰]$	1,80	1,90	2,00	2,10	2,20	2,25	2,30	2,40	2,45
$\varepsilon_{cu1} [‰]$	3,50								
$\varepsilon_{c2} [‰]$	2,00								
$\varepsilon_{cu2} [‰]$	3,50								
$n$	2,00								
$\varepsilon_{c3} [‰]$	1,75								
$\varepsilon_{cu3} [‰]$	3,50								

#### 8.2.1.1 Projektne tlačne in natezne trdnosti

Projektna tlačna trdnost betona za dimenzioniranje na MSN se določi po izrazu 8-2.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C \quad (8-2)$$

Pri tem je:  $\alpha_{cc} = 1,0$  ... faktor upoštevanja dolgotrajnih učinkov obtežb na tlačno trdnost,  
 $\gamma_C$  ... delni varnostni faktor za beton.

Projektna natezna trdnost betona za dimenzioniranje na MSN pa se določi po izrazu 8-3.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_C \quad (8-3)$$

Pri tem je:  $\alpha_{ct} = 1,0$  ... faktor upoštevanja dolgotrajnih učinkov obtežb na natezno trdnost,  
 $\gamma_C$  ... delni varnostni faktor za beton.

*Preglednica 51: Delni varnostni faktor za beton (Vir: SIST EN 1992-1-1)*

Projektno stanje	$\gamma_C$
Stalno, potresno ali začasno projektno stanje	1,50
Nezgodno projektno stanje	1,20

### 8.2.1.2 Konstitutivni zakon betona

Za dimenzioniranje betonskih prerezov na osno-upogibno obremenitev se uporablja poenostavljen konstitutivni zakon betona, ki ga opišemo na dveh odsekih s kvadratno parabolo in linearno funkcijo. S konstitutivnim zakonom betona določamo, kolikšne so tlačne napetosti betona  $\sigma_c$  pri poljubni tlačni deformaciji. Za poljubne trdnostne razrede betona se uporablja izraz 8-4.

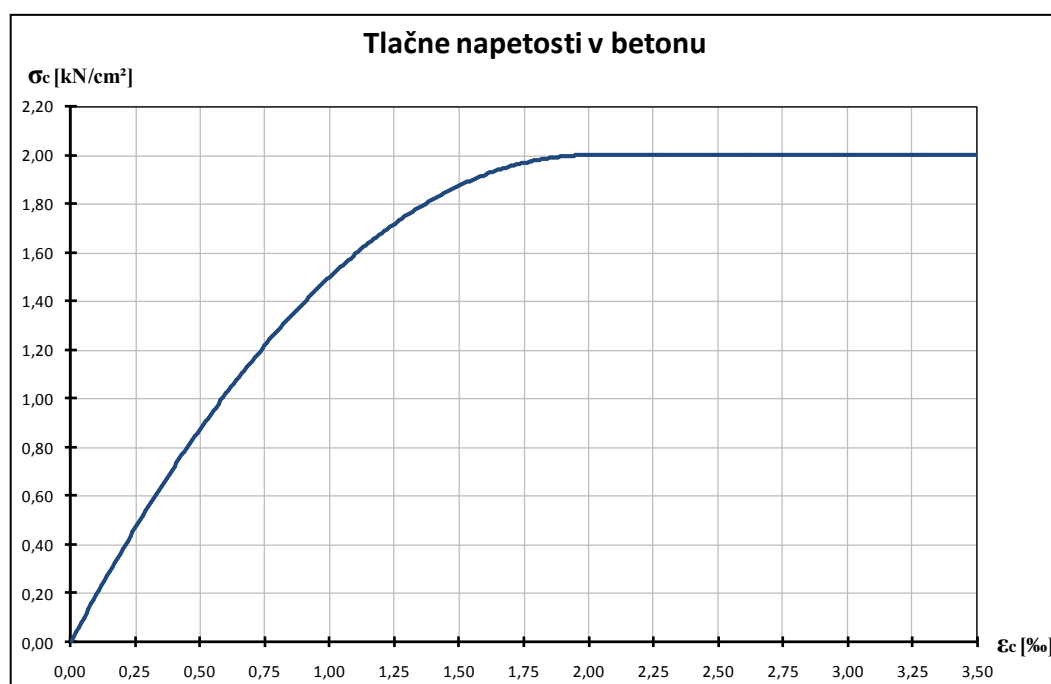
$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{za } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{za } \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases} \quad (8-4)$$

Pri tem je:  $\varepsilon_c$  ... spremenljivka – tlačna deformacija betona,  
 $\varepsilon_{c2}$  ... deformacija pri doseženi največji napetosti betona,  
 $n$  ... eksponent podan v preglednici 50,  
 $\varepsilon_{cu2}$  ... mejna (rušna) deformacija betona.

Za betone običajnih trdnosti (glej preglednico 52) se lahko uporabi poenostavljen izraz 8-5, kjer upoštevamo, da so deformacije s pozitivnim predznakom tlačne. Pri računu se deformacije v izrazu vstavljajo v promilih.

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \cdot \left( \varepsilon_c - \frac{\varepsilon_c^2}{4} \right) & \text{za } 0 \leq \varepsilon_c \leq 2 \\ f_{cd} & \text{za } 2 < \varepsilon_c \leq 3,5 \end{cases} \quad (8-5)$$

Računski konstitutivni zakon betona trdnostnega razreda C30/37 je prikazan na sliki 39.



Slika 39: Konstitutivni zakon betona C30/37

### 8.2.2 Jeklo za armiranje

Jeklo za armiranje nosi enako v tlaku in v nategu, če je v tlaku preprečen uklon armaturnih palic. Običajno ga v betonskih prerezih uporabljamo za prevzem nateznih napetosti pri upogibu in strigu, služi pa lahko tudi za utrditev tlačne cone betona in povečanje duktilnosti betonskega prereza. Če pri računu upoštevamo nosilnost armature v tlaku, moramo tlačne armaturne palice ustrezno uklonsko zavarovati s prečno stremensko armaturo. Po predpisih se lahko na območju Slovenije uporabljajo za armiranje jekla s karakteristično mejo elastičnosti  $f_{yk}$  med 400 in 600 MPa.

Preglednica 52: Trdnostne in deformacijske lastnosti jekla

Oznaka	S400	S450	S500	S560	S600
$f_{yk}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	40,0	45,0	50,0	56,0	60,0
$f_{yd}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	34,8	39,1	43,5	48,7	52,2
$E_s$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	20000	20000	20000	20000	20000
$\epsilon_{yd}$ [‰]	1,74	1,96	2,17	2,43	2,61
$\epsilon_{ud}$ [‰]	≥ 22,5	≥ 22,5	≥ 22,5	≥ 22,5	≥ 22,5

Armaturno jeklo se deli še na razrede duktilnosti A, B in C. V Sloveniji lahko za armiranje dinamično obremenjenih armiranobetonskih elementov uporabljamo le rebrasto armaturo razreda duktilnosti B in C. Torej v obravnavanem objektu lahko plošče armiramo z armaturo razreda A, B ali C, primarne potresne elemente (stebre in grede) pa le z rebrasto armaturo razreda B ali C.

*Preglednica 53: Razredi duktilnosti armature*

Razred duktilnosti	A	B	C
$f_{yk} [kN/cm^2]$	40,0 do 60,0		
$\epsilon_{uk} [‰]$	$\geq 25,0$	$\geq 50,0$	$\geq 75,0$
$\epsilon_{ud} [‰]$	22,5	45,0	67,5

### 8.2.2.1 Projektna natezna in tlačna trdnost jekla

Projektna natezna trdnost jekla  $f_{yd}$  je enaka projektni tlačni trdnosti in se določi po izrazu 8-6.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (8-6)$$

Pri tem je:  $\gamma_s$  ... delni varnostni faktor za jeklo.

*Preglednica 54: Delni varnostni faktor za jeklo (Vir: SIST EN 1992-1-1)*

Projektno stanje	$\gamma_s$
Stalno, potresno ali začasno projektno stanje	1,15
Nezgodno projektno stanje	1,00

### 8.2.2.2 Konstitutivni zakon jekla

Pri računu mejne nosilnosti jekla se uporablja poenostavljeni konstitutivni zakon jekla brez utrditve, ki ga na dveh odsekih zapišemo z linearnima funkcijama po izrazu 8-7.

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \cdot \epsilon_s & \text{za } 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{yd} \\ f_{yd} & \text{za } \epsilon_{yd} < \epsilon_s \leq \epsilon_{ud} \end{cases} \quad (8-7)$$

Pri tem je:  $\sigma_s$  ... natezna ali tlačna napetost jekla,

$E_s$  ... modul elastičnosti jekla,

$\epsilon_s$  ... spremenljivka – deformacija jekla,

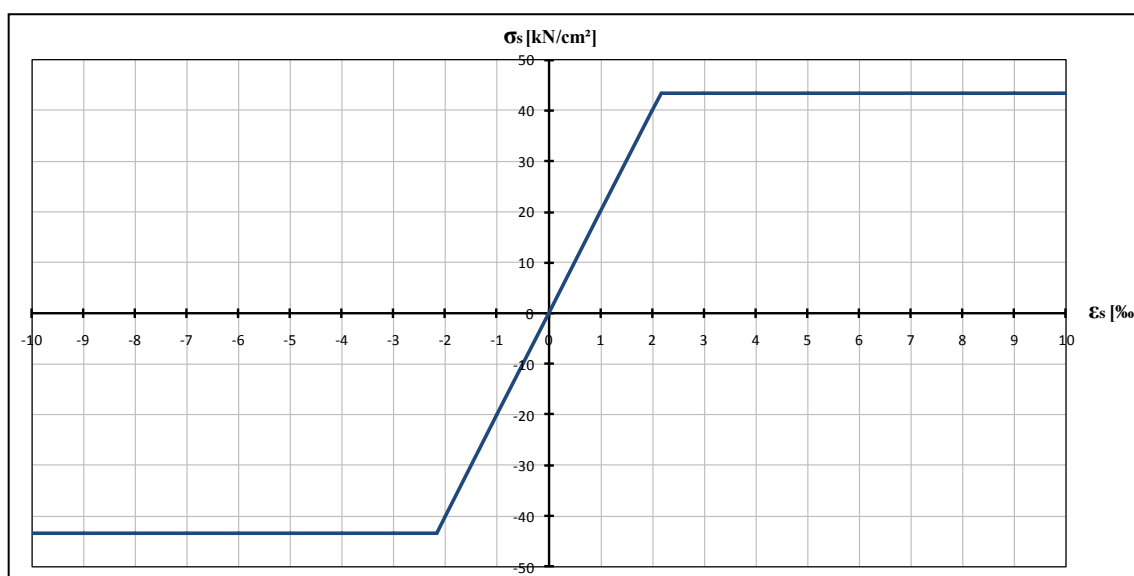
$\epsilon_{yd}$  ... deformacija pri projektni meji elastičnosti – največji napetosti jekla,

$\epsilon_{ud}$  ... mejna (rušna) deformacija jekla.

Vsak trdnostni razred jekla ima svojo mejo elastičnosti (tečenja)  $\varepsilon_{yd}$  [%], ki je odvisna od projektne natezne (tlačne) trdnosti jekla  $f_{yd}$  in modula elastičnosti jekla  $E_s$ .

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s \cdot 1000$$

Mejna deformacija jekla  $\varepsilon_{ud}$  mora odgovarjati posameznim razredom duktilnosti armature. Če pri računu na MSN predpostavimo dogovorno mejno deformacijo  $\varepsilon_{ud} = 10,0$  %, za vse vrste jekel, storimo majhno napako v varno stran.



Slika 40: Konstitutivni zakon jekla S500

Zgoraj na sliki je prikazan računski konstitutivni zakon jekla brez utrjevanja za armaturo S500 pri predpostavljeni "računski" deformaciji jekla  $\varepsilon_{ud} = 10,0$  %.



### 8.3 UPOGIB Z OSNO SILO - SPLOŠNO

Pri upogibu z osno silo nas zanima osna in upogibna odpornost armiranobetonskega (AB) prereza. To so komponente  $N_{Rd,x}$ ,  $M_{Rd,y}$  in  $M_{Rd,z}$  vektorja nosilnosti  $\{R_d\}$ . Osno-upogibno nosilnost AB prereza lahko dokažemo na več načinov. Jaz se bom omejil na dva načina. Prvi način je, da predpostavimo betonski prerez in pozicijo armature, nato pa glede na obremenitev izračunamo količino potrebne armature ali/in povečamo velikost betonskega prereza. Drugi način, ki se mi zdi bolj splošen in uporaben za več primerov pa je, da najprej predpostavimo vse lastnosti AB prereza (velikost ter obliko betonskega prereza in razpored ter količino armature), nato pa narišemo interakcijski diagram mejne nosilnosti prereza. Projektne obremenitve primerjamo z mejno nosilnostjo in po potrebi povečamo ali zmanjšamo količino armature v prerezu.

V obeh primerih preverjanja se v računu upoštevajo naslednje predpostavke:

- poenostavljeni računski konstitutivni zakoni betona in jekla (glej poglavje 8.2),
- beton v nategu nima nosilnosti,
- ravni prerezi pred deformacijo ostanejo ravni tudi po deformaciji (Bernoulli-Navierova hipoteza),
- stik armature z betonom se ne poruši (na mestih stika so deformacije betona enake deformacijam armature),
- porušitev nastopi, ko je vsaj v eni točki kritičnega prereza presežena mejna deformacija betona  $\varepsilon_{cu2}$  ali armature  $\varepsilon_{ud}$ .

#### 8.3.1 Osno-upogibna nosilnost armiranobetonskega prereza

Osno-upogibna nosilnost armiranobetonskega prereza se določi z vektorjem mejne nosilnosti prereza  $\{R_d\} = \{N_{x,Rd}, M_{y,Rd}, M_{z,Rd}\}$ , ki se izračuna z integracijo napetosti betona in armature po prečnem prerezu.

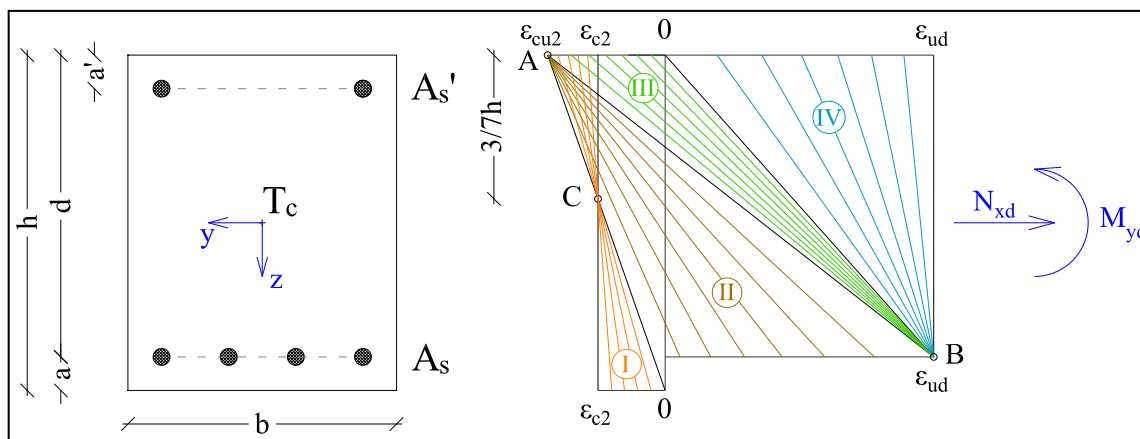
$$N_{x,Rd} = \iint_{A_c} \sigma_c \cdot dA_c + \sum_{i=1}^n \sigma_{s,i} \cdot A_{s,i}$$

$$M_{y,Rd} = \iint_{A_c} z_c \cdot \sigma_c \cdot dA_c + \sum_{i=1}^n z_{s,i} \cdot \sigma_{s,i} \cdot A_{s,i}$$

$$M_{z,Rd} = -\iint_{A_c} y_c \cdot \sigma_c \cdot dA_c - \sum_{i=1}^n y_{s,i} \cdot \sigma_{s,i} \cdot A_{s,i}$$

### 8.3.2 Območja mejnih deformacijskih ravnin

Celotno območje vseh možnih mejnih deformacijskih ravnin, ki jih je neskončno mnogo, razdelimo na 4 različna podobmočja.



Slika 41: Območja mejnih deformacijskih ravnin

Takšen način razdelitve velja za vse vrste prerezov, tudi za dimenzioniranje na dvoosni upogib z osno silo. Pri dvoosnem upogibu je razlika samo ta, da se mejne deformacijske ravnine zasukajo pod kotom  $\alpha$  glede na  $y$  os prereza, mejne deformacije pa se pojavijo na nasprotnih si vogalih, odvisno od predznakov upogibnih momentov. V vseh primerih označujem največjo tlačno deformacijo v betonskem prerezu z  $\varepsilon_1$ , najmanj tlačeno oziroma najbolj natezno deformacijo pa z  $\varepsilon_2$ . Največjo natezno deformacijo armature označujem z  $\varepsilon_s$ , najmanjšo (največjo tlačno) deformacijo armature pa z  $\varepsilon_s'$ .

#### 8.3.2.1 I.območje

Prvo območje je območje male tlačne ekscentričnosti. Mejne deformacijske ravnine v tem območju se vrtijo okoli točke C, ki je od zgornjega dela betonskega prereza odmaknjena za:

$$\left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}}\right) \cdot h \rightarrow \text{Betoni običajne trdnosti: } \left(1 - \frac{-2,0}{-3,5}\right) \cdot h = \frac{3}{7} \cdot h.$$

V tem območju je vedno celoten AB prevez v tlaku. Mejne deformacijske ravnine se vrtijo okrog točke C tako, da gre  $\varepsilon_1$  od  $\varepsilon_{cu2} = -3,5 \%$  do  $\varepsilon_{c2} = -2,0 \%$ . Pri tem gre deformacija na manj tlačnem robu betona  $\varepsilon_2$  od  $0$  do  $\varepsilon_{c2} = -2,0 \%$ . Pri mejni deformacijski ravnini, kjer velja, da je  $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_{c2} = -2,0 \%$ , je največja tlačna osna sila, ki jo prenese AB prevez.

### 8.3.2.2 II. območje

Drugo območje je območje velike tlačne ekscentričnosti. V tem območju se mejne deformacijske ravnine vrtijo okrog točke A tako, da je v vseh ravninah  $\varepsilon_1 = \varepsilon_{cu2} = -3,5 \text{ ‰}$ , največja deformacija armature  $\varepsilon_s$  pa gre od 0 do mejne deformacije jekla  $\varepsilon_{ud}$ , ki ima za različne razrede duktilnosti jekla različne vrednosti. Vrednost  $\varepsilon_{ud}$  lahko pri računu tudi zmanjšamo. Za obremenitve, ki izhajajo iz stalnih projektnih stanj, je včasih to lahko smiselno, saj s tem omejimo velikost razpok betona v natezni coni.

### 8.3.2.3 III. območje

Tretje območje je območje velike natezne ekscentričnosti. V tem območju se mejne deformacijske ravnine vrtijo okrog točke B tako, da je v vseh ravninah  $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud} = 22,5, 45,0$  ali  $67,5 \text{ ‰}$ , odvisno od razreda duktilnosti armature. Največja tlačna deformacija betona gre v tem območju od vrednosti  $\varepsilon_1 = \varepsilon_{cu2} = -3,5 \text{ ‰}$  do 0.

### 8.3.2.4 IV. območje

Zadnje, četrto, območje je območje male natezne ekscentričnosti. V tem območju se celoten prerez nahaja v nategu, zato vse obremenitve prenese armatura, beton pa ne nosi nič. Mejne deformacijske ravnine se v tem območju vrtijo okrog točke C tako, da je  $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud}$  v vseh ravninah, najmanjša natezna deformacija armature pa gre od  $\varepsilon_s' = \varepsilon_s'(\varepsilon_1 = 0)$  do  $\varepsilon_s' = \varepsilon_{ud}$ .

## 8.3.3 Računska orodja in programi za dimenzioniranje

Danes, ob široki uporabi zmogljivih računalnikov, dimenzioniranje armiranobetonskih prerezov s pomočjo tabel in brez dimenzijskih normiranih interakcijskih diagramov mejne nosilnosti predstavlja počasen in konservativen postopek. Zato je za dimenzioniranje smiselno uporabljati računalniška orodja in programe.

Na trgu obstaja že precej programov za dimenzioniranje AB prerezov. Pri nas je na primer na voljo brezplačen program za dimenzioniranje na upogib z osno silo *DIAS-P*, ki se ga pogosto uporablja. Predvsem je nepogrešljiv pri študiju na naši fakulteti. Na spletu sem našel tuj program *Gala Reinforcement*, ki je tudi brezplačen. *Gala Reinforcement* ima za

dimenzioniranje vgrajenih več različnih predpisov (Eurocode 2, British Standard, DIN, ...). Uporabniški vmesnik tega programa je pregleden in do uporabnika prijazen.

Za dimenzioniranje armiranobetonskih prerezov na upogib z osno silo sem v programu Excel izdelal lastni računski orodji **X8-1.01** in **ID 4.06**, ki sta uporabna za nekaj najbolj pogostih oblik prečnih prerezov. Računski orodji sta priloženi k diplomski nalogi v elektronski obliki. Orodji sta namenjeni tudi dimenzioniranju na prečno silo in torzijo.

Orodje **X8-1.01** izračuna potrebno količino natezne armature v pravokotnih prerezih pri enoosnem upogibu z osno silo v področju velike ekscentričnosti. Količino potrebne armature računa s pomočjo izpeljanih brezdimenzijskih koeficientov.

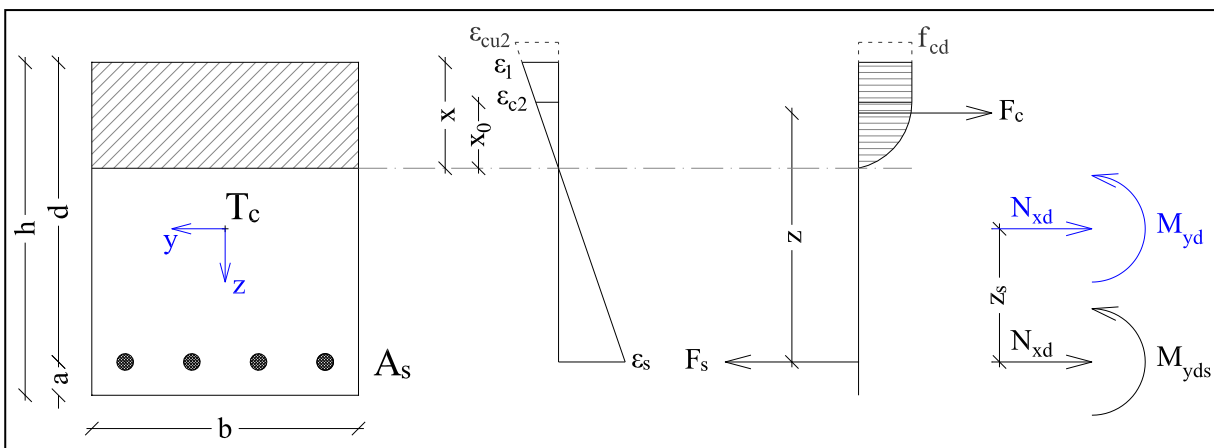
Orodje **ID 4.06** je bolj splošno, saj z interakcijskimi diagrami pokriva vsa območja deformacijskih mejnih ravnin AB prerezov. Primerno je za preverjanje poljubnih pravokotnih, T in krožnih prerezov na enoosni upogib z osno silo ter za preverjanje poljubnih pravokotnih in krožnih prerezov na dvoosni upogib z osno silo. Orodje deluje tako, da za 116 (po korakih izbranih) mejnih deformacijskih ravnin iz vseh štirih območij izračuna mejne nosilnosti na osno silo  $N_{Rd,x}$  in upogibni moment  $M_{Rd,y}$  ( $M_{Rd,j}$  – glej poglavje 8.5) ter za vseh 116 parov momentov in osnih sil (M-N) nariše točke na diagramu, ki jih linearno poveže med seboj. Tako za vsak podan prerez orodje izdelava interakcijski diagram M-N (ID M-N) mejne nosilnosti AB prereza. Na diagram orodje vriše tudi točko podane obremenitve. Po izračunu le še preverimo, če se točka nahaja znotraj ID mejne nosilnosti, sicer povečamo armaturo.

## 8.4 ENOOSNI UPOGIB Z OSNO SILO

Enoosni upogib z osno silo je poseben primer upogiba, kjer preverjamo nosilnost prereza le za osno silo  $N_{Rd,x}$  in upogibni moment  $M_{Rd,y}$ . Ta primer je zelo pogost, pri računu pa lahko upoštevamo celo vrsto poenostavitev.

### 8.4.1 Pravokotni prerezi – velika ekscentričnost, enojna armatura

V tem podpoglavju bom prikazal celoten postopek izračuna potrebne natezne armature v enojno armiranih pravokotnih prerezih. Izpeljal bom vse brezdimenzijske koeficiente za dimenzioniranje pravokotnih prerezov pri uporabi betonov običajne trdnosti.



Slika 42: Enoosni upogib pravokotnega prereza z enojno armaturo

#### 8.4.1.1 Potrebna količina natezne armature

Potrebna količina natezne armature  $A_s$  se najbolj točno izračuna s pomočjo brezdimenzijskih koeficientov  $k_s$ ,  $k_d$  in  $k_x$  po izrazu 8-8. V izrazu 8-8 pomeni  $N_{xd} < 0$  tlak.

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{yds}}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{xd}}{\sigma_s} \quad (8-8)$$

Pri tem je:  $k_s$  ... koeficient natezne armature,

$M_{yds} = M_{yd} - N_{xd} \cdot z_s$  ... statični moment tlačnih napetosti betona,

$d = h - a$  ... statična višina prereza,

$\sigma_s$  ... projektna natezna napetost v armaturi,

$z_s = 0,5 \cdot h - a$  ... oddaljenost armature od težišča betonskega prereza.

Za izbiro koeficienta natezne armature  $k_s$  moramo za obravnavan prerez izračunati koeficient statične višine prereza  $k_d$ , ki se izračuna po izrazu 8-9.

$$k_d = \frac{M_{yds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (8-9)$$

Pri tem je  $b$  širina betonskega prereza,  $f_{cd}$  pa projektna tlačna trdnost betona. Glede na koeficient statične višine prereza  $k_d$ , izračunan po izrazu 8-9, izberemo iz tabele brezdimenzijskih koeficientov pripadajoči  $k_s$ , ki ga vstavimo v izraz 8-8 in izračunamo količino potrebne natezne armature. Iz iste preglednice odčitamo tudi pripadajočo napetost  $\sigma_s$ .

#### 8.4.1.2 Račun brezdimenzijskih koeficientov v tabelah

##### *Mejne deformacijske ravnine*

Mejne deformacijske ravnine v področju velike ekscentričnosti se razdelijo v dve območji (glej poglavje 8.3.2):

II. območje:  $\varepsilon_1 = \varepsilon_{cu2} = -3,50\text{‰}, \quad 1,50\text{‰} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}$

III. območje:  $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud} = konst, \quad 0,00 \leq \varepsilon_1 \leq -3,50\text{‰}$

##### *Globina tlačne cone*

Globina tlačne cone  $x$  in globina dela tlačne cone, kjer napetosti betona potekajo po kvadratni paraboli,  $x_o$ , se izračunata po izrazih 8-10.

$$x = k_x \cdot d \quad \text{in} \quad x_o = k_{x_o} \cdot d \quad (8-10)$$

Pri tem je:  $k_x$  ... koeficient globine tlačne cone,

$k_{x_o}$  ... koeficient globine, kjer napetosti betona potekajo po kvadratni paraboli.

Koeficienta  $k_x$  in  $k_{x_o}$  se izračunata po izrazih 8-11 in 8-12.

$$k_x = \frac{-\varepsilon_1}{-\varepsilon_1 + \varepsilon_s} \quad (8-11)$$

$$k_{x_o} = \begin{cases} k_x & \text{za } 0 \leq \varepsilon_1 \leq -2,0 \\ \frac{-2}{-\varepsilon_1 + \varepsilon_s} & \text{za } -2,0 < \varepsilon_1 \leq -3,5 \end{cases} \quad (8-12)$$

Pri tem je:  $\varepsilon_1$  ... največja tlačna deformacija betona v prerezu (negativne vrednosti),

$\varepsilon_s$  ... največja natezna deformacija armature (pozitivne vrednosti).

