

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA  
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

**ROŽLE PAVLIN**

**PROJEKTIRANJE UPRAVNE STAVBE CGP PO  
EVROPSKIH STANDARDIH EVROKOD**

Diplomska naloga št.: 3225/KS

**DESIGN OF CGP ADMINISTRATIVE BUILDING  
ACCORDING TO EUROCODE STANDARDS**

Graduation thesis No.: 3225/KS

**Mentor:**  
doc. dr. Sebastjan Bratina

**Predsednik komisije:**  
izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 30. 5. 2012

## **POPRAVKI**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

## **IZJAVE**

Podpisani Rožle Pavlin izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Projektiranje upravne stavbe CGP po evropskih standardih Evrokod«

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

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

Ljubljana, 9.5.2012

Rožle Pavlin

## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali:

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>006:624.012.45(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Rožle Pavlin</b>
<b>Mentor:</b>	<b>doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. gradb.</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Projektiranje upravne stavbe CGP po evropskih standardih Evrokod</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>99 str., 47 pregl., 68 sl., 86 en.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>standard Evrokod, plošče, stene, armiran beton, projektiranje, upravne stavbe</b>

### **Izvleček**

V diplomski nalogi analiziramo in projektiramo nosilno konstrukcijo upravne stavbe CGP po trenutno veljavnih standardih na področju gradbenih konstrukcij Evrokod. Nosilna konstrukcija stavbe je iz armiranega betona in je sestavljena iz dveh delov, ki sta medsebojno ločena z dilatacijo. Osredotočimo se na novejši del, ki je bil zgrajen leta 2007 in ima pet etaž, poleg kleti in pritličja še dve nadstropji ter podstrešje. Nosilno konstrukcijo sestavljajo monolitne armiranobetonske stropne plošče ter armiranobetonske stene, ki so med seboj povezane s prečkami. Analizo stropnih plošč smo izvedli s pomočjo komercialnega programa SAFE, analizo vertikalnih nosilnih elementov pa s programom ETABS. Pri analizi smo upoštevali stalne vplive, koristne vplive, obtežbo snega in vetra ter potresni vpliv. Natančneje prikazujemo projektiranje tipične stropne konstrukcije, najbolj obremenjene konzolne stene ter stene in prečke iz sistema povezanih sten. Obravnavani vertikalni nosilni elementi so projektirani po metodi načrtovanja nosilnosti. V analizi primerjamo potrebno količino armature, ki jo zahtevajo standardi Evrokod, in količino armature, ki je dejansko vgrajena v obravnavane nosilne elemente stavbe. Obravnavana stavba je bila analizirana oziroma projektirana po starih jugoslovanskih predpisih (JUS). S primerjavo smo ugotovili, da je bila razlika v armaturi stropne konstrukcije predvsem posledica natančnejšega računskega modela, ki smo ga uporabili v diplomski nalogi, ne pa različnih zahtev iz predpisov. Pri projektiranju sten je največja razlika v upoštevani dolžini robnih elementov, kjer zgoščamo navpično armaturo. Evrokod zahteva daljše robne elemente kot so dejansko izvedeni, v stojini stene pa občutno manjšo količino armature. V prečkah, ki povezujejo stene, so razlike med količino dejansko vgrajene armature in potrebne armature po Evrokodu majhne. Stremenske armature je po količini dovolj, le razdalja med posameznimi zankami je prevelika. Razporeditev armature v obravnavanih nosilnih elementih, skladno z zahtevami Evrokoda, prikazujemo v armaturnih načrtih.

## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALIST INFORMATION**

<b>UDC:</b>	<b>006:624.012.45(043.2)</b>
<b>Author:</b>	<b>Rožle Pavlin</b>
<b>Supervisor:</b>	<b>Assoc. Prof. Sebastjan Bratina, Ph. D.</b>
<b>Title:</b>	<b>Design of CGP administrative building according to Eurocode standards</b>
<b>Notes:</b>	<b>99 p., 47 tab., 68 fig., 86 eq.</b>
<b>Key words:</b>	<b>Eurocode standards, plates, walls, reinforced concrete, design, administrative buildings</b>

### **Abstract**

This thesis presents the designing of the administrative building of CGP according to the current Eurocode standards in the field of constructions. Reinforced concrete construction consists of two parts which are separated with dilatation. The focus is on the part of the building that was built in 2007 and consists of the basement, the ground floor, two floors and the attic. The load-bearing construction of this five-storey building consists of monolith reinforced concrete plates and walls of reinforced concrete which are connected with beams. The analysis of vertical load-bearing elements was made with the use of the ETABS program, while the analysis of ceiling plates was performed with the SAFE program. In the analysis, permanent impacts, impacts of imposed loads, snow and wind loads, but also seismic effects were taken into consideration. Presented in detail is the designing of characteristic ceiling construction, the most loaded cantilever wall, and the wall and the beam from the system of connected walls. The presented vertical load-bearing elements are designed by the method of capacity design. The purpose of analysing an already built structure is to compare the quantity of reinforcement required by Eurocode standards with the actual reinforcement, established in accordance with the requirements of the Yugoslav regulations (JUS). The comparison indicated that a more accurate model used in this thesis has a greater effect on the quantity of reinforcement in ceiling construction than the difference in regulations. Nevertheless, the Eurocode standard requires longer boundary elements and significantly less reinforcement in the web of the wall. In beams that connect the walls, there are small differences between the quantities of built-in reinforcement and the reinforcement required by the Eurocode standard. Shear reinforcement is sufficient, only the distance between the bars is too big. The amounts and locations of reinforcement in analysed elements are shown in the reinforcement drawing.

## **ZAHVALA**

Iskreno se zahvaljujem mentorju doc. dr. Sebastjanu Bratini za ves naklonjen čas in strokovno pomoč tekom nastajanja diplomske naloge. Prav tako se zahvaljujem g. Danilu Malnarju in podjetju CGP za projektno dokumentacijo obravnavanega objekta.

Hvala staršem in sestri za podporo skozi celotno obdobje šolanja. Hvala tudi puncu Tini, ki mi je v času študija vedno stala ob strani.

## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI.....</b>	<b>2</b>
2.1	Opis konstrukcije .....	2
2.2	Arhitektura .....	4
2.3	Uporabljeni materiali.....	5
2.3.1	Beton.....	5
2.3.2	Jeklo za armiranje.....	6
<b>3</b>	<b>VPLIVI NA KONSTRUKCIJO .....</b>	<b>7</b>
3.1	Lastna teža .....	7
3.1.1	Stene .....	8
3.1.2	Streha (45°) .....	9
3.1.3	Stropne konstrukcije.....	10
3.2	Koristna obtežba.....	12
3.3	Obtežba snega .....	13
3.3.1	Obtežba snega na strehi.....	14
3.4	Vpliv vetra.....	17
3.4.1	Osnovna hitrost vetra.....	17
3.4.2	Tlaki in sile vetra .....	19
3.4.3	Tlaki in sile vetra na zunanje ploskve stavbe .....	19
3.4.4	Tlak vetra na notranje površine oboda stavbe.....	27
3.4.5	Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na zunanje ploskve .....	29
3.4.6	Učinek trenja vetra.....	31
3.5	Potresni vpliv .....	33
3.5.1	Identifikacija tipa tal.....	34
3.5.2	Modalna analiza .....	34
3.5.3	Masa konstrukcije .....	34
3.5.4	Faktor obnašanja $q$ .....	36
3.5.5	Projektni spekter odziva .....	42
3.5.6	Nihajni časi konstrukcije in kombinacija vplivov .....	44
<b>4</b>	<b>PROJEKTIRANJA NA MEJNA STANJA.....</b>	<b>46</b>
4.1	Preverjanje mejnih stanj .....	46
4.2	Kombinacije vplivov.....	47
4.2.1	Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti .....	48
4.2.2	Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti .....	49



<b>5</b>	<b>RAČUNSKI MODELI NOSILNE KONSTRUKCIJE STAVBE .....</b>	<b>51</b>
5.1	Prostorski računski model konstrukcije za analizo vertikalnih nosilnih elementov stavbe.....	51
5.2	Ravninski računski model za analizo tipične stropne konstrukcije stavbe .....	53
<b>6</b>	<b>DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV STAVBE .....</b>	<b>54</b>
6.1	Krovni sloj betona .....	54
6.1.1	Krovni sloj betona za tipično medetažno ploščo debeline $h = 20$ cm .....	55
6.2	Medetažna konstrukcija .....	56
6.2.1	Obremenitve .....	56
6.2.2	Dimenzioniranje .....	59
6.2.3	Kontrola povosov .....	62
6.3	Samostojna stena ( $Y_{notr}$ ).....	63
6.3.1	Splošno .....	63
6.3.2	Geometrijski podatki .....	64
6.3.3	Projektne obremenitve.....	64
6.3.4	Zahteve glede mehanskih karakteristik uporabljenih materialov in geometrijske zahteve .....	66
6.3.5	Modifikacija projektnih obremenitev.....	68
6.3.6	Dimenzioniranje .....	70
6.4	Stena z odprtinami .....	76
6.4.1	Splošno .....	76
6.4.2	Geometrijski podatki .....	76
6.4.3	Projektne obremenitve v steni.....	78
6.4.4	Geometrijske zahteve za steno .....	78
6.4.5	Dimenzioniranje stene.....	79
6.4.6	Projektne obremenitve v prečki .....	83
6.4.7	Dimenzioniranje prečke.....	84
<b>7</b>	<b>PRIMERJAVA REZULTATOV JUS IN EVROKOD STANDARDOV .....</b>	<b>90</b>
7.1	Medetažna konstrukcija .....	90
7.1.1	Spodnja armatura .....	90
7.1.2	Zgornja armatura.....	91
7.2	Samostojna stena $Y_{notr}$ .....	92
7.3	Stena z odprtinami (stena $X_{zun}$ in prečka $X_{b,zun}$ ).....	93
<b>8</b>	<b>ZAKLJUČEK .....</b>	<b>96</b>
	<b>VIRI IN LITERATURA.....</b>	<b>98</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Lastna teža zunanje nosilne stene.....	8
Preglednica 2: Lastna teža notranje nosilne stene .....	9
Preglednica 3: Lastna teža strehe .....	9
Preglednica 4: Lastna teža stropne konstrukcije podstrešja .....	10
Preglednica 5: Lastna teža stropne konstrukcije pritličja in tipične etaže .....	11
Preglednica 6: karakteristične vrednosti koristne obtežbe .....	13
Preglednica 7: Oblikovna koeficienta obtežbe snega.....	15
Preglednica 8: Karakteristične obtežbe snega na strehi obravnavane stavbe.....	16
Preglednica 9: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi $X$ .....	23
Preglednica 10: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra na streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi $X$ .....	24
Preglednica 11: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi $Y$ .....	26
Preglednica 12: Koeficienti zunanjega tlaka in obtežba vetra na streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi $Y$ .....	27
Preglednica 13: Koeficienti notranjega tlaka in obtežba vetra na notranje površine oboda stavbe .....	29
Preglednica 14: Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi $X$ .....	30
Preglednica 15: Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi $X$ .....	30
Preglednica 16: Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi $Y$ .....	30
Preglednica 17: Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi $Y$ .....	31
Preglednica 18: Vrednosti koeficientov $\varphi$ in $\Psi_{2,i}$ v odvisnosti od kategorije površine.....	35
Preglednica 19: Masa in masno središče posamezne etaže ter primerjava mas .....	36
Preglednica 20: Osnovna vrednost faktorja obnašanja $q_0$ za sisteme, ki so pravilni po višini .....	37
Preglednica 21: Pomiki in zasuki $i$ -te etaže zaradi delovanje sile oz. momenta v središču togosti posamezne etaže.....	38
Preglednica 22: Translacijska togost $K_{FX}$ in $K_{FY}$ ter torzijska togost $K_M$ za posamezno etažo .....	39
Preglednica 23: Vztrajnostni polmer $l_s$ posamezne etaže .....	39
Preglednica 24: Kontrola pogoja minimalne torzijske togosti .....	39
Preglednica 25: Koordinate masnega in togostnega središča za vsako etažo .....	42
Preglednica 26: Kontrola ekscentričnosti konstrukcije .....	42

Preglednica 27: Nihajni časi in sodelujoče mase .....	44
Preglednica 28: Faktorji za kombinacijsko vrednost upoštevanih spremenljivih vlivov $\Psi_{0,i}$ .....	48
Preglednica 29: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti .....	49
Preglednica 30: Faktorji za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva $\Psi_{2,i}$ .....	50
Preglednica 31: kombinacije vplivov za potresna projektna stanja.....	50
Preglednica 32: Ovojnica projektnih obremenitev v prečnem prerezu stene ob vpetju za potresna in stalna projektna stanja .....	65
Preglednica 33: Vzдолžna armatura v steni $Y_{notr}$ .....	75
Preglednica 34: Horizontalna armatura v steni $Y_{notr}$ .....	76
Preglednica 35: Stremena v steni $Y_{notr}$ .....	76
Preglednica 36: Ovojnica projektnih obremenitev v najbolj obremenjenih delih stene za potresna in stalna projektna stanja .....	78
Preglednica 37: Vzдолžna armatura v steni $X_{zun}$ .....	83
Preglednica 38: Horizontalna armatura v steni $X_{zun}$ .....	83
Preglednica 39: stremena v steni $X_{zun}$ .....	83
Preglednica 40: Ovojnica projektnih obremenitev na levem in desnem robu prečke $X_{b,zun}$ za potresna projektna stanja .....	83
Preglednica 41: Primerjava količin spodnje armature v medetažni konstrukciji .....	91
Preglednica 42: Primerjava količin zgornje armature v medetažni konstrukciji.....	92
Preglednica 43: Količina armature v kritičnem območju stene $Y_{notr}$ .....	93
Preglednica 44: Količina armature izven kritičnega območja stene $Y_{notr}$ .....	93
Preglednica 45: Količina armature v kritičnem območju stene $X_{zun}$ .....	94
Preglednica 46: Količina armature izven kritičnega območja stene $X_{zun}$ .....	94
Preglednica 47: Količina armature v levem prerezu prečke $X_{b,zun}$ .....	95

## KAZALO SLIK

Slika 1: Upravna stavba podjetja CGP (CGP, 2011).....	2
Slika 2: Upravna stavba CGP – jugovzhodna fasada .....	3
Slika 3: Upravna stavba CGP – severozahodna fasada.....	3
Slika 4: Upravna stavba CGP – severovzhodna fasada.....	3
Slika 5: Upravna stavba CGP – jugozahodna fasada .....	4
Slika 6: Tloris pritličja in razporeditev armiranobetonskih sten .....	4
Slika 7: Vzdolžni prerez obravnavanega objekta - prizidka.....	5
Slika 8: Vplivi, ki učinkujejo na stavbo .....	7
Slika 9: Prerez zunanje nosilne stene .....	8
Slika 10: Prerez notranje nosilne stene.....	8
Slika 11: Prerez strehe.....	9
Slika 12: Prerez stropne konstrukcije podstrešja <sup>1</sup> .....	10
Slika 13: Prerez stropne konstrukcije podstrešja <sup>2</sup> .....	10
Slika 14: Prerez stropne konstrukcije tipične etaže <sup>1</sup> .....	11
Slika 15: Prerez stropne konstrukcije tipične etaže <sup>2</sup> .....	11
Slika 16: Obtežba snega na tleh na nadmorski višini A v metrih (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, str. 4) .....	13
Slika 17: Razporeditev obtežbe snega na dvokapni strehi (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 16) .....	15
Slika 18: Razporeditev karakteristične obtežbe snega na strehi [kN/m <sup>2</sup> ].....	16
Slika 19: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101, str. 5).....	18
Slika 20: Veter v smeri osi X.....	21
Slika 21: Veter v smeri osi Y.....	22
Slika 22: Razporeditev tlakov po višini stavbe v primeru, da $h \leq b$ (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 28).....	22
Slika 23: Razdelitev obodnih sten stavbe na cone pri delovanju vetra v smeri osi X .....	23
Slika 24: Razdelitev strehe stavbe na cone pri delovanju vetra v smeri osi X .....	24
Slika 25: Razdelitev obodnih sten stavbe na cone pri delovanju vetra v smeri osi Y.....	25
Slika 26: Razdelitev strehe stavbe na cone pri delovanju vetra v smeri osi Y.....	26
Slika 27: Koeficient notranjega tlaka za enakomerno razporejene odprtine po obodu stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 44).....	28
Slika 28: Sočasno delovanje notranjih in zunanjih tlakov na obod stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 22) .....	29
Slika 29: Tloris stavbe s pripadajočimi površinami obodnih ploskev.....	31
Slika 30: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2001) .....	33
Slika 31: Elastični in projektni spekter za smer X.....	43
Slika 32: Elastični in projektni spekter za smer Y.....	44

Slika 33: Upoštevani obtežni primeri pri analizi obravnavane stavbe .....	47
Slika 34: Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije .....	52
Slika 35: Definiranje mase konstrukcije v modalni analizi.....	52
Slika 36: Računski model za analizo tipične stropne konstrukcije stavbe .....	53
Slika 37: Ovojnica upogibnih momentov $m_{11}$ (max) .....	56
Slika 38: Ovojnica upogibnih momentov $m_{11}$ (min).....	57
Slika 39: Ovojnica upogibnih momentov $m_{22}$ (max) .....	57
Slika 40: Ovojnica upogibnih momentov $m_{22}$ (min).....	57
Slika 41: Ovojnica torzijskih momentov $m_{12}$ (max) .....	58
Slika 42: Ovojnica torzijskih momentov $m_{12}$ (min).....	58
Slika 43: Ekstremne vrednosti momentov $m_{11}$ in $m_{22}$ [kNm/m].....	58
Slika 44: Potrebna spodnja armatura za smer 1 (smer X).....	60
Slika 45: Potrebna zgornja armatura za smer 1 (smer X).....	61
Slika 46: Potrebna spodnja armatura za smer 2 (smer Y).....	61
Slika 47: Potrebna zgornja armatura za smer 2 (smer Y) .....	61
Slika 48: Količina potrebne armature, izračunana s pomočjo interakcijskih diagramov [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ].....	62
Slika 49: Pozicija in oznaka obravnavane stene v tlorisu .....	64
Slika 50: Projektne osne sile $N_{ed}$ [kN] v steni Ynotr za potresna projektna stanja .....	65
Slika 51: Projektne prečne sile $V_{ed}$ [kN] v steni Ynotr za potresna projektna stanja .....	65
Slika 52: Projektni upogibni momenti $M_{ed}$ [kNm] v steni Ynotr za potresna projektna stanja.....	66
Slika 53: Geometrijski parametri stene .....	67
Slika 54: Geometrijske zahteve za debelino objetege robnega elementa (SIST EN 1998-1: 2004, str. 102) .....	67
Slika 55: Modificiran projektni upogibni moment $M_{ed}$ [kNm] v steni Ynotr .....	69
Slika 56: Modificirana projektna prečna sila $V_{ed}$ [kN] v steni Ynotr .....	69
Slika 57: Prečni prerez stene $Y_{notr}$ s pripadajočo prirobnico v kritičnem območju nad vpetjem stene	72
Slika 58: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene v kritičnem območju in merodajna obremenitev za potresna projektna stanja.....	72
Slika 59: Stena s prirobnico (SIST EN 1998-1: 2004, str. 101).....	74
Slika 60: Pozicija obravnavane stene z odprtini v tlorisu.....	76
Slika 61: Razporeditev odprtin v steni .....	77
Slika 62: Pozicija stene $X_{zun}$ in prečke $X_{b,zun}$ v sistemu povezanih sten .....	77
Slika 63: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene na dnu dela P1 in merodajna obremenitev .....	80
Slika 64: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene na vrhu dela P3 in merodajna obremenitev.....	81

Slika 65: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza prečke na levem robu .....	84
Slika 66: Prečne sile v gredi (prečki) pri postopku načrtovanja nosilnosti (glej SIST EN 1998-1:2004, str. 88) .....	87
Slika 67: Razdelitev medetažne konstrukcije v ravnini spodnje armature na pozicije .....	90
Slika 68: Razdelitev medetažne konstrukcije v ravnini zgornje armature na pozicije .....	91

## 1 UVOD

V diplomski nalogi analiziramo in projektiramo značilne nosilne elemente upravne stavbe CGP, ki se nahaja v Novem mestu. Objekt je sestavljen iz dveh delov, ki sta medsebojno ločena z dilatacijo. Osredotočimo se na prizidek, ki je bil zgrajen leta 2007. Novogradnja k obstoječemu objektu je bila v celoti načrtovana in projektirana po starih jugoslovanskih predpisih (JUS). V diplomski nalogi nosilne elemente stavbe projektiramo po standardih Evrokod.

V Sloveniji je od 1. 1. 2008 v skladu s Pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti uporaba Evrokodov praktično obvezna. Projektiranje konstrukcij po ostalih metodah in načelih je sicer dovoljeno, a ob pogoju, da je dokazana stopnja zanesljivosti vsaj enaka stopnji, ki jo predpisujejo Evrokodi. V ta namen analiziramo nosilno konstrukcijo stavbe skladno z Evrokodi ter na podlagi pridobljene projektne dokumentacije stavbe ugotavljamo ustreznost značilnih nosilnih elementov. Pri tem primerjamo količino vgrajene armature in potrebne armature, ki jo izračunamo skladno z zahtevami standarda Evrokod.

Projektiranje nosilne konstrukcije armiranobetonske stavbe izvajamo po metodi mejnih stanj. Analiza konstrukcije temelji na uporabi ustreznega idealiziranega računskega modelu konstrukcije, obremenjenega z neposrednimi projektnimi vplivi. Pri tem geometrijske podatke objekta in podatke o uporabljenih materialih privzamemo iz pridobljene projektne dokumentacije. Analizo konstrukcije opravimo s pomočjo komercialnih računalniških programov ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008) in SAFE (Computers and Structures, Inc., 2009). Programa uporabljata metodo končnih elementov.

V prvem delu diplomske naloge predstavimo karakteristične vrednosti vplivov, ki učinkujejo na obravnavano konstrukcijo. Podrobno so predstavljeni naslednji vplivi:

- stalni vplivi (lastna teža, stalna obtežba),
- spremenljivi vplivi (koristna obtežba, vplivi vetra in snega) in
- vpliv potresa.

V nadaljevanju s kombinacijo posameznih učinkov vplivov določimo projektne vrednosti učinkov vplivov  $E_d$  in sicer za stalna in potresna projektna stanja. V nadaljevanju izbrane nosilne elemente projektiramo na mejne vrednosti učinkov vplivov tako, da mejna stanja niso prekoračena. Pri tem dodatno upoštevamo pravila načrtovanja nosilnosti, s katerimi omogočimo nosilnim elementom in konstrukciji kot celoti zadostno duktilnost. Rezultate projektiranja izbranih nosilnih elementov prikazujemo v obliki armaturnih načrtov.

## 2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

### 2.1 Opis konstrukcije

V diplomski nalogi obravnavamo upravno stavbo podjetja CGP (Slika 1), ki se nahaja v Novem mestu. Investitor je na omenjeni lokaciji želel urediti poslovne prostore, zato je rekonstruiral obstoječi objekt in dogradil prizidek ter ostrešje nad obstoječim objektom in prizidkom.

Tlorisno je objekt zasnovan iz treh funkcionalno povezanih in tlorisno zamaknjenih pravokotnikov. Tlorisne dimenzije obstoječega objekta so  $19,40\text{ m} \times 7,30\text{ m}$  in  $16,50\text{ m} \times 10,80\text{ m}$ . Dimenzije prizidka pa so  $23,80\text{ m} \times 8,60\text{ m}$ . Končno stanje celotnega objekta prikazujemo na Slikah od 2 do 5. V diplomski nalogi se osredotočimo na novi del objekta. Le ta ima poleg kleti in pritličja še dve nadstropji ter izkoriščeno podstrešje. Od obstoječega objekta je ločen z dilatacijo širine 5 cm, ki se zapolni z ekspanziranim polistirenom. Vertikalni nosilni elementi so armiranobetonske stene debeline 20 cm, temeljene na pasovnih temeljih. Stropna konstrukcija je izvedena kot polna armiranobetonska plošča debeline 20 cm. Nosilni elementi ostrešja so iz kovinskih profilov, ki so sidrani v armiranobetonsko konstrukcijo. Vertikalna obtežba se z medetažnih plošč preko sten prenaša na pasovne armiranobetonske temelje ter temeljna tla. Ocenjena dopustna nosilnost temeljnih tal znaša  $200\text{ kN/m}^2$ .



