

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*



Jamova cesta 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

**DRUGG** – Digitalni repozitorij UL FGG  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Possnig, L. 2012. Projektiranje nosilne konstrukcije poslovnega objekta v Kranju. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S.): 95 str.

University  
of Ljubljana

Faculty of  
*Civil and Geodetic  
Engineering*



Jamova cesta 2  
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

**DRUGG** – The Digital Repository  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Possnig, L. 2012. Projektiranje nosilne konstrukcije poslovnega objekta v Kranju. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S.): 95 pp.

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  
PRVE STOPNJE  
OPERATIVNEGA  
GRADBENIŠTVA**

Kandidat:

**LUKA POSSNIG**

**PROJEKTIRANJE NOSILNE KONSTRUKCIJE  
POSLOVNEGA OBJEKTA V KRANJU**

Diplomska naloga št.: 17/OG-MK

**DESIGN OF LOAD-BEARING STRUCTURE OF AN  
OFFICE BUILDING IN KRANJ**

Graduation thesis No.: 17/OG-MK

**Mentor:**

doc. dr. Sebastjan Bratina

**Predsednik komisije:**

doc. dr. Tomo Cerovšek

**Član komisije:**

izr. prof. dr. Violeta Bokan Bosiljkov

Ljubljana, 24. 09. 2012

## **POPRAVKI**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

**IZJAVE**

Podpisani LUKA POSSNIG izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom :

»PROJEKTIRANJE NOSILNE KONSTRUKCIJE POSLOVNEGA OBJEKTA V KRANJU«.

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

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

Ljubljana, 14.9.2012

---

(Podpis)

## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali :

---

**BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.07:725(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Luka Possnig</b>
<b>Mentor:</b>	<b>doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Projektiranje nosilne konstrukcije poslovnega objekta v Kranju</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>95 str., 41 pregl., 77 sl., 102 en.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>poslovni objekt, projektiranje, armiran beton, standard Evrokod, plošča, grede, stebri</b>

**Izvleček**

V diplomski nalogi predstavljamo statično analizo nosilne konstrukcije tri-etažnega poslovnega objekta v Kranju, po načelih in pravilih veljavnih standardov Evrokod. Nosilna konstrukcija objekta je iz armiranega betona in je sestavljena iz monolitne strešne in medetažnih konstrukcij, iz opečnih sten, gred in stebrov, ki tvorijo okvirje. Pri analizi nosilne konstrukcije upoštevamo vse značilne vplive, ki bodo v življenjski dobi delovali na konstrukcijo. Računski model za analizo plošče izdelamo v komercialnem programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009), za analizo vertikalnih nosilnih konstrukcij pa v programu ETABS (Computers and Structures, Inc. 2010). Podrobneje projektiramo in analiziramo stropno konstrukcijo nad pritličjem ter del okvirne konstrukcije na obodu objekta. Obravnavane vertikalne nosilne elemente projektiramo po metodi načrtovanja nosilnosti. Količino armature, ki jo zahtevajo sedaj veljavni standardi Evrokod, primerjamo s količino armature, ki je bila dejansko vgrajena v nosilno konstrukcijo obravnavanega objekta in določena še po starih jugoslovanskih standardih JUS. Ugotovimo, da je razlika v količini armature v plošči nad pritličjem predvsem posledica drugačnega računskega modela, ki smo ga uporabili v okviru diplomske naloge. Pri količini armature v gredah okvirne konstrukcije na obodu objekta ni bistvenih razlik, kar pa ne velja za stebre, kjer sedaj veljavni standardi Evrokod zahtevajo večjo količino armature od dejansko vgrajene. Rezultate analize prikazujemo tekstovno, v preglednicah in s slikami. Razporeditev armature v obravnavanih nosilnih elementih dodatno prikažemo še z armaturnimi načrti.

**BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

<b>UDC:</b>	<b>624.07:725(043.2)</b>
<b>Author:</b>	<b>Luka Possnig</b>
<b>Supervisor:</b>	<b>Assoc. Prof. Sebastjan Bratina, Ph. D.</b>
<b>Title:</b>	<b>Design of load-bearing structure of an office building in Kranj</b>
<b>Notes:</b>	<b>95 p., 41 tab., 77 fig., 102 eq.</b>
<b>Key words:</b>	<b>office building, design, reinforced concrete, Eurocode standards, slab, beams, columns</b>

**Abstract**

This thesis presents static analysis of load-bearing structure of a three storey office building in Kranj according to current Eurocode standards. The load-bearing structure is made of reinforced concrete and consists of monolith roof and storey plates, brick walls, beams and columns. In the analysis of the structure all impacts, that may influence the structure in its lifecycle are considered. The analysis of the plates was performed with a commercial program SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009) and the analysis of the frame was made with a program ETABS (Computers and Structures, Inc. 2010). The design of typical structural elements is shown in detail, i.e. all the chosen beams, columns and a plate above the ground floor. The presented vertical load-bearing elements are designed according to the method of capacity design. The quantity of reinforcement, which is required according to Eurocode standards, is compared to the quantity of reinforcement built-in and required by the old Yugoslav regulations JUS. The comparison indicates that the difference in reinforcement is a consequence of a different model which was used for the design in the thesis. In the design of the beams it was found out that there are small differences in the quantity of reinforcement, but bigger differences appear in the design of the columns, because the Eurocode standards require larger quantity of reinforcement compared to the built-in reinforcement. Results of the analysis are presented in the text, visually in tables and images. The amounts and locations of reinforcement in the analyzed elements are shown in reinforcement drawings.

## ZAHVALA

Za vso strokovno pomoč in za ves naklonjen čas tekom nastajanja diplomske naloge bi se iskreno rad zahvalil doc. dr. Sebastjanu Bratini, univ. dipl. inž. grad.. Zahvalil bi se tudi g. Robertu Premrovu, univ. dipl. inž. grad. in podjetju Protim Ržišnik Perc d.o.o. za projektno dokumentacijo obravnavanega objekta.

Posebej bi se rad zahvalil tudi družini in puncu Janji, ki so me podpirali, spodbujali in stali ob strani skozi celoten čas študija.



**KAZALO VSEBINE**

<b>1</b>	<b>UVOD</b> .....	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>UPORABLJENI PREDPISI IN STANDARDI</b> .....	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI</b> .....	<b>4</b>
3.1	Opis konstrukcije .....	4
3.2	Arhitektura .....	5
3.3	Uporabljeni materiali in krovni sloj .....	7
3.3.1	Beton.....	7
3.3.2	Jeklo za armiranje.....	7
3.3.3	Opečna polnila .....	8
3.3.4	Krovni sloj betona .....	8
<b>4</b>	<b>VPLIVI NA KONSTRUKCIJO</b> .....	<b>11</b>
4.1	Stalna obtežba.....	11
4.1.1	Streha .....	12
4.1.2	Stropne konstrukcije.....	13
4.1.3	Stopnice in podesti.....	14
4.2	Koristna obtežba .....	15
4.3	Obtežba snega.....	17
4.4	Vpliv vetra.....	20
4.4.1	Osnovna hitrost vetra.....	20
4.4.2	Največji tlak pri sunkih vetra.....	22
4.4.3	Sile vetra na objekt.....	23
4.4.3.1	Tlak vetra $w_e$ na zunanje ploskve.....	24
4.4.3.2	Tlak vetra $w_i$ na notranje ploskve .....	28
4.4.3	Učinek trenja vetra.....	29
4.4.4	Sočasni vpliv tlaka vetra na zunanje in notranje ploskve.....	31
4.4.4.1	Skupni vpliv delovanja vetra v smeri osi X.....	31
4.4.4.2	Skupni vpliv delovanja vetra v smeri osi Y .....	32
4.5	Potresna obtežba .....	34
4.5.1	Projektni pospešek in tip tal.....	34
4.5.2	Faktor obnašanja $q$ .....	35
4.5.3	Projektni spekter odziva .....	36
4.5.4	Masa konstrukcije .....	37

<b>5</b>	<b>RAČUNSKI MODELI NOSILNE KONSTRUKCIJE OBJEKTA .....</b>	<b>39</b>
5.1	Prostorski računski model objekta za analizo vertikalnih nosilnih elementov brez upoštevanja opečnih polnil .....	39
5.2	Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov z upoštevanjem opečnih polnil.....	40
5.3	Primerjava modelov za analizo vertikalnih nosilnih elementov.....	43
5.4	Računski model za analizo stropne konstrukcije objekta.....	46
<b>6</b>	<b>NAČELA PROJEKTIRANJA PO METODI MEJNIH STANJ.....</b>	<b>48</b>
6.1	Preverjanje mejnih stanj.....	48
6.1.1	Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja v MSN.....	49
6.1.2	Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja v MSN.....	51
<b>7</b>	<b>DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV OBJEKTA ..</b>	<b>52</b>
7.1	Dimenzioniranje stropne konstrukcije nad pritličjem.....	53
7.1.1	Obremenitve.....	53
7.1.2	Dimenzioniranje.....	57
7.1.3	Kontrola povosov .....	59
7.2	Dimenzioniranje dela AB okvira v osi B1 .....	60
7.2.1	Dimenzioniranje gred na upogibno obremenitev .....	62
7.2.1.1	Greda N5 – vozlišče 1 .....	63
7.2.1.2	Greda N5 – vozlišče 2 .....	64
7.2.1.3	Greda N5 – polje .....	64
7.2.1.4	Sidranje upogibne armature v vozliščih.....	65
7.2.1.5	Rezultati računa.....	65
7.2.2	Dimenzioniranje gred na strižno obremenitev.....	66
7.2.2.1	Dimenzioniranje grede N5 na prečno silo .....	66
7.2.2.2	Dimenzioniranje grede N8 na prečno silo .....	72
7.2.2.3	Dimenzioniranje grede N8' na prečno silo .....	73
7.2.3	Dimenzioniranje stebrov na osno-upogibno in strižno obremenitev .....	74
7.2.3.1	Dimenzioniranje stebrov S20 in S32 na osno-upogibno obremenitev.....	76
7.2.3.2	Dimenzioniranje stebrov S20 in S32 na strižno obremenitev .....	79
7.2.3.3	Kontrola etažnih pomikov .....	82
<b>8</b>	<b>PRIMERJAVA KOLIČIN ARMATURE V OBRAVNAVANIH NOSILNIH ELEMENTIH .....</b>	<b>84</b>
8.1	Stropna konstrukcija nad pritličjem .....	84

<b>8.1.1</b>	<b>Spodnja armatura .....</b>	<b>84</b>
<b>8.1.2</b>	<b>Zgornja armatura .....</b>	<b>85</b>
<b>8.2</b>	<b>Del AB okvira v osi B1 .....</b>	<b>86</b>
<b>8.2.1</b>	<b>Grede N5, N8 in N8' .....</b>	<b>86</b>
<b>8.2.2</b>	<b>Stebra S20 in S32.....</b>	<b>87</b>
<b>9</b>	<b>ZAKLJUČEK.....</b>	<b>89</b>
	<b>VIRI IN LITERATURA.....</b>	<b>91</b>
	<b>SEZNAM PRILOG.....</b>	<b>95</b>

**KAZALO PREGLEDNIC**

Preglednica 1: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe (SIST EN 1991-1-1:2004 preglednica 6.1 in 6.2).....	15
Preglednica 2: Dodatna koristna obtežba zaradi predelnih sten .....	17
Preglednica 3: Kategorije terena in terenski parametri (SIST EN 1991-1-4:2005 preglednica 4.1) .....	23
Preglednica 4: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X.....	25
Preglednica 5: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra za ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X.....	26
Preglednica 6: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y .....	27
Preglednica 7: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra za ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y.....	28
Preglednica 8: Koeficienta in obtežba vetra notranjega tlaka (SIST EN 1991-1-4:2005 str. 45, opomba 2).....	29
Preglednica 9: Skupni tlak vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi X (upoštevamo notranji tlak).....	31
Preglednica 10: Skupni tlak vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi X (upoštevamo notranji srk).....	31
Preglednica 11: Sile vetra v smeri osi X.....	32
Preglednica 12: Skupni vpliv vetra na ravno streho za delovanje vetra v smeri osi X (upoštevamo notranji tlak).....	32
Preglednica 13: Skupni tlak vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi Y (upoštevamo notranji tlak).....	32
Preglednica 14: Skupni tlak vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi Y (upoštevamo notranji srk).....	33
Preglednica 15: Sile vetra v smeri osi Y.....	33
Preglednica 16: Skupni vpliv vetra na ravno streho za delovanje vetra v smeri osi Y .....	33
Preglednica 17: Osnovna vrednost faktorja obnašanja $q_0$ za različne tipe konstrukcijskih sistemov (SIST EN 1998-1:2004 preglednica 5.1) .....	35
Preglednica 18: Vrednosti koeficientov $\varphi$ in $\Psi_{2,i}$ v odvisnosti od kategorije površine (SIST EN 1998-1:2004 preglednica 4.2) .....	38
Preglednica 19: Masa obravnavanega objekta po etažah .....	38
Preglednica 20: Primerjava mas obravnavanega objekta s prostorskim računskim modelom .....	40
Preglednica 21: Geometrijske in mehanske lastnosti polnil in nadomestnih diagonal .....	42

Preglednica 22: Primerjava nihajnih časov in nihajnih oblik računskega modela brez oziroma z opečnimi polnili.....	43
Preglednica 23: Vpliv opečnih polnil na obremenitve stebra na stičišču osi C1 in 2 pri potresnih vplivih.....	45
Preglednica 24: Faktorji za kombinacijsko vrednost upoštevanih spremenljivih vplivov $\Psi_{0,i}$ .....	49
Preglednica 25: Osnovne kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja v MSN za ploščo nad pritličjem.....	50
Preglednica 26: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja v MSN za vertikalne nosilne elemente .....	50
Preglednica 27: Faktorji za kombinacijsko vrednost upoštevanih spremenljivih vplivov $\Psi_{2,i}$ .....	51
Preglednica 28: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za vertikalne nosilne elemente ....	51
Preglednica 29: Dimenzije obravnavanih elementov okvira.....	61
Preglednica 30: Izbrana upogibna armatura v obravnavanih gredah .....	66
Preglednica 31: Projektne vrednosti prečnih sil v gredi N5 .....	68
Preglednica 32: Stremenska armatura in dodatna natezna upogibna armatura v vozliščih grede N5 ...	72
Preglednica 33: Projektne vrednosti prečnih sil v gredi N8 .....	73
Preglednica 34: Stremenska armatura in dodatna natezna upogibna armatura v vozliščih grede N8 ...	73
Preglednica 35: Projektne vrednosti prečnih sil v gredi N8' .....	74
Preglednica 36: Stremenska armatura in dodatna natezna upogibna armatura v vozliščih grede N8' ..	74
Preglednica 37: Kontrola etažnih pomikov za steber S20 in S32 .....	83
Preglednica 38: Primerjava količin spodnje armature v stropni konstrukciji nad pritličjem .....	85
Preglednica 39: Primerjava količin zgornje armature v stropni konstrukciji nad pritličjem.....	86
Preglednica 40: Primerjava količin vzdolžne in strižne armature v gredah .....	87
Preglednica 41: Primerjava količin upogibne in strižne armature v stebrih.....	88

**KAZALO SLIK**

Slika 1: Obravnavan poslovni objekt.....	4
Slika 2: Tloris pritličja obravnavanega objekta.....	5
Slika 3: Tloris I. nadstropja obravnavanega objekta .....	5
Slika 4: Vzdolžni prerez obravnavanega objekta .....	6
Slika 5: Prečni prerez obravnavanega objekta.....	6
Slika 6: Vplivi, ki učinkujejo na objekt.....	11
Slika 7: Strešna plošča nad pisarnami .....	12
Slika 8: Strešna plošča nad stopniščem .....	12
Slika 9: Plošča nad I. nadstropjem.....	13
Slika 10: Plošča nad pritličjem .....	13
Slika 11: Plošča nad kletjo .....	14
Slika 12: Stopniščne rame in podesti.....	14
Slika 13: Kategorizacija plošče nad kletjo glede na namembnost.....	15
Slika 14: Kategorizacija plošče nad pritličjem glede na namembnost .....	16
Slika 15: Kategorizacija plošče nad prvim nadstropjem glede na namembnost.....	16
Slika 16: Kategorizacija strešne plošče glede na namembnost.....	16
Slika 17: Obtežna karta snega v Sloveniji po conah (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, str. 4).....	18
Slika 18: Oblikovna koeficienta obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004 slika 5.1) .....	19
Slika 19: Oblikovni koeficient obtežba snega pri enokapnici (SIST EN 1991-1-3:2004 slika 5.2).....	20
Slika 20: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007, str. 5) .....	21
Slika 21: Primer smeri delovanja tlakov vetra na zunanje površine.....	24
Slika 22: Razporeditev tlakov po višini objekta (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29).....	24
Slika 23: Razdelitev navpičnih sten v cone v primeru delovanja vetra v smeri osi X.....	25
Slika 24: Razdelitev ravne strehe v cone v primeru delovanja vetra v smeri osi X .....	26
Slika 25: Razdelitev navpičnih sten v cone v primeru delovanja vetra v smeri osi X.....	27
Slika 26: Razdelitev ravne strehe v cone v primeru delovanja vetra v smeri osi Y .....	28
Slika 27: Smeri delovanja tlakov vetra na notranje površine .....	28
Slika 28: Učinek trenja vetra pri delovanju v smeri osi X.....	29
Slika 29: Učinek trenja vetra pri delovanju v smeri osi Y .....	30
Slika 30: Sočasno delovanje zunanjih in notranjih tlakov (SIST EN 1991-1-4:2005 slika 5.1) .....	31
Slika 31: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2001) .....	34
Slika 32: Elastični in projektni spekter za vodoravni komponenti potresnega vpliva.....	37
Slika 33: Prostorski računski model za analizo potresnega vpliva na vertikalne nosilne elemente brez upoštevanja opečnih polnil .....	39

Slika 34: Model nadomestnih diagonal za modeliranje opečnega polnila in geometrijske lastnosti polnila.....	41
Slika 35: Prostorski računski model za analizo potresnega vpliva na vertikalne nosilne elemente z upoštevanjem opečnih polnil.....	43
Slika 36: Prve tri nihajne oblike prostorskega računskega modela brez opečnih polnil.....	44
Slika 37: Prve tri nihajne oblike prostorskega računskega modela z opečnimi polnili.....	44
Slika 38: Prikaz stebra na stičišču osi C1 in 2.....	45
Slika 39: Vzpostavitev toge povezave med gredo in ploščo (G.A.Rombach, Finite element design of concrete structures, točka 5.2.1.2).....	46
Slika 40: Ravninski računski model plošče nad pritličjem.....	47
Slika 41: Primeri razporeditve koristne obtežbe na plošči.....	50
Slika 42: Ovojnica upogibnih momentov $m_{11}$ (max).....	54
Slika 43: Ovojnica upogibnih momentov $m_{11}$ (min).....	54
Slika 44: Ovojnica upogibnih momentov $m_{22}$ (max).....	55
Slika 45: Ovojnica upogibnih momentov $m_{22}$ (min).....	55
Slika 46: Ovojnica torzijskih momentov $m_{12}$ (max).....	56
Slika 47: Ovojnica torzijskih momentov $m_{12}$ (min).....	56
Slika 48: Ekstremne vrednosti upogibnih momentov $m_{11}$ in $m_{22}$ [kNm/m].....	57
Slika 49: Količina potrebne armature v stropni konstrukciji, izračunana s programom SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009) [cm <sup>2</sup> /m].....	58
Slika 50: Količina potrebne armature v stropni konstrukciji, izračunana s pomočjo tabel (Rogač, Saje, Lozej, 1989) [cm <sup>2</sup> /m].....	59
Slika 51: Lega AB okvirja v osi B1.....	60
Slika 52: Del AB okvira v osi B1 z oznakami stebrov in gred.....	61
Slika 53: Upogibni momenti v gredi N5 [kNm] in potrebna količina upogibne armature v gredi N5 [cm <sup>2</sup> ].....	62
Slika 54: Upogibni momenti v gredi N8 [kNm] in potrebna količina upogibne armature v gredi N8 [cm <sup>2</sup> ].....	62
Slika 55: Upogibni momenti v gredi N8' [kNm] in potrebna količina upogibne armature v gredi N8' [cm <sup>2</sup> ].....	62
Slika 56: Prečne sile v gredi N5 pri kombinaciji vplivov za stalna projektna stanja v [kN].....	66
Slika 57: Prečne sile v gredi N5 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja v [kN].....	67
Slika 58: Prečne sile v gredi N5 za kombinacijo vplivov $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_2 \cdot Q_{k,j}$ v [kN].....	67
Slika 59: Prečne sile v gredi N8 pri kombinaciji vplivov za stalna projektna stanja v [kN].....	72
Slika 60: Prečne sile v gredi N8 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja v [kN].....	72
Slika 61: Prečne sile v gredi N8 za kombinacijo vplivov $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_2 \cdot Q_{k,j}$ v [kN].....	72

Slika 62: Prečne sile v gredi N8' pri kombinaciji vplivov za stalna projektna stanja v [kN] .....	73
Slika 63: Prečne sile v gredi N8' pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja v [kN] .....	73
Slika 64: Prečne sile v gredi N8' za kombinacijo vplivov $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_2 \cdot Q_{k,j}$ v [kN] .....	73
Slika 65: Ovojnica upogibnih momentov v stebru S20 pri kombinaciji vplivov za potresnega projektne stanja [kNm].....	74
Slika 66: Ovojnica prečnih sil v stebru S20 pri kombinaciji vplivov za potresnega projektne stanja [kN].....	75
Slika 67: Pripadajoča osna sila potresnemu projektne stanju za steber S20 [kN] .....	75
Slika 68: Ovojnica upogibnih momentov v stebru S32 pri kombinaciji vplivov za potresnega projektne stanja [kNm].....	75
Slika 69: Ovojnica prečnih sil v stebru S32 pri kombinaciji vplivov za potresnega projektne stanja [kN].....	75
Slika 70: Pripadajoča osna sila potresnemu projektne stanju za steber S32 [kN] .....	76
Slika 71: Izbrana upogibna armatura v stebru S20 .....	76
Slika 72: Izbrana upogibna armatura v stebru S32 .....	77
Slika 73: Različne smeri delovanja upogibnih momentov v gredah in stebrih [kNm] .....	78
Slika 74: Objetje betonskega jedra stebra S20 .....	80
Slika 75: Objetje betonskega jedra stebra S32 .....	82
Slika 76: Razdelitev stropne konstrukcije nad pritličjem v ravnini spodnje armature na pozicije .....	84
Slika 77: Razdelitev stropne konstrukcije nad pritličjem v ravnini zgornje armature na pozicije .....	85



## 1 UVOD

V diplomski nalogi analiziramo in projektiramo značilne nosilne elemente tri-etažnega poslovnega objekta po načelih in pravilih standardov Evrokod. Objekt stoji v Kranju in je bil zgrajen leta 2005. Projekt za izvedbo je bil izdelan leta 2004. Nosilna konstrukcija je bila projektirana in dimenzionirana še po starih jugoslovanskih predpisih (JUS). Objekt je v pritličju namenjen za skladiščenje, ostali prostori pa so namenjeni pisarniški dejavnosti.

Skladno s standardi Evrokod, katerih uporaba je v Sloveniji od 1.1.2008 v skladu s Pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti praktično obvezna, moramo konstrukcijo projektirati in izvesti tako, da bo v svoji predvideni življenjski dobi s primerno zanesljivostjo in zmernih stroških lahko prenesla vse vplive, ki se bodo pojavili tako med gradnjo kot uporabo. Uporaba drugih standardov je tako mogoča le, če lahko dokažemo, da je stopnja zanesljivosti vsaj enaka stopnji, ki jo predpisuje standard Evrokod. V diplomski nalogi projektiramo in dimenzioniramo nosilno konstrukcijo obravnavanega objekta po novjšem standardu Evrokod in rezultate primerjamo z rezultati iz projektne naloge, pridobljene s strani podjetja, ki je projektiralo obravnavan objekt. Osredotočimo se predvsem na primerjavo količin armature v značilnih nosilnih elementih objekta.

Zasnovo ustreznega računskega modela nosilne konstrukcije objekta in kasnejše projektiranje nosilnih elementov moramo izvesti po metodi mejnih stanj. Analizo objekta opravimo na ustreznem idealiziranem računskem modelu, ki je izpostavljen neposrednim projektnim vplivom. Pri tem geometrijske podatke, podatke o uporabljenih materialih ter podatke o stalnih vplivih pridobimo iz obstoječe projektne dokumentacije. Izdelamo dva ločena računska modela, enega za analizo stropne konstrukcije objekta v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009), drugega pa za analizo vertikalnih nosilnih elementov v programu ETABS (Computers and Structures, Inc. 2010). Oba programa uporabljata metodo končnih elementov.

Diploma ima poleg uvoda še sedem poglavij ter zaključek. Vsebinsko lahko nalogo razdelimo na tri dele. V prvem delu diplomske naloge (poglavje 3 in 4) predstavimo osnovne podatke o konstrukciji ter določimo značilne vplive na konstrukcijo. Pri tem vplive glede na časovno spremenljivost razdelimo na stalne, spremenljive in potresne vplive. Med stalne vplive uvrstimo lastno težo in stalno obtežbo objekta, med spremenljive vplive pa koristno obtežbo objekta, obtežbo snega in vplive vetra. Skladno z določili iz Evrokoda tvorimo projektne vrednosti vplivov za stalna in potresna projektna stanja.

V drugem delu diplomske naloge (poglavje 5 in 6) podrobneje predstavimo računski model za analizo stropne konstrukcije ter računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov objekta. Pri tem modelu dodatno analiziramo, kako opečna polnila vplivajo na obnašanje ter obremenitve vertikalnih

nosilnih elementov objekta. Opisujemo tudi načela projektiranja po metodi mejnih stanj z vsemi uporabljenimi obtežnimi kombinacijami.

V tretjem delu diplomske naloge (poglavje 7 in 8) projektiramo in dimenzioniramo izbrane nosilne elemente objekta skladno s pravili in načeli standardov Evrokod. Projektiramo stropno konstrukcijo nad pritličjem ter del okvirja (tri grede in dva stebra) na zunanem obodu objekta. Pri projektiranju vertikalnih nosilnih elementov dodatno upoštevamo tudi vsa pravila načrtovanja nosilnosti, s katerimi zagotovimo nosilnim elementom zadostno duktilnost. Rezultate projektiranja in primerjavo rezultatov z obstoječo projektno dokumentacijo predstavimo v tekstovni in grafični obliki. K diplomski nalogi so priloženi armaturni načrti obravnavanih nosilnih elementov objekta.

## 2 UPORABLJENI PREDPISI IN STANDARDI

EVROKOD 0:	Osnove projektiranja konstrukcij
SIST EN 1990:	Osnove projektiranja: kombinacije vplivov
SIST EN 1990/A1:	Osnove projektiranja: priporočena vrednost faktorjev $\Psi$
EVROKOD 1:	Vplivi na konstrukcije
SIST EN 1991-1-1:	Vplivi na konstrukcije-1-1.del: Splošni vplivi – Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb
SIST EN 1991-1-3:	Vplivi na konstrukcije-1-3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega
SIST EN 1991-1-4:	Vplivi na konstrukcije-1-4.del: Splošni vplivi – Vplivi vetra
EVROKOD 2:	Projektiranje betonskih konstrukcij
SIST EN 1992-1-1:	Projektiranje betonskih konstrukcij-1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe
EVROKOD 8:	Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij
SIST EN 1998-1:	Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe

### 3 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

#### 3.1 Opis konstrukcije

V diplomski nalogi analiziramo in projektiramo nosilno konstrukcijo tri-etažnega poslovnega objekta projektivnega podjetja (glej sliko 1). Objekt se nahaja v Šenčurju pri Kranju, namenjen je poslovno – storitveni dejavnosti. Objekt je prizidek k staremu poslovnemu objektu, s katerim je povezan s hodnikom v II. nadstropju.

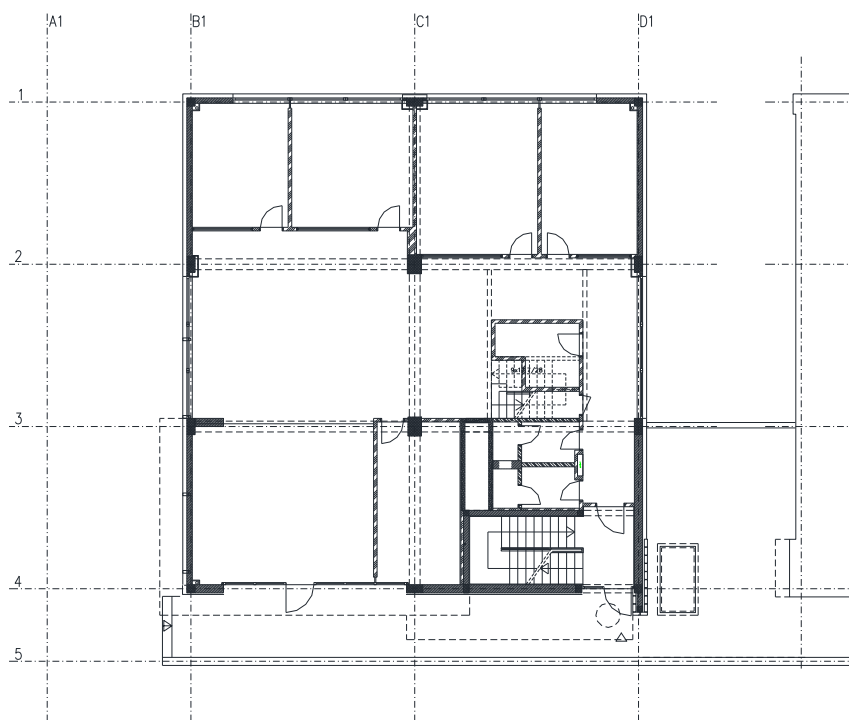


Slika 1: Obravnavan poslovni objekt

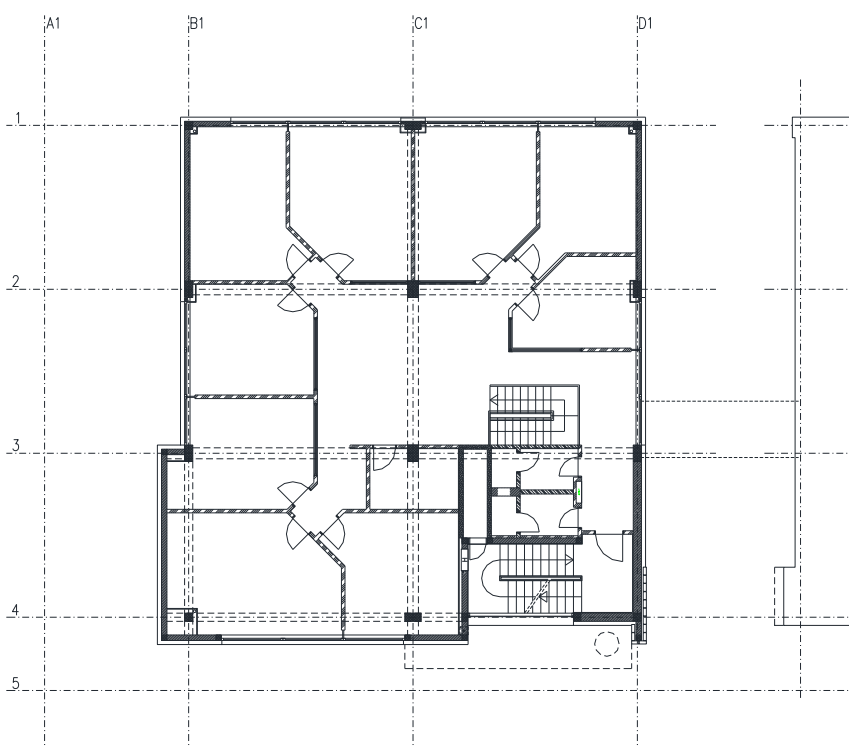
Objekt je tlorisno pravokotne oblike dimenzij 16,80 m x 18,30 m. Etažna višina pritličja je 3,40 m, I. nadstropja 3,16 m, II. nadstropja pa 3,22 m. Vertikalna nosilna konstrukcija objekta je izvedena kot masivna armiranobetonska (AB) skeletna konstrukcija z rastrom stebrov 6,00 m v prečni smeri in 8,25 m v vzdolžni smeri. Vsi stebri so pravokotnega prečnega prereza dimenzij 30/30 cm, 30/60 cm in 40/60 cm. Grede, ki povezujejo stebre v višini etaž, so prav tako pravokotnega prečnega prereza. V prečni smeri objekta so grede dimenzij 30/60 cm in 40/60 cm, v vzdolžni smeri pa 30/50 cm in 40/50 cm. Stropna konstrukcija nad pritličjem in I. nadstropjem je izvedena kot polna AB plošča, debeline 17 cm, nosilna v dveh smereh. Strešna plošča je tudi izvedena kot dvosmerno nosilna polna AB plošča v minimalnem naklonu, debeline 17 cm. Za povezavo med etažami so v stopniščnem jedru izvedene dvoramne AB stopnice. Stopniščne rame, podesti in vmesni podesti so debeline 17 cm. Zunanji in notranji masivni zidovi so kot polnila v AB skeletni (okvirni) konstrukciji zidani iz modularne opeke debeline 20 cm, mestoma so ojačeni z AB vertikalnimi in horizontalnimi vezmi. Vertikalna obtežba se z medetažnih stropnih konstrukcij preko gred in stebrov prenaša na točkovne in pasovne AB temelje ter temeljna tla. Dopustna nosilnost temeljnih tal je ocenjena na 200 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.2 Arhitektura

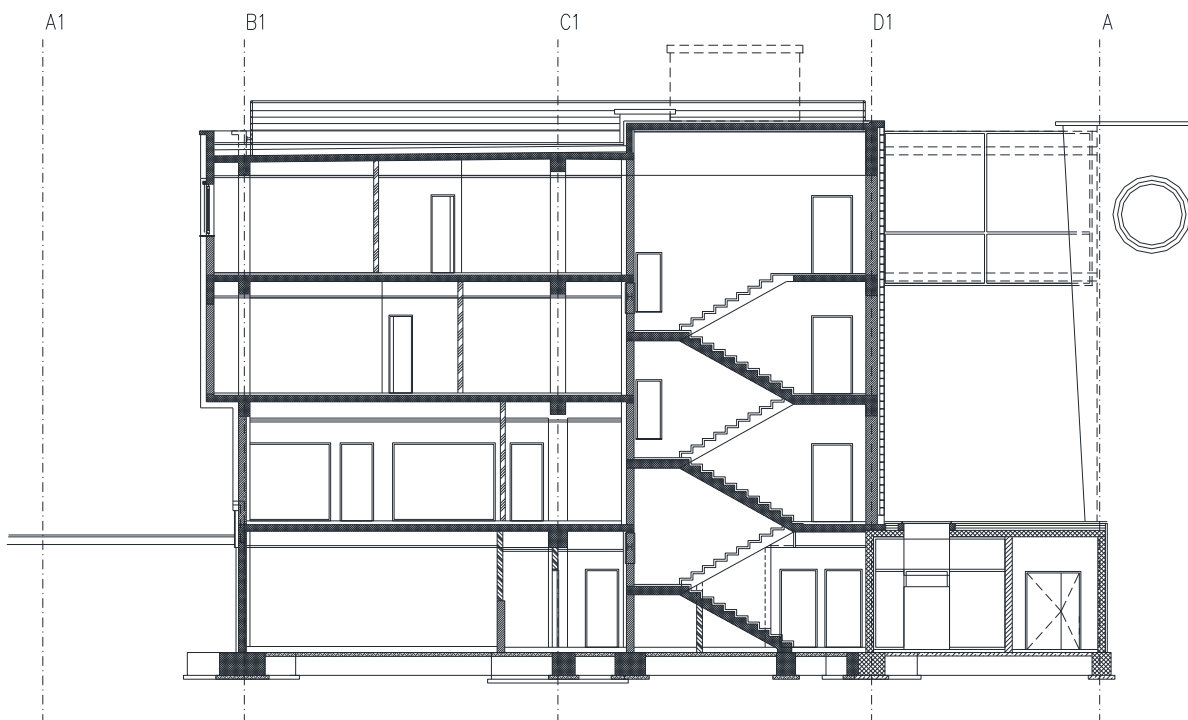
Na slikah 2, 3, 4 in 5 prikazujemo tloris pritličja, I. nadstropja, vzdolžni prerez in prečni prerez obravnavanega objekta.