***Uvedba brezdimenzijske koordinate***

Za izračun brezdimenzijskih koeficientov uvedem brezdimenzijsko koordinato  $p$ .

$$\varepsilon_c(p) = \frac{p}{k_x} \cdot \varepsilon_1 \quad \text{za } 0 \leq p \leq k_x \quad (8-13)$$

$$\bar{\sigma}_c(p) = \begin{cases} \frac{p}{k_x} \cdot \left( \varepsilon_1 - \frac{p}{k_x} \cdot \frac{\varepsilon_1^2}{4} \right) & \text{za } 0 \leq p \leq k_{x0} \\ 1 & \text{za } k_{x0} < p \leq k_x \end{cases} \quad (8-14)$$

***Rezultanta tlačnih napetosti betona  $F_c$  in koeficient  $k_c$*** 

Rezultanto  $F_c$  dobimo tako, da integriramo tlačne napetosti po tlačni coni betonskega prereza.

$$F_c = b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \int_0^{k_x} \bar{\sigma}(p) dp = b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot k_c \quad (8-15)$$

$$k_c = \int_0^{k_x} \bar{\sigma}(p) \cdot dp \quad (8-16)$$

Ko v izraz 8-16 vstavimo izraza 8-13 in 8-14, ter vse skupaj integriramo, dobimo izraz 8-17.

$$k_c = -\frac{\varepsilon_1^2}{12 \cdot k_x^2} \cdot k_{x0}^3 - \frac{\varepsilon_1}{2 \cdot k_x} \cdot k_{x0}^2 - k_{x0} + k_x \quad (8-17)$$

***Statični moment tlačnih napetosti betona in koeficient statične višine  $k_d$*** 

Statični moment  $M_{yds}$  izračunamo po izrazu 8-18.

$$M_{yds} = b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot \int_0^{k_x} \bar{\sigma}(p) \cdot (1 - k_x + p) \cdot dp = b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot k_d \quad (8-18)$$

Če izraz 8-18 kombiniramo z izrazom 8-9, dobimo koeficient statične višine  $k_d$ .

$$k_d = \int_0^{k_x} \bar{\sigma}(p) \cdot (1 - k_x + p) \cdot dp \quad (8-19)$$

Da dobimo končni izraz za brezdimenzijski koeficient  $k_d$ , moramo v izraz 8-19 vstaviti izraza 8-13 in 8-14 ter vse skupaj integrirati po spremenljivki  $p$ .

$$k_d = -\frac{\varepsilon_1^2}{16 \cdot k_x^2} \cdot k_{x0}^4 - \left( \frac{\varepsilon_1^2}{12 \cdot k_x^2} - \frac{\varepsilon_1^2}{12 \cdot k_x} + \frac{\varepsilon_1}{3 \cdot k_x} \right) \cdot k_{x0}^3 - \left( \frac{\varepsilon_1}{2 \cdot k_x} - \frac{\varepsilon_1}{2} + \frac{1}{2} \right) \cdot k_{x0}^2 + (k_x - 1) \cdot k_{x0} - \frac{1}{2} k_x^2 + k_x \quad (8-20)$$

***Ročica notranjih sil***

Ročica notranjih sil  $z$  se izračuna tako, da se statično višino prereza  $d$  pomnoži s koeficientom ročice notranjih sil  $k_z$ , ki ga izračunamo z izrazoma 8-17 in 8-20.

$$z = k_z \cdot d = \frac{k_d}{k_c} \cdot d \quad (8-21)$$

***Koeficient natezne armature***

Končno lahko določimo koeficient natezne armature  $k_s$ , ki ga neposredno uporabimo za račun potrebne količine armature v armiranobetonskem prerezu.

$$k_s = \frac{1}{k_z} = \frac{k_c}{k_d} \quad (8-22)$$

**8.4.1.3 Tabeliranje brezdimenzijskih koeficientov**

Za hitro in učinkovito dimenzioniranje je smiselno brezdimenzijske koeficiente tabelirati z računalniškim programom (na primer Excel). Jaz sem to storil tako, da sem v stolpce navpično vnesel 775 mejnih deformacijskih ravnin v II. in III. območju (775 parov deformacij  $\varepsilon_I$  in  $\varepsilon_s$ ). Nato sem za vsak par deformacij po izrazih 8-11, 8-12, 8-17, 8-20, 8-21 in 8-22 izračunal koeficiente  $k_x$ ,  $k_{x0}$ ,  $k_c$ ,  $k_d$ ,  $k_z$  in  $k_s$ .

Pri dimenzioniranju program izračuna koeficient  $k_d$  po izrazu 8-9, poišče enako vrednost koeficienta  $k_d$  iz tabele in za izračun potrebne armature po enačbi 8-8 uporabi pripadajoč koeficient  $k_s$  ter pripadajočo vrednost projektne napetosti armature  $\sigma_s$ . Tako dobljeni rezultati so teoretično točni vsaj na desetinko promila.



#### 8.4.1.4 Primer računa upogibne armature z računskim orodjem X8-1.01

Za primer bom na upogib z osno silo dimenzioniral prerez grede G1 nad levo podporo.

Obremenitev znaša:  $N_{Exd} = N_{xd} = 7,83 \text{ kN}$

$$M_{Eyd} = M_{yd} = -283 \text{ kNm}$$

Geometrija prereza:  $b / h = 45 / 50 \text{ cm}$ ,  $a = 5,0 \text{ cm}$

$$d = 50 - 5 = 45 \text{ cm}, z_s = 0,5 \cdot 50 - 5,0 = 20,0 \text{ cm}$$

Beton in armatura:  $C30/37 \rightarrow f_{cd} = 1,0 \cdot 3,0 / 1,5 = 2,00 \text{ kN/cm}^2$

$$S500-B \rightarrow f_{yd} = 50 / 1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2, \varepsilon_{ud} = 45,0 \text{ ‰}$$

Izračun:

$$M_{yds} = M_{yd} - N_{xd} \cdot z_s = 283 \cdot 100 - 7,83 \cdot 20,0 = 28143 \text{ kNcm}$$

$$k_d = \frac{M_{yds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{28143}{45 \cdot 45^2 \cdot 2,00} = 0,154 \rightarrow k_s = 1,095, \sigma_s = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{yds}}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{xd}}{\sigma_s} = 1,095 \cdot \frac{28143}{45 \cdot 43,5} + \frac{7,83}{43,5} = 15,94 \text{ cm}^2$$

Dejanska armatura: 6 palic  $\phi 20 \text{ mm}$  zgoraj ( $A_{s,dej} = 18,85 \text{ cm}^2$ )

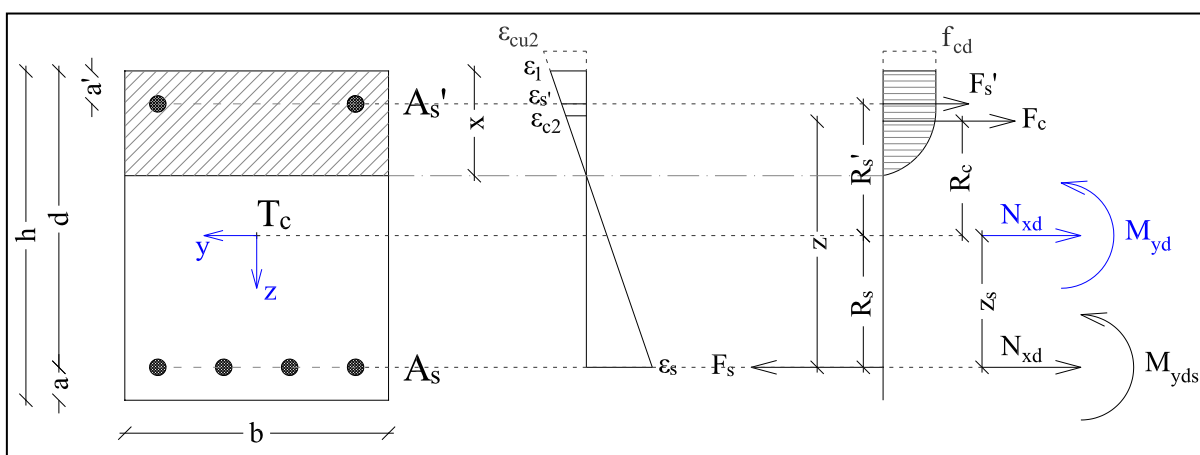
Ostali podatki, ki jih pri izračunu določi program:

- ročica notranjih sil:  $z = 41,1 \text{ cm}$ ,
- tlačna cona betonskega prereza:  $x = 9,36 \text{ cm}$ ,
- mejna deformacijska ravnina:  $\varepsilon_l = -3,50 \text{ ‰}$ ,  $\varepsilon_s = 13,32 \text{ ‰}$ ,
- stopnja armiranja:  $A_{sl} / A_c = 0,84 \text{ ‰}$ .

Vse, kar je bilo potrebno ročno storiti pri tem izračunu, je bila izbira betona in jekla, vnos geometrije prereza ( $b$ ,  $h$  in  $a$ ) ter vnos obtežbe ( $M_{yd}$  in  $N_{xd}$ ), kar vzame le nekaj sekund, orodje nato izračuna vse rezultate v trenutku.

### 8.4.2 Pravokotni prerezi – splošno

V tem podglavju bom opisal, kako se na splošno preverja osno-upogibna nosilnost pravokotnih AB prerezov z uporabo in izdelavo interakcijskih diagramov (ID) za enoosni upogib. Postopek velja za splošne pravokotne prereze s poljubno količino in razporedom primarne in sekundarne armature. Račun velja za vse vrste armature in za vse betone običajnih trdnosti.



Slika 43: Upogib z osno silo v pravokotnem prerezu

#### 8.4.2.1 Integriranje tlačnih napetosti betona – račun tlačne sile betona

##### Globina in širina tlačne cone

Za vsako deformacijsko ravnino najprej izračunam globino tlačne cone  $x$ :

$$x = h \quad \text{za I. območje,}$$

$$x = \frac{-\varepsilon_1}{-\varepsilon_1 + \varepsilon_s} \cdot d \quad \text{za II. in III. območje,} \quad (8-23)$$

$$x = 0 \quad \text{za IV. območje.}$$

Širina prereza tlačne cone je pri pravokotnem prerezu po celotni globini konstantna.

$$b(x) = b = konst \quad (8-24)$$

##### Prevedba integrala na vsoto končnega števila elementov

Tlačno cono v vsaki deformacijski ravnini razdelim na  $n = 100$  lamel.

$$dx = \frac{1}{n} \cdot x = \frac{1}{100} \cdot x = 0,01 \cdot x \quad (8-25)$$

Površino  $i$ -te lamele določim po izrazu 8-26.

$$A_{c,i} = b(x_i) \cdot dx = b\left(\frac{i-0,5}{n} \cdot x\right) \cdot dx = b \cdot dx \quad (8-26)$$

Spremembo deformacije betona na lamelo določim po izrazih 8-27.

$$d\varepsilon_c = \frac{|\varepsilon_1 - \varepsilon_2|}{n} \quad \text{za I. območje,}$$

$$d\varepsilon_c = \frac{|\varepsilon_1|}{n} \quad \text{za II. in III. območje,} \quad (8-27)$$

$$d\varepsilon_c = 0 \quad \text{za IV. območje}$$

Deformacijo betona v središču  $i$ -te lamele določim po izrazu 8-28.

$$\varepsilon_{c,i} = \varepsilon_1 + \frac{i-0,5}{n} \cdot d\varepsilon_c \quad \text{za I., II. in III. območje; v IV. območju je } \varepsilon_{c,i} = 0. \quad (8-28)$$

Tlačna napetost v  $i$ -ti lameli betona se določi po izrazih 8-29.

$$\sigma_{c,i} = f_{cd} \quad \text{za } \varepsilon_{c,i} \leq -2,0 \text{ ‰,} \quad (8-29a)$$

$$\sigma_{c,i} = f_{cd} \cdot \left( -\varepsilon_{c,i} - \frac{\varepsilon_{c,i}^2}{4} \right) \quad \text{za } -2,0 \text{ ‰} < \varepsilon_{c,i} \leq 0 \text{ ‰.} \quad (8-29b)$$

Tlačno silo betona  $i$ -te lamele izračunam po izrazu 8-30.

$$F_{c,i} = \sigma_{c,i} \cdot A_{c,i} \quad (8-30)$$

Oddaljenost težišča  $i$ -te lamele od najbolj tlačnega roba betona določim po izrazu 8-31.

$$t_i = \frac{i-0,5}{n} \cdot x \quad (8-31)$$

### **Izračun tlačne sile betona**

Celotno tlačno silo betona izračunam tako, da seštejem tlačne sile vseh lamel.

$$F_c = \sum_{i=1}^n F_{c,i} \quad (8-32)$$

Oddaljenost prijemališča tlačne sile betona od najbolj tlačnega roba prereza določim po 8-33.

$$t = \frac{1}{F_c} \cdot \sum_{i=1}^n t_i \cdot F_{c,i} \quad (8-33)$$

Izračun tlačne sile betona s seštevanjem po lamelah, kjer tlačno cono betona razdelimo na  $n = 100$  lamel, je v primerjavi s točnim postopkom (integriranje napetosti po prerezu) **natančen vsaj na 4 številska mesta**. Takšna natančnost z inženirskega stališča več kot zadošča in lahko rečemo, da so dobljeni rezultati točni.

#### 8.4.2.2 Račun sil v armaturi

Sile v armaturi so lahko tlačne ali natezne, odvisno od predznaka deformacije v težišču armaturnih palic. V I. območju mejnih ravnin je vsa primarna in sekundarna armatura v tlaku. V mejnih ravninah ostalih treh območij je primarna armatura povsod v nategu, sekundarna armatura pa je v nategu le v delu III. območja in celotnem IV. območju.

Za določitev sile v armaturi moram najprej poznati napetosti v armaturi.

$$\sigma_{s,i} = \frac{|\varepsilon_{s,i}|}{1000} \cdot E_s \quad za \quad |\varepsilon_{s,i}| \leq \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot 1000 \quad (8-34a)$$

$$\sigma_{s,i} = f_{yd} \quad za \quad |\varepsilon_{s,i}| > \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot 1000 \quad (8-34b)$$

V izrazih 8-34 je uporabljen faktor oziroma količnik 1000, ker se pri računu upoštevajo deformacije v promilih.

Sili v primarni in sekundarni armaturi se določi po izrazu 8-35.

$$F_{s,i} = \sigma_{s,i} \cdot A_{s,i} \quad (8-35)$$

#### *Upoštevanje, da na mestih tlačne armature ni betona*

Pri računu sil v tlačni armaturi moram upoštevati, da na mestih armature ni betona, sicer sem pri izračunu na nevarni strani. To upoštevam tako, da pri vsaki armaturni palici v tlaku od tlačnih napetosti jekla odštejem tlačne napetosti betona.

$$F_{s,i} = (\sigma_{s,i} - \sigma_c(\varepsilon_{s,i})) \cdot A_{s,i} \quad za \quad vse \quad \varepsilon_{s,i} < 0 \quad (8-36)$$

### 8.4.2.3 Odpornost armiranobetonskega prereza

Element prenese zunanjo obremenitev, če se v kritičnem prerezu lahko vzpostavi ravnotežje zunanjih in notranjih sil, sicer se poruši. Pri izdelavi interakcijskih diagramov mejne nosilnosti računamo največje notranje sile (projektna odpornost), ki se pojavijo v prerezu tik preden se poruši in jih primerjamo z zunanjimi silami (projektna obremenitev).

#### *Ročice notranjih sil*

Za izračun odpornosti moram določiti ročice notranjih sil:

$$R_c = 0,5 \cdot h - t \quad \dots \text{ročica tlačne sile betona,}$$

$$R_s = z_s = 0,5 \cdot h - a \quad \dots \text{ročica primarne armature,}$$

$$R_s' = 0,5 \cdot h - a' \quad \dots \text{ročica sekundarne armature.}$$

#### *Upogibna odpornost AB prereza*

Upogibna odpornost prereza  $M_{Rd,y}$  se izračuna kot upogibni moment, ki ga v težišču betonskega prereza povzročajo notranje sile betona in armature.

$$M_{Rd,y} = M_{yd} = F_c \cdot R_c + F_s \cdot R_s + F_s' \cdot R_s' \quad (8-37)$$

#### *Osna odpornost AB prereza*

Osna odpornost prereza  $N_{Rd,x}$  se izračuna po izrazu 8-38.

$$N_{Rd,x} = N_{xd} = \frac{M_{Rd,y} - F_c \cdot (R_c + z_s) - F_s' \cdot (R_s' + z_s)}{z_s} \quad (8-38)$$

Pri računu upogibne in osne odpornosti AB prereza z izrazoma 8-37 in 8-38 je potrebno paziti na predznake posameznih notranjih sil (natezne ali tlačne sile).

#### 8.4.2.4 Računski primer z orodjem ID 4.06

Za primer bom na upogib z osno silo dimenzional izmišljen pravokotni prerez.

Obremenitev znaša:  $N_{Exd} = N_{xd} = -720 \text{ kN}$

$$M_{Eyd} = M_{yd} = 450 \text{ kNm}$$

Geometrija prereza:  $b / h = 45 / 50 \text{ cm}$ ,  $a = 5,0 \text{ cm}$ ,  $a' = 5,0 \text{ cm}$

Beton in armatura:  $C30/37 \rightarrow f_{cd} = 1,0 \cdot 3,0 / 1,5 = 2,00 \text{ kN/cm}^2$

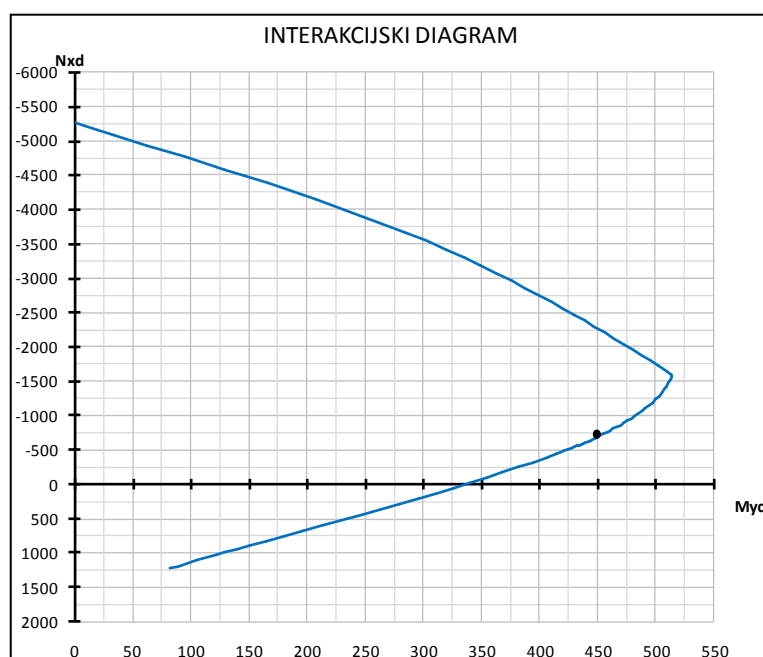
$$S500-B \rightarrow f_{yd} = 50 / 1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2, \varepsilon_{ud} = 45,0 \text{ ‰}$$

$$A_s = 6 \text{ palic } \phi 20 \text{ mm } (A_s = 18,85 \text{ cm}^2)$$

$$A_s' = 3 \text{ palice } \phi 20 \text{ mm } (A_s = 9,43 \text{ cm}^2)$$

Rezultati izračuna:

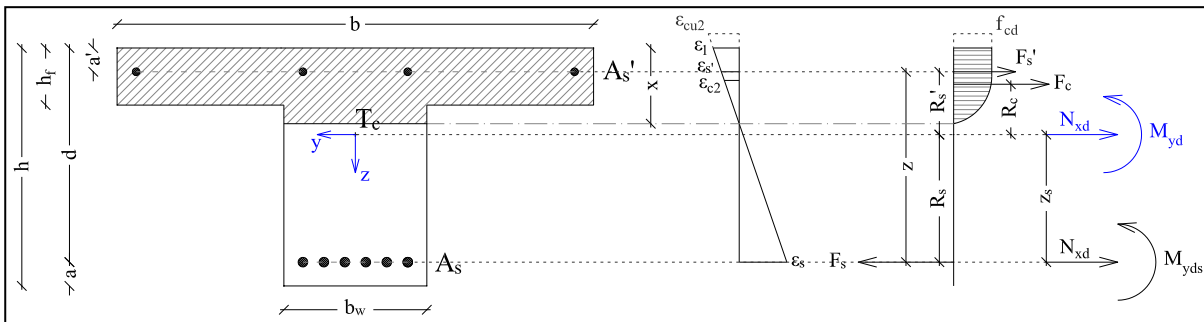
- upogibna nosilnost:  $M_{Rd,y} (N_{Rd,x} = -720 \text{ kN}) = 453,9 \text{ kNm}$
- ročica notranjih sil:  $z = 38,4 \text{ cm}$ ,
- tlačna cona betonskega prereza:  $x = 15,8 \text{ cm}$ ,
- mejna deformacijska ravnina:  $\varepsilon_I = -3,50 \text{ ‰}$ ,  $\varepsilon_s = 6,49 \text{ ‰}$ ,
- stopnja armiranja:  $(A_s + A_s') / A_c = 1,26 \text{ ‰}$ .



Slika 44: Interakcijski diagram M–N za pravokotni prerez

### 8.4.3 T prerezi

Pri T prerezih uporabim enake predpostavke, kot pri pravokotnih prerezih. Razlika je le, da širina prereza ni konstantna po prerezu. Zato tlačno cono razdelim na tlačno cono v pasnici in na tlačno cono v stojini. Ostali koraki računa so enaki, kot pri pravokotnem prerezu.



Slika 45: Upogib z osno silo v T prerezu

#### 8.4.3.1 Integriranje tlačnih napetosti betona – račun tlačne sile betona

##### Globina in širina tlačne cone

Celotno globino tlačne cone  $x$  se izračuna po izrazu 8-23. Globina tlačne cone stojine se določi po izrazu 8-39, globina tlačne cone pasnice pa po 8-40.

$$x_f = \begin{cases} h_f & \text{za } x \geq h_f \\ 0 & \text{za } x < h_f \end{cases} \quad (8-39)$$

$$x_w = \begin{cases} x - h_f & \text{za } x > h_f \\ 0 & \text{za } x \leq h_f \end{cases} \quad (8-40)$$

V T prerezu imamo dve različni širini tlačne cone.

$$\begin{aligned} b(x) &= b & \text{za } 0 \leq x \leq h_f \\ b(x) &= b_w & \text{za } h_f < x \leq h \end{aligned} \quad (8-41)$$

##### Prevedba integrala na vsoto končnega števila elementov

Obe tlačni coni razdelim na  $n = 50$  lamel.

$$\begin{aligned} dx_f &= \frac{1}{n} \cdot x_f = \frac{1}{50} \cdot x_f = 0,02 \cdot x_f \\ dx_w &= \frac{1}{n} \cdot x_w = \frac{1}{50} \cdot x_w = 0,02 \cdot x_w \end{aligned} \quad (8-42)$$

Površino i-te lamele določim po izrazu 8-43.

$$\begin{aligned} A_{c,if} &= b \cdot dx_f = 0,02 \cdot b \cdot x_f \\ A_{c,iw} &= b_w \cdot dx_w = 0,02 \cdot b_w \cdot x_w \end{aligned} \quad (8-43)$$

Izračunati je potrebno deformacijo betona na meji med pasnico in stojino:

$$\varepsilon_{c,f-w} = -\frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_1) \cdot (d - h_f)}{d} + \varepsilon_s \quad (8-44)$$

Spremembo deformacije betona na lamelo določim po izrazih 8-45.

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{c,f} &= \frac{|\varepsilon_1 - \varepsilon_{c,f-w}|}{n} && \text{za I. območje,} \\ d\varepsilon_{c,w} &= \frac{|\varepsilon_{c,f-w} - \varepsilon_2|}{n} \\ d\varepsilon_{c,f} &= \begin{cases} \frac{|\varepsilon_1 - \varepsilon_{c,f-w}|}{n} & \text{za } \varepsilon_{c,f-w} < 0 \\ \frac{|\varepsilon_1|}{n} & \text{za } \varepsilon_{c,f-w} \geq 0 \end{cases} && \text{za II. in III. območje,} \\ d\varepsilon_{c,w} &= \begin{cases} \frac{|\varepsilon_{c,f-w}|}{n} & \text{za } \varepsilon_{c,f-w} < 0 \\ 0 & \text{za } \varepsilon_{c,f-w} \geq 0 \end{cases} \\ d\varepsilon_{c,f} &= d\varepsilon_{c,w} = 0 && \text{za IV. območje.} \end{aligned} \quad (8-45)$$

Deformacijo betona v središču i-te lamele določim po izrazih 8-46.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c,if} &= \varepsilon_1 + \frac{i_f - 0,5}{n} \cdot d\varepsilon_{c,f} && \text{za I., II. in III. območje,} \\ \varepsilon_{c,iw} &= \varepsilon_{c,f-w} + \frac{i_w - 0,5}{n} \cdot d\varepsilon_{c,w} \\ \varepsilon_{c,if} &= \varepsilon_{c,iw} = 0 && \text{za IV. območje.} \end{aligned} \quad (8-46)$$

Tlačne napetosti in sile po lamelah se določijo na enak način, kot pri pravokotnih prerezi (izrazi 8-29 in 8-30).



Oddaljenost težišča  $i$ -te lamele od najbolj tlačnega roba betona se določi po izrazih 8-47.

$$t_{if} = \frac{i_f - 0,5}{n} \cdot x_f$$

$$t_{iw} = x_f + \frac{i_w - 0,5}{n} \cdot x_w$$
(8-47)

### ***Izračun tlačne sile betona***

Celotno tlačno silo betona izračunam tako, da seštejem tlačne sile vseh lamel.

$$F_c = \sum_{if=1}^n F_{c,if} + \sum_{iw=1}^n F_{c,iw} = \sum_{if=1}^n \sigma_{c,if} \cdot A_{c,if} + \sum_{iw=1}^n \sigma_{c,iw} \cdot A_{c,iw}$$
(8-48)

Oddaljenost prijemališča tlačne sile betona od najbolj tlačnega roba prereza določim po 8-49.

$$t = \frac{1}{F_c} \cdot \left( \sum_{if=1}^n t_{if} \cdot F_{c,if} + \sum_{iw=1}^n t_{iw} \cdot F_{c,iw} \right)$$
(8-49)

Račun sil v armaturi poteka na povsem enak način, kot pri pravokotnih prerezih.

### **8.4.3.2 Odpornost armiranobetonskega prereza**

Za določitev ročic notranjih sil moram najprej poznati težišče  $T$  prereza. Za težiščno razdaljo izračunam oddaljenost težišča prereza od najmanj tlačnega roba betonskega prereza.

$$T_c = \frac{b_w \cdot (h - h_f) \cdot 0,5 \cdot (h - h_f) + b \cdot h_f \cdot (h - 0,5 \cdot h_f)}{b_w \cdot (h - h_f) + b \cdot h_f}$$
(8-50)

### ***Ročice notranjih sil***

$R_c = h - T_c - t$  ... ročica tlačne sile betona,

$R_s = z_s = T_c - a$  ... ročica primarne armature,

$R_s' = h - T_c - a'$  ... ročica sekundarne armature.

### ***Upogibna in osna odpornost AB prereza***

Odpornost prereza na upogib z osno silo se tako, kot za pravokotne prereze izračuna z izrazoma 8-37 in 8-38.

### 8.4.3.3 Računski primer z orodjem ID 4.06

Za primer bom na upogib z osno silo dimenzioniral gredo G3 v polju.