Slika 1: Upravna stavba podjetja CGP (CGP, 2011)

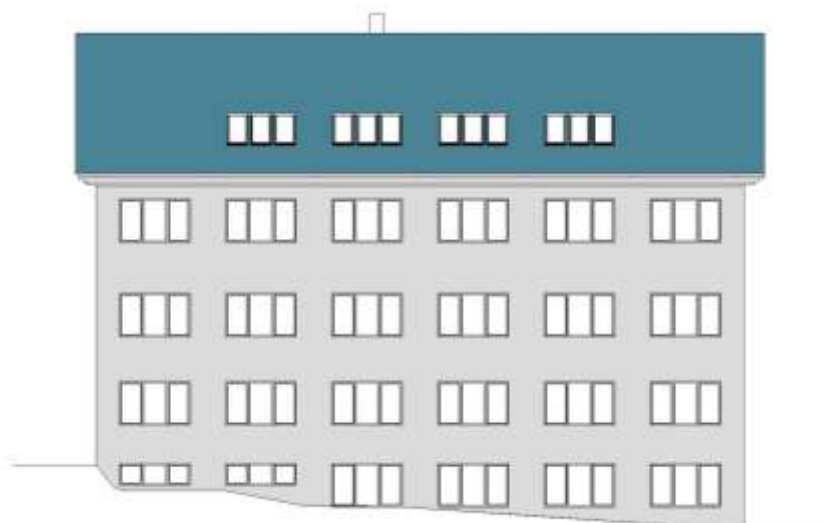




Slika 2: Upravna stavba CGP – jugovzhodna fasada



Slika 3: Upravna stavba CGP – severozahodna fasada



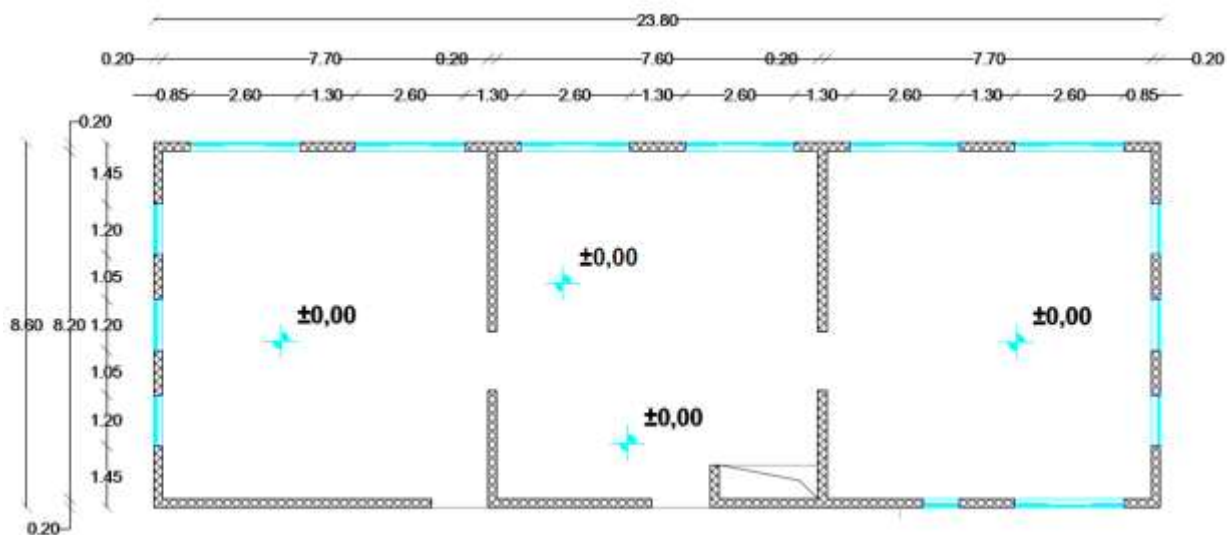
Slika 4: Upravna stavba CGP – severovzhodna fasada



Slika 5: Upravna stavba CGP – jugozahodna fasada

## 2.2 Arhitektura

Na Sliki 6 prikazujemo tloris pritličja ter razporeditev armiranobetonskih sten, na Sliki 7 pa vzdolžni prerez obravnavane stavbe.



Slika 6: Tloris pritličja in razporeditev armiranobetonskih sten



Slika 7: Vzdolžni prerez obravnavanega objekta - prizidka

## 2.3 Uporabljeni materiali

### 2.3.1 Beton

Iz obstoječe projektne dokumentacije smo ugotovili, da so bile pri projektiranju armiranobetonske konstrukcije prizidka uporabljene mehanske lastnosti betona trdnostnega razreda MB30 (JUS). V računski analizi uporabimo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 beton trdnostnega razreda C25/30, ki je po mehanskih karakteristikah primerljiv z betonom trdnostnega razreda MB30. V nadaljevanju podajamo trdnostne, deformacijske in mehanske lastnosti betona C25/30:

- karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določenega na valju:  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ,
- karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določenega na kocki:  $f_{ck,cube} = 30 \text{ MPa}$ ,
- srednja vrednost osne natezne trdnosti betona:  $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$ ,
- karakteristična osna natezna trdnost betona (5 % fraktila):  $f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,8 \text{ MPa}$ ,
- modul elastičnosti:  $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$ ,
- poissonov količnik:  $\nu = 0,2$  in
- specifična gostota:  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### 2.3.2 Jeklo za armiranje

Iz projektne dokumentacije smo dodatno razbrali, da sta bili pri projektiranju uporabljeni dve različni vrsti jekel za armiranje. Za armaturne mreže je bilo uporabljeno jeklo trdnostnega razreda S500, za rebraste armaturne palice pa jeklo S400. V nadaljevanju podajamo trdnostne, deformabilnostne in mehanske lastnosti jekla S400 in S500, ki jih podaja standard SIST EN 1992-1-1:2005.

#### Jeklo S400

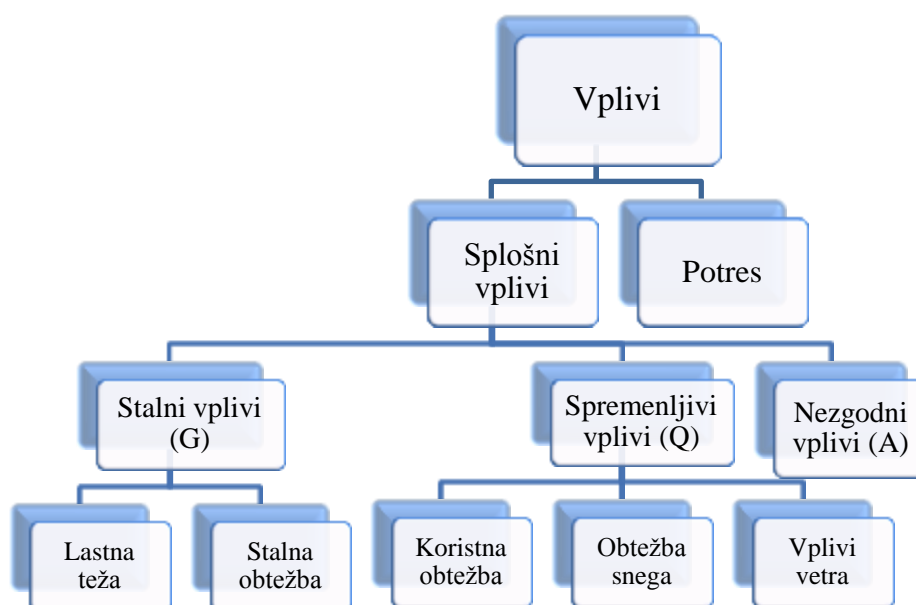
- karakteristična meja elastičnosti:  $f_{yk} = 400$  MPa,
- natezna trdnost:  $f_t = 400$  MPa,
- modul elastičnosti:  $E_s = 200$  GPa in
- specifična gostota:  $\gamma_s = 78,5$  kN/m<sup>3</sup>.

#### Jeklo S500

- karakteristična meja elastičnosti:  $f_{yk} = 500$  MPa,
- natezna trdnost:  $f_t = 500$  MPa,
- modul elastičnosti:  $E_s = 200$  GPa in
- specifična gostota:  $\gamma_s = 78,5$  kN/m<sup>3</sup>.

### 3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Pri določitvi karakterističnih vrednosti vplivov na obravnavano konstrukcijo smo uporabili naslednje standarde: standard SIST EN 1991-1-1:2004 za določitev lastne in koristne obtežbe, standard SIST EN 1991-1-3:2004 za določitev vpliva snega na stavbo in standard SIST EN 1991-1-4:2005 za določitev vpliva vetra. Vsi omenjeni standardi spadajo v skupino Evrokod 1 in določajo splošne vplive. Potresne vplive pa smo določili s pomočjo standarda SIST EN 1998-1:2005. Vse upoštevane vplive prikazujemo na Sliki 8.



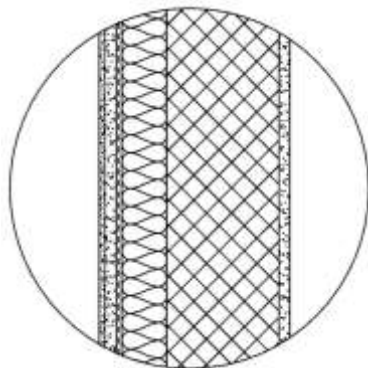
Slika 8: Vplivi, ki učinkujejo na stavbo

#### 3.1 Lastna teža

Lastna teža je splošni vpliv, ki učinkuje na konstrukcijo skozi njeno celotno življenjsko dobo. Uvrstimo jo med stalne nepomične vplive. V večini primerov se lastna teža med projektno življenjsko dobo ne spreminja oziroma so spremembe zanemarljive, zato jo lahko predpostavimo z eno karakteristično vrednostjo  $G_k$ . Izračunamo jo iz nazivnih mer in karakterističnih vrednosti prostorninskih tež uporabljenih materialov. Med lastno težo obravnavanega objekta uvrstimo lastno težo nosilne konstrukcije ter lastno težo nekonstrukcijskih elementov (obloge, tlaki, toplotna izolacija, kritina). V nadaljevanju prikazujemo lastne teže tipičnih konstrukcijskih sklopov v stavbi, ki jih v nadaljevanju uporabljamo pri projektiranju.

### 3.1.1 Stene

Na Sliki 9 prikazujemo prerez zunanje nosilne stene. Izračun lastne teže je prikazan v Preglednici 1.

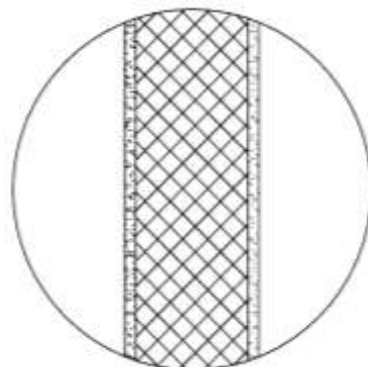


Slika 9: Prerez zunanje nosilne stene

Preglednica 1: Lastna teža zunanje nosilne stene

Material	Prostorninska teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Dimenzije [m]		Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
		b	h	
Zaključni omet	18	/	0,03	0,54
Osnovni omet	18	/	0,03	0,54
Lepilo + mrežica	/	/	/	/
Eks. polistiren	0,5	/	0,08	0,04
Armirani beton	25	/	0,2	5
Omet	18	/	0,02	0,36
				$\sum g_{zs} = 6,48$

Prerez notranje nosilne stene je prikazan na Sliki 10, izračun lastne teže le-te pa v Preglednici 2.



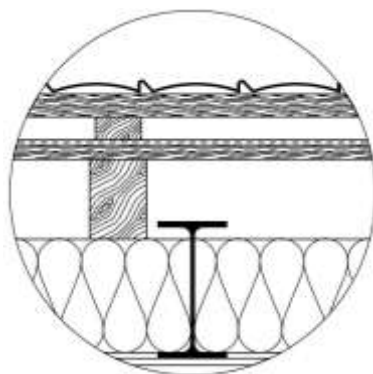
Slika 10: Prerez notranje nosilne stene

Preglednica 2: Lastna teža notranje nosilne stene

Material	Prostorninska teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Dimenzije [m]		Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
		b	h	
Omet	18	/	0,02	0,36
Armirani beton	25	/	0,2	5
Omet	18	/	0,02	0,36
				$\sum g_{ns} = 5,72$

### 3.1.2 Streha (45°)

Na Sliki 11 je prikazan prerez strehe, v Preglednici 3 pa lastna teža le-te.



Slika 11: Prerez strehe

Preglednica 3: Lastna teža strehe

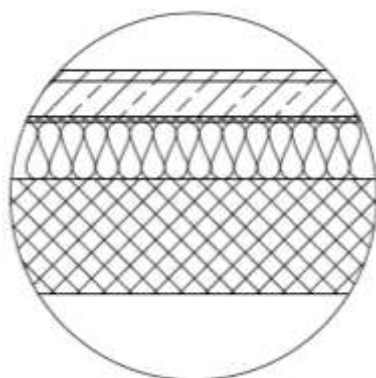
Material	Prostorninska teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Dimenzije [m]		Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
		b	h	
Kritina DECRA	/	/	/	0,066*
letve	4,2	0,05	0,04	0,03
Kontra letve	4,2	0,08	0,05	0,02
Paroprepustna folija	/	/	/	/
Lesen opaž	4,2	/	0,024	0,1
Morali (zračni prostor)	4,2	0,1	0,14	0,065
Toplotna izolacija	0,5	/	0,2	0,1
Parna zapora	/	/	/	/
Profili HOP 130.130...5	78	0,13	0,13	0,11

\* Vrednost pridobljena s strani proizvajalca strešne kritine DECRA

Profili IPE 240	78	0,12	0,24	0,08
Gips plošče	1,1	/	0,0125	0,014
				$\sum g_s = 0,585$

### 3.1.3 Stropne konstrukcije

Pri stropni konstrukciji obravnavane stavbe sta uporabljena dva različna konstrukcijska sklopa, ki se med seboj razlikujeta po debelini betonskega estriha in izolacije. Stropna konstrukcija podstrešja (Preglednica 4) ima v primerjavi s stropno konstrukcijo pritličja in tipične etaže (Preglednica 5) 1 cm debelejši sloj betonskega estriha ter 5 cm debelejšo izolacijo. Zaradi različne finalne obdelave se lastna teža stropne konstrukcije spreminja tudi po površini posamezne etaže. V hodniku in v prostoru za inštalacije je uporabljen granitogres (Slika 12 in Slika 14), v ostalih prostorih pa lamelni parket (Slika 13 in Slika 15).

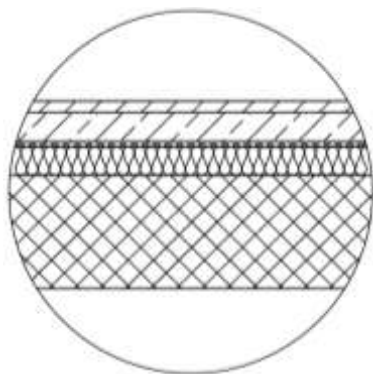


Slika 12: Prerez stropne konstrukcije podstrešja<sup>1</sup>      Slika 13: Prerez stropne konstrukcije podstrešja<sup>2</sup>

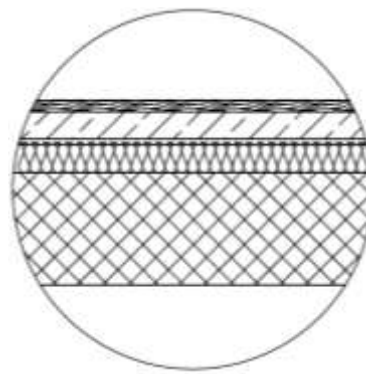
Preglednica 4: Lastna teža stropne konstrukcije podstrešja

Material	Prostorninska teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Dimenzije [m]		Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
		b	h	
Granitogres + lepilo + izravnalna masa	28	/	0,02	0,56 <sup>1</sup>
lamelni parket + lepilo + izravnalna masa	4	/	0,02	0,08 <sup>2</sup>
AB estrih	24	/	0,06	1,44
Paroprepustna folija	/	/	/	/
Eks. polistiren	0,5	/	0,1	0,05
AB plošča	25	/	0,2	5
				$\sum g_{sk1}^1 = 7,05$
				$\sum g_{sk1}^2 = 6,57$





Slika 14: Prerez stropne konstrukcije tipične etaže<sup>1</sup>



Slika 15: Prerez stropne konstrukcije tipične etaže<sup>2</sup>

Preglednica 5: Lastna teža stropne konstrukcije pritličja in tipične etaže

Material	Prostorninska teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Dimenzije [m]		Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
		b	h	
Granitogres + lepilo + izravnalna masa	28	/	0,02	0,56 <sup>1</sup>
Lamelni parket + lepilo+ izravnalna masa	4	/	0,02	0,08 <sup>2</sup>
AB estrih	24	/	0,05	1,2
Paroprepustna folija	/	/	/	/
Eks. polistiren	0,5	/	0,05	0,025
AB plošča	25	/	0,2	5
				$\sum g_{sk2}^1 = 6,79$
				$\sum g_{sk2}^2 = 6,31$

### 3.2 Koristna obtežba

Velikost koristne obtežbe se spreminja s časom, zato jo uvrščamo med spremenljive pomične vplive. Izvira iz namena uporabe in vključuje:

- običajno uporabo za ljudi,
- pohištvo in premične stvari,
- vozila in
- predvidene redke dogodke, kot je koncentracija ljudi ali pohištva ali premikanje v primeru reorganizacije.

Njen vpliv lahko modeliramo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno, linijsko oziroma koncentrirano obtežbo ali kot kombinacijo naštetih. Za njeno določitev moramo talne in strešne površine razdeliti glede na njihov namen uporabe. V standardu SIST EN 1991-1-1:2004 so podane značilne kategorije površin za stavbe. Za vsako kategorijo je predpisana karakteristična vrednost koristne obtežbe. Iz projektne dokumentacije smo ugotovili, da so talne površine obravnavane stavbe namenjene pisarniškim dejavnostim, to pomeni, da jih uvrstimo v kategorijo B, nepohodno strešno površino pa v kategorijo H.

Poleg koristne obtežbe na talnih površinah dodatno upoštevamo tudi težo premičnih predelnih sten, ki jo modeliramo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo  $q_k$ . Določimo jo ob naslednjih pogojih (SIST EN 1991-1-1:2004 točka 6.3.1.2 (8)):

$$G_s \leq \begin{cases} 1,0 \text{ kN/m}; q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2 \\ 2,0 \text{ kN/m}; q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2, \\ 3,0 \text{ kN/m}; q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \quad (3.1)$$

kjer je  $G_s$  lastna teža predelne stene na enoto dolžine.

V obravnavani stavbi so vgrajene knauf predelne stene različnih tipov. Za določitev nadomestne ploskovne obtežbe upoštevamo najtežji tip knauf stene, ki tehta (W11 Knauf pregradne stene, 2006):

$$m_s = 62 \text{ kg/m}^2. \quad (3.2)$$

Tako je teža pregradne stene na enoto dolžine:

$$G_s = m_s \cdot g \cdot \bar{h}_s = 62 \text{ kg/m}^2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 3 \text{ m} = 1825 \text{ N/m} = 1,83 \text{ kN/m}, \quad (3.3)$$

kjer je  $g$  težni pospešek,  $\bar{h}_s$  pa je povprečna višina sten. Ko težo stene primerjamo s pogojem (3.1), dobimo nadomestno enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo, ki jo v analizi prištejemo h koristni obtežbi.

$$G_s = 1,83 \text{ kN/m} \leq 2,0 \text{ kN/m} \rightarrow q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2. \quad (3.4)$$

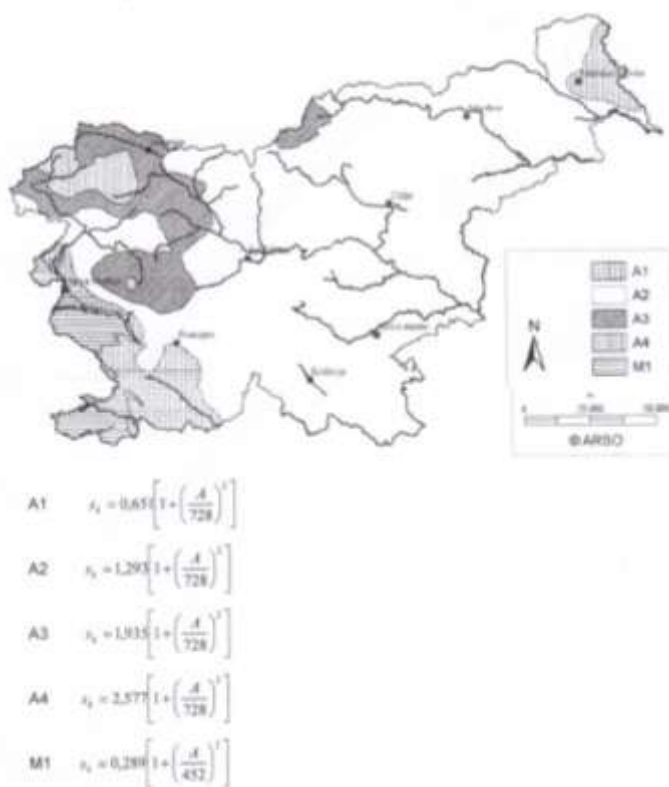
Karakteristične vrednosti koristnih obtežb glede na kategorijo prikazujemo v Preglednici 6.

Preglednica 6: karakteristične vrednosti koristne obtežbe

Lokacija	Uporaba	Kategorija	Obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Vse etaže	Poslovni prostori	B	3,0
Streha	Dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila	H	0,4
Vse etaže	Premične predelne stene	/	0,8

### 3.3 Obtežba snega

Obtežbo snega upoštevamo kot spremenljivo nepomično obtežbo. Obtežbo snega na tleh določimo s pomočjo karte obtežbe snega za Slovenijo iz Nacionalnega dodatka SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008 (Slika 16). Površina države je razdeljena na pet con. Glede na lokacijo obravnavane stavbe in ob upoštevanju nadmorske višine lokacije izračunamo karakteristično vrednost obtežbe snega  $s_k$  na tleh.



Slika 16: Obtežba snega na tleh na nadmorski višini A v metrih (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, str. 4)

Obravnavan objekt se nahaja v Novem mestu na nadmorski višini  $A = 190$  m. Karakteristično obtežbo snega na tleh  $s_k$  izračunamo po enačbi (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008 točka 4.3(1)):

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728}\right)\right]^2 = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{190}{728}\right)\right]^2 = 1,38 \text{ kN/m}^2. \quad (3.5)$$

### 3.3.1 Obtežba snega na strehi

Narava obtežbe snega na strehi narekuje projektantu, da upošteva več mogočih porazdelitev snega. Na porazdelitev snega vplivajo naslednji parametri:

- oblika strehe,
- toplotne lastnosti strehe,
- hrapavost površine strehe,
- količina toplote generirane pod streho,
- sosednje stavbe,
- teren v okolici stavbe in
- krajevne podnebne razmere.

Upoštevamo dve osnovni porazdelitvi obtežbe snega na strehi in sicer obtežbo nenakopičenega snega ter obtežbo nakopičenega snega. Na obravnavani lokaciji je malo verjetno, da bi padel izjemen sneg in da bi se sneg izjemno kopičil (normalne razmere). Obtežbo snega na strehi določimo na naslednji način (SIST EN 1991-1-3:2004 točka 5.2(3P)):

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (3.6)$$

kjer je  $\mu_i$  oblikovni koeficient obtežbe snega,  $s_k$  karakteristična obtežba snega na tleh,  $C_e$  koeficient izpostavljenosti in  $C_t$  toplotni koeficient.

S koeficientom izpostavljenosti  $C_e$  upoštevamo prihodnje stanje okoli objekta. Glede na vrsto terena (možne vrste: izpostavljen vetru, običajen teren, zaščiten pred vetrom) izberemo vrednost koeficienta  $C_e = 1$ , saj gre za običajen teren. S toplotnim koeficientom  $C_t$  upoštevamo zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno izgubo (steklene strehe). Pri strehi obravnavane stavbe ni velikih toplotnih izgub, zato je  $C_t = 1$ .

Z oblikovnim koeficientom strehe  $\mu_i$  določimo razporeditev obtežbe nenakopičenega in nakopičenega snega na strehi. Odvisen je od vrste in naklona strehe.