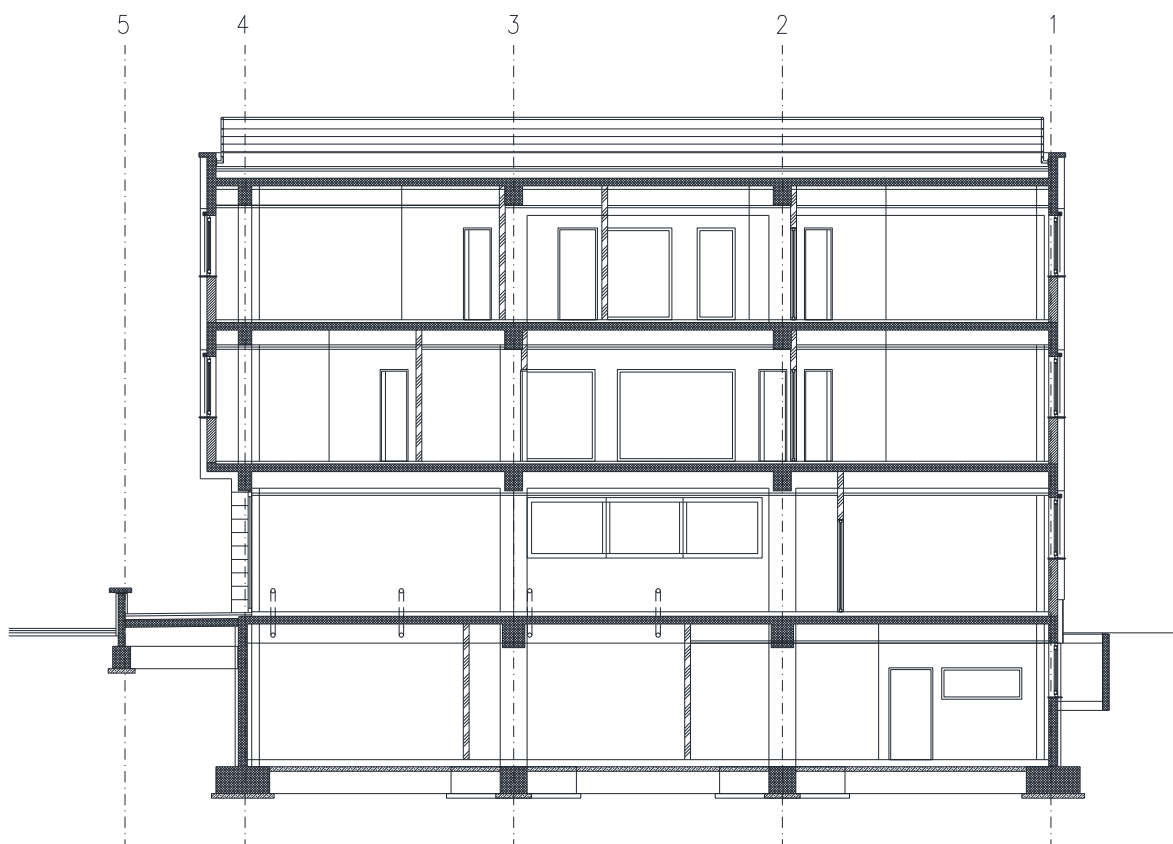
Slika 2: Tloris pritličja obravnavanega objekta



Slika 3: Tloris I. nadstropja obravnavanega objekta



Slika 4: Vzdolžni prerez obravnavanega objekta



Slika 5: Prečni prerez obravnavanega objekta

### 3.3 Uporabljeni materiali in krovni sloj

#### 3.3.1 Beton

Za nosilno konstrukcijo obstoječega objekta je bil uporabljen beton trdnostnega razreda MB 30 po JUS-u. V diplomski nalogi analiziramo nosilno konstrukcijo skladno s sedaj veljavnimi standardi Evrokod. Ocenimo, da je beton trdnostnega razreda C25/30 po mehanskih karakteristikah najbolj podoben uporabljenemu betonu MB 30. V nadaljevanju podajamo trdnostne in mehanske lastnosti betona trdnostnega razreda C 25/30:

$$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck,cube} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$$

$$\nu = 0,2$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/cm}^3$$

Pri tem je  $f_{ck}$  karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, merjena na valju s stranico 15 cm,  $f_{ck,cube}$  je karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, merjena na kocki z robom 15cm,  $f_{ctm}$  je srednja vrednost osne natezne trdnosti betona,  $E_{cm}$  je sekantni modul elastičnosti betona,  $\nu$  je Poissonov količnik in  $\gamma_c$  pa je prostorninska teža armiranega betona (AB).

#### 3.3.2 Jeklo za armiranje

Pri projektiranju nosilne konstrukcije obstoječega objekta je bila uporabljena rebrasta armatura trdnostnega razreda RA 400/500 ter mrežna armatura MAG 500/560. V okviru diplomske naloge izberemo jekli za armiranje, ki imata enake mehanske lastnosti, to sta jekli z oznakama S 400 in S 500. Utrjevanje jekla zanemarimo. V nadaljevanju podajamo trdnostne in mehanske lastnosti omenjenih jekel za armiranje skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005:

Jeklo S400:

$$f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_t = 40 \text{ kN/cm}^2$$

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

$$\gamma_s = 78,50 \text{ kN/cm}^3$$

Jeklo S500:

$$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_t = 50 \text{ kN/cm}^2$$

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

$$\gamma_s = 78,50 \text{ kN/cm}^3$$

Pri tem je  $f_{yk}$  karakteristična meja elastičnosti armature,  $f_t$  je natezna trdnost jekla za armiranje,  $E_s$  je projektna vrednost modula elastičnosti jekla za armiranje in  $\gamma_s$  je prostorninska teža jekla za armiranje.

### 3.3.3 Opečna polnila

Opečna polnila so bila v AB skeletni (okvirni) konstrukciji izvedena naknadno, po razopaževanju AB elementov. Izvedena so bila iz modularnih blokov dimenzij 290x190x190 mm. Iz projektne dokumentacije ugotovimo, da so razporejena simetrično glede na funkcionalnost prostorov. Razporeditev se po etažah ne spreminja.

Zidovje moramo upoštevati kot sestavljen homogen konstrukcijski sistem, katerega lastnosti določajo trdnostne in deformabilnostne veličine, odvisne od mehanskih lastnosti posameznih sestavljenih materialov. V nadaljevanju podajamo trdnostne karakteristike zidovja, ki smo ga izbrali na osnovi obstoječih eksperimentalnih podatkov dobljenih v literaturi (Tomaževič, 2009). Veljajo za opeko trdnosti  $f_b = 15 \text{ MPa}$  in malto trdnosti  $f_m = 5 \text{ MPa}$ .

$$f_k = 0,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{tk} = 0,020 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vk} = 0,020 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 1000 \cdot f_k = 450 \text{ kN/cm}^2$$

$$G = 50 \text{ kN/cm}^2$$

Pri tem je  $f_k$  karakteristična tlačna trdnost zidovja,  $f_{tk}$  je karakteristična natezna trdnost zidovja,  $f_{vk}$  je karakteristična strižna trdnost zidovja,  $E$  je elastični modul,  $G$  pa strižni modul.

### 3.3.4 Krovni sloj betona

Krovni sloj betona v splošnem predstavlja razdaljo od površinske armature, ki je najbližja betonski površini (vključno s stremeni, montažnimi palicami in površinsko armaturo), do te betonske površine. Nazivni krovni sloj betona  $c_{nom}$  določimo z vsoto najmanjšega krovnega sloja  $c_{min}$  in dovoljenega



projektne odstopanja  $\Delta c_{dev}$  (priporočena vrednost je 10 mm) in sicer z enačbo (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 4.4.1.1(2)P):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}. \quad (3.1)$$

Z najmanjšo debelino krovnega sloja  $c_{min}$  zagotovimo varen prenos sidrskih sil, zaščito jekla proti koroziji in ustrezno požarno odpornost. Določimo jo kot večjo izmed vrednosti, ki sta potrebni za zahteve sprijemnosti in glede pogojev okolja (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 4.4.1.2(2)P):

$$c_{min} = \max \{c_{min,B}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}. \quad (3.2)$$

Pri tem je  $c_{min,B}$  najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti (pri posamični razvrstitvi palic je  $c_{min,B} = \emptyset_{palica}$ ),  $c_{min,dur}$  je najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja,  $\Delta c_{dur,\gamma}$  je dodatni varnostni sloj (priporočena vrednost je 0 mm),  $\Delta c_{dur,st}$  pomeni zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla,  $\Delta c_{dur,add}$  pa predstavlja zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite (priporočena vrednost je 0 mm).

V nadaljevanju izračunamo krovni sloj za medetažno stropno konstrukcijo ter za stebre oziroma grede.

Predpostavimo, da za armiranje plošč uporabimo armaturne mreže s premerom palic  $\emptyset_{palica} \leq 1,0$  cm. Tako je najmanjša debelina krovnega sloja  $c_{min,B} = 10$  mm. Na podlagi uvrstitve objekta v razred izpostavljenosti XC1 (beton v objektih z nizko vlažnostjo zraka) in v razred konstrukcije S4 (objekt s projektno življenjsko dobo 50 let) iz preglednice 4.4N v standardu SIST EN 1992-1-1:2005 odčitamo vrednost  $c_{min,dur} = 15$  mm. Za ostale sloje upoštevamo priporočene vrednosti. Uporabimo enačbo (3.2) in dobimo:

$$c_{min} = \max\{10 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} = 15 \text{ mm}.$$

Nazivna debelina krovne plasti za medetažno stropno konstrukcijo je (glej enačbo (3.1)):

$$c_{nom} = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 25 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm}.$$

Iz projektne dokumentacije (analiza objekta po JUS-u) odčitamo debelino krovnega sloja ploščo, ki je 2,0 cm in je manjša od zahteve iz SIST EN 1992-1-1:2005.

Predpostavimo, da za armiranje stebrov in gred uporabimo armaturne palice, ki upoštevajo pogoj premera  $\emptyset_{palica} \leq 2,5$  cm. Torej  $c_{min,B} = 25$  mm. Najmanjšo debelino krovnega sloja glede na pogoje okolja smo določili že za stropno konstrukcijo in velja tudi za stebre in grede. Torej  $c_{min,dur} = 15$  mm. Za ostale sloje upoštevamo priporočene vrednosti. Z uporabo enačbe (3.2) dobimo:

$$c_{min} = \max\{25 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} = 25 \text{ mm}.$$

Nazivna debelina krovne plasti za stebre in grede je (glej enačbo (3.1)):

$$c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm} = 3,5 \text{ cm}.$$

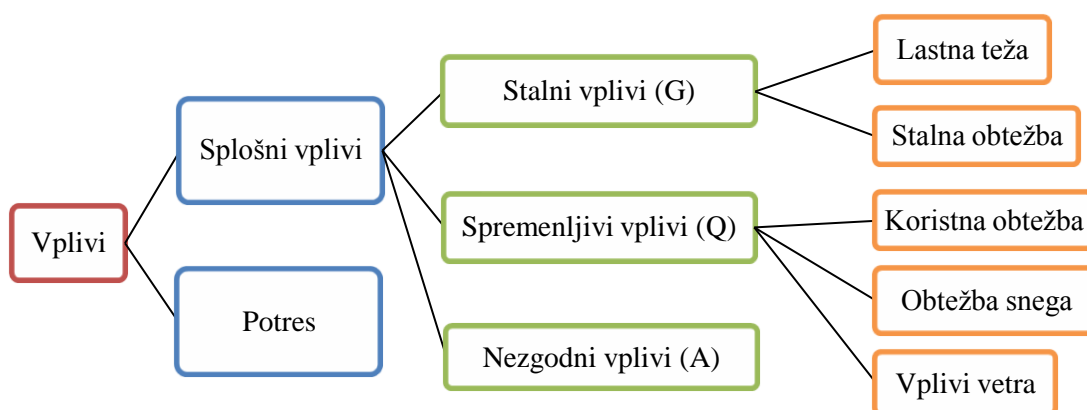
Iz projektne dokumentacije (analiza objekta po JUS-u) odčitamo debelino krovnega sloja še za stebre in grede, ki je 2,5 cm in je manjša od zahteve iz SIST EN 1992-1-1:2005.

## 4 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Obravnavana konstrukcija je sočasno izpostavljena različnim vplivom, ki jih glede na časovno spremenljivost delimo v tri glavne sklope:

- stalni vplivi (lastna teža, stalna obtežba)
- spremenljivi vplivi (koristna obtežba, obtežba snega, vplivi vetra)
- potresni vplivi

Vplive shematično prikazujemo tudi na sliki 6.



Slika 6: Vplivi, ki učinkujejo na objekt

V nadaljevanju podrobneje predstavimo posamezne vplive na obravnavan objekt.

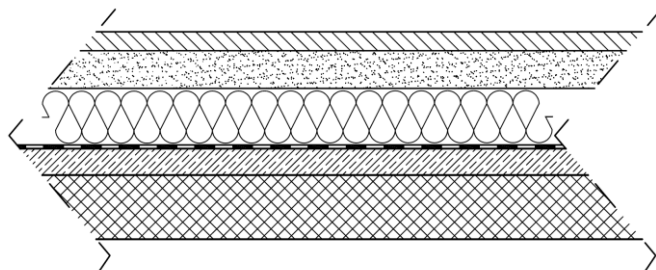
### 4.1 Stalna obtežba

Stalna obtežba predstavlja stalni nepomični vpliv, ki na konstrukcijo deluje ves čas njene življenjske dobe. Kot stalno obtežbo objekta upoštevamo lastno težo konstrukcijskih elementov in stalno obtežbo zaradi nekonstrukcijskih elementov. Pri projektiranju lastno težo in stalno obtežbo upoštevamo kot skupen vpliv.

V nadaljevanju podajamo lastno težo in stalno obtežbo posameznih konstrukcijskih elementov obravnavanega objekta.

#### 4.1.1 Streha

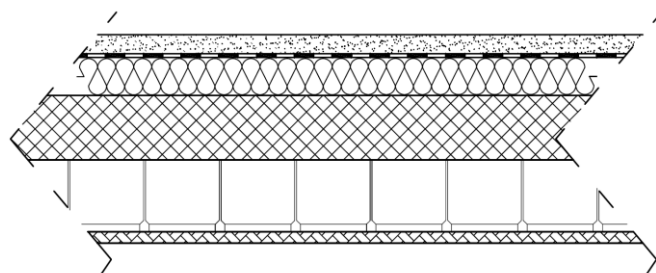
##### POZ PL1 – Strešna plošča nad pisarnami



Slika 7: Strešna plošča nad pisarnami

betonske plošče:	5 cm	$0,05 \cdot 24 =$	1,20	$\text{kN/m}^2$
nasutje:	10 cm	$0,10 \cdot 20 =$	2,00	$\text{kN/m}^2$
toplotna in zvočna izolacija:	15 cm	$0,15 \cdot 3,0 =$	0,45	$\text{kN/m}^2$
hidroizolacija:	1 cm	$0,01 \cdot 21 =$	0,21	$\text{kN/m}^2$
naklonski beton:	7 cm	$0,07 \cdot 24 =$	1,68	$\text{kN/m}^2$
<u>AB plošča:</u>	<u>17 cm</u>	<u><math>0,17 \cdot 25 =</math></u>	<u>4,25</u>	<u><math>\text{kN/m}^2</math></u>
Skupaj :		$g =$	9,79	$\text{kN/m}^2$

##### POZ PL2 – Strešna plošča nad stopniščem

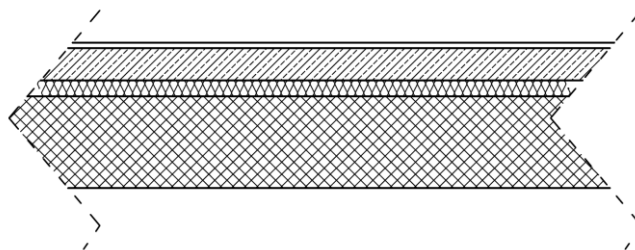


Slika 8: Strešna plošča nad stopniščem

nasutje:	5 cm	$0,05 \cdot 20 =$	1,00	$\text{kN/m}^2$
hidroizolacija:	1 cm	$0,01 \cdot 21 =$	0,21	$\text{kN/m}^2$
toplotna in zvočna izolacija:	10 cm	$0,10 \cdot 3,0 =$	0,30	$\text{kN/m}^2$
AB plošča:	17 cm	$0,17 \cdot 25 =$	4,25	$\text{kN/m}^2$
gips kartonske plošče:	3 cm	$0,03 \cdot 11 =$	0,33	$\text{kN/m}^2$
<u>obešen strop:</u>		$=$	<u>0,25</u>	<u><math>\text{kN/m}^2</math></u>
Skupaj :		$g =$	6,34	$\text{kN/m}^2$

### 4.1.2 Stropne konstrukcije

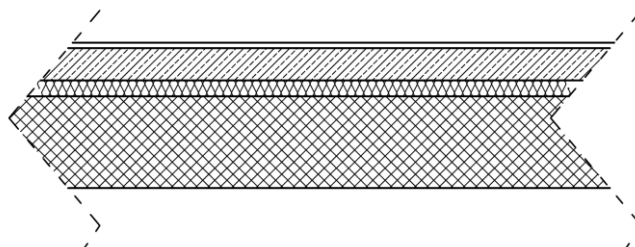
POZ PL3 – Plošča nad prvim nadstropjem



Slika 9: Plošča nad I. nadstropjem

finalni tlak:	1 cm	$0,01 \cdot 20 =$	0,20	$\text{kN/m}^2$
cementni estrih:	6 cm	$0,06 \cdot 24 =$	1,44	$\text{kN/m}^2$
toplotna in zvočna izolacija:	3 cm	$0,03 \cdot 3,0 =$	0,09	$\text{kN/m}^2$
<u>AB plošča:</u>	<u>17 cm</u>	<u><math>0,17 \cdot 25 =</math></u>	<u>4,25</u>	<u><math>\text{kN/m}^2</math></u>
Skupaj :		$g =$	5,98	$\text{kN/m}^2$

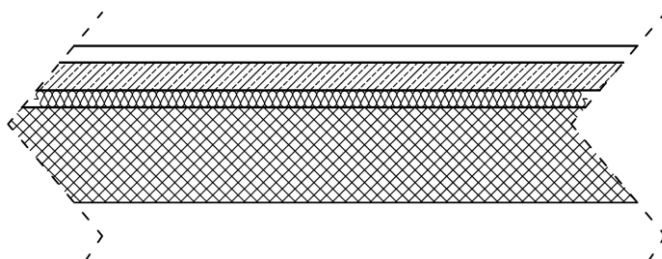
POZ PL4 – Plošča nad pritličjem



Slika 10: Plošča nad pritličjem

finalni tlak:	1 cm	$0,01 \cdot 20 =$	0,20	$\text{kN/m}^2$
cementni estrih:	6 cm	$0,06 \cdot 24 =$	1,44	$\text{kN/m}^2$
toplotna in zvočna izolacija:	3 cm	$0,03 \cdot 3,0 =$	0,09	$\text{kN/m}^2$
<u>AB plošča:</u>	<u>17 cm</u>	<u><math>0,17 \cdot 25 =</math></u>	<u>4,25</u>	<u><math>\text{kN/m}^2</math></u>
Skupaj :		$g =$	5,98	$\text{kN/m}^2$

## POZ PL5 – Plošča nad kletjo

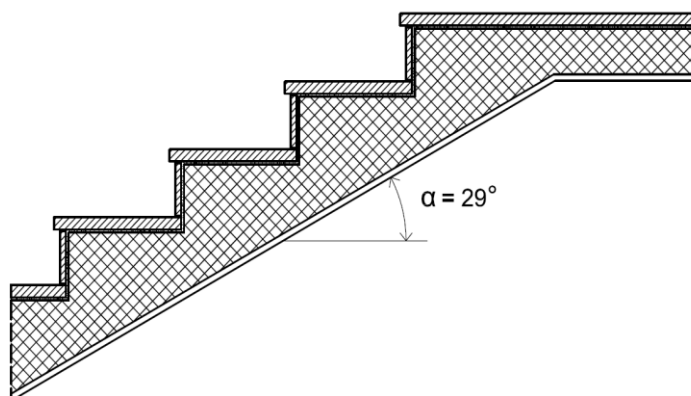


Slika 11: Plošča nad kletjo

finalni tlak:	3 cm	$0,03 \cdot 28 =$	0,84	$\text{kN/m}^2$
cementni estrih:	5 cm	$0,05 \cdot 24 =$	1,20	$\text{kN/m}^2$
toplotna in zvočna izolacija:	3 cm	$0,03 \cdot 3,0 =$	0,09	$\text{kN/m}^2$
<u>AB plošča:</u>	<u>17 cm</u>	<u><math>0,17 \cdot 25 =</math></u>	<u>4,25</u>	<u><math>\text{kN/m}^2</math></u>
Skupaj :		$g =$	6,38	$\text{kN/m}^2$

## 4.1.3 Stopnice in podesti

## POZ PL6 – Stopniščne rame in podesti



Slika 12: Stopniščne rame in podesti

finalni tlak:	4 cm	$0,04 \cdot 25 =$	1,00	$\text{kN/m}^2$
stopnice:		$0,08 \cdot 25 =$	2,00	$\text{kN/m}^2$
stopniščna AB rama:		$0,17 / \cos \alpha \cdot 25 =$	4,86	$\text{kN/m}^2$
<u>omet:</u>	<u>2 cm</u>	<u><math>0,02 \cdot 21 =</math></u>	<u>0,42</u>	<u><math>\text{kN/m}^2</math></u>
Skupaj :		$g =$	8,28	$\text{kN/m}^2$

## 4.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba v objektih izvira iz namena uporabe. Glede na uporabo površine v objektu razdelimo v kategorije skladno s standardom SIST EN 1991-1-1:2004. Koristno obtežbo obravnavamo kot spremenljiv pomični vpliv in jo v računu upoštevamo kot navidezno statični vpliv.

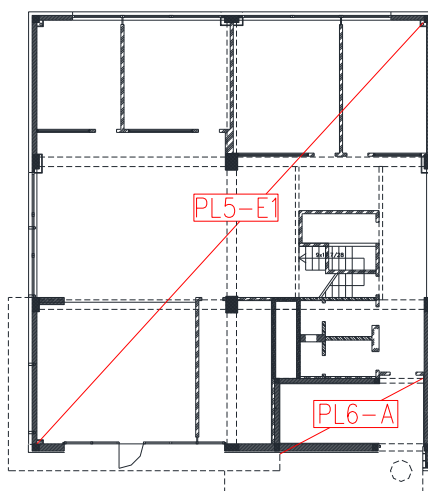
Površine obravnavanega objekta so namenjene poslovnim in skladiščnim prostorom, to pomeni da jih uvrstimo v kategorijo B (pisarne) oziroma E1 (površine, kjer je mogoče kopičiti blago). Površino dostopne strehe uvrstimo v kategorijo A.

Dodatno kot koristno obtežbo upoštevamo tudi vodoravno linijsko obtežbo, ki deluje na vrhu ograje na plošči nad stopniščem. V preglednici 1 podajamo karakteristične vrednosti koristne obtežbe za posamezne kategorije.

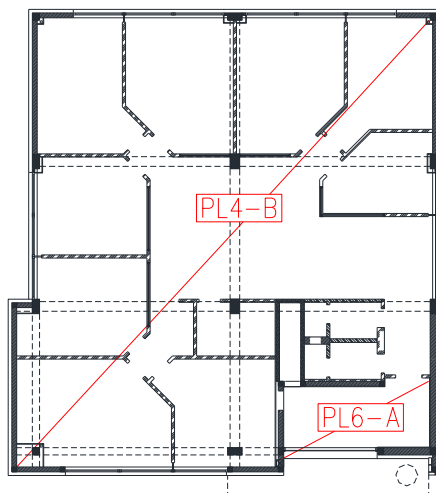
Preglednica 1: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe (SIST EN 1991-1-1:2004 preglednica 6.1 in 6.2)

Kategorija uporabe	Opis uporabe	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
B	pisarniški prostori	2,0
A	stopnice	3,0
E1	skladiščni prostori	7,5
A	pohodna streha	2,0
A	ograja na plošči nad stopniščem	0,5

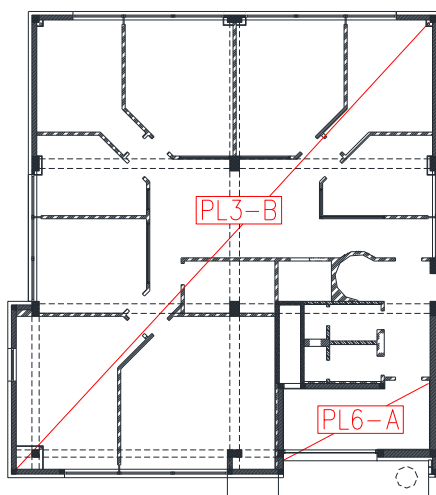
Na slikah 13 do 16 prikazujemo razdelitev posameznih površin obravnavanega objekta na pozicije ter pripadajočo kategorizacijo površin glede na uporabo.



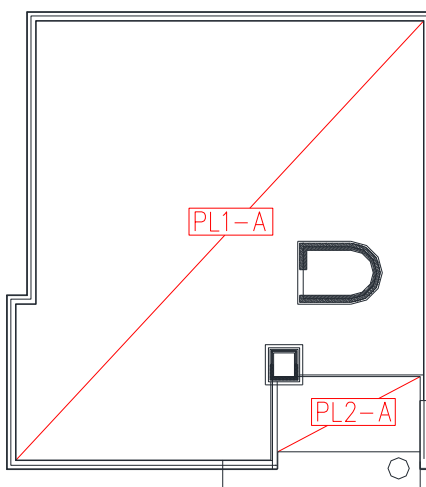
Slika 13: Kategorizacija plošče nad kletjo glede na namembnost



Slika 14: Kategorizacija plošče nad pritličjem glede na namembnost



Slika 15: Kategorizacija plošče nad prvim nadstropjem glede na namembnost



Slika 16: Kategorizacija strešne plošče glede na namembnost



Skladno s standardom lahko kot koristno obtežbo upoštevamo tudi lastno težo premičnih predelnih sten, vendar le če je njihova lastna teža manjša od 3 kN/m. Vpliv nadomestimo z enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo  $q_k$  in sicer (SIST EN 1991-1-1:2004 točka 6.3.1.2 (8)):

$$G_s \leq \begin{cases} 1,0 \text{ kN/m}; q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2 \\ 2,0 \text{ kN/m}; q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2 \\ 3,0 \text{ kN/m}; q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \quad (4.1)$$

Pri tem je  $G_s$  lastna teža predelne stene na enoto dolžine.

Iz obstoječe projektne dokumentacije smo ugotovili, da so v pritličju in nadstropjih predelne stene iz mavčnokartonskih plošč z vmesnih termoizolativnim polnilom, skupne debeline 13 cm. Teža omenjene predelne stene na enoto dolžine je:

$$G_s = m_s \cdot g \cdot \bar{h}_s = 49 \cdot 9,81 \cdot 3 = 1442 \frac{\text{N}}{\text{m}} = 1,44 \text{ kN/m}. \quad (4.2)$$

Pri tem je  $g$  težni pospešek,  $\bar{h}_s$  povprečna višina sten in  $m_s$  teža mavčnokartonske predelne stene za katero smo upoštevali vrednost 49 kg/m<sup>2</sup> (W11 Knauf pregradne stene, 2006). S pomočjo pogoja (4.1) določimo nadomestno enakomerno porazdeljeno obtežbo  $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$ , ki jo prištejemo k preostali koristni obtežbi za pozicije, ki jih prikazujemo v preglednici 2.

Preglednica 2: Dodatna koristna obtežba zaradi predelnih sten

Pozicija	Opis uporabe	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
POZ PL 3	Plošča nad prvim nadstropjem	0,8
POZ PL 4	Plošča nad pritličjem	0,8
POZ PL 5	Plošča nad kletjo	0,8

### 4.3 Obtežba snega

Obtežbo snega stavb in gradbenih inženirskih objektov določimo skladno s standardom SIST EN 1991-1-3:2004 in ustreznim Nacionalnim dodatkom (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008). Obtežbo snega upoštevamo kot spremenljivo nepomično obtežbo. Upoštevati moramo, da je na strehi možnih več porazdelitev obtežbe snega. Na porazdelitev snega vpliva več dejavnikov in sicer:

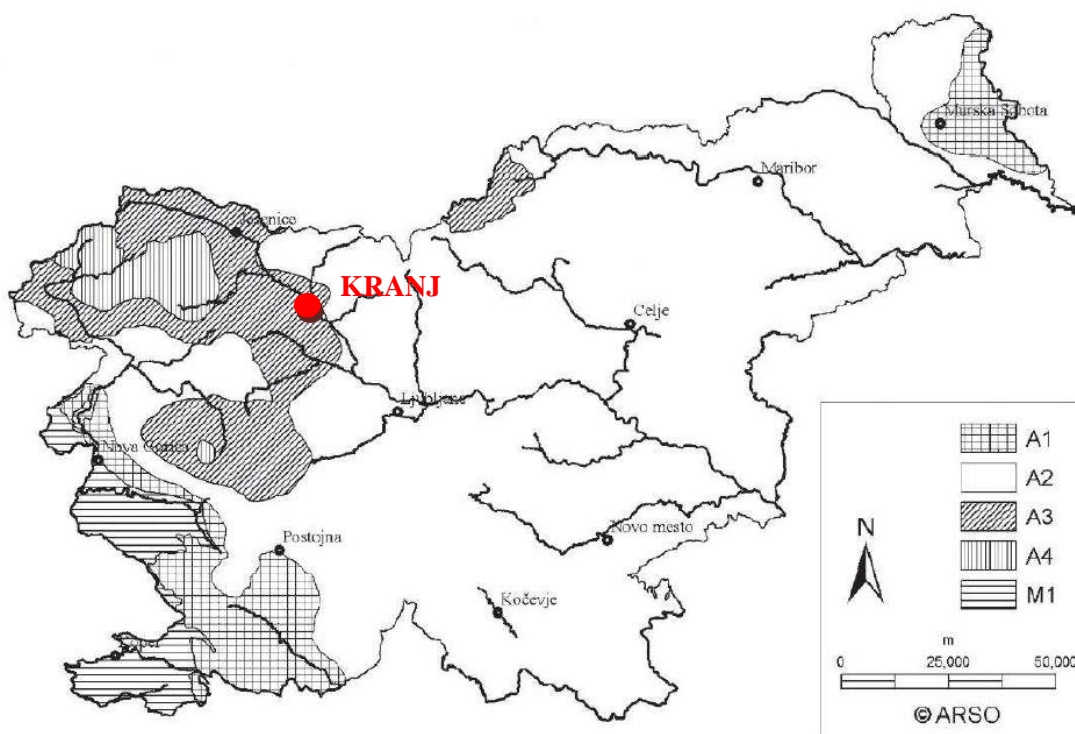
- oblika strehe,
- toplotne lastnosti strehe,
- hrapavost površine strehe,
- količina toplote, generirane pod streho,
- sosednji objekti,
- teren v okolici objekta,

- krajevne podnebne razmere, zlasti prevetrenost, temperaturne spremembe in verjetnost padavin (tako dežja kot snega).

V analizi moramo upoštevati dva osnovna načina porazdelitve obtežbe snega in sicer: obtežba snega je nenakopičena oziroma obtežba snega je nakopičena. Na obravnavani lokaciji je majhna verjetnost pojava izjemnega kopičenje snega, zato obtežbo snega na strehi  $s$  v ( $\text{kN/m}^2$ ) izračunamo na naslednji način (SIST EN 1991-1-3:2004 točka 5.1 (3)P):

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4.3)$$

Pri tem je  $\mu_i$  oblikovni koeficient obtežbe snega,  $C_e$  je koeficient izpostavljenosti,  $C_t$  je toplotni koeficient in  $s_k$  je karakteristična obtežba snega na tleh na določenem kraju ( $\text{kN/m}^2$ ). To je obtežba snega na tleh brez izjemne obtežbe snega, določena z letno vrednostjo prekoračitve 0,02. Določimo jo s pomočjo karte obtežbe snega na tleh, ki jo najdemo v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1991-1-3:2004, in v odvisnosti od nadmorske višine tal  $A$ , kjer se nahaja objekt (glej sliko 17).