Obremenitev znaša:  $N_{Exd} = N_{xd} = -43,8 \text{ kN}$

$$M_{Eyd} = M_{yd} = 150 \text{ kNm}$$

Geometrija prereza:  $b = 140 \text{ cm}$ ,  $h = 50 \text{ cm}$ ,  $b_w = 45 \text{ cm}$ ,  $h_f = 16 \text{ cm}$ ,  $a = a' = 5,0 \text{ cm}$

Beton in armatura:  $C30/37 \rightarrow f_{cd} = 1,0 \cdot 3,0 / 1,5 = 2,00 \text{ kN/cm}^2$

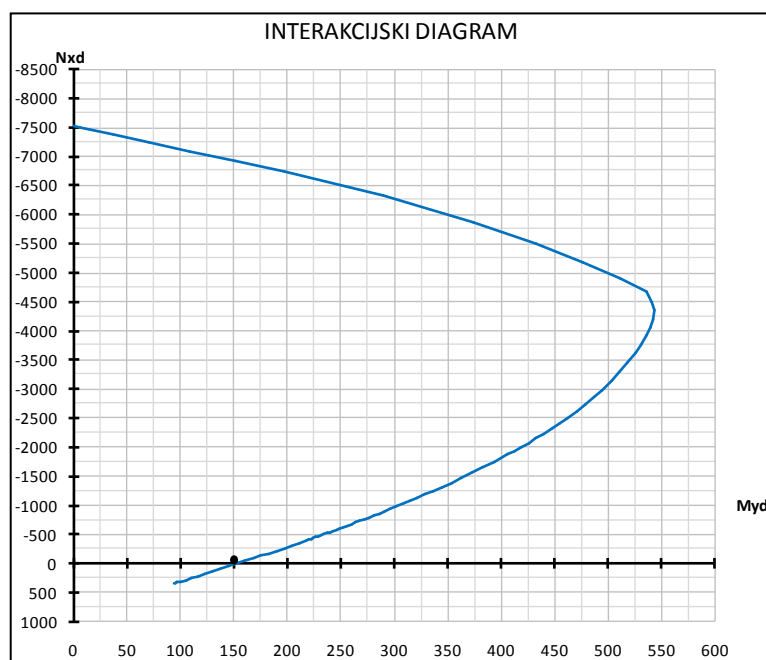
$$S500-B \rightarrow f_{yd} = 50 / 1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2, \varepsilon_{ud} = 45,0 \text{ ‰}$$

$$A_s = 4 \text{ palice } \phi 16 \text{ mm } (A_s = 8,04 \text{ cm}^2)$$

$$A_s' = 0$$

Rezultati izračuna:

- upogibna nosilnost:  $M_{Rd,y} (N_{Rd,x} = -43,8 \text{ kN}) = 162,2 \text{ kNm}$
- ročica notranjih sil:  $z = 44,2 \text{ cm}$ ,
- tlačna cona betonskega prereza:  $x = 2,04 \text{ cm}$ ,
- mejna deformacijska ravnina:  $\varepsilon_l = -2,14 \text{ ‰}$ ,  $\varepsilon_s = 45,0 \text{ ‰}$ ,
- stopnja armiranja:  $(A_s + A_s') / A_c = 0,213 \text{ ‰}$ .



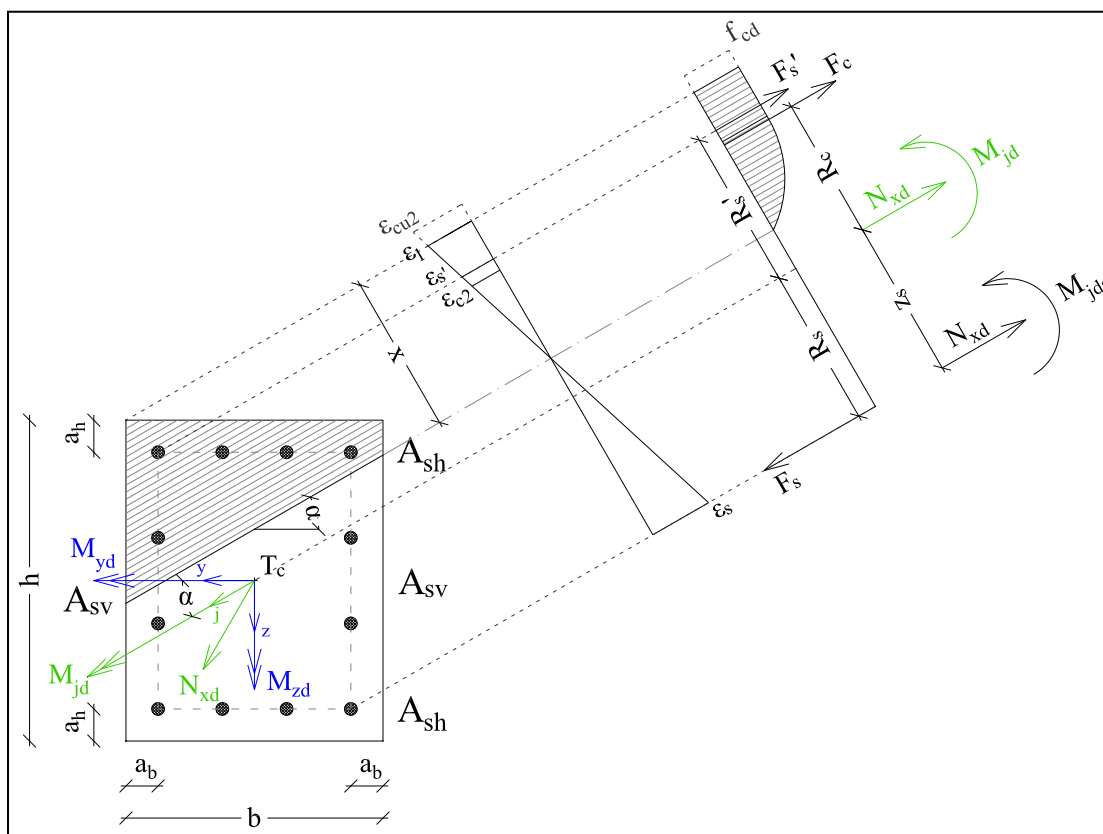
Slika 46: Interakcijski diagram M-N za T prerez

## 8.5 DVOOSNI UPOGIB Z OSNO SILO

V splošnem lahko na linijski nosilni element deluje obtežba v več smereh hkrati. Ko za tak element izračunamo notranje statične količine, dobimo dve komponenti upogibnih momentov, ki vrtita okrog lokalne osi  $y$  in  $z$  ter osno silo, ki deluje v smeri lokalne osi  $x$  (stebri, lege, ...). V nadaljevanju bom opisal postopke računa za splošne pravokotne in krožne armiranobetonske prereze, ki se v praksi najpogosteje uporabljajo.

### 8.5.1 Pravokotni prerezi

Vsa "skrivnost" dvoosnega upogiba je v tem, da je to v resnici enoosni upogib, kjer nevtralna os preseza ni vzporedna z osjo  $y$ , ampak poteka po neki drugi osi, ki z osjo  $y$  oklepa kot  $\alpha$ . To nam kar precej zaplete izračun, saj računamo mejno nosilnost na zavrnem pravokotnem prerezu, v katerem moramo poznati koordinato za vsako armaturno palico posebej.



Slika 47: Dvoosni upogib z osno silo v pravokotnem prerezu

Pri dvoosnem upogibu v prerez uvedem novo os  $j$  s koordinatnim izhodiščem v težišču betonskega prereza. Os  $j$  oklepa z  $y$ -osjo kot  $\alpha$ , z  $z$ -osjo kot  $90^\circ - \alpha$ , z  $x$ -osjo pa pravi kot.

Nevtralna os je v vseh primerih vzporedna z j-osjo, vzporedne pa so ji tudi tlačne lamele s konstantnimi napetostmi betona. Pri računu upoštevam, da je prerez vedno dvojno simetrično armiran, tako da predznaki upogibnih momentov ne igrajo pomembnih vlog, predznak osne sile pa je še vedno zelo pomemben.

### 8.5.1.1 Določitev kota $\alpha$

Velikost kota  $\alpha$  je odvisna od razmerja velikosti upogibnih momentov  $M_y$  in  $M_z$  ter geometrije AB prereza. Smer nevtralne osi se določi po predpostavki, da so normalne napetosti v njeni smeri enake 0.

$$\sigma_{xx} = \frac{N_x}{A_x} - \frac{M_z}{I_z} \cdot y + \frac{M_y}{I_y} \cdot z = 0 \quad (8-51)$$

Vpliv normalne osne sile pri določanju smeri nevtralne osi pri izračunu zanemarim ( $N_x = 0$ ). Da dobim odklon nevtralne osi od y-osi, moram vedeti kolikšen je z pri znanem y. To naredim tako, da v izraz 8-51 vstavim  $y = 0,5 \cdot b$  in izračunam z. Za vztrajnostne momente predpostavim vztrajnostne momente homogenega pravokotnega prereza, kar je približna predpostavka, saj bi moral za povsem točen račun upoštevati vztrajnostne momente razpokanega AB prereza in nelinearno obnašanje armiranega betona.

$$-\frac{M_z}{I_z} \cdot y + \frac{M_y}{I_y} \cdot z = -\frac{12 \cdot M_z}{h \cdot b^3} \cdot 0,5 \cdot b + \frac{12 \cdot M_y}{b \cdot h^3} \cdot z = 0 \rightarrow z = \frac{M_z \cdot h^2}{2 \cdot M_y \cdot b}$$

Iz pravokotnega trikotnika s katetama  $0,5 \cdot b$  in z sedaj lahko izračunam tangens kota  $\alpha$ .

$$\tan \alpha = \frac{z}{0,5 \cdot b} = \frac{M_z \cdot h^2}{M_y \cdot b^2} \rightarrow \alpha = \arctan \left( \frac{M_z \cdot h^2}{M_y \cdot b^2} \right) \quad (8-52)$$

V primeru, ko je  $M_z = 0$ , je  $\alpha = 0$ . V primeru, da je  $M_y = 0$ , je  $\alpha = 90^\circ$ . Za vsa ostala razmerja momentov in dimenzij prereza **lahko kot  $\alpha$  približno definiramo** z izrazom 8-52.

### 8.5.1.2 Določitev upogibnega momenta $M_j$

Dvoosni upogib, ki ga povzročata momenta  $M_y$  in  $M_z$  lahko prevedemo na enoosni upogib z momentom  $M_j$ , ki vrti okrog osi j, ki je vzporedna nevtralni osi. Nosilnost prereza se preverja z interakcijskim diagramom  $M_j - N_x$ .

$$M_j = 1,02 \cdot (M_y \cdot \cos \alpha + M_z \cdot \sin \alpha) \quad (8-53)$$

### 8.5.1.3 Globina tlačne cone

Globino tlačne cone  $x$  se meri od najbolj tlačene točke prereza ( $\varepsilon_1$ ) proti armaturni palici, ki je v največjem nategu ( $\varepsilon_s$ ), glej sliko 48.

$$x = b \cdot \sin \alpha + h \cdot \cos \alpha \quad \text{za I. območje,}$$

$$x = \frac{-\varepsilon_1}{-\varepsilon_1 + \varepsilon_s} \cdot ((h - a_h) \cdot \cos \alpha + (b - a_b) \cdot \sin \alpha) \quad \text{za II. in III. območje,} \quad (8-54)$$

$$x = 0 \quad \text{za IV. območje.}$$

### 8.5.1.4 Širina tlačne cone

Širina tlačne cone se po prerezu spreminja. Od začetka linearno narašča, vmes je konstantna, na koncu pa se linearno zmanjšuje proti 0. Spreminjanje širine tlačne cone  $b(x)$  po globini tlačne cone  $x$  je odvisno od višine in širine prereza ter kota  $\alpha$ . Najprej bom zapisal funkcijo  $b(x)$ , ki se uporabi, ko velja:  $b \cdot \sin \alpha \leq h \cdot \cos \alpha$ .

$$b(x) = \left( \tan \alpha + \frac{1}{\tan \alpha} \right) \cdot x \quad \text{za } 0 \leq x \leq b \cdot \sin \alpha,$$

$$b(x) = \frac{b}{\cos \alpha} \quad \text{za } b \cdot \sin \alpha < x \leq h \cdot \cos \alpha, \quad (8-55a)$$

$$b(x) = \frac{b}{\cos \alpha} - (x - h \cdot \cos \alpha) \cdot \left( \tan \alpha + \frac{1}{\tan \alpha} \right) \quad \text{za } h \cdot \cos \alpha < x \leq b \cdot \sin \alpha + h \cdot \cos \alpha.$$

Kadar velja:  $b \cdot \sin \alpha > h \cdot \cos \alpha$ , se širina tlačne cone  $b(x)$  določa na naslednji način:

$$b(x) = \left( \tan \alpha + \frac{1}{\tan \alpha} \right) \cdot x \quad \text{za } 0 \leq x \leq h \cdot \cos \alpha,$$

$$b(x) = \frac{h}{\sin \alpha} \quad \text{za } h \cdot \cos \alpha < x \leq b \cdot \sin \alpha, \quad (8-55b)$$

$$b(x) = \frac{h}{\sin \alpha} - (x - b \cdot \sin \alpha) \cdot \left( \tan \alpha + \frac{1}{\tan \alpha} \right) \quad \text{za } b \cdot \sin \alpha < x \leq b \cdot \sin \alpha + h \cdot \cos \alpha.$$

### 8.5.1.5 Prevedba integrala na vsoto končnega števila elementov

Tlačno cono v vsaki deformacijski ravnini razdelim na  $n = 100$  lamel (glej izraz 8-25).

$$dx = \frac{1}{n} \cdot x, \quad x_i = \frac{i-0,5}{n} \cdot x$$

Površino  $i$ -te lamele določim po izrazu 8-56.

$$A_{c,i} = b(x_i) \cdot dx = b \left( \frac{i-0,5}{n} \cdot x \right) \cdot dx \quad (8-56)$$

Spremembo deformacije betona na lamelo določim po izrazih 8-27. Deformacijo betona v središču  $i$ -te lamele določim po izrazu 8-28. Tlačna napetost v  $i$ -ti lameli betona se določi po izrazih 8-29. Tlačno silo betona  $i$ -te lamele izračunam po izrazu 8-30. Oddaljenost težišča  $i$ -te lamele od najbolj tlačnega roba betona določim po izrazu 8-31. Celotno tlačno silo betona izračunam po izrazu 8-32, oddaljenost prijemališča tlačne sile betona od najbolj tlačene točke betonskega prereza pa po izrazu 8-33.

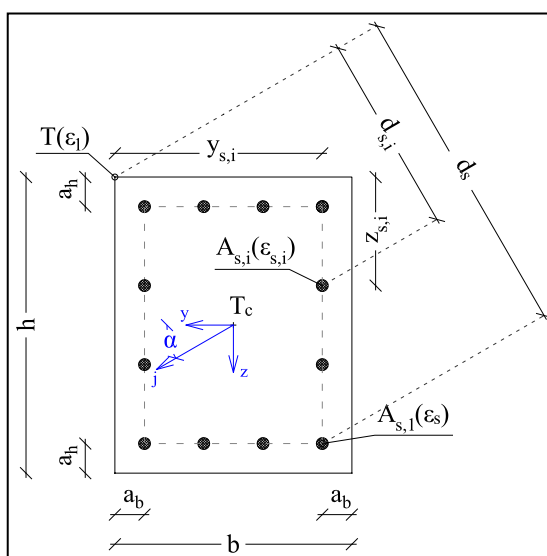
### 8.5.1.6 Račun sil v armaturi

V splošnem je pri dvoosnem upogibu v vsaki armaturni palici sila drugačna. Sile v posameznih armaturnih palicah so odvisne od deformacij na mestih težišč posameznih palic.

Deformacije v posamezni armaturni palici so seveda odvisne od njene lege v prerezu:

$$\varepsilon_{s,i} = -\frac{(-\varepsilon_1 + \varepsilon_s) \cdot (d_s - d_{s,i})}{d_s} + \varepsilon_s \quad (8-57)$$

Pri tem je:  $d_{s,i} = z_{s,i} \cdot \cos \alpha + y_{s,i} \cdot \sin \alpha$  ... statična višina  $i$ -te armaturne palice,  
 $d_s$  ... statična višina najbolj tegnjene armaturne palice.



Slika 48: Določanje deformacij v armaturnih palicah

Ko so deformacije armaturnih palic znane, se napetosti in sile računajo po izrazih 8-34 in 8-35. Tlačne napetosti betona na mestih armature pa se odštejejo po izrazu 8-36.

### 8.5.1.7 Ročice notranjih sil

Ročice notranjih sil se določajo kot razdalje med težiščem prereza  $T_c$  in prijemališči posameznih sil v smeri, pravokotni na j-os.

$$R_c = 0,5 \cdot (b \cdot \sin \alpha + h \cdot \cos \alpha) - t \dots \text{ročica tlačne sile betona,}$$

$$R_{s,i} = d_{s,i} - 0,5 \cdot (b \cdot \sin \alpha + h \cdot \cos \alpha) \dots \text{ročica i-te armaturne palice.}$$

### 8.5.1.8 Upogibna odpornost AB prereza

Upogibna odpornost prereza  $M_{Rd,j}$  se izračuna kot upogibni moment, ki ga v težišču betonskega prereza povzročajo notranje sile betona in armature.

$$M_{Rd,j} = M_{jd} = F_c \cdot R_c + \sum_{i=1}^n F_{s,i} \cdot R_{s,i} \quad (8-58)$$

### 8.5.1.9 Osna odpornost AB prereza

Osna odpornost prereza  $N_{Rd,x}$  se izračuna po izrazu 8-59.

$$N_{Rd,x} = N_{xd} = \frac{M_{Rd,j} - F_c \cdot (R_c + R_{s,1}) - \sum_{i=2}^n F_{s,i} \cdot (R_{s,i} + R_{s,1})}{R_{s,1}} \quad (8-59)$$

Pri računu upogibne in osne odpornosti AB prereza z izrazoma 8-58 in 8-59 je potrebno paziti na predznake posameznih ročic in notranjih sil (natezna ali tlačna sila).

### 8.5.1.10 Računski primer z orodjem ID 4.06

Za primer bom na upogib z osno silo dimenzioniral steber S2.

Obremenitev znaša:  $N_{Exd} = N_{xd} = -1266 \text{ kN}$

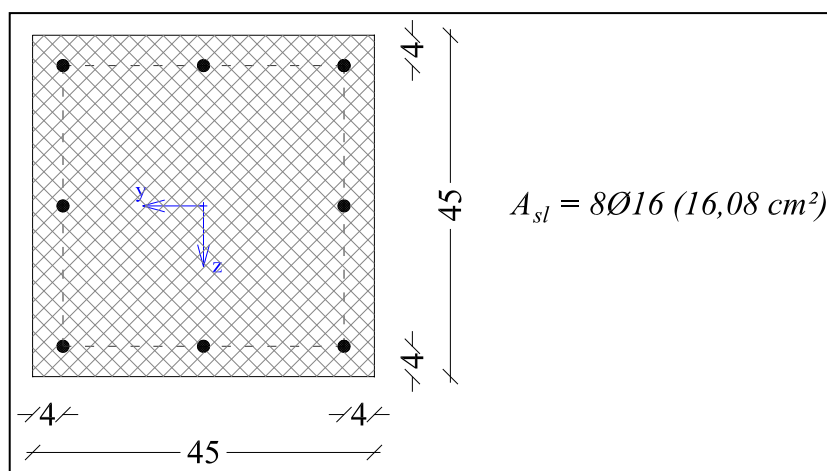
$$M_{Eyd} = M_{yd} = 105 \text{ kNm}, M_{Ezd} = M_{zd} = 241 \text{ kNm}$$

Geometrija prereza:  $b/h = 45/45 \text{ cm}$ ,  $a_h = 4,0 \text{ cm}$ ,  $a_b = 4,0 \text{ cm}$

Beton in armatura:  $C30/37 \rightarrow f_{cd} = 1,0 \cdot 3,0 / 1,5 = 2,00 \text{ kN/cm}^2$

$$S500-B \rightarrow f_{yd} = 50 / 1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2, \varepsilon_{ud} = 45,0 \text{ ‰}$$

$$A_s = 8 \text{ palic } \phi 16 \text{ mm } (A_s = 16,08 \text{ cm}^2)$$

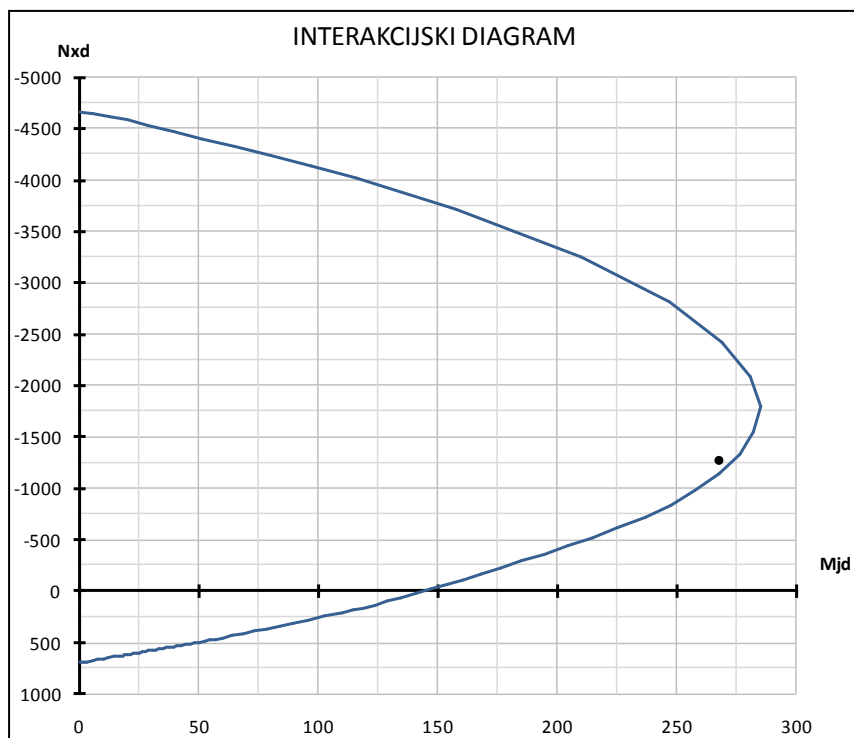


Slika 49: Skica AB prereza  $b/h = 45/45 \text{ cm}$

Rezultati izračuna:

- kot j-osi glede na y-os:  $\alpha \approx 66,5^\circ$ ,
- upogibni moment okrog j-osi:  $M_{jd} = 268 \text{ kNm}$ ,
- upogibna nosilnost:  $M_{Rd,j} (N_{Rd,x} = -1266 \text{ kN}) = 273 \text{ kNm}$ ,
- tlačna cona betonskega prereza:  $x = 27,8 \text{ cm}$ ,
- razdalja med težiščem natezne armature in tlačno silo betona:  $z_j = 30,5 \text{ cm}$ ,
- mejna deformacijska ravnina:  $\varepsilon_l = -3,50 \text{ ‰}$ ,  $\varepsilon_s = 3,31 \text{ ‰}$ ,
- stopnja armiranja:  $A_s/A_c = 0,794 \text{ ‰}$ .





Slika 50: Interakcijski diagram  $M-N$  za dvoosni upogib

### 8.5.1.11 Primerjava s programoma Gala Reinforcement in DIAS-P

Za primerjavo bom na dvoosni upogib z osno silo preveril izmišljen prerez. Da bom lahko izvedel primerjavo, moram predpostaviti  $\alpha_{cc} = 0,85$  in  $\varepsilon_{ud} = 10,0 \%$ .

Obremenitev znaša:  $N_{xd} = -200 \text{ kN}$

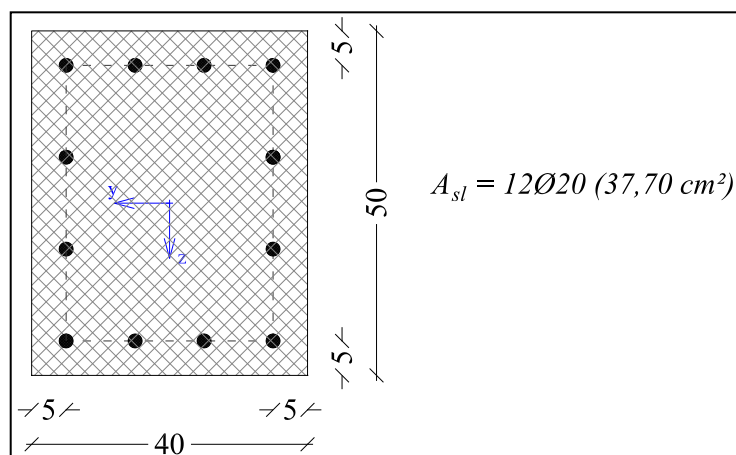
$$M_{yd} = 240 \text{ kNm}, M_{zd} = 157 \text{ kNm} \rightarrow M_{jd} = 286 \text{ kNm}$$

Geometrija prereza:  $b/h = 40/50 \text{ cm}$ ,  $a_h = 5,0 \text{ cm}$ ,  $a_b = 5,0 \text{ cm}$

Beton in armatura:  $C30/37 \rightarrow f_{cd} = 0,85 \cdot 3,0 / 1,5 = 1,700 \text{ kN/cm}^2$

$$S500 \rightarrow f_{yd} = 50 / 1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2, \varepsilon_{ud} = 10,0 \%$$

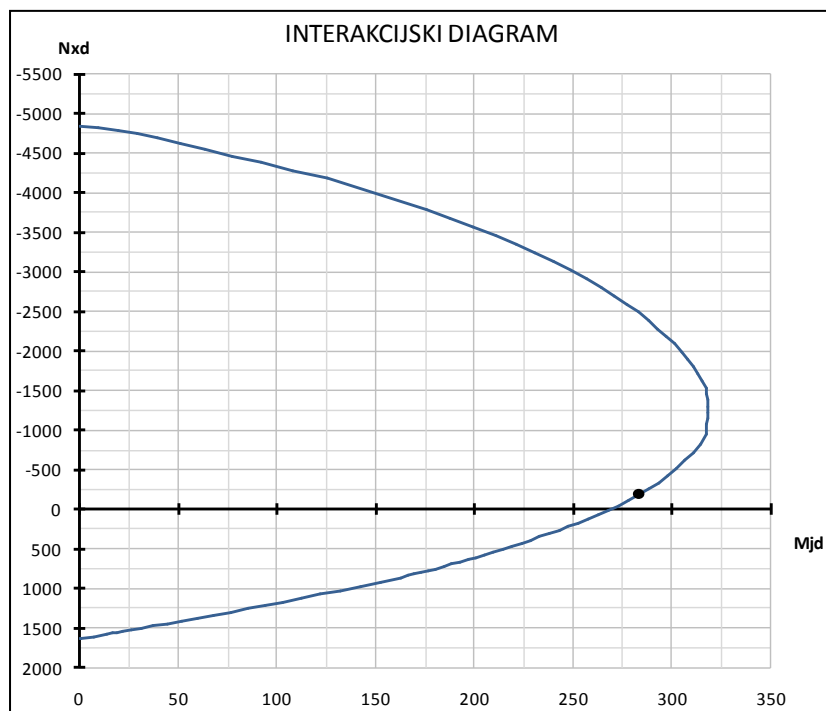
$$A_s = 12 \text{ palic } \phi 20 \text{ mm } (A_s = 37,70 \text{ cm}^2), A_s(\phi 20) = 3,142 \text{ cm}^2$$



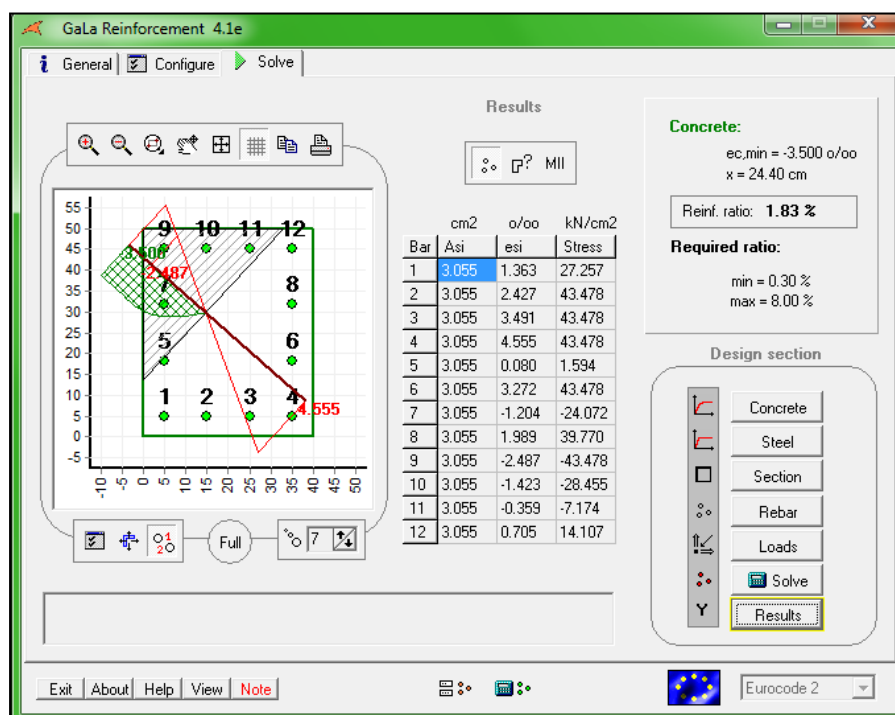
Slika 51: Skica AB prereza  $b/h = 40/50 \text{ cm}$

Rezultati izračuna z lastnim orodjem ID 4.06 (prerez je popolnoma izkoriščen):

- kot j-osi glede na y-os:  $\alpha \approx 45,6^\circ$ ,
- upogibni moment okrog j-osi:  $M_{jd} = 286 \text{ kNm}$ ,
- upogibna nosilnost:  $M_{Rd,j}(N_{Rd,x} = -200 \text{ kN}) = 286 \text{ kNm}$ ,
- tlačna cona betonskega prereza:  $x = 24,6 \text{ cm}$ ,
- razdalja med težiščem natezne armature in tlačno silo betona:  $z_j = 30,5 \text{ cm}$ ,
- mejna deformacijska ravnina:  $\varepsilon_l = -3,50 \%$ ,  $\varepsilon_s = 4,55 \%$ ,
- stopnja armiranja:  $A_s/A_c = 1,885 \%$ .