Preglednica 7: Oblikovna koeficienta obtežbe snega

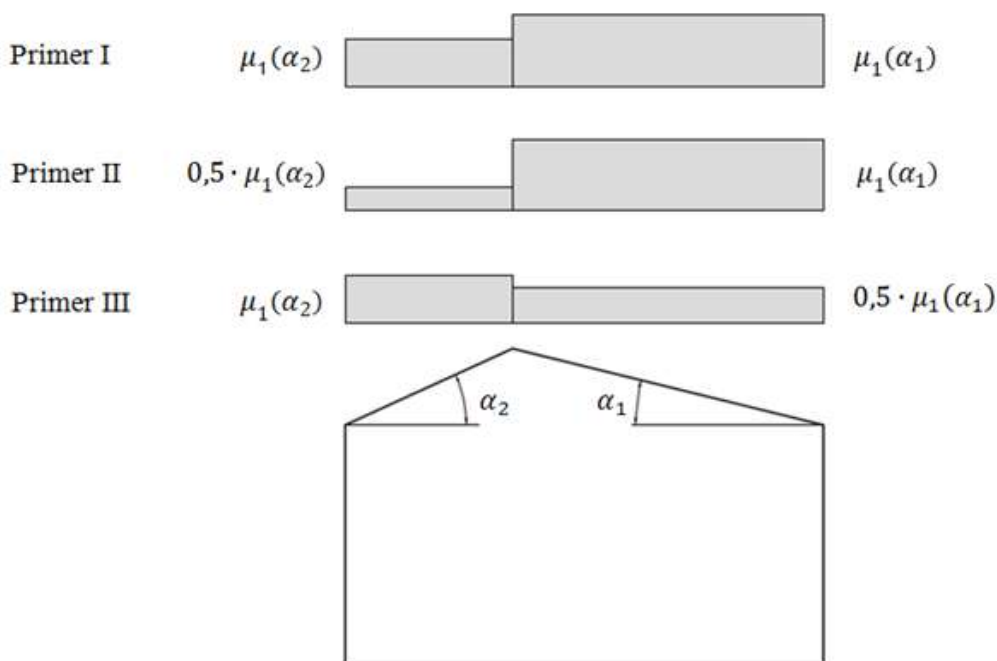
Nagib strehe	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha/30$	1,6	/

Vrednosti oblikovnega koeficienta  $\mu_i$  (Preglednica 7) veljajo za primere, ko sneg lahko zdrsne s strehe. Če so na strehi snegobrani ali se nagib strehe zmanjša zaradi parapetov, oblikovni koeficient ne sme biti manjši od 0,8.

Streha obravnavane stavbe je dvokapna z obojestranskim naklonom  $\alpha_1 = \alpha_2 = 45^\circ$ . Na mestu, kjer se streha obstoječega objekta priključuje na streho novega dela objekta, sneg zaradi zmanjšane nagiba težje zdrsne s strehe. Nagib strehe je manjši tudi na mestu vgrajenih frčad. Na območju opisanih ovir je oblikovni koeficient  $\mu_{1,0} = 0,8$ . Za ostala območja pa velja:

$$\mu_1 = 0,8 \cdot (60 - \alpha)/30 = 0,8 \cdot (60 - 45)/30 = 0,4. \quad (3.7)$$

Na Sliki 17 prikazujemo tri različne primere razporeditve snega na dvokapni strehi, skladno s SIST EN 1991-1-3:2004. Primer I prikazuje razporeditev obtežbe nenakopičenega snega, medtem ko primera II in III prikazujeta razporeditev nakopičenega snega.

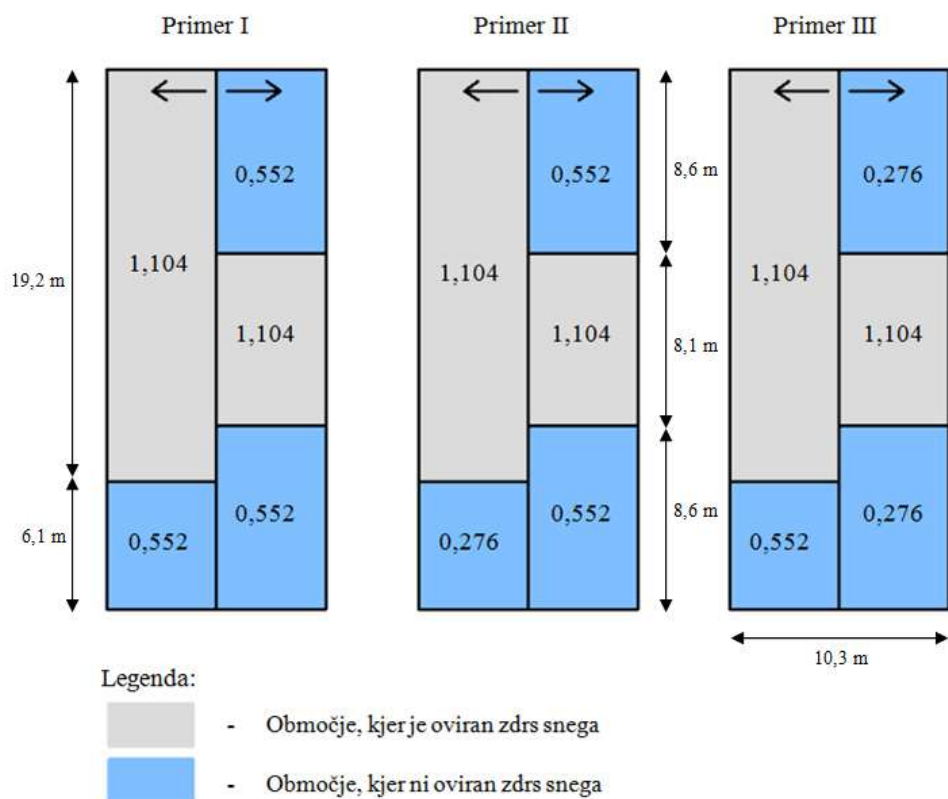


Slika 17: Razporeditev obtežbe snega na dvokapni strehi (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 16)

S pomočjo enačbe (3.6) in ob upoštevanju Slike 17 določimo za streho obravnavane stavbe naslednje razporeditve karakteristične obtežbe snega. Rezultate prikazujemo v Preglednici 8 in na Sliki 18.

Preglednica 8: Karakteristične obtežbe snega na strehi obravnavane stavbe

		Leva stran strehe		Desna stran strehe	
		$\mu_1$	$s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\mu_1$	$s$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Karakteristična obtežba snega na strehi, kjer je oviran zdrs snega	Primer I	0,8	1,104	0,8	1,104
	Primer II				
	Primer III				
Karakteristična obtežba snega na strehi, kjer ni oviran zdrs snega	Primer I	0,4	0,552	0,4	0,552
	Primer II	0,2	0,276	0,4	0,552
	Primer III	0,4	0,552	0,2	0,276

Slika 18: Razporeditev karakteristične obtežbe snega na strehi [kN/m<sup>2</sup>]

Pri globalni analizi konstrukcije zadostuje, da uporabimo le en primer razporeditve snega na strehi.

### 3.4 Vpliv vetra

Veter je naravno gibanje zraka, ki se s časom spreminja. Je izrazito turbulenten pojav in učinkuje pravokotno na zunanje ploskve stavbe neposredno kot tlak ali srk. Če je ovoj stavbe prepusten, veter deluje tudi na notranje ploskve. Pri velikih površinah stavbe se zaradi učinkov vetra pojavi tudi sila trenja na ploskev, ki deluje v tangencialni smeri.

Vpliv vetra na konstrukcije določimo skladno z določili standarda SIST EN 1991-1-4:2005. Predstavimo ga s skupino tlakov in sil, ki enakovredno vplivajo na ovoj stavbe kot skrajni učinek vetra. Vplive vetra upoštevamo kot nepomični vpliv. Izračunane vrednosti so karakteristične vrednosti, ki temeljijo na verjetnosti 2 %, da v enem letu njihov spremenljivi del ne bo presežen.

#### 3.4.1 Osnovna hitrost vetra

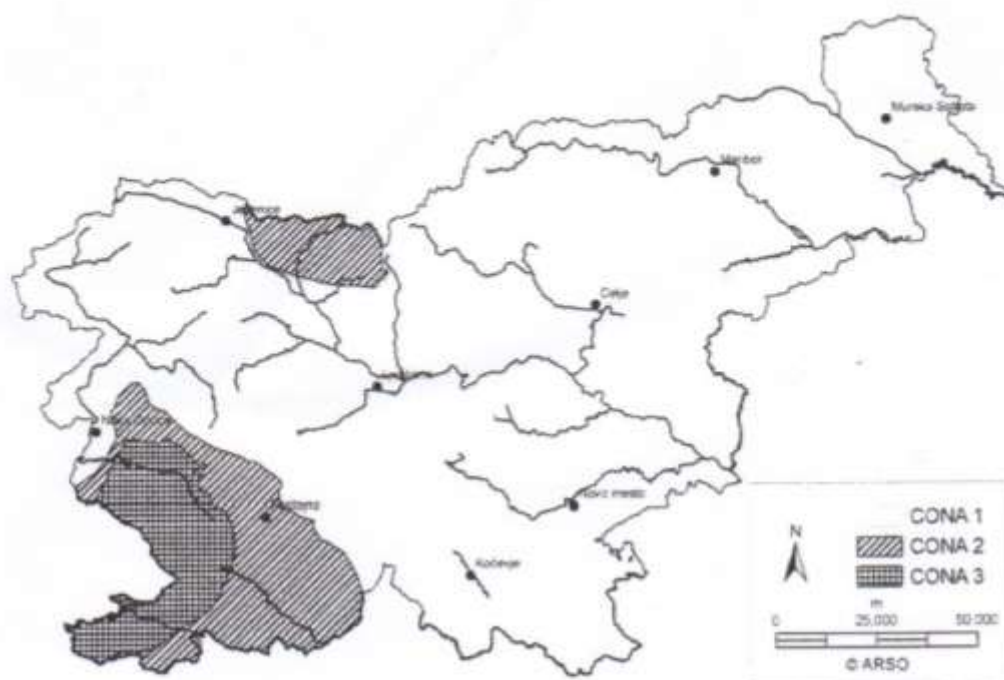
Hitrost in tlak vetra sta določena s srednjo in nestalno komponento. Nestalna komponenta hitrosti vetra je določena z intenziteto turbulence  $I_v(z)$ , medtem ko srednjo hitrost vetra  $v_m$  določimo iz osnovne hitrosti vetra  $v_b$  (SIST EN 1991-1-4:2005 točka 4.2(2)P) s pomočjo enačbe:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \quad (3.8)$$

kjer je  $v_{b,0}$  temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra,  $c_{dir}$  je faktor, s katerim upoštevamo smer vetra, s faktorjem  $c_{season}$  pa upoštevamo letni čas. Za oba je priporočena vrednost 1.

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0}$  je 10-minutna srednja hitrost vetra ne glede na smer in letni čas na višini 10 m nad ravnim odprtim terenom z nizkim rastlinjem in posameznimi ovirami v oddaljenosti najmanj 20-kratne višine ovire. Določimo jo s pomočjo karte v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1991-1-4: 2005, ki jo prikazujemo na Sliki 19. Površina Slovenije je razdeljena v tri cone. Znotraj con je dodatna delitev glede na nadmorsko višino. Kot smo že omenili, se obravnavana stavba nahaja v Novem mestu na nadmorski višini 190 m. Večina Slovenije (tudi Dolenjska z Novim mestom) leži v coni 1. Za kraje z nadmorsko višino pod 800 m je temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0} = 20$  m/s. Ob upoštevanju enačbe (3.8) je osnovna hitrost vetra:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 20 \text{ m/s} = 20 \text{ m/s}. \quad (3.9)$$

**Cona 1 (večina Slovenije):**

20 m/s pod 800m  
 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):**

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

**Cona 3 (Primorje, Kras in del Vipavske doline):**

30 m/s

Slika 19: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0}$  (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101, str. 5)



### 3.4.2 Tlaki in sile vetra

Sile vetra  $F_w$ , ki učinkujejo na ovoj stavbe oziroma objekta, razdelimo v naslednje komponente:

- sila vetra na zunanje površine konstrukcije  $F_{w,e}$ ,
- sila vetra na notranje površine konstrukcije  $F_{w,i}$  in
- sila trenja  $F_{fr}$ .

Sile vetra na zunanje oz. notranje površine izračunamo z naslednjima izrazoma (SIST EN 1991-1-4:2005 točka 5.3(3)):

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{površine}} w_e \cdot A_{\text{ref}} \quad \text{in} \quad (3.10)$$

$$F_{w,i} = \sum_{\text{površine}} w_i \cdot A_{\text{ref}}. \quad (3.11)$$

Sila vetra je odvisna od zunanjega ( $w_e$ ) oz. notranjega ( $w_i$ ) tlaka na posamezno ploskev na določeni višini  $z_e$  oz.  $z_i$  in od referenčne površine ploskve  $A_{\text{ref}}$ . S konstrukcijskim faktorjem  $c_s c_d$  upoštevamo vpliv nesočasnega pojavljanja največjih tlakov pri sunkih vetra na ploskve in nihanj konstrukcije zaradi turbulence. Pri objektih z veliko površino so pomembne tudi sile trenja, ki učinkujejo vzporedno s površino. Izračunamo jih z enačbo (SIST EN 1991-1-4:2005 točka 5.3(3)):

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}. \quad (3.12)$$

Pri tem je  $c_{fr}$  koeficient trenja,  $A_{fr}$  pa zunanja površina konstrukcije, ki je vzporedna z vetrom. Sile trenja zaradi vpliva vetra lahko zanemarimo, če je površina vseh ploskev, ki so vzporedne s smerjo delovanja vetra, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, pravokotnih na smer vetra. V nadaljevanju prikazujemo izračun posameznih komponent sile vetra na obravnavano stavbo.

### 3.4.3 Tlaki in sile vetra na zunanje ploskve stavbe

Tlak vetra na zunanje ploskve  $w_e$  izračunamo z izrazom (SIST EN 1991-1-4:2005 točka 5.2(1)):

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (3.13)$$

kjer je  $q_p(z_e)$  tlak pri največjih hitrosti ob sunkih vetra na višini  $z_e$ ,  $c_{pe}$  pa je koeficient zunanjega tlaka. Največji tlak pri sunkih vetra  $q_p(z_e)$  izračunamo z enačbo (SIST EN 1991-1-4:2005 točka 4.5(1)):

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m(z) = c_e(z) \cdot q_b. \quad (3.14)$$

Pri tem je  $c_e(z)$  faktor izpostavljenosti:

$$c_e(z) = \left[ 1 + 7 \cdot \frac{k_1 \cdot k_r}{c_o \cdot c_r} \right] \cdot c_o^2 \cdot c_r^2, \quad (3.15)$$

$q_b$  pa je osnovni tlak vetra:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2. \quad (3.16)$$

Pomen spremenljivk v enačbah (3.15) in (3.16) je sledeč:  $\rho$  je gostota zraka ( $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ ),  $v_b$  je osnovna hitrost vetra (glej enačbo 3.9),  $k_I$  je faktor turbulence,  $c_r$  faktor hrapavosti,  $k_r$  faktor terena in  $c_o$  faktor hribovitosti. Faktor hribovitosti upoštevamo, če je privetna stran terena nagnjena za več kot  $3^\circ$ . Teren moramo opazovati na dolžini, ki je enaka 10-kratni višini posamezne oblike hribovitosti. V našem primeru je faktor hribovitosti  $c_o(z) = 1$ , saj je privetna stran terena na opazovani dolžini nagnjena za manj kot  $3^\circ$ . Faktor hrapavosti terena  $c_r(z)$  izračunamo z naslednjimi enačbami (SIST EN 1991-1-4:2005 točka 4.3.2(1)):

- če  $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ :

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0), \quad (3.17)$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(z_0/z_{0,II}\right)^{0,07} \text{ in} \quad (3.18)$$

- če  $z \leq z_{\min}$ :

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}). \quad (3.19)$$

Višina obravnavane stavbe je  $z = 11,8 \text{ m}$  in izpolnjuje pogoj  $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ . V zgornjih izrazih nastopa tudi hrapavostna dolžina  $z_0$  ter mejni višini  $z_{\min}$  in  $z_{\max}$ , vrednosti katerih so odvisne od kategorije terena. Standard loči pet različnih kategorij terena. Predpostavimo, da obravnavana stavba leži v III. kategoriji terena, v katero so uvrščena področja z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir. Iz preglednice 4.1 (SIST EN 1991-1-4 2005) odčitamo  $z_0 = 0,3 \text{ m}$ ,  $z_{\min} = 5 \text{ m}$  in  $z_{\max} = 200 \text{ m}$ . Vrednost za  $z_{\max}$  je neodvisna od kategorije terena. Odčitamo še hrapavostno dolžino za II. kategorijo terena, ki je  $z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$ . Dobimo:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(0,3 \text{ m} / 0,05 \text{ m}\right)^{0,07} = 0,2154 \quad (3.20)$$

$$c_r(z) = 0,2154 \cdot \ln\left(18,1 \text{ m} / 0,3 \text{ m}\right) = 0,88 \quad (3.21)$$

Za turbulentni faktor  $k_I$  upoštevamo priporočeno vrednost  $k_I = 1$ .

Sedaj s pomočjo enačbe (3.15) izračunamo še faktor izpostavljenosti  $c_e(z)$ . Pri tem upoštevamo vrednosti iz enačb (3.20) in (3.21) ter  $k_I = 1$  in  $c_o(z) = 1$ :

$$c_e(z) = \left[1 + 7 \cdot \frac{1 \cdot 0,2154}{1,0,88}\right] \cdot 1^2 \cdot 0,88^2 = 2,1. \quad (3.22)$$

V nadaljevanju iz enačb (3.9) in (3.16) določimo osnovni tlak vetra  $q_b$ :

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (20 \text{ m/s})^2 = 250 \text{ N} = 0,25 \text{ kN/m}^2. \quad (3.23)$$

Ob upoštevanju enačb (3.14), (3.22) in (3.23) je največji tlak pri sunkih vetra:

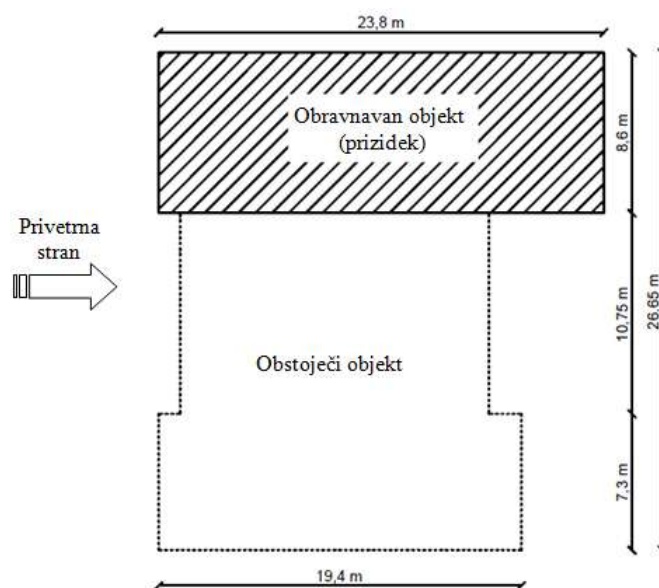
$$q_p(z_e) = c_e(z) \cdot q_b = 2,1 \cdot 0,25 \text{ kN/m}^2 = 0,525 \text{ kN/m}^2. \quad (3.24)$$

V splošnem se tlaki po višini stavbe spreminjajo. Njihova razporeditev po višini je odvisna od razmerja med širino stavbe na privetrne strani  $b$  in višino stavbe  $h$ . Standard loči tri različne primere razporeditve tlakov po višini:

1. če je višina stavbe  $h$  manjša od  $b$ , stavbo po višini obravnavamo kot en del;
2. če je višina  $h$  večja kot  $b$ , toda manjša od  $2b$ , stavbo po višini obravnavamo v dveh delih: spodnji del sega od tal do višine, enake  $b$ , zgornji del pa od višine  $b$  do vrha stavbe;
3. če je višina stavbe  $h$  večja od  $2b$ , stavbo po višini obravnavamo v treh delih: spodnji del sega od tal do višine, enake  $b$ , zgornji del, ki sega od višine  $(h - b)$  pa do vrha stavbe, ter vmesni del.

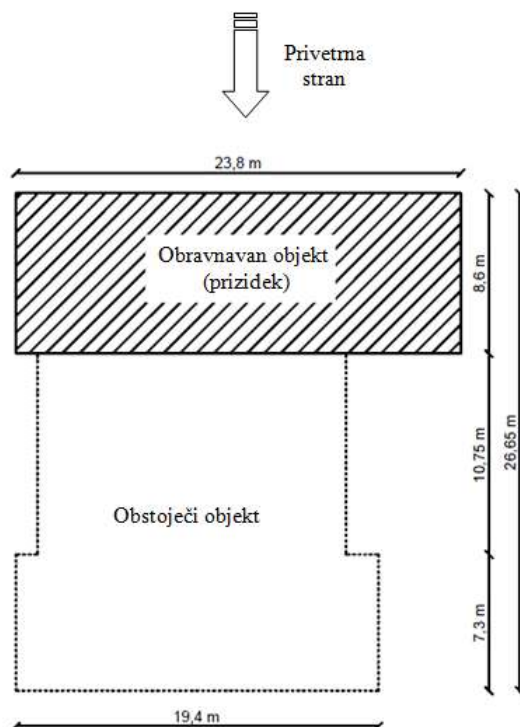
Koeficient zunanega tlaka  $c_{pe}$  za stavbe in dele stavb je odvisen od velikosti in lege površine, na katero učinkuje veter. Podan je v obliki tabel, ločeno za obodne stene in strehe (glej SIST EN 1991-1-4:2005). Pozitivna vrednost koeficienta pomeni, da veter na površini povzroča tlak, negativna pa srk. V nadaljevanju določimo koeficiente tlaka  $c_{pe}$  na navpičnih stenah stavbe ter na strehi. Ločeno obravnavamo delovanje vetra v smeri osi  $X$  (glej Sliko 20) oziroma v smeri osi  $Y$  (Slika 21).

Primer, ko veter učinkuje v smeri osi  $X$ :



Slika 20: Veter v smeri osi  $X$

Primer, ko veter učinkuje v smeri osi  $Y$ :



Slika 21: Veter v smeri osi  $Y$

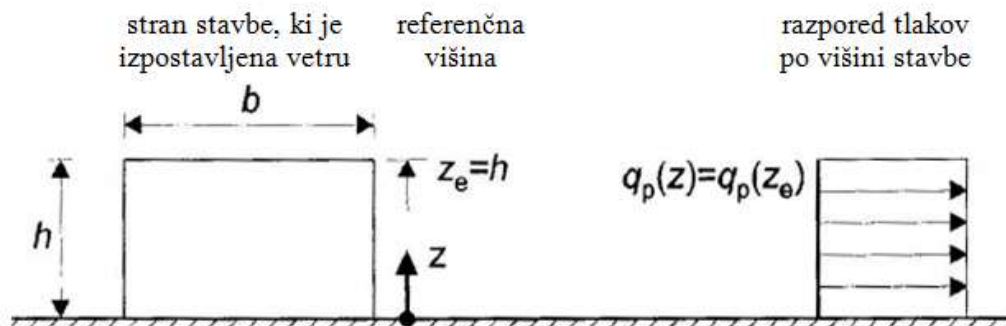
### 3.4.3.1 Veter v smeri osi $X$

- Koeficienti zunanje tlaka  $c_{pe}$  in sile vetra na obodne stene stavbe

Pri določitvi širine privetrne strani upoštevamo tako širino obravnavanega objekta (prizidka) kot širino obstoječega objekta. Tako je razmerje med širino privetrne strani  $b$  in višino objekta  $h$  sledeče:

$$h = 12,2 \text{ m} \leq b = 26,65 \text{ m},$$

kar pomeni, da stavbo po višini obravnavamo kot en del. Tlaki vetra so po višini konstantni, to shematično prikazujemo na Sliki 22.



Slika 22: Razporeditev tlakov po višini stavbe v primeru, da  $h \leq b$  (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 28)

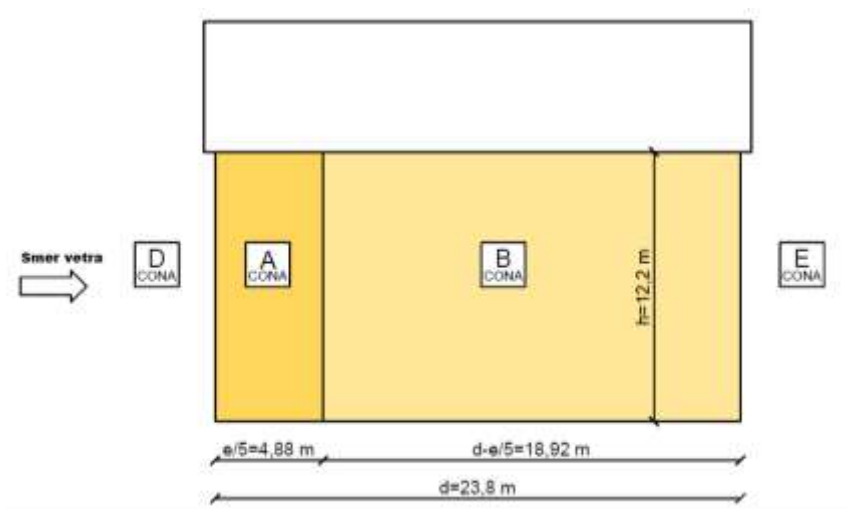
Pri določitvi koeficientov zunanje tlaka  $c_{pe}$  na obodne stene stavbe le-te razdelimo na cone skladno s SIST EN 1991-1-4:2005, točka 7.2.2(2):

$$z_e = h:$$

$$e = \min \left\{ \frac{b}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{26,65 \text{ m}}{2}, \frac{24,4 \text{ m}}{2} \right\} = 12,2 \text{ m}$$

$$e = 12,2 \text{ m} > d = 23,8 \text{ m}$$

Razdelitev obodnih sten obravnavane stavbe na cone pri delovanju vetra v smeri X je prikazana na Sliki 23.