Slika 17: Obtežna karta snega v Sloveniji po conah (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, str. 4)

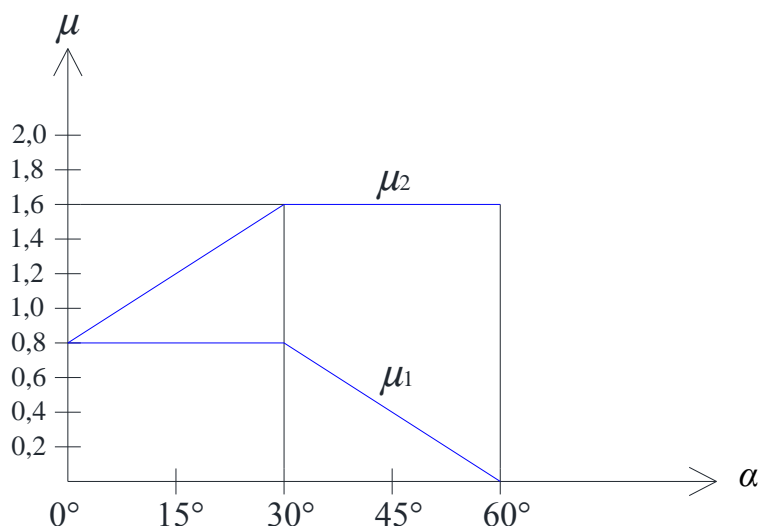
Obravnavan objekt se nahaja v Kranju na nadmorski višini  $A = 403$  m. Za cono A3 karakteristično obtežbo snega na tleh izračunamo z enačbo :

$$s_k = 1,935 \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{728}\right)^2\right) = 1,935 \cdot \left(1 + \left(\frac{403}{728}\right)^2\right) = 2,53 \text{ kN/m}^2 \quad (4.4)$$

S koeficientom izpostavljenosti  $C_e$  upoštevamo spremembo obtežbe snega na strehi neogrevanega objekta glede na obtežbo snega na tleh. V kolikor predpostavimo, da gre za običajno obliko okoliškega terena, kjer veter ne prinaša snega na objekt, lahko za koeficient izpostavljenosti upoštevamo priporočeno vrednost  $C_e = 1,0$ .

S toplotnim koeficientom  $C_t$  upoštevamo zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo ( $> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$ ), zlasti pri steklenih strehah, kjer se sneg topi zaradi toplotnih izgub. Za vse druge primere, to pomeni tudi za obravnavan objekt, lahko za toplotni koeficient upoštevamo vrednost  $C_t = 1,0$ .

Z oblikovnim koeficientom obtežbe snega  $\mu_i$  določamo razmerje med obtežbo snega na strehi in obtežbo nenakopičenega snega na tleh brez vpliva izpostavljenosti in toplotnih učinkov. Odvisen je od oblike strehe ( $\mu_1$  za enokapnice,  $\mu_2$  za dvokapnice in večladijske strehe) ter njenega naklona (glej sliko 18).

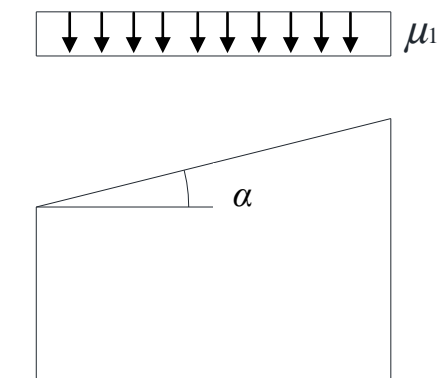


Slika 18: Oblikovna koeficienta obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004 slika 5.1)

Vrednosti na sliki 18 veljajo le, če sneg lahko zdrsne iz strehe. Če pa so na strehi snegobrani ali druge ovire oziroma, če se nagib strehe zmanjša zaradi parapetov, oblikovni koeficient ne sme biti manjši od 0,8.

Streha obravnavanega objekta je enokapna z naklonom  $\alpha = 1^\circ$ . Iz slike 18 odčitamo vrednost  $\mu_1 = 0,8$ .

Na sliki 19 prikazujemo razporeditev obtežbe snega pri enokapnici, ki se uporablja za nenakopičen in nakopičen sneg.



Slika 19: Oblikovni koeficient obtežba snega pri enokapnici (SIST EN 1991-1-3:2004 slika 5.2)

Sedaj lahko izračunamo karakteristično obtežbo snega za streho obravnavanega objekta in sicer:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,53 = 2,02 \text{ kN/m}^2. \quad (4.5)$$

#### 4.4 Vpliv vetra

Vplivi vetra delujejo neposredno kot tlak ali srk na zunanje površine objekta in se spreminjajo s časom. Zaradi prepustnosti ovoja delujejo vplivi vetra posredno tudi na notranje površine. Tlak oziroma srk zaradi vetra učinkuje pravokotno na ploskev.

Dodatno se lahko zaradi vpliva vetra pojavi na površini tudi trenjska sila, vendar le v primeru, če veter piha preko velikih površin konstrukcije. Dejanski vpliv vetra pa predstavimo s poenostavljeno skupino tlakov oziroma sil, katerih učinki so enakovredni skrajnim učinkom turbolentnega vetra.

Pri določanju vplivov vetra na konstrukcijo uporabljamo določila standarda SIST EN 1991-1-4:2005. Učinek vetra na konstrukcijo je odvisen predvsem od velikosti, oblike in dinamičnih lastnosti konstrukcije.

Odziv konstrukcije izračunamo v skladu s standardom iz največjega tlaka pri sunkih vetra  $q_p$ , ki je odvisen od vetrne klime, hrapavosti in hribovitosti terena ter referenčne višine.  $q_p$  je enak tlaku pri srednji hitrosti, povečanem za delež kratkotrajnih sprememb tlaka.

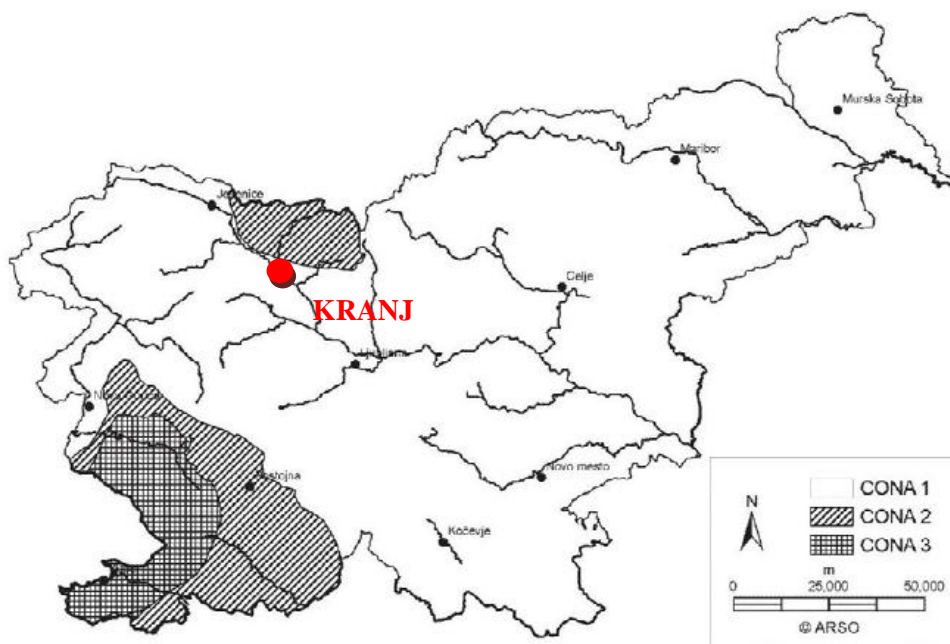
##### 4.4.1 Osnovna hitrost vetra

Osnovno hitrost vetra  $v_b$ , določeno kot funkcijo smeri vetra in letnega časa 10 m nad terenom II. kategorije, izračunamo s pomočjo enačbe (SIST EN 1991-1-4:2005 točka 4.2 (2)P):

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0}. \quad (4.6)$$

Pri tem je  $C_{dir}$  smerni faktor (priporočena vrednost je  $C_{dir} = 1,0$ ),  $C_{season}$  je faktor letnega časa (priporočena vrednost je  $C_{season} = 1,0$ ) in  $v_{b,0}$  je temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra, definirana kot 10 minutna srednja hitrost vetra, ne glede na smer in letni čas, na višini 10 m nad odprtim terenom, z nizkim rastlinjem in posameznimi ovirami v oddaljenosti najmanj 20-kratne višine ovir.

Temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0}$  odčitamo iz karte v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1991-1-4:2005 (glej sliko 20).



Slika 20: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0}$  (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007, str. 5)

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra se znotraj posamezne cone spreminja tudi z nadmorsko višine tal in sicer:

Cona 1 (večina Slovenije)

- 20 m/s pod 800 m
- 25 m/s od 800 m do 1600 m
- 30 m/s od 1600 m do 2000 m
- 40 m/s nad 2000 m

Cona 2 (Trnovski gozd, Notranjska, Karavanke)

- 25 m/s pod 1600 m
- 30 m/s od 1600 m do 2000 m
- 40 m/s nad 2000 m

Cona 3 (Primorje, Kras in del Vipavske doline)

- 30 m/s

Kot smo že omenili, se obravnavan objekt nahaja v Kranju na nadmorski višini  $A = 403$  m. Tako osnovna hitrost vetra, ki jo izračunamo s pomočjo enačbe (4.6) znaša  $v_b = 20$  m/s.

#### 4.4.2 Največji tlak pri sunkih vetra

Pri določanju vplivov vetra na konstrukcijo uporabljamo določila standarda SIST EN 1991-1-4:2005. Učinek vetra na konstrukcijo je odvisen predvsem od velikosti, oblike in dinamičnih lastnosti konstrukcije. Odziv konstrukcije izračunamo v skladu s standardom iz največjega tlaka pri sunkih vetra  $q_p$ , ki je odvisen od vetrne klime, hrapavosti in hribovitosti terena ter referenčne višine  $z_e$ .  $q_p(z_e)$  je enak tlaku pri srednji hitrosti, povečanem za delež kratkotrajnih sprememb tlaka. Izračunamo ga po enačbi (SIST EN 1991-1-4:2005 točka 4.5 (1)):

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z) = c_e(z) \cdot q_b. \quad (4.7)$$

Pri tem je  $\rho$  gostota zraka (priporočena vrednost za  $\rho = 1,25$  kg/m<sup>3</sup>),  $q_b$  je osnovni tlak vetra in  $c_e(z)$  je faktor izpostavljenosti. Osnovni tlak vetra  $q_b$  izračunamo z izrazom:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 20^2 = 0,25 \text{ kN/m}^2. \quad (4.8)$$

Faktor izpostavljenosti  $c_e(z)$  na višini  $z$  izračunamo z enačbo:

$$c_e(z) = 1 + \left[ 7 \cdot \frac{k_1 \cdot k_r}{c_0 \cdot c_r} \right] \cdot c_0^2 \cdot c_r^2. \quad (4.9)$$

Pri tem je  $k_1$  faktor turbulence,  $c_r$  je faktor hrapavosti,  $k_r$  je faktor terena in  $c_0$  je faktor oblike terena, s katerim upoštevamo spremembo lokalne topografije. Za faktor turbulence  $k_1$  upoštevamo priporočeno vrednost  $k_1 = 1,0$ . S faktorjem oblike terena  $c_0$  upoštevamo spremembo lokalne topografije, t.j. pri tistih lokacijah objektov, ki so na razmiku od vznožja manj kot polovico dolžine grebena. Pri obravnavanem objektu upoštevamo  $c_0 = 1,0$ .

Faktor hrapavosti  $c_r$  na višini  $z$  izračunamo z enačbo (SIST EN 1991-1-4:2005 točka 4.3.2 (1)):

$$c_r = \begin{cases} k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right), & z < z_{\min} \end{cases}. \quad (4.10)$$

Pri tem je  $z_0$  hrapavostna dolžina,  $z_{\min}$  je najmanjša višina in  $z_{\max} = 200$  m. Parametra  $z_0$  in  $z_{\min}$  določimo v odvisnosti od kategorije terena s pomočjo preglednice 3. Teren, na katerem stoji obravnavan objekt v Kranju, uvrstimo v kategorijo III. Za kategorijo terena III je  $z_0 = 0,3$  m in  $z_{\min} = 5$  m.

Preglednica 3: Kategorije terena in terenski parametri (SIST EN 1991-1-4:2005 preglednica 4.1)

Kategorija terena		$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
0	Morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju	0,003	1
I	Jezersko ali ravninsko področje z zanemarjenim rastlinjem in brez ovir	0,01	1
II	Področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20 višin ovir	0,05	2
III	Področja z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd)	0,3	5
IV	Področje, kjer je najmanj 15 % površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m	1	10

Faktor terena  $k_r$  izračunamo z enačbo:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,2154. \quad (4.11)$$

Faktor hrapavosti izračunamo s pomočjo enačbe (4.10) in je:

$$c_r = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,2154 \cdot \ln\left(\frac{10,62}{0,3}\right) = 0,768. \quad (4.12)$$

Pri tem za višino  $z$  upoštevamo višino objekta  $z = 10,62$  m. Sedaj s pomočjo enačbe (4.9) izračunamo še vrednost faktorja izpostavljenosti:

$$c_e(z) = \left[1 + 7 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,2154}{1,0 \cdot 0,768}\right] \cdot 1,0^2 \cdot 0,768^2 = 1,748. \quad (4.13)$$

Največji tlak pri sunkih vetra  $q_p(z_e)$  tako znaša:

$$q_p(z_e) = c_e(z) \cdot q_b = 1,748 \cdot 0,25 = 0,437 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}. \quad (4.14)$$

#### 4.4.3 Sile vetra na objekt

Osnovni predpostavki sta, da so površine, na katere učinkujejo sile vetra, dovolj toge, da lahko zanemarimo njihova resonančna nihanja, ki nastanejo zaradi delovanja vetra in da so lastne nihajne frekvence omenjenih površin manjše od 5 Hz. Sile vetra  $F_w$  na konstrukcijo ali njen del določimo kot vektorsko vsoto sil vetra na zunanje površine  $F_{w,e}$ , sil vetra na notranje površine  $F_{w,i}$  in sil trenja  $F_{tr}$ .

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{surfaces}} w_e \cdot A_{ref}, \quad (4.15)$$

$$F_{w,i} = \sum_{\text{surfaces}} w_i \cdot A_{ref}, \quad (4.16)$$

$$F_{tr} = c_{tr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}. \quad (4.17)$$

Pomen oznak v enačbah (4.15) do (4.17) je sledeč:  $c_s c_d$  je konstrukcijski faktor, ki upošteva vpliv raznočasnega nastopa koničnih vetrnih tlakov in nihanj konstrukcije zaradi turbulence in je za objekte,

ki so nižji od 15 m in imajo lastno frekvenco  $> 5$  Hz enak 1,0,  $w_e$  je tlak vetra na zunanje ploskve,  $w_i$  je tlak vetra na notranje ploskve,  $A_{ref}$  je referenčna površina posamezne ploskve,  $q_p(z_e)$  je največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini  $z_e$  in  $A_{tr}$  je površina ploskve, ki je vzporedna vetru.

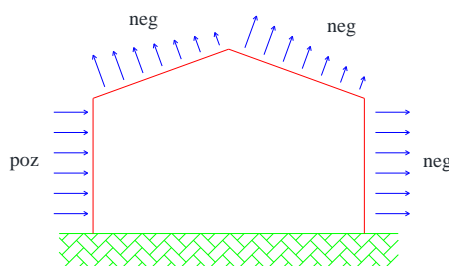
#### 4.4.3.1 Tlak vetra $w_e$ na zunanje ploskve

Tlak vetra na zunanje ploskve se izračuna z izrazom (SIST EN 1991-1-4:2005 točka 5.2 (1)):

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}. \quad (4.12)$$

Pri tem je  $q_p(z_e)$  največji tlak pri sunkih vetra,  $z_e$  je referenčna višina za zunanji tlak in  $c_{pe}$  je koeficient zunanjega tlaka. Ločimo koeficient  $c_{pe,1}$ , ki je namenjen lokalni analizi in projektiranju majhnih elementov (velikosti do  $1\text{m}^2$ ), in koeficient  $c_{pe,10}$ , ki ga uporabljamo pri globalni analizi in projektiranju celotne konstrukcije.

Tlake, ki delujejo pravokotno na obravnavano ploskev, obravnavamo kot pozitivne. Srki so negativnega predznaka. To shematično prikazujemo na sliki 21.

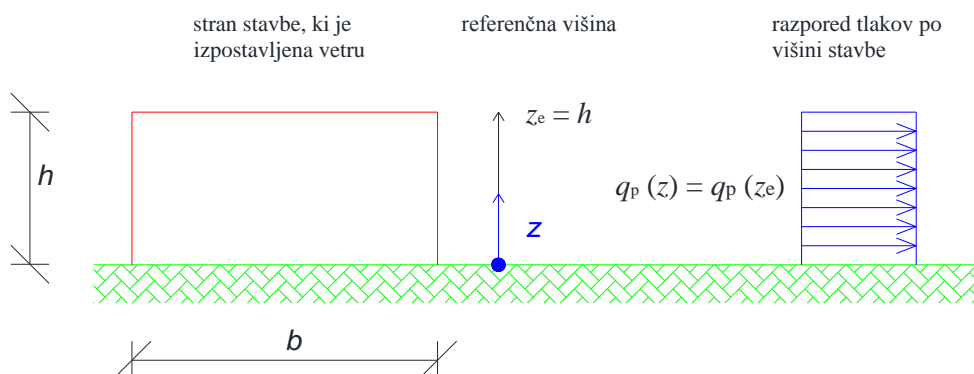


Slika 21: Primer smeri delovanja tlakov vetra na zunanje površine

Koeficiente zunanjega tlaka  $c_{pe}$  podajamo ločeno za navpične stene objekta in streho.

#### Delovanje vetra v smeri osi X:

Razporeditev tlakov po višini objekta določimo na podlagi razmerja med širino objekta  $b$  (t.j. dolžino površine pravokotno na smer vetra) in višino  $h$ . Ker je  $h = 10,62\text{ m} \leq b = 19,0\text{ m}$ , so tlaki po višini konstrukcije konstantni (glej sliko 22).



Slika 22: Razporeditev tlakov po višini objekta (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29)



Navpične stene objekta razdelimo v cone od A do E. Pri razdelitvi sten, vzporednih s smerjo vetra, upoštevamo velikost parametra  $e$ :

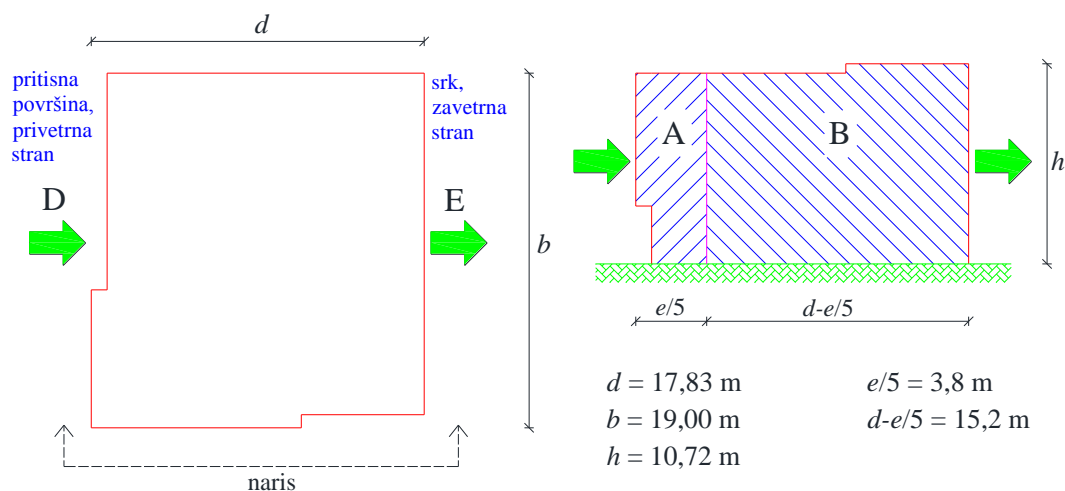
$$z_e = h:$$

$$e = \min \left\{ \frac{b}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{19,0 \text{ m}}{2} \right\} = 9,5 \text{ m}$$

$$e = 19,0 \text{ m} \geq d = 17,83 \text{ m}$$

Pri tem je  $d$  dolžina površine objekta vzporedno s smerjo vetra. Razdelitev sten v cone prikazujemo na sliki 21.

Tloris in naris za  $e \geq d$ :



Slika 23: Razdelitev navpičnih sten v cone v primeru delovanja vetra v smeri osi X

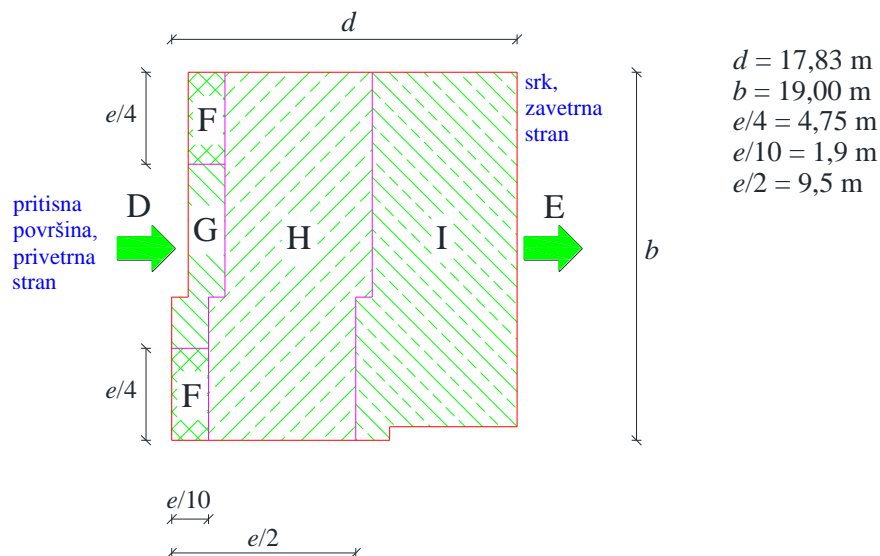
Vrednost koeficientov zunanje tlaka na stene objekta za posamezne cone odčitamo iz preglednice 7.1 v SIST EN 1991-1-4: 2005 v odvisnosti od razmerja  $h/d$ , ki je za primer delovanja vetra v smeri osi X  $h/d = 0,6$ . Rezultate zberemo v preglednici 4.

Preglednica 4: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	$c_{pe}$	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1,2 (srk)	0,437	-0,524
B	-0,8 (srk)	0,437	-0,350
D	+0,747 (pritisk)	0,437	+0,326
E	-0,384 (srk)	0,437	-0,168

V nadaljevanju razdelimo še površino strehe na območja. Ker je naklon strehe  $1^\circ$ , jo skladno s standardom obravnavamo kot ravno streho. Streho razdelimo v štiri cone (od F do I) kot prikazujemo na sliki 24. Pri tem je vrednost parametra  $e$  enaka kot pri navpičnih stenah:

$$e = \min \left\{ \frac{b}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{19,0 \text{ m}}{2} \right\} = 9,5 \text{ m}$$



Slika 24: Razdelitev ravne strehe v cone v primeru delovanja vetra v smeri osi X

Pri določitvi koeficientov zunanje tlaka  $c_{pe}$  upoštevamo tudi parapete. Pomembno je razmerje med višino parapeta  $h_p$  in višino objekta  $h$ , ki znaša:

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,57 \text{ m}}{10,62 \text{ m}} = 0,05 \quad (4.13)$$

Vrednosti koeficientov zunanje tlaka za ravno streho odčitamo iz preglednice 7.2 v SIST EN 1991-1-4: 2005. Rezultate računa zberemo v preglednici 5.

Preglednica 5: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra za ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	$c_{pe}$	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-1,4 (srk)	0,437	-0,612
G	-0,9 (srk)	0,437	-0,394
H	-0,7 (srk)	0,437	-0,306
I	-0,6 (srk)	0,437	-0,262

#### Delovanje vetra v smeri osi Y:

V smeri delovanja vetra v smeri osi Y je razmerje med širino konstrukcije in višino  $h = 10,62 \text{ m} \leq b = 17,83 \text{ m}$ , kar pomeni, da so tlaki po višini konstrukcije konstantni (glej sliko 22).

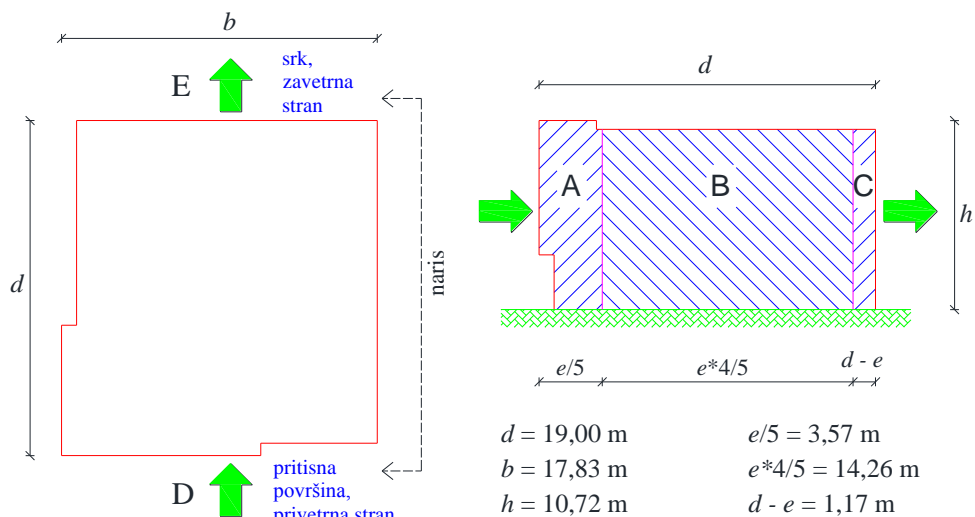
Navpične stene objekta razdelimo v cone od A do E. Pri razdelitvi sten, vzporednih s smerjo vetra, upoštevamo velikost parametra  $e$ :

$$z_e = h:$$

$$e = \min \left\{ b \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 17,83 \text{ m} \\ 21,24 \text{ m} \end{matrix} \right\} = 17,83 \text{ m}$$

$$e = 17,83 \text{ m} < d = 19,0 \text{ m}$$

Pri tem je  $d$  dolžina površine objekta vzporedno s smerjo vetra. Razdelitev sten v cone prikazujemo na sliki 25.



Slika 25: Razdelitev navpičnih sten v cone v primeru delovanja vetra v smeri osi X

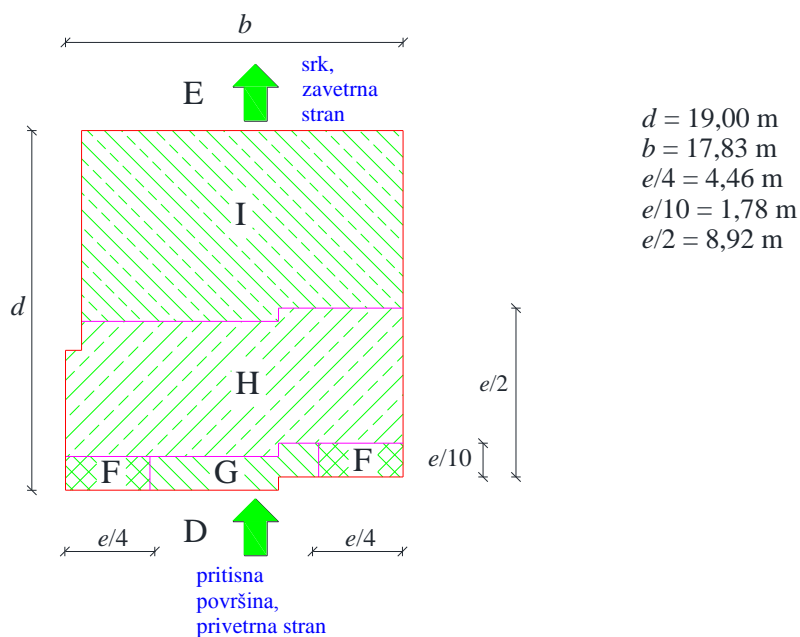
Vrednost koeficientov zunanega tlaka na stene objekta za posamezne cone odčitamo iz preglednice 7.1 v SIST EN 1991-1-4: 2005 v odvisnosti od razmerja  $h/d$ , ki je za primer delovanja vetra v smeri osi Y  $h/d = 0,56$ . Rezultate zberemo v preglednici 6.

Preglednica 6: Koeficienti zunanega tlaka in obtežba vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	$c_{pe}$	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1,2 (srk)	0,437	-0,524
B	-0,8 (srk)	0,437	-0,350
C	-0,5 (srk)	0,437	-0,219
D	+0,742 (pritisk)	0,437	+0,324
E	-0,384 (srk)	0,437	-0,168

V nadaljevanju razdelimo še površino strehe v štiri cone (od F do I) kot prikazujemo na sliki 26. Pri tem je vrednost parametra  $e$  enaka kot pri navpičnih stenah:

$$e = \min \left\{ \begin{matrix} b \\ 2h \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 17,83 \text{ m} \\ 21,24 \text{ m} \end{matrix} \right\} = 17,83 \text{ m}$$



Slika 26: Razdelitev ravne strehe v cone v primeru delovanja vetra v smeri osi Y

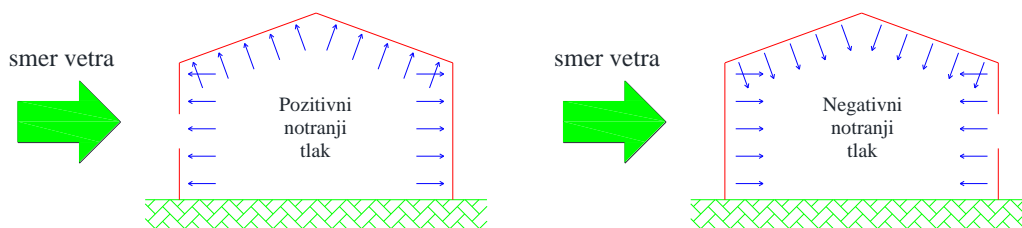
V smeri Y je razmerje med višino parapeta in višino objekta enako kot v smeri X (glej izraz (4.13)). Rezultate računa zberemo v preglednici 7.

Preglednica 7: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra za ravno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	$c_{pe}$	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-1,4 (srk)	0,437	-0,612
G	-0,9 (srk)	0,437	-0,394
H	-0,7 (srk)	0,437	-0,306
I	-0,6 (srk)	0,437	-0,262

#### 4.4.2.2 Tlak vetra $w_i$ na notranje ploskve

Znotraj objekta se lahko pojavijo tlaki, ki delujejo pravokotno na notranje ploskve (so pozitivnega predznaka) ali srki, ki so usmerjeni stran od ploskve (so negativnega predznaka). Shematično to prikazujemo na sliki 27.



Slika 27: Smeri delovanja tlakov vetra na notranje površine

Tlak vetra na notranje ploskve izračunamo z izrazom (SIST EN 1991-1-4:2005 točka 5.2 (2)):

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \tag{4.14}$$

Pri tem je  $q_p(z_i)$  največji tlak pri sunkih vetra za referenčno višino za notranji tlak  $z_i$  in  $c_{pi}$  je koeficient notranjega tlaka.

Notranji tlaki so odvisni predvsem od velikosti in razporeditev odprtin po ovoju objekta. Med odprtine štejemo odprta okna, prezračevalnike, dimnike in drugo. Obravnavan objekt je namenjen poslovnim dejavnostim in je tako zaradi večjega vpliva človeškega faktorja nemogoče napovedati kakšen bo delež odprtin v nekem trenutku. Posledično tudi ne moremo smiselno določiti prevladujočo stran ovoja glede odprtin. Standard za take primere podaja vrednosti koeficienta notranjega tlaka  $c_{pi}$  tako, da privzamemo neugodnejšo vrednost med +0,2 in -0,3. Račun tlaka vetra na notranje ploskve prikažemo v preglednici 8.

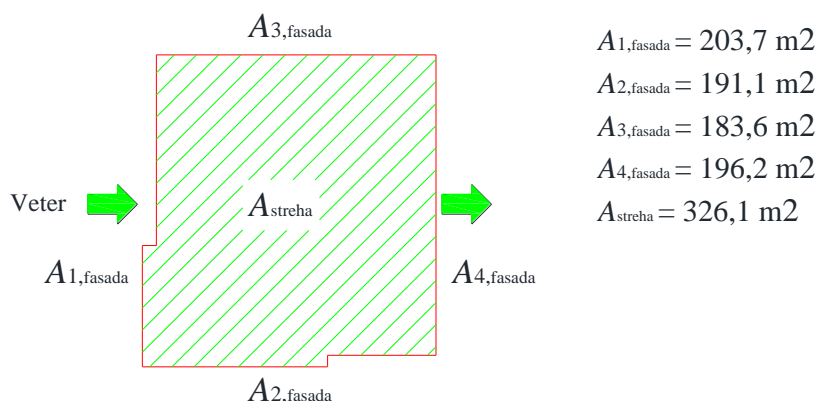
Preglednica 8: Koeficienta in obtežba vetra notranjega tlaka (SIST EN 1991-1-4:2005 str. 45, opomba 2)

Cona	$c_{pi}$	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
vse	+0,2 (tlak)	0,437	+0,087
vse	-0,3 (srk)	0,437	-0,131

#### 4.4.3 Učinek trenja vetra

V primeru, da je celotna površina zunanjih ploskev objekta, vzporednih (ali pod majhnim kotom) z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, pravokotnih na veter (priveternih in zavetrnih), lahko učinek trenja vetra na ploskev zanemarimo. Kontrolo omenjenega pogoja izvedemo ločeno za delovanje vetra v smeri osi X in Y.

*Učinek trenja pri delovanju vetra v smeri osi X:*



Slika 28: Učinek trenja vetra pri delovanju v smeri osi X

$$A_{\text{vzporedno}} = A_{2,\text{fasade}} + A_{3,\text{fasade}} + A_{\text{strehe}} = 191,1 \text{ m}^2 + 183,6 \text{ m}^2 + 326,1 \text{ m}^2 = 700,8 \text{ m}^2$$

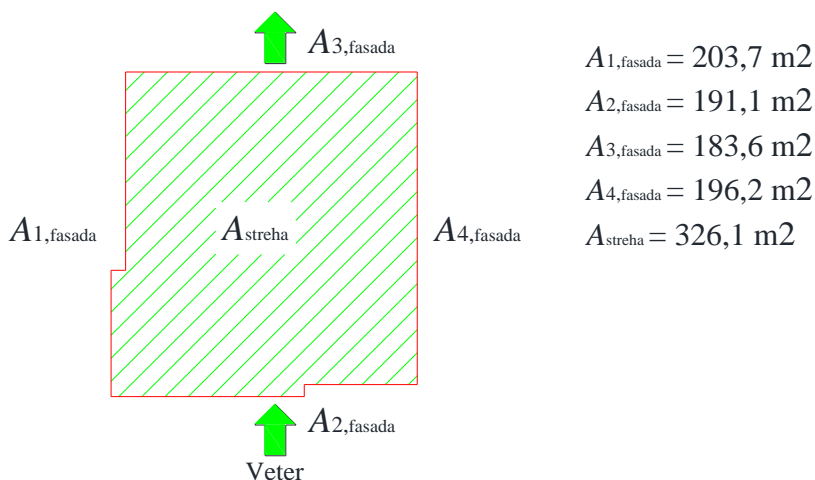
$$A_{\text{pravokotno}} = A_{1,\text{fasade}} + A_{4,\text{fasade}} = 203,7 \text{ m}^2 + 196,2 \text{ m}^2 = 399,9 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{vzporedno}} \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno}}$$

$$700,8 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot 399,9 \text{ m}^2 = 1599,6 \text{ m}^2$$

Ugotovimo, da v primeru delovanja vetra v smeri osi X učinek trenja na ploskev zanemarimo.