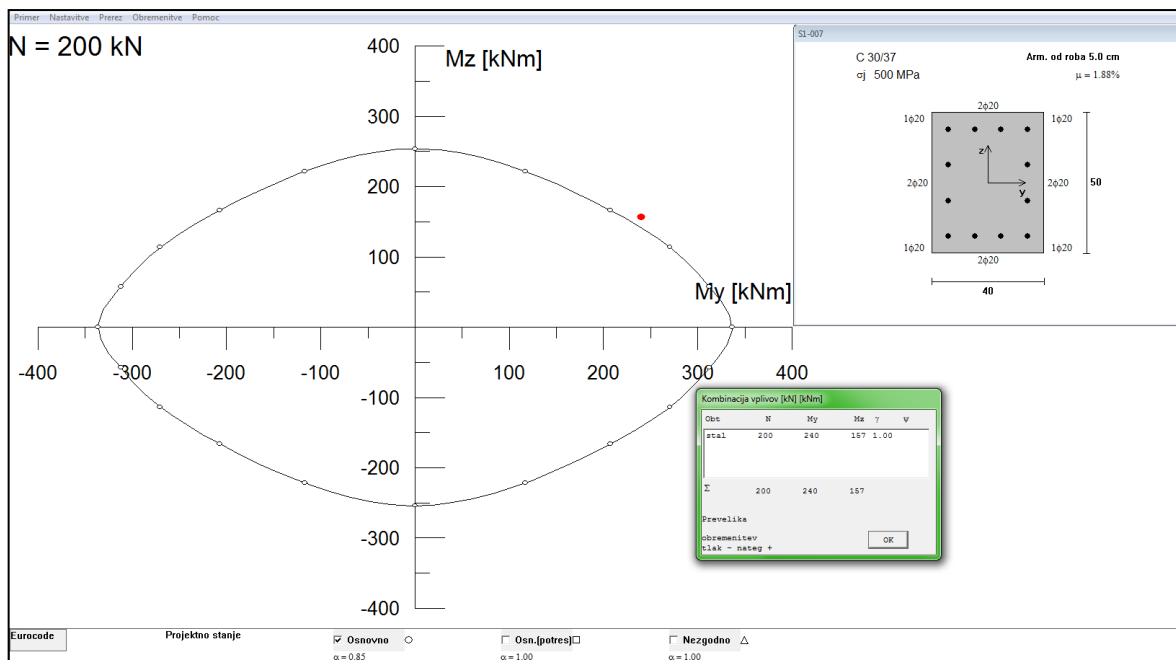
Slika 52: Interakcijski diagram  $M-N$  iz orodja ID 4.06

Izračun opravi s programom Gala Reinforcement 4.1, ki ga je leta 2002 izdelal bolgarski raziskovalec dr. Ilija Alashki, ki je študiral v Bolgariji in Nemčiji. Program dimenzionira armiranobetonske prereze po standardu Evrokod 2 in še mnogih drugih (BS, DIN, ...).



Slika 53: Rezultati izračuna s programom Gala Reinforcement 4.1

Nazadnje opravi izračun še s programom DIAS-P, ki je bil izdelan na inštitutu IKPIR na naši Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani.



Slika 54: Rezultati izračuna programa DIAS-P

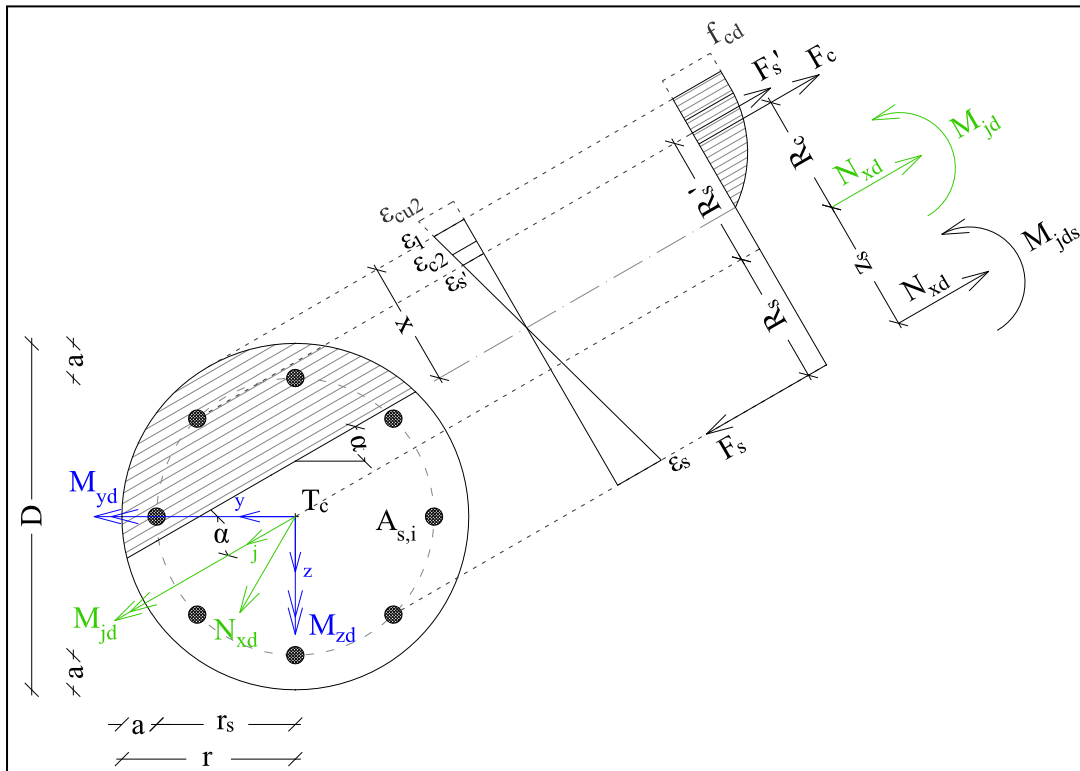
### Primerjava rezultatov

V vse tri programe sem vnesel enake geometrijske podatke in obremenitve. V orodju ID 4.06 sem podal 12 palic  $\phi 20$  ( $A_{s,1} = 3,142 \text{ cm}^2$ ) po obodu in predpostavil takšno obtežbo  $N_{xd}$ ,  $M_{yd}$  in  $M_{zd}$ , da je bil prerez popolnoma izkoriščen. V programu Gala Reinforcement 4.1 sem predpostavil enako geometrijo prereza, razpored armature, materiale in obtežbo, kot v računskem orodju ID 4.06 in dimenzioniral armaturo. Dobil sem prerez ene armaturne palice  $A_{s,1} = 3,055 \text{ cm}^2$ , kar je malo manj, kot z lastnim računskim orodjem. Program DIAS-P izračuna, da bi bilo treba pri enaki obtežbi in razporedu armaturnih palic prerez armirati z 12 palicami  $\phi 21$  ( $A_{s,1} = 3,464 \text{ cm}^2$ ), kar je podobno.

Na podlagi primerjav sem ugotovil, da vsi trije programi dajejo precej podobne rezultate, torej moje orodje deluje pravilno. Procentualno nekoliko izstopa DIAS-P, ki izračuna malenkost več armature, kot druga dva programa.

### 8.5.2 Krožni prerezi

Krožni prerezi so v vseh smereh dvojno osno simetrični, saj so vse točke na robu prereza enako oddaljene od težišča prereza. Če predpostavimo, da je armatura enakomerno razporejena po obodu prereza na razdalji  $a$  od roba prereza, se račun nosilnosti še poenostavi. V takem primeru ni pomembno kakšen kot  $\alpha$  oklepa nevtralna os z  $y$ -osjo.



Slika 55: Dvoosni upogib z osno silo v krožnem prerezu

#### 8.5.2.1 Določitev kota $\alpha$

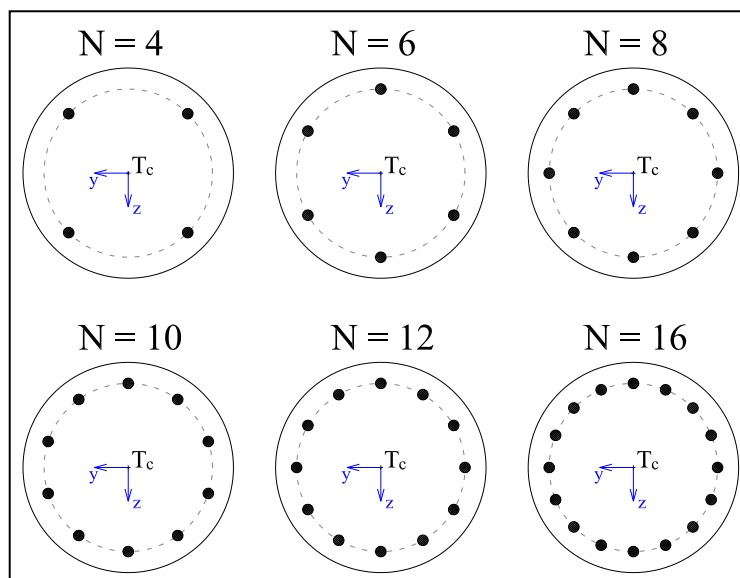
Velikost kota  $\alpha$  je pri krožnem prerezu odvisen samo od razmerja velikosti upogibnih momentov  $M_y$  in  $M_z$ .

$$\alpha = \arctan\left(\frac{M_z}{M_y}\right) \quad (8-60)$$

V primeru, ko je  $M_z = 0$ , je  $\alpha = 0$ . V primeru, da je  $M_y = 0$ , je  $\alpha = 90^\circ$ . Za vsa ostala razmerja momentov lahko kot  $\alpha$  definiramo z izrazom 8-60.

### 8.5.2.2 Prevedba dvoosnega upogiba na enoosni upogib

V primeru enoosnega upogiba, ko je  $M_z = 0$ , izvedem povsem točen izračun z razporedom armature, kot je prikazan na sliki 57. V tem primeru velja  $M_j = M_y$ .



Slika 56: Razporeditev armature, upoštevana pri izračunu

Kadar je  $M_z$  različen od nič ( $M_z \neq 0$ ) pri računu ravno tako predpostavim razpored armature s slike 57. Ker v tem primeru moment  $M_j$  ne vrtil okrog y-osi, ampak okrog nevtralne osi pod kotom  $\alpha$ , lahko pri prerezu z majhnim številom armaturnih palic naredim zanemarljivo majhno napako.

$$M_j = 1,02 \cdot \sqrt{M_y^2 + M_z^2} \quad (8-61)$$

### 8.5.2.3 Globina tlačne cone

Globino tlačne cone  $x$  se meri od najbolj tlačene točke prereza ( $\varepsilon_1$ ) proti armaturni palici, ki je v največjem nategu ( $\varepsilon_s$ ), glej sliko 56.

$$x = D \quad \text{za I. območje,}$$

$$x = \frac{-\varepsilon_1}{-\varepsilon_1 + \varepsilon_s} \cdot (D - a) \quad \text{za II. in III. območje,} \quad (8-62)$$

$$x = 0 \quad \text{za IV. območje.}$$

#### 8.5.2.4 Širina tlačne cone

Širina tlačne cone se po prerezu zvezno spreminja z  $x$ -om po enačbi krožnice.

$$b(x) = 2 \cdot \sqrt{x \cdot (D - x)} \quad (8-63)$$

#### 8.5.2.5 Prevedba integrala na vsoto končnega števila elementov

Račun tlačne sile betona in oddaljenost prijemališča tlačne osne sile betona od najbolj tlačene točke betonskega prereza od tu naprej računam na enak način, kot v prejšnjih poglavjih.

#### 8.5.2.6 Račun sil v armaturi

Deformacije v posameznih armaturnih palicah so odvisne od njihove lege v prerezu (8-57):

$$\varepsilon_{s,i} = -\frac{(-\varepsilon_1 + \varepsilon_s) \cdot (d_s - d_{s,i})}{d_s} + \varepsilon_s.$$

Pri tem je:  $d_{s,i} = 0,5 \cdot D \pm r_s \cdot \sin(\beta_i)$  ... statična višina  $i$ -te armaturne palice,

$d_s$  ... statična višina najbolj tegnjene armaturne palice,

$\beta_i$  ... kot, ki ga  $i$ -ta palica oklepa z  $y$  osjo prereza.

Ko so deformacije armaturnih palic znane, se napetosti in sile računajo po izrazih 8-34 in 8-35. Tlačne napetosti betona na mestih armature pa se odštejejo po izrazu 8-36.

#### 8.5.2.7 Ročice notranjih sil

Ročice notranjih sil se določajo kot razdalje med težiščem prereza  $T_c$  in prijemališči posameznih sil v smeri, pravokotni na  $y$ -os.

$R_c = 0,5 \cdot D - t$  ... ročica tlačne sile betona,

$R_{s,i} = d_{s,i} - 0,5 \cdot D$  ... ročica  $i$ -te armaturne palice.

#### 8.5.2.8 Osno-upogibna odpornost AB prereza

Upogibna odpornost prereza  $M_{Rd,j}$  se izračuna po izrazu 8-58, osna odpornost  $N_{Rd,x}$  pa po izrazu 8-59. Pri računu upogibne in osne odpornosti AB prereza z izrazoma 8-58 in 8-59 je potrebno paziti na predznake posameznih ročic in notranjih sil (natezna ali tlačna sila).

### 8.5.2.9 Primerjava s programoma Gala Reinforcement in DIAS-P

Podobno, kot pri pravokotnem prerezu, izvedem primerjavo med programi tudi za izmišljen krožni prerez.

Obremenitev znaša:  $N_{xd} = -400 \text{ kN}$

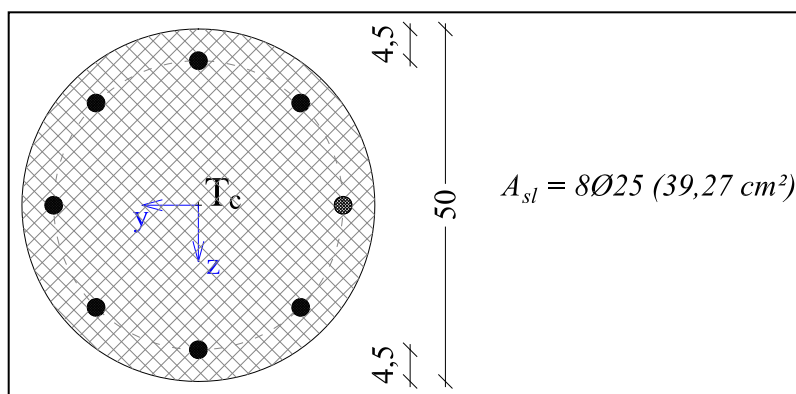
$$M_{yd} = 270 \text{ kNm}, M_{zd} = 158 \text{ kNm} \rightarrow M_{jd} = 319 \text{ kNm}$$

Geometrija prereza:  $D = 50 \text{ cm}, a = 4,5 \text{ cm}$

Beton in armatura:  $C30/37 \rightarrow f_{cd} = 0,85 \cdot 3,0 / 1,5 = 1,700 \text{ kN/cm}^2$

$$S500 \rightarrow f_{yd} = 50 / 1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2, \varepsilon_{ud} = 10,0 \text{ ‰}$$

$$A_s = 8 \text{ palic } \phi 25 \text{ mm } (A_s = 39,27 \text{ cm}^2), A_s(\phi 20) = 4,909 \text{ cm}^2$$

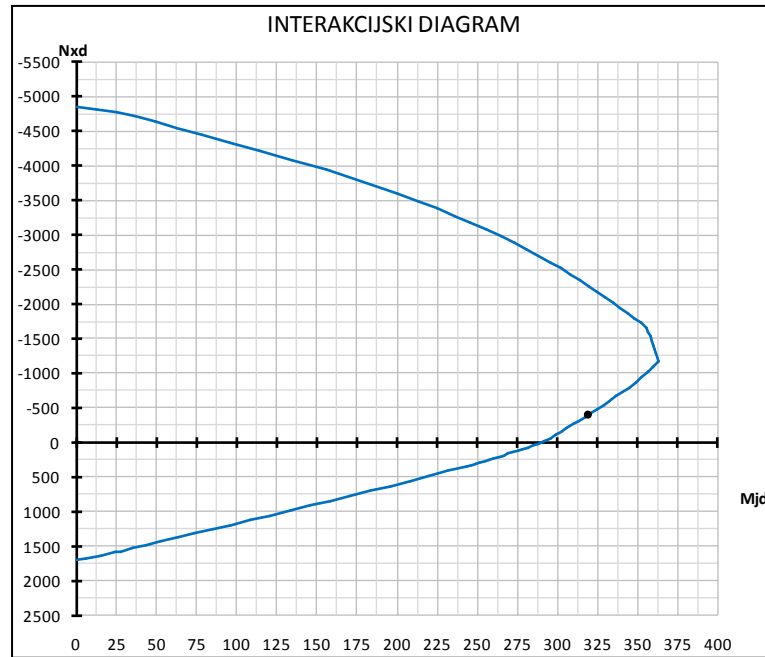


Slika 57: Skica AB prereza  $D = 50 \text{ cm}$

Rezultati izračuna z lastnim orodjem ID 4.06 (prerez je popolnoma izkoriščen):

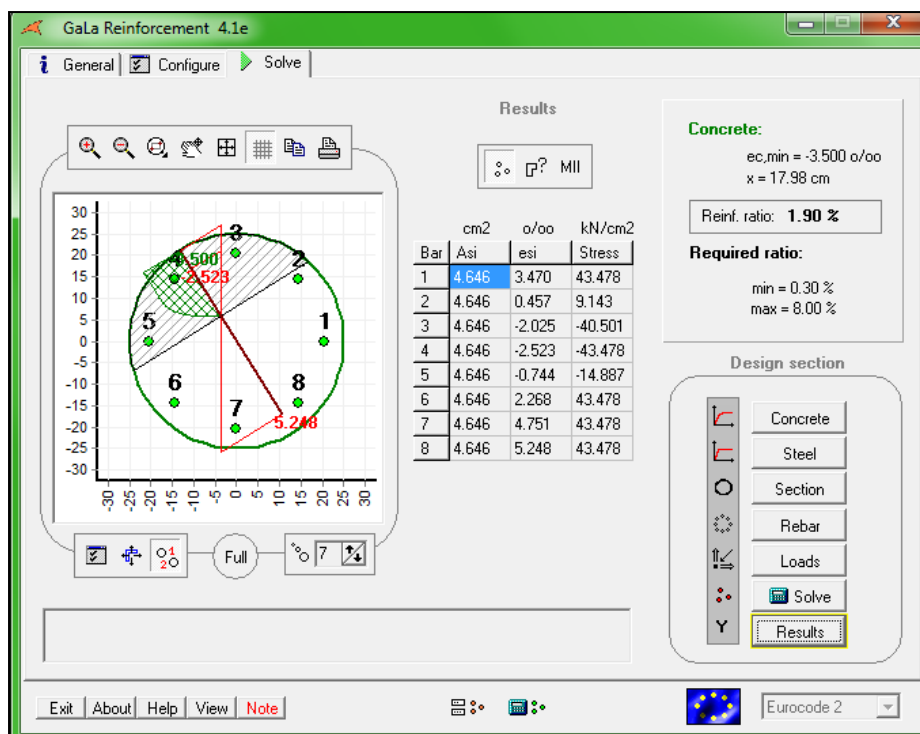
- kot j-osi glede na y-os:  $\alpha \approx 30,3^\circ$ ,
- upogibni moment okrog j-osi:  $M_{jd} = 319 \text{ kNm}$ ,
- upogibna nosilnost:  $M_{Rd,j}(N_{Rd,x} = -200 \text{ kN}) = 319 \text{ kNm}$ ,
- tlačna cona betonskega prereza:  $x = 18,1 \text{ cm}$ ,
- razdalja med težiščem natezne armature in tlačno silo betona:  $z_j = 29,1 \text{ cm}$ ,
- mejna deformacijska ravnina:  $\varepsilon_l = -3,50 \text{ ‰}, \varepsilon_s = 5,28 \text{ ‰}$ ,
- stopnja armiranja:  $A_s/A_c = 2,000 \text{ ‰}$ .





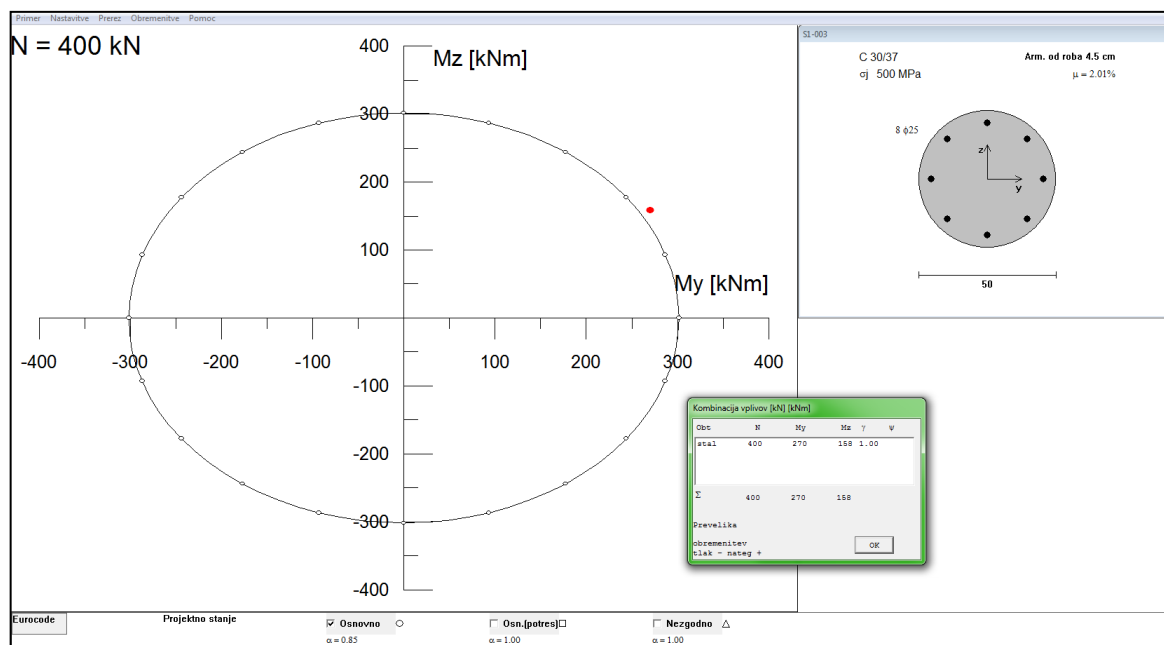
Slika 58: Interakcijski diagram  $M-N$  iz orodja ID 4.06

Nadalje izvedem izračun s programom Gala Reinforcement 4.1.



Slika 59: Rezultati izračuna s programom Gala Reinforcement 4.1

Nazadnje opravim izračun še s programom DIAS-P.



Slika 60: Rezultati izračuna programa DIAS-P

### Primerjava rezultatov

Komentar bi bil lahko enak kot pri pravokotnem prerezu. V orodju ID 4.06 sem podal 8 palic  $\phi 25$  ( $A_{s,1} = 4,909 \text{ cm}^2$ ) po obodu in predpostavil takšno obtežbo  $N_{xd}$ ,  $M_{yd}$  in  $M_{zd}$ , da je bil prerez popolnoma izkoriščen. V programu Gala Reinforcement 4.1 sem predpostavil obtežbo, kot v računskem orodju ID 4.06 in dimenzioniral armaturo. Dobil sem prerez ene armaturne palice  $A_{s,1} = 4,646 \text{ cm}^2$ , kar je malo manj, kot z lastnim računskim orodjem. Program DIAS-P izračuna, da bi bilo treba pri povsem enaki obtežbi in razporedu armaturnih palic prerez armirati z 8 palicami  $\phi 26$  ( $A_{s,1} = 5,309 \text{ cm}^2$ ).

Iz zgornjih rezultatov lahko potrdim, da moje računsko orodje pravilno dimenzionira tudi v krožnih prečnih prerezi. Če obremenim isti prerez z enoosnim upogibom, kjer velja  $M_j = M_y$ , dobim s programom Gala Reinforcement povsem enake rezultate, kot z računskim orodjem ID 4.06, s programom DIAS-P pa sem še vedno nekoliko na varni strani.

## 8.6 STRIG

Strig v linijskih nosilnih elementih povzročata prečni sili  $V_{Ed,z}$  in  $V_{Ed,y}$  ter torzijski moment  $T_{Ed,x}$ . Mejna nosilnost armiranobetonskega elementa na prečni sili  $V_{Ed,z}$  in  $V_{Ed,y}$  se določa ločeno, za vsako smer posebej. Nosilnost na prečno silo  $V_{Ed,z}$  se določi na nadomestnem ravninskem paličju v ravnini x-z, nosilnost na prečno silo  $V_{Ed,y}$  pa se določi na neodvisnem paličju v ravnini x-y. Nosilnost AB elementa na torzijski moment  $T_{Ed,x}$  se določi na mehanizmu nadomestnega prostorskega paličja. V nadaljevanju bom opisal postopke računa strižne nosilnosti armiranobetonskih elementov brez prednapetja. Opisani postopki veljajo za betone običajnih trdnosti.

### 8.6.1 Dimenzioniranje AB elementov na prečno silo

#### 8.6.1.1 Strižna odpornost AB elementa brez prečne armature

Če je strižna odpornost betonskega prereza  $V_{Rd,c}$  večja od projektne obremenitve prereza  $V_{Ed}$ , računski prečni armatura ni potrebna. V tem primeru se v AB element namesti le minimalno stremensko armaturo. Strižna odpornost betonskega prereza se za vsako smer (z in y) določi posebej po izrazu 8-64.

$$V_{Rd,c} = \left[ \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot A_{eff} \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot A_{eff} \quad (8-64)$$

Pri tem je:  $\gamma_c$  ... delni varnostni faktor za beton,

$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$  ... koeficient višine prereza,

$\rho_1 = A_{sl} / A_{eff} \leq 0,02$  ... delež za  $l_{bd} + d$  sidrane vzdolžne natezne armature,

$f_{ck}$  ... karakteristična tlačna trdnost betona,

$\sigma_{cp} = N_{Ed,x} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$  ... napetost zaradi osne sile ( $N_{Ed,x} > 0$  pomeni tlak),

$A_{eff}$  ... ploščina efektivnega strižnega prereza elementa,

$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5}$  ... koeficient trdnostnega razreda betona,

$d$  ... statična višina prereza,

$A_c$  ... ploščina celotnega prečnega prereza betona.

Vse količine v izrazu 8-64 so v naslednjih enotah:  $N$ ,  $mm$  in  $MPa$ .

***Določitev statične višine prereza***

Pri regularnih prerezih (pravokotni, T, I, škatlasti, H, ...) se statična višina prereza določi po izrazu 8-65.

$$d = H - a \quad (8-65)$$

Pri tem je: H ... višina betonskega prereza,  
a ... oddaljenost težišča natezne armature od roba betona.

Pri krožnih prerezih se statična višina prereza določi po izrazu 8-66.

$$d = 0,5 \cdot D + \frac{D - 2 \cdot a}{\pi} \quad (8-66)$$

Pri tem je: D ... premer betonskega prereza,  
a ... oddaljenost težišča vzdolžnih palic od roba betona.