Slika 23: Razdelitev obodnih sten stavbe na cone pri delovanju vetra v smeri osi X

Koeficienti zunanje tlaka za posamezno cono so odvisni od razmerja  $h/d$  in so podani v obliki preglednice v standardu (SIST EN 1991-1-4:2005, preglednici 7.1). Vmesne vrednosti določimo z linearno interpolacijo. Pri tem je  $d$  dimenzija objekta v smeri delovanja vetra. Razmerje dimenzij je:

$$\frac{h}{d} = \frac{12,2 \text{ m}}{23,8 \text{ m}} = 0,51. \quad (3.25)$$

Koeficiente zunanjih tlakov in obtežbo vetra na obodne stene stavbe, razdeljene na cone, prikazujemo v Preglednici 9. Obtežbo vetra smo izračunali s pomočjo enačbe (3.13).

Preglednica 9: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X

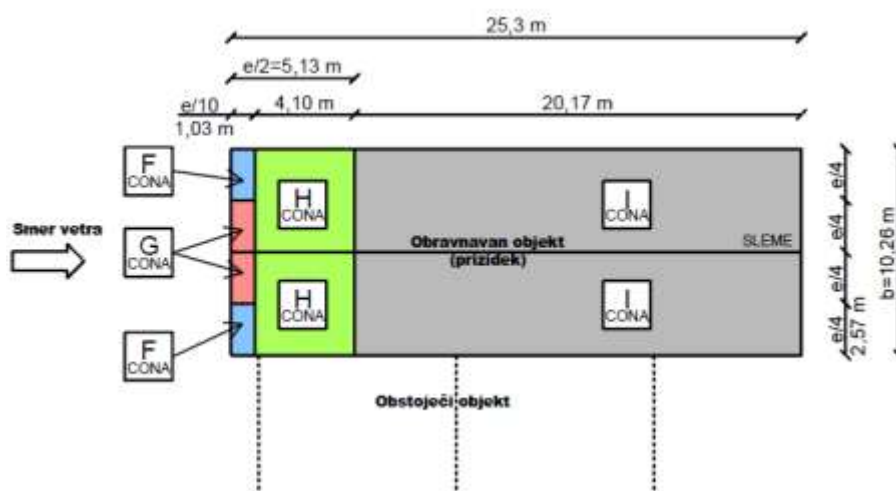
CONA	$c_{pe}$	$q_p [\text{kN/m}^2]$	$w_e = c_{pe} \cdot q_p [\text{kN/m}^2]$
A	-1,2	0,525	-0,630
B	-0,8	0,525	-0,420
D	+0,735	0,525	+0,386
E	-0,370	0,525	-0,194

- **Koeficienti zunanje tlaka  $c_{pe}$  in sile vetra na streho stavbe**

Tudi pri določitvi koeficientov zunanje tlaka  $c_{pe}$  za streho objekta površino strehe razdelimo na cone skladno s SIST EN 1991-1-4:2005, točka 7.2.5:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 10,26 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 36,34 \text{ m} \end{array} \right\} = 10,26 \text{ m}$$

Razdelitev strehe stavbe na cone v primeru delovanja vetra v osi X (v smeri slemena) prikazujemo na Sliki 24.



Slika 24: Razdelitev strehe stavbe na cone pri delovanju vetra v smeri osi X

Koeficiente zunanje tlaka  $c_{pe}$  določimo v odvisnosti od naklona strešine s pomočjo preglednice v standardu (glej SIST EN 1991-1-4:2005, preglednica 7.4b za primer delovanja vetra v smeri slemena). Koeficiente zunanjih tlakov in obtežbo vetra na streho stavbe prikazujemo v Preglednici 10. Upoštevamo naklon strešine  $45^\circ$ .

Preglednica 10: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na streho stavbe 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	- 1,1	0,525	- 0,578
G	-1,4	0,525	- 0,735
H	- 0,9	0,525	- 0,473
I	- 0,5	0,525	- 0,263

### 3.4.3.2 Veter v smeri osi Y

- **Koeficienti zunanje tlaka  $c_{pe}$  in sile vetra na obodne stene stavbe**

V primeru delovanja vetra v smeri Y je širina privetrne strani enaka dolžini obravnavanega objekta in je  $b = 23,8$  m. Razmerje med širino privetrne strani  $b$  in višino objekta  $h$  je:

$$h = 18,1 \text{ m} \leq b = 23,8 \text{ m},$$

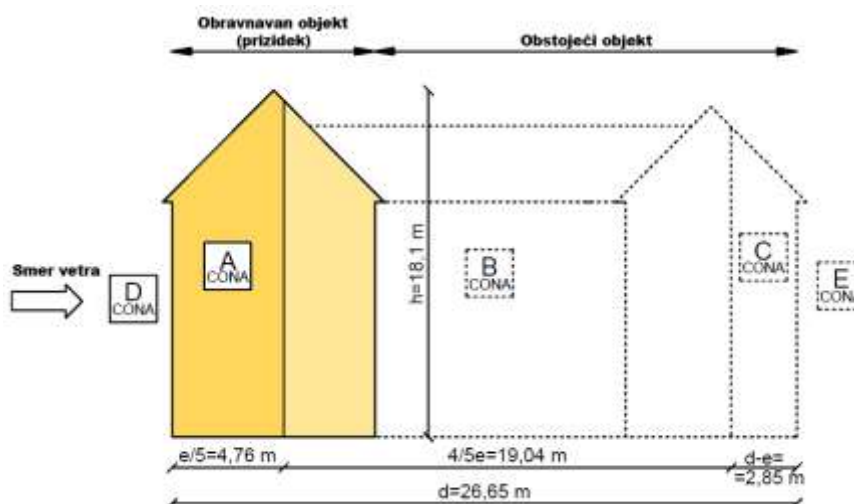
kar pomeni, da tudi v smeri osi Y stavbo po višini obravnavamo kot en del (glej Sliko 22). V nadaljevanju obodne stene stavbe razdelimo na cone skladno s SIST EN 1991-1-4:2005, točka 7.2.2(2):

$$z_e = h:$$

$$e = \min \left\{ \frac{b}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{23,8 \text{ m}}{2} \right\} = 11,9 \text{ m}$$

$$e = 23,8 \text{ m} < d = 26,65 \text{ m}$$

Razdelitev obodnih sten stavbe na cone prikazujemo na Sliki 25.



Slika 25: Razdelitev obodnih sten stavbe na cone pri delovanju vetra v smeri osi Y

Koeficiente zunanje tlaka za cone, ki so na zunanjem ovoju obravnavanega dela stavbe, določimo v odvisnosti od razmerja  $h/d$ , ki je:

$$\frac{h}{d} = \frac{18,1 \text{ m}}{26,65 \text{ m}} = 0,68.$$

Koeficiente in obtežbo vetra prikazujemo v Preglednici 11. Pri tem smo obtežbo vetra izračunali s pomočjo enačbe (3.13).

Preglednica 11: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y

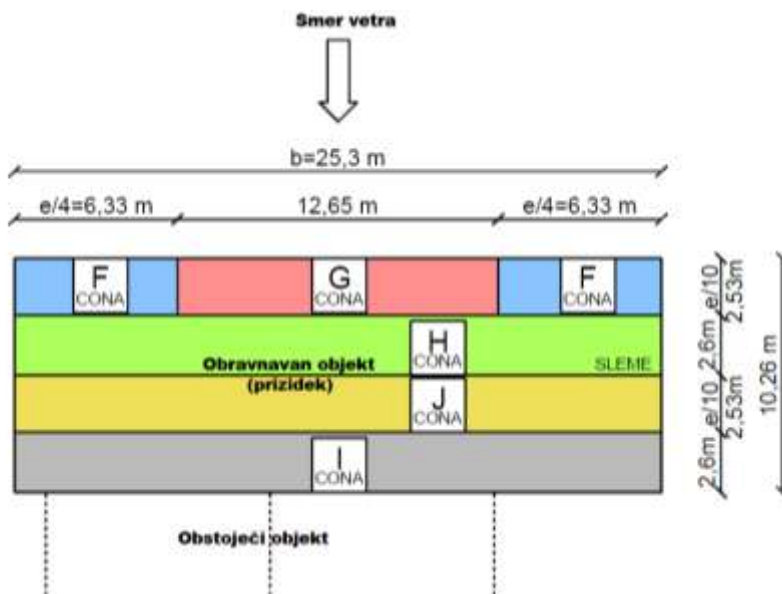
CONA	$c_{pe}$	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1,2	0,525	-0,630
B	-0,8	0,525	-0,420
C	-0,5	0,525	-0,263
D	0,757	0,525	+0,397
E	-0,415	0,525	-0,218

- **Koeficienti zunanje tlaka  $c_{pe}$  in sile vetra na streho stavbe**

Razdelitev strehe obravnavane stavbe na cone v primeru delovanja vetra v osi Y (pravokotno na sleme) opravimo skladno s SIST EN 1991-1-4:2005, točka 7.2.5:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 25,3 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 36,3 \text{ m} \end{array} \right\} = 25,3 \text{ m}$$

Razdelitev prikazujemo na Sliki 26.



Slika 26: Razdelitev strehe stavbe na cone pri delovanju vetra v smeri osi Y

Pri delovanju vetra pravokotno na sleme ( $\theta = 0^\circ$ ) in kotu nagiba  $\alpha = 45^\circ$ , se tlak na privetni strani lahko spreminja med pozitivno in negativno vrednostjo, zato so v tabeli 7.4a (SIST EN 1991-1-4:2005) dane tako pozitivne kot negativne vrednosti. Obravnavati bi morali štiri primere, kjer bi največje ali najmanjše vrednosti za cone F, G in H kombinirali z največjimi in najmanjšimi vrednostmi v conah I ter J. Za globalno analizo konstrukcije je dovolj, če izberemo le en obtežni primer.



Koeficiente zunanega tlaka in obtežbe vetra na streho za izbrani obtežni primer prikazujemo v Preglednici 12.

Preglednica 12: Koeficienti zunanega tlaka in obtežba vetra na streho stavbe 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	+ 0,7	0,525	+ 0,368
G	+ 0,7	0,525	+ 0,368
H	+ 0,6	0,525	+ 0,315
I	- 0,2	0,525	- 0,105
J	- 0,3	0,525	- 0,158

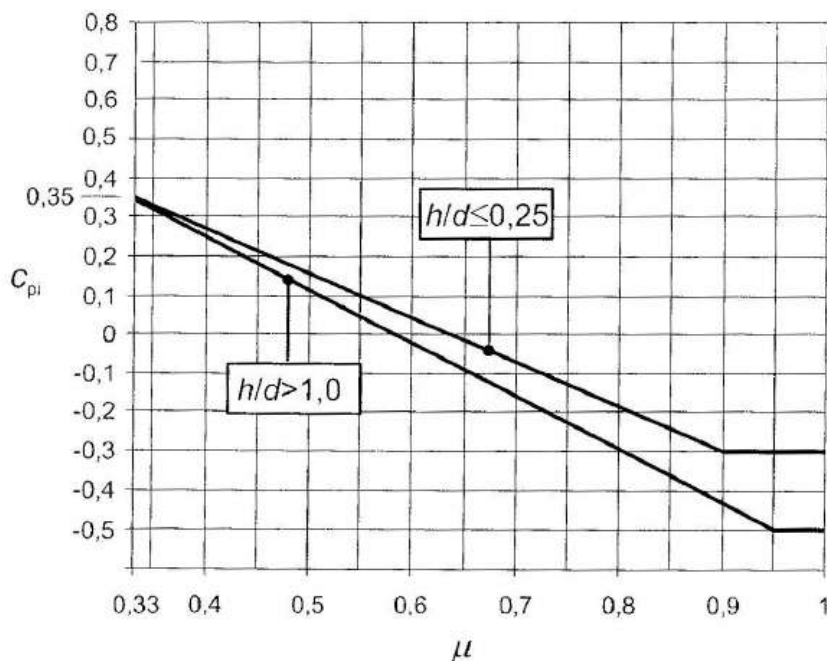
### 3.4.4 Tlak vetra na notranje površine oboda stavbe

Tlak vetra na notranje površine oboda stavbe izračunamo z enačbo (glej SIST EN 1991-1-4:2005 točka 5.2(2)):

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}, \quad (3.26)$$

kjer je  $q_p(z_i)$  največji tlak pri sunkih vetra pri referenčni višini za notranji tlak  $z_i$ ,  $c_{pi}$  pa je koeficient notranjega tlaka. Odvisen je od velikosti in razporeditve odprtín po ovoju stavbe. Za stavbe brez prevladujoče strani odprtín koeficient notranjega tlaka določimo grafično (glej Sliko 27) in sicer v odvisnosti od razmerja višine in dolžine stavbe v smeri delovanja vetra  $h/d$  ter deleža odprtín  $\mu$ . Pri tem delež odprtín izračunamo z enačbo (glej SIST EN 1991-1-4:2005 točka 7.2.9(6)):

$$\mu = \frac{\sum \text{površina odprtín na zavetrni in stranskih straneh, kjer je } c_{pe} \leq 0,0}{\sum \text{površina vseh odprtín}}. \quad (3.27)$$



Slika 27: Koefficient notranjega tlaka za enakomerno razporejene odprtine po obodu stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 44)

Odprtine v ovoju stavbe vključujejo majhne odprtine kot so npr. odprta okna, prezračevalniki, dimniki. Dodatno upoštevamo tudi prepustnost reg pri oknih, vratih in ob preskrbovalnih jaških ter prepustnost ovoja. Zaradi velikega števila oken na obravnavani stavbi je nemogoče predvideti delež odprtin na ovoju stavbe. V tem primeru uporabimo napotek iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005, da je prepustnost zaradi odprtin običajno med 0,01 in 0,1 % površine ovoja stavbe. Če predpostavimo, da pri obravnavani stavbi odprtine zavzemajo 0,1 % površine oboda stavbe, lahko določimo delež odprtin  $\mu$ , ločeno za smer  $X$  in  $Y$ .

V primeru delovanja vetra v smeri osi  $X$  znaša površina ovoja stavbe na zavetrni strani in ob straneh stavbe, kjer je  $c_{pe} \leq 0$ ,  $76,3 \text{ m}^2$ . Površina celotnega ovoja stavbe znaša  $896,7 \text{ m}^2$ . Če odprtine zavzemajo 0,1 % površine, lahko s pomočjo izraza (3.27) izračunamo delež odprtin za vpliv vetra v smeri osi  $X$ , in sicer:

$$\mu_x = \frac{76,3 \text{ m}^2}{896,7 \text{ m}^2} = 0,085.$$

Podobno postopamo v primeru delovanja vetra v smeri osi  $Y$ . Površina ovoja stavbe na zavetrni strani in ob straneh stavbe, kjer je  $c_{pe} \leq 0$ , znaša  $436,8 \text{ m}^2$ , površina celotnega ovoja stavbe pa že prej omenjenih  $896,7 \text{ m}^2$ . Če odprtine zavzemajo 0,1 % površine, je delež odprtin za vpliv vetra v smeri osi  $Y$ :

$$\mu_y = \frac{436,8 \text{ m}^2}{896,7 \text{ m}^2} = 0,49.$$

Koeficient notranjega tlaka odčitamo iz Slike 27. Pri tem upoštevamo, da je razmerje dimenzij  $h/d$  v primeru vpliva vetra v smeri osi  $X$  0,76, za vpliv vetra v smeri osi  $Y$  pa 2,1 ( $h/d > 1,0$ ). Za razmerje dimenzij  $h/d$  med 0,25 in 1,0 uporabimo linearno interpolacijo. Dobimo:

$$c_{pi,x} = -0,32.$$

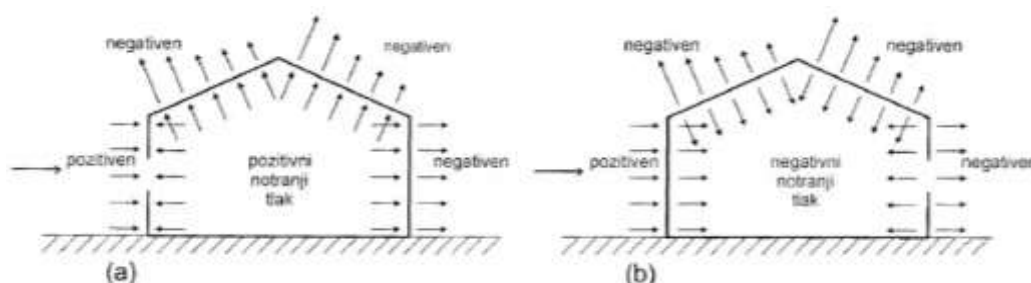
V Preglednici 13 podajamo obtežbo vetra na notranje površine oboda obravnavane stavbe.

Preglednica 13: Koeficienti notranjega tlaka in obtežba vetra na notranje površine oboda stavbe

Smer vetra	$c_{pi}$	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i = c_{pi} \cdot q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
$X$	- 0,32	0,525	- 0,168
$Y$	0,12	0,525	+ 0,063

### 3.4.5 Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na zunanje ploskve

Neto tlak na streho ali steno je razlika med tlakoma na nasprotnih ploskvah ob upoštevanju njunega predznaka. Tlak, ki je usmerjen proti ploskvi, je pozitivnega predznaka, srk, ki je usmerjen od ploskve, pa negativnega (glej Sliko 28). Za vsako ploskev moramo poiskati najneugodnejšo kombinacijo pri sočasnem delovanju zunanjih in notranjih tlakov. Rešitve podajamo v nadaljevanju.



Slika 28: Sočasno delovanje notranjih in zunanjih tlakov na obod stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 22)

#### 3.4.5.1 Veter v smeri osi $X$

Vrednosti tlaka na obodne stene stavbe dobimo kot vektorski seštevek zunanjega tlaka vetra (Preglednica 9) in negativnega notranjega tlaka  $w_i = -0,168$  kN/m<sup>2</sup>, kot prikazuje skica (b) na Sliki 28. Rezultate prikazujemo v Preglednici 14.

Preglednica 14: Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na obodne stene stavbe pri delovanju vetra  
v smeri osi X

CONA	$w = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	- 0,462
B	- 0,252
D	+ 0,554
E	- 0,026

Vrednosti tlaka vetra na dvokapno streho dobimo kot vektorski seštevek zunanjega tlaka vetra (Preglednica 10) in negativnega notranjega tlaka  $w_e = -0,168$  kN/m<sup>2</sup> (glej skico (b) na Sliki 28). Rezultate zberemo v Preglednici 15.

Preglednica 15: Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na streho stavbe pri delovanju vetra v  
smeri osi X

CONA	$w = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	- 0,410
G	- 0,567
H	- 0,305
I	- 0,095

### 3.4.5.2 Veter v smeri osi Y

Vrednosti tlaka vetra na obodne stene stavbe dobimo kot vektorski seštevek zunanjega tlaka vetra (Preglednica 11) in pozitivnega notranjega tlaka  $w_e = 0,063$  kN/m<sup>2</sup>, kot prikazuje skica (a) na Sliki 28. Rezultati so prikazani v Preglednici 16.

Preglednica 16: Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na obodne stene stavbe pri delovanju vetra  
v smeri osi Y

CONA	$w = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	- 0,683
B	- 0,483
C	- 0,326
D	+ 0,334
E	- 0,281

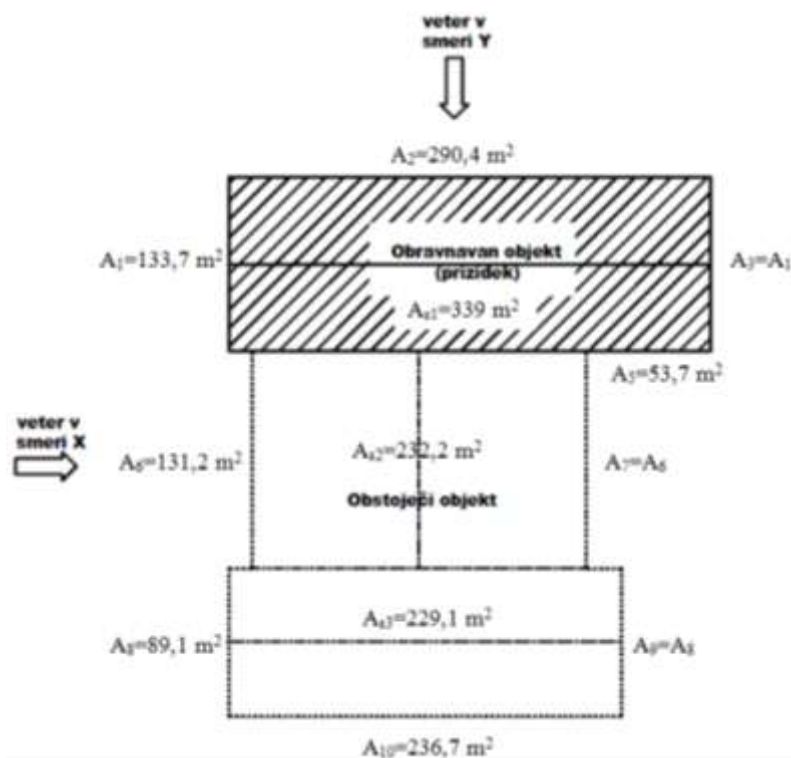
Vrednosti tlaka vetra na dvokapno streho dobimo kot vektorski seštevek zunanjskega tlaka vetra (Preglednica 12) in pozitivnega notranjskega tlaka  $w_e = 0,063 \text{ kN/m}^2$  (glej skico (a) na Sliki 28). Rezultati so prikazani v Preglednici 17.

Preglednica 17: Kombinacija zunanjskega in notranjskega tlaka na streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y

CONA	$w = w_e + w_i \text{ [kN/m}^2\text{]}$
F	+ 0,323
G	+ 0,323
H	+ 0,252
I	- 0,168
J	- 0,221

### 3.4.6 Učinek trenja vetra

Skladno s standardom SIST EN 1991-1-4:2005 lahko učinek trenja vetra na obodne ploskve stavbe zanemarimo, če je površina vseh ploskev, vzporednih z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, pravokotnih na smer vetra. V nadaljevanju omenjeni pogoj preverimo ločeno za učinek vetra v smeri osi X in Y. Na Sliki 29 prikazujemo površine vseh obodnih ploskev stavbe.



Slika 29: Tloris stavbe s pripadajočimi površinami obodnih ploskev

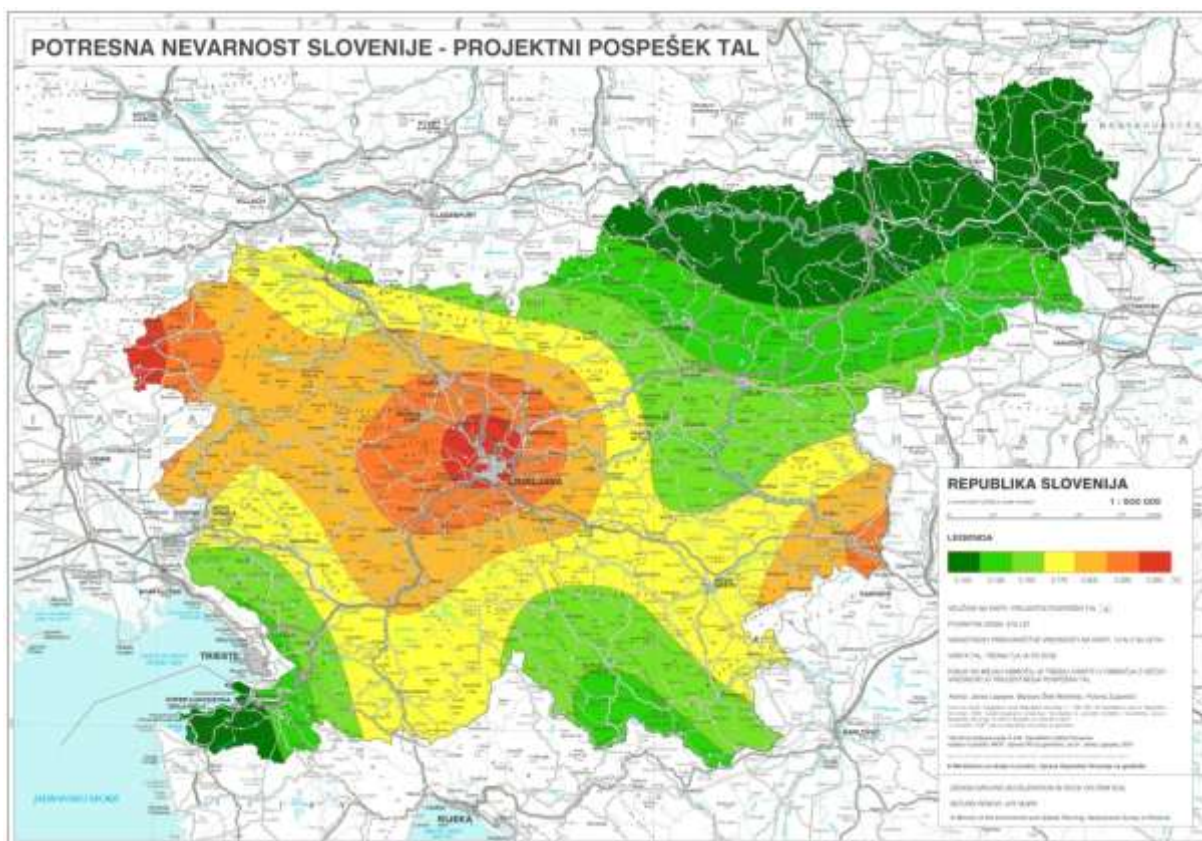
V primeru delovanja vetra v smeri osi  $X$  je površina vseh ploskev, ki so vzporedne s smerjo vetra (upoštevamo površine  $A_2$ ,  $A_5$ ,  $A_{10}$ ,  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$  in  $A_{s3}$ )  $1381,1 \text{ m}^2$ . Površina ploskev, ki so pravokotne na smer vetra, pa je  $708 \text{ m}^2$ . Pri tem smo upoštevali površine  $A_1$ ,  $A_3$ ,  $A_6$ ,  $A_7$ ,  $A_8$  in  $A_9$ . Ker je površina vseh ploskev, vzporednih z vetrom, manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, ki so pravokotne na smer vetra ( $1381,1 \text{ m}^2 < 4 \cdot 708 \text{ m}^2 = 2832 \text{ m}^2$ ), lahko učinek trenja vetra na obodne ploskve stavbe zanemarimo.