*Učinek trenja pri delovanju vetra v smeri osi Y:*



Slika 29: Učinek trenja vetra pri delovanju v smeri osi Y

$$A_{\text{vzporedno}} = A_{1,\text{fasade}} + A_{4,\text{fasade}} + A_{\text{strehe}} = 203,7 \text{ m}^2 + 196,2 \text{ m}^2 + 326,1 \text{ m}^2 = 726,0 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{pravokotno}} = A_{2,\text{fasade}} + A_{3,\text{fasade}} = 191,1 \text{ m}^2 + 183,6 \text{ m}^2 = 374,7 \text{ m}^2$$

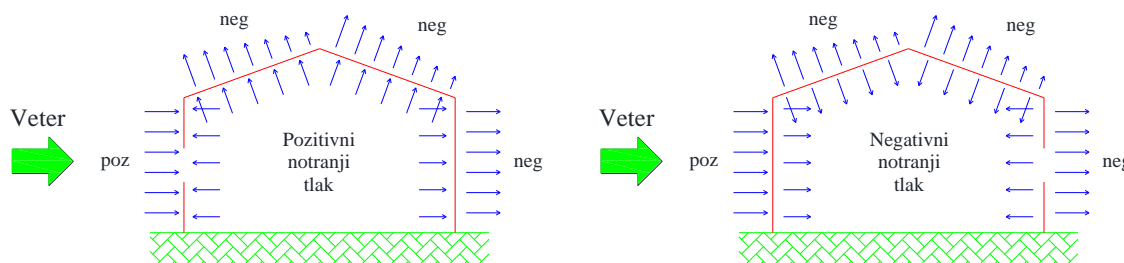
$$A_{\text{vzporedno}} \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno}}$$

$$726,0 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot 374,7 \text{ m}^2 = 1498,8 \text{ m}^2$$

Ugotovimo, da v primeru delovanja vetra v smeri osi Y učinek trenja na ploskev zanemarimo.

#### 4.4.4 Sočasni vpliv tlaka vetra na zunanje in notranje ploskve

Pri sočasnem delovanju notranjih in zunanjih tlakov moramo poiskati najbolj neugodno kombinacijo. Pri tem vplive bodisi seštevamo ali odštevamo. To shematično prikazujemo na sliki 30.



Slika 30: Sočasno delovanje zunanjih in notranjih tlakov (SIST EN 1991-1-4:2005 slika 5.1)

##### 4.4.4.1 Skupni vpliv delovanja vetra v smeri osi X

Skupne koeficiente tlaka vetra za navpične stene prikazujemo v preglednici 9 in 10. V prvem primeru zunanjim tlakom prištevamo (odštevamo) notranji tlak, v drugem primeru pa notranji srk.

Preglednica 9: Skupni tlak vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi X (upoštevamo notranji tlak)

Cona	$w_e = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-0,611 (srk)
B	-0,437 (srk)
D	+0,239 (tlak)
E	-0,299 (srk)

Preglednica 10: Skupni tlak vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi X (upoštevamo notranji srk)

Cona	$w_e = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-0,437 (srk)
B	-0,263 (srk)
D	+0,457 (tlak)
E	-0,081 (srk)

Sile zaradi vpliva vetra na navpične stene objekta izračunamo le v smeri delovanja vetra. Sile v smeri pravokotno na smer delovanja vetra zanemarimo (cona A in B). Sile izračunamo za vsako etažo posebej. Rezultate prikazujemo v preglednici 11.

Preglednica 11: Sile vetra v smeri osi X

Etaža	$A_{ref,i}$ [m <sup>2</sup> ]	$w_e = w_{e,D} +  w_{e,E} $ [kN/m <sup>2</sup> ]	$F_{w,i}$ [kN]
3	39,5	0,538	21,3
2	59,9	0,538	32,2
1	59,9	0,538	32,2

Skupne koeficiente tlaka vetra za ravno streho prikazujemo v preglednici 12. Upoštevamo le primer, ko zunanjim tlakom prištejemo (odštejemo) notranji tlak, notranji srk namreč zmanjšuje skupni vpliv vetra.

Preglednica 12: Skupni vpliv vetra na ravno streho za delovanje vetra v smeri osi X (upoštevamo notranji tlak)

Cona	$w_e = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-0,699 (srk)
G	-0,481 (srk)
H	-0,393 (srk)
I	-0,349 (srk)

#### 4.4.4.2 Skupni vpliv delovanja vetra v smeri osi Y

Skupne koeficiente tlaka vetra za navpične stene prikazujemo v preglednici 13 in 14. V prvem primeru zunanjim tlakom prištejemo (odštejemo) notranji tlak, v drugem primeru pa notranji srk.

Preglednica 13: Skupni tlak vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi Y (upoštevamo notranji tlak)

Cona	$w_e = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-0,611 (srk)
B	-0,437 (srk)
C	-0,306 (srk)
D	+0,237 (tlak)
E	-0,255 (srk)



Preglednica 14: Skupni tlak vetra na navpične stene za delovanje vetra v smeri osi Y (upoštevamo notranji srk)

Cona	$w_e = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-0,393 (srk)
B	-0,219 (srk)
C	-0,088 (srk)
D	+0,455 (tlak)
E	-0,037 (srk)

Sile zaradi vpliva vetra na navpične stene objekta izračunamo le v smeri delovanja vetra. Sile v smeri pravokotno na smer delovanja vetra zanemarimo (cona A in B). Sile izračunamo za vsako etažo posebej. Rezultate prikazujemo v preglednici 15.

Preglednica 15: Sile vetra v smeri osi Y

Etaža	$A_{ref,i}$ [m <sup>2</sup> ]	$w_e = w_{e,D} +  w_{e,E} $ [kN/m <sup>2</sup> ]	$F_{w,i}$ [kN]
3	37,1	0,492	18,2
2	56,2	0,492	27,6
1	56,2	0,492	27,6

Skupne koeficiente tlaka vetra za ravno streho prikazujemo v preglednici 16. Upoštevamo le primer, ko zunanjim tlakom prištejemo (odštejemo) notranji tlak, notranji srk namreč zmanjšuje skupni vpliv vetra.

Preglednica 16: Skupni vpliv vetra na ravno streho za delovanje vetra v smeri osi Y

Cona	$w_e = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-0,699 (srk)
G	-0,481 (srk)
H	-0,393 (srk)
I	-0,349 (srk)

## 4.5 Potresna obtežba

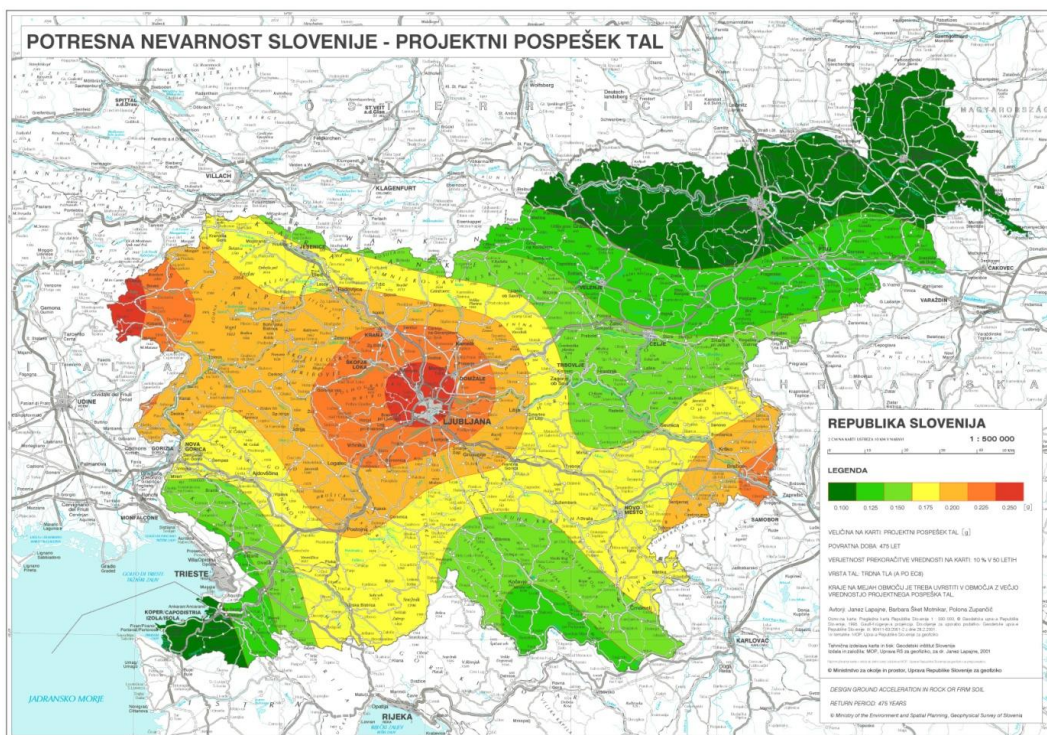
Potresna obtežba je posledica premikanja tal med potresom. Potresni vpliv na določenem mestu na površini predstavimo v obliki elastičnega spektra pospeškov. Elastični spekter je odvisen od projektnega pospeška tal  $a_g$ , od lokalnih lastnosti tal ter od karakterističnih nihajnih časov spektra. Analizo konstrukcije pri potresnih vplivih opravimo z modalno analizo s spektri odziva, ki je primerna za vse tipe objektov.

### 4.5.1 Projektni pospešek in tip tal

Projektni pospešek tal  $a_g$  je enak produktu faktorja pomembnosti  $\gamma_I$  in referenčnega maksimalnega pospeška tal  $a_{gr}$  (SIST EN 1998-1:2004 točka 3.2.1(3)):

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gr}. \quad (4.15)$$

Referenčni maksimalni pospešek tal ustreza referenčni povratni dobi, ki je za Slovenijo enaka priporočeni vrednosti in je  $T_{nCR} = 475$  let. Obravnavan objekt uvrstimo v kategorijo pomembnosti II (običajni objekti, ki ne sodijo v druge kategorije). V tem primeru je  $\gamma_I = 1,0$ . Pospešek  $a_{gr}$  določimo s pomočjo karte potresne nevarnosti Slovenije, ki se nahaja v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1998-1 (glej sliko 31). Za Šenčur pri Kranju odčitamo  $a_{gr} = 0,225$  g.



Slika 31: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2001)

S pomočjo enačbe (4.15) izračunamo  $a_g = 0,225$  g.

Glede na vplive značilnosti lokalnih tal na potresne vplive standard tla razdeli v različne kategorije. Iz obstoječe projektne dokumentacije ugotovimo, da so bila tla uvrščena v II. kategorijo tal po JUS-u. V to kategorijo spadajo gosta in trda tla, debeline več kot 60 m, iz stabilnih slojev proda, peska in trdne glin nad trdno geološko formacijo. Standard SIST EN 1998-1:2004 loči štiri različne tipe tal (od tipa A do E), ki so opisani s stratigrafskimi profili in parametri. Ugotovimo, da tip tal C najbolj ustreza opisu tal iz obstoječe projektne dokumentacije.

#### 4.5.2 Faktor obnašanja $q$

AB nosilna konstrukcija objekta ima sposobnost, da prenaša potresne vplive tudi v nelinearnem območju. To pomeni, da pri projektiranju lahko uporabljamo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearni elastični analizi z elastičnim spektrom odziva. To upoštevamo tako, da opravimo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva. Takšen spekter imenujemo projektni spekter. Zmanjšanje izvedemo z uvedbo faktorja obnašanja  $q$ .

V analizi upoštevamo vodoravno potresno gibanje v vzdolžni ter prečni smeri objekta. Zgornjo vrednost faktorja obnašanja  $q$  določimo za vsako smer posebej s pomočjo enačbe (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.2.2.2(1)P):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5. \quad (4.16)$$

Pri tem je  $q_0$  osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od razreda duktilnosti ter vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini,  $k_w$  pa je faktor, s katerim upoštevamo prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami. Za okvire in okvirom enakovredne mešane sisteme velja  $k_w = 1,0$ . Glede na to, da vertikalni elementi v obravnavanem objektu potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha objekta ter, da se togost v vodoravni smeri in masa po etažah bistveno ne spreminjajo, v analizi upoštevamo pravilnost objekta tako po višini (SIST EN 1998-1:2004 točka 4.2.3.3) kot po tlorsu (SIST EN 1998-1:2004 točka 4.2.3.2). Za objekte, ki so pravilni po višini, podajamo vrednosti faktorja  $q_0$  v preglednici 17.

Preglednica 17: Osnovna vrednost faktorja obnašanja  $q_0$  za različne tipe konstrukcijskih sistemov (SIST EN 1998-1:2004 preglednica 5.1)

VRSTA KONSTRUKCIJE	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtini)	3,0 $\alpha_u/\alpha_1$	4,5 $\alpha_u/\alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3,0	4,5 $\alpha_u/\alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

Za izbran srednji razred duktilnosti (DCM) in ob predpostavki, da je po zasnovi nosilna konstrukcija obravnavanega objekta tako v vzdolžni kot prečni smeri okvirna, to pomeni, da tako navpično kot vodoravno obtežbo prenašajo predvsem prostorski okvirji, določimo osnovno vrednost faktorja obnašanja z enačbo:

$$q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1. \quad (4.17)$$

Pri tem je  $\alpha_u$  faktor, s katerim pomnožimo vodoravni potresni projektni vpliv tako, da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prerezov za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije,  $\alpha_1$  pa je faktor, s katerim pomnožimo vodoravni potresni projektni vpliv tako, da v prvem elementu konstrukcije dosežemo upogibni plastični členek. Za več-etažni okvir z več polji ali več-etažni mešani sistem, ekvivalentnem okvirnemu je faktor  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$ .

Torej (glej enačbo (4.17)):

$$q_0 = 3,0 \cdot 1,3 = 3,9. \quad (4.18)$$

oziroma faktor obnašanja je enak za vzdolžno in prečno smer objekta in je (glej enačbo (4.25)):

$$q = 3,9 \cdot 1,0 = 3,9 \geq 1,5. \quad (4.19)$$

Pri tem za faktor  $k_w$  upoštevamo vrednost 1,0 (okvirni sistem).

### 4.5.3 Projektni spekter odziva

Pri potresni obremenitvi lahko na določenih mestih na konstrukciji pride do pojava poškodb. Na teh mestih material prenaša obremenitve v nelinearnem območju. Da bi se pri projektiranju izognili eksplicitni nelinearni analizi, sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih elementov upoštevamo tako, da opravimo elastično analizo s projektnim spektrom, ki je za faktor obnašanja  $q$  zmanjšan elastični spekter. Projektni spekter za vodoravni komponenti potresnega vpliva določajo naslednji izrazi (SIST EN 1998-1:2004 točka 3.2.2.5(4)P):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (4.20)$$

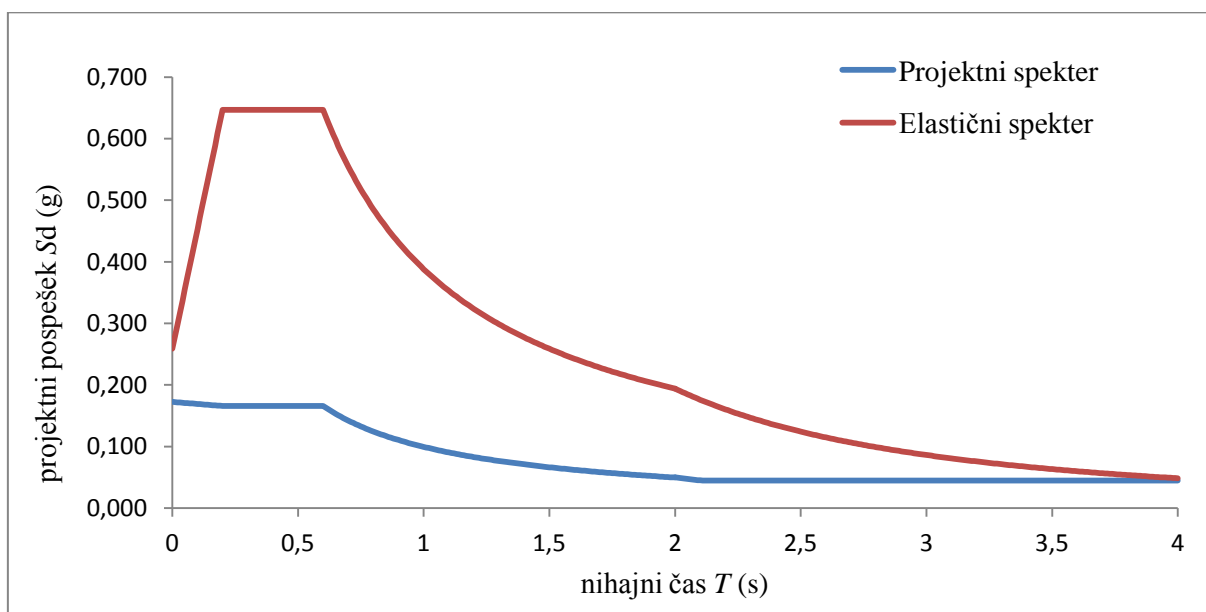
$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (4.21)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g, \quad (4.22)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g. \quad (4.23)$$

V zgornjih enačbah je  $S_d$  projektni spekter,  $\beta$  je faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem spektru (njegova vrednost je podana v nacionalnem dodatku in je  $\beta = 0,2$ ),  $T$  predstavlja nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,  $a_g$  je projektni pospešek za tla tipa A,  $T_B$  in  $T_C$  sta spodnja in zgornja meja nihajnega časa na območju, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,  $T_D$  je nihajni čas, ki določa območje konstantne vrednosti projektnega pomika,  $S$  pa je faktor tal.

Za tla tipa C v standardu SIST EN 1998-1:2004 odčitamo naslednje parametre:  $S = 1,15$ ,  $T_B = 0,2$  s,  $T_C = 0,6$  s in  $T_D = 2,0$  s. Na sliki 32 prikazujemo elastični in projektni spekter za obravnavan objekt, ki velja za obe vodoravni komponenti potresnega vpliva.



Slika 32: Elastični in projektni spekter za vodoravni komponenti potresnega vpliva

#### 4.5.4 Masa konstrukcije

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2004 moramo pri določanju projektnega potresnega vpliva upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov (SIST EN 1998-1:2004 točka 3.2.4(2)P):

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.24)$$

Pri tem je  $\sum G_{k,j}$  karakteristična vrednost stalnega vpliva,  $Q_{k,i}$  je karakteristična vrednost spremenljivega vpliva in  $\Psi_{E,i}$  je koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva. Z njim upoštevamo, da obtežba  $Q_{k,i}$  v času potresa ni prisotna po celotni konstrukciji. Izračunamo ga z enačbo (SIST EN 1998-1:2004 točka 4.2.4(2)P):

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (4.25)$$

Pri tem je  $\Psi_{2,i}$  koeficient za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva,  $\varphi$  pa je koeficient, ki je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti posamezne etaže. Vrednosti za  $\Psi_{2,i}$  in  $\varphi$  za obravnavan objekt podajamo v preglednici 18.

Preglednica 18: Vrednosti koeficientov  $\varphi$  in  $\Psi_{2,i}$  v odvisnosti od kategorije površine (SIST EN 1998-1:2004 preglednica 4.2)

Vrsta spremenljivega vpliva	Mesto delovanja	$\varphi$	$\Psi_2$
Kategorija A in C	Vrhња etaža (streha)	1	A: 0,3 C: 0,6
	Etaže (zasedene neodvisno)	0,5	
Sneg	Vrhња etaža (streha)	/	0
Veter	Vrhња etaža (streha) in navpične stene	/	0

Ugotovimo, da pri računu mase objekta na strešni plošči poleg stalnega vpliva upoštevamo še 30 % koristne obtežbe, na ostalih stropih pa k stalni obtežbi prištejemo le 15 % koristne obtežbe. Pri računu mase koncentriramo v višini stropov. Izračun prikazujemo v preglednici 19.

Preglednica 19: Masa obravnavanega objekta po etažah

Tip obtežbe	Del konstrukcije	1. Etaža	2. Etaža	Vrhња etaža
Lastna teža in stalna obtežba	Greda 30x50	135	135	135
	Greda 40x50	90	90	90
	Greda 30x60	111,4	111,4	111,4
	Greda 40x60	198	198	198
	Steber 30x30	29,5	28,7	14,5
	Steber 30x60	88,6	86,1	43,5
	Steber 40x60	39,4	38,3	19,3
	Stropna plošča	1889,9	1889,9	2736,9
	Opečno polnilo	110,6	110,6	/
Koristna obtežba	Stropna plošča	841,5	841,5	594
Skupna teža [kN] =		2818,59	2814,27	3526,71

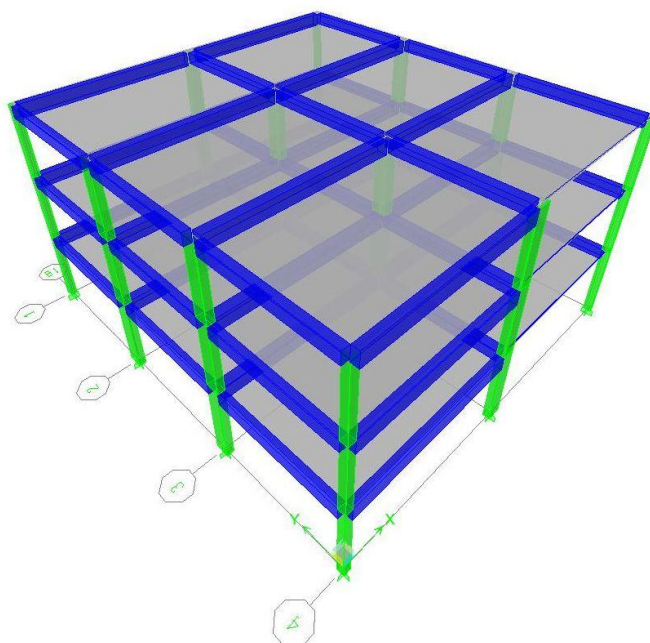
## 5 RAČUNSKI MODELI NOSILNE KONSTRUKCIJE OBJEKTA

Uporaba ustreznega računskega modela je ključnega pomena za natančno analizo nosilne konstrukcije objekta. Z računskim modelom moramo zajeti vse bistvene značilnosti nosilne konstrukcije, da z njim dovolj natančno opišemo dejansko obnašanje konstrukcije. V okviru diplomske naloge izdelamo dva računska modela.

Prvi model je namenjen predvsem analizi vertikalnih nosilnih elementov objekta, izdelamo ga v programu ETABS (Computers and Structures, Inc. 2010), drugi model pa analizi značilne stropne konstrukcije objekta, izdelamo pa ga v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009). Za modeliranje uporabimo metodo končnih elementov. Za modeliranje sten in plošč uporabimo ploskovne elemente, za modeliranje gred in stebrov pa linijske elemente. V nadaljevanju podrobneje predstavimo oba računska modela.

### 5.1 Prostorski računski model objekta za analizo vertikalnih nosilnih elementov brez upoštevanja opečnih polnil

Pri obravnavanem objektu vertikalne nosilne sisteme predstavljajo prostorski AB okviri. Vpliv opečnih polnil v modelu zanemarimo. Grede in stebre modeliramo z linijskimi končnimi elementi, stropove pa s ploskovnimi končnimi elementi. S prostorskim modelom analiziramo konstrukcijo pri potresnih vplivih. Prostorski računski model prikazujemo na sliki 33.



Slika 33: Prostorski računski model za analizo potresnega vpliva na vertikalne nosilne elemente brez upoštevanja opečnih polnil

Analizo konstrukcije pri potresnih vplivih opravimo z modalno analizo s spektri odziva, ki je primerna za vse tipe objektov. Pri določanju togosti nosilnih elementov vpliv razpokanosti prerezov upoštevamo na poenostavljen način. Za elastično upogibno in strižno togost upoštevamo kar polovične vrednosti ustrezne togosti nerazpokanih elementov. Stropovi so zelo pomembni za obnašanje celotnega objekta med potresi. Zaradi veliko večje togosti stropov v vodoravni ravnini v primerjavi s togostjo navpičnih elementov predpostavimo, da strop deluje kot toga vodoravna diafragma, ki zbira in prenaša vztrajnostne sile na vertikalne nosilne sisteme in zagotavlja, da ti sistemi delujejo kot celota pri prenosu vodoravnega potresnega vpliva. Stropne konstrukcije modeliramo s ploskovnimi končnimi element tipa *Membrane*, ki služi le za prenos vertikalne obtežbe iz plošč na stebre in grede. Pri določanju potresnega vpliva moramo upoštevati mase v skladu s točko 4.5.4. Zaradi negotovosti, ki so povezane s položajem mas, dodatno upoštevamo tudi slučajno ekscentričnost mase. Mase prostorskega modela preverimo z masami, ki smo jih izračunali v poglavju 4.5.4. Rezultate podajamo v preglednici 20. Ujemanje je več kot zadovoljivo.

Preglednica 20: Primerjava mas obravnavanega objekta s prostorskim računskim modelom

	1. Etaža	2. Etaža	Vrhnja etaža
Masa [t] - (peš račun) =	287,32	286,88	359,50
Masa [t] - (ETABS) =	284,03	283,59	356,24

Analizo vertikalnih nosilnih sistemov pri stalnih in spremenljivih vplivih opravimo na enakem prostorskem računskem modelu.

## 5.2 Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov z upoštevanjem opečnih polnil

Opečna polnila imajo predvsem funkcijo pregrade in se izvedejo po končani gradnji glavne nosilne konstrukcije. V primeru potresne obtežbe sodelujejo pri prevzemu vodoravne obtežbe ter vplivajo na obnašanje okvirne konstrukcije. Polnila povečajo togost konstrukcije in s tem zmanjšujejo pomike in povečajo potresne sile (Tomažević, 2009).

Obstaja več načinov, kako upoštevati vpliv polnil na togost okvirne konstrukcije. Običajno uporabljamo makro-modele, kjer polnilo predstavimo z enim ali dvema elementoma, katerima predhodno določimo mehanske karakteristike (Dolšek, 2002). Pri obravnavani konstrukciji za modeliranje polnil uporabimo t.i. metodo z nadomestno diagonalo, ki lahko prevzame le tlačne obremenitve.



Zaradi cikličnega vpliva potresa polnilo modeliramo z dvema nadomestnima diagonalama kot prikazujemo na sliki 34. Diagonalo priključimo na okvirno konstrukcijo na stičišču stebra in grede. Za določitev začetne horizontalne togosti nadomestne diagonale upoštevamo priporočila Fardisa (1996) v okviru projekta PREC 8 in sicer:

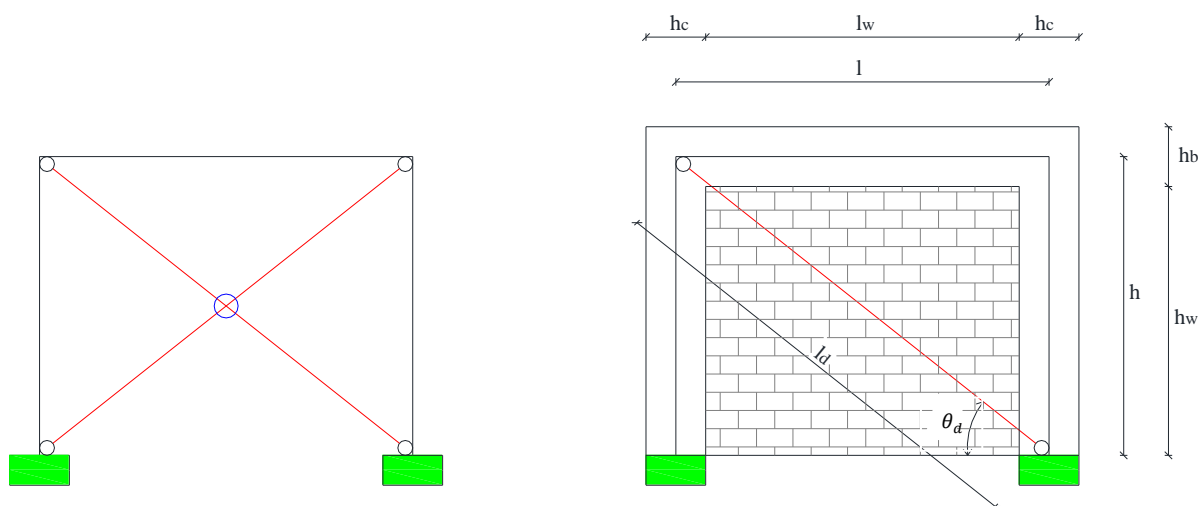
$$K_{el,H} = \frac{G_w \cdot A_w}{h_w} \quad (5.1)$$

Pri tem je  $K_{el,H}$  začetna horizontalna togost nadomestne diagonale,  $G_w$  je strižni modul polnila,  $A_w$  je horizontalni prerez polnila in  $h_w$  je višina polnila.

Zaradi drugačne orientiranosti nadomestne diagonale moramo njeno začetno horizontalno togost pretvoriti v skladu z enačbo:

$$K_{el,D} = \frac{K_{el,H}}{\cos^2 \theta_d} \quad (5.2)$$

Pri tem je  $K_{el,D}$  diagonalna togost nadomestne diagonale,  $\theta_d$  pa je kot, ki ga diagonala oklepa s horizontalno osjo (glej sliko 34).



Slika 34: Model nadomestnih diagonal za modeliranje opečnega polnila in geometrijske lastnosti polnila

V analizi moramo upoštevati razpokanost prereza zaradi nelinearnega obnašanja polnil. Zato začetno togost polnila ustrezno reduciramo. Zaradi razpokanosti prereza togost zmanjšamo na 50% začetne togosti, zaradi prisotnosti druge diagonale pa togost še dodatno zmanjšamo na le 25 % začetne togosti.

V preglednici 21 podajamo geometrijske in mehanske lastnosti polnil in nadomestnih diagonal, ki jih upoštevamo v analizi obravnavanega objekta. Za modeliranje nadomestnih diagonal uporabimo linijske elemente.

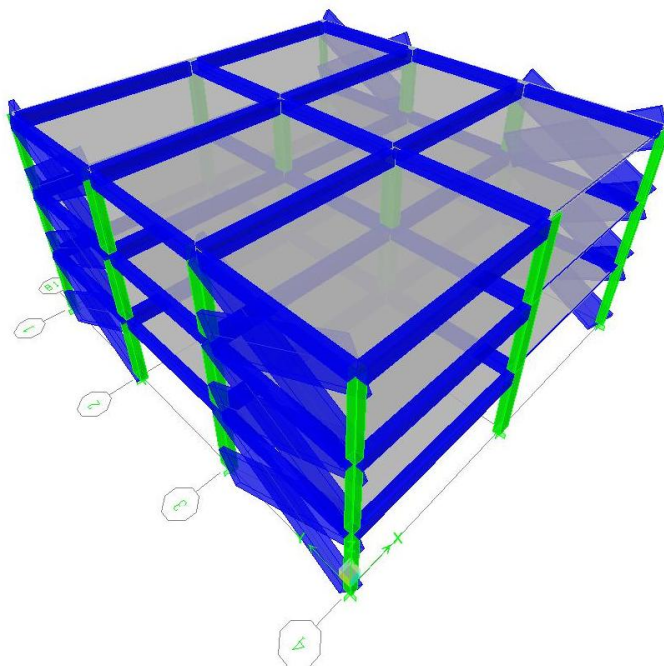
Preglednica 21: Geometrijske in mehanske lastnosti polnil in nadomestnih diagonal

Oznaka polnila	$h_w$ [cm]	$l_w$ [cm]	$t_w$ [cm]	$h_{c,d}$ [cm]	$h_{c,l}$ [cm]	$h_b/b_b$ [cm]	$l$ [cm]	$h$ [cm]	$l_d$ [cm]	$\theta_d$ [°]
P1	280	555	19	60	30	50/30	600	305	673	27
P2	280	555	19	60	30	50/30	600	305	673	27
P3	280	555	19	30	60	50/30	600	305	673	27
P4	280	555	19	30	60	50/30	600	305	673	27
P5	266	555	19	60	30	50/30	600	291	667	26
P6	266	555	19	60	30	50/30	600	291	667	26
P7	266	555	19	30	60	50/30	600	291	667	26
P8	266	555	19	30	60	50/30	600	291	667	26
P9	282	555	19	60	30	50/30	600	307	674	27
P10	282	555	19	60	30	50/30	600	307	674	27
P11	282	555	19	30	60	50/30	600	307	674	27
P12	282	555	19	30	60	50/30	600	307	674	27

...nadaljevanje

Oznaka polnila	$G_w$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$K_{el,H}$ [kN/cm]	$K_{el,D}$ [kN/cm]	$K_{el,D}$ (25 %) [kN/cm]	$E$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$I$ [cm <sup>4</sup> ]	$b$ [cm]	$h$ [cm]
P1	50	1883	2372	593	450	5929756	19	155
P2	50	1883	2372	593	450	5929756	19	155
P3	50	1883	2372	593	450	5929756	19	155
P4	50	1883	2372	593	450	5929756	19	155
P5	50	1982	2454	613	450	6134153	19	157
P6	50	1982	2454	613	450	6134153	19	157
P7	50	1982	2454	613	450	6134153	19	157
P8	50	1982	2454	613	450	6134153	19	157
P9	50	1870	2355	589	450	5887701	19	155
P10	50	1870	2355	589	450	5887701	19	155
P11	50	1870	2355	589	450	5887701	19	155
P12	50	1870	2355	589	450	5887701	19	155

Prostorski računski model, v katerem polnila upoštevamo z nadomestnimi diagonalami, prikazujemo na sliki 35.