***Določitev ploščine efektivnega strižnega prereza***

Pri regularnih prerezih (pravokotni, T, I, škatlasti, H, ...) se za določitev efektivnega strižnega prereza uporabi izraz 8-67.

$$A_{eff} = b_w \cdot d \quad (8-67)$$

Pri tem je:  $b_w$  ... najmanjša širina stojine med tlačnim in nateznim pasom.

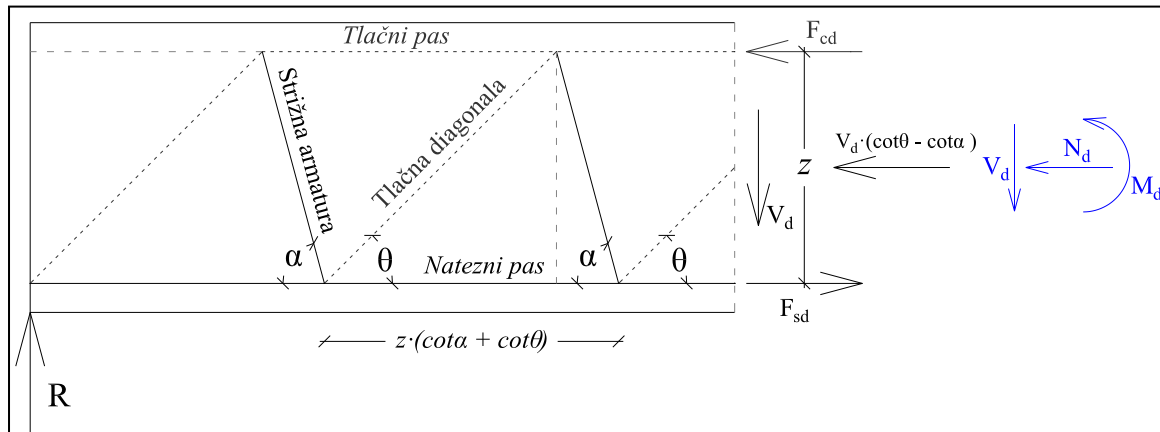
Pri krožnih prerezih so se znanstveniki precej ukvarjali z določanjem efektivnega strižnega prereza, zato je v literaturi precej različnih vrednosti. Izbral sem dva izraza. Prvi je absolutno na varni strani, drugi je določen s poskusi in je v večini primerov približno realen.

$$A_{eff} = d \cdot \sqrt{D^2 - d^2} \quad (8-68)$$

$$A_{eff} = 0,70 \cdot A_c = 0,175 \cdot \pi \cdot D^2 \quad (8-69)$$

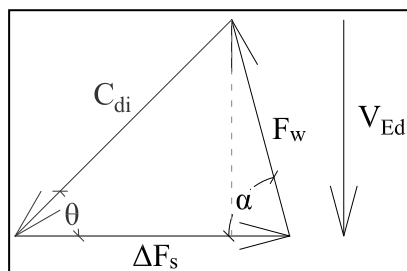
### 8.6.1.2 Račun strižne armature zaradi prečne sile

V vseh primerih, ko je  $V_{Rd,c} < V_{Ed}$ , moramo celotno prečno silo prevzeti z računsko prečno armaturo v obliki stremen (in prečnih palic) v smeri delovanja prečne sile. Strižna armatura mora prevzeti vse sile v nateznih diagonalah nadomestnega ravninskega paličja.



Slika 61: Mehanizem nadomestnega ravninskega paličja pri strigu zaradi prečne sile

V nadomestnem ravninskem paličju prečno silo  $V_{Ed}$  vektorsko razstavimo na tri komponente. Prva komponenta je natezna sila v prečni armaturi  $F_w$ . Druga komponenta je dodatna natezna sila v vzdolžni armaturi  $\Delta F_s$ . Tretja komponenta pa je tlačna sila v betonu  $C_{di}$ , ki se zaradi prečne sile aktivira prek tlačnih diagonal v betonskem prerezu.



Slika 62: Sile v ravninskem paličju

### Račun prečne armature

Prečno armaturo v splošnih AB prerezih se dimenzionira ločeno na prečno silo  $V_{Ed,z}$  (nadomestno paličje v ravnini x-z) in prečno silo  $V_{Ed,y}$  (nadomestno paličje v ravnini x-y). Izjema so krožni prerezi, kjer upoštevamo hkratno delovanje komponent  $V_{Ed,z}$  in  $V_{Ed,y}$ .

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} \quad (8-70)$$

Pri tem je:  $A_{sw}$  ... ploščina prereza vse računske prečne armature v obravnavani smeri,  
 $s$  ... razdalja med stremeni, ki ne sme biti večja od  $s_{\max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$ ,  
 $z$  ... ročica notranjih sil (pri majhni velikosti osne sile velja:  $z \approx 0,9 \cdot d$ ),  
 $f_{ywd}$  ... projektna meja elastičnosti strižne armature,  
 $\alpha$  ... naklon prečne armature ( $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ , glej sliko 62),  
 $\theta$  ... naklon tlačnih diagonal ( $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ).

Za krožne prereze se alternativno lahko uporabi izraz 8-71, ki upošteva, da je prerez armiran z zaprtimi krožnimi stremeni, ki z vzdolžno osjo elementa oklepajo kot  $90^\circ$ . Pri krožnih prerezih se prečna armatura dimenzionira na obe komponenti prečne sile hkrati.

$$\frac{A_{sl,w}}{s} = \frac{2 \cdot V_{Ed}}{\pi \cdot D_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad (8-71)$$

Pri tem je:  $A_{sl,w}$  ... ploščina prereza stremenske palice (en strižni rez),  
 $V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed,z}^2 + V_{Ed,y}^2}$  ... rezultanta prečnih sil, ki delujeta hkrati,  
 $D_{sw}$  ... notranji (svetli) premer stremena.

### ***Račun vzdolžne armature***

Z natezno vzdolžno armaturo moramo prevzeti dodatno silo zaradi striga  $\Delta F_s$ . To lahko storimo tako, da dodamo k natezni vzdolžni armaturi dodatno armaturo zaradi striga, ki jo izračunamo po izrazu 8-72.

$$\Delta A_{sl} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot f_{yd}} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (8-72)$$

Namesto dodatne vzdolžne armature lahko premaknemo momentno črto tako, da obstoječo natezno armaturo podaljšamo za dolžino  $a_l$  v neugodno smer.

$$a_l = z \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \quad (8-73)$$

### ***Naklon tlačnih diagonal***

Naklon tlačnih diagonal  $\theta$  se lahko izračuna na podlagi strižnih napetosti v prerezu  $v_{Ed}$ .

$$\theta = \frac{1}{2} \cdot \arcsin\left(\frac{v_{Ed}}{0,2 \cdot f_{ck} \cdot (1 - f_{ck} / 25)}\right) \quad (8-74)$$

Pri tem je:  $v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} \approx \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot A_{eff}}$  ... strižna napetost v prerezu v  $\text{kN/cm}^2$ .

#### **8.6.1.3 Odpornost tlačnih diagonal**

Največja prečna sila, ki jo lahko prenese armiranobetonski element, je  $V_{Rd,max}$ . Pri tej sili so tlačne diagonale v betonu popolnoma izkoriščene, zato se kljub večanju količine strižne armature pri večji prečni sili AB element poruši.

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} \quad (8-75)$$

Pri tem je:  $v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} [\text{kN/cm}^2]}{25}\right)$  ... redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona.

Alternativno se lahko določi največja učinkovita količina strižne armature  $A_{sw,max}$  pri naklonu tlačnih diagonal  $\theta = 45^\circ$ .

$$\frac{A_{sw,max}}{s} \leq \frac{b_w \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{2 \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha} \quad (8-76)$$

Pri študiji raznih tujih literatur sem prišel do zaključka, da smo pri določanju širine  $b_w$  za elemente s krožnim prerezom na varni strani, če uporabimo izraz 8-77.

$$b_w = \sqrt{D^2 - d^2} \quad (8-77)$$

Pri tem se statična višina  $d$  izračuna po izrazu 8-66,  $D$  pa je premer prečnega prereza.

## 8.6.2 Dimenzioniranje AB elementov na torzijo

### 8.6.2.1 Torzijska odpornost AB elementa brez torzijske armature

Torzijska odpornost AB elementa brez računske torzijske armature,  $T_{Rd,c}$ , se določi na podlagi največje dovoljene strižne napetosti v elementu, ki ne sme biti večja od projektne natezne trdnosti betona. Če velja  $T_{Rd,c} \leq T_{Ed}$ , računska torzijska armatura ni potrebna.

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot A_k \cdot f_{ctd} \cdot t_{ef,min} \quad (8-78)$$

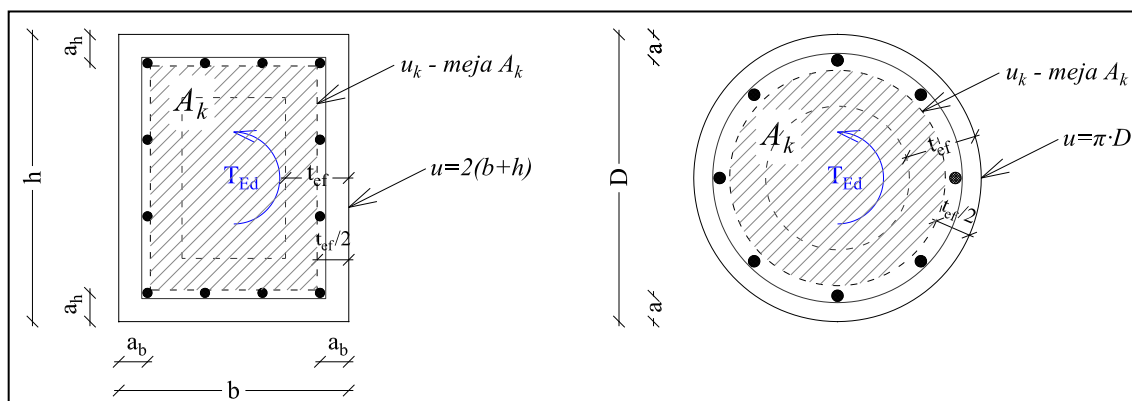
Pri tem je:  $A_k$  ... ploščina efektivnega torzijskega prečnega prereza elementa,  
 $t_{ef,min}$  ... najmanjša učinkovita debelina stene v prerezu.

Efektivni torzijski prerez  $A_k$  je ploščina lika, ki je včrtan spojenim srednjicam učinkovitih debelin sten. Te srednjice so za  $t_{ef,i}/2$  oddaljene od zunanjega roba prečnega prereza. Učinkovite debeline sten  $t_{ef,i}$  se določi po izrazu 8-79.

$$t_{ef,i} = \frac{A}{u} \geq 2 \cdot a_i \quad (8-79)$$

Pri tem je:  $A$  ... ploščina prečnega prereza (vključno z notranjimi votlimi območji),  
 $u$  ... zunanji obseg prečnega prereza,  
 $a_i$  ... oddaljenost težišča vzdolžne armature od i-tega zunanjega roba prereza.

Torzijske geometrijske karakteristike prečnega prereza so za pravokotne in krožne prereze prikazane na sliki 64.



Slika 63: Torzijske karakteristike pravokotnih in krožnih prerezov

Sestavljene prereze (T, I, L, H, ...) lahko razdelimo na podprereze, ali pa upoštevamo le odpornost glavnega pravokotnega podprereza, pri čemer smo na varni strani.



### 8.6.2.2 Račun torzijske armature v AB elementu

Kadar je torzijska odpornost armiranobetonskega elementa manjša od torzijske obremenitve, moramo izračunati potrebno količino torzijske prečne in vzdolžne armature.

#### *Račun prečne armature*

Vsa prečna armatura za prevzem strižnih napetosti, ki jih v AB elementu povzroča torzijski moment, mora biti v obliki zaprtih stremen, ki objemajo vzdolžne armaturene palice. Vsa torzijska stremena morajo z vzdolžno osjo nosilnega elementa oklepati kot  $\alpha = 90^\circ$ .

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad (8-80)$$

V izrazu 8-80 predstavlja  $A_{sw}$  prerez enega stremena (potrebno količino prečne armature ob enem robu betonskega prereza) pri medsebojni razdalji stremen  $s$ .

#### *Račun vzdolžne armature*

Poleg prečne armature moramo za prevzem torzijskega momenta v AB element vgraditi tudi vzdolžno torzijsko armaturo  $\Sigma A_{st}$ . Vzdolžna torzijska armatura se prišteje k upogibni armaturi.

$$\Sigma A_{st} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k \cdot \cot \theta}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \quad (8-81)$$

Pri tem je  $u_k$  obseg ploskve  $A_k$ .

Vzdolžno torzijsko armaturo se enakomerno razporedi vzdolž vseh stranic prečnega prereza na notranji strani torzijskih stremen.

### 8.6.2.3 Odpornost tlačnih diagonal

Največji torzijski moment, ki ga še lahko prenese AB element, je  $T_{Rd,max}$ .

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,min} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (8-82)$$

### 8.6.3 Kombinacija prečne sile in torzije

Kadar v armiranobetonskem elementu hkrati nastopita prečna sila in torzijski moment, moramo pri dimenzioniranju upoštevati kombinacijo obeh obremenitev.

Strižna odpornost AB elementa, kjer računski armatura še ni potrebna, se lahko določi po izrazu 8-83.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} \leq 1,0 \quad (8-83)$$

Kadar ni izpolnjen zgornji pogoj, moramo izračunati posebej potrebno prečno in vzdolžno armaturo zaradi prečne sile  $V_{Ed}$  in posebej zaradi torzijskega momenta  $T_{Ed}$ , ter dobljene količine armature sešteti. Pri tem je pri prečni armaturi potrebno upoštevati, da pri dimenzioniranju na prečno silo dobimo skupno potrebno količino prečne armature v obravnavani smeri, pri dimenzioniranju na torzijski moment pa dobimo prerez ene armature palice zaprtega torzijskega stremena.

$$\sum_s A_{sw} = \frac{A_{sw}(V_{Ed}) + A_{sw}(T_{Ed})}{s} \quad (8-84)$$

Največja odpornost AB elementa, ki je izpostavljen kombinaciji prečne sile in torzije, je določena z mejno odpornostjo tlačnih betonskih razpor.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \leq 1,0 \quad (8-85)$$

## 8.6.4 Računska primera

### 8.6.4.1 Dimenzioniranje AB elementa s pravokotnim prečnim prerezemom

Za primer si izberem namišljen AB element s pravokotnim prečnim prerezemom z znano vzdolžno armaturo in osno-upogibno obremenitvijo. Prerez dimenzioniram na kombinacijo prečne sile in torzije.

Oсно-upogibna obremenitev:  $N_{Exd} = -50,0 \text{ kN}$ ,  $M_{Eyd} = -320 \text{ kNm}$

Strižna obremenitev znaša:  $V_{Ezd} = 250 \text{ kN}$ ,  $T_{Exd} = 45,0 \text{ kNm}$

Geometrija prereza:  $b/h = 45/50 \text{ cm}$ ,  $a = 5,0 \text{ cm}$ ,  $a' = 5,0 \text{ cm}$

Beton in armatura:  $C30/37 \rightarrow f_{cd} = 1,0 \cdot 3,0 / 1,5 = 2,00 \text{ kN/cm}^2$

$S500-B \rightarrow f_{yd} = 50 / 1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\epsilon_{ud} = 45,0 \%$

Upogibna armatura:  $A_s = 6 \text{ palic } \phi 20 \text{ mm}$  ( $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$ )

$A_s' = 2 \text{ palice } \phi 20 \text{ mm}$  ( $A_s = 6,28 \text{ cm}^2$ )

Najprej izračunam odpornost AB elementa brez računske strižne armature. Uporabim izraze 8-64, 8-78 in 8-83.

Odpornost AB elementa na prečno silo izračunam po izrazu 8-64:

$$V_{Rd,c} = \left[ \frac{0,18}{1,50} \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,00931 \cdot 30,0)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,222 \right] \cdot 202500 = 129900 \text{ N} = 129,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 129,9 \text{ kN} \geq (0,414 + 0,15 \cdot 0,222) \cdot 202500 = 90580 \text{ N} = 90,6 \text{ kN}$$

Pri tem je:  $k = 1 + \sqrt{200/450 \text{ mm}} = 1,67 < 2,00$ ,

$$\rho_1 = 1885 \text{ mm}^2 / 202500 \text{ mm}^2 = 0,00931 \leq 0,02,$$

$$\sigma_{cp} = 50000 \text{ N} / 225000 \text{ mm}^2 = 0,222 \text{ N/mm}^2 < 0,2 \cdot 20 \text{ N/mm}^2 = 4,0 \text{ N/mm}^2,$$

$$A_{eff} = b_w \cdot d = 450 \text{ mm} \cdot 450 \text{ mm} = 202500 \text{ mm}^2 \text{ in}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,67^{1,5} \cdot 30^{0,5} = 0,414.$$

Odpornost AB elementa na torzijski moment izračunam po izrazu 8-78:

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot 1268 \cdot 0,135 \cdot 11,8 = 4050 \text{ kNcm} = 40,5 \text{ kNm}$$

Pri tem je:  $A_k = z_h \cdot z_v = (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = 38,2 \text{ cm} \cdot 33,2 \text{ cm} = 1268 \text{ cm}^2$ ,

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,203 \text{ kN/cm}^2 / 1,50 = 0,135 \text{ kN/cm}^2 \text{ in}$$

$$t_{ef} = A/u = 2250 \text{ cm}^2 / 190 \text{ cm} = 11,8 \text{ cm} > 2 \cdot a = 2 \cdot 5 = 10 \text{ cm}.$$

Po izrazu 8-83 preverim, če je računski strižna armatura potrebna:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} = \frac{250 \text{ kN}}{130 \text{ kN}} + \frac{45 \text{ kN}}{40,5 \text{ kN}} = 3,03 > 1,0 \rightarrow \text{Računska armatura je potrebna!}$$

Sedaj po izrazu 8-70 izračunam potrebno količino prečne armature zaradi prečne sile. Predpišem dvostrizna stremena, ki z vzdolžno osjo nosilca oklepajo kot  $\alpha = 90^\circ$ . Za naklon tlačnih diagonal privzamem  $\theta = 45^\circ$ .

$$\frac{A_{sw}(V_{Ed})}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} = \frac{250}{40,5 \cdot 43,5 \cdot 1,00 \cdot (1,00 + 0,0)} = 0,142 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Pri tem je:  $z \cong 0,90 \cdot d = 0,90 \cdot 45 \text{ cm} = 40,5 \text{ cm}$ ,

$$f_{ywd} = 50 \text{ kN/cm}^2 / 1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2.$$

Ločeno izračunam količino prečne armature za prevzem obremenitev, ki jih povzročajo torzijski moment. Uporabim izraza 8-80

$$\frac{A_{sw,1}(T_{Ed})}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{4500}{2 \cdot 1268 \cdot 43,5 \cdot 1,00} = 0,0408 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Izračunam še skupno prečno armaturo (odločim se za zaprta dvostrizna stremena):

$$\sum \frac{A_{sw}}{s} = \frac{A_{sw}(V_{Ed}) + 2 \cdot A_{sw,1}(T_{Ed})}{s} = \frac{0,142 + 2 \cdot 0,0408}{s} = 0,224 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Izberem medsebojno razdaljo stremen  $s = 10 \text{ cm}$ :

$$\sum A_{sw} = 0,224 \text{ cm}^2 / \text{cm} \cdot 10 \text{ cm} = 2,24 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow \text{Zaprta 2-strižna stremena: } \phi 12 / 10 \text{ cm } (\Sigma A_{sw} / s = 0,226 \text{ cm}^2 / \text{cm})$$

Za vzpostavitev mehanizma ravninskega paličja je potrebno podaljšati upogibno natezno armaturo za dolžino  $a_l$  v neugodno smer:

$$a_l = z \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 = 40,5 \cdot (1,00 - 0,0) / 2 = 20,3 \text{ cm}.$$

Potrebno vzdolžno armaturo za prevzem torzijskega momenta pa izračunam po izrazu 8-81:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k \cdot \cot \theta}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} = \frac{4500 \cdot 143 \cdot 1,00}{2 \cdot 1268 \cdot 43,5} = 5,83 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 12 (\Sigma A_{sl} = 6,72 \text{ cm}^2)$$

Pri tem je  $u_k = 2 \cdot (z_h + z_v) = 2 \cdot (38,2 + 33,2) = 143 \text{ cm}$ . Vzdolžne palice  $\phi 12$  dodam k upogibni armaturi.

Preveriti je potrebno odpornost AB elementa na prečno silo glede nosilnosti tlačnih razpor:

$$V_{Rd, \max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} = \frac{45 \cdot 40,5 \cdot 0,528 \cdot 2,00 \cdot (1,00 + 0,0)}{1 + 1,00^2} = 962 \text{ kN}$$

$$\text{Pri tem je: } v_1 = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck} [\text{kN/cm}^2]}{25} \right) = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{3,0}{25} \right) = 0,528.$$

Torzijska odpornost AB elementa glede nosilnosti tlačnih razpor je naslednja:

$$T_{Rd, \max} = 2 \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef, \min} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta = 2 \cdot 0,528 \cdot 2,00 \cdot 1268 \cdot 11,8 \cdot 0,707 \cdot 0,707 =$$

$$T_{Rd, \max} = 15800 \text{ kNcm} = 158 \text{ kNm}.$$

Preveriti je potrebno le še odpornost AB elementa na kombinacijo prečne sile in torzijskega momenta:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd, \max}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd, \max}} = \frac{250 \text{ kN}}{962 \text{ kN}} + \frac{45 \text{ kNm}}{158 \text{ kNm}} = 0,545 \leq 1,0 \rightarrow \text{Odpornost je dovolj velika.}$$

### 8.6.4.2 Dimenzioniranje AB elementa s krožnim prečnim prerezom

Za primer si izberem namišljen AB element s krožnim prečnim prerezom z znano vzdolžno armaturo in osno-upogibno obremenitvijo. Prerez dimenzioniram na dvoosno prečno silo.

Oсно-upogibna obremenitev:  $N_{Ed} = -450 \text{ kN}$ ,  $M_{Eyd} = 150 \text{ kNm}$ ,  $M_{Ezd} = 80 \text{ kNm}$

Strižna obremenitev znaša:  $V_{Ed} = 120 \text{ kN}$ ,  $V_{Eyd} = 70,0 \text{ kN}$

Geometrija prereza:  $D = 45 \text{ cm}$ ,  $a = 4,0 \text{ cm}$

Beton in armatura:  $C30/37 \rightarrow f_{cd} = 1,0 \cdot 3,0 / 1,5 = 2,00 \text{ kN/cm}^2$

$S500-B \rightarrow f_{yd} = 50 / 1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\epsilon_{ud} = 45,0 \text{ ‰}$

Upogibna armatura:  $A_s = 8 \text{ palic } \phi 18 \text{ mm}$  ( $A_s = 20,36 \text{ cm}^2$ )

Najprej izračunam odpornost AB elementa brez računske armature. Uporabim izraz 8-64.

$$V_{Rd,c} = \left[ \frac{0,18}{1,50} \cdot 1,76 \cdot (100 \cdot 0,0102 \cdot 30,0)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,83 \right] \cdot 99900 = 108400 \text{ N} = 108 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 108 \text{ kN} \geq (0,448 + 0,15 \cdot 2,83) \cdot 99900 = 87160 \text{ N} = 87,2 \text{ kN}$$

$$\text{Pri tem je: } d = 0,5 \cdot D + \frac{D - 2 \cdot a}{\pi} = 0,5 \cdot 45 + \frac{45 - 2 \cdot 4}{\pi} = 34,3 \text{ cm} = 343 \text{ mm},$$

$$k = 1 + \sqrt{200 / 343 \text{ mm}} = 1,76 < 2,00,$$

$$\rho_1 \approx 0,5 \cdot A_s / A_{eff} = 0,5 \cdot 2036 \text{ mm}^2 / 99900 \text{ mm}^2 = 0,0102 \leq 0,02,$$

$$\sigma_{cp} = 450000 \text{ N} / 159000 \text{ mm}^2 = 2,83 \text{ N} / \text{mm}^2 < 0,2 \cdot 20 \text{ N} / \text{mm}^2 = 4,0 \text{ N} / \text{mm}^2,$$

$$A_{eff} = d \cdot \sqrt{D^2 - d^2} = 343 \cdot \sqrt{450^2 - 343^2} = 99900 \text{ mm}^2 \text{ in}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,76^{1,5} \cdot 30^{0,5} = 0,448.$$

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ezd}^2 + V_{Eyd}^2} = \sqrt{120^2 + 70^2} = 139 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 108 \text{ kN} \rightarrow \text{Računska armatura!}$$

Potrebno količino strižne armature zaradi prečne sile lahko izračunam na dva načina (po izrazu 8-70 ali 8-71). Najprej izračunam armaturo na prvi način. Predpišem zaprta krožna stremena, ki z vzdolžno osjo nosilca oklepajo kot  $\alpha = 90^\circ$ . Za naklon tlačnih diagonal privzamem  $\theta = 45^\circ$ .

$$\frac{A_{sw}(V_{Ed})}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} = \frac{139}{30,9 \cdot 43,5 \cdot 1,00 \cdot (1,00 + 0,0)} = 0,103 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Pri tem je  $z \cong 0,90 \cdot d = 0,90 \cdot 34,3 \text{ cm} = 30,9 \text{ cm}$ ,  $f_{ywd} = 50 \text{ kN/cm}^2 / 1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2$ .

Izberem medsebojno razdaljo stremen  $s = 15 \text{ cm}$ :  $A_{sw} = 0,103 \text{ cm}^2 / \text{cm} \cdot 15 \text{ cm} = 1,55 \text{ cm}^2$ .

Ustreza zaprto krožno (2-strižno) streme:  $\phi 10 / 15 \text{ cm}$  ( $A_{sw} / s = 0,105 \text{ cm}^2 / \text{cm}$ ).

Drug način za izračun strižne armature je sledeč:

$$\frac{A_{s1,w}}{s} = \frac{2 \cdot V_{Ed}}{\pi \cdot D_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{2 \cdot 139}{\pi \cdot 38,8 \cdot 43,5 \cdot 1,00} = 0,0524 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Pri tem je  $D_{sw} = D - 2 \cdot a + d_{sl} = 45 - 2 \cdot 4 + 1,8 = 38,8 \text{ cm}$ .

Izberem medsebojno razdaljo stremen  $s = 15 \text{ cm}$ :  $A_{sw,1} = 0,0524 \text{ cm}^2 / \text{cm} \cdot 15 \text{ cm} = 0,786 \text{ cm}^2$ .

Ustreza zaprto krožno streme:  $\phi 10 / 15 \text{ cm}$  ( $A_{sw,1} / s = 0,0524 \text{ cm}^2 / \text{cm}$ ).

Končni rezultat izračuna pokaže, da z drugim načinom izračuna dobimo nekoliko več strižne armature, slučajno pa se izide enaka velikost in razporeditev stremen pri obeh načinih, le da so stremena v drugem primeru popolnoma izkoriščena.

Za vzpostavitev mehanizma ravninskega paličja je potrebno podaljšati upogibno natezno armaturo za dolžino  $a_l$  v neugodno smer:

$$a_l = z \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 = 30,9 \cdot (1,00 - 0,0) / 2 = 15,5 \text{ cm}.$$

Preveriti je potrebno odpornost AB elementa na prečno silo glede nosilnosti tlačnih razpor:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} = \frac{29,1 \cdot 30,9 \cdot 0,528 \cdot 2,00 \cdot (1,00 + 0,0)}{1 + 1,00^2} = 475 \text{ kN}$$

Pri tem je:  $b_w = \sqrt{D^2 - d^2} = \sqrt{45^2 - 34,3^2} = 29,1 \text{ cm}$ ,

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{25}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{3,0}{25}\right) = 0,528.$$

$V_{Ed} = 139 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 475 \text{ kN} \rightarrow$  Tlačne diagonale so v redu.

## 9 KONSTRUIRANJE IN NAČRTOVANJE NOSILNOSTI

V tem poglavju se bom osredotočil le na konstruiranje in načrtovanje nosilnosti primarnih potresnih gred, stebrov in vozlišč v okvirnih sistemih. Upošteval bom konstrukcijske zahteve za zagotovitev srednje stopnje duktilnosti (DCM). Poglavje o konstruiranju je sicer obsežno in govori tudi o sidranju in preklapljanju armaturnih palic, vendar bom zaradi omejenega obsega obravnaval le konstrukcijske zahteve za zagotovitev zadostne duktilnosti primarnih potresnih elementov.