Podoben izračun naredimo še za primer delovanja vetra v smeri osi  $Y$ . Površina ploskev, ki so vzporedne s smerjo vetra, je  $1508,3 \text{ m}^2$  (upoštevamo površine  $A_1$ ,  $A_3$ ,  $A_6$ ,  $A_7$ ,  $A_8$ ,  $A_9$ ,  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$  in  $A_{s3}$ ). Površina ploskev, ki so pravokotne na smer vetra, pa je  $580,8 \text{ m}^2$  (upoštevamo površine  $A_2$ ,  $A_5$  in  $A_{10}$ ). Tudi v tem primeru je površina vseh ploskev, vzporednih z vetrom, manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, ki so pravokotne na smer vetra ( $1508,3 \text{ m}^2 < 4 \cdot 580,8 \text{ m}^2 = 2323,2 \text{ m}^2$ ), tako da lahko učinek trenja vetra na obodne ploskve stavbe zanemarimo tudi za vpliv vetra v smeri osi  $Y$ .

### 3.5 Potresni vpliv

Potresni vpliv je posledica premikanja tal med potresom. Določimo ga skladno s standardom SIST EN 1998-1:2004. Standard navaja, da mora vsaka država svoje ozemlje razdeliti na potresna območja glede na potresno nevarnost, pri tem pa je potresna nevarnost v posameznem območju konstantna. Določena je z referenčno vrednostjo maksimalnega pospeška na tleh tipa A,  $a_{gR}$ . V Nacionalnem dodatku k SIST EN 1998-1 je podana karta potresne nevarnosti za Slovenijo. Prikazujemo jo na Sliki 30. Referenčni maksimalni pospešek  $a_{gR}$  ustreza referenčni povratni dobi  $T_{NCR}$  potresnega vpliva za zahtevo o neporušitvi oziroma referenčni verjetnosti prekoračitve v petdesetih letih  $P_{NCR}$ . V Sloveniji sta za  $T_{NCR}$  in  $P_{NCR}$  izbrani priporočeni vrednosti in sicer  $T_{NCR} = 475$  let in  $P_{NCR} = 10\%$ . Glede na faktor pomembnosti  $\gamma_I$ , ki je odvisen od kategorije pomembnosti, v katero je uvrščena konstrukcija, lahko določimo projektni pospešek tal z enačbo (SIST EN 1998-1:2004 točka 3.2.1(3)):

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (3.28)$$



Slika 30: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2001)

S pomočjo karte potresne nevarnosti na Sliki 30 odčitamo za območje Novega mesta referenčni maksimalni pospešek  $a_{gR} = 0,175 g$ . Obravnavana stavba spada v II. kategorijo pomembnosti, tako da je  $\gamma_I = 1,0$ . Ob upoštevanju enačbe (3.29) je projektni pospešek tal:

$$a_g = 1,0 \cdot 0,175 g = 0,175 \quad (3.29)$$

### 3.5.1 Identifikacija tipa tal

Vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive upoštevamo z uvrstitvijo tal v enega izmed navedenih tipov tal. Ločimo tipe tal A, B, C, D in E, ki so v SIST EN 1998-1:2004 opisani s stratigrafskimi profili in parametri. Tla, na katerem stoji obravnavana stavba, uvrstimo med tla tipa C. Sem spadajo globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge glin, globine nekaj deset do več sto metrov.

### 3.5.2 Modalna analiza

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2004 uporabimo za analizo konstrukcije pri potresnih vplivih modalno analizo s spektri odziva. Analizo opravimo na linearno elastičnem prostorskem modelu konstrukcije, ki ga izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008), potresni vpliv pa predstavimo s projektnim spektrom, ki ga opisujemo v poglavju 3.5.5. Prostorski računski model konstrukcije podrobneje predstavimo v poglavju 5.1.

V analizi moramo upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu. To zagotovimo z izpolnitvijo enega od naslednjih pogojev:

- vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki ji jih upoštevamo, znaša vsaj 90 % celotne mase konstrukcije;
- upoštevamo vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5 % celotne mase.

### 3.5.3 Masa konstrukcije

Pri določanju projektnega potresnega vpliva moramo 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):

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (3.30)$$

kjer je  $G_{k,j}$  karakteristična vrednost stalnega vpliva,  $Q_{k,i}$  karakteristična vrednost spremenljivega vpliva,  $\Psi_{E,i}$  pa koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva. Le-ta upošteva verjetnost, 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):

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i}, \quad (3.31)$$

kjer je  $\Psi_{2,i}$  koeficient za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva,  $\varphi$  pa koeficient, ki je odvisen od vrste sprejemljivega vpliva in zasedenosti posamezne etaže (glej Preglednico 18).

Preglednica 18: Vrednosti koeficientov  $\varphi$  in  $\Psi_{2,i}$  v odvisnosti od kategorije površine

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	$\varphi$	$\Psi_2$
Kategorija A-C	Vrhnja etaža (streha)	1	A: 0,3 B: 0,3 C: 0,6
	Zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8	
	Etaže so zasedene neodvisno	0,5	
Kategorije D-F in arhivi	/	1	D: 0,6 E: 0,8 F: 0,6

Prostori obravnavane stavbe so namenjeni pisarniškim dejavnostim, zato površine stavbe uvrstimo v kategorijo B. Iz Preglednice 18 za vrhajo etažo odčitamo  $\varphi = 1$  in  $\Psi_2 = 0,3$ , za ostale etaže, ki so zasedene neodvisno, pa  $\varphi = 0,5$  in  $\Psi_2 = 0,3$ .

Velikosti mas in lego masnih središč posameznih etaž dobimo s pomočjo prostorskega računkega modela nosilne konstrukcije stavbe, izdelanega v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008). Vrednosti prikazujemo v Preglednici 19. Mase etaž v računskem modelu v nadaljevanju preverimo s peš računom in tako ugotovimo, če geometrija in obtežba računkega modela ustrezata podatkom iz projekta. Predstavimo le izračun mase na koti  $\mp 0,00$  m (pritličje; v računskem modelu je to kota + 2,9 m).

- Stalna obtežba:

- Stropna plošča ( $g_{sk2}^2 = 6,31 \text{ kN/m}^2$ ,  $g_{sk2}^1 = 6,79 \text{ kN/m}^2$ )

$$G_1 = (A_1 \cdot g_{sk2}^1 + A_2 \cdot g_{sk2}^2) = (163,8 \text{ m}^2 \cdot 6,31 \text{ kN/m}^2 + 32,5 \text{ m}^2 \cdot 6,79 \text{ kN/m}^2) = 1254,3 \text{ kN}$$

- Stene v kleti ( $b = 0,2 \text{ m}$ ,  $h_{et}^1 = 2,9 \text{ m}$ )

$$G_2 = L_{sten} \cdot b \cdot \gamma_c \cdot h_{et}^1 / 2 = 61,5 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,9 \text{ m} / 2 = 445,9 \text{ kN}$$

- Stene v pritličju ( $b = 0,2 \text{ m}$ ,  $h_{\text{et}}^{\text{II}} = 3,25 \text{ m}$ )

$$G_3 = L_{\text{sten}} \cdot b \cdot \gamma_c \cdot h_{\text{et}}^{\text{II}} / 2 = 49,7 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,25 \text{ m} / 2 = 403,8 \text{ kN}$$

- Parapeti, preklade

$$G_4 = (L_{\text{parapet}} \cdot h_{\text{parapet}} + L_{\text{preklada}} \cdot h_{\text{preklada}}) \cdot b \cdot \gamma_c$$

$$= (26,3 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} + 22,2 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m}) \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 164,8 \text{ kN}$$

$$G_I = \sum_{i=1}^4 G_i = 2268,8 \text{ kN}$$

- Spremenljiva obtežba:

- Stropna plošča ( $q = 3,8 \text{ kN/m}^2$ )

$$Q_I = q \cdot A = 3,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 196,4 \text{ m}^2 = 746,3 \text{ kN}$$

- Skupno maso v višini pritličja dobimo ob upoštevanju izrazov (3.30) in (3.31):

$$W_I = G_I + 0,5 \cdot 0,3 \cdot Q_I = 2268,8 \text{ kN} + 0,15 \cdot 746,3 \text{ kN} = 2380,8 \text{ kN}$$

$$m_1 = \frac{2380,8 \text{ kN} \cdot 10^3}{9,81 \text{ m/s}^2} = 242691,1 \text{ kg} = 242,7 \text{ t}$$

Po enakem postopku izračunamo še mase ostalih etaž. Ugotovimo, da so odstopanja med izračunanimi masami in masami v računskem modelu majhna, kar prikazujemo tudi v Preglednici 19.

Preglednica 19: Masa in masno središče posamezne etaže ter primerjava mas

Številka etaže »i«	$x_{\text{CM},i}[\text{m}]$	$y_{\text{CM},i}[\text{m}]$	$z_{\text{CM},i}[\text{m}]$	Masa [t] (ETABS)	Masa [t] (peš račun)
1	11,78	4,33	2,9	240,1	242,7
2	11,92	4,22	6,15	242,7	244,5
3	11,94	4,24	9,6	245,6	246,1
4	11,86	4,14	12,85	218,1	220,4

### 3.5.4 Faktor obnašanja $q$

Faktor obnašanja  $q$  je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo z upoštevanjem 5 % viskoznega dušenja, če bi se le-ta obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki jih lahko uporabimo pri projektiranju ob uporabi običajnega elastičnega modela ob zagotovitvi ustreznih konstrukcijskih zahtev. Vrednost faktorja obnašanja  $q$  se lahko razlikuje v različnih smereh konstrukcije. Glede na izbrano stopnjo duktilnosti (srednja ali visoka duktilnost)

moramo pri projektiranju nosilne konstrukcije stavbe izpolniti določene konstrukcijske zahteve v skladu s standardom SIST EN 1998-1:2004. Odločimo se za projektiranje nosilne konstrukcije stavbe na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Izbrana stopnja duktilnosti vpliva tudi na velikost faktorja obnašanja  $q$ .

Zgornjo vrednost faktorja obnašanja  $q$ , ki upošteva sposobnost sipanja energije, moramo določiti v dveh glavnih smereh obravnavane stavbe, t.j. v smeri osi  $X$  oziroma  $Y$ , in sicer s pomočjo enačbe (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.2.2.2(1)P):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.32)$$

kjer je  $q_0$  osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od tipa konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini,  $k_w$  pa je faktor, s katerim upoštevamo prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami. V Preglednici 20 podajamo osnovne vrednosti  $q_0$  za različne tipe konstrukcijskih sistemov stavb, ki so pravilni po višini.

Preglednica 20: Osnovna vrednost faktorja obnašanja  $q_0$  za sisteme, ki so pravilni po višini

TIP 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	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

V obravnavani stavbi vse nosilne stene potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe. Prav tako se togost v vodoravni smeri in masa po etažah ne spreminjata bistveno, zato lahko predpostavimo, da je konstrukcija pravilna po višini. Nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe uvrstimo med sisteme povezanih sten. Tako lahko osnovno vrednost faktorja obnašanja  $q_0$  za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) odčitamo iz preglednice 20, torej  $q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1$ . V nadaljevanju moramo preveriti, ali ima nosilna konstrukcija stavbe minimalno torzijsko togost.

#### 3.5.4.1 Minimalna torzijska togost

Konstrukcijski sistem ima minimalno torzijsko togost, če v obeh vodoravnih smereh in za vsako etažo zadošča izrazu (3.33):

$$r_{x(y)} \geq l_s \quad (3.33)$$

Pri tem je  $r_{x(y)}$  torzijski polmer v smeri osi  $X$  oziroma  $Y$  in ga izračunamo z enačbo:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FY}}} \quad \text{oziroma} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FX}}}, \quad (3.34)$$

ki predstavlja kvadratni koren razmerja med torzijsko togostjo  $K_M$  in translacijsko togostjo v smeri osi  $Y$  oziroma  $X$ .  $l_s$  je vztrajnostni polmer mase etaže v vodoravni ravnini in ga izračunamo z enačbo:

$$l_s = \sqrt{\frac{MMI}{M}}, \quad (3.35)$$

ki predstavlja kvadratni koren razmerja med polarnim momentom mase etaže v vodoravni ravnini glede na masno središče etaže  $MMI$  in maso etaže  $M$ .

Minimalno torzijsko togost konstrukcijskega sistema preverimo s pomočjo prostorskega računskega modela nosilne konstrukcije stavbe, ki ga izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008). Model je podrobneje opisan v poglavju 5.1. Za vsako etažo definiramo tri obtežne primere in sicer:

1. Sila  $F_{x,i}$ , ki učinkuje v središču togosti  $i$ -te etaže v smeri osi  $X$ ;
2. Sila  $F_{y,i}$ , ki učinkuje v središču togosti  $i$ -te etaže v smeri osi  $Y$ ;
3. Moment  $M_{z,i}$ , ki učinkuje v središču  $i$ -te etaže in vrti okrog osi  $Z$ .

Za vsak obtežni primer iz programa odčitamo pomike in zasuke etaž v smeri delovanja obtežbe. Vrednosti zberemo v Preglednici 21.

Preglednica 21: Pomiki in zasuki  $i$ -te etaže zaradi delovanje sile oz. momenta v središču togosti posamezne etaže

Številka etaže »i«	Pomik $U_{x,i}$ zaradi sile $F_{x,i}$ [m]	Pomik $U_{y,i}$ zaradi sile $F_{y,i}$ [m]	Rotacija $R_{z,i}$ zaradi momenta $M_{z,i}$ [m/kNm]
1	0,04086	0,05663	0,00067
2	0,12559	0,20228	0,00180
3	0,25062	0,46718	0,00317
4	0,40052	0,88441	0,00492

Translacijski togosti  $K_{FX}$  in  $K_{FY}$  ter torzijsko togost  $K_M$   $i$ -te etaže izračunamo iz razmerja med silo (momentom) in pripadajočim pomikom (zasukom). Rezultate podajamo v Preglednici 22.

Preglednica 22: Translacijska togost  $K_{FX}$  in  $K_{FY}$  ter torzijska togost  $K_M$  za posamezno etažo

Številka etaže »i«	$K_{FX,i}$ [kNm/m]	$K_{FY,i}$ [kNm/m]	$K_{M,i}$ [kNm/m]
1	24472016	17657549	1492537313
2	7962734	4943667	554938957
3	3990057	2140503	3155457413
4	2496754	1130692	203128174

Iz programa odčitamo še maso in polarni moment posamezne etaže ter s pomočjo enačbe (3.35) izračunamo vztrajnostni polmer  $I_s$ . Rezultate predstavimo v Preglednici 23.

Preglednica 23: Vztrajnostni polmer  $I_s$  posamezne etaže

Številka etaže »i«	Masa etaže $M$ [t]	Masni vztr. polmer etaže $MMI$ [tm <sup>2</sup> ]	Vztr. polmer etaže $I_s$ [m]
1	240,1	14562,2	7,79
2	242,7	14972,6	7,85
3	245,6	15162,9	7,86
4	218,1	13112,5	7,75

Na koncu s pomočjo enačbe (3.34) izračunamo torzijska polmera  $r_x$  in  $r_y$  ter ju primerjamo z neenačbo (3.33). Ugotovitve podajamo v Preglednici 24.

Preglednica 24: Kontrola pogoja minimalne torzijske togosti

Št. etaže »i«	Smer X				Smer Y			
	$r_y$ [m]		$I_s$ [m]		$r_x$ [m]		$I_s$ [m]	
1	9,19	≥	7,78	✓	7,81	≥	7,78	✓
2	10,59	≥	7,85	✓	8,35	≥	7,85	✓
3	12,14	≥	7,86	✓	8,89	≥	7,86	✓
4	13,40	≥	7,75	✓	9,02	≥	7,75	✓

Ugotovimo, da ima obravnavan konstrukcijski sistem minimalno torzijsko togost, saj je pogoj (3.33) izpolnjen tako v smeri osi X kot Y.

### 3.5.4.2 Izračun faktorja obnašanja $q$ za sistem povezanih sten

Kot smo že omenili, je osnovna vrednost faktorja obnašanja  $q_0$  obravnavanega konstrukcijskega sistema (sistem povezanih sten) za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), ki je pravilen po višini, (glej Preglednico 20):

$$q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1. \quad (3.36)$$

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. V standardu lahko najdemo približne vrednosti količnika  $\alpha_u / \alpha_1$  za različne tipične konstrukcijske sisteme, ki so pravilne v tlorisu. Za sistem povezanih sten, ki je tlorisno pravilen, je  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$ . Ker obravnavan objekt ni tlorisno pravilen, to bomo dokazali v naslednjem podpoglavju, za količnik  $\alpha_u / \alpha_1$  upoštevamo povprečno vrednost med 1,0 in 1,2. Torej:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1. \quad (3.37)$$

Ob upoštevanju izraza (3.36) in (3.37) dobimo osnovno vrednost faktorja obnašanja  $q_0$ , ki je:

$$q_0 = 3,0 \cdot 1,1 = 3,3. \quad (3.38)$$

Za določitev faktorja obnašanja  $q$  potrebujemo še faktor  $k_w$ , ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.2.2.2(11)P). Izračunamo ga z enačbo:

$$0,5 \leq k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1, \quad (3.39)$$

V enačbi (3.39) je  $\alpha_0$  prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu, ki je določeno z enačbo:

$$\alpha_0 = \sum h_{wj} / \sum l_{wj}, \quad (3.40)$$

kjer je  $h_{wj}$  višina  $j$ -te stene,  $l_{wj}$  pa je dolžina prečnega prereza stene  $j$ -te stene. Glede na različno razporeditev sten v smeri osi  $X$  in  $Y$  izračunamo faktor obnašanja  $q$  ločeno za obe smeri. Pri tem uporabimo enačbe (3.32), (3.38), (3.39) in (3.40):

- Smer  $X$ :

$$\alpha_0 = 28,53 \text{ m} / 51,70 \text{ m} = 0,55,$$

$$0,5 \leq k_w = (1 + 0,55) / 3 = 0,52 \leq 1,$$

$$q_x = 3,3 \cdot 0,52 = 1,72.$$

- Smer Y:

$$\alpha_0 = 92,90 \text{ m} / 34,60 \text{ m} = 2,69,$$

$$0,5 \leq k_w = (1 + 2,69) / 3 = 1,23 \leq 1, \text{ sledi } k_w = 1,0:$$

$$q_y = 3,3 \cdot 1,0 = 3,3.$$

### 3.5.4.3 Tlorisna pravilnost

Objekt je tlorisno pravilen, če zadošča pogojem iz standarda SIST EN 1998-1:2004 pod točko 4.2.3.2. Prvi naveden pogoj je pogoj vitkosti tlorisa stavbe, ki je določen z enačbo:

$$\lambda = L_{\max} / L_{\min} \leq 4. \quad (3.41)$$

Pri tem je  $L_{\max}$  večja,  $L_{\min}$  pa manjša tlorisna dimenzija, obe merjeni v pravokotnih smereh. Ugotovimo, da je za obravnavano stavbo pogoj (3.41) izpolnjen, saj je:

$$\lambda = 23,8 \text{ m} / 8,6 \text{ m} = 2,77 \leq 4. \quad \checkmark$$

Dodatno morata biti v vsaki etaži in v vsaki smeri izpolnjena tudi pogoja ekscentričnosti (3.42) in minimalne torzijske togosti (3.43):

$$e_{ox(y)} \leq 0,3 \cdot r_{x(y)}, \quad (3.42)$$

$$r_{x(y)} \geq l_s, \quad (3.43)$$

kjer je  $e_{ox(y)}$  razdalja med središčem togosti in masnim središčem, merjena pravokotno na smer analize. Pomen spremenljivk  $r_{x(y)}$  in  $l_s$  smo definirali že v podpoglavju 3.5.4.1.

Pogoj (3.43) smo preverili že v podpoglavju 3.5.4.1. Ugotovitve smo zbrali v Preglednici 24. V nadaljevanju preverimo še pogoj (3.42). Iz programa ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008) odčitamo koordinate masnega in togostnega središča za vsako etažo ter izračunamo razdaljo med njima. Rezultate predstavimo v Preglednici 25. Pogoj (3.42) preverimo v Preglednici 26.

Preglednica 25: Koordinate masnega in togostnega središča za vsako etažo

št. etaže »i«	center mase <i>i</i> -te etaže		center togosti <i>i</i> -te etaže		razdalja med togostnim in masnim središčem <i>i</i> -te etaže	
	$x_{CM,i}$ [m]	$y_{CM,i}$ [m]	$x_{CR,i}$ [m]	$y_{CR,i}$ [m]	$ e_{ox,i} $ [m]	$ e_{oy,i} $ [m]
1	11,79	4,33	10,02	6,99	1,77	2,67
2	11,92	4,22	11,02	6,58	0,90	2,36
3	11,94	4,24	11,71	6,04	0,23	1,80
4	11,86	4,14	12,19	5,91	0,33	1,77

Preglednica 26: Kontrola ekscentričnosti konstrukcije

št. etaže »i«	smer X				smer Y			
	$ e_{oy,i} $ [m]	$\leq$	$0,3 \cdot r_y$ [m]	✓	$ e_{ox,i} $ [m]	$\leq$	$0,3 \cdot r_x$ [m]	✓
1	2,67	$\leq$	3,18	✓	1,77	$\leq$	2,50	✓
2	2,37	$\leq$	2,76	✓	0,90	$\leq$	2,34	✓
3	1,80	$\leq$	3,64	✓	0,23	$\leq$	2,67	✓
4	1,77	$\leq$	4,02	✓	0,33	$\leq$	2,71	✓

Iz Preglednice 24 in Preglednice 26 je razvidno, da sta pogoja ekscentričnosti (3.42) in minimalne torzijske togosti (3.43) izpolnjena.

Konstrukcija objekta mora imeti v tlorisu glede na dve pravokotni smeri približno simetrično razporeditev togosti in mase glede na dve pravokotni osi. Iz Preglednice 25 opazimo, da koordinati centra togosti nakazujejo nesimetrično razporeditev togosti, zato ta pogoj ni izpolnjen. Objekt opredelimo kot tlorisno nepravilen.

### 3.5.5 Projektni spekter odziva

Pri potresni obremenitvi dopustimo pojav poškodb na mestih konstrukcije, kjer predvidimo sipanje energije. Na teh mestih material prenaša obremenitve v nelinearnem območju. Omenjena sposobnost konstrukcijskega sistema, da na določenih mestih prenaša obremenitve tudi v nelinearnem območju, nam v splošnem omogoča, da pri projektiranju uporabimo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno elastičnem odzivu. Da se izognemo nelinearni analizi, upoštevamo to sposobnost konstrukcije tako, da opravimo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva, t.i. projektnim spektrom. Zmanjšanje upoštevamo s faktorjem obnašanja  $q$  (glej podpoglavje 3.5.4).