Slika 35: Prostorski računski model za analizo potresnega vpliva na vertikalne nosilne elemente z upoštevanjem opečnih polnil

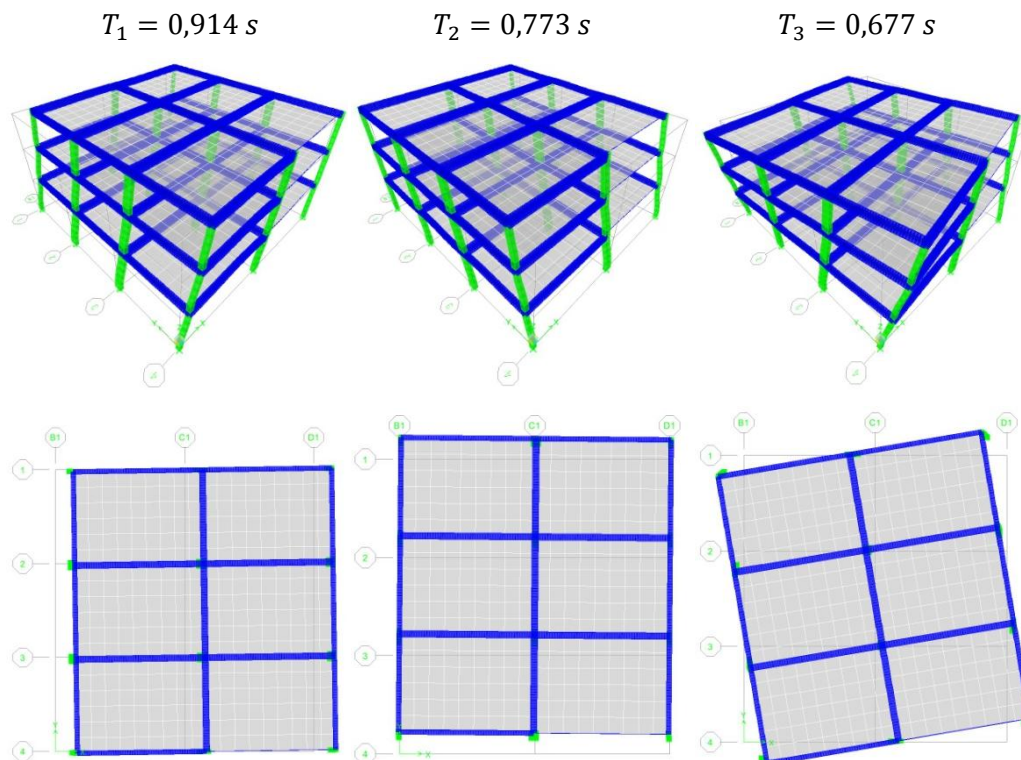
### 5.3 Primerjava modelov za analizo vertikalnih nosilnih elementov

Najprej primerjamo vpliv opečnih polnil na nihajne čase in nihajne oblike računskega modela. Rezultate prikazujemo v preglednici 22.

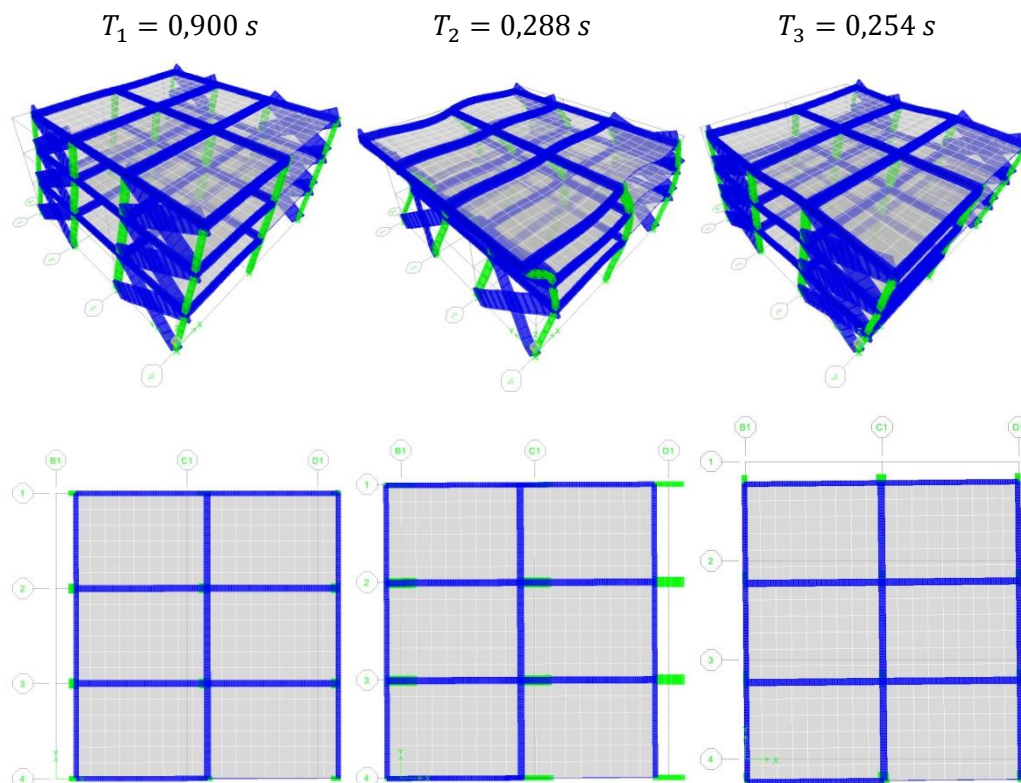
Preglednica 22: Primerjava nihajnih časov in nihajnih oblik računskega modela brez oziroma z opečnimi polnili

Računski model brez opečnih polnil		Računski model z opečnimi polnili	
Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Nihajna oblika	Nihajni čas [s]
1 – translacijska X	0,914	1 – translacijska X	0,900
2 – translacijska Y	0,772	2 – translacijska X	0,288
3 – torzijska	0,677	3 – translacijska Y	0,254
4 – translacijska X	0,292	4 – torzijska	0,226
5 – translacijska Y	0,240	5 – translacijska X	0,169
6 – torzijska	0,215	6 – translacijska Y	0,082
7 – translacijska X	0,171	7 – torzijska	0,074
8 – translacijska Y	0,137	8 – translacijska Y	0,050
9 – torzijska	0,124	9 – torzijska	0,046

Na sliki 36 prikazujemo prve tri nihajne oblike za računski model brez polnil, na sliki 37 pa za računski model s polnili.



Slika 36: Prve tri nihajne oblike prostorskega računskega modela brez opečnih polnil

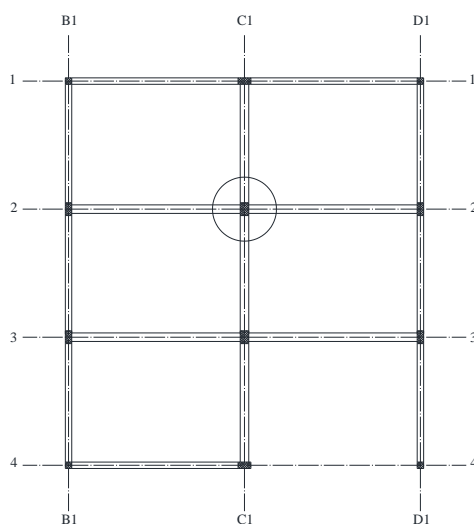


Slika 37: Prve tri nihajne oblike prostorskega računskega modela z opečnimi polnili

Ugotovimo, da upoštevanje polnil nima bistvenega vpliva na prvo nihajno obliko, v obeh primerih gre za translacijsko nihanje v smeri osi X. Opečna polnila bistveno povečajo horizontalno togost le v

smeri Y. Nihajni čas se pri drugi nihajni obliki zaradi polnil bistveno zmanjša in namesto translacijskega nihanja konstrukcije v smeri osi Y opazimo nihanje konstrukcije v smeri osi X. Zaradi polnil tretja nihajna oblika, ki je bila prvotno torzijska, postane translacijska v smeri osi Y.

Dodatno analiziramo še vpliv polnil na obremenitev stebra pri potresnih vplivih. Izberemo steber v pritličji na stičišču osi C1 in 2. Njegovo lego prikazujemo na sliki 38.



Slika 38: Prikaz stebra na stičišču osi C1 in 2

Obremenitve stebra prikazujemo v Preglednici 23.

Preglednica 23: Vpliv opečnih polnil na obremenitve stebra na stičišču osi C1 in 2 pri potresnih vplivih

Obremenitev	Model brez opečnih polnil	Model z opečnimi polnili	Enota	Zmanjšanje obremenitve v [%]
Moment 2-2 =	-36929,19	-5490,09	kNm	85,1
Moment 3-3 =	-24344,05	-23961,12	kNm	1,6
Osna sila =	-2962,51	-2954,58	kN	0,3
Prečna sila 2-2 =	-131,6	-129,65	kN	1,5
Prečna sila 3-3 =	-182,51	-29,73	kN	83,7
Torzijski moment =	-918,28	-93,22	kNm	89,8

Ugotovimo, da je vpliv polnil zelo velik le na določene obremenitve izbranega stebra. To je posledica predvsem povečanja torzijske odpornosti konstrukcije, ki jo povzročijo nadomestne diagonale.

Čeprav običajno opečna polnila obravnavamo kot nekonstrukcijski element, le-ta v veliki meri vplivajo na prečno togost in nosilnost konstrukcije. Tako je zanemarjanje vpliva polnil pri modeliranju okvirnih konstrukcij pri potresnih vplivih lahko zmotno in privede do raznih nepravilnosti. Hkrati pa je zaradi kompleksnosti interakcije med polnilom in okvirom ter velikega števila parametrov, ki

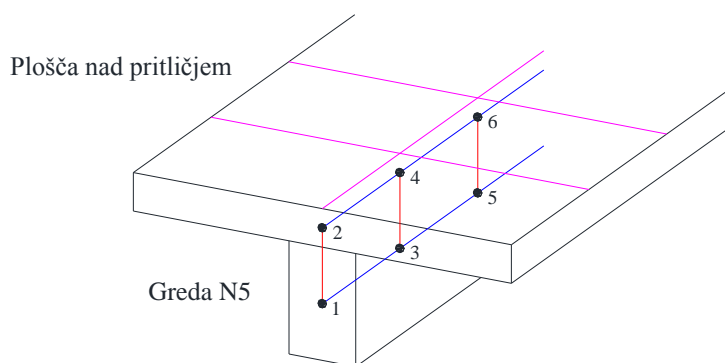
vplivajo na interakcijo, modeliranje okvirnih konstrukcij s polnili v veliki meri še slabo raziskan in zahteven proces. To opazimo tudi v večini standardov, saj le ti ne vsebujejo smernic za projektiranje okvirov s polnili.

Uporabljen model z nadomestno diagonalo je sicer primeren za določitev globalnih parametrov potresnega odziva, vendar je še vedno premalo natančen za določitev obremenitev v stebrih, kar je bistveno pri dimenzioniranju stebrov. Globalna metoda z nadomestno diagonalo poleg tega ne zajema dodatne strižne sile, ki se pojavi v stebru zaradi učinka polnila.

Zato se odločimo, da pri analizi potresnega vpliva na vertikalne nosilne elemente vpliv polnil zanemarimo. Ugotovimo, da je tudi v obstoječi projektni dokumentaciji vpliv polnil pri analizi vertikalnih nosilnih elementov zanemaren.

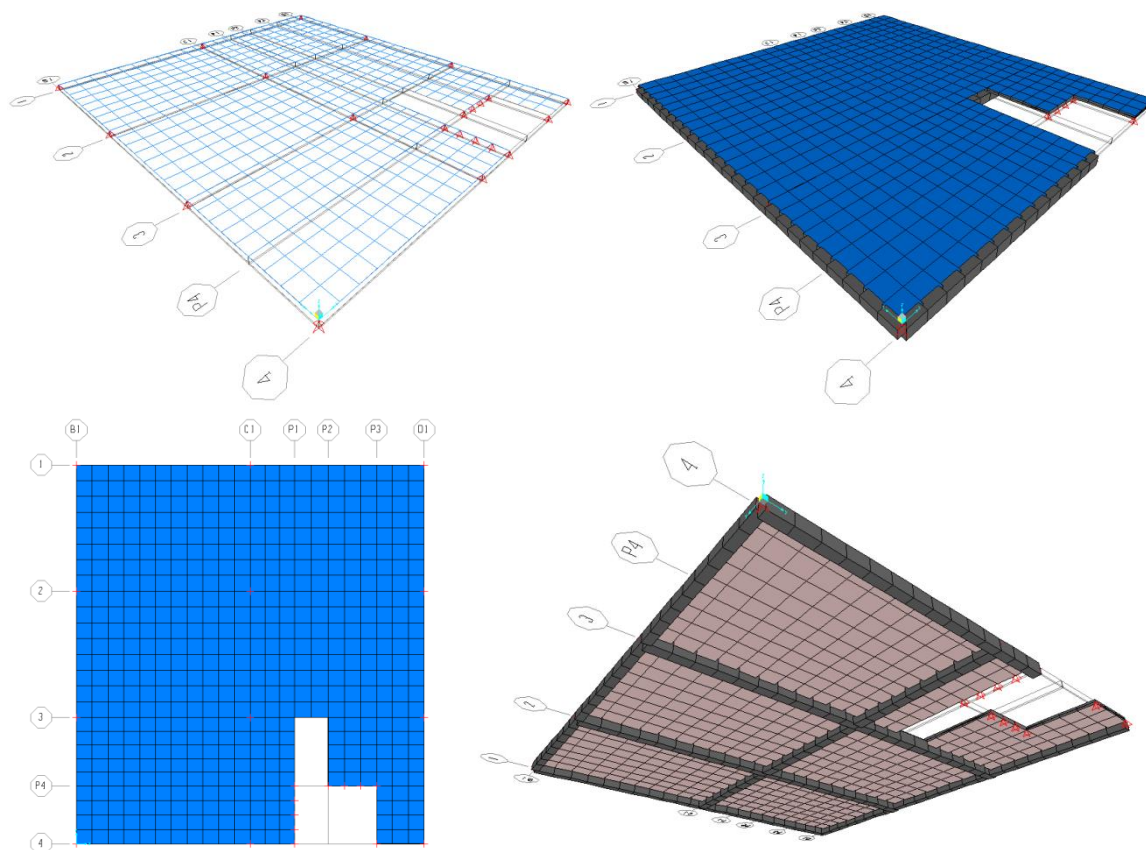
#### 5.4 Računski model za analizo stropne konstrukcije objekta

Računski model za analizo stropne konstrukcije objekta izdelamo v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009). Izberemo stropno konstrukcijo nad pritličjem. Stropna konstrukcija je podprta s stebri in gredami, v območju stopniščnega jedra pa z opečnima stenama. Ploščo modeliramo s štirivozliščnimi ploskovnimi elementi tipa *Shell*, ki imajo poleg upogibne tudi osno togost. Vozlišča mreže končnih elementov, ki ležijo nad stebri in opečnimi stenami, nepomično podpremo. Plošče nad gredami ne podpremo, pač pa upoštevamo upogibno podajnost grede pri deformiranju plošče. Grede pod ploščo modeliramo z linijskimi nosilci. Nato vozlišča nosilca toga povežemo s pripadajočimi vozlišči v plošči. V programu za vsako dvojico vozlišč tvorimo vez z ukazom *Joint/Constraints*. Tako dosežemo, da plošča in nosilec pod njo sodelujeta pri prevzemu obtežbe v prečni smeri plošče. Povezavo med gredo in ploščo prikazujemo na sliki 39.



Slika 39: Vzpostavitev toge povezave med gredo in ploščo (G.A.Rombach, Finite element design of concrete structures, točka 5.2.1.2)

Ravninski računski model stropne konstrukcije prikazujemo na sliki 40.



Slika 40: Ravninski računski model plošče nad pritličjem

Obtežbo na ploščo podajamo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo (lastna teža plošče, koristna obtežba) in kot linijsko obtežbo (lastna teža opečnih polnil, akcija stopniščne rame na prostem robu plošče). Program ne omogoča podajanja linijske obtežbe po robu ploskovnega končnega elementa. Zato povsod tam, kjer na plošči učinkuje linijska obtežba, uporabimo linijski končni element z minimalno upogibno togostjo in nanj namestimo ustrezno linijsko obtežbo. Pri tem moramo paziti, da nosilec ustrezno povežemo s ploščo.

## 6 NAČELA PROJEKTIRANJA PO METODI MEJNIH STANJ

Objekte, ki se nahajajo na potresnih področjih, moramo projektirati tako, da izpolnjujejo zahteve iz standarda SIST EN 1990:2004 oziroma SIST EN 1998-1:2004. Skladno s prvo zahtevo moramo konstrukcijo projektirati in zgraditi tako, da prenese potresni projektni vpliv, ne da bi pri tem prišlo do porušitve konstrukcije ali njenega dela. Druga zahteva pa določa, da moramo konstrukcijo projektirati in zgraditi tako, da prestane potresni vpliv, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv. Pri tem poškodbe in z njimi povezane omejitve uporabe ne smejo biti takšne, da bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije.

Da lahko izpolnimo zgoraj navedene zahteve moramo preverjati tako mejna stanja nosilnosti (MSN) kot tudi mejna stanja uporabnosti (MSU). Pri tem v analizi upoštevamo projektne vrednosti vplivov ali njihove učinke. Preverjanje ene izmed obeh vrst mejnih stanj lahko opustimo le, če imamo na voljo dovolj podatkov o tem, da drugo stanje ni preseženo. Mejna stanja morajo biti vezana na projektna stanja, katera delimo na trajna, začasna in nezgodna in jih moramo ustrezno izbrati glede na to v kakšnih okoliščinah bo objekt deloval. Za trajna projektna stanja upoštevamo normalno delovanje objekta, za začasna projektna stanja upoštevamo začasne pogoje kot so gradnja in popravila, za nezgodna projektna stanja upoštevamo izjemna stanja kot so požar, eksplozije in trčenja, za potresno projektno stanje pa upoštevamo pogoje med potresom.

### 6.1 Preverjanje mejnih stanj

Mejna stanja nosilnosti (MSN) se nanašajo na varnost ljudi in varnost konstrukcije pred porušitvijo. Zagotoviti moramo, da velja:

$$E_d \leq R_d. \quad (6.1)$$

Pri tem je  $E_d$  projektna vrednost učinkov vpliva in  $R_d$  projektna vrednost pripadajoče odpornosti.

Mejna stanja uporabnosti (MSU) se nanašajo na delovanje objekta v normalnih pogojih, udobje ljudi in videz objekta ter so povezana s poškodbami na meji uporabnosti. Če se na objektu pojavijo večje poškodbe od teh, ki so predpisane, pogoji za obratovanje niso več izpolnjeni. Zato moramo tukaj zagotoviti, da velja:

$$E_d \leq C_d. \quad (6.2)$$

Pri tem je  $E_d$  projektna vrednost učinkov vpliva in  $C_d$  mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti.



### 6.1.1 Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja v MSN

Projektne vrednosti učinkov vplivov določimo s kombiniranjem vrednosti vplivov. Kombinacijo vplivov za stalna in začasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti (osnovne kombinacije) v splošnem zapišemo kot (SIST EN 1990:2004 točka 6.4.3.2(3)):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}'' + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}'' + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \cdot \quad (6.3)$$

Pri tem je  $G_{k,j}$  karakteristična vrednost  $j$ -tega stalnega vpliva,  $Q_{k,1}$  je karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva »1«,  $Q_{k,i}$  je karakteristična vrednost  $i$ -tega spremljajočega spremenljivega vpliva,  $\gamma_{G,j}$  je delni faktor za  $j$ -ti stalni vpliv,  $\gamma_{Q,1}$  je delni faktor za spremenljiv vpliv »1«,  $\gamma_{Q,i}$  je delni faktor za  $i$ -ti spremljajoči spremenljivi vpliv,  $\Psi_{0,i}$  je faktor za kombinacijsko vrednost  $i$ -tega spremenljivega vpliva, znak  $\sum$  predstavlja »kombiniran učinek« in " + " predstavlja možnost kombiniranja med vplivi.

Stalni in spremenljivi vplivi lahko delujejo na objekt ugodno ali neugodno. Če stalni vpliv deluje neugodno je delni faktor  $\gamma_G = 1,35$ , če deluje ugodno pa  $\gamma_G = 1,0$ . Za spremenljivi vpliv je v primeru neugodnega delovanja delni faktor  $\gamma_Q = 1,5$ , v primeru ugodnega pa  $\gamma_Q = 0$ .

V preglednici 24 podajamo faktorje za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov, ki jih upoštevamo pri obravnavanem objektu.

Preglednica 24: Faktorji za kombinacijsko vrednost upoštevanih spremenljivih vplivov  $\Psi_{0,i}$

Vpliv	$\Psi_{0,i}$
Koristna obtežba - kategorija B (pisarne)	0,7
Koristna obtežba - kategorija A (streha)	0,7
Obtežba snega (kraji z nadmorsko višino pod 1000 m)	0,5
Obtežba vetra	0,6

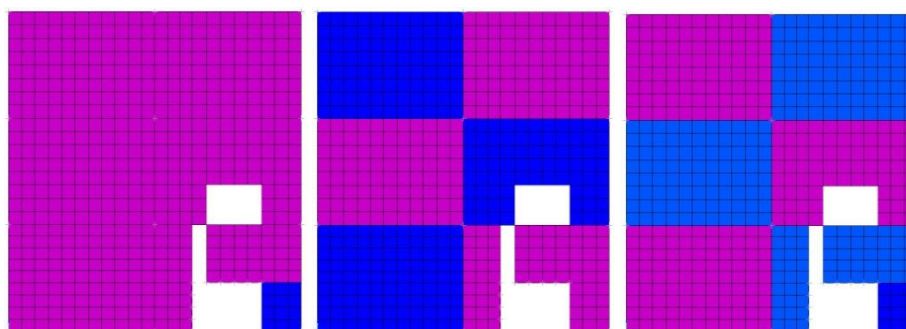
Skladno z enačbo (6.3) tvorimo osnovne kombinacije vplivov, ki jih uporabimo pri analizi medetažne konstrukcije oziroma vertikalnih elementov v mejnih stanjih nosilnosti.

V Preglednici 25 prikazujemo osnovne kombinacije vplivov za analizo medetažne konstrukcije.

Preglednica 25: Osnovne kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja v MSN za ploščo nad pritličjem

Obtežna kombinacija	Obtežni primeri				
	Lastna teža	Stalna obtežba	Koristna obtežba (povsod)	Koristna obtežba (primer1)	Koristna obtežba (primer2)
K1	1,35	1,35	1,5		
K2	1,35	1,35		1,5	
K3	1,35	1,35			1,5

Pri tem koristno obtežbo upoštevamo kot pomični vpliv, ki ga razporedimo na najneugodnejših delih vplivne površine glede na obravnavan učinek vpliva. V analizi upoštevamo tri različne razporeditve koristne obtežbe na plošči kot prikazujemo na sliki 41.



Slika 41: Primeri razporeditve koristne obtežbe na plošči

V preglednici 26 zberemo osnovne kombinacije vplivov za analizo vertikalnih nosilnih elementov obravnavanega objekta.

Preglednica 26: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja v MSN za vertikalne nosilne elemente

Obtežna kombinacija	Obtežni primeri						
	Lastna teža	Stalna obtežba	Koristna obtežba (streha)	Koristna obtežba (pisarne)	Veter (smer X)	Veter (smer Y)	Sneg
K1	1,35	1,35	1,5	1,5			
K2	1,35	1,35	1,5	1,5			0,75
K3	1,35	1,35	1,5	1,5	0,9		
K4	1,35	1,35	1,5	1,5		0,9	
K5	1,35	1,35	1,05	1,05	1,5		
K6	1,35	1,35	1,05	1,05		1,5	
K7	1,0	1,0			1,5		
K8	1,0	1,0				1,5	

### 6.1.2 Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja v MSN

Potresno projektno stanje vključuje izjemne pogoje med potresom. Kombinacijo vplivov formalno zapišemo kot (SIST EN 1990:2004 točka 6.4.3.4(2)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}'' + A_{Ed}'' + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.4)$$

Pri tem je  $A_{Ed}$  projektna vrednost vpliva potresa,  $\Psi_{2,i}$  pa je faktor za navidezno stalno vrednost  $i$ -tega spremenljivega vpliva »i«. Ostale spremenljivke smo predstavili v poglavju 6.1.1.

Vodoraven potresni vpliv opisujeta dve vodoravni, med seboj pravokotni komponenti potresnega vpliva (v smeri X in Y). V splošnem upoštevamo, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta istočasno, zato ju kombiniramo na sledeč način:

$$E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy} \quad \text{in} \quad (6.5)$$

$$0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (6.6)$$

Pri tem  $E_{Edx}$  in  $E_{Edy}$  predstavljata učinka potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva v smeri osi X oziroma Y.

V preglednici 27 podajamo faktorje za navidezno stalno vrednost upoštevanih spremenljivih vplivov  $\Psi_{2,i}$ .

Preglednica 27: Faktorji za kombinacijsko vrednost upoštevanih spremenljivih vplivov  $\Psi_{2,i}$

Vpliv	$\Psi_{2,i}$
Koristna obtežba - kategorija B (pisarne)	0,3
Koristna obtežba - kategorija A (streha)	0,3
Obtežba snega (kraji z nadmorsko višino pod 1000 m)	0,0
Obtežba vetra	0,0

V skladu z enačbami (6.4), (6.5) in (6.6) tvorimo kombinacije vplivov za potresna projektna stanja, ki jih uporabimo pri analizi vertikalnih nosilnih elementov obravnavanega objekta. Kombinacije prikazujemo v preglednici 28.

Preglednica 28: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za vertikalne nosilne elemente

Obtežna kombinacija	Obtežni primeri					
	Lastna teža	Stalna obtežba	Koristna obtežba (streha)	Koristna obtežba (pisarne)	Potres (smer X)	Potres (smer Y)
K9	1,0	1,0	0,3	0,3	1,0	0,3
K10	1,0	1,0	0,3	0,3	0,3	1,0

## 7 DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV OBJEKTA

V diplomski nalogi dimenzioniramo stropno konstrukcijo nad pritličjem ter del okvirne konstrukcije na obodu objekta. Količino armature, ki jo izračunamo po sedaj veljavnih standardih Evrokod, primerjamo s količino armature, ki je bila dejansko vgrajena v nosilno konstrukcijo obravnavanega objekta in izračunana po starih jugoslovanskih predpisih JUS.

Za nosilno konstrukcijo obstoječega objekta je bil uporabljen beton trdnostnega razreda MB 30 (po JUS-u), rebrasta armatura trdnostnega razreda RA 400/500 ter mrežna armatura MAG 500/560. V diplomski nalogi ocenimo, da je beton trdnostnega razreda C25/30 po mehanskih karakteristikah najbolj podoben uporabljenemu betonu MB 30, ustrezna armatura pa S 400 in S 500.

Karakteristične vrednosti mehanskih lastnosti materialov podajamo v točki 3.3. V nadaljevanju podamo še projektne vrednosti lastnosti uporabljenih materialov za stalna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti.

Projektno tlačno trdnost betona izračunamo z izrazom (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 3.1.6(1)P):

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2. \quad (7.1)$$

Pri tem je  $\alpha_{cc}$  koeficient, s katerim upoštevamo dolgotrajne učinke obtežbe in neugodne učinke nanosa obtežbe na tlačno trdnost betona (priporočena vrednost za objekte je 1,0),  $\gamma_c$  pa je delni varnostni faktor za beton in je za stalna in začasna projektna stanja enak 1,5.

Podobno izračunamo tudi projektno natezno trdnost betona in sicer:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \text{ kN/cm}^2. \quad (7.2)$$

Pri tem je  $\alpha_{ct}$  koeficient, s katerim upoštevamo učinke trajanja in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na natezno trdnost (priporočena vrednost je 1,0).

Projektno vrednost meje elastičnosti armature izračunamo z enačbo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2 \text{ oziroma} \quad (7.3)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{40}{1,15} = 34,78 \text{ kN/cm}^2. \quad (7.4)$$

Pri tem je  $\gamma_s$  delni varnostni faktor jekla za armiranje in je za stalna in začasna projektna stanja enak 1,15.

V nadaljevanju prikazujemo dimenzioniranje značilnih konstrukcijskih elementov obravnavanega objekta.

Glavna nosilna konstrukcija objekta je okvirna, tako, da sem si izbral za primerjavo med starejšim standardom JUS in sedanjim standardom Evrokod dimenzioniranje okvirja na stiku osi B1-2. Dimenzioniral sem grede N5, N8 in N8' ter stebra S20 in S32. Za dimenzioniranje horizontalnega nosilnega elementa sem si izbral ploščo nad pritličjem.

## **7.1 Dimenzioniranje stropne konstrukcije nad pritličjem**

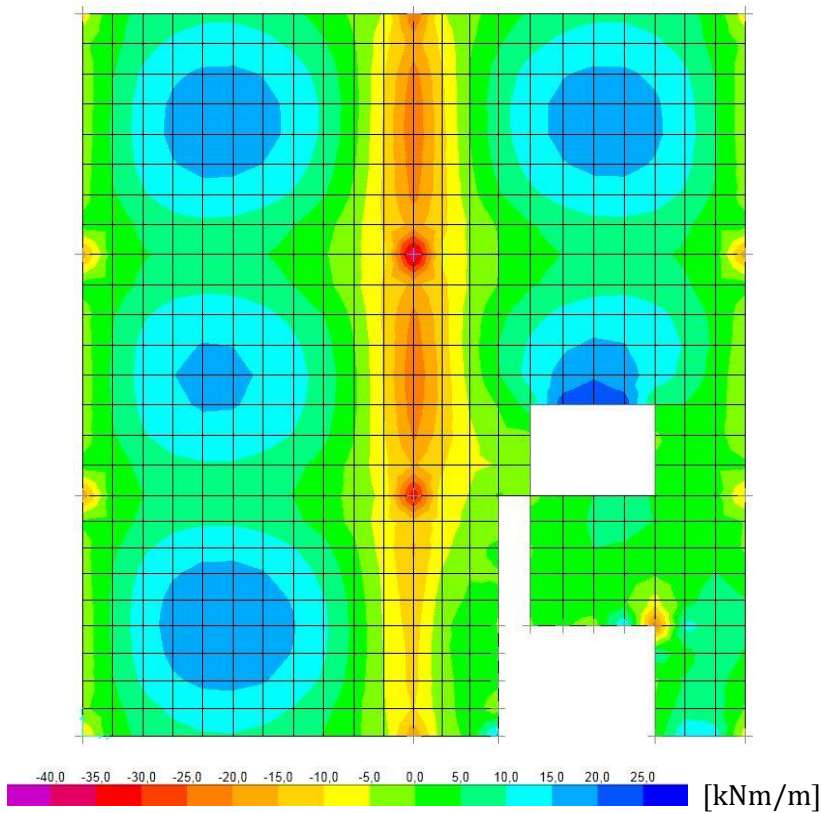
Plošča je raven konstrukcijski element, ki je v glavnem obremenjen z obtežbo v prečni smeri. Najmanjša razpetina plošče ni manjša od 5-kratne celotne debeline plošče. Obravnavana stropna konstrukcija je izvedena kot polna plošča debeline 17 cm.

Med prednosti polnih plošč štejemo veliko togost v svoji ravnini (pri potresni obtežbi delujejo kot toga vodoravna diafragma), lahko so nosilne v dveh smereh, njihova izvedba je enostavna, so učinkovite pri raznosu koncentrirane obtežbe, imajo majhno konstrukcijsko višino ter veliko rezervo nosilnosti. Slabost polnih plošč je njihova velika lastna teža.

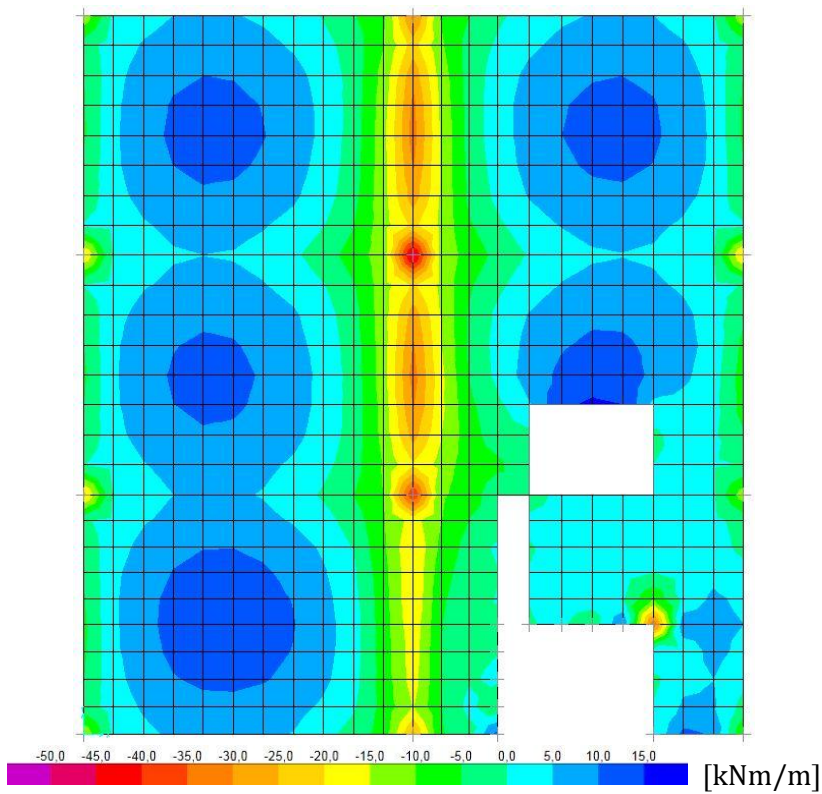
### **7.1.1 Obremenitve**

AB stropna konstrukcija nad pritličjem obsega šest polj. Vsako polje je dimenzij  $8,25 \times 6$  m. V dveh poljih so v plošči odprtine zaradi stopnic in jaška za prezračevanje. Ploščo dimenzioniramo skladno s pravili in načeli iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. Analizo stropne konstrukcije za ustrezna mejna stanja opravimo z uporabo računskega modela plošče, ki ga izdelamo v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009). Računski model smo podrobneje predstavili v poglavju 5.4.