### 9.1 GREDE

#### 9.1.1 Geometrijske omejitve in določitev kritičnega območja

Pri projektiranju okvirja na DCM je širina stojine grede navzgor omejena z  $b_{w,max}$ .

$$b_{w,max} \leq \min \{ b_c + h_w ; 2 \cdot b_c \} \quad (9-1)$$

Pri tem je  $b_c$  širina stebra, v katerega je greda vpeta,  $h_w$  pa je višina prereza grede.

Efektivno sodelujočo širino pasnice pri vpetju T ali L grede v steber se za potrebe načrtovanja nosilnosti lahko določi iz preglednice 55. Sodelujoča širina je določena na podlagi položaja grede v konstrukciji. Pri tem je  $b_c$  širina stebra,  $h_f$  pa debelina pasnice oziroma plošče.

Preglednica 55: Sodelujoče širine pasnic (Vir: SIST EN 1998-1)

Položaj grede	Sodelujoča širina pasnice $b_{eff}$
Ob zunanjem stebru brez gred v prečni smeri	$b_c$
Ob zunanjem stebru z gredami v prečni smeri	$b_c + 2 \cdot 2 \cdot h_f$
Ob notranjem stebru brez gred v prečni smeri	$b_c + 2 \cdot 2 \cdot h_f$
Ob notranjem stebru z gredami v prečni smeri	$b_c + 2 \cdot 4 \cdot h_f$

Kritična območja grede segajo od vozlišča grede s stebrom, do razdalje  $l_{cr}$  od roba stebra. Pri gredah DCM je  $l_{cr} = h_w$ , pri čemer je  $h_w$  višina prečnega prereza grede.



### 9.1.2 Vzdolžna armatura v gredah

Računsko potrebna vzdolžna količina armature v gredah se določi z dimenzioniranjem na mejna stanja nosilnosti v skladu s postopki in pravili, ki so navedeni v 8. poglavju.

Najmanjša dovoljena količina natezne armature v gredah, ki niso primarni potresni elementi, se določi po izrazu 9-2.

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_w \cdot d \end{cases} \quad (9-2)$$

Največja dovoljena količina natezne armature v gredah, ki niso primarni potresni elementi, oziroma v primarnih potresnih gredah izven kritičnih območij, se določi po izrazu 9-3.

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot b_w \cdot h_w \quad (9-3)$$

Najmanjša dovoljena količina natezne armature v primarnih potresnih gredah, se določi po izrazu 9-4.

$$A_{s,\min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d \quad (9-4)$$

Največja dovoljena količina natezne armature v kritičnih območjih primarnih potresnih gred,  $A_{s,\max}$ , se določi po izrazu 9-5. V  $A_{s,\max}$  je všteta tudi vsa natezna armatura plošče znotraj sodelujoče širine pasnice, ki poteka v smeri, vzporedni gredi.

$$A_{s,\max} = A_s' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d \quad (9-5)$$

Pri tem je:  $A_s'$  ... količina armature v tlačni coni ( $A_s' \geq A_{s',rač} + 0,5 \cdot A_s$ ),

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot T_C / T_1 & \text{za } T_1 < T_C \\ 2 \cdot q_0 - 1 & \text{za } T_1 \geq T_C \end{cases} \quad \dots \text{faktor duktilnosti za ukrivljenost,}$$

$\varepsilon_{sy,d}$  ... meja plastičnosti jekla (npr.:  $\varepsilon_{sy,d}(S400) = 0,00174$ ),

$b$  ... širina tlačne cone grede in

$d$  ... statična višina prereza.

Za preprečitev porušitve sprijemnosti med betonom in armaturo je potrebno omejiti premer armaturnih palic gred, ki potekajo skozi vozlišča. Naslednja izraza veljata samo za srednji razred duktilnosti (DCM):

$$d_{bl} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,5 \cdot A_s' / A_{s,max}} \cdot h_c \quad \text{za notranja vozlišča in} \quad (9-6)$$

$$d_{bl} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \cdot h_c \quad \text{za zunanja vozlišča.} \quad (9-7)$$

Pri tem je:  $d_{bl}$  ... premer vzdolžne palice grede, ki poteka skozi vozlišče s stebrom,

$v_d = N_{Ed} / (f_{cd} \cdot A_c)$  ... upošteva se minimalna vrednost med potresom,

$A_s', A_{s,max}$  ... glej izraz 9-5 in

$h_c$  ... višina prereza stebra v smeri grede.

### 9.1.3 Prečna armatura v gredah

Potrebno količino prečne armature oziroma strižno odpornost gred dimenzioniramo oziroma preverjamo po postopkih in pravilih iz 8. poglavja. Dodatno moramo upoštevati projektno prečno silo, ki izhaja iz načrtovanja nosilnosti in vse konstrukcijske zahteve iz tega poglavja.

Prečno silo  $V_{Ed,max}$ , na katero dimenzioniramo oziroma preverjamo primarne potresne grede, določimo z načrtovanjem nosilnosti, saj mora biti strižna nosilnost grede v kritičnem območju večja od upogibne nosilnosti. Največji prečni sili določimo na obeh vozliščih gred ter za plus (+) in minus (−) smer delovanja potresa.

Preglednica 56: Izračun prečne sile  $V_{Ed,max}$  pri načrtovanju nosilnosti

Smer delovanja potresa	Vozlišče 1 (levo vozlišče)	Vozlišče 2 (desno vozlišče)
Smer "PLUS" (→)	$\frac{ M_{1,d}^+  +  M_{2,d}^- }{l_b} -  V_{G+0,3Q} $	$\frac{ M_{1,d}^+  +  M_{2,d}^- }{l_b} +  V_{G+0,3Q} $
Smer "MINUS" (←)	$-\frac{ M_{1,d}^-  +  M_{2,d}^+ }{l_b} -  V_{G+0,3Q} $	$-\frac{ M_{1,d}^-  +  M_{2,d}^+ }{l_b} +  V_{G+0,3Q} $

Momente  $M_{i,d}$  v zgornji preglednici se izračuna po izrazu 9-8.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (9-8)$$

Pri tem je:  $\gamma_{Rd}$  ... faktor dodatne nosilnosti (pri DCM je  $\gamma_{Rd} = 1,0$ ),  
 $M_{Rb,i}$  ... upogibna nosilnost grede v i-tem vozlišču,  
 $\Sigma M_{Rc}$  ... vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov v obravnavani smeri, ki se stikajo v obravnavanem vozlišču (upoštevamo najmanjšo upogibno nosilnost pri najbolj neugodni osni sili, ki se lahko pojavi med potresom),  
 $\Sigma M_{Rb}$  ... vsota projektnih upogibnih nosilnosti gred v obravnavani smeri, ki se stikajo v obravnavanem vozlišču (pri računu nosilnosti se upošteva vsa dejanska vzdolžna armatura v prerezu grede, določenem po preglednici 57).

Za določitev največje prečne sile v gredi moramo predhodno poznati upogibne nosilnosti grede na obeh koncih in za oba predznaka momentov. Pri stenastih in stenastim ekvivalentnih mešanih konstrukcijah moramo pri določanju prečne sile v gredi predhodno poznati tudi upogibne nosilnosti stebrov. Pri okvirnih in okvirom ekvivalentnih mešanih konstrukcijah mora biti vsota upogibnih nosilnosti stebrov v vozlišču večja od vsote upogibnih nosilnosti gred, zato nam upogibnih nosilnosti stebrov v tej fazi ni potrebno poznati.

Kadar prečna armatura računsko ni potrebna, je potrebno grede armirati vsaj z minimalno stremensko armaturo  $A_{sw,min}$ .

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck} [MPa]}}{f_{yk} [MPa]} \cdot b_w \cdot \sin \alpha \quad (9-9)$$

Največja medsebojna razdalja stremen v gredah je lahko naslednja:

$$s_{max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (9-10)$$

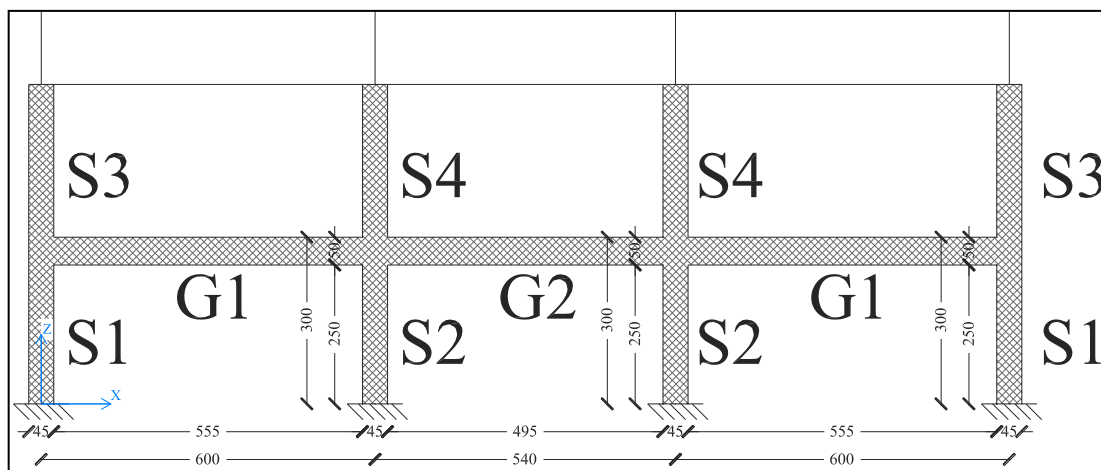
V kritičnih območjih gred DCM so predpisana zaprta stremena, ki morajo biti iz palic premera vsaj  $d_{bw,min} = 6,0 \text{ mm}$ . Prvo streme od stebra ne sme biti oddaljeno več kot za 5,0 cm. Medsebojni razmik stremen v kritičnih območjih gred pa ne sme presegati vrednosti  $s_{cr,max}$ .

$$s_{cr,max} = \min \{ h_w / 4; 24 \cdot d_{bw}; 8 \cdot d_{bl}; 22,5 \text{ cm} \} \quad (9-11)$$

Pri tem je:  $h_w$  ... višina prečnega prereza grede,  
 $d_{bw}$  ... premer stremen in  
 $d_{bl,min}$  ... premer najtanjše vzdolžne palice.

### 9.1.4 Računski primer projektiranja primarne potresne grede

Naredil bom računske primere na gredah in stebrih iz prve etaže okvirja X2. Obravnavani elementi so označeni na spodnji sliki.



Slika 64: Oznake obravnavanih gred in stebrov

Za primer bom projektiral gredi G1 (za orientacijo glej levo gredo) in G2 v obravnavani stavbi. Spodaj bom še enkrat podal največje obremenitve. Torzijski momenti v gredah se lahko zanemarijo pri izračunu, saj izvirajo iz kompatibilnostnih pogojev in niso ključni za statično stabilnost objekta.

Preglednica 57: Obremenitve grede G1 iz analize stavbe

Obremenitev	Levo vozlišče	Polje	Desno vozlišče
$N_{Ed,x}$	$\pm 16,1$ kN	$\pm 16,1$ kN	$\pm 16,1$ kN
$M_{Ed}^{min}$	-234 kNm	33,9 kNm	-283 kNm
$M_{Ed,y}^{max}$	148 kNm	130 kNm	75,0 kNm
$V_{Ed,z}$	-127 kN	61,6 kN	154 kN

Preglednica 58: Obremenitve grede G2 iz analize stavbe

Obremenitev	Levo vozlišče	Polje	Desno vozlišče
$N_{Ed,x}$	$\pm 8,85$ kN	$\pm 8,85$ kN	$\pm 8,85$ kN
$M_{Ed}^{min}$	-265 kNm	17,2 kNm	-269 kNm
$M_{Ed,y}^{max}$	113 kNm	72,0 kNm	115 kNm
$V_{Ed,z}$	-134 kN	79,6 kN	135 kN

### 9.1.4.1 Določitev geometrije prerezov in kritičnega območja

Širina stojine je ustrezna, saj je  $b_w = 45 \text{ cm} = b_c < 2 \cdot b_c = 90 \text{ cm} < b_c + h_w = 45 + 50 = 95 \text{ cm}$ .

Višina prereza vseh gred znaša  $h_w = 50 \text{ cm}$ .

Sodelujoče širine plošče so prikazane v naslednji preglednici. Debeline pasnic znašajo  $h_f = 16 \text{ cm}$ . Za efektivne širine gred pri dimenzioniranju povsod upoštevam pravokoten prerez gred, pri načrtovanju nosilnosti pa največji T prerez.

Preglednica 59: Sodelujoče širine plošče za načrtovanje nosilnosti

$b_{\text{eff}}$	Levo	Desno
Greda G1	$45 + 2 \cdot 2 \cdot 16 = 110 \text{ cm}$	$45 + 2 \cdot 4 \cdot 16 = 175 \text{ cm}$
Greda G2	$45 + 2 \cdot 4 \cdot 16 = 175 \text{ cm}$	$45 + 2 \cdot 4 \cdot 16 = 175 \text{ cm}$

Dolžine kritičnih območij gred znašajo:  $l_{cr} = h_w = 50 \text{ cm}$ .

### 9.1.4.2 Določanje količine vzdolžne armature

Računsko količino vzdolžne armature dimenzioniram z orodjem ID 4.06. Upoštevam pravokotne prečne prereze ( $b_w/h_w = 45/50 \text{ cm}$ ) in enojno armiranje ( $A_{s,rač} = 0$ ).

Preglednica 60: Računska vzdolžna armatura v gredah G1 in G2

Greda		Levo	Polje	Desno
G1	ZGORAJ	$6\phi 18$	/	$7\phi 18$
	SPODAJ	$4\phi 18$	$3\phi 18$	$2\phi 18$
G2	ZGORAJ	$6\phi 18$	/	$6\phi 18$
	SPODAJ	$3\phi 18$	$2\phi 18$	$3\phi 18$

Ker so obravnavane grede primarni potresni elementi, mora biti povsod v nateznih conah gred nameščena vsaj minimalna vzdolžna armatura  $A_{s,\text{min}}$ .

$$A_{s,\text{min}} = 0,5 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d = 0,5 \cdot \frac{0,290}{50} \cdot 45 \cdot 45 = 5,87 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 3\phi 18 (A_s = 7,63 \text{ cm}^2)$$

Največja dovoljena količina natezne armature izven kritičnih območij znaša:

$$A_{s,\text{max}} = 0,04 \cdot b_w \cdot h_w = 0,04 \cdot 45 \cdot 50 = 90,0 \text{ cm}^2.$$

Največja dovoljena količina natezne armature v kritičnih območjih znaša:

$$A_{s,max} = A_s' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{s,yd}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d = 10,2 + \frac{0,0018}{5,0 \cdot 0,00217} \cdot \frac{2,00}{43,5} \cdot 45 \cdot 45 = 25,7 \text{ cm}^2$$

Pri tem je:  $A_s' \geq A_{s\sqrt{2}} = 3,5\phi 18 \rightarrow A_s' = 4\phi 18 = 10,2 \text{ cm}^2$ ,

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,0 - 1 = 5,0; \text{ saj je } T_I = 0,958 \text{ s} > T_C = 0,50 \text{ s}.$$

Dejanska količina natezne armature znaša:

$$A_{s,dej} = A_{s,greda} + A_{s,plosca} = 7\phi 18 + b_{eff} \cdot Q385 = 17,8 + 1,75 \cdot 3,85 = 24,5 \text{ cm}^2 < A_{s,max} = 25,7 \text{ cm}^2$$

Največji dovoljeni premer vzdolžne palice skozi notranje in zunanje vozlišče znaša:

$$d_{bl,not} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,5 \cdot A_s' / A_{s,max}} \cdot h_c = \frac{7,5 \cdot 0,290}{43,5} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot 0,31}{1 + 0,5 \cdot 10,2 / 25,7} \cdot 45 = 2,34 \text{ cm in}$$

$$d_{bl,zun} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \cdot h_c = \frac{7,5 \cdot 0,290}{43,5} \cdot (1 + 0,8 \cdot 0,19) \cdot 45 = 2,59 \text{ cm}.$$

Dejanske izbrane količine armature v gredah so podane v naslednji preglednici.

*Preglednica 61: Dejanske količine vzdolžne armature v gredah*

Greda		Levo vozlišče (1)	Polje	Desno vozlišče (2)
G1	ZGORAJ	6 $\phi$ 18+Q385 (19,5 cm <sup>2</sup> )	3 $\phi$ 18 (7,63 cm <sup>2</sup> )	7 $\phi$ 18+Q385 (24,5 cm <sup>2</sup> )
	SPODAJ	4 $\phi$ 18 (10,2 cm <sup>2</sup> )	3 $\phi$ 18 (7,63 cm <sup>2</sup> )	4 $\phi$ 18 (10,2 cm <sup>2</sup> )
G2	ZGORAJ	7 $\phi$ 18+Q385 (24,5 cm <sup>2</sup> )	3 $\phi$ 18 (7,63 cm <sup>2</sup> )	7 $\phi$ 18+Q385 (24,5 cm <sup>2</sup> )
	SPODAJ	4 $\phi$ 18 (10,2 cm <sup>2</sup> )	3 $\phi$ 18 (7,63 cm <sup>2</sup> )	4 $\phi$ 18 (10,2 cm <sup>2</sup> )

### 9.1.4.3 Določanje količine prečne armature

Sedaj, ko imamo definirano vso vzdolžno armaturo v gredah G1 in G2, lahko z načrtovanjem nosilnosti določimo največje prečne sile v kritičnih območjih gred. Najprej z orodjem ID 4.06 izračunam upogibne nosilnosti gred v kritičnih območjih.

*Preglednica 62: Upogibne nosilnosti gred*

Greda	Levo vozlišče (1)		Desno vozlišče (2)	
	$M_{rb,1}^+$ [kNm]	$M_{rb,1}^-$ [kNm]	$M_{rb,2}^+$ [kNm]	$M_{rb,2}^-$ [kNm]
G1	201	-348	213	-432
G2	213	-432	213	-432

Določiti je potrebno še prečne sile, ki jih med potresom povzroča navpična obtežba. Sile računamo kot na prostoležeče podprtem nosilcu.

$$V_{G+0,3Q} = \pm(1,0 \cdot g_k + 0,3 \cdot q_k) \cdot \frac{l}{2}$$

Preglednica 63: Prečne sile zaradi navpične obtežbe  $V_{G+0,3Q}$

Greda	Levo vozlišče (1)	Desno vozlišče (2)
G1	-103 kN	103 kN
G2	-93,0 kN	93,0 kN

Sedaj po izrazih iz preglednice 58 izračunam sile  $V_{Ed,max}$ . V našem primeru, kjer imamo okvirno konstrukcijo DCM, velja:  $M_{i,d} = M_{Rb,i}$ , saj je  $\gamma_{Rd} = 1,0$  in  $\Sigma M_{Rc} > \Sigma M_{Rb}$ .

Preglednica 64: Prečne sile  $V_{Ed,max}$

Greda	Smer potresa	Levo vozlišče (1)	Desno vozlišče (2)
G1	"PLUS" (→)	11,1 kN	217 kN
	"MINUS" (←)	-204 kN	1,92 kN
G2	"PLUS" (→)	34,9 kN	221 kN
	"MINUS" (←)	-221 kN	-34,9 kN

Z načrtovanjem nosilnosti smo dobili večje prečne sile kot s statično in potresno analizo objekta. Zdaj lahko s postopki, navedenimi v 8. poglavju, preverimo če je računaska prečna armatura potrebna. V nadaljevanju bo prikazan le postopek računa za levo vozlišče grede G2.

Odpornost AB elementa na prečno silo izračunam po izrazu 8-64:

$$V_{Rd,c} = \left[ \frac{0,18}{1,50} \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0121 \cdot 30,0)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,00 \right] \cdot 202500 = 134370 N = 134 kN$$

$$V_{Rd,c} = 134 kN \geq (0,414 + 0,15 \cdot 0,00) \cdot 202500 = 83835 N = 83,8 kN$$

Pri tem je:  $k = 1 + \sqrt{200/450 mm} = 1,67 < 2,00,$

$$\rho_1 = 2450 mm^2 / 202500 mm^2 = 0,0121 \leq 0,02,$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 N / 225000 mm^2 = 0,00 N / mm^2 < 0,2 \cdot 20 N / mm^2 = 4,0 N / mm^2,$$

$$A_{eff} = b_w \cdot d = 450 mm \cdot 450 mm = 202500 mm^2 \text{ in}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,67^{1,5} \cdot 30^{0,5} = 0,414.$$

$$V_{Ed} = 221 kN > V_{Rd,c} = 134 kN \rightarrow \text{Potrebna je računaska armatura!}$$

Količina armature se izračuna po izrazu 8-70. Predpišem pokončna stremena ( $\alpha = 90^\circ$ ) in naklon tlačnih diagonal  $\theta = 45^\circ$ . Predpostavim, da je  $z \approx 0,90 \cdot d = 0,90 \cdot 45 = 40,5 \text{ cm}$ .

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} = \frac{221}{40,5 \cdot 43,5 \cdot 1,00 \cdot (1,00 + 0,0)} = 0,125 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Preverim, če je količina računске armature večja od minimalne stremenske armature:

$$\frac{A_{sw, \min}}{s} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck} [\text{MPa}]}}{f_{yk} [\text{MPa}]} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} \cdot 45 \cdot \sin(90^\circ) = 0,0395 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Količina računске armatura je večja od količine minimalne armature.

Največja medsebojna razdalja med stremeni izven kritičnega območja znaša:

$$s_{\max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 45 \cdot (1 + 0) = 33,7 \text{ cm}.$$

Največja medsebojna razdalja med stremeni v kritičnem območju pa je:

$$s_{cr, \max} = \min \{ h_w / 4; 24 \cdot d_{bw}; 8 \cdot d_{bl}; 22,5 \text{ cm} \} = \min \{ 12,5; 14,4; 14,4; 22,5 \} = 12,5 \text{ cm}.$$

Izberem medsebojno razdaljo  $s = 7,50 \text{ cm}$  in izračunam količino potrebne armature:

$$A_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot s = 0,125 \cdot 7,50 = 0,934 \text{ cm}^2 / 7,50 \text{ cm} \rightarrow 2\phi 8 / 7,50 \text{ cm} \quad (0,134 \text{ cm}^2 / \text{cm})$$

Vgradim 2-strižno (zaprto) streme  $\phi 8 / 7,50 \text{ cm}$ .

Za vzpostavitev mehanizma ravninskega paličja je potrebno vzdolžno armaturo podaljšati za:

$$a_l = z \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 = 40,5 \cdot (1,00 - 0,0) / 2 = 20,3 \text{ cm}.$$

Nazadnje še preverim odpornost tlačnih diagonal v kritičnem območju grede:

$$V_{Rd, \max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} = \frac{45 \cdot 40,5 \cdot 0,528 \cdot 2,00 \cdot (1,00 + 0,0)}{1 + 1,00^2} = 962 \text{ kN}$$

$$\text{Pri čemer je } v_1 = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck} [\text{kN} / \text{cm}^2]}{25} \right) = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{3,0}{25} \right) = 0,528.$$

$$V_{Ed} = 221 \text{ kN} < V_{Rd, \max} = 962 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Odpornost tlačnih diagonal je dovolj velika!}$$



## 9.2 STEBRI

### 9.2.1 Geometrijske omejitve in določitev kritičnega območja

Tlačne obremenitve so omejene z zgornjo mejo normirane projektne osne sile. Upoštevajo se največje tlačne osne sile, ki jih povzročajo potresne obtežne kombinacije.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (9-12)$$

Pri tem je:  $v_d$  ... normirana projektna osna sila,  
 $N_{Ed}$  ... največja projektna tlačna osna sila,  
 $A_c$  ... površina prečnega prereza stebra,  
 $f_{cd}$  ... projektna tlačna trdnost betona.

Omejitev:  $v_d \leq 0,65$  za DCM (srednja stopnja duktilnosti)

Da preprečimo krhko porušitev tlačne cone, moramo v kritičnih območjih primarnih potresnih stebrov z gostejšimi zaprtimi stremeni objeti betonsko jedro prereza in mu tako povečati nosilnost in duktilnost. Gostejša stremena tudi varujejo tlačene vzdolžne palice pred uklonom. Dolžina kritičnih območij stebrov DCM se določi po izrazu 9-13.

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl} / 6; 45 \text{ cm}\} \quad (9-13)$$

Pri tem je  $h_c$  večja dimenzija prereza stebra,  $l_{cl}$  pa svetla višina stebra.

### 9.2.2 Vzdolžna armatura v stebrih

Računska količina vzdolžne armature v stebrih se določi z dimenzioniranjem na mejna stanja nosilnosti v skladu s postopki in pravili, navedenimi v 8. poglavju. Pri primarnih potresnih stebrih v okvirnih in okvirom ekvivalentnih mešanih konstrukcijah je treba poleg dimenzioniranja zagotoviti stebrom tudi večjo nosilnost, kot je nosilnost gred, s katerimi se stikajo (načrtovanje upogibne nosilnosti stebrov).

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (9-14)$$

Pri tem je:  $\sum M_{Rc}$  ... vsota upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču in  
 $\sum M_{Rb}$  ... vsota upogibnih nosilnosti gred, ki se stikajo v vozlišču.

Pri upogibnih nosilnostih primarnih potresnih stebrov je potrebno upoštevati najbolj neugodne kombinacije z osnimi silami, ki se lahko zgodijo in v izrazu 9-14 uporabiti najmanjšo dobljeno nosilnost. Pri vsoti upogibnih nosilnosti gred je potrebno upoštevati dejansko količino vse vzdolžne armature v gredah, vključno z armaturo plošče znotraj sodelujoče širne T in L prerezov.

V stebrih, ki nimajo primarne potresne funkcije, se najmanjša in največja dovoljena količina skupne vzdolžne armature določi po izrazih 9-15 in 9-16.

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0,15 \cdot N_{Ed} / f_{yd} \\ 0,003 \cdot A_c \\ 4\phi 12 \text{ mm} \end{cases} \quad (9-15)$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c \quad (9-16)$$

V primarnih potresnih stebrih se najmanjša dovoljena količina vzdolžne armature določi po izrazu 9-17. Za največjo količino vzdolžne armature tudi pri primarnih potresnih stebrih velja izraz 9-16.

$$A_{s,\min} = 0,01 \cdot A_c \quad (9-17)$$

V pravokotnih prerezih mora biti med vogalnimi palicami nameščena vsaj še po ena vmesna palica, v mnogokotnih prerezih pa vsaj v vsakem vogalu po ena palica. Krožni prerezi se armirajo z vsaj šestimi vzdolžnimi palicami. Stebri s simetričnimi prečnimi prerezi se armirajo simetrično.

### 9.2.3 Prečna armatura v stebrih

Potrebno količino prečne armature oziroma strižno odpornost stebrov računamo oziroma preverjamo po postopkih in pravilih iz 8. poglavja. Projektno prečno silo  $V_{Ed,\max}$  določimo na podlagi načrtovanja nosilnosti z izrazom 9-18.

$$V_{Ed,\max} = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_c} \quad (9-18)$$

Pri tem je:  $M_{i,d}$  ... projektni moment na krajišču  $i$ ,

$l_c$  ... svetla višina stebra.

Za določitev projektne prečne sile moramo poznati tako upogibne nosilnosti stebrov v obravnavanem vozlišču, kot upogibne nosilnosti gred, ki se stikajo v tem vozlišču.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min\left(1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}\right) \quad (9-19)$$

V zgornjem izrazu je faktor dodatne nosilnosti stebrov  $\gamma_{Rd} = 1,1$ .