V standardu je projektni spekter za vodoravni komponenti potresnega vpliva  $S_d(T)$  definiran z naslednjimi izrazi (SIST EN 1998-1:2004 točka 3.2.2.5(4)P):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (3.44)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (3.45)$$

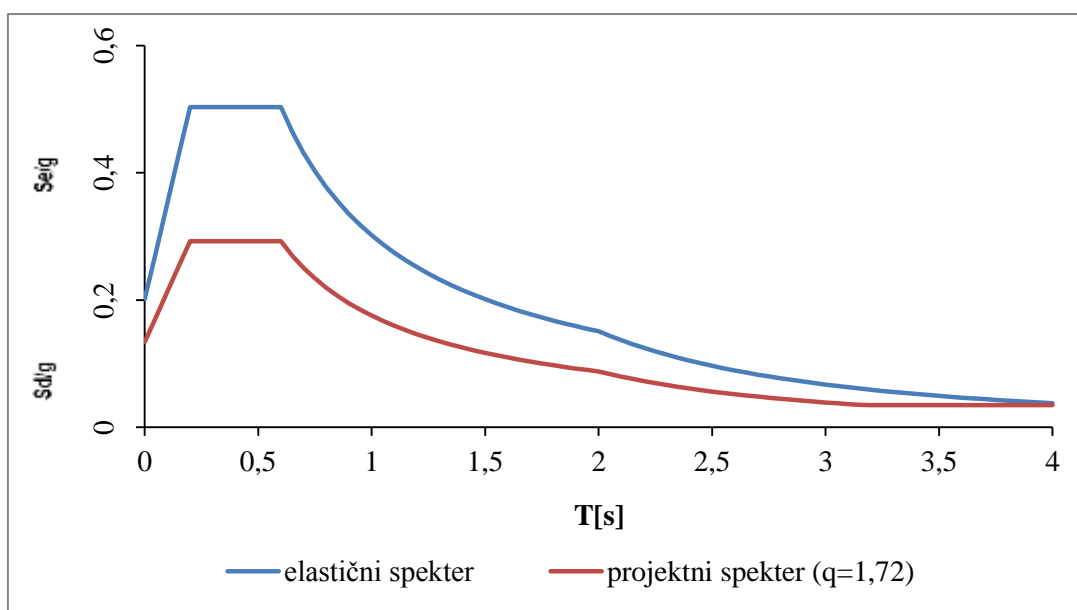
$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}, \quad (3.46)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}. \quad (3.47)$$

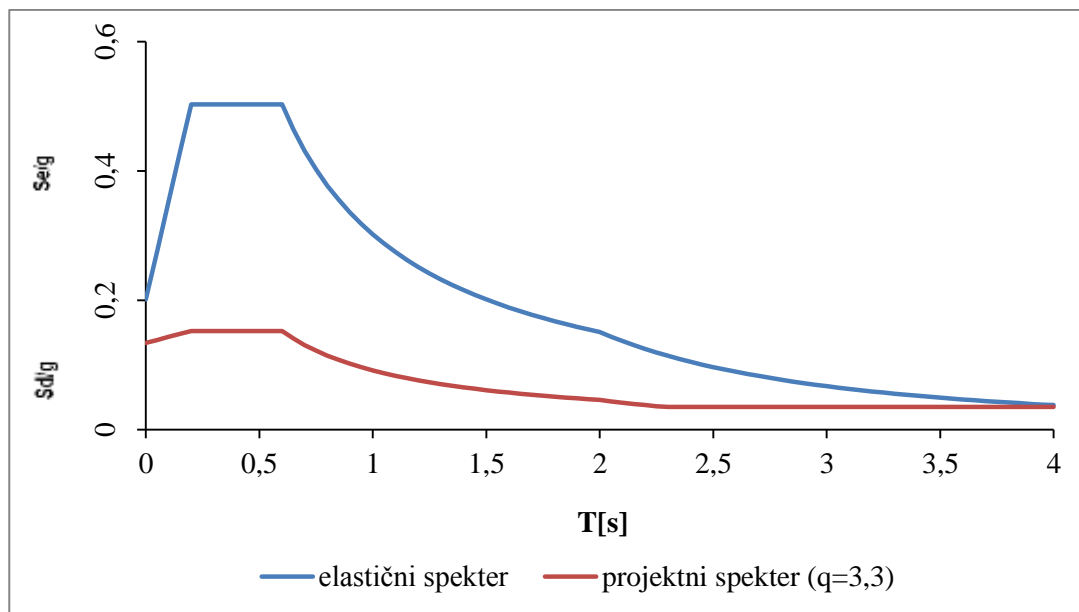
Pri tem je  $S_d(T)$  projektni spekter,  $q$  faktor obnašanja,  $\beta$  faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru (vrednost je podana v nacionalnem dodatku  $\beta = 0,2$ ),  $T$  nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,  $a_g$  projektni pospešek tal za tla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

Za tla tipa C v standardu SIST EN 1998-1:2004 odčitamo naslednje parametre:  $S = 1,15$ ,  $T_B = 0,20$  s,  $T_C = 0,60$  s in  $T_D = 2,0$  s.

Na Sliki 31 in Sliki 32 prikazujemo elastični in projektni spekter za smer X oziroma Y.



Slika 31: Elastični in projektni spekter za smer X



Slika 32: Elastični in projektni spekter za smer Y

### 3.5.6 Nihajni časi konstrukcije in kombinacija vplivov

Kot smo že omenili, moramo v analizi upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu konstrukcije. Izkaže se, da moramo upoštevati 14 nihajnih oblik, kot prikazujemo v Preglednici 27.

Preglednica 27: Nihajni časi in sodelujoče mase

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Skupaj X [%]	Skupaj Y [%]	Masa $R_z$ [%]	Skupaj $R_z$ [%]
1	0,121	0,56	69,60	0,56	69,60	0,072	0,072
2	0,091	37,43	0,03	38,00	69,63	29,97	30,04
3	0,080	34,41	0,15	72,41	69,77	8,46	38,50
4	0,079	0,83	5,83	73,24	75,60	0,26	38,76
5	0,621	4,37	0,12	77,61	75,73	43,92	82,68
6	0,038	3,08	0,07	80,70	75,79	0,00	82,68
7	0,033	0,11	16,56	80,81	92,35	0,03	82,71
8	0,028	7,91	0,40	88,72	92,75	2,38	85,08
9	0,025	0,07	0,00	88,80	92,75	0,07	85,15
10	0,023	0,08	0,12	88,87	92,87	0,01	85,16
11	0,023	0,06	0,02	88,93	92,89	0,36	85,52
12	0,022	0,00	0,00	88,94	92,89	0,00	85,52
13	0,021	0,00	0,02	88,94	92,91	0,00	85,52
14	0,021	4,24	0,09	93,18	93,00	7,88	93,40

Za kombinacijo odziva v posameznih nihajnih oblikah standard podaja dve metodi: metodo SRSS in metodo CQC. Metodo SRSS lahko uporabimo, če so odzivi vseh relevantnih nihajnih oblik medsebojno neodvisni, sicer uporabimo natančnejšo metodo CQC.

Za odziva v dveh nihajnih oblikah »i« in »j« lahko predpostavimo, da sta neodvisna, če njuna nihajna časa  $T_i$  in  $T_j$  ( $T_j \leq T_i$ ) ustrezata pogoju:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i. \quad (3.48)$$

ssIz Preglednice 27 ugotovimo, da nihajna časa  $T_3$  in  $T_4$  ne izpolnjujeta pogoja (3.48) saj:

$$T_4 = 0,079 \text{ s} \leq 0,9 \cdot T_3 = 0,9 \cdot 0,080 \text{ s} = 0,072 \text{ s} \quad \times$$

To pomeni, da nihajna časa nista neodvisna, zato v analizi uporabimo natančnejšo metodo CQC.

## 4 PROJEKTIRANJA NA MEJNA STANJA

Ločimo mejna stanja nosilnosti (MSN) in mejna stanja uporabnosti (MSU). Mejna stanja nosilnosti so povezana s poružitvijo ali podobnimi oblikami odpovedi konstrukcije, medtem ko so mejna stanja uporabnosti navezujejo na normalno uporabo konstrukcije. Označujejo jih prekomerni premiki, nihanja ali razpoke. Glavni razliki med mejnima stanjema sta:

- Prekoračitev mejnih stanj nosilnosti skoraj vedno pomeni odpoved konstrukcije in kasnejšo odstranitev ali rekonstrukcijo, medtem ko prekoračitev mejnih stanj uporabnosti ne povzroči tako resnih posledic. Konstrukcijo lahko po odstranitvi vplivov, ki so povzročili prekoračitev mejnega stanja uporabnosti, običajno normalno uporabljamo.
- Kriteriji za mejno stanje nosilnosti vključujejo samo parametre konstrukcije in vplivov, medtem ko so kriteriji za mejna stanja uporabnosti odvisni od zahtev naročnikov in uporabnikov, od lastnosti opreme in nekonstrukcijskih elementov.

Mejna stanja morajo biti vezana na naslednja projektna stanja:

- Trajna projektna stanja vključujejo normalno uporabo konstrukcije. Trajajo celo življenjsko dobo konstrukcije in vključujejo npr. ekstremne vplive vetra, snega in koristne obtežbe.
- Začasna projektna stanja vključujejočasne pogoje, ki se pojavljajo v času uporabe konstrukcije, med gradnjo in rekonstrukcijo.
- Nezgodna projektna stanja vključujejo izjemne pogoje zaradi požara, eksplozije, trčenja ali lokalne odpovedi konstrukcije.
- Potresna projektna stanja vključujejo pogoje med potresom.

Analiza in projektiranje konstrukcije temelji na uporabi računskega modela konstrukcije in obtežbe za ustrezna mejna stanja. V analizi moramo upoštevati ustrezne projektne vrednosti vplivov, projektne vrednosti lastnosti materialov ali proizvodov in projektne vrednosti geometrije konstrukcije.

### 4.1 Preverjanje mejnih stanj

Pri preverjanju mejnega stanja nosilnosti, t.j. poružitve oz. prevelikih deformacij prereza, elementa ali povezave moramo zagotoviti, da velja:

$$E_d \leq R_d, \quad (4.1)$$

kjer je  $E_d$  projektna vrednost učinkov vpliva (npr. notranje sile),  $R_d$  pa je projektna vrednost pripadajoče odpornosti.

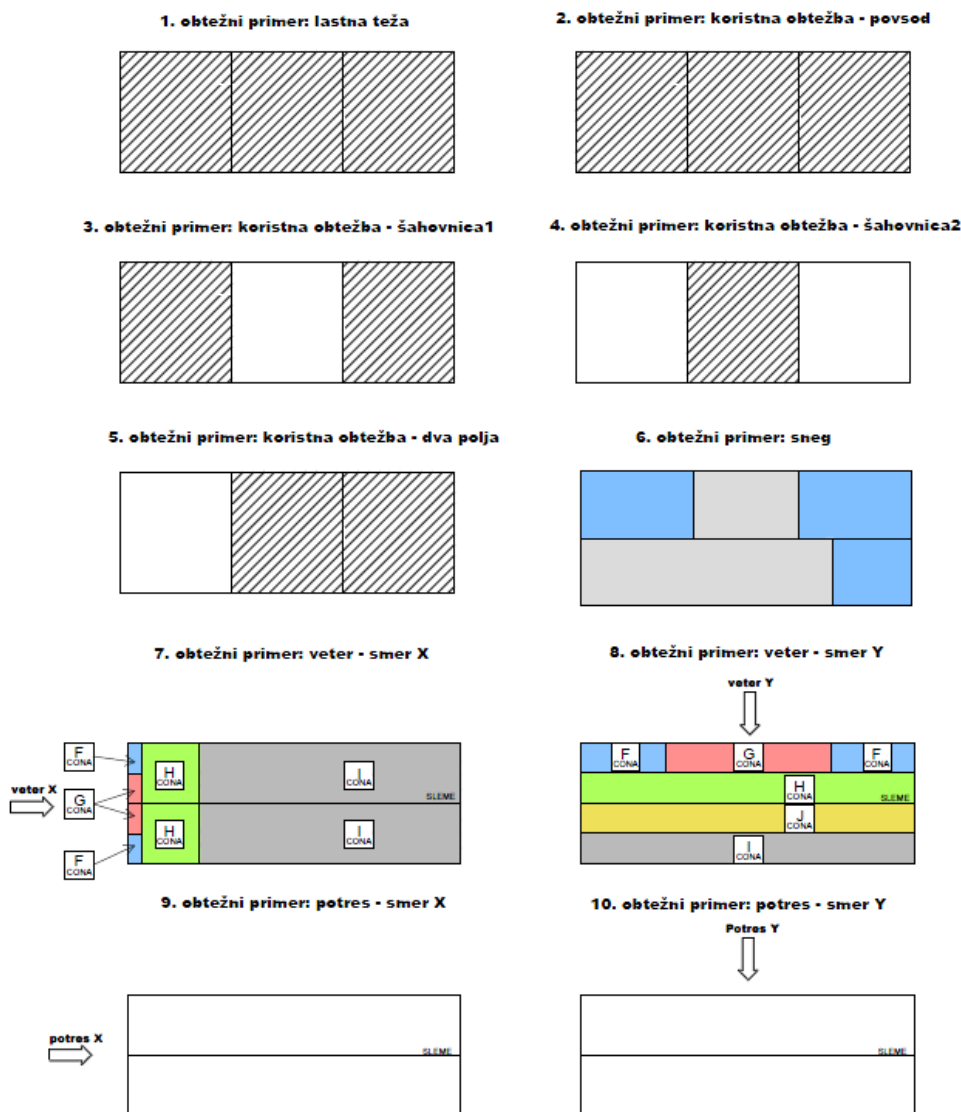
Pri preverjanju mejnih stanj uporabnosti, t.j. razpok oz. pomikov elementa ali povezave moramo zagotoviti, da velja:

$$E_d \leq C_d, \quad (4.2)$$

kjer je  $E_d$  projektna vrednost učinkov vpliva,  $C_d$  pa je mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti.

## 4.2 Kombinacije vplivov

Z ustrezno kombinacijo karakterističnih vrednosti vplivov – obtežnih primerov, ki učinkujejo na obravnavano stavbo (podrobneje jih predstavimo v poglavju 4.2.1 in 4.2.2), določimo projektne vrednosti učinkov vplivov  $E_d$ . Na Sliki 33 prikazujemo upoštewane obtežne primere.



Slika 33: Upoštevani obtežni primeri pri analizi obravnavane stavbe

#### 4.2.1 Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti

Kombinacijo vplivov v splošnem zapišemo kot (glej SIST EN 1990: 2004 točka 6.4.3.2(3)):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.3)$$

Kjer je "+" »kombinirano z«, znak  $\Sigma$  »kombiniran učinek«,  $\gamma_{G,j}$  delni faktor za  $j$ -ti stalni vpliv,  $G_{k,j}$  karakteristična vrednost stalnega vpliva » $j$ «,  $\gamma_{Q,1}$  delni faktor za spremenljiv vpliv »1«,  $Q_{k,1}$  karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva »1«,  $\gamma_{Q,i}$  delni faktor za spremenljivi vpliv » $i$ «,  $\Psi_{0,i}$  faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva » $i$ « in  $Q_{k,i}$  karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva » $i$ «.

V primeru, da stalni vpliv učinkuje neugodno, upoštevamo za delni faktor  $\gamma_G$  vrednost 1,35 sicer pa 1,0. Neugoden učinek spremenljivega vpliva upoštevamo z delnim faktorjem  $\gamma_Q = 1,5$ , sicer je  $\gamma_Q = 0$ . V Preglednici 28 prikazujemo vrednosti faktorjev  $\Psi_{0,i}$ .

Preglednica 28: Faktorji za kombinacijsko vrednost upoštevanih spremenljivih vplivov  $\Psi_{0,i}$

Vpliv	$\Psi_0$
Koristna obtežba: kategorija B (pisarne)	0,7
Koristna obtežba: kategorija H (strehe)	0,0
Obtežba snega: kraji z nadmorsko višino pod 1000 m	0,5
Obtežba vetra	0,6

V Preglednici 29 prikazujemo obtežne kombinacije za mejnega stanja nosilnosti obravnavane stavbe. Pri tvorjenju kombinacij uporabimo izraz (4.3).

Preglednica 29: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti

Obtežni primeri								
Obt. komb.	Lastna teža	Koristna – povsod	Koristna – šahovnica1	Koristna – šahovnica2	Koristna – dva polja	Veter – smer X	Veter – smer Y	Sneg
K1	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$						
K2	$1,00 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$						
K3	$1,35 \cdot G$		$1,5 \cdot Q$					
K4	$1,00 \cdot G$		$1,5 \cdot Q$					
K5	$1,35 \cdot G$			$1,5 \cdot Q$				
K6	$1,00 \cdot G$			$1,5 \cdot Q$				
K7	$1,35 \cdot G$				$1,5 \cdot Q$			
K8	$1,00 \cdot G$				$1,5 \cdot Q$			
K9	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$						$0,75 \cdot s$
K10	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$				$0,90 \cdot W_x$		
K11	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$					$0,90 \cdot W_y$	
K12	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$				$-0,90 \cdot W_x$		
K13	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$					$-0,90 \cdot W_y$	
K14	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$				$1,5 \cdot W_x$		
K15	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$					$1,5 \cdot W_y$	
K16	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$				$-1,5 \cdot W_x$		
K17	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$					$-1,5 \cdot W_y$	

#### 4.2.2 Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti

Splošno se kombinacija vplivov lahko izrazi kot (SIST EN 1990: 2004 točka 6.4.3.4(2)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.4)$$

kjer je  $A_{Ed}$  projektna vrednost vpliva potresa,  $\Psi_{2,i}$  pa faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva »i«. Za ostale oznake glej poglavje 4.2.1.

Pri potresni obtežni kombinaciji moramo poleg vertikalne obtežbe upoštevati še kombiniran vpliv potresa iz obeh vodoravnih smeri, saj na konstrukcijo delujeta sočasno. Ob predpostavki, da sta komponenti potresne obtežbe neodvisni, ju lahko kombiniramo z naslednjima izrazoma:

$$E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy} \text{ in } 0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy}, \quad (4.5)$$

kjer je  $E_{Edx}$  učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri  $X$  konstrukcije,  $E_{Edy}$  pa učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri  $Y$  konstrukcije.

Dejansko kombinacijo vplivov za potresno projektno stanje dobimo, če za projektno vrednost vpliva potresa  $A_{Ed}$  v izrazu (4.4) upoštevamo izraza (4.5), ki predstavljata potresni obtežni primer, sestavljen iz vsote 100 % vpliva v eni smeri in 30 % vpliva v smeri pravokotno na osnovno smer. Upoštevati moramo še delovanje potresnega vpliva v pozitivni in negativni smeri. Dobimo štiri različne obtežne primere. Faktorji za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva  $\Psi_{2,i}$  so podani v Preglednici 30.

Preglednica 30: Faktorji za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva  $\Psi_{2,i}$

Vpliv	$\Psi_2$
Koristna obtežba: kategorija B (pisarne)	0,3
Koristna obtežba: kategorija H (strehe)	0,0
Obtežba snega: kraji z nadmorsko višino pod 1000 m	0,0
Obtežba vetra	0,0

Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja, dobljena iz izrazov (4.4) in (4.5), so prikazana v Preglednici 31.

Preglednica 31: kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

Obt. Komb.	Obtežni primeri			
	Lastna teža	Koristna – povesod	Potres – smer X	Potres – smer Y
<b>K18</b>	$G$	$0,3 \cdot Q$	$1,0 \cdot E_{dx}$	$0,3 \cdot E_{dy}$
<b>K19</b>	$G$	$0,3 \cdot Q$	$-1,0 \cdot E_{dx}$	$-0,3 \cdot E_{dy}$
<b>K20</b>	$G$	$0,3 \cdot Q$	$0,3 \cdot E_{dx}$	$1,0 \cdot E_{dy}$
<b>K22</b>	$G$	$0,3 \cdot Q$	$-0,3 \cdot E_{dx}$	$-1,0 \cdot E_{dy}$



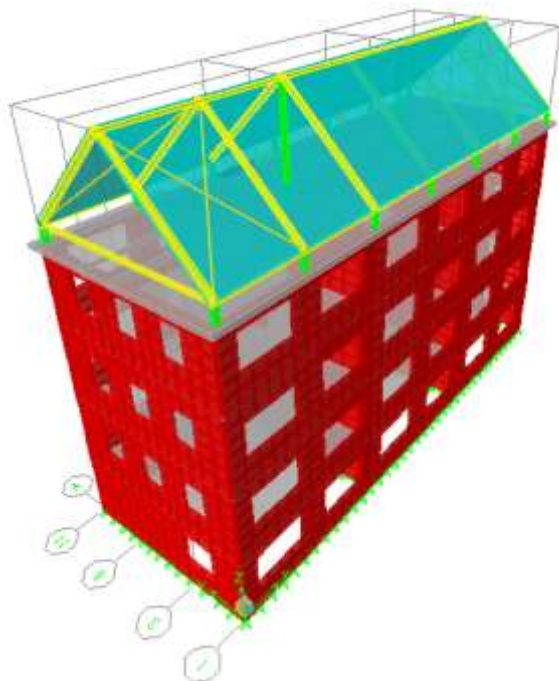
## 5 RAČUNSKI MODELI NOSILNE KONSTRUKCIJE STAVBE

Analiza in projektiranje nosilne konstrukcije stavbe ali njenega dela temelji na uporabi ustreznega računskega modela. Osnovno orodje za račun napetostnega in deformacijskega stanja ter dimenzioniranje konstrukcije postaja metoda končnih elementov. Le-ta zaradi vse večje dostopnosti in zmogljivosti računalniške opreme vse bolj nadomešča klasično ročno dimenzioniranje, kar velja tudi za najbolj enostavne primere konstrukcij. Modeliranje in projektiranje s pomočjo grafičnega uporabniškega vmesnika postaja hitro in enostavno. Modeliramo lahko betonske, jeklene, lesene in druge konstrukcije, pri tem pa upoštevamo tako linearno kot nelinearno obnašanje materiala, obtežba konstrukcije pa je lahko statična ali dinamična. Pri tem moramo paziti, da z računskim modelom zajamemo vse bistvene značilnosti odziva obravnavane konstrukcije in da z njim dovolj natančno simuliramo dejansko obnašanje konstrukcije. V diplomski nalogi za analizo vertikalnih nosilnih elementov uporabimo prostorski računski model, za analizo tipične stropne konstrukcije stavbe pa modificiran ravninski računski model konstrukcije. V nadaljevanju podrobneje predstavimo oba modela.

### 5.1 Prostorski računski model konstrukcije za analizo vertikalnih nosilnih elementov stavbe

Za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov stavbe uporabimo prostorski računski model, ki ga izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008). Vertikalne nosilne elemente modeliramo s štiri-vozliščnimi ploskovnimi končnimi elementi. Upoštevamo linearno obnašanje materiala.

Najprej opišemo prostorski model, s katerim določimo učinke potresnih vplivov v vertikalnih nosilnih elementih. Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2004 moramo v analizi upoštevati vpliv razpokanosti prečnih prereзов. To naredimo na poenostavljen način, in sicer upogibno ter strižno togost prereзов vertikalnih nosilnih elementov zmanjšamo za polovico. Ker je togost stropov v vodoravni ravnini veliko večja v primerjavi z vodoravno togostjo navpičnih elementov nosilne konstrukcije, predpostavimo, da strop deluje kot toga diafragma. To pomeni, da ima neskončno togost v svoji ravnini, togost pravokotno na ravnino pa zanemarimo. Diafragma v model vpeljemo tako, da na nivoju vsake etaže označimo vse vertikalne elemente in jih s funkcijo *Diaphragm* toga povežemo. Plošče modeliramo s štiri-vozliščnimi ploskovnimi končnimi elementi tipa *Membrane*, ki nam služijo samo kot mehanizem za prenos vertikalne porazdeljene obtežbe iz plošč na stene. Končni elementi plošč so brez mase. Na Sliki 34 prikazujemo opisan prostorski računski model.



Slika 34: Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije

Za potrebe modalne analize mase etaž definiramo s funkcijo *Mass source* (glej Slika 35). Upoštevamo lastno težo vertikalnih elementov (v programu dead load), lastno težo medetažnih plošč ter koristno obtežbo neodvisno zasedenih etaž z multiplikatorjem  $\varphi \cdot \Psi_2 = 0,15$  in koristno obtežbo vrhnje etaže z multiplikatorjem  $\varphi \cdot \Psi_2 = 0,30$ , kot smo to določili v podpoglavju 3.5.2.



Slika 35: Definiranje mase konstrukcije v modalni analizi

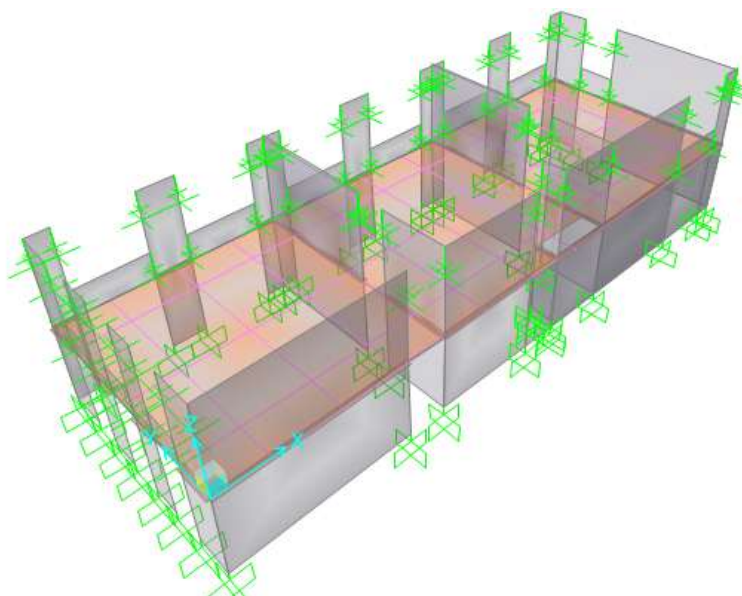
Potresni vpliv upoštevamo s pomočjo projektnega spektra odziva, ki smo ga določili v podpoglavju 3.5.4. V programu uporabimo ukaz *Response Spectrum Function*. Pri modalni analizi moramo zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, upoštevati še slučajno ekscentričnost mase. Masno središče moramo v vsaki etaži premakniti iz nazivne lege za 5 % tlorisne dimenzije stavbe v obeh vodoravnih smereh. Tako v programu pri definiranju potresnega obtežnega primera (*Response Spectrum Case Data*) podamo ekscentričnost mase (*Eccentricity*) v velikosti 5 %.