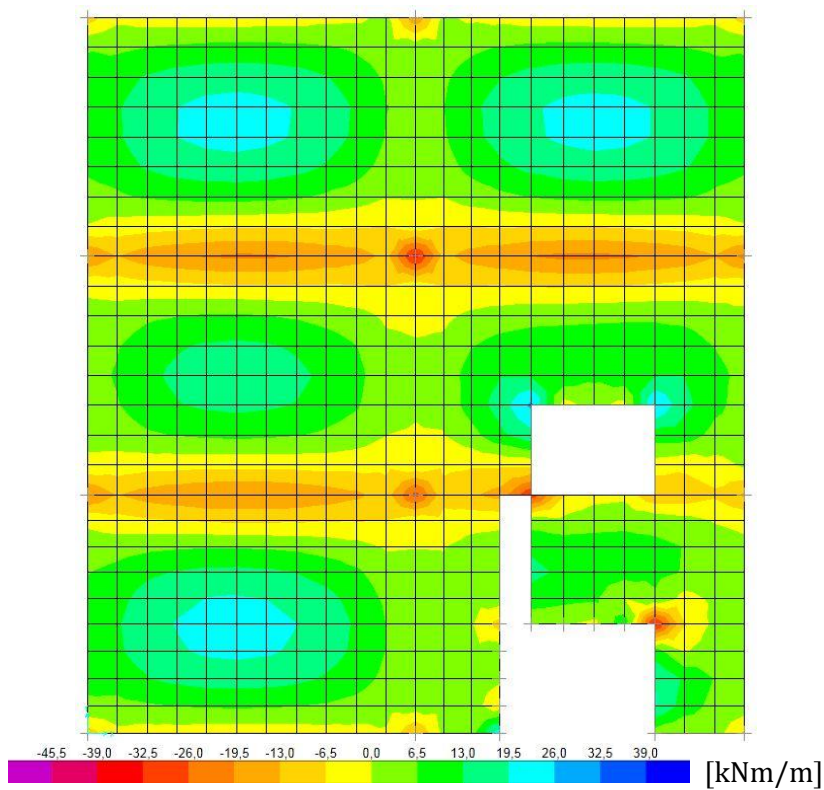
V nadaljevanju prikazujemo na slikah 42 - 47 ovojnice projektnih upogibnih momentov  $m_{11}$  in  $m_{22}$  v dveh pravokotnih smereh ter ovojnico projektnega torzijskega momenta  $m_{12}$  za stalna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti.



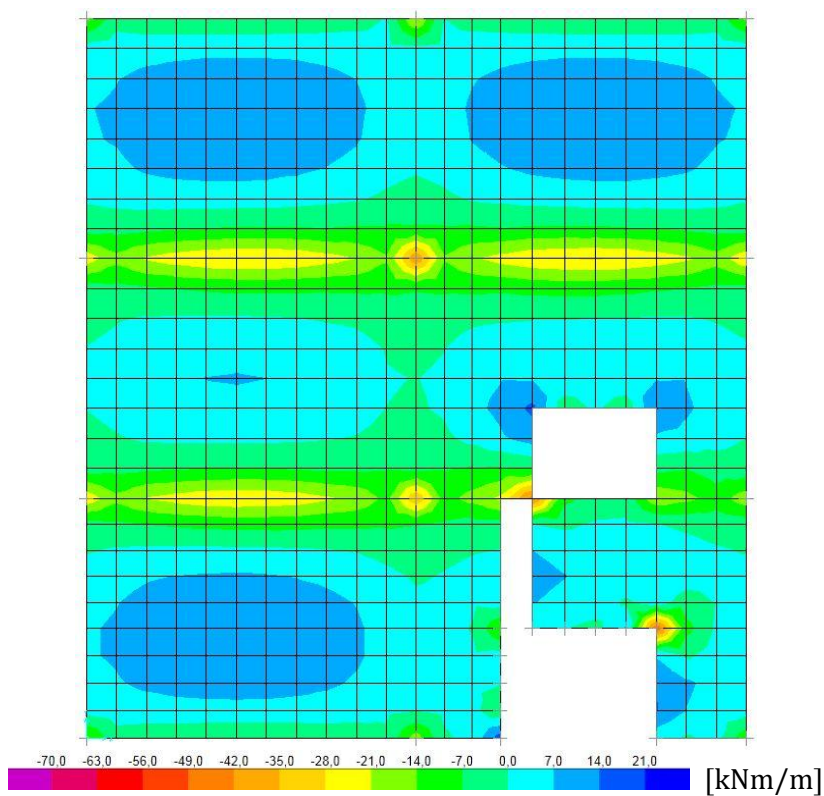
Slika 42: Ovojnica upogibnih momentov  $m_{11}$  (max)



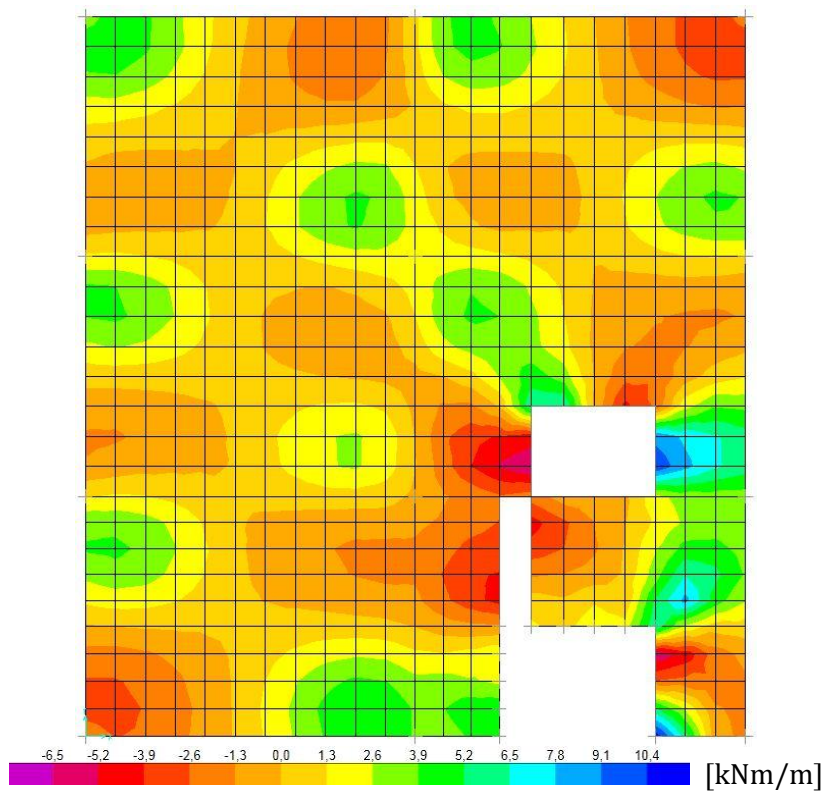
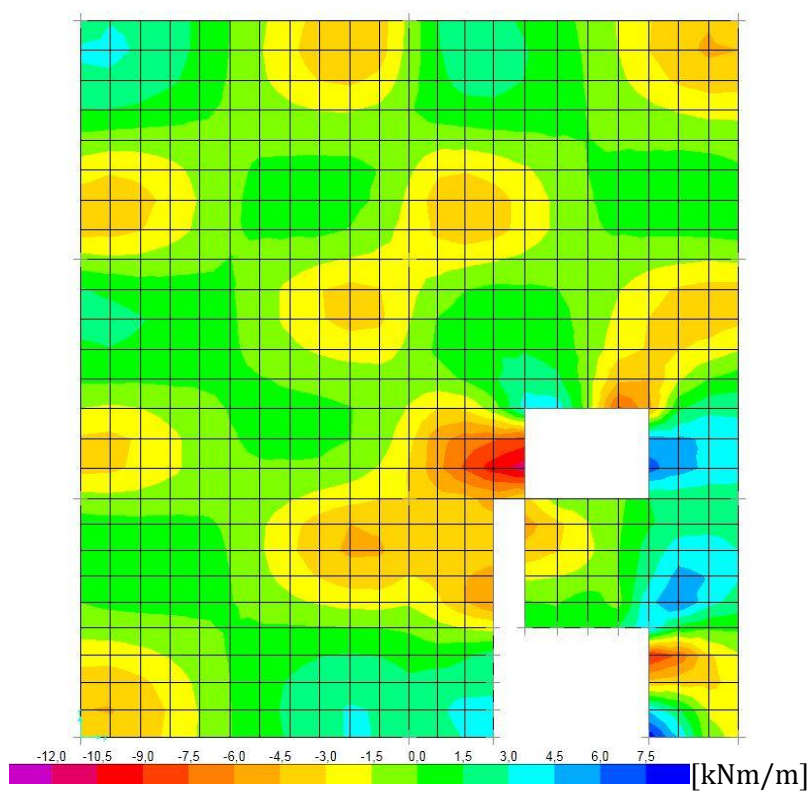
Slika 43: Ovojnica upogibnih momentov  $m_{11}$  (min)



Slika 44: Ovojnica upogibnih momentov  $m_{22}$  (max)

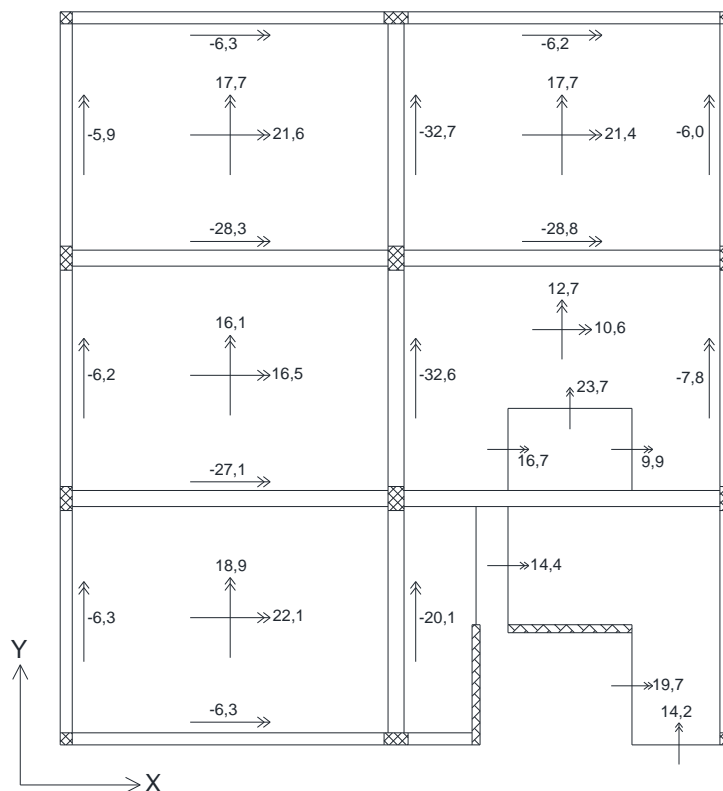


Slika 45: Ovojnica upogibnih momentov  $m_{22}$  (min)

Slika 46: Ovojnica torzijskih momentov  $m_{12}$  (max)Slika 47: Ovojnica torzijskih momentov  $m_{12}$  (min)



Karakteristične vrednosti projektnih obremenitev v obravnavani stropni konstrukciji prikazujemo na sliki 48.



Slika 48: Ekstremne vrednosti upogibnih momentov  $m_{11}$  in  $m_{22}$  [kNm/m]

### 7.1.2 Dimenzioniranje

Pri dimenzioniranju armature v stropni konstrukciji najprej izračunamo najmanjši oziroma največji prerez armature, ki jo lahko vgradimo v obravnavano konstrukcijo. Za določitev minimalne količine armature v stropni konstrukciji uporabimo izraz (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 9.2.1.1(1)):

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right. \quad (7.5)$$

Pri tem je  $b_t$  širina natezne cone prereza,  $d$  je statična višina prereza,  $f_{ctm}$  pa je povprečna natezna trdnost betona.

Največja količina armature v prerezu stropne konstrukcije izven območja stikovanja s prekrivanjem je določena z izrazom (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 9.2.1.1(3)):

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot b_t \cdot h \quad (7.6)$$

Pri tem je  $A_c$  površina prečnega prereza elementa,  $h$  pa višina prečnega prereza.

Za stropno konstrukcijo nad pritličjem je največji in najmanjši prerez armature:

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 100 \cdot 13 = 1,76 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 13 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right\} = 1,76 \text{ cm}^2/\text{m},$$

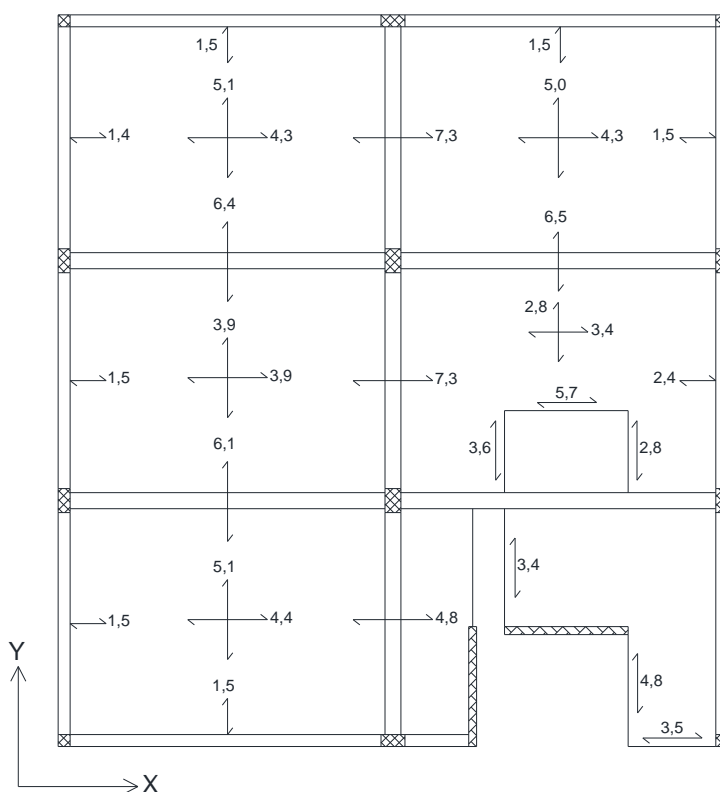
$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 17 = 68 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Potrebno količino spodnje oziroma zgornje armature v vzdolžni in prečni smeri obravnavane stropne konstrukcije izračunamo s programom SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009) oziroma s peš računom s pomočjo tabel za dimenzioniranje AB prerezov (Rogač, Saje, Lozej, 1989). Armaturo dimenzioniramo v dveh pravokotnih smereh in sicer na obremenitve:

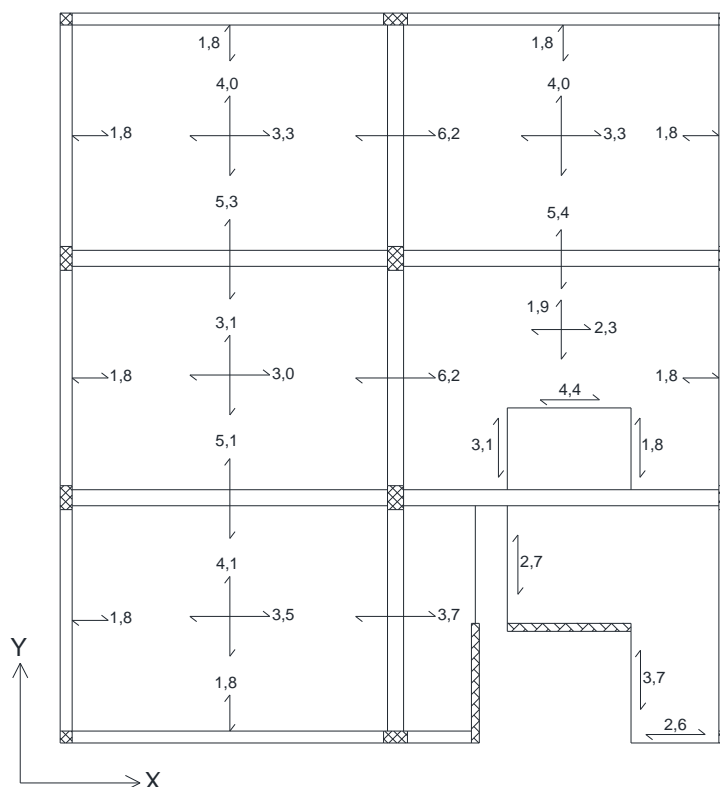
$$a_{sx}: M_{xx}^* = M_{xx} \pm |M_{xy}| \quad \text{in} \quad (7.7)$$

$$a_{sy}: M_{yy}^* = M_{yy} \pm |M_{xy}|. \quad (7.8)$$

Rezultate dimenzioniranja armature v obravnavani stropni konstrukciji prikazujemo na sliki 49 oziroma 50. Količine potrebne armature iz programa so nekoliko večje od količin pri peš računu. Tukaj upoštevamo tudi pogoj minimalne armature.



Slika 49: Količina potrebne armature v stropni konstrukciji, izračunana s programom SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009) [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]



Slika 50: Količina potrebne armature v stropni konstrukciji, izračunana s pomočjo tabel (Rogač, Saje, Lozej, 1989) [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]

### 7.1.3 Kontrola povosov

V mejnih stanjih uporabnosti obravnavamo omejitve napetosti, razpok in povosov. Za obravnavano stropno konstrukcijo preverjamo le povose. Povosov ni potrebno izračunati, če omejimo razmerje med razpetino in statično višino prereza in tako v normalnih okoliščinah preprečimo prevelike pomike.

Mejo za razmerje med razpetino in statično višino prereza, ko povosov ni potrebno izračunati, določimo s pomočjo naslednjih izrazov (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 7.4.2(2)):

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{če je } \rho \leq \rho_0, \quad (7.9)$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{če je } \rho > \rho_0. \quad (7.10)$$

Pri tem je  $l$  manjša razpetina polne plošče, nosilne v dveh smereh,  $d$  je statična višina prereza,  $K$  je faktor, s katerim upoštevamo različne statične sisteme,  $\rho_0$  je referenčna stopnja armiranja ( $\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$ ),  $\rho$  pa je zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini plošče, ki je potrebna za prevzem projektnih učinkov vplivov (upogibnega momenta), in jo izračunamo z enačbo  $\rho = \frac{A_{s,potr}}{b \cdot h}$ .

Iz preglednice 7.4N v standardu SIST EN 1992-1-1:2005 odčitamo vrednost faktorja  $K$ , ki za krajno polje neprekinjenih stropnih konstrukcij, nosilnih v dveh smereh, ki so neprekinjene vzdolž ene stranice, enak 1,3. Zahtevana stopnja armiranja v polju stropne konstrukcije je (glej sliko 50):

$$\rho = \frac{4,1}{100 \cdot 17} = 0,0024 = 0,24 \%, \quad (7.11)$$

in je manjša od referenčne stopnje armiranja  $\rho_0 = 0,5 \%$ . Mejno razmerje med razpetino in statično višino izračunamo z izrazom (7.9):

$$\frac{l}{d} = 1,3 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,0024} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left( \frac{0,005}{0,0024} - 1 \right)^{3/2} \right] = 58,1. \quad (7.12)$$

Dejansko razmerje med razpetino ( $l = \min(6,0 ; 8,25) = 6,0$  m.) in statično višino prečnega prereza plošče ( $d = 13$  cm) je:

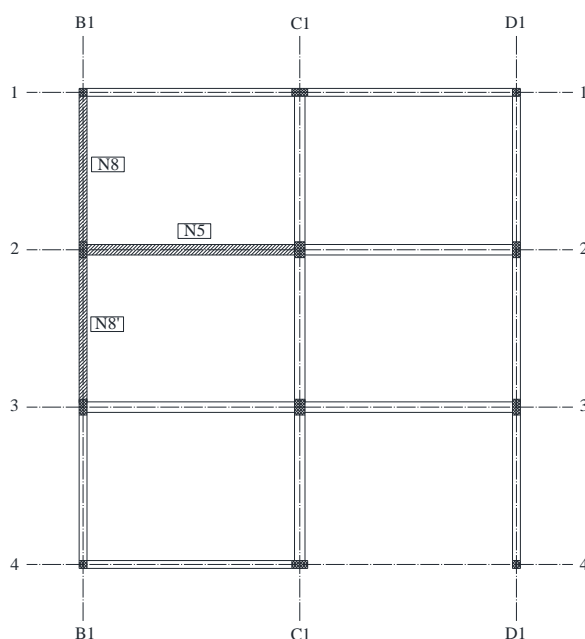
$$\frac{l_{dej.}}{d_{dej.}} = \frac{6,0}{0,13} = 46,2 < 58,1, \quad (7.13)$$

in je manjše od mejnega razmerja, zato nam povesev obravnavane stropne konstrukcije ni potrebno izračunati.

## 7.2 Dimenzioniranje dela AB okvirja v osi B1

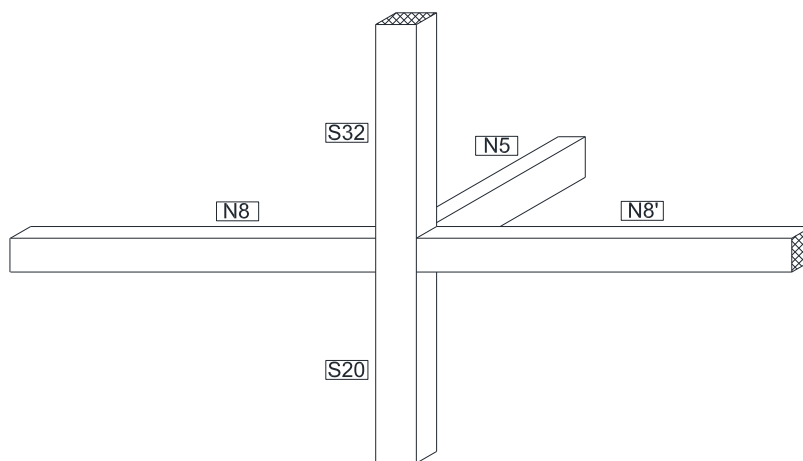
Zasnova nosilne konstrukcije obravnavanega objekta je tako v vzdolžni kot prečni smeri objekta okvirna, to pomeni, da tako navpično kot vodoravno obtežbo prenašajo predvsem prostorski okvirji.

V nadaljevanju prikazujemo dimenzioniranje dela AB okvirja v osi B1. Lego okvirja prikazujemo na sliki 51. Obravnavani okvir je trietažni s tremi polji. Prvo polje je med osema 1 in 2, drugo med osema 2 in 3, tretje pa med osema 3 in 4.



Slika 51: Lega AB okvirja v osi B1

Dimenzioniramo steber v osi 2 in sicer v pritličju (steber označimo z oznako S20) in prvem nadstropju (S32) ter gredo nad pritličjem v prvem polju (označimo jo z N8) in drugem polju (N8'). Obravnavamo tudi gredo, ki se pravokotno priključuje na obravnavan del okvira (gredo označimo z N5). Razporeditev obravnavanih elementov prikazujemo na sliki 52.



Slika 52: Del AB okvira v osi B1 z oznakami stebrov in gred

Z »vozlišče 1« imenujemo levo vozlišče obravnavane grede oziroma spodnje vozlišče stebra, z »vozlišče 2« pa desno vozlišče grede oziroma zgornje vozlišče stebra.

Dimenzije obravnavanih elementov okvira prikazujemo v preglednici 29. Pri dimenzioniranju gred zanemarimo sodelujočo širino plošče.

Preglednica 29: Dimenzije obravnavanih elementov okvira

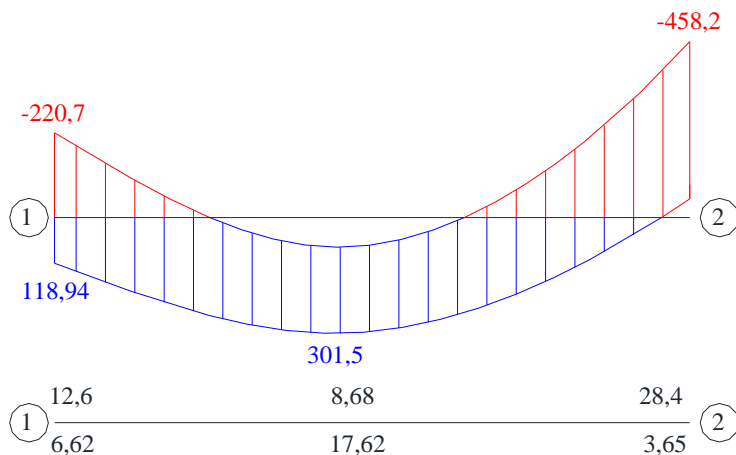
Element	Oznaka	Prečni prerez $b/h$ [cm]	Višina oz. dolžina $l$ [cm]
Greda	N5	40/60	825
Greda	N8	30/50	600
Greda	N8'	30/50	600
Steber	S20	30/60	340
Steber	S32	30/60	316

Elemente obravnavanega okvira dimenzioniramo skladno s pravili in načeli iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 ter SIST EN 1998-1:2004. Analizo elementov okvira za ustrezna mejna stanja opravimo z uporabo prostorskega računskega modela obravnavanega objekta, ki ga izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, Inc. 2010). Vpliv opečnih polnil v modelu zanemarimo. Računski model smo podrobneje predstavili v poglavju 5.1.

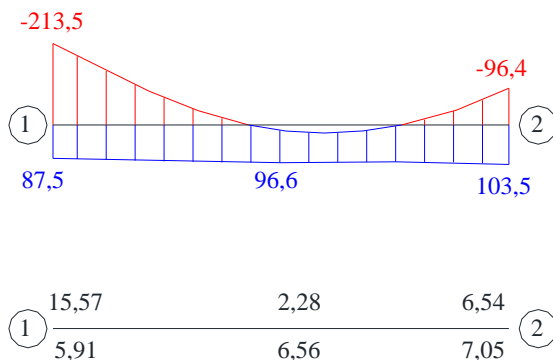
Pri dimenzioniranju upogibne in strižne armature uporabljamo projektno trdnost betona C 25/30 in armaturo S 400.

### 7.2.1 Dimenzioniranje gred na upogibno obremenitev

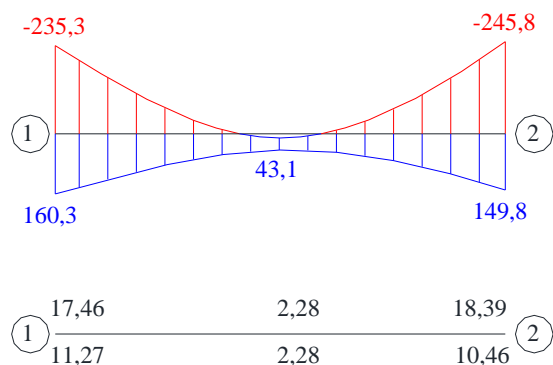
Na slikah 53-55 prikazujemo ovojnice projektnih upogibnih momentov v obravnavanih gredah za mejna stanja nosilnosti ter potrebno količino upogibne armature v polju ter v vozliščih gred . Rezultati so iz programa ETABS (Computers and Structures, Inc. 2010).



Slika 53: Upogibni momenti v gredi N5 [kNm] in potrebna količina upogibne armature v gredi N5 [ $\text{cm}^2$ ]



Slika 54: Upogibni momenti v gredi N8 [kNm] in potrebna količina upogibne armature v gredi N8 [ $\text{cm}^2$ ]



Slika 55: Upogibni momenti v gredi N8' [kNm] in potrebna količina upogibne armature v gredi N8' [ $\text{cm}^2$ ]

### 7.2.1.1 Greda N5 – vozlišče 1

Dimenzioniramo armaturo v prečnem prerezu grede N5 ob zunanjem stebru:

- minimalni moment:  $M_{d,min} = -220,7 \text{ kNm}$
- potrebna armatura:  $A_{s,potr} = 12,6 \text{ cm}^2$
- izbrana armatura zgoraj:  $5\Phi 18$  ( $A_s = 12,7 \text{ cm}^2$ )

Območja primarnih gred ob vozliščih obravnavamo kot kritična območja zaradi zagotovitve lokalne duktilnosti (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.1.2). Dolžina kritičnega območja grede N5 ob vozlišču 1 znaša  $l_{cr} = h_w = 60 \text{ cm}$ , kjer je  $h_w$  višina grede. V kritičnem območju moramo poleg potrebne armature za prevzem maksimalnih obremenitev izpolniti tudi zahtevo za lokalno duktilnost, ki določa, da mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost vsaj enaka (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.1.2 (3)P):

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8, \quad \text{če } T_1 \geq T_C. \quad (7.14)$$

Zahtevo (7.14) izpolnimo, če v tlačno cono poleg morebitne armature za prevzem upogibne obremenitve pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja namestimo še dodatno armaturo s prerezom, ki je enak vsaj polovici prereza dejanske natezne armature (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.1.2(4a)):

$$A_s' \geq A_s/2 = 12,7/2 = 6,35 \text{ cm}^2. \quad (7.15)$$

V obravnavanem vozlišču lahko minimalni moment  $M_{d,min}$  prevzamemo že z enojno armaturo, to pomeni da v tlačni coni (spodaj) ne potrebujemo dodatne armature. Spodnjo armaturo pa potrebujemo za prevzem maksimalnega momenta, ki je  $M_{d,max} = 118,94 \text{ kNm}$  ( $6,62 \text{ cm}^2$ , glej sliko 53). Torej za spodnjo armaturo izberemo  $3\Phi 18$  ( $A_s' = 7,63 \text{ cm}^2$ ), ki zadostuje za prevzem maksimalnega momenta ter izpolnjuje pogoj (7.15).

Dodatno preverimo, če je delež armature v natezni coni ( $\rho$ ) znotraj intervala  $\rho_{min}$  in  $\rho_{max}$ . Mejni vrednosti sta definirana z naslednjima izrazoma (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.1.2(4a) in 5.4.3.1.2(4b)):

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{12,7}{40 \cdot 54} = 0,59 \%, \quad (7.16)$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} = \frac{7,63}{40 \cdot 54} = 0,35 \%, \quad (7.17)$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,35 \% + \frac{0,0018}{6,8 \cdot 0,00174} \cdot \frac{1,67}{34,78} = 0,93 \%, \quad (7.18)$$

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left( \frac{0,26}{40} \right) = 0,33 \%, \quad (7.19)$$

Delež armature v natezni coni je znotraj intervala  $\rho_{min}$  in  $\rho_{max}$ :

$$\rho_{min} = 0,33 \% \leq \rho = 0,59 \% \leq \rho_{max} = 0,93 \%$$

Pomen oznak v enačbah (7.16) do (7.19) je sledeč:  $q_0$  je osnovna vrednost faktorja obnašanja,  $A_s'$  je prečni prerez tlačne armature,  $A_s$  je prečni prerez natezne armature,  $\rho'$  je delež armature v tlačni coni,  $\rho$  je delež armature v natezni coni,  $b$  je širina grede,  $d$  je statična višina grede,  $\mu_\phi$  je faktor duktilnosti in  $\varepsilon_{sy,d}$  je deformacija armature na meji tečenja (projektna vrednost). Pomen ostalih oznak bralec najde v točki 3.3.

### 7.2.1.2 Greda N5 – vozlišče 2

Dimenzioniramo armaturo v prečnem prerezu grede N5 ob notranjem steburu:

- Minimalni moment:  $M_{d,min} = -458,2$  kNm
- Potrebna armatura:  $A_{s,potr} = 28,4$  cm<sup>2</sup>
- Izbrana armatura zgoraj: 6Φ25 ( $A_s = 29,46$  cm<sup>2</sup>)

Račun nadaljujemo skladno s postopkom, opisanim v točki 7.2.1.1.

$$A_s' \geq A_s/2 = 29,46/2 = 14,73 \text{ cm}^2.$$

Za spodnjo armaturo izberemo 6Φ18 ( $A_s' = 15,27$  cm<sup>2</sup>), ki zadostuje tudi za prevzem maksimalnega momenta ter izpolnjuje pogoj  $A_s' \geq A_s$ . Preverimo še pogoj  $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$ :

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{29,46}{40 \cdot 54} = 1,36 \%,$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} = \frac{15,27}{40 \cdot 54} = 0,71 \%,$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,71 \% + \frac{0,0018}{6,8 \cdot 0,00174} \cdot \frac{1,67}{34,78} = 1,44 \%,$$

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left( \frac{0,26}{40} \right) = 0,33 \%.$$

Delež armature v natezni coni je znotraj intervala  $\rho_{min}$  in  $\rho_{max}$ :

$$\rho_{min} = 0,33 \% \leq \rho = 1,36 \% \leq \rho_{max} = 1,44 \%.$$

### 7.2.1.3 Greda N5 – polje

Dimenzioniramo armaturo v prečnem prerezu v polju grede N5:

- Maksimalni moment:  $M_{d,max} = 301,5$  kNm
- Potrebna armatura:  $A_{s,potr} = 17,62$  cm<sup>2</sup>
- Izbrana armatura spodaj: 6Φ20 ( $A_s = 18,84$  cm<sup>2</sup>)

Račun nadaljujemo skladno s postopkom, opisanim v točki 7.2.1.1.

$$A_s' \geq A_s/2 = 18,84/2 = 9,42 \text{ cm}^2.$$

Za zgornjo armaturo izberemo 4Φ18 ( $A_s' = 10,16$  cm<sup>2</sup>), ki zadostuje tudi za prevzem minimalnega momenta ter izpolnjuje pogoj  $A_s' \geq A_s$ . Preverimo še pogoj  $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$ :



$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{18,84}{40 \cdot 54} = 0,87 \%,$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} = \frac{10,16}{40 \cdot 54} = 0,47 \%,$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{s,y,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,47 \% + \frac{0,0018}{6,8 \cdot 0,00174} \cdot \frac{1,67}{34,78} = 1,20 \%,$$

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left( \frac{0,26}{40} \right) = 0,33 \%.$$

Delež armature v natezni coni je znotraj intervala  $\rho_{\min}$  in  $\rho_{\max}$ :

$$\rho_{\min} = 0,33 \% \leq \rho = 0,87 \% \leq \rho_{\max} = 1,20 \%.$$

#### 7.2.1.4 Sidranje upogibne armature v vozliščih

Upogibni moment v gredi na stiku s stebrom je običajno na nasprotnih licih nasprotnega predznaka. Zato se na tem mestu pojavijo velike sprijemne napetosti med betonom v jedru vozlišča in armaturnimi palicami. Da preprečimo porušitev sprijemnosti, moramo omejiti premer armaturnih palic grede na  $d_{bl}$ , ki potekajo skozi vozlišča. Določimo ga z izrazom (SIST EN 1998-1:2004, točka 5.6.2.2(2)P):

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{(1+0,8 \cdot \nu_d)}{1+0,75 \cdot k_D \cdot \rho' / \rho_{\max}}. \quad (7.20)$$

Pri tem je  $h_c$  širina stebra v smeri armaturnih palic,  $\nu_d$  je normirana projektna osna sila v stebri,  $k_D$  je faktor, odvisen od razreda duktilnosti (za DCM je  $k_D = 2/3$ ) in  $\gamma_{rd}$  je faktor nezanesljivosti pri določanju projektne vrednosti odpornosti (za DCM je  $\gamma_{rd} = 1,0$ ). Ostale spremenljivke so predstavljene v točki 3.3 oziroma v točki 7.2.1.1.