Premer prečne armature v stebrih ne sme biti manjši od 6 milimetrov oziroma ene četrtnine premera najdebelejše vzdolžne palice v stebrih, kar je več. Na splošno v stebrih razdalja med posameznimi stremeni oziroma prečnimi palicami ne sme biti večja  $s_{max}$ . V območjih, ki so za manj kot  $h_c$  oddaljeni od krajišč stebrov se razdalja  $s_{max}$  pomnoži z vrednostjo 0,6.

$$s_{max} = \min \begin{cases} 12 \cdot d_{sl,min} \\ b_c \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (9-20)$$

V kritičnih območjih primarnih potresnih stebrov se največja medsebojna razdalja stremen določi po izrazu 9-21, kjer je  $b_0$  minimalni premer betonskega jedra, merjen od osi stremena.

$$s_{max} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot b_0 \\ 8 \cdot d_{bl,min} \\ 17,5 \text{ cm} \end{cases} \quad (9-21)$$

V kritičnih območjih ob vpetjih primarnih potresnih stebrov moramo z dovolj velikim mehanskim volumskim deležem stremen zagotoviti zadostno vrednost faktorja duktilnosti  $\mu_\varphi$ . Velikokrat je za doseg zahtevane duktilne ukrivljenosti potrebna deformacija betona, ki je večja od mejne deformacije  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ . Pri tem se krovna plast betona odlušči, izgubo nosilnosti pa je potrebno zagotoviti z ustrezno močnim stremenskim objetjem betonskega jedra.

$$\mu_\varphi = \begin{cases} 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot T_c / T_1 & \text{za } T_1 < T_c \\ 2 \cdot q_0 - 1 & \text{za } T_1 \geq T_c \end{cases} \quad (9-22)$$

Upošteva se, da je objetje betonskega jedra dovolj močno, če je izpolnjen pogoj 9-23.

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\varphi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (9-23)$$

Pri tem je:  $\omega_{wd}$  ... mehanski volumski delež stremen, ki objemajo betonsko jedro,  
 $\alpha$  ... faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra,  
 $\nu_d$  ... normirana projektna osna sila,  
 $\varepsilon_{sy,d}$  ... projektna deformacija na meji plastičnosti natezne armature,  
 $b_c, h_c$  ... širina, višina betonskega prereza stebra,  
 $b_0, h_0$  ... širina, višina objetega jedra stremen.

Mehanski volumski delež stremen se določi po izrazu 9-24. Ob vpetjih primarnih potresnih stebrov mora biti  $\omega_{wd}$  vsaj 0,08.

$$\omega_{wd} = \frac{V_{sw}}{V_{bet. jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (9-24)$$

Faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra je enak  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ . Faktorja  $\alpha_n$  in  $\alpha_s$  se za pravokotne in okrogle prereze razlikujeta.

Za pravokotne prereze velja:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right)$$

Za okrogle prereze velja:

$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{D_{sw}}\right)^2$$

Pri tem je:  $n$  ... skupno število podprtih vzdolžnih armaturnih palic,  
 $b_i$  ... razdalje med sosednjimi podprtimi palicami,  
 $s$  ... medsebojna razdalja stremen in  
 $D_{sw}$  ... osni premer zaprtega okroglega stremena.

### 9.2.4 Računski primer projektiranja primarnega potresnega stebra

V računskem primeru bom projektiral stebra S1 in S2, ki sta označena v 9.1.4. Vmes bom izračunal tudi nekaj podatkov za stebra S3 in S4, ki jih potrebujem za načrtovanje nosilnosti stebrov S1 in S2. Dimenzioniranje in načrtovanje nosilnosti bom izvedel le za smer X, saj za smer Y ne poznam upogibnih odpornosti gred. V nadaljevanju so podane obremenitve zaradi statičnih obtežnih kombinacij in potresne analize v X smeri.

Preglednica 65: Projektne obremenitve v stebrih S1 in S2

Obremenitve	Steber S1		Steber S2	
$N_{Ed,x}$ [kN]	-596	-1002	-1272	-1364
$M_{Ed,y}$ [kNm]	±142		±241	
$M_{Ed,z}$ [kNm]	±70,3		±85,2	
$V_{Ed,z}$ [kN]	±87,3		±142	
$V_{Ed,y}$ [kN]	±44,9		±50,4	

#### 9.2.4.1 Določitev kritičnega območja

Steber S1 ima okrogel prečni prerez s premerom stebra  $D = 45 \text{ cm}$ . Steber S2 je pravokotnega prečnega prereza dimenzij  $b_c/h_c = 45/45 \text{ cm}$ . V obeh stebrih je  $a = 5 \text{ cm}$ .

Dolžina kritičnega območja je pri obeh stebrih enaka:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 45 \text{ cm}\} = \max\{45; 41,7; 45\} = 45 \text{ cm}.$$

#### 9.2.4.2 Določanje količine vzdolžne armature

Najprej izračunam potrebno količino vzdolžne armature za prevzem projektnih obremenitev iz statične in potresne analize objekta. Dimenzioniranje na dvoosni upogib z osno silo izvedem za oba stebra z orodjem ID 4.06. Vzdolžno armaturo enakomerno razporedim po prerezih. V izračunih obenem upoštevam tudi zahteve o najmanjši dovoljeni količini vzdolžne armature.

$$\text{Steber S1 in S3: } A_{s,\min} = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot \pi \cdot D^2 / 4 = 0,01 \cdot \pi \cdot 45^2 / 4 = 15,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Steber S2 in S4: } A_{s,\min} = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot b_c \cdot h_c = 0,01 \cdot 45 \cdot 45 = 20,3 \text{ cm}^2$$

Za vse stebre izberem po 8 vzdolžnih palic, merodajna pa je minimalna armatura.

*Preglednica 66: Računska vzdolžna armatura v stebrih S1 do S4*

Steber	S1	S2	S3	S4
Armatura	8 $\phi$ 16 (16,1 cm <sup>2</sup> )	8 $\phi$ 18 (20,4 cm <sup>2</sup> )	8 $\phi$ 16 (16,1 cm <sup>2</sup> )	8 $\phi$ 18 (20,4 cm <sup>2</sup> )

Takšno armiranje stebrov je prešibko za izpolnjevanje zahtev pogoja 9-14, zato moram količino natezne armature v vseh stebrih povečati. Z načrtovanjem nosilnosti sem dobil količine armature, ki so prikazane v spodnji preglednici.

*Preglednica 67: Armatura, dobljena z načrtovanjem nosilnosti*

Steber	S1	S2	S3	S4
Armatura	8 $\phi$ 22 (30,4 cm <sup>2</sup> )	12 $\phi$ 22 (45,6 cm <sup>2</sup> )	8 $\phi$ 22 (30,4 cm <sup>2</sup> )	12 $\phi$ 22 (45,6 cm <sup>2</sup> )

Sedaj preverim, če je upogibna nosilnost stebrov v primerjavi z upogibno nosilnostjo gred dovolj velika. Izvedem kontrolo globalne duktilnosti v vozlišču 1 (vozlišče med S1, S3 in G1) in v vozlišču 2 (vozlišče med S2, S4, G1 in G2). Upogibne nosilnosti posameznih elementov pri pripadajočih osnih silah in sekundarnih momentih določim s pomočjo orodja ID 4.06.

*Preglednica 68: Upogibne nosilnosti gred in stebrov v vozlišču 1*

Element	Upogibna nosilnost	Potres "PLUS" (→)	Potres "MINUS" (←)
S1	$M_{Rb,y}(N_{Ed,x} = -596/-1002kN)$	±244	±265
S3	$M_{Rb,y}(N_{Ed,x} = -490/-782 kN)$	±237	±254
G1	$M_{Rb,y}(N_{Ed,x} = 0 kN)$	+201	-348

*Preglednica 69: Upogibne nosilnosti gred in stebrov v vozlišču 2*

Element	Upogibna nosilnost	Potres "PLUS" (→)	Potres "MINUS" (←)
S2	$M_{Rb,y}(N_{Ed,x} = -1272/-1364 kN)$	±449	±452
S4	$M_{Rb,y}(N_{Ed,x} = -1006/-1075 kN)$	±442	±444
G1	$M_{Rb,y}(N_{Ed,x} = 0 kN)$	-432	+213
G2	$M_{Rb,y}(N_{Ed,x} = 0 kN)$	+213	-432

Nosilnost stebrov preverim posebej za vsako vozlišče in smer potresa:

Vozlišče 1, potres "PLUS":

$$\sum M_{Rc} = 244 + 237 = 481 kNm > 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 1,3 \cdot 201 = 261 kNm \quad \rightarrow \text{OK!}$$

Vozlišče 1, potres "MINUS":

$$\sum M_{Rc} = 265 + 254 = 519 kNm > 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 1,3 \cdot 348 = 452 kNm \quad \rightarrow \text{OK!}$$

Vozlišče 2, potres "PLUS":

$$\sum M_{Rc} = 449 + 442 = 891 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 1,3 \cdot (432 + 213) = 839 \text{ kNm} \rightarrow \text{OK!}$$

Vozlišče 2, potres "MINUS":

$$\sum M_{Rc} = 452 + 444 = 896 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 1,3 \cdot (432 + 213) = 839 \text{ kNm} \rightarrow \text{OK!}$$

Količina vzdolžne armature, dobljena z načrtovanjem nosilnosti je približno dvakrat večja, kot armatura, dobljena z dimenzioniranjem na notranje obremenitve.

### 9.2.4.3 Določanje količine prečne armature v stebrih

Največje prečne sile v primarnih potresnih stebrih določim po metodi načrtovanja nosilnosti. Merodajne prečne sile določim za stebra S1 in S2. Upogibne nosilnosti gred in stebrov poznam iz prejšnjega razdelka. Pri vpetju stebrov v temelje pa predpostavim  $\sum M_{Rb} = \infty$ . Za določitev prečnih sil moram sedaj izračunati momente  $M_{i,d}$  po izrazu 9-19.

Primer izračuna  $M_{i,d}$  za zgornje vozlišče stebra S1 in potres v "PLUS" smeri:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot 244 \cdot \min\left(1, \frac{201}{244 + 237}\right) = 112 \text{ kNm}$$

Preglednica 70: Upogibne nosilnosti stebrov v vozliščih  $M_{i,d}$  [kNm]

Steber		Potres "PLUS" (→)	Potres "MINUS" (←)
S1	Zgoraj	112	195
	Spodaj	268	292
S2	Zgoraj	357	358
	Spodaj	494	497

Sedaj lahko izračunam merodajne prečne sile. Prikazan je primer za steber S1 in potres v "PLUS" smeri:

$$V_{Ed,max} = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_c} = \frac{268 + 112}{3,0 - 0,50} = 152 \text{ kN}$$

Preglednica 71: Merodajne prečne sile  $V_{Ed,max}$  [kN]

Steber	Potres "PLUS" (→)	Potres "MINUS" (←)	$V_{Ed,max}$ [kN]
S1	152	195	<b>195</b>
S2	340	342	<b>342</b>

Z načrtovanjem nosilnosti dobljene prečne sile so mnogo večje od sil iz ovojnice obtežnih kombinacij. Od tu naprej lahko za vsak steber posebej dimenzioniram prečno armaturo.

### Steber S1:

Odpornost AB elementa brez računske armature. Uporabim izraz 8-64.

$$V_{Rd,c} = \left[ \frac{0,18}{1,50} \cdot 1,77 \cdot (100 \cdot 0,0151 \cdot 30,0)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,75 \right] \cdot 100600 = 132800 \text{ N} = 133 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 133 \text{ kN} \geq (0,451 + 0,15 \cdot 3,75) \cdot 100600 = 102000 \text{ N} = 102 \text{ kN}$$

Pri tem je: 
$$d = 0,5 \cdot D + \frac{D - 2 \cdot a}{\pi} = 0,5 \cdot 45 + \frac{45 - 2 \cdot 5}{\pi} = 33,6 \text{ cm} = 336 \text{ mm},$$

$$k = 1 + \sqrt{200 / 336 \text{ mm}} = 1,77 < 2,00,$$

$$\rho_1 \approx 0,5 \cdot A_s / A_{eff} = 0,5 \cdot 3040 \text{ mm}^2 / 100600 \text{ mm}^2 = 0,0151 \leq 0,02,$$

$$\sigma_{cp} = 596000 \text{ N} / 159000 \text{ mm}^2 = 3,75 \text{ N} / \text{mm}^2 < 0,2 \cdot 20 \text{ N} / \text{mm}^2 = 4,0 \text{ N} / \text{mm}^2,$$

$$A_{eff} = d \cdot \sqrt{D^2 - d^2} = 336 \cdot \sqrt{450^2 - 336^2} = 100600 \text{ mm}^2 \text{ in}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,77^{1,5} \cdot 30^{0,5} = 0,451.$$

$$V_{Ed} = 195 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 133 \text{ kN} \rightarrow \text{Potrebna je računska armatura!}$$

Potrebno količino strižne armature izračunam po izrazu 8-70 ( $\alpha = 90^\circ$ ,  $\theta = 45^\circ$ ):

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} = \frac{195}{30,2 \cdot 43,5 \cdot 1 \cdot (1 + 0)} = 0,148 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Pri tem je  $z \approx 0,90 \cdot d = 0,90 \cdot 33,6 = 30,2 \text{ cm}$ .

Na podlagi konstrukcijskih zahtev za stebre določim največjo dovoljeno medsebojno razdaljo med stremeni izven kritičnega območja:

$$s_{max} = \min \begin{cases} 12 \cdot d_{sl,min} \\ b_c \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = \min \begin{cases} 12 \cdot 2,2 = 26,4 \\ 45 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = 26,4 \text{ cm}.$$



V kritičnem območju stebra pa  $s_{max}$  znaša:

$$s_{max} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot b_0 \\ 8 \cdot d_{bl,\min} \\ 17,5 \text{ cm} \end{cases} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot (45 - 2 \cdot 5 + 2,2) = 18,6 \\ 8 \cdot 2,2 = 17,6 \\ 17,5 \text{ cm} \end{cases} = 17,5 \text{ cm}.$$

Izven kritičnih območij se odločim za zaprta krožna stremena:  $\phi 10/10 \text{ cm}$  ( $0,157 \text{ cm}^2/\text{cm}$ ).

Preveriti je potrebno odpornost AB elementa na prečno silo glede nosilnosti tlačnih razpor:

$$V_{Rd,\max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} = \frac{29,9 \cdot 30,2 \cdot 0,528 \cdot 2,00 \cdot (1+0)}{1+1} = 477 \text{ kN}$$

Pri tem je:  $b_w = \sqrt{D^2 - d^2} = \sqrt{45^2 - 33,6^2} = 29,9 \text{ cm}$ ,

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{25}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{3,0}{25}\right) = 0,528.$$

Zagotoviti je potrebno še objetje v kritičnih območjih ob vpetju stebra. Tudi v tem območju predpostavim okrogla zaprta stremena  $\phi 10/10 \text{ cm}$ .

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 = 30 \cdot 5,0 \cdot 0,315 \cdot 0,00217 \cdot \frac{45}{38,2} - 0,035 = 0,086$$

Faktor učinkovitosti objetja znaša  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 1 \cdot 0,545 = 0,545$ .

$$\alpha_n = 1$$

Pri tem je:  $\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{D_{sw}}\right)^2 = \left(1 - \frac{10}{38,2}\right)^2 = 0,545$ .

Mehanski volumski delež stremen mora biti vsaj  $\omega_{wd} = 0,08$ :

$$\omega_{wd} = \frac{V_{sw}}{V_{bet. \text{ jedra}}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{A_{sw} \cdot \pi \cdot 38,2}{10 \cdot \pi \cdot 38,2^2 / 4} \cdot \frac{43,5}{2,00} = A_{sw} \cdot 0,228 = 0,785 \cdot 0,228 = 0,18 > 0,08$$

$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0,545 \cdot 0,18 = 0,098 > 0,086 \rightarrow$  Pogoj je izpolnjen.

**Steber S2:**

Odpornost AB elementa brez računske armature. Uporabim izraz 8-64.

$$V_{Rd,c} = \left[ \frac{0,18}{1,50} \cdot 1,71 \cdot (100 \cdot 0,0127 \cdot 30,0)^{1/3} + 0,15 \cdot 4,00 \right] \cdot 180000 = 232300 \text{ N} = 232 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 232 \text{ kN} \geq (0,429 + 0,15 \cdot 4,00) \cdot 180000 = 196200 \text{ N} = 196 \text{ kN}$$

Pri tem je:  $k = 1 + \sqrt{200/400 \text{ mm}} = 1,71 < 2,00$ ,

$$\rho_1 \approx 0,5 \cdot A_s / A_{eff} = 0,5 \cdot 4560 \text{ mm}^2 / 180000 \text{ mm}^2 = 0,0127 \leq 0,02,$$

$$\sigma_{cp} = 1272000 \text{ N} / 202500 \text{ mm}^2 = 6,28 \text{ N/mm}^2 > 0,2 \cdot 20 \text{ N/mm}^2 = 4,0 \text{ N/mm}^2,$$

$$A_{eff} = b_w \cdot d = 450 \cdot 400 = 180000 \text{ mm}^2 \text{ in}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,71^{1,5} \cdot 30^{0,5} = 0,429.$$

$$V_{Ed} = 342 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 232 \text{ kN} \rightarrow \text{Potrebna je računska armatura!}$$

Potrebno količino strižne armature izračunam po izrazu 8-70 ( $\alpha = 90^\circ$ ,  $\theta = 45^\circ$ ):

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} = \frac{342}{36,0 \cdot 43,5 \cdot 1 \cdot (1+0)} = 0,218 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Pri tem je  $z \approx 0,90 \cdot d = 0,90 \cdot 40,0 = 36,0 \text{ cm}$ .

Največji dovoljeni medsebojni razdalji med stremeni izven oziroma v kritičnem območju sta enaki kot pri stebri S1:  $s_{max} = 26,4 \text{ cm}$ ,  $s_{max}(krit) = 17,5 \text{ cm}$ .

Odločim se zaprta  $2 + \sqrt{2}$ -strižna stremena  $\phi 10/10 \text{ cm}$  ( $0,268 \text{ cm}^2/\text{cm}$ ).

Preveriti je potrebno odpornost AB elementa na prečno silo glede nosilnosti tlačnih razpor:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} = \frac{45 \cdot 36 \cdot 0,528 \cdot 2,00 \cdot (1+0)}{1+1} = 855 \text{ kN}$$

Pri tem je  $v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{25}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{3,0}{25}\right) = 0,528$ .

Zagotoviti je potrebno še objetje v kritičnih območjih ob vpetju stebra. Tudi v tem območju predpostavim zaprta  $2 + \sqrt{2}$ -strižna stremena  $\phi 10/10 \text{ cm}$  ( $0,268 \text{ cm}^2/\text{cm}$ ).

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\varphi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 = 30 \cdot 5,0 \cdot 0,337 \cdot 0,00217 \cdot \frac{45}{38,2} - 0,035 = 0,094$$

Faktor učinkovitosti objekta znaša  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,812 \cdot 0,755 = 0,613$ .

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - 12 \cdot \frac{11,7^2}{6 \cdot 38,2 \cdot 38,2} = 0,812$$

Pri tem je:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{10}{2 \cdot 38,2}\right) \cdot \left(1 - \frac{10}{2 \cdot 38,2}\right) = 0,755$$

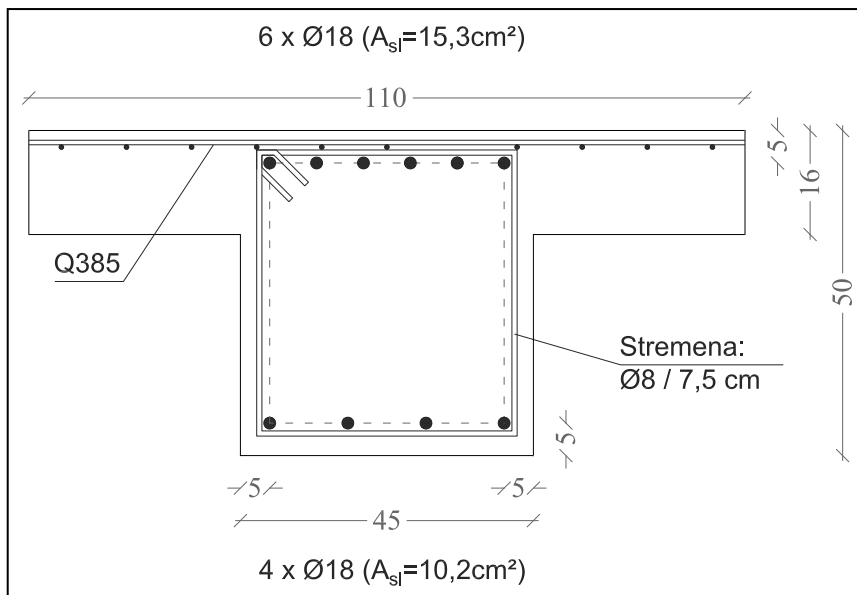
Mehanski volumski delež stremen mora biti vsaj  $\omega_{wd} = 0,08$ :

$$\omega_{wd} = \frac{V_{sw}}{V_{bet. jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{A_{sw} \cdot 4 \cdot (38,2 + 11,7 + 16,5)}{10 \cdot 38,2 \cdot 38,2} \cdot \frac{43,5}{2,00} = A_{sw} \cdot 0,396 = 0,785 \cdot 0,396 = 0,31 > 0,08$$

$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0,613 \cdot 0,31 = 0,19 > 0,094 \rightarrow$  Pogoj je izpolnjen.

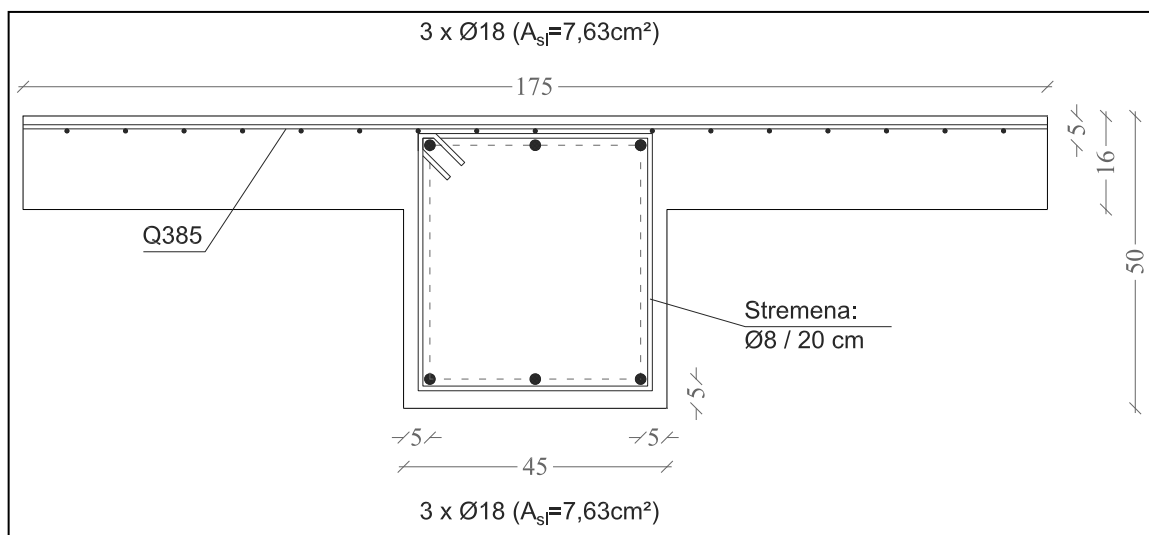
### 9.3 SKICE ARMIRANOBETONSKIH PREREZOV

#### 9.3.1 Greda G1 – krajna podpora



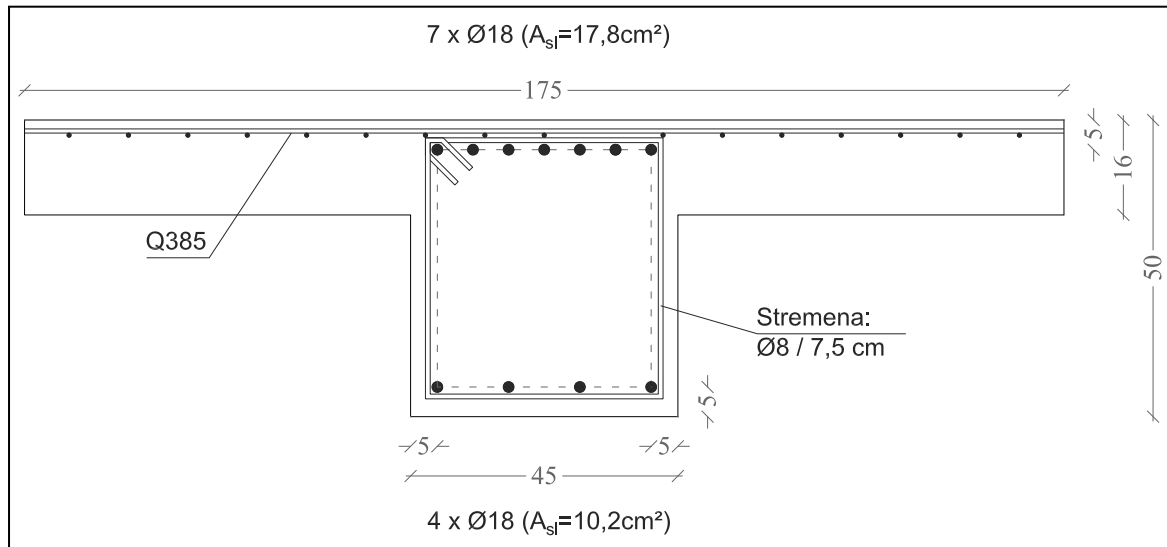
Slika 65: Prečni prerez grede G1 - levo

#### 9.3.2 Greda G1 – polje



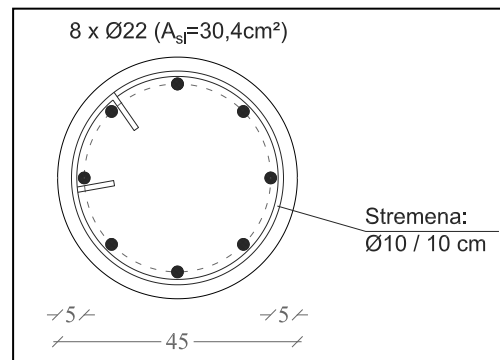
Slika 66: Prečni prerez grede G1 - polje

### 9.3.3 Greda G1 – vmesna podpora



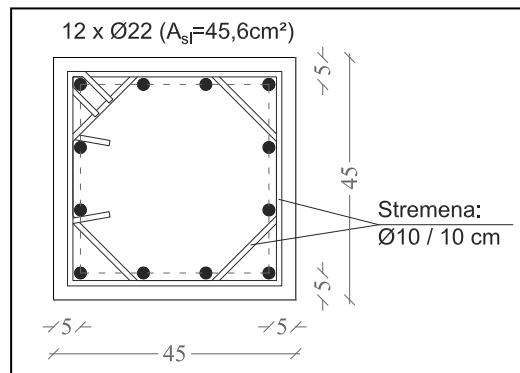
Slika 67: Prečni prerez grede G1 - desno

### 9.3.4 Steber S1



Slika 68: Prečni prerez stebra S1

### 9.3.5 Steber S2



Slika 69: Prečni prerez stebra S2

## 10 ZAKLJUČEK

Namen tega diplomskega dela je bil sprojektirati nosilno konstrukcijo večetažne armiranobetonske okvirne stavbe po veljavnih predpisih. Pri tem sem se moral poglobiti v znanje, pridobljeno na visokošolskem študiju in dodatno preštudirati postopek projektiranja in analize konstrukcije na potresno obtežbo.

Najprej sem objekt zasnoval ter glede na razpone in predvideno obtežbo določil začetne dimenzije prečnih prereзов nosilnih elementov.

V nadaljevanju sem določil vplive na konstrukcijo. Iz geometrije objekta in zasnove konstrukcijskih sklopov sem najprej določil stalno obtežbo. Glede na namembnost uporabnih površin sem določil koristne obtežbe. Vpliv snega in vetra sem določil glede na lokacijo in obliko objekta. Nazadnje sem izračunal maso objekta za izračun potresnega vpliva in upošteval karto potresne nevarnosti Slovenije ter vrsto konstrukcije določil še projektni spekter pospeškov.

V četrtem poglavju sem naredil primerjavo med različnimi načini izračuna obremenitev v tipični medetažni plošči objekta. Opravil sem pet različnih načinov izračuna. Najprej sem izvedel "peš" izračun upogibnih momentov v plošči s pomočjo tabel, ki temeljijo na teoriji porušitve ob nastanku prvega plastičnega členka. Nato sem s programom SAP2000 modeliral štiri različne modele. Prvi model je bila plošča na nepomičnih podporah. Drugi model je bila plošča na pravokotnih gredah, ki je bila podprta v težiščih gred. Tretji model je bila plošča, togo povezana z gredami (upoštevani dejanski T nosilci). Četrti model pa je bila gladka plošča na stebrih. Izkazalo se je, da daje najboljše rezultate model s ploščami, ki so togo povezane z nosilci. Uporaba modela z nepomičnimi podporami daje za grede, ki imajo tako togost, kot jo imajo uporabljene grede, uporabne rezultate, ki so bili v mojem primeru celo nekoliko na varni strani. Model s pravokotnimi gredami, ki podpirajo plošče v težišču se je izkazal za neuporabnega, saj sem z njim dobil najmanjše vrednosti obremenitev (nevarna stran). Model gladke plošče na stebrih pa ni bil dobro zasnovan, saj sem nad stebri zaradi točkovnega modeliranja podpor dobil prevelike obremenitve, lahko pa zaključim, da ta model za plošče z relativno togimi nosilci ni primeren.