Pri analizi učinkov vplivov, t.j. napetostnega in deformacijskega stanja v konstrukciji, zaradi stalnih in spremenljivih vplivov opisani prostorski model ustrezno modificiramo. V tem primeru razpokanosti prereзов ne upoštevamo. Za modeliranje medetažnih plošč namesto ploskovnih končnih elementov tipa *Membrane* uporabimo končne elemente tipa *Plate*. Karakteristične vrednosti vplivov smo podrobno predstavili v poglavju 3. Stalno in koristno obtežbo na medetažnih ploščah podajamo v obliki enakomerne porazdeljene ploskovne obtežbe. V stalnem vplivu upoštevamo tudi lastno težo stropne konstrukcije. Učinek vetra na nosilno konstrukcijo stavbe podamo kot horizontalno linijsko obtežbo v nivoju stropnih plošč in kot ploskovno obtežbo na streho objekta.

Med vertikalnimi nosilnimi elementi stavbe imamo poleg samostojnih sten tudi stene z odprtini. Z uporabo funkcije *Pier* za stene oziroma *Spandrel* za preklade program samodejno integrira napetosti po prečnem prerezu stene oziroma preklade in nam poda rezultirajoče sile ter momente v težiščni osi.

## 5.2 Ravninski računski model za analizo tipične stropne konstrukcije stavbe

Ravninski računski model za analizo tipične stropne konstrukcije stavbe izdelamo v programu SAFE (Computers and Structures, Inc., 2009). Program je posebej razvit za analizo in dimenzioniranje plošč. Med drugim omogoča tudi avtomatsko dimenzioniranje plošč po standardu SIST EN 1992-1-1: 2004. Ploščo modeliramo s štiri-vozliščnimi ploskovnimi končnimi elementi tipa *Slab*. Upoštevamo linearno obnašanje materiala. Ploščo na ustreznih mestih podpremo s stenami. Računski model prikazujemo na Sliki 36.



Slika 36: Računski model za analizo tipične stropne konstrukcije stavbe

Upoštevamo obtežne primere od 1 do 5, ki jih prikazujemo na Sliki 33, ter tvorimo kombinacije vplivov od K1 do K8 skladno s Preglednico 29.

## 6 DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV STAVBE

V nadaljevanju prikazujemo dimenzioniranje značilnih nosilnih elementov obravnavane AB stavbe. Med horizontalnimi nosilnimi elementi projektiramo tipično medetažno konstrukcijo, med vertikalnimi nosilnimi elementi pa najbolj obremenjeno samostojno steno (označimo jo z  $Y_{\text{notr}}$ ) in del stene s pripadajočo prečko iz sistema povezanih sten (označimo z  $X_{\text{zun}}$ ).

### 6.1 Krovni sloj betona

Pri izpolnjevanju zahtev trajne konstrukcije glede uporabnosti, trdnosti in stabilnosti v celotni projektni življenjski dobi je zelo pomembno, da zagotovimo ustrezno protikorozijsko zaščito jeklene armature. Ta je odvisna od gostote, kakovosti in debeline krovnega sloja betona ter od razpok. Gostoto in kakovost krovnega sloja dosežemo z omejitvijo največjega vodocementnega razmerja in najmanjše količine cementsa. Postopek za določitev ustrezne debeline krovnega sloja predstavimo v nadaljevanju.

Nazivni krovni sloj betona  $c_{\text{nom}}$  definiramo kot razdaljo od površine armature, ki je najbližja betonski površini, do te betonske površine. Določimo ga kot vsoto najmanjšega krovnega sloja  $c_{\text{min}}$  in dovoljenega projektnega odstopanja  $\Delta c_{\text{dev}}$ , in sicer z enačbo (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 4.4.1.1(2)):

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (6.1)$$

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

$$c_{\text{min}} = \max\{c_{\text{min,b}}; c_{\text{min,dur}} + \Delta c_{\text{dur,y}} - \Delta c_{\text{dur,st}} - \Delta c_{\text{dur,add}}; 10 \text{ mm}\}, \quad (6.2)$$

kjer je  $c_{\text{min,b}}$  najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti,  $c_{\text{min,dur}}$  najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja,  $\Delta c_{\text{dur,y}}$  dodatni varnostni sloj,  $\Delta c_{\text{dur,st}}$  zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla in  $\Delta c_{\text{dur,add}}$  zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite.

Najmanjša debelina krovnega sloja  $c_{\text{min,b}}$  glede sprijemnosti, če so palice razvrščene posamično, je določena s premerom armaturnih palic  $\phi_{\text{palica}}$ :

$$c_{\text{min,b}} = \phi_{\text{palica}} \quad (6.3)$$

Najmanjšo debelino krovnega sloja  $c_{\text{min,dur}}$  glede pogoja okolja določimo na podlagi razvrstitve konstrukcije v ustrezni razred izpostavljenosti in razred konstrukcije ter jo odčitamo iz preglednice

4.4N v standardu SIST EN 1992-1-1:2005. Za velikost dodatnega varnostnega sloja  $\Delta c_{dur,\gamma}$  je priporočena vrednost 0 mm. Upoštevati moramo še odstopanje debeline krovnega sloja pri projektiranju  $\Delta c_{dev}$ . Priporočena vrednost je 10 mm.

V nadaljevanju izračunamo krovni sloj betona za tipično medetažno ploščo debeline  $h = 20$  cm.

### 6.1.1 Krovni sloj betona za tipično medetažno ploščo debeline $h = 20$ cm

Ob predpostavki, da bomo za armiranje plošče uporabili armaturne mreže s premerom palic  $\phi_{palica} \leq 1,0$  cm, je najmanjša debelina krovnega sloja  $c_{min,b}$  glede prijemnosti po enačbi (6.3):

$$c_{min,b} = 1,0 \text{ cm.}$$

Najmanjšo debelino krovnega sloja  $c_{min,dur}$  določimo glede na pogoje okolja. Konstrukcijo glede na izpostavljenost uvrstimo v razred XC1 (beton v stavbah z nizko vlažnostjo zraka) oziroma v razred konstrukcije S4, ki je priporočen razred za konstrukcije s projektno življenjsko dobo 50 let. Odčitamo:

$$c_{min,dur} = 1,5 \text{ cm.}$$

Tako je minimalna debelina krovne plasti po izrazu (6.2):

$$c_{min} = \max\{1,0 \text{ cm}; 1,5 \text{ cm}; 1,0 \text{ cm}\} = 1,5 \text{ cm.}$$

Ob upoštevanju priporočene vrednosti za dovoljeno projektno odstopanje debeline krovnega sloja ( $\Delta c_{dev} = 1,0$  cm) je nazivna debelina krovne plasti po izrazu (6.1):

$$c_{nom} = 1,5 \text{ cm} + 1,0 \text{ cm} = 2,5 \text{ cm.}$$

Statična višina plošče pa je:

$$d = h - c_{nom} = 20 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 17,5 \text{ cm.} \quad (6.4)$$

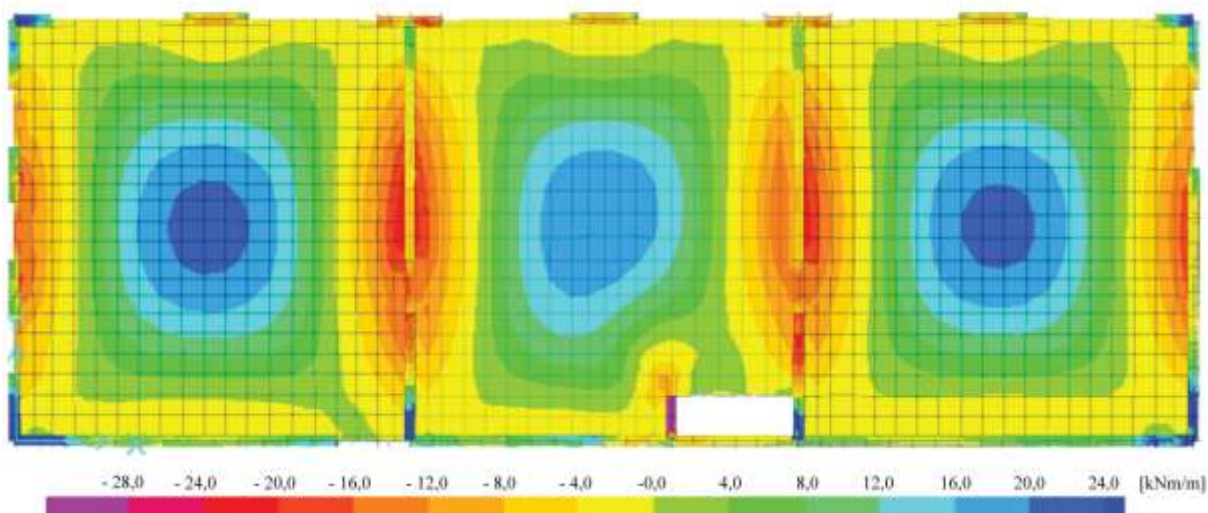
## 6.2 Medetažna konstrukcija

Tipična medetažna konstrukcija obravnavane stavbe je izvedena kot polna plošča, debeline 20 cm. Plošče so ravni konstrukcijski elementi, ki so obremenjeni pravokotno na svojo ravnino. Za plošče je značilno, da imajo dimenzijo v smeri obtežbe (debelino) vsaj petkrat manjšo od preostalih dveh dimenzij. Obtežbo prenašajo z momenti in prečnimi silami. Za polne AB plošče je značilna izredno velika togost v svoji ravnini in razmeroma enostavna izvedba. Slabost je relativno velika lastna teža.

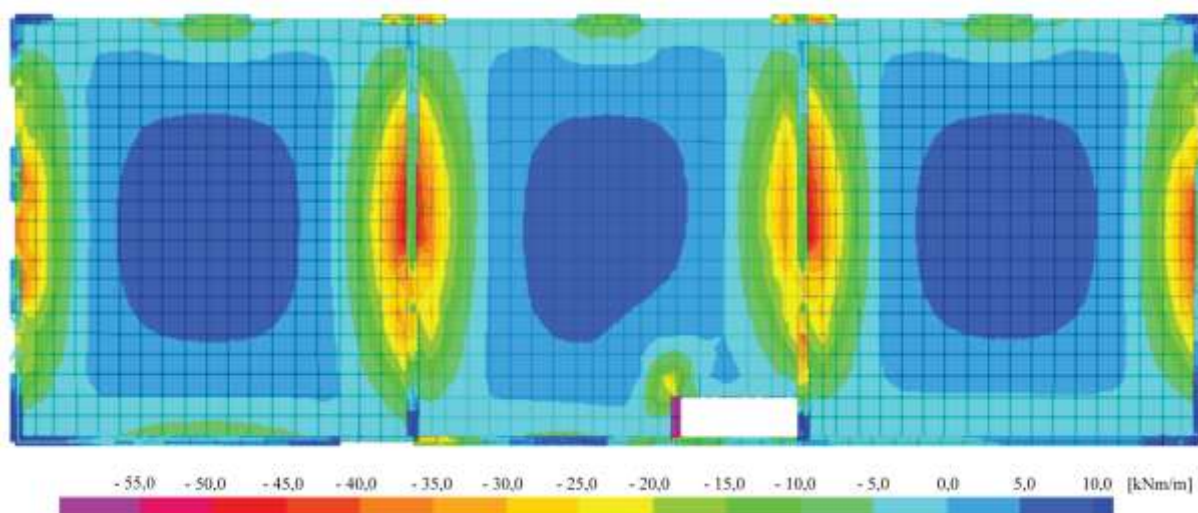
### 6.2.1 Obremenitve

Tipična medetažna AB plošča poteka preko treh polj in je nosilna v dveh smereh. Obravnavamo medetažno ploščo nad pritličjem. Ploščo dimenzioniramo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1: 2005. Pri tem uporabimo rezultate iz računalniškega programa SAFE (Computers and Structures, Inc., 2009), ki jih dodatno preverimo še s peš računom.

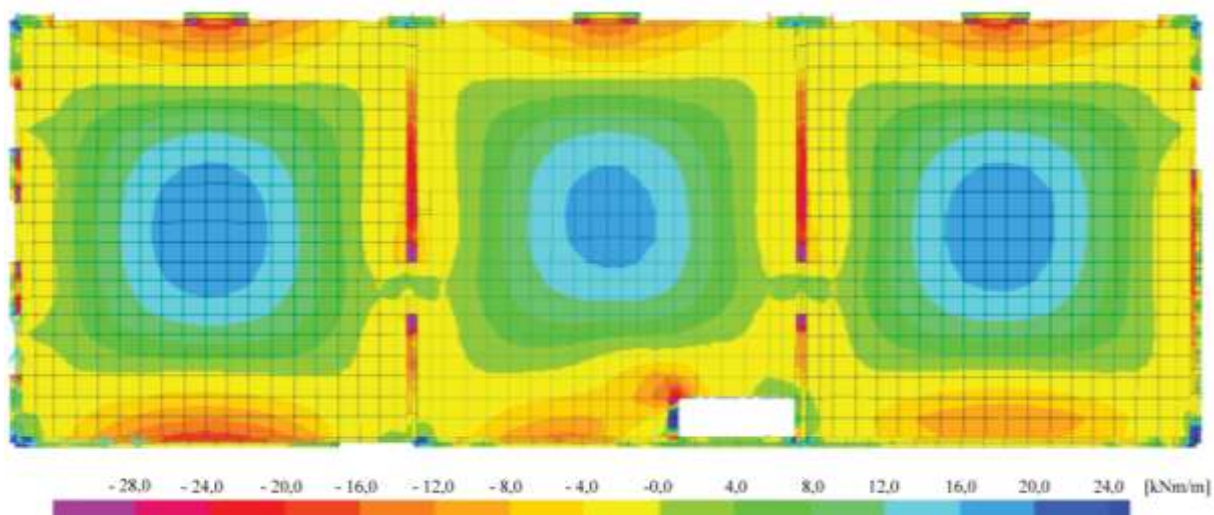
Na Slikah 37 – 42 prikazujemo ovojnici upogibnih momentov  $m_{11}$  in  $m_{22}$  v dveh pravokotnih smereh ter ovojnico torzijskega momenta  $m_{12}$  za stalna projektna stanja. Momenti  $m_{11}$  povzročajo napetosti v smeri osi  $X$  in zato vrtijo okrog osi  $Y$ , momenti  $m_{22}$  pa povzročajo napetosti v smeri osi  $Y$  in zato vrtijo okrog osi  $X$ .



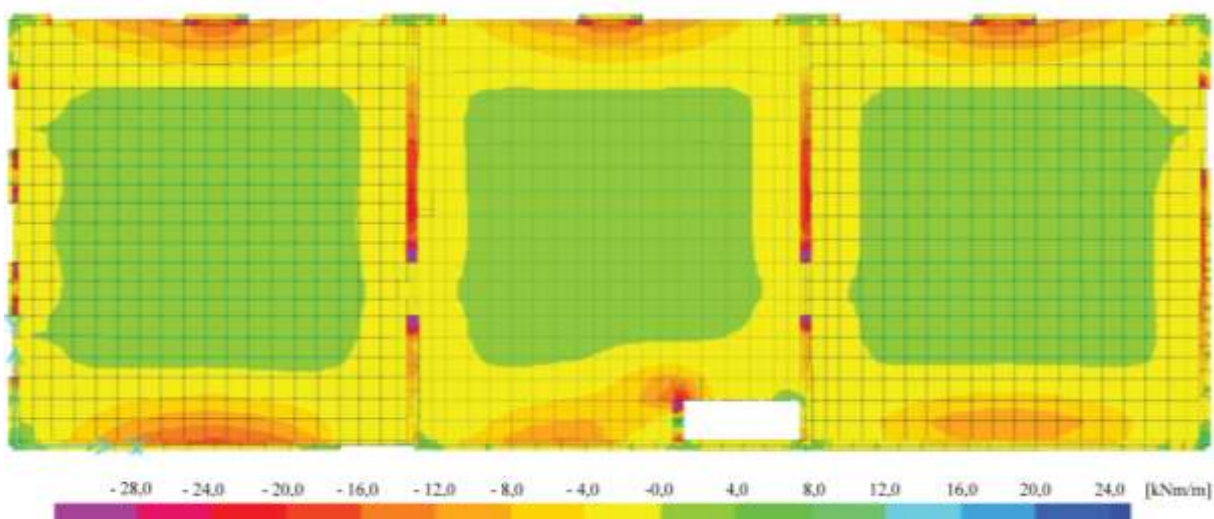
Slika 37: Ovojnica upogibnih momentov  $m_{11}$  (max)



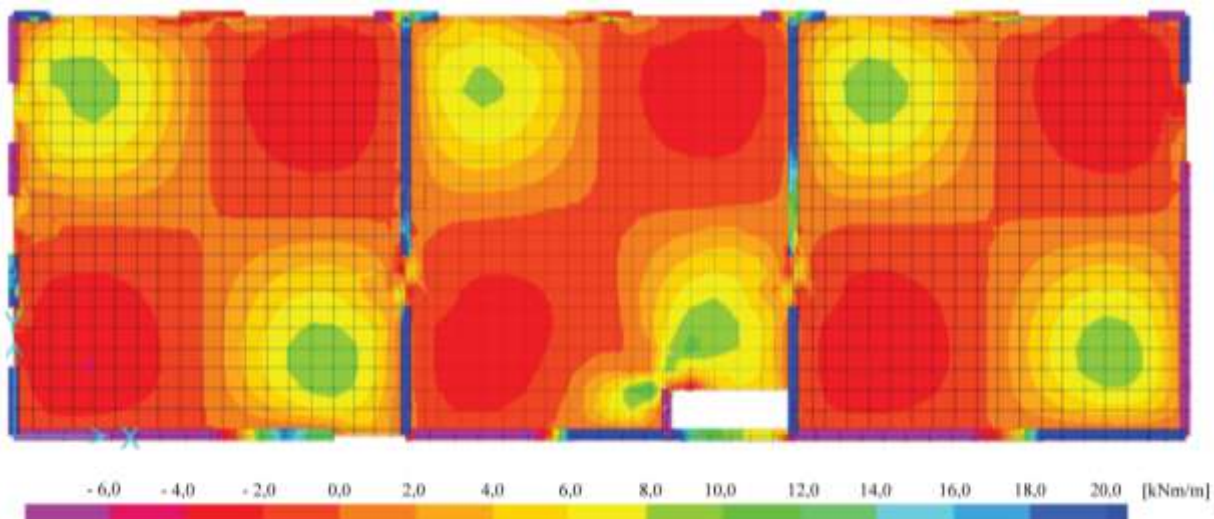
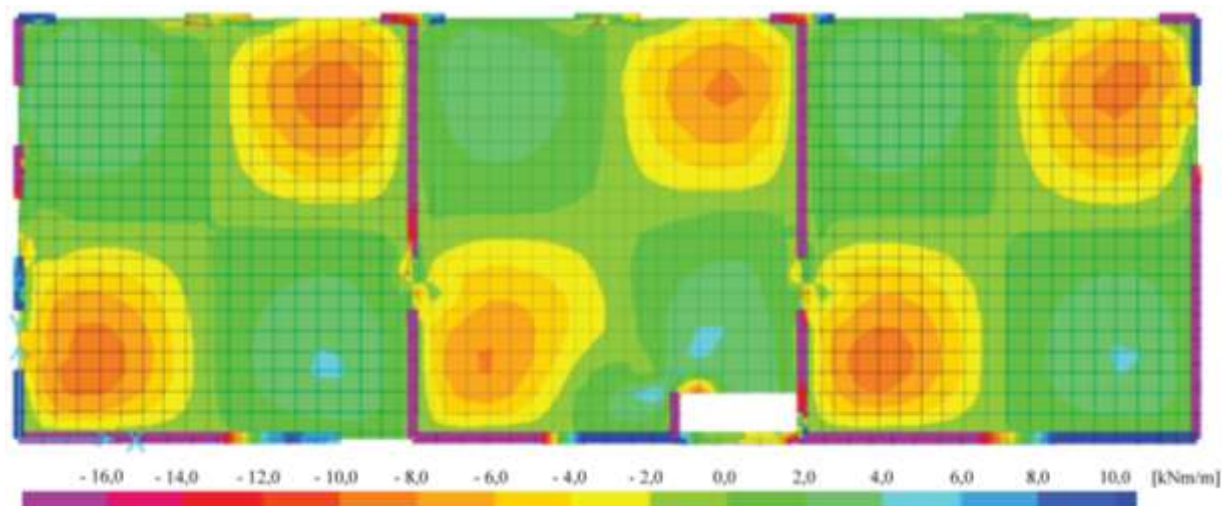
Slika 38: Ovojnica upogibnih momentov  $m_{11}$  (min)



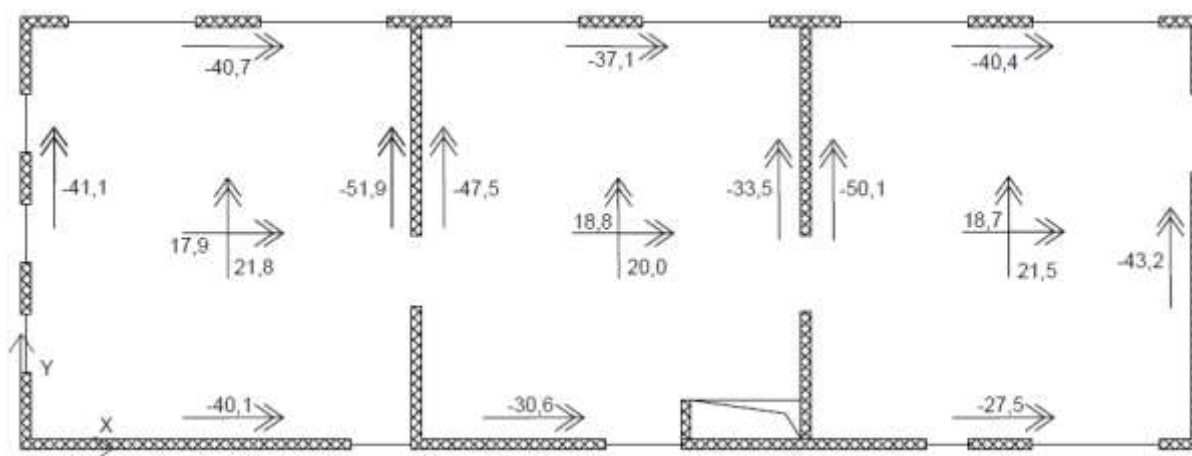
Slika 39: Ovojnica upogibnih momentov  $m_{22}$  (max)



Slika 40: Ovojnica upogibnih momentov  $m_{22}$  (min)

Slika 41: Ovojnica torzijskih momentov  $m_{12}$  (max)Slika 42: Ovojnica torzijskih momentov  $m_{12}$  (min)

Na sliki 43 pa prikazujemo mejne vrednosti upogibnih momentov iz analize.

Slika 43: Ekstremne vrednosti momentov  $m_{11}$  in  $m_{22}$  [kNm/m]



## 6.2.2 Dimenzioniranje

Za izvedbo medetažnih plošč je bil uporabljen beton marke MB-30 ter armaturne mreže kvalitete MA-500/600. Skladno z Evrokodi za beton upoštevamo trdnostni razred C25/30, za armaturo pa S500. Karakteristične lastnosti uporabljenih materialov smo prikazali v podpoglavju 2.3. Projektne vrednosti, ki jih uporabimo pri dimenzioniranju, podajamo v nadaljevanju.

- Projektna tlačna trdnost betona je določena z izrazom (SIST EN 1992-1-1: 2005 točka 3.1.6 (1)P):

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,0 \cdot 2,5 / 1,5 \text{ kN/cm}^2 = 1,67 \text{ kN/cm}^2, \quad (6.5)$$

kjer je  $\gamma_c$  delni varnostni faktor za beton (iz preglednice 2.1N v standardu je za stalna in začasna projektna stanja  $\gamma_c = 1,5$ ),  $\alpha_{cc}$  pa je koeficient, ki upošteva dolgotrajne učinke obtežbe in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na tlačno trdnost betona (upoštevamo priporočeno vrednost 1,0).

- Projektna natezna trdnost betona je določena z izrazom (SIST EN 1992-1-1: 2005 točka 3.1.6 (2)P):

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 1,0 \cdot 0,18 / 1,5 \text{ kN/cm}^2 = 0,12 \text{ kN/cm}^2, \quad (6.6)$$

kjer je  $\alpha_{ct}$  koeficient, ki upošteva učinke trajanja in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na natezno trdnost (upoštevamo priporočeno vrednost 1,0).