Maksimalni dovoljeni premer upogibnih armaturnih palic, ki potekajo skozi vozlišče, je za gredo N5:

$$d_{bl} = 30 \text{ cm} \cdot (7,5 \cdot 2,6) \cdot \frac{(1,0+0,22)}{(1,0 \cdot 347,8) \cdot (1+0,75 \cdot \frac{2 \cdot 0,37}{3 \cdot 0,95})} = 1,8 \text{ cm} = \Phi 18, \quad (7.21)$$

za gredo N8 in N8' pa:

$$d_{bl} = 60 \text{ cm} \cdot (7,5 \cdot 2,6) \cdot \frac{(1,0+0,22)}{(1,0 \cdot 347,8) \cdot (1+0,75 \cdot \frac{2 \cdot 0,56}{3 \cdot 1,29})} = 3,3 \text{ cm} = \Phi 34. \quad (7.22)$$

Ugotovimo, da je omejitev za gredo N5 zelo stroga.

#### 7.2.1.5 Rezultati računa

Pri računu upogibne armature v gredah N8 in N8' postopamo na enak način kot pri gredi N5. Rezultate zberemo v preglednici 30. Upogibno nosilnost prečnih prerezov  $M_{rd}$  izračunamo s programom DIAS (UL FGG, 1999).

Preglednica 30: Izbrana upogibna armatura v obravnavanih gredah

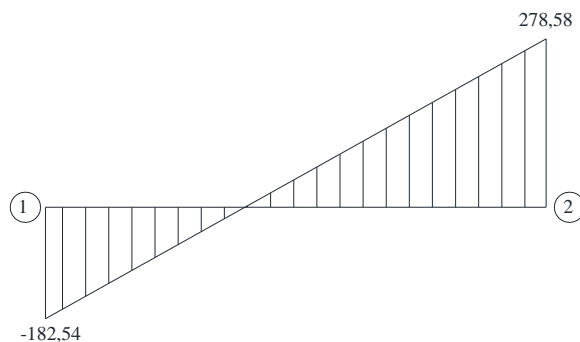
Greda	Vozlišče	$M_{d,max}$ [kNm]	$A_{s,potr}$ ( $cm^2$ )	Računska armatura	Izbrana armatura	$A_{s,dej}$ ( $cm^2$ )	$M_{Rb,max}$ [kNm]
N5	1 (-)	-220,7	12,6	ZG: 5 $\Phi$ 18	ZG: 5 $\Phi$ 18	12,7	-222,4
	1 (+)	118,94	6,62	SP: 3 $\Phi$ 18	SP: 3 $\Phi$ 18	7,62	133,5
	2 (-)	-458,2	28,4	ZG: 6 $\Phi$ 25	ZG: 12 $\Phi$ 18	30,48	-533,9
	2 (+)	-71,4	3,65	SP: 6 $\Phi$ 18	SP: 6 $\Phi$ 18	15,24	-266,9
	v polju 1-2 (+)	301,5	17,62	SP: 6 $\Phi$ 20	SP: 8 $\Phi$ 18	20,32	355,9
	v polju 1-2 (-)	154,6	8,68	ZG: 4 $\Phi$ 18	ZG: 4 $\Phi$ 18	10,16	177,9
N8	1 (-)	-213,5	15,57	ZG: 5 $\Phi$ 20	ZG: 6 $\Phi$ 20	18,84	-258,4
	1 (+)	87,5	5,91	SP: 4 $\Phi$ 16	SP: 6 $\Phi$ 16	12,06	165,4
	2 (+)	103,5	7,05	SP: 4 $\Phi$ 16	SP: 4 $\Phi$ 16	8,04	110,3
	2 (-)	-96,4	6,54	ZG: 4 $\Phi$ 16	ZG: 4 $\Phi$ 16	8,04	-110,3
	v polju 1-2 (+)	96,6	6,56	SP: 4 $\Phi$ 16	SP: 4 $\Phi$ 16	8,04	110,3
	v polju 1-2 (-)	28,9	2,28	ZG: 4 $\Phi$ 16	ZG: 4 $\Phi$ 16	8,04	110,3
N8'	1 (-)	-235,3	17,46	ZG: 6 $\Phi$ 20	ZG: 6 $\Phi$ 20	18,84	-258,4
	1 (+)	160,3	11,27	SP: 6 $\Phi$ 16	SP: 6 $\Phi$ 16	12,06	165,4
	2 (-)	-245,8	18,39	ZG: 6 $\Phi$ 20	ZG: 6 $\Phi$ 20	18,84	-258,4
	2 (+)	149,8	10,46	SP: 6 $\Phi$ 16	SP: 6 $\Phi$ 16	12,06	165,4
	v polju 1-2 (+)	43,1	2,28	SP: 4 $\Phi$ 16	SP: 4 $\Phi$ 16	8,04	110,3
	v polju 1-2 (-)	22,1	2,28	ZG: 4 $\Phi$ 16	ZG: 4 $\Phi$ 16	8,04	110,3

## 7.2.2 Dimenzioniranje gred na strižno obremenitev

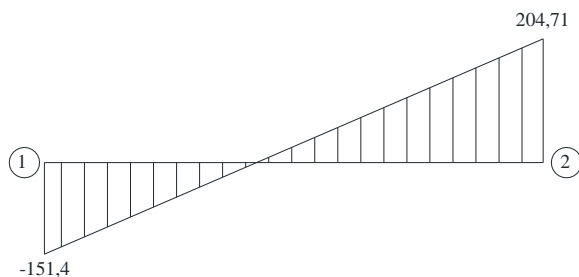
Grede dimenzioniramo na strižno obremenitev v skladu z določili iz standarda SIST EN 1998-1:2004 po pravilih načrtovanja nosilnosti. V nadaljevanju prikazujemo izračune za vsako gredo posebej.

### 7.2.2.1 Dimenzioniranje grede N5 na prečno silo

Na slikah 56 in 57 prikazujemo projektne prečne sile v gredi N5 pri različnih kombinacijah vplivov.

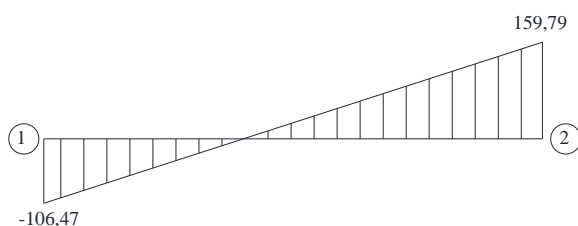


Slika 56: Prečne sile v gredi N5 pri kombinaciji vplivov za stalna projektna stanja v [kN]



Slika 57: Prečne sile v gredi N5 pri kombinaciji vlivov za potresna projektna stanja v [kN]

Na sliki 58 pa prikazujemo prečne sile v gredi N5 za kombinacijo vplivov  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_2 \cdot Q_{k,j}$ , ki jih v nadaljevanju uporabimo za načrtovanje nosilnosti.



Slika 58: Prečne sile v gredi N5 za kombinacijo vplivov  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_2 \cdot Q_{k,j}$  v [kN]

V  $i$ -tem vozlišču grede moramo izračunati dve vrednosti prečne sile, maksimalno  $V_{Ed,max}^i$  in minimalno  $V_{Ed,min}^i$ , ki ustrežata maksimalnim pozitivnim in maksimalnim negativnim momentom, ki se lahko pojavijo v vozliščih grede 1 oziroma 2. Za  $i$ -to vozlišče tako lahko zapišemo:

$$V_{Ed,max}^i = \frac{|M_{d,min}^i| + |M_{d,max}^j|}{l_{cl}} + V_{G+\Psi_2 \cdot Q}^i, \quad (7.23)$$

$$V_{Ed,max}^i = -\frac{|M_{d,max}^i| + |M_{d,min}^j|}{l_{cl}} + V_{G+\Psi_2 \cdot Q}^i. \quad (7.24)$$

Pri tem  $j$  predstavlja nasprotno vozlišče grede,  $l_{cl}$  pa je svetla razpetina grede (za gredo N5 je  $l_{cl} = 7,9$  m).

Upogibni moment v  $i$ -tem vozlišču grede izračunamo z enačbo (glej SIST EN 1998-1:2004, točka 5.4.2.2(2)):

$$M_d^i = \gamma_{rd} \cdot M_{Rb}^i \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1,0 \cdot M_{Rb}^i \cdot \min\left(1, \frac{1,3 \cdot \sum M_{Rb}}{M_{Rb}}\right) = M_{Rb}^i. \quad (7.25)$$

Pri tem je  $M_{Rb}^i$  projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v  $i$ -tem vozlišču v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva. V nadaljevanju podajamo vrednosti upogibnih momentov  $M_d^i$  so za vozlišči 1 in 2 (za izračun vrednosti  $M_{Rb,max}$  glej točko 7.2.1.5):

$$M_{d,max}^1 = M_{Rb,max}^1 = 133,5 \text{ kNm}, \quad (7.26)$$

$$M_{d,min}^1 = M_{Rb,min}^1 = -222,4 \text{ kNm}, \quad (7.27)$$

$$M_{d,max}^2 = M_{Rb,max}^2 = -266,9 \text{ kNm}, \quad (7.28)$$

$$M_{d,min}^2 = M_{Rb,min}^2 = -533,9 \text{ kNm}. \quad (7.29)$$

Maksimalne in minimalne prečne sile po pravilih načrtovanja nosilnosti v vozliščih grede N5 so:

$$V_{Ed,max}^1 = \frac{|M_{d,min}^1| + |M_{d,max}^1|}{l_{cl}} + V_{G+\Psi_2,Q}^1 = \frac{|-222,4| + |-266,9|}{7,9} + (-106,47) = -44,5 \text{ kN}, \quad (7.30)$$

$$V_{Ed,min}^1 = -\frac{|M_{d,max}^1| + |M_{d,min}^1|}{l_{cl}} + V_{G+\Psi_2,Q}^1 = -\frac{|133,5| + |-533,9|}{7,9} + (-106,47) = -190,95 \text{ kN}, \quad (7.31)$$

$$V_{Ed,max}^2 = \frac{|M_{d,min}^2| + |M_{d,max}^2|}{l_{cl}} + V_{G+\Psi_2,Q}^2 = \frac{|-222,4| + |-266,9|}{7,9} + 159,79 = 221,7 \text{ kN}, \quad (7.32)$$

$$V_{Ed,min}^2 = -\frac{|M_{d,max}^2| + |M_{d,min}^2|}{l_{cl}} + V_{G+\Psi_2,Q}^2 = -\frac{|133,5| + |-533,9|}{7,9} + 159,79 = 75,3 \text{ kN}. \quad (7.33)$$

Izračunane prečne sile primerjamo z vrednostmi projektnih prečnih sil pri kombinaciji vplivov za vsa projektna stanja (slika 56) oziroma s projektnimi prečnimi silami pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja (slika 57). Rezultate zberemo v preglednici 31. Strižno armaturo v vozliščnih grede projektiramo na največjo prečno silo (v absolutnem smislu).

Preglednica 31: Projektne vrednosti prečnih sil v gredi N5

Projektne vrednosti prečnih sil	Greda N5 - vozlišče 1	Greda N5 - vozlišče 2
Prečne sile pri kombinaciji vplivov za vsa projektna stanja	$V_{Ed}^1 = -182,54 \text{ kN}$	$V_{Ed}^2 = 278,58 \text{ kN}$
Prečne sile pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja	$V_{Ed}^1 = -151,4 \text{ kN}$	$V_{Ed}^2 = 204,71 \text{ kN}$
Načrtovanje nosilnosti	$V_{Ed,max}^1 = -44,5 \text{ kN}$	$V_{Ed,max}^2 = 221,7 \text{ kN}$
	$V_{Ed,min}^1 = -190,95 \text{ kN}$	$V_{Ed,min}^2 = 75,3 \text{ kN}$

V vozlišču 1 dobimo največjo projektno prečno silo po postopku načrtovanja nosilnosti in je  $V_{Ed}^1 = 190,95 \text{ kN}$ . Strižno armaturo projektiramo v skladu s SIST EN 1992-1-1:2004. Najprej izračunamo strižno odpornost betonskega prečnega brez strižne armature v skladu s SIST EN 1992-1-1:2004, točka 6.2.2:

$$V_{rd,c} = (C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d. \quad (7.34)$$

Pri tem minimalno strižno odpornost betonskega prereza izračunamo z enačbo:

$$V_{rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d. \quad (7.35)$$

Najprej ločeno izračunamo vrednosti spremenljivk, ki nastopajo v enačbi (7.35) in (7.36):

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad (7.36)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,61^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,357, \quad (7.37)$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/540} = 1,61 < 2, \quad (7.38)$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 12,7 / (30 \cdot 54) = 0,008 \leq 0,02, \quad (7.39)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = 0 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 16,7 = 3,3 \text{ MPa}, \quad (7.40)$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12. \quad (7.41)$$

Pri tem je  $d$  statična višina prereza v [mm],  $\rho_l$  je delež natezne armature,  $\sigma_{cp}$  je tlačna napetost v prečnem prerezu v [MPa],  $k_l = 0,15$ ,  $A_{sl}$  je ploščina natezne armature,  $b_w$  je najmanjša širina nateznega dela prečnega prereza v [mm],  $N_{ed}$  je osna sila v prerezu in  $A_c$  je ploščina prečnega prereza betona.

Strižna odpornost prečnega prereza brez strižne armature je za gredo N5 v vozlišču 1 sledeča:

$$V_{rd,c} = \left( 0,12 \cdot 1,61 \cdot (100 \cdot 0,008 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right) \cdot 300 \cdot 540 = 84,3 \text{ kN},$$

$$V_{rd,c,min} = (0,357 + 0,15 \cdot 0) \cdot 300 \cdot 540 = 57,8 \text{ kN},$$

$$V_{rd,c} = 84,3 \text{ kN} \geq V_{rd,c,min} = 57,8 \text{ kN}.$$

Podobno postopamo pri računu strižne odpornosti prečnega prereza grede v vozlišču 2. Tukaj je največja projektna prečna sila pri kombinaciji vplivov za vsa projektna stanja in je  $V_{Ed}^2 = 278,58 \text{ kN}$ .

Vrednosti spremenljivk so:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad (7.42)$$

$$\nu_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,61^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,357, \quad (7.43)$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/540} = 1,61 < 2, \quad (7.44)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 30,48 / (30 \cdot 54) = 0,019 \leq 0,02, \quad (7.45)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = 0 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 16,7 = 3,3 \text{ MPa}, \quad (7.46)$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12. \quad (7.47)$$

Strižna odpornost prečnega prereza brez strižne armature za gredo N5 v vozlišču 2 pa je:

$$V_{rd,c} = \left( 0,12 \cdot 1,61 \cdot (100 \cdot 0,019 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right) \cdot 300 \cdot 540 = 112,9 \text{ kN},$$

$$V_{rd,c,min} = (0,357 + 0,15 \cdot 0) \cdot 300 \cdot 540 = 57,8 \text{ kN},$$

$$V_{rd,c} = 112,9 \text{ kN} \geq V_{rd,c,min} = 57,8 \text{ kN}.$$

Ker je projektna prečna sila tako v vozlišču 1 kot v vozlišču 2 večja od strižne odpornosti prečnega prereza brez strižne armature:

$$V_{Ed}^1 = 190,95 \text{ kN} > V_{rd,c} = 84,3 \text{ kN},$$

$$V_{Ed}^2 = 278,58 \text{ kN} > V_{rd,c} = 112,9 \text{ kN},$$

moramo skladno s členoma 6.2.1(2) in 6.2.1(5) iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004 celotno projektno prečno silo prevzeti s strižno armaturo.

Potrebno strižno armaturo izračunamo v skladu s točko točka 6.2.3(3) iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004. Pri tem predpostavimo, da tlačna diagonala oklepa z vzdolžno osjo grede kot  $45^\circ$  ter da strižno armaturo izvedemo s pomočjo navpičnih zaprtih stremen. Strižno odpornost prečnega prereza s stremensko armaturo izračunamo s pomočjo enačbe:

$$V_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \\ V_{rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \end{array} \right\} \quad (7.48)$$

V vozlišču 1 izberemo 2-strižno streme  $\Phi 8$  na vzdolžni razdalji 8 cm. Pri tem je:

$$\begin{aligned} A_{sw} &= 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} = 1,01 \text{ cm}^2, \\ s &= 8 \text{ cm}, \\ z &= 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 54 = 48,6 \text{ cm}, \\ f_{ywd} &= 34,78 \text{ kN/cm}^2, \\ \theta &= 45^\circ, \\ \alpha_{cw} &= 1,0, \\ b_w &= 30 \text{ cm}, \\ \nu_1 &= 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{25}{250} \right] = 0,540 \text{ in} \\ f_{cd} &= 1,67 \text{ kN/cm}^2. \end{aligned}$$

Strižna odpornost prečnega prereza grede v vozlišču 1 z izbrano stremensko armaturo je:

$$V_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{rd,s} = \frac{1,01}{8} \cdot 48,6 \cdot 34,78 \cdot \cot 45^\circ \\ V_{rd,max} = \frac{1,0 \cdot 30 \cdot 48,6 \cdot 0,540 \cdot 1,67}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 212,4 \text{ kN} \\ 1314,8 \text{ kN} \end{array} \right\} = 212,4 \text{ kN},$$

$$V_{rd} = 213,4 \text{ kN} \geq V_{Ed}^1 = 190,95 \text{ kN},$$

in je večja od projektne prečne sile. Torej izbrana stremenska armatura v vozlišču 1 grede N5 ustreza.

Območja primarnih gred ob vozliščih moramo v skladu s točko 5.4.3.1.2(1)P iz standarda SIST EN 1998-1:2004 obravnavati kot kritična območja. Dolžina kritičnega območja grede N5 ob vozlišču 1 je  $l_{cr} = h_w = 60 \text{ cm}$ , kjer je  $h_w$  višina grede. Prvo streme ne sme biti oddaljeno za več kot 50 mm od roba stebra in v kritičnih območjih moramo uporabiti zaprta stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.1.2(6)P, glej tudi sliko 5.6):

$$d_{bw} = 8 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm}, \quad (7.49)$$

$$s = 8 \text{ cm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_w}{4} \\ 24 \cdot d_{bw} \\ 225 \\ 8 \cdot d_{bl} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{600}{4} \\ 24 \cdot 8 \\ 225 \\ 8 \cdot 18 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 150 \\ 192 \\ 225 \\ 144 \end{array} \right\} = 144 \text{ mm} = 14,4 \text{ cm}. \quad (7.50)$$

Pri tem je  $d_{bw}$  premer stremen, ki ne sme biti manjši od 6 mm,  $d_{bl}$  pa je premer najtanjše upogibne palice v mm.

Ugotovimo, da izbrana stremenska armatura (2-strižno streme  $\Phi 8$  na vzdolžni razdalji 8 cm) izpolnjuje tudi zahteve, ki veljajo za kritična območja grede. V gredo moramo zaradi prečne sile dodati še dodatno natezno upogibno armaturo, ki je:

$$\Delta A_{sl} = \frac{V_{Ed}^1}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{190,95}{2 \cdot 34,78} = 2,75 \text{ cm}^2. \quad (7.51)$$

Izberemo dodatno natezno upogibno armaturo  $2\Phi 16$  ( $\Delta A_{sl,dej} = 4,02 \text{ cm}^2$ ).

Podobno postopamo pri dimenzioniranju stremenske armature v vozlišču 2. Izberemo 2-strižno streme  $\Phi 8$  na vzdolžni razdalji 6 cm. Pri tem je:

$$\begin{aligned} A_{sw} &= 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} = 1,01 \text{ cm}^2, \\ s &= 6 \text{ cm}, \\ z &= 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 54 = 48,6 \text{ cm}, \\ f_{ywd} &= 34,78 \text{ kN/cm}^2, \\ \theta &= 45^\circ, \\ \alpha_{cw} &= 1,0, \\ b_w &= 30 \text{ cm}, \\ \nu_1 &= 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{25}{250} \right] = 0,540 \text{ in} \\ f_{cd} &= 1,67 \text{ kN/cm}^2. \end{aligned}$$

Strižna odpornost prečnega prereza grede v vozlišču 2 z izbrano stremensko armaturo je večja od projektne prečne sile:

$$V_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{rd,s} = \frac{1,01}{6} \cdot 48,6 \cdot 34,78 \cdot \cot 45^\circ \\ V_{rd,max} = \frac{1,0 \cdot 30 \cdot 48,6 \cdot 0,540 \cdot 1,67}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 283,2 \text{ kN} \\ 1314,8 \text{ kN} \end{array} \right\} = 283,2 \text{ kN},$$

$$V_{rd} = 284,5 \text{ kN} \geq V_{Ed}^2 = 278,58 \text{ kN}.$$

V nadaljevanju preverimo še, če izbrana stremenska armatura v vozlišču 2 izpolnjuje zahteve, podane v izrazih (7.49) in (7.50):

$$\begin{aligned} d_{bw} &= 8 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm}, \\ s = 6 \text{ cm} &\leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_w}{4} \\ 24 \cdot d_{bw} \\ 225 \\ 8 \cdot d_{bl} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{600}{4} \\ 24 \cdot 8 \\ 225 \\ 8 \cdot 18 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 150 \\ 192 \\ 225 \\ 144 \end{array} \right\} = 144 \text{ mm} = 14,4 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Ugotovimo, da izbrana stremenska armatura (2-strižno streme  $\Phi 8$  na vzdolžni razdalji 6 cm) izpolnjuje tudi zahteve, ki veljajo za kritična območja grede. V gredo moramo zaradi prečne sile dodati še dodatno natezno upogibno armaturo, ki je:

$$\Delta A_{sl} = \frac{V_{Ed}^2}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{278,58}{2 \cdot 34,78} = 4,00 \text{ cm}^2. \quad (7.52)$$

Izberemo dodatno natezno upogibno armaturo  $2\Phi 16$  ( $\Delta A_{sl,dej} = 4,02 \text{ cm}^2$ ).

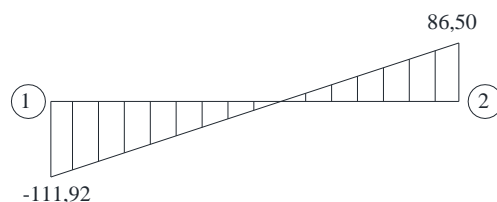
Rezultate dimenzioniranja strižne armature v gredi N5 zberemo v preglednici 32.

Preglednica 32: Stremenska armatura in dodatna natezna upogibna armatura v vozliščih grede N5

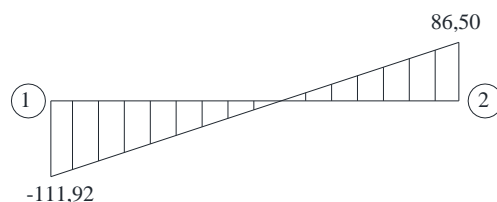
Greda	Vozlišče	Izbira stremena	$\Delta A_{sl}$
N5	1	$\Phi 8/8$ cm (2-strižno)	2 $\Phi 16$
	2	$\Phi 8/6$ cm (2-strižno)	2 $\Phi 16$

### 7.2.2.2 Dimenzioniranje grede N8 na prečno silo

Na slikah 59 in 60 prikazujemo projektne prečne sile v gredi N5 pri različnih kombinacijah vplivov.

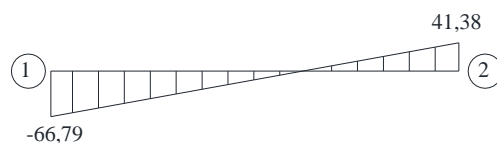


Slika 59: Prečne sile v gredi N8 pri kombinaciji vplivov za stalna projektna stanja v [kN]



Slika 60: Prečne sile v gredi N8 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja v [kN]

Na sliki 61 pa prikazujemo prečne sile v gredi N5 za kombinacijo vplivov  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_2 \cdot Q_{k,j}$ , ki jih v nadaljevanju uporabimo za načrtovanje nosilnosti.



Slika 61: Prečne sile v gredi N8 za kombinacijo vplivov  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_2 \cdot Q_{k,j}$  v [kN]

V nadaljevanju prikazujemo projektne vrednosti prečnih sil v preglednici 33 in rezultate dimenzioniranja strižne armature v preglednici 34 za gredo N8. Stremenska armatura je bila določena in preverjena po postopku, ki je opisan v točki 7.2.2.1.



Preglednica 33: Projektne vrednosti prečnih sil v gredi N8

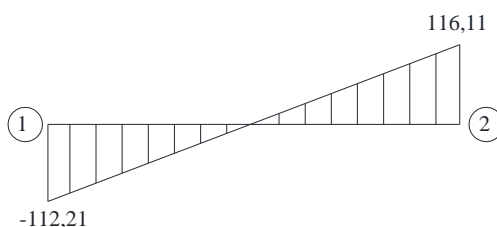
Projektne vrednosti prečnih sil	Greda N8 - vozlišče 1	Greda N8 - vozlišče 2
Prečne sile za vse kombinacije projektних stanj	$V_{Ed}^1 = -111,92 \text{ kN}$	$V_{Ed}^2 = 86,5 \text{ kN}$
Prečne sile za kombinacije potresnih projektних stanj	$V_{Ed}^1 = -111,92 \text{ kN}$	$V_{Ed}^2 = 86,5 \text{ kN}$
Načrtovanje nosilnosti	$V_{Ed,max}^1 = -45,49 \text{ kN}$	$V_{Ed,max}^2 = -0,4 \text{ kN}$
	$V_{Ed,min}^1 = -161,6 \text{ kN}$	$V_{Ed,min}^2 = -116,47 \text{ kN}$

Preglednica 34: Stremenska armatura in dodatna natezna upogibna armatura v vozliščih grede N8

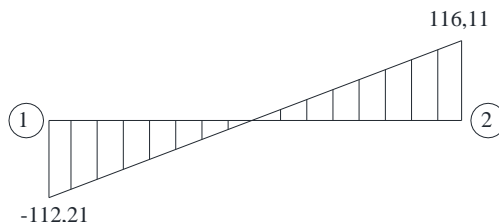
Greda	Vozlišče	Izbira stremena	$\Delta A_{sI}$
N8	1	$\Phi 8/8 \text{ cm}$ (2-strižno)	2 $\Phi 16$
	2	$\Phi 8/10 \text{ cm}$ (2-strižno)	1 $\Phi 16$

### 7.2.2.3 Dimenzioniranje grede N8' na prečno silo

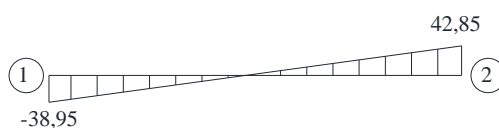
Na slikah 62 in 63 prikazujemo projektne prečne sile v gredi N5 pri različnih kombinacijah vplivov.



Slika 62: Prečne sile v gredi N8' pri kombinaciji vplivov za stalna projektna stanja v [kN]



Slika 63: Prečne sile v gredi N8' pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja v [kN]



Slika 64: Prečne sile v gredi N8' za kombinacijo vplivov  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_2 \cdot Q_{k,j}$  v [kN]

V nadaljevanju prikazujemo projektne vrednosti prečnih sil v preglednici 35 in rezultate dimenzioniranje strižne armature v preglednici 36 za gredo N8'. Stremenska armatura je bila določena in preverjena po postopku, ki je opisan v točki 7.2.2.1.

Preglednica 35: Projektne vrednosti prečnih sil v gredi N8'

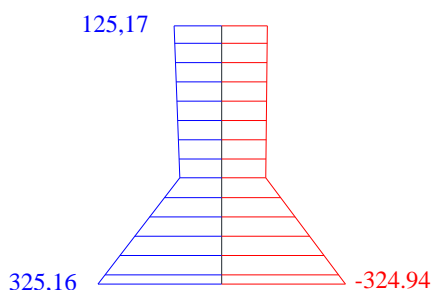
Projektne vrednosti prečnih sil	Greda N8' - vozlišče 1	Greda N8' - vozlišče 2
Prečne sile za vse kombinacije projektних stanj	$V_{Ed}^1 = -112,21 \text{ kN}$	$V_{Ed}^2 = 116,11 \text{ kN}$
Prečne sile za kombinacije potresnih projektних stanj	$V_{Ed}^1 = -112,21 \text{ kN}$	$V_{Ed}^2 = 116,11 \text{ kN}$
Načrtovanje nosilnosti	$V_{Ed,max}^1 = 39,53 \text{ kN}$	$V_{Ed,max}^2 = 121,33 \text{ kN}$
	$V_{Ed,min}^1 = -117,43 \text{ kN}$	$V_{Ed,min}^2 = -35,63 \text{ kN}$

Preglednica 36: Stremenska armatura in dodatna natezna upogibna armatura v vozliščih grede N8'

Greda	Vozlišče	Izbira stremena	$\Delta A_{s1}$
N8'	1	$\Phi 8/10 \text{ cm}$ (2-strižno)	1 $\Phi 16$
	2	$\Phi 8/10 \text{ cm}$ (2-strižno)	1 $\Phi 16$

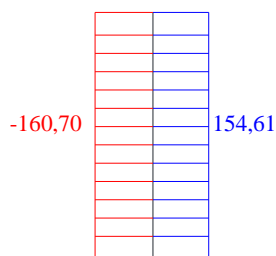
### 7.2.3 Dimenzioniranje stebrov na osno-upogibno in strižno obremenitev

Na slikah 65 in 66 prikazujemo ovojnico projektних upogibnih momentov in projektних prečnih sil v stebri S20 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja.



Slika 65: Ovojnica upogibnih momentov v stebri S20 pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja

[kNm]



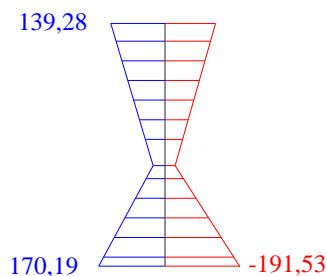
Slika 66: Ovojnica prečnih sil v stebru S20 pri kombinaciji vplivov za potresnega projektne stanja [kN]

Pripadajoče osne sile v stebru S20 pa prikazujemo na sliki 67.

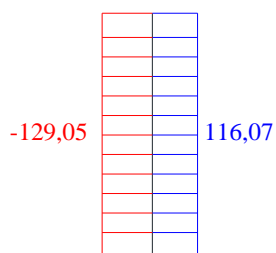


Slika 67: Pripadajoča osna sila potresnemu projektne stanju za steber S20 [kN]

Na slikah 68 in 69 prikazujemo ovojnico projektnih upogibnih momentov in projektnih prečnih sil v stebru S32 pri kombinaciji vplivov za potresna projektne stanja.



Slika 68: Ovojnica upogibnih momentov v stebru S32 pri kombinaciji vplivov za potresnega projektne stanja [kNm]



Slika 69: Ovojnica prečnih sil v stebru S32 pri kombinaciji vplivov za potresnega projektne stanja [kN]

Pripadajoče osne sile v stebru S32 pa prikazujemo na sliki 70.



Slika 70: Pripadajoča osna sila potresnemu projektному stanju za steber S32 [kN]

### 7.2.3.1 Dimenzioniranje stebrov S20 in S32 na osno-upogibno obremenitev

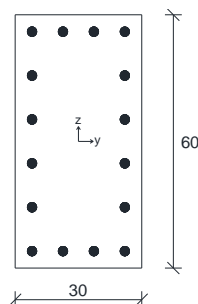
Stebre dimenzionirano na osno-upogibno obremenitev v skladu s SIST EN 1992-1-1:2004. Dvoosno upogibno odpornost upoštevamo na poenostavljen način, tako da preverimo vsako smer ločeno in pri tem upoštevamo 30% zmanjšano enoosno upogibno odpornost. Najprej preverimo nivo osne sile v stebru S20. Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2004 normirana osna sila v primarnih potresnih stebrih ne sme preseči vrednosti 0,65. Torej:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{882,48}{30 \cdot 60 \cdot 2} = 0,25 \leq 0,65. \quad (7.53)$$

Pri konstruiranju stebrov moramo za zagotovitev lokalne duktilnosti upoštevati določene zahteve iz standarda SIST EN 1998-1:2004. Prva zahteva določa, da je skupni delež upogibne armature  $\rho_1$  večji od 1% in manjši 4%, druga zahteva pa, da v simetričnih prerezih uporabljamo simetrično armaturo.

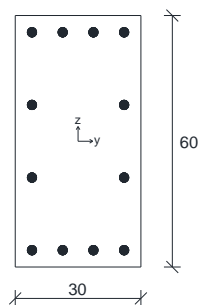
Dodatno moramo vzdolž vsake stranice stebra zagotoviti vsaj eno vmesno palico, pri tem pa razdalja med dvema sosednjima upogibnima palicama ne sme preseči 15 cm.

Ob upoštevanju omenjenih zahtev izberemo v stebru S20 upogibno armaturo  $16\Phi 22$  ( $A_{s,dej} = 60,8 \text{ cm}^2$ ;  $\rho_1 = 3,38 \%$ ). Razporeditev armature po prečnem prerezu stebra prikazujemo na sliki 71.



Slika 71: Izbrana upogibna armatura v stebru S20

V stebru S32 izberemo upogibno armaturo  $12\Phi 22$  ( $A_{s,dej} = 45,6 \text{ cm}^2$ ;  $\rho_1 = 2,53 \%$ ). Razporeditev armature po prečnem prerezu stebra S32 prikazujemo na sliki 72.



Slika 72: Izbrana upogibna armatura v stebru S32

Težišče posamezne armaturene palice je na oddaljenosti 5 cm od zunanega roba prereza. Osnovno upogibno odpornost prereza stebra določimo s pomočjo interakcijskega diagrama mejne nosilnosti v programu DIAS (UL FGG, 1999).