V petem poglavju sem se ukvarjal s statično analizo okvirjev, obremenjenih z navpično obtežbo. Izdelal sem štiri različne statične modele. Prva dva modela sta bila ravninska, druga dva pa prostorska. Razlika med enim in drugim ravninskim oziroma prostorskim modelom je bila v modeliranju gred. V obeh primerih sem prvič uporabil grede s T prerezi (upoštevanje sodelujoče širine plošče), drugič pa grede s pravokotnimi prerezi. Tu sem zaključil, da dajejo uporabne rezultate vsi štiri modeli. Pri modelih s T gredami sem (pričakovano) dobil nekoliko večje obremenitve v gredah in manjše v stebrih, pri modelu s pravokotnimi gredami pa ravno obratno. Procentualno gledano je bila razlika v velikosti obremenitev v stebrih med enim drugim modelom večja, kot razlika v obremenitvah gred. Razlike med rezultati ravninskih in prostorskih modelov so bile v mojem primeru minimalne. Osebno zagovarjam prostorske modele, saj z enim modelom dobimo obremenitve v nosilni konstrukciji celotnega objekta, vključno z obremenitvami v prečni smeri (dvoosni upogib v stebrih).

V šestem poglavju sem analiziral objekt na potresni vpliv. Tu sem moral najprej preštudirati predpise o projektiranju potresno odpornih konstrukcij in nekatera poglavja iz dinamike gradbenih konstrukcij. Preverjal sem zahteve za določanje pravilnosti stavbe po tlorisu in višini. Nato sem na različne načine določil potresne obremenitve na konstrukcijo. Peš sem izvedel metodo z vodoravnimi silami za obe glavne smeri objekta in modalno analizo s spektri odziva za eno smer. Izvedel sem tudi prostorsko modalno analizo s programom SAP2000. Na koncu sem primerjal rezultate. Rezultati modalne analize po peš računu so bili praktično enaki rezultatom, dobljenim s programom. Rezultati metode z vodoravnimi silami so se skoraj popolnoma ujemale z rezultati modalne analize, vendar tega zaključka ni možno splošiti na vse konstrukcije.

V sedmem poglavju sem iz rezultatov statičnega izračuna konstrukcije in analize na potresni vpliv zbral projektne obremenitve za dimenzioniranje izbranih gred in stebrov. Iz ovojnih notranjih obremenitev sem izpisal največje obremenitve (največje momente s pripadajočimi osnimi silami, ...).

V osmem poglavju sem se podrobno ukvarjal z dimenzioniranjem AB elementov na mejna stanja nosilnosti. Posebej sem se lotil upogiba z osno silo in striga. Izdelal sem si dva računski orodja v programu MS Excel, ki sem ju poimenoval *X8-1.01* in *ID 4.06*. Prvo orodje je bolj enostavno in je namenjeno dimenzioniranju enojno armiranih pravokotnih prerezov na

enoosni upogib z osno silo (primerno je za dimenzioniranje plošč in enostavnih nosilcev). Drugo orodje je bolj splošno, saj lahko z njim na enoosni upogib z osno silo dimenzioniram poljubne pravokotne in T prereze, ter na dvoosni upogib z osno silo poljubne pravokotne in krožne prereze. Orodje *ID 4.06* je primerno tudi za izračun upogibne odpornosti prerezov pri načrtovanju nosilnosti. Orodje sem preizkusil tako, da sem naredil primerjavo z nekaterimi drugimi programi za dimenzioniranje AB prerezov. V vseh primerih sem dobil praktično enake rezultate tako, da lahko rečem, da orodji delujeta pravilno. Obe orodji imata vgrajene tudi funkcije za dimenzioniranje AB elementov na prečno silo in torzijo.

V devetem poglavju sem obravnaval konstrukcijske zahteve za grede in stebre iz standarda Evrokod 2 in konstrukcijske zahteve za primarne potresne grede in stebre s srednjim razredom duktilnosti (DCM) iz standarda Evrokod 8 ter opisal načrtovanje nosilnosti gred in stebrov, ravno tako za DCM. Naredil sem tudi računske primere za nekatere grede in stebre iz obravnavanega objekta.

Za projektiranje stavb na potresnih območjih je potrebno veliko znanja. Da sem lahko izdelal to diplomsko nalogo sem veliko časa porabil za študiranje predpisov, preštudirati pa sem moral tudi nekatera poglavja iz dinamike gradbenih konstrukcij. Na tem mestu lahko izrazim zadovoljstvo, saj sem se med izdelavo diplomske naloge veliko naučil, obenem pa mi bo le ta služila kot koristen pripomoček pri vsakdanjem delu.



## VIRI

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Chopra, Anil K. 2007. Dynamics of Structures. New Jersey, Prentice Hall, Pearson: 876 str.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str.

Lapajne, J. et al. 2001. Potresna nevarnost Slovenije – Projektni pospešek tal. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Uprava RS za geofiziko.

Markovič, M. 2006. Mejna nosilnost AB prečnih prerezov pri dvojno ekscentrični osni obremenitvi. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (Samozaložba M. Markovič): 69 str.

Merta, I., Kolbitsch, A. 2006. Shear Area of Reinforced Concrete Circular Cross-section Members. Singapore, 31st Conferene On Our World in Concrete & Structures.

Park, R., Paulay, T. 1975. Reinforced Concrete Structures. New York, Willey: 769 str.

Rogač, R., Saje, F., Lozej, M. 1989 Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 361 str.

Zupančič, M. 2011. Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira na srednjo stopnjo duktilnosti. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, (Samozaložba M. Zupančič): 102 str.

Žitnik, J., Žitnik, D., et al. 2009. Gradbeniški priročnik. Ljubljana, Tehniška založba Slovenije: 693 str.

## **Standardi**

SIST EN 1990: 2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij.

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

SIST EN 1991-1-3: 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.

SIST EN 1991-1-4: 2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.

SIST EN 1992-1-1: 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1: 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

## **Programi**

DIAS: programski sistem za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih stavb. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo – IKPIR, 1993.

GaLa Reinforcement Version 4.1e. ENGPORJECT, Alashki, I., 2002.

(program za dimenzioniranje armiranobetonskih prerezov)

SAP2000 v12: Static and Dynamics Finite Element Analysis of Structures. Computers and Structures, Inc., University avenue Berkley, California. 2008.

(program za statično in dinamično analizo konstrukcij)



## **PRILOGE**

- PRILOGA A:       TABELE ZA RAČUN PLOŠČ**
- PRILOGA B:       SEZNAM ARMATURNIH PALIC**
- PRILOGA C:       SEZNAM TIPIZIRANIH ARMATURNIH MREŽ**

## PRILOGA A: TABELE ZA RAČUN PLOŠČ

Tabele vsebujejo koeficiente za izračun upogibnih momentov v ploščah in porazdelitev obtežbe na posamezen rob. Tabele veljajo za tanke pravokotne armiranobetonske plošče, obtežene z enakomerno ploskovno obtežbo  $p_z$ . Plošče so vzdolž vseh štirih stranic podprte s stenami ali togimi nosilci, ki se pod obtežbo plošč malo podajo. Koeficienti v tabelah so bili določeni na podlagi teorije porušitve ob nastanku prvega plastičnega členka. V izračunu je upoštevan Poissonov količnik za beton  $\nu = 0,20$ .

### Enačbe za izračun upogibnih momentov:

$$M_x = c_x \cdot p_z \cdot l_x \cdot l_y$$

$$M_{ex} = -c_{ex} \cdot p_z \cdot l_x \cdot l_y$$

$$M_y = c_y \cdot p_z \cdot l_x \cdot l_y$$

$$M_{ey} = -c_{ey} \cdot p_z \cdot l_x \cdot l_y$$

Moment  $M_x$  povzroča napetosti v plošči v smeri osi  $x$ , se pravi, da vrtili okoli osi  $y$ . Ekvivalentno velja za ostale upogibne momente.

### Enačbe za izračun deleža obtežbe, ki odpade na posamezni rob:

$$K_x = v_x \cdot p_z \cdot l_x \cdot l_y$$

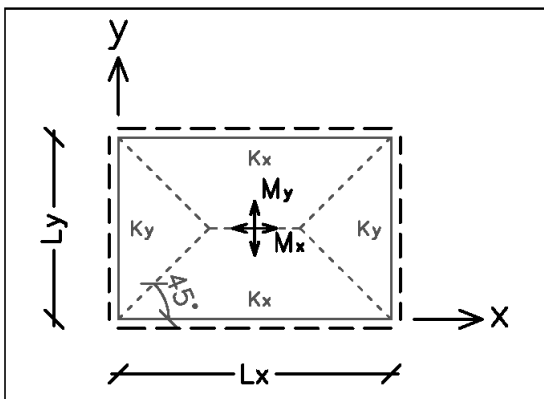
$$K_y = v_y \cdot p_z \cdot l_x \cdot l_y$$

$$K_{ex} = v_{ex} \cdot p_z \cdot l_x \cdot l_y$$

$$K_{ey} = v_{ey} \cdot p_z \cdot l_x \cdot l_y$$

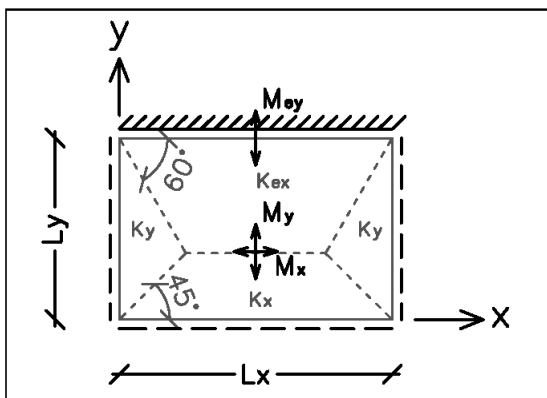
$K_x$  je skupna površina obtežbe, izražena v kN, ki odpade na rob v smeri osi  $x$ . Obtežba se linijsko porazdeli po robu v obliki trapeza ali trikotnika, kot je črtkano prikazano na skicah.

### 1. Prostoležeče podprta plošča na vseh robovih



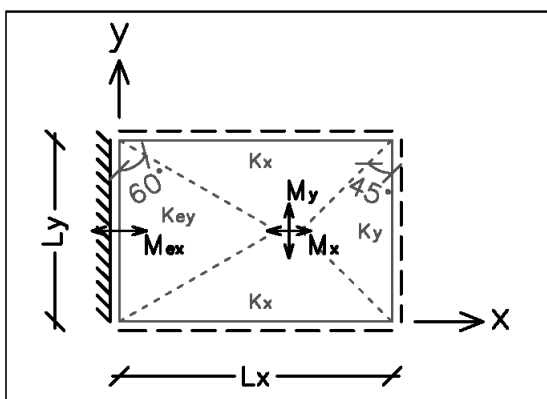
$l_x/l_y$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c_y$	0,044	0,047	0,049	0,051	0,052	0,052	0,053	0,052	0,052	0,051	0,050
$c_x$	0,044	0,041	0,038	0,034	0,032	0,029	0,026	0,024	0,022	0,020	0,019
$v_x$	0,250	0,273	0,292	0,308	0,321	0,333	0,344	0,353	0,361	0,368	0,375
$v_y$	0,250	0,227	0,208	0,192	0,179	0,167	0,156	0,147	0,139	0,132	0,125

## 2. Plošča, vpeta na daljšem robu



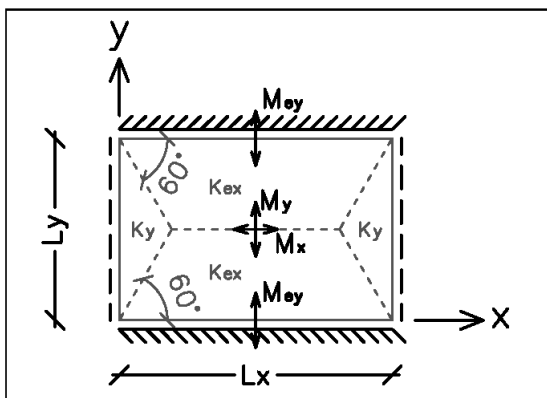
$l_x/l_y$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c_y$	0,037	0,037	0,038	0,037	0,037	0,035	0,034	0,033	0,032	0,031	0,030
$c_x$	0,031	0,027	0,023	0,021	0,018	0,016	0,014	0,012	0,011	0,010	0,009
$c_{ey}$	0,084	0,084	0,082	0,079	0,077	0,074	0,071	0,069	0,066	0,063	0,061
$v_x$	0,232	0,244	0,254	0,263	0,270	0,277	0,282	0,287	0,292	0,296	0,299
$v_y$	0,183	0,167	0,153	0,141	0,131	0,122	0,115	0,108	0,102	0,096	0,092
$v_{ex}$	0,402	0,422	0,440	0,455	0,468	0,479	0,488	0,497	0,504	0,512	0,517

## 3. Plošča, vpeta na krajšem robu



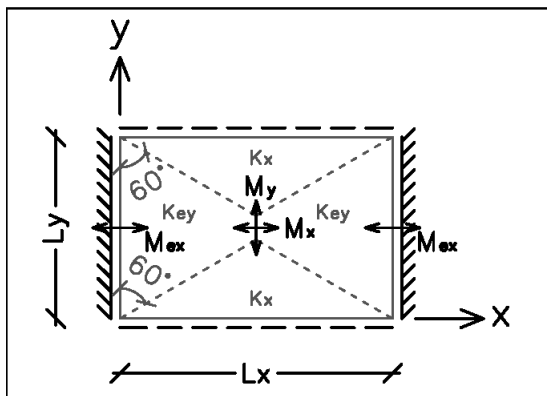
$l_x/l_y$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c_y$	0,031	0,035	0,038	0,041	0,043	0,044	0,045	0,046	0,046	0,046	0,046
$c_x$	0,037	0,036	0,034	0,032	0,030	0,028	0,026	0,024	0,022	0,021	0,019
$c_{ex}$	0,084	0,084	0,083	0,080	0,078	0,075	0,072	0,069	0,066	0,064	0,061
$v_x$	0,183	0,202	0,220	0,239	0,256	0,272	0,286	0,299	0,310	0,320	0,329
$v_y$	0,232	0,218	0,205	0,191	0,179	0,167	0,156	0,147	0,139	0,132	0,125
$v_{ey}$	0,402	0,378	0,355	0,331	0,310	0,289	0,272	0,255	0,241	0,228	0,217

#### 4. Plošča, vpeta na obeh daljših robovih



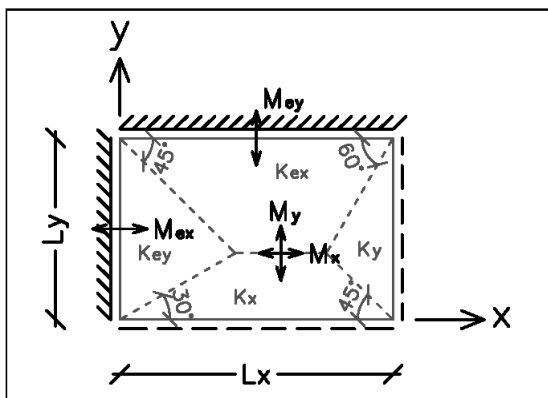
$l_x/l_y$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c_y$	0,032	0,031	0,030	0,029	0,028	0,027	0,026	0,024	0,023	0,022	0,021
$c_x$	0,022	0,018	0,015	0,013	0,011	0,009	0,008	0,007	0,006	0,005	0,005
$c_{ey}$	0,070	0,067	0,064	0,061	0,058	0,055	0,052	0,050	0,047	0,044	0,042
$v_y$	0,144	0,131	0,120	0,111	0,103	0,096	0,090	0,085	0,080	0,076	0,072
$v_{ex}$	0,356	0,369	0,380	0,389	0,397	0,404	0,410	0,415	0,420	0,424	0,428

#### 5. Plošča, vpeta na obeh krajših robovih



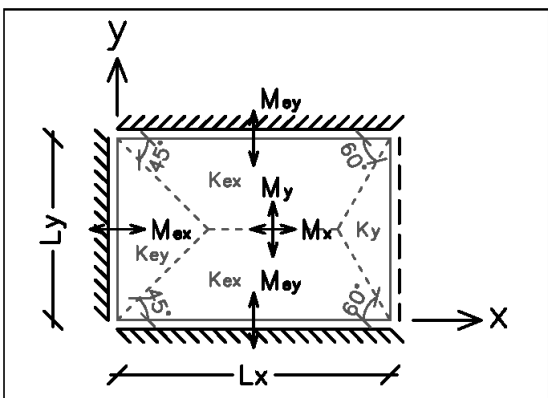
$l_x/l_y$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c_y$	0,022	0,026	0,028	0,032	0,035	0,037	0,039	0,040	0,041	0,042	0,043
$c_x$	0,032	0,032	0,031	0,030	0,029	0,027	0,026	0,024	0,023	0,021	0,020
$c_{ex}$	0,070	0,072	0,073	0,072	0,072	0,070	0,068	0,066	0,064	0,062	0,060
$v_x$	0,144	0,159	0,173	0,188	0,203	0,217	0,233	0,245	0,259	0,272	0,283
$v_{ey}$	0,356	0,341	0,327	0,312	0,297	0,283	0,267	0,255	0,241	0,228	0,217

## 6. Plošča, vpeta na dveh sosednjih robovih



$l_x/l_y$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c_y$	0,028	0,030	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,031	0,031	0,030	0,029
$c_x$	0,028	0,025	0,023	0,021	0,019	0,017	0,014	0,014	0,012	0,011	0,010
$c_{ey}$	0,068	0,070	0,071	0,071	0,070	0,069	0,067	0,065	0,063	0,061	0,059
$c_{ex}$	0,068	0,065	0,062	0,059	0,055	0,051	0,049	0,046	0,043	0,041	0,040
$v_x$	0,183	0,198	0,212	0,224	0,234	0,243	0,250	0,258	0,263	0,270	0,274
$v_y$	0,183	0,167	0,153	0,141	0,131	0,122	0,115	0,108	0,102	0,096	0,091
$v_{ex}$	0,317	0,347	0,371	0,391	0,408	0,424	0,437	0,448	0,459	0,467	0,476
$v_{ey}$	0,317	0,288	0,264	0,244	0,227	0,211	0,198	0,186	0,176	0,167	0,159

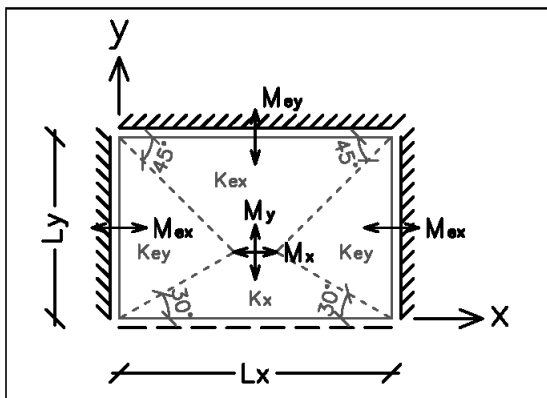
## 7. Plošča, vpeta na dveh daljših in enem krajšem robu



$l_x/l_y$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c_y$	0,026	0,026	0,027	0,027	0,026	0,025	0,024	0,024	0,022	0,022	0,021
$c_x$	0,021	0,018	0,016	0,014	0,012	0,010	0,009	0,008	0,007	0,006	0,006
$c_{ey}$	0,060	0,060	0,059	0,057	0,055	0,053	0,050	0,048	0,046	0,044	0,042
$c_{ex}$	0,055	0,052	0,048	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,030	0,029
$v_y$	0,144	0,131	0,120	0,111	0,103	0,096	0,090	0,085	0,080	0,076	0,071
$v_{ex}$	0,303	0,321	0,336	0,348	0,359	0,369	0,377	0,384	0,391	0,396	0,402
$v_{ey}$	0,250	0,227	0,208	0,192	0,179	0,166	0,156	0,147	0,138	0,132	0,125

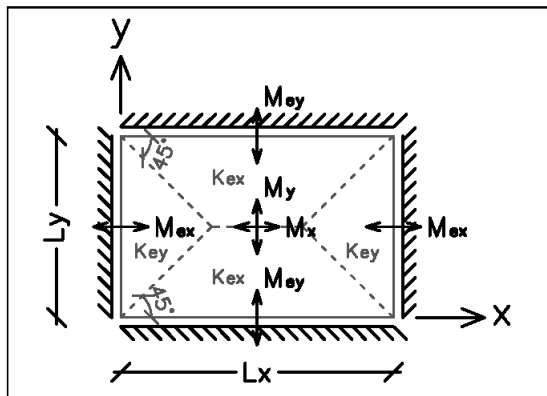


### 8. Plošča, vpeta na dveh krajših in enem daljšem robu



$l_x/l_y$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c_y$	0,021	0,024	0,026	0,028	0,029	0,029	0,029	0,029	0,028	0,028	0,028
$c_x$	0,026	0,025	0,023	0,022	0,019	0,017	0,016	0,014	0,012	0,011	0,011
$c_{ey}$	0,055	0,059	0,062	0,063	0,064	0,063	0,062	0,061	0,059	0,058	0,057
$c_{ex}$	0,060	0,059	0,058	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,043	0,041	0,039
$v_x$	0,144	0,159	0,173	0,187	0,200	0,211	0,221	0,230	0,237	0,244	0,250
$v_{ex}$	0,250	0,275	0,301	0,325	0,347	0,367	0,383	0,398	0,411	0,422	0,432
$v_{ey}$	0,303	0,283	0,263	0,244	0,226	0,211	0,198	0,186	0,176	0,167	0,159

### 9. Plošča, vpeta na vseh štirih robovih



$l_x/l_y$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c_y$	0,021	0,023	0,023	0,024	0,020	0,020	0,023	0,022	0,022	0,021	0,021
$c_x$	0,021	0,019	0,017	0,015	0,013	0,011	0,010	0,008	0,007	0,006	0,006
$c_{ey}$	0,052	0,054	0,053	0,053	0,052	0,051	0,049	0,048	0,046	0,044	0,042
$c_{ex}$	0,052	0,049	0,047	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,030	0,029
$v_{ex}$	0,250	0,273	0,292	0,308	0,321	0,333	0,344	0,353	0,361	0,368	0,375
$v_{ey}$	0,250	0,227	0,208	0,192	0,179	0,167	0,156	0,147	0,139	0,132	0,125

## PRILOGA B: SEZNAM ARMATURNIH PALIC

Premer $\phi$ [mm]	Prerez armature $A_s$ glede na število palic [cm <sup>2</sup> ]										Masa [kg/m]	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	navadno	z rebri
<b>5</b>	<b>0,196</b>	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	<b>0,154</b>	<b>0,160</b>
<b>6</b>	<b>0,283</b>	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	<b>0,222</b>	<b>0,230</b>
<b>7</b>	<b>0,385</b>	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	<b>0,302</b>	<b>0,313</b>
<b>8</b>	<b>0,503</b>	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	<b>0,395</b>	<b>0,408</b>
<b>9</b>	<b>0,636</b>	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,73	6,36	<b>0,499</b>	<b>0,517</b>
<b>10</b>	<b>0,785</b>	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	<b>0,617</b>	<b>0,633</b>
<b>12</b>	<b>1,131</b>	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	<b>0,888</b>	<b>0,911</b>
<b>14</b>	<b>1,539</b>	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39	<b>1,208</b>	<b>1,242</b>
<b>16</b>	<b>2,011</b>	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	<b>1,578</b>	<b>1,621</b>
<b>18</b>	<b>2,545</b>	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	<b>1,998</b>	<b>2,050</b>
<b>20</b>	<b>3,142</b>	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	<b>2,466</b>	<b>2,530</b>
<b>22</b>	<b>3,801</b>	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	<b>2,984</b>	<b>3,062</b>
<b>25</b>	<b>4,909</b>	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	<b>3,853</b>	<b>3,951</b>
<b>28</b>	<b>6,158</b>	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	<b>4,834</b>	<b>4,956</b>
<b>32</b>	<b>8,042</b>	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	<b>6,313</b>	<b>6,474</b>
<b>36</b>	<b>10,179</b>	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	101,79	<b>7,990</b>	<b>8,200</b>
<b>40</b>	<b>12,566</b>	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66	<b>9,865</b>	<b>10,117</b>

☞ Armaturne palice premera  $\phi 5$ ,  $\phi 7$  in  $\phi 9$  mm se uporabljajo samo v armaturnih mrežah.

☞ Dolžine palic znašajo 6,00 m, po naročilu tudi 12,00 m in več.

☞ Po veljavnih predpisih se lahko za armiranje betona uporablja rebrasta armatura iz jekla S400 do S600.

## PRILOGA C: SEZNAM TIPIZIRANIH ARMATURNIH MREŽ

### 1. Armaturne mreže tipa Q (enako nosilne v obeh smereh)

Oznaka	Premer palic $\phi$		Razmak palic		Velikost mreže		Masa mreže	
	vzdolžno [mm]	prečno [mm]	vzdolžno [mm]	prečno [mm]	dolžina [cm]	širina [cm]	m [kg/m <sup>2</sup> ]	M [kg]
<b>Q 139</b>	4,2	4,2	100	100	500	220	2,18	<b>24,0</b>
<b>Q 131</b>	5	5	150	150	600	220	2,08	<b>27,4</b>
<b>Q 189</b>	6	6	150	150	600	220	2,99	<b>39,5</b>
<b>Q 196</b>	5	5	100	100	600	220	3,08	<b>40,7</b>
<b>Q 226</b>	6	6	125	125	600	220	3,59	<b>47,4</b>
<b>Q 257</b>	7	7	150	150	600	220	4,08	<b>53,8</b>
<b>Q 283</b>	6	6	100	100	600	220	4,44	<b>58,6</b>
<b>Q 308</b>	7	7	125	125	600	220	4,89	<b>64,5</b>
<b>Q 335</b>	8	8	150	150	600	220	5,33	<b>70,3</b>
<b>Q 385</b>	7	7	100	100	600	220	6,04	<b>79,7</b>
<b>Q 424</b>	9	9	150	150	600	220	6,73	<b>88,8</b>
<b>Q 503</b>	8	8	100	100	600	220	7,90	<b>104,3</b>
<b>Q 524</b>	10	10	150	150	600	220	8,32	<b>109,8</b>
<b>Q 636</b>	9	9	100	100	600	220	9,98	<b>131,7</b>
<b>Q 785</b>	10	10	100	100	600	220	12,34	<b>162,9</b>

### 2. Armaturne mreže tipa R (nosilne v vzdolžni smeri)

Oznaka	Premer palic $\phi$		Razmak palic		Velikost mreže		Masa mreže	
	vzdolžno [mm]	prečno [mm]	vzdolžno [mm]	prečno [mm]	dolžina [cm]	širina [cm]	m [kg/m <sup>2</sup> ]	M [kg]
<b>R 139</b>	4,2	4,2	100	250	500	220	1,53	<b>16,8</b>
<b>R 131</b>	5	5	150	250	600	220	1,67	<b>22,0</b>
<b>R 189</b>	6	5	150	250	600	220	2,13	<b>28,1</b>
<b>R 196</b>	5	5	100	250	600	220	2,16	<b>28,5</b>
<b>R 226</b>	6	5	125	250	600	220	2,43	<b>32,1</b>
<b>R 257</b>	7	5	150	250	600	220	2,67	<b>35,3</b>
<b>R 283</b>	6	5	100	250	600	220	2,83	<b>37,4</b>
<b>R 335</b>	8	5	150	250	600	220	3,31	<b>43,7</b>
<b>R 385</b>	7	5	100	250	600	220	3,64	<b>48,0</b>
<b>R 424</b>	9	6	150	250	600	220	4,29	<b>56,6</b>
<b>R 503</b>	8	5	100	250	600	220	4,57	<b>60,3</b>
<b>R 524</b>	10	6	150	250	600	220	5,10	<b>67,3</b>
<b>R 636</b>	9	6	100	250	600	220	5,88	<b>77,6</b>
<b>R 785</b>	10	7	100	250	600	220	7,38	<b>97,4</b>