V vseh vozliščih gred s stebri moramo izpolniti dodatne zahteve glede pogojev globalne kot tudi lokalne duktilnosti. Da preprečimo nastanek plastičnega mehanizma v mehki etaži, moramo izpolniti naslednji pogoj (glej SIST EN 1998-1:2004, točka 4.4.2.3(4)):

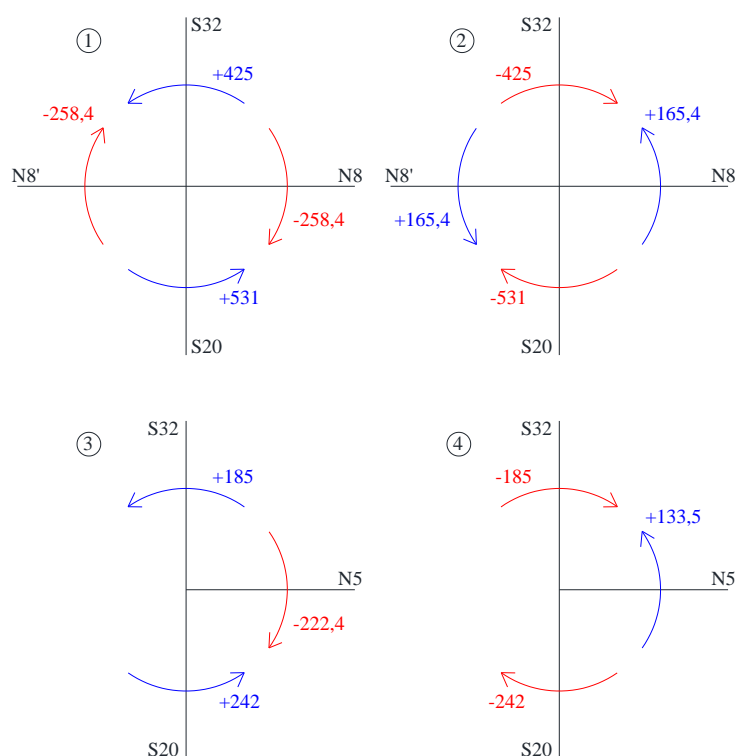
$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb}. \quad (7.54)$$

Pri tem je  $\sum M_{Rc}$  vsota projektnih upogibnih odpornosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču,  $\sum M_{Rb}$  pa je vsota projektnih upogibnih odpornosti gred, ki se stikajo v vozlišču. Kontrolo pogoja (7.54) preverimo v vozlišču, kjer se stikajo grede N5, N8 in N8' ter stebra S20 in S32 (glej sliko 52).

Pogoj (7.54) moramo izpolniti v dveh pravokotnih navpičnih ravninah upogiba, ki sta pri objektih z okviri, postavljenimi v dveh pravokotnih smereh, opredeljena z ravninama okvirov. Pogoj moramo izpolniti tako za pozitivno kot negativno smer vpliva momentov okoli vozlišča v gredah, momenti stebra pa vedno delujejo v nasprotni smeri momentov iz gred.

Pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja je tlačna osna sila v stebru S20  $N_{Ed}^{S20} = 828,48$  kN (glej sliko 67). Upogibna odpornost prečnega prereza stebra S20 je v glavni smeri  $M_{Rdy} = 531$  kNm, v drugi smeri pa  $M_{Rdz} = 242$  kNm. V stebru S32 pa znaša tlačna osna sila  $N_{Ed}^{S32} = 595,22$  kN (glej sliko 70), pripadajoča upogibna odpornost pa  $M_{Rdy} = 425$  kNm in  $M_{Rdz} = 185$  kNm.

Na sliki 73 prikazujemo različne smeri delovanja upogibnih momentov v gredah in stebrih brez upoštevanje redukcije zaradi dvoosne upogibne obremenitve.



Slika 73: Različne smeri delovanja upogibnih momentov v gredah in stebrih [kNm]

Sedaj preverimo, če je pogoj (7.54) izpolnjen. Ker imamo opravka z dvoosno upogibno obremenitvijo upoštevamo sočasno delovanje primera 1 in 3 oziroma 2 in 4, kot jih prikazujemo na sliki 73. Pri tem upogibno odpornost reduciramo za 30 %:

$$M_{Rb}^{1,3} = (M_{Rb}^{N8} + M_{Rb}^{N8'} + M_{Rb}^{N5}) \cdot 1,3 = (258,4 + 258,4 + 222,4) \cdot 1,3 = 960,96 \text{ kNm},$$

$$M_{Rd}^{1,3} = (M_{Rdy}^{S20} + M_{Rdy}^{S32} + M_{Rdz}^{S20} + M_{Rdz}^{S32}) \cdot 0,7 = (531 + 425 + 242 + 185) \cdot 0,7 = 968,1 \text{ kNm},$$

$$968,1 \text{ kNm} \geq 960,96 \text{ kNm}.$$

$$M_{Rb}^{2,4} = (M_{Rb}^{N8} + M_{Rb}^{N8'} + M_{Rb}^{N5}) \cdot 1,3 = (165,4 + 165,4 + 133,5) \cdot 1,3 = 603,59 \text{ kNm},$$

$$M_{Rd}^{2,4} = (M_{Rdy}^{S20} + M_{Rdy}^{S32} + M_{Rdz}^{S20} + M_{Rdz}^{S32}) \cdot 0,7 = (531 + 425 + 242 + 185) \cdot 0,7 = 968,1 \text{ kNm},$$

$$968,1 \text{ kNm} \geq 603,59 \text{ kNm}.$$

Ugotovimo, da je pogoj (7.54) izpolnjen za obe smeri delovanja upogibnih momentov.

### 7.2.3.2 Dimenzioniranje stebrov S20 in S32 na strižno obremenitev

Skladno z določiti SIST EN 1998-1:2004 moramo tudi v stebrih prečne sile določiti po pravilih načrtovanja nosilnosti. Upogibni moment v  $i$ -tem krajišču stebra izračunamo z izrazom (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.2.3):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right), \quad (7.55)$$

kjer je  $M_{Rc,i}$  projektna vrednost upogibne odpornosti stebra v  $i$ -tem krajišču v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva,  $\sum M_{Rc}$  in  $\sum M_{Rb}$  sta vsoti projektnih vrednosti upogibnih odpornosti stebrov oziroma gred, ki se stikajo v vozlišču,  $\gamma_{Rd}$  pa je faktor s katerim upoštevamo morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona v tlačni coni prereza (za DCM je  $\gamma_{Rd} = 1,1$ ).

Za steber S20 je moment ob vpetju (vozlišče 1):

$$M_{1,d} = 1,1 \cdot 371,7 \cdot \min\left(1, \frac{0}{371,7}\right) = 408,9 \text{ kNm},$$

Na stiku z gredama (vozlišče 2) pa:

$$M_{2,d} = 1,1 \cdot 371,7 \cdot \min\left(1, \frac{516,8}{956}\right) = 221,0 \text{ kNm}.$$

Prečno silo določimo po pravilih načrtovanja nosilnosti z izrazom:

$$V_{CD} = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}} = \frac{|408,9| + |221,0|}{2,82} = 223,4 \text{ kN}. \quad (7.56)$$

kjer je  $l_{cl}$  svetla višina stebra S20. V nadaljevanju skladno z določili standarda SIST EN 1992-1-1 preverimo strižno odpornost stebra S20 (glej izraze (7.34) do (7.41)):

$$V_{rd,c} = (C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_l \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$$

$$V_{rd,c,min} = (v_{min} + k_l \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa},$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,60^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,354,$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/550} = 1,60 < 2,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 30,4 / (30 \cdot 55) = 0,018 \leq 0,02,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{882,48 \cdot 1000}{300 \cdot 600} = 4,9 \text{ N/mm}^2,$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12.$$

$$k_l = 0,15$$

Strižna nosilnost prečnega prereza stebra S20 brez strižne armature je:

$$V_{rd,c} = \left(0,12 \cdot 1,60 \cdot (100 \cdot 0,018 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 4,9\right) \cdot 300 \cdot 550 = 233,9 \text{ kN},$$

$$V_{rd,c,min} = (0,354 + 0,15 \cdot 4,9) \cdot 300 \cdot 550 = 179,7 \text{ kN},$$

$$V_{rd,c} = 233,9 \text{ kN} \geq V_{rd,c,min} = 179,7 \text{ kN},$$

$$V_{rd,c} = 233,9 \text{ kN} \geq V_{CD} = 223,4 \text{ kN}.$$

Ugotovimo, da je strižna odpornost stebra  $V_{rd,c}$  večja od projektne prečne sile  $V_{CD}$  iz pogoja načrtovanja nosilnosti. To pomeni, da strižne armature v stebri ne projektiramo, pač pa v stebri zagotovimo le minimalno količino strižne armature. Ta je določena z minimalnim premerom stremen  $\Phi 6$  in maksimalno razdaljo med stremeni  $s_{cl,max}$ , ki jo določimo iz pogoja (SIST EN 1992-1:2004, točka 9.5.3(3)):

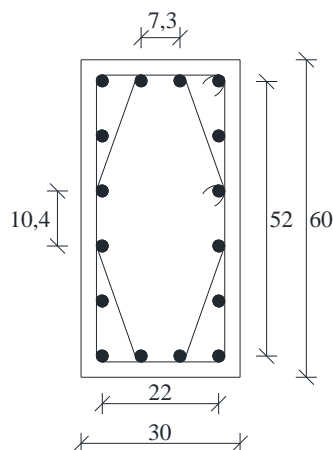
$$s_{cl,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \text{premer upogibnih palic} \\ \text{manjša dimenzija stebra} \\ 300 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot 22 = 264 \\ 300 \\ 300 \end{array} \right. = 264 \text{ mm}. \quad (7.57)$$

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2004 moramo za zagotovitev lokalne duktilnosti v kritičnih območjih stebra izpolniti naslednje zahteve. Prva zahteva določa, da moramo uporabiti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm. Skladno z drugo zahtevo moramo zagotoviti minimalno duktilnost in preprečiti lokalni uklon upogibnih armaturnih palic. To pomeni, da stremena razporedimo na medsebojni razdalji, ki je manjša od  $s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}, 175,8 \cdot d_{bl} \right\}$ , kjer je  $b_0$  minimalna dimenzija betonskega jedra v milimetrih, merodajna do srednje črte stremen,  $d_{bl}$  pa je minimalni premer upogibnih armaturnih palic. Torej

$$s = \min \left\{ \frac{360}{2}, 175,8 \cdot 22 \right\} = \min \{180, 175, 176\} = 175 \text{ mm}. \quad (7.58)$$

Tretja zahteva pa določa, da sme biti razdalja med dvema sosednjima upogibnima armaturnima palicama, ki jo podpirajo stremena ali prečne vez, največ 200 mm.

Z izbiro  $2\sqrt{2}$ -strižne stremenske armature  $\Phi 8/10$  cm izpolnimo omenjene zahteve. Razporeditev stremenske armature v prečnem prerezu stebra S20 prikazujemo na sliki 74.



Slika 74: Obetje betonskega jedra stebra S20



Pri tem kritično območje stebra izračunamo iz pogoja:

$$l_{cr} = \max \begin{cases} h_c \\ \frac{l_{cl}}{6} \\ 0,45 \end{cases} = \max \begin{cases} 0,6 \\ 0,47 \\ 0,45 \end{cases} = 0,6 \text{ m.} \quad (7.59)$$

Pri tem je  $h_c$  večja dimenzija prečnega prereza stebrav metrih,  $l_{cl}$  pa je svetla višina stebra v metrih. Dodatno moramo v kritičnem območju ob vpetju stebra S20 zagotoviti, da je vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  vsaj enaka (SIST EN 1998-1:2004, točka 5.4.3.1.2 (3)P) (glej izraz (7.14)):

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8, \quad \text{če } T_1 \geq T_C.$$

Če je za zahtevano vrednost  $\mu_\phi$  kjerkoli v prerezu potrebna tlačna deformacija betona večja od  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ , moramo izgubo nosilnosti zaradi odluščenja betonskega kritja nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni.

Upoštevamo, da je tem zahtevam zadoščeno, če velja pogoj (SIST EN 1998-1:2004, točka 5.4.3.2.2(8)):

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{syd} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035. \quad (7.60)$$

Pri tem je  $\omega_{wd}$  mehanski volumski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega prereza,  $\nu_d$  je normirana projektna osna sila,  $\alpha$  je faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra,  $b_c$  je širina celotnega dela betonskega prereza  $b_0$  pa širina objetega jedra. Mehanski volumski delež zaprtih stremen je določen z enačbo:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{271,4 \cdot 0,5 \cdot 34,78}{7,5 \cdot 24,2 \cdot 54,2 \cdot 1,67} = 0,28 \geq 0,08. \quad (7.61)$$

Faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra izračunamo kot produkt:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s, \quad (7.62)$$

kjer parametra  $\alpha_n$  in  $\alpha_s$  za pravokotne prečne prereze izračunamo z izrazoma:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{(6 \cdot b_0 \cdot h_0)} \quad \text{in} \quad (7.63)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right). \quad (7.64)$$

Pri tem je  $n$  skupno število upogibnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena ali prečne vezi,  $b_i$  pa je razdalja med sosednjima podprtima palicama. V kritičnem območju razdaljo med stremeni zmanjšamo, tako da izberemo  $2\sqrt{2}$ -strižno stremensko armaturo  $\Phi 8/7,5$  cm.

Faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra torej je:

$$\alpha_n = 1 - \sum_{12} \frac{10,4^2}{(6 \cdot 22 \cdot 52)} - \sum_4 \frac{7,3^2}{(6 \cdot 22 \cdot 52)} = 0,78,$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{7,5}{2 \cdot 22}\right) \cdot \left(1 - \frac{7,5}{2 \cdot 52}\right) = 0,769,$$

$$\alpha = 0,78 \cdot 0,769 = 0,600.$$

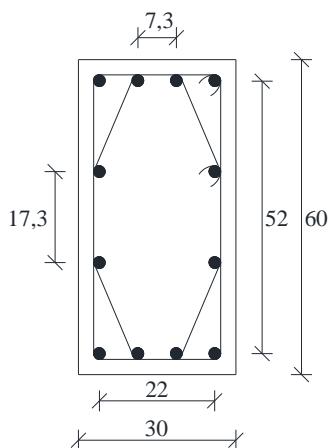
Sedaj preverimo še pogoj (7.60):

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0,600 \cdot 0,28 = 0,172 \geq 30 \cdot 6,8 \cdot 0,294 \cdot \frac{34,78}{20000} \cdot \frac{30}{22} - 0,035 = 0,107.$$

Pogoj je za steber S20 izpolnjen.

Postopek dimenzioniranja ponovimo še za steber S32. Za izpolnitev vseh zahtev izberemo  $2\sqrt{2}$ -strižno stremensko armaturo  $\Phi 8/10$  cm. V kritičnem območju razdaljo med stremeni zmanjšamo na 7,5 cm.

Na sliki 75 prikazujemo objetje betonskega jedra za steber S32.



Slika 75: Objetje betonskega jedra stebra S32

### 7.2.3.3 Kontrola etažnih pomikov

Skladno z zahtevami standarda SIST EN 1998-1:2004 moramo preveriti še etažne pomike stebrov. Za objekte, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, velja naslednja omejitev (SIST EN 1998-1:2004 točka 4.4.3.2):

$$d_r \cdot \nu \leq 0,010 \cdot h. \quad (7.65)$$

Pri tem je  $d_r$  projektni etažni pomik,  $\nu$  je redukcijski faktor, s katerim upoštevamo manjšo povratno dobo potresa z zahtevo po omejitvi poškodb,  $h$  pa je etažna višina. Velikost redukcijskega faktorja  $\nu$  je odvisna od kategorije pomena objekta. Obravnavan objekt spada v II. kategorijo pomena, v tem primeru je  $\nu = 0,5$ .

Projektne etažne pomike izračunamo kot razliko med povprečnima vodoravnima pomikoma  $d_s$  na vrhu in na dnu posamezne obravnavane etaže z izrazom:

$$d_r = d_{s,zg} - d_{s,sp}. \quad (7.66)$$

Vodoravne pomike  $d_s$ , ki jih povzroča projektni potresni vpliv, določimo na poenostavljen način s pomočjo elastičnih pomikov konstrukcijskega sistema z uporabo projektne spektra in faktorja obnašanja za pomike  $q_d$  z enačbo:

$$d_s = q_d \cdot d_e. \quad (7.67)$$

Lahko predpostavimo, da je faktor  $q_d$  enak faktorju obnašanja  $q$  (za obravnavan objekt je  $q = 3,9$ ).

Kontrolo etažnih pomikov za posamezen steber prikazujemo v preglednici 37.

Preglednica 37: Kontrola etažnih pomikov za steber S20 in S32

Steber	Kota etaže [m]	Etažna višina $h$ [m]	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]	$d_r$ [m]	$\frac{d_r \cdot \nu}{h}$	Omejitev	Ali je pogoj izpolnjen ?
S32	6,56	3,16	0,024	0,0936	0,0468	0,0074	0,01	da
S20	3,4	3,4	0,012	0,0468	0,0468	0,0069	0,01	da
P	0	/	0	0	0	0	0,01	da

Ugotovimo, da projektni etažni pomiki ne presegajo mejnih vrednosti.

## 8 PRIMERJAVA KOLIČIN ARMATURE V OBRAVNAVANIH NOSILNIH ELEMENTIH

V tem poglavju primerjamo računsko potrebno in dejansko vgrajeno količino armature v obravnavanih nosilnih elementih objekta. Obravnavamo stropno konstrukcijo nad pritličjem ter del AB okvira na obodu objekta. Izračun potrebne količine spodnje in zgornje armature v stropni konstrukciji v dveh pravokotnih smereh podajamo v poglavju 7.1, račun vzdolžne in prečne armature v gredah in stebrih obravnavanega AB okvira pa v poglavju 7.2. Dejansko količino vgrajene armature smo razbrali iz pridobljenih armaturnih načrtov, pri čemer je bila nosilna konstrukcija objekta projektirana in dimenzionirana še po starih jugoslovanskih standardih JUS.

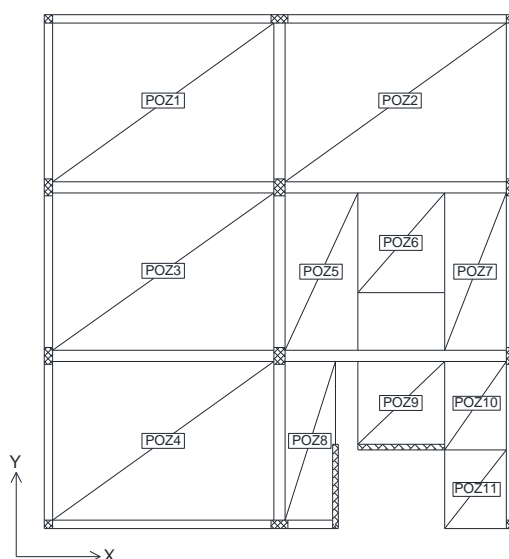
Mesta na konstrukciji, kjer je potrebna količina armature večja od dejansko vgrajene, obarvamo rdeče, mesta, kjer je dejansko vgrajene armature več kot jo računsko potrebujemo, obarvamo modro, kjer pa sta količini potrebne in dejansko vgrajene primerljivi, pa obarvamo zeleno.

### 8.1 Stropna konstrukcija nad pritličjem

Stropna konstrukcija nad pritličjem je bila izvedena kot polna AB plošča debeline 17 cm.

#### 8.1.1 Spodnja armatura

Za lažjo primerjavo rezultatov stropno konstrukcijo v ravnini spodnje armature razdelimo na pozicije. Prikazujemo jih na sliki 76.



Slika 76: Razdelitev stropne konstrukcije nad pritličjem v ravnini spodnje armature na pozicije

Količine potrebne in dejansko vgrajene spodnje armature v stropni konstrukciji po posameznih pozicijah zberemo v preglednici 38. Na nekaterih pozicijah sta količini potrebne in dejansko vgrajene armature primerljivi, na vseh ostalih pa je količina dejansko vgrajene armature večja od računsko

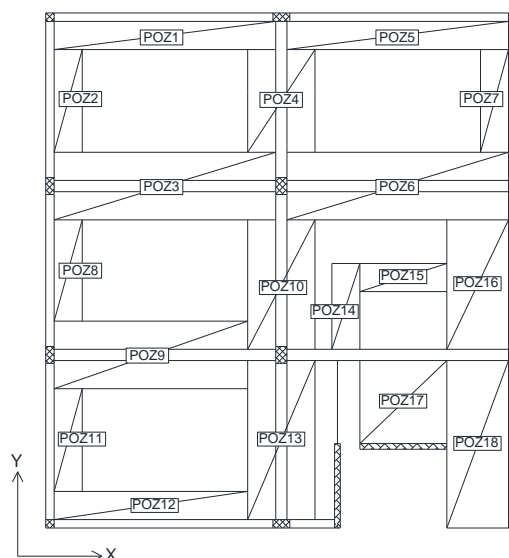
potrebne po standardih Evrokod. Predvidevamo, da je razlika posledica morebitne spremembe namembnosti prostorov obravnavanega objekta in s tem povečanja obtežbe plošče, kajti iz projektne dokumentacije je razvidno, da je količina potrebne armature v stopni konstrukciji primerljiva z našimi izračuni.

Preglednica 38: Primerjava količin spodnje armature v stropni konstrukciji nad pritličjem

Plošča nad pritličjem - spodnja armatura	Evrokod			JUS
	Peš račun	Program SAP2000	Izbrana armatura	
Pozicija	$A_{s,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,dej}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,dej}$ [cm <sup>2</sup> /m]
POZ1	4,0	5,1	5,03 (Q503)	5,35 (Q335+4Φ8)
POZ2	4,0	5	5,03 (Q503)	5,35 (Q335+4Φ8)
POZ3	3,1	3,9	3,35 (Q335)	3,35 (Q335)
POZ4	4,1	5,1	5,03 (Q503)	4,47 (Q335+4Φ6)
POZ5	4,7	5,4	5,03 (Q503)	6,74 (Q524+3Φ8)
POZ6	4,4	5,7	5,03 (Q503)	5,24 (Q524)
POZ7	3,9	4,2	5,03 (Q503)	5,24 (Q524)
POZ8	2,5	2,8	3,35 (Q335)	3,35 (Q335)
POZ9	2,7	3,4	3,35 (Q335)	3,35 (Q335)
POZ10	2,8	3,0	3,35 (Q335)	3,35 (Q335)
POZ11	3,7	4,8	5,03 (Q503)	8,09 (Q335+6Φ10)

### 8.1.2 Zgornja armatura

Za lažjo primerjavo rezultatov tudi ploščo v ravnini zgornje armature razdelimo na pozicije. Prikazujemo jih na sliki 77.



Slika 77: Razdelitev stropne konstrukcije nad pritličjem v ravnini zgornje armature na pozicije

Količine potrebne in dejansko vgrajene spodnje armature v plošči po posameznih pozicijah zberemo v preglednici 39. Ugotovimo, da je na vseh pozicijah količina dejansko vgrajene armature večja od računsko potrebne, izračunane po standardih Evrokod. Razlika je verjetno posledica različnega modeliranja povezave med ploščo in gredami okvirnega sistema. V obravnavani analizi smo grede modelirali kot delno podajno linijsko podporo, iz obstoječe projektne dokumentacije pa smo razbrali, da je bila plošča na mestu gred nepomično podprta.

Preglednica 39: Primerjava količin zgornje armature v stropni konstrukciji nad pritličjem

Plošča nad pritličjem - zgornja armatura	Evrokod			JUS
	Peš račun	Program SAP2000	Izbrana armatura	
Pozicija	$A_{s,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,dej}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,dej}$ [cm <sup>2</sup> /m]
POZ1	1,8	1,5	2,57 (Q257)	3,35 (Q335)
POZ2	1,8	1,4	2,57 (Q257)	3,35 (Q335)
POZ3	5,3	6,4	6,28 (Q628)	7,3 (Q335+5Φ10)
POZ4	6,2	7,3	6,28 (Q628)	8,09 (Q335+6Φ10)
POZ5	1,8	1,5	2,57 (Q257)	3,35 (Q335)
POZ6	5,4	6,5	6,28 (Q628)	7,3 (Q335+5Φ10)
POZ7	1,8	1,5	2,57 (Q257)	3,35 (Q335)
POZ8	1,8	1,5	2,57 (Q257)	3,35 (Q335)
POZ9	5,1	6,1	6,28 (Q628)	6,35 (Q335+6Φ8)
POZ10	6,2	7,3	6,28 (Q628)	8,09 (Q335+6Φ10)
POZ11	1,8	1,5	2,57 (Q257)	3,35 (Q335)
POZ12	1,8	1,5	2,57 (Q257)	3,35 (Q335)
POZ13	3,7	4,8	6,28 (Q628)	8,09 (Q335+6Φ10)
POZ14	2,3	2,5	2,57 (Q257)	3,35 (Q335)
POZ15	2,2	2,4	2,57 (Q257)	3,35 (Q335)
POZ16	1,8	2,4	2,57 (Q257)	3,35 (Q335)
POZ17	2,1	2,4	2,57 (Q257)	3,35 (Q335)
POZ18	1,9	2,3	2,57 (Q257)	3,35 (Q335)

## 8.2 Del AB okvira v osi B1

### 8.2.1 Grede N5, N8 in N8'

V preglednici 40 prikazujemo primerjavo med potrebno in dejansko vgrajeno količino vzdolžne in strižne armature v obravnavanih gredah. Rezultate prikazujemo za prečni prerez v vozlišču 1 in 2 ter za prečni prerez v polju posamezne grede. Ugotovimo, da je na nekaterih mestih potrebna količina armature večja od dejansko vgrajene. Večja količina vzdolžne armature je posledica večjih

obremenitev iz analize, večja količina strižne armature pa strožjih zahtev iz metode načrtovanja nosilnosti.

Preglednica 40: Primerjava količin vzdolžne in strižne armature v gredah

Greda	Vozlišče	Evrokod			JUS		
		Vzdolžna armatura		Strižna armatura	Vzdolžna armatura		Strižna armatura
		Izbrana	$A_{s,dej}$ [cm <sup>2</sup> ]	Izbrana	Izbrana	$A_{s,dej}$ [cm <sup>2</sup> ]	Izbrana
N5	1	ZG: 5Φ18	12,7	Φ8/8cm (2-strižno)	ZG: 5Φ22	19	Φ8/10cm (2-strižno)
	2	ZG: 12Φ18	30,48	Φ8/6cm (2-strižno)	ZG: 6Φ25	29,46	Φ8/10cm (2-strižno)
	polje	SP: 8Φ18	20,32	Φ8/20cm (2-strižno)	SP: 6Φ22	22,8	Φ8/20cm (2-strižno)
	polje	ZG: 4Φ18	10,16	Φ8/20cm (2-strižno)	ZG: 3Φ19	8,52	Φ8/20cm (2-strižno)
N8	1	ZG: 8Φ16	16,08	Φ8/8cm (2-strižno)	ZG: 2Φ19	5,68	Φ8/10cm (2-strižno)
	2	ZG: 4Φ16	8,04	Φ8/10cm (2-strižno)	ZG: 3Φ22	11,4	Φ8/10cm (2-strižno)
	polje	SP: 4Φ16	8,04	Φ8/20cm (2-strižno)	SP: 3Φ19	8,52	Φ8/20cm (2-strižno)
N8'	1	ZG: 6Φ20	18,84	Φ8/10cm (2-strižno)	ZG: 3Φ22	11,4	Φ8/10cm (2-strižno)
	2	ZG: 6Φ20	18,84	Φ8/10cm (2-strižno)	ZG: 2Φ19	5,68	Φ8/10cm (2-strižno)
	polje	SP: 4Φ16	8,04	Φ8/20cm (2-strižno)	SP: 3Φ19	8,52	Φ8/20cm (2-strižno)

### 8.2.2 Stebra S20 in S32

Količine potrebne in dejansko vgrajene vzdolžne in strižne armature v obravnavanih stebrih prikazujemo v preglednici 41. Rezultate prikazujemo za prečni prerez stebra v vozlišču 1 (na mestu vpetja) in 2 (na stiku z gredami) ter za prečni prerez v polju posameznega stebra. Ugotovimo, da je potrebna količina vzdolžne armature v obeh stebrih zaradi strogih zahtev glede pogojev globalne in lokalne duktilnosti iz standarda Evrokod bistveno večja od dejansko vgrajene. Preprečiti moramo nastanek plastičnega mehanizma v mehki etaži in sicer tako, da zagotovimo, da je upogibna odpornost

stebrov vsaj 30% večja od upogibne odpornosti gred. Količini potrebne in dejansko vgrajene strižne armature v obravnavanih stebrih sta primerljivi. Nekoliko večje zahteve so le v polju stebrov.

Preglednica 41: Primerjava količin upogibne in strižne armature v stebrih

Steber	Vozlišče	Evrokod			JUS		
		Vzdolžna armatura		Strižna armatura	Vzdolžna armatura		Strižna armatura
		Izbrana	$A_{s,dej}$ [cm <sup>2</sup> ]	Izbrana	Izbrana	$A_{s,dej}$ [cm <sup>2</sup> ]	Izbrana
S20	1	16Φ22	60,8	Φ8/7,5cm (2√2-strižno)	12Φ19	34,08	Φ8/7,5cm (2√2-strižno)
	2	16Φ22	60,8	Φ8/7,5cm (2√2-strižno)	12Φ19	34,08	Φ8/7,5cm (2√2-strižno)
	polje	16Φ22	60,8	Φ8/10cm (2√2-strižno)	12Φ19	34,08	Φ8/15cm (2√2-strižno)
S32	1	12Φ22	45,6	Φ8/7,5cm (2√2-strižno)	12Φ19	34,08	Φ8/7,5cm (2√2-strižno)
	2	12Φ22	45,6	Φ8/7,5cm (2√2-strižno)	12Φ19	34,08	Φ8/7,5cm (2√2-strižno)
	polje	12Φ22	45,6	Φ8/10cm (2√2-strižno)	12Φ19	34,08	Φ8/15cm (2√2-strižno)



## 9 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo analizirali in projektirali značilne nosilne elemente tri-etažnega poslovnega objekta po načelih in pravih standardov Evrokod. Za obravnavan objekt smo pridobili projektno dokumentacijo. Iz vpogleda v dokumentacijo smo ugotovili, da je bila nosilna konstrukcija projektirana in dimenzionirana še po starih jugoslovanskih predpisih (JUS). V diplomski nalogi smo za značilne nosilne elemente objekta primerjali potrebno količino armature, ki smo jo izračunali po standardih Evrokod, z dejansko količino vgrajene armature, ki smo jo razbrali iz armaturnih načrtov iz projektne dokumentacije.

Analizirali smo stropno konstrukcijo nad pritličjem ter del okvirne konstrukcije na zunanjem obodu objekta. Računski model za analizo stropne konstrukcije smo izdelali v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009), za analizo vertikalnih nosilnih elementov pa v programu ETABS (Computers and Structures, Inc. 2010). Oba programa uporabljata metodo končnih elementov. Ploščo smo modelirali s štirivozliščnimi ploskovnimi elementi. Pri tem smo vozlišča mreže končnih elementov, ki so ležala nad stebri in opečnimi stenami, nepomično podprli. Plošče nad gredami prostorske okvirne konstrukcije nismo podprli, pač pa smo v modelu upoštevali upogibno podajnost gred pri deformiranju plošče. Grede pod ploščo smo modelirali z linijskimi nosilci, ki so jih togo povezali s ploščo. V drugem računskem modelu smo grede in stebre okvirnega sistema modelirali z linijskimi elementi, stropne konstrukcije pa s ploskovnimi končnimi elementi. Dodatno smo analizirali vpliv opečnih polnil na obremenitve vertikalnih nosilnih elementih. Za modeliranje polnil smo uporabili t.i. metodo z nadomestno diagonalo, ki lahko prevzame le tlačne obremenitve. Ker je bil v obstoječi projektni dokumentaciji vpliv polnil pri analizi vertikalnih nosilnih elementov zanemarjen, smo v nadaljevanju vertikalne elemente dimenzionirali na obremenitve brez upoštevanja polnil.

Najprej smo primerjali količino potrebne in dejansko vgrajene armature v stropni konstrukciji nad pritličjem. Za spodnjo armaturo smo ugotovili, da je po večjem delu plošče količina dejansko vgrajene armature večja od računsko potrebne po standardih Evrokod. Predvidevali smo, da je razlika posledica morebitne spremembe namembnosti prostorov obravnavanega objekta in s tem povečanja obtežbe plošče. Za zgornjo armaturo se je tudi izkazalo, da je količina dejansko vgrajene armature večja od računsko potrebne. Razlika je verjetno posledica različnega modeliranja povezave med ploščo in gredami okvirnega sistema. V obravnavani analizi smo grede modelirali kot delno podajno linijsko podporo, iz obstoječe projektne dokumentacije pa smo razbrali, da je bila plošča na mestu gred nepomično podprta.

V nadaljevanju smo primerjali še količino potrebne in dejansko vgrajene vzdolžne in strižne armature v gredah in stebrih za del okvirne konstrukcije na zunanjem obodu objekta. Za grede smo ugotovili, da

je na nekaterih mestih potrebna večja količina vzdolžne oziroma strižne armature od dejansko vgrajene. Večja količina vzdolžne armature je bila posledica večjih obremenitev iz analize, večja količina strižne armature pa strožjih zahtev iz metode načrtovanja nosilnosti. Pri obravnavanih stebrih smo ugotovili, da je potrebna količina vzdolžne armature zaradi strogih zahtev glede pogojev globalne in lokalne duktilnosti iz standarda Evrokod bistveno večja od dejansko vgrajene, medtem ko so bile količine strižne armature primerljive. Nekoliko več strižne armature smo izračunali le v polju stebrov.

## **VIRI IN LITERATURA**

### Računalniški programi:

Computers and Structures, Inc. 2010. ETABS: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.

Computers and Structures, Inc. 2009. SAP2000: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1990. DIAS: računalniški program za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih elementov. Ljubljana, UL FGG.

Autodesk, Inc. 2010. AutoCAD: programski paket za računalniško podprto konstruiranje. California.

### Standardi:

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-3:2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-4:2005/oA101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4.del: Splošni vplivi – Obtežba vetra – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4.del: Splošni vplivi – Obtežba vetra. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

#### Ostali viri:

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

W11Knauf pregradne stene. 2006.

[www.knauf.si/upload.php?filename=pdf/W11.pdf](http://www.knauf.si/upload.php?filename=pdf/W11.pdf)

(Pridobljeno 2.7.2012)

Karta potresne nevarnosti. 2001. Ljubljana, ARSO.

[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html)

(Pridobljeno 15.7.2012.)

Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.

Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 202 str.

Rombach, G.A. 2004, Finite element design of concrete structures. London, Thomas Telford Publishing: 285 str.

Jan M. 2010. Vpliv opečnih polnil na obnašanje armiranobetonskih okvirov. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 114 str.

PROTIM Ržišnik&Perc d.o.o. Kranj. Poslovni objekt B – II.faza. Št. pr.: L 498/04

Rogač, R., Saje, F., Lozej, M. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 361 str.

»Stran je prazna z namenom«

## **SEZNAM PRILOG**

### **PRILOGA A: ZASNOVA OBJEKTA**

Priloga A1: Zasnova objekta za analizo (OSI IV in III)

Priloga A2: Zasnova objekta za analizo (OSI II in I)

Priloga A3: Zasnova objekta za analizo (OSI 1-1, 2-2, 3-3 in 4-4)

Priloga A4: Zasnova objekta za analizo (OSI B1, C1 in D1)

### **PRILOGA B: ARMATURNI NAČRTI**

Priloga B1: Armaturni načrt AB stropne konstrukcije nad pritličjem – spodnja armatura

Priloga B2: Armaturni načrt AB stropne konstrukcije nad pritličjem – zgornja armatura

Priloga B3: Armaturni načrt AB okvirja v osi B1