- Projektna meja elastičnosti armature je določena z izrazom:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 50 / 1,15 \text{ kN/cm}^2 = 43,5 \text{ kN/cm}^2, \quad (6.7)$$

kjer je  $\gamma_s$  delni varnostni faktor za jeklo za armiranje (iz preglednice 2.1N v standardu je za stalna in začasna projektna stanja  $\gamma_s = 1,15$ ).

Najmanjši in največji prerez vzdolžne armature, ki ju upoštevamo pri dimenzioniranju plošče, določimo skladno s standardom. Za minimalni prerez vzdolžne armature  $A_{s,min}$  je izraz sledeč (SIST EN 1992-1-1: 2005 točka 9.2.1.1(1)):

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right., \quad (6.8)$$

kjer je  $b_t$  širina natezne cone prereza. Prereze, ki vsebujejo manj armature kot  $A_{s,min}$ , obravnavamo kot nearmirane. Prečni prerez upogibne armature izven območja stikovanja s prekrivanjem ne sme biti večji od  $A_{s,max}$ , in sicer (SIST EN 1992-1-1: 2005 točka 9.2.1.1(3)):

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c, \quad (6.9)$$

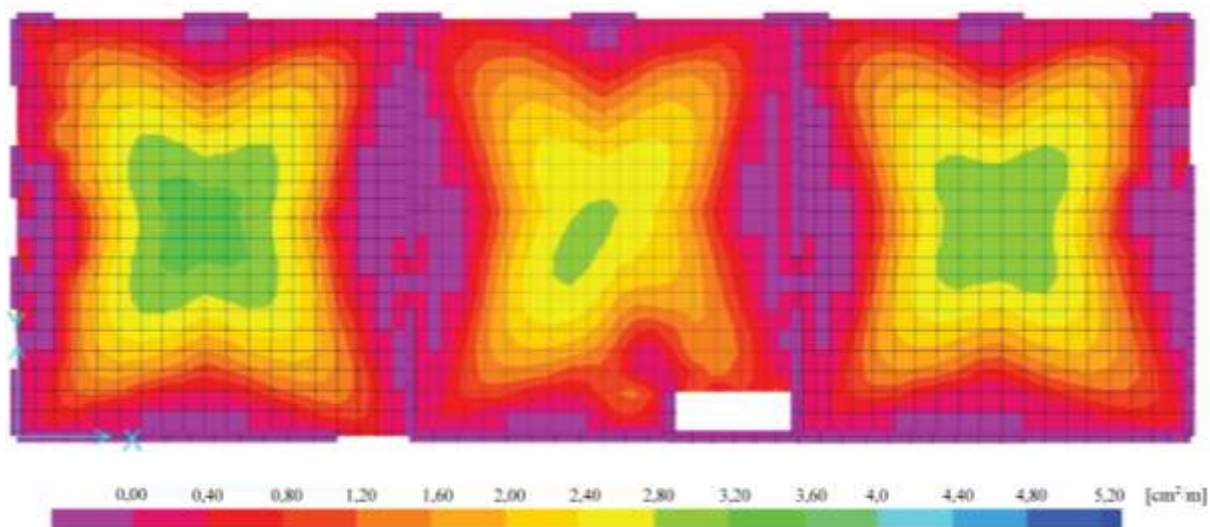
kjer je  $A_c$  površina prečnega prereza elementa.

Za obravnavano medetažno ploščo je najmanjši oziroma največji prerez vzdolžne armature sledeč:

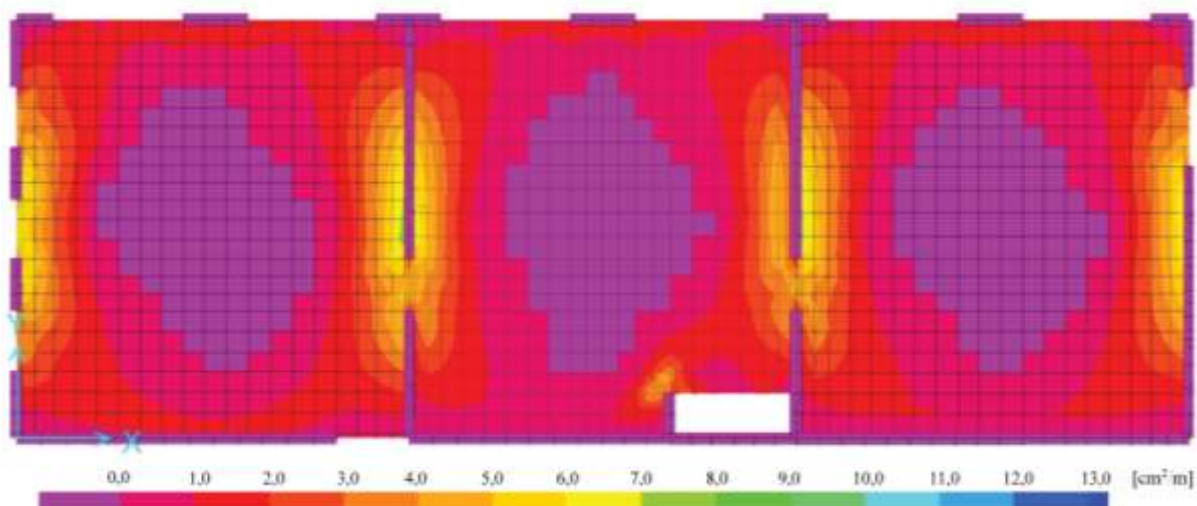
$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 100 \cdot 17,5 = 2,37 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 17,5 = 2,28 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right\} = 2,37 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 80 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

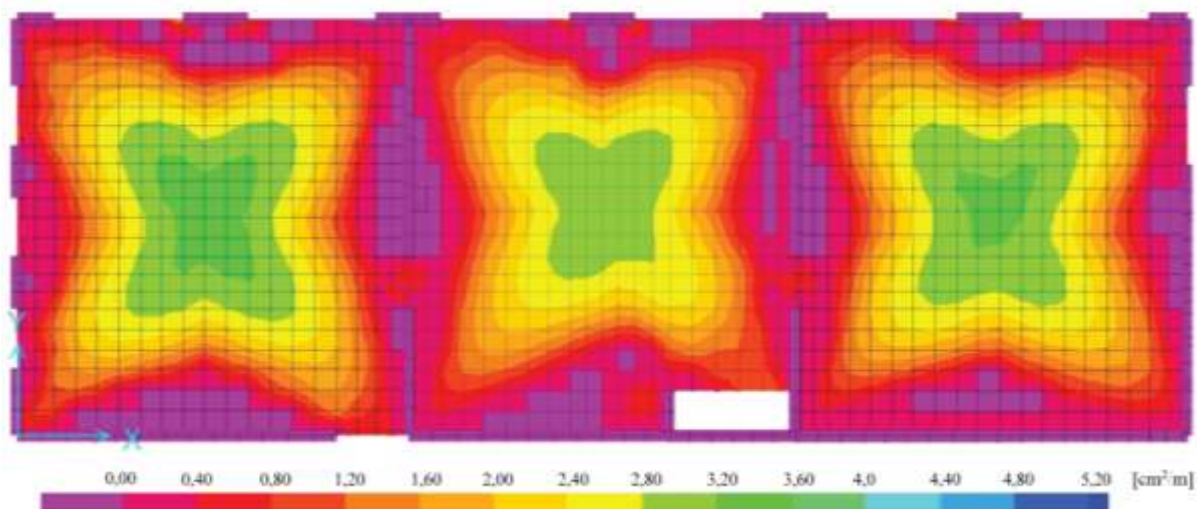
Potrebno količino armature  $A_s$  plošče izračunamo s pomočjo programa SAFE (Computers and Structures, Inc., 2009). Na Slikah 44 – 47 so prikazane intenzitete spodnje in zgornje armature za smer 1 in 2.



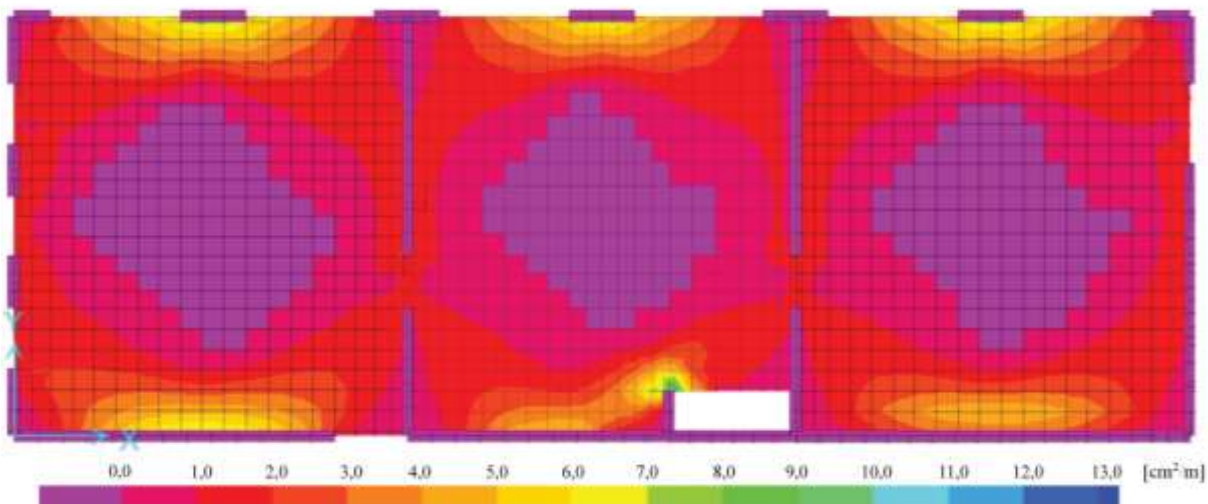
Slika 44: Potrebna spodnja armatura za smer 1 (smer X)



Slika 45: Potrebna zgornja armatura za smer 1 (smer X)



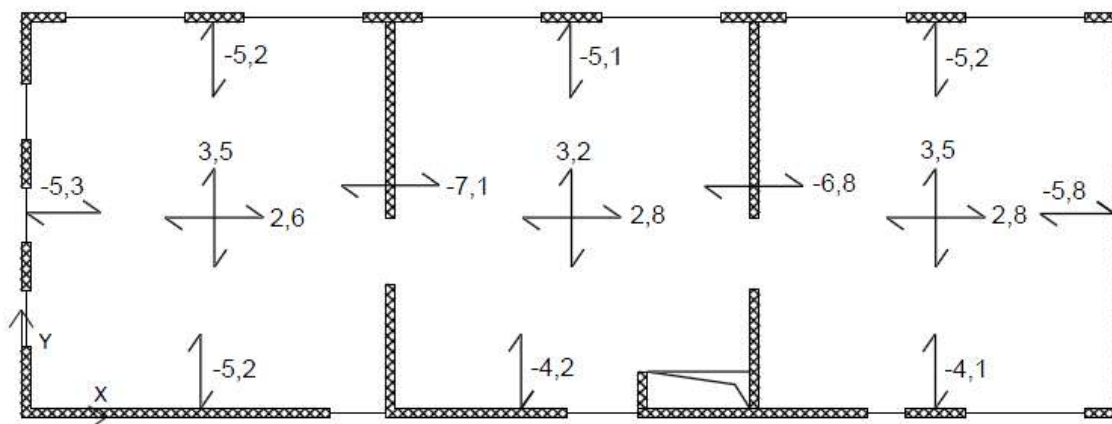
Slika 46: Potrebna spodnja armatura za smer 2 (smer Y)



Slika 47: Potrebna zgornja armatura za smer 2 (smer Y)

Zaradi koncentracij napetosti, ki se pojavijo pri analizi plošče z metodo končnih elementov, program izračuna na določenih mestih nerealne količine armature.

Za kontrolo količin potrebne armature, ki jih dobimo iz programa, izračunamo armaturo v plošči še s pomočjo interakcijskih diagramov mejne osno-upogibne nosilnosti pravokotnih prečnih prereзов (Bratina et al., 2009). Uporabimo mejne vrednosti momentov, prikazanih na Sliki 43.



Slika 48: Količina potrebne armature, izračunana s pomočjo interakcijskih diagramov [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]

Količino potrebne in izbrane armature v plošči podrobneje prikazujemo tudi v poglavju 7.1. V prilogi je priložen armaturni načrt obravnavane plošče.

### 6.2.3 Kontrola povosov

Deformacija elementov oziroma konstrukcije ne sme neugodno vplivati na njeno nemoteno uporabo ali videz. Prav tako ne sme presegati vrednosti, ki jih lahko prenesejo ostali povezani elementi, kot so predelne stene, zasteklitve, obloge, inštalacije in zaključni sloji. Mejno stanje povosov lahko dokažemo bodisi z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino prereza ali pa s primerjavo izračunanega povosa z mejno vrednostjo.

Uporabimo prvi način dokazovanja povosov. Mejno razmerje med razpetino in statično višino je določen z izrazoma (SIST EN 1992-1-1: 2005 točka 7.4.2(2)):

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{če je } \rho \leq \rho_0, \quad (6.10)$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{če je } \rho > \rho_0, \quad (6.11)$$

kjer je  $\frac{l}{d}$  meja razmerja med razpetino in statično višino prereza,  $K$  faktor, ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov,  $\rho_0$  referenčno razmerje armiranja ( $\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$ ) in  $\rho$  zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine (pri konzolah nad podporo), ki je potrebna za prevzem momenta zaradi projektnih obtežb ( $\rho = \frac{A_{s,potr.}}{b \cdot h}$ ).

Vpliv različnih statičnih sistemov  $K$  na razmerje med razpetino in statično višino prereza je podan v standardu SIST EN 1992-1-1: 2005 v preglednici 7.4N. Izberemo  $K = 1,3$ , ki velja za krajno polje neprekinjenih plošč, nosilnih v dveh smereh, ki so neprekinjene vzdolž ene stranice. Za prvo polje plošče znaša manjša razpetina  $l = \min(7,8 \text{ m}; 8,6 \text{ m}) = 7,8 \text{ m}$ . Stopnja armiranja  $\rho$  pa je :

$$\rho = \frac{3,53 \text{ cm}^2/\text{m}}{100 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 0,0018 = 0,18 \%. \quad (6.12)$$

Ker je  $\rho \leq \rho_0$ , upoštevamo za račun meje razmerja med razpetino in statično višino prereza izraz (6.10):

$$\frac{l}{d} = 1,3 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \frac{0,005}{0,0018} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left( \frac{0,005}{0,0018} - 1 \right)^{3/2} \right] = 90,70. \quad (6.13)$$

Ugotovimo, da mejno razmerje med razpetino in statično višino plošče ni prekoračeno, saj je:

$$\frac{l_{dej.}}{d_{dej.}} = \frac{7,8 \text{ m}}{0,175 \text{ m}} = 44,57 \leq 90,69 \quad \checkmark \quad (6.14)$$

S tem je mejno stanje povesov dokazano.

## 6.3 Samostojna stena ( $Y_{notr}$ )

### 6.3.1 Splošno

Stena je v splošnem navpični konstrukcijski element, ki podpira druge elemente in ima podolgovat prerez z razmerjem dolžine proti širini  $l_w/b_w$  večjim od 4. Pri projektiranju AB sten moramo upoštevati zahteve in določila iz standarda SIST EN 1998-1:2004 ter iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. Za stene je značilno, da imajo veliko nosilnost in togost ter da praviloma dobro prenašajo horizontalno obtežbo (potres). Glavna težava pri projektiranju sten je zagotovitev ustrezne duktilnosti. Razlog za to je relativno majhno območje tlačno obremenjenega prečnega prereza pri upogibni obremenitvi, kar posledično pomeni večjo verjetnost pojava drobljenja betona v tlačni coni, uklon vogalne armature in/ali bočni uklon tlačne cone pri stenah z odprtini. Prav tako je problematična strižna nosilnost v natezni coni plastičnega člena. Prav zaradi krhkih strižnih in tlačnih porušitev smo stene uvrščali med neduktilne konstrukcijske elemente. Ob natančnem konstruiranju teh kritičnih mest, lahko stenam zagotovimo ustrezen duktilni upogibni mehanizem, ki skupaj z veliko nosilnostjo

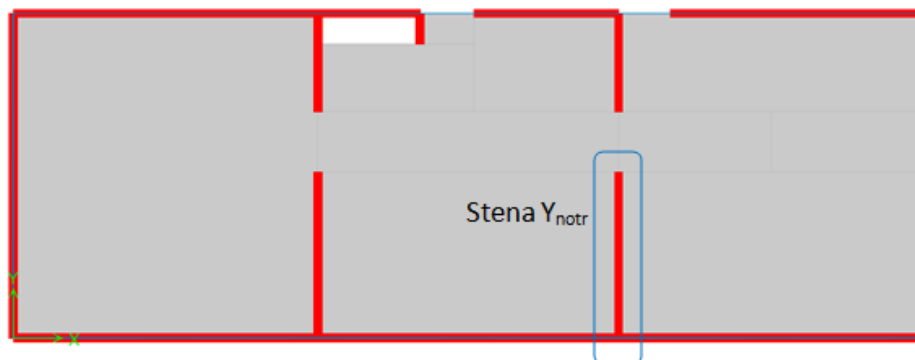
in togostjo sten zagotavlja odlično obnašanje med potresom. Vsi ukrepi, s katerimi zagotovimo takšen mehanizem obnašanja, so navedeni v standardu SIST EN 1998-1:2004. Standard loči dve vrsti sten:

- duktilna stena: stena, za katero je značilno, da je preprečena relativna rotacija med temeljem in ostalim konstrukcijskim sistemom. Konstruirana je tako, da lahko s plastifikacijo v kritičnem območju ob vpetju sipa potresno energijo;
- velika, šibko armirana stena: stena z vodoravno dolžino  $l_w$ , ki je vsaj enaka manjši od vrednosti 4,0 m ali dve tretjini višine stene  $h_w$ . Takšne stene so mnogo šibkeje armirane in se med potresom lahko zibljejo, kar predstavlja dodaten vir sipanja energije. Pri potresnem projektnejem stanju bodo zmerno razpokale ter se omejeno plastificirale.

Glede na seizmičnost območja je sistem »velikih, šibko armiranih sten« za območje Slovenije neprimeren. Poleg tega je omejen na konstrukcije z osnovno nihajno dobo pod 0,5 s, zato se v nadaljevanju osredotočimo le na izpolnjevanje zahtev za duktilne stene.

### 6.3.2 Geometrijski podatki

Stena z oznako  $Y_{notr}$  je najbolj obremenjena notranja stena. Lego stene v tlorisu stavbe prikazujemo na Sliki 49. Poteka od nivoja temeljev pa vse do četrte etaže. Njena višina je  $h_w = 12,85$  m, dolžina  $l_w = 4,30$  m, debelina pa  $b_w = 0,2$  m.



Slika 49: Pozicija in oznaka obravnavane stene v tlorisu

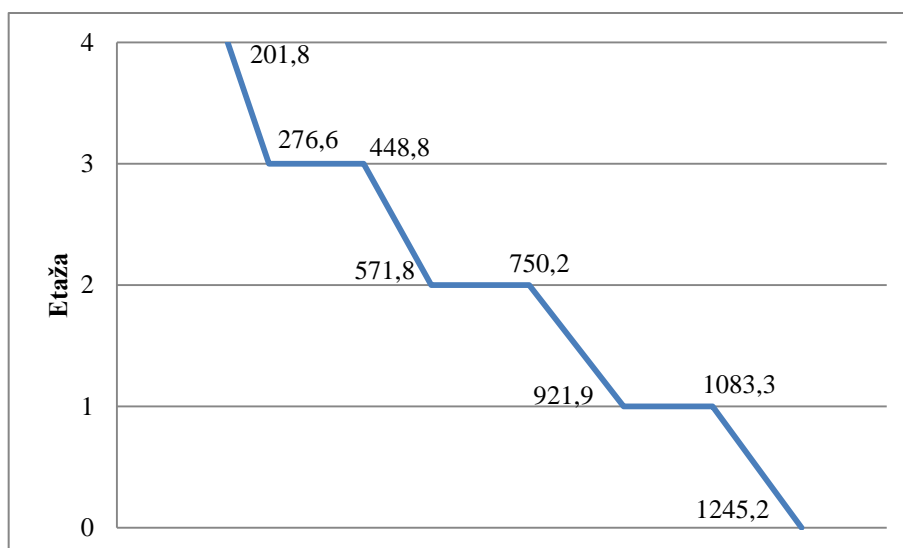
### 6.3.3 Projektne obremenitve

Največje obremenitve v steni nastopajo na mestu vpetja v temelj. V primeru analize stene za stalna projektna stanja v steni nastopajo največje tlačne obremenitve, v potresnih projektnejih stanjih pa upogibne obremenitve. Analizo smo opravili na prostorskem modelu nosilne konstrukcije stavbe v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008). Model smo podrobneje opisali v poglavju 5.1. V Preglednici 32 prikazujemo ovojnico projektnejih obremenitev za stalna in potresna projektna stanja za prečni prerez stene ob vpetju.

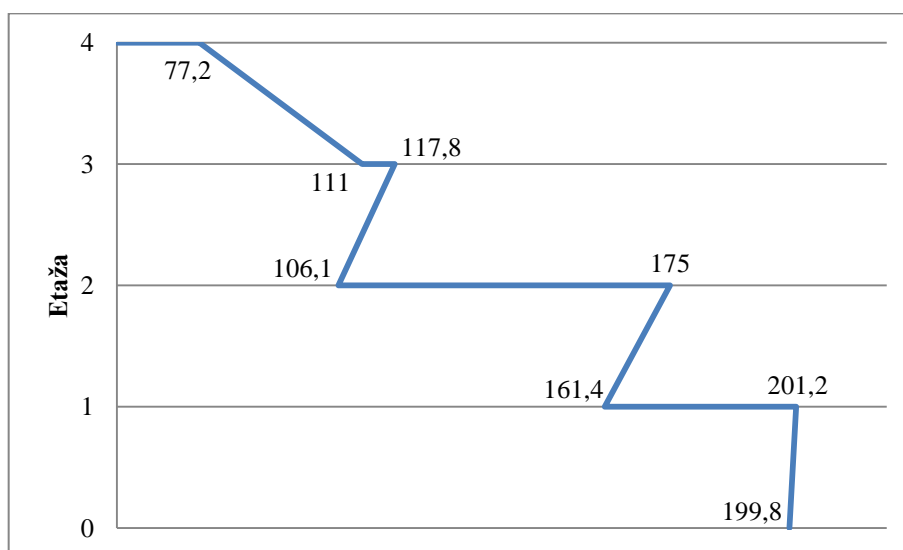
Preglednica 32: Ovojnica projektних obremenitev v prečnem prerezu stene ob vpetju za potresna in stalna projektna stanja

		$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]
Ovojnica za potresna projektna stanja	min	-1243,6	-199,78	-593,9
	max	-725,8	164,32	671,1
Ovojnica za stalna projektna stanja	min	-1710,6	-64,5	-44,4
	max	-1486,7	5,6	190,8

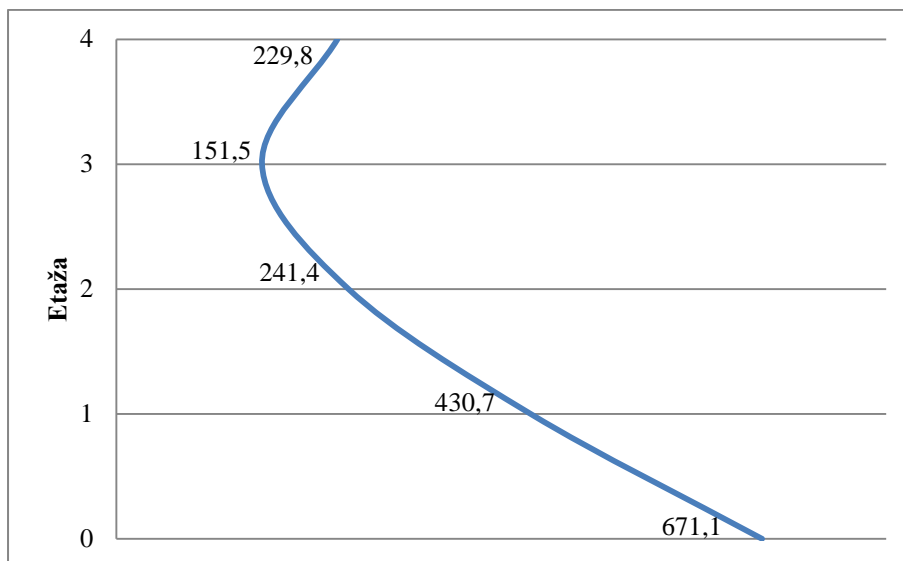
Na Slikah 50 –52 prikazujemo potek obremenitev v osi stene iz analize za potresna projektna stanja.



Slika 50: Projektne osne sile  $N_{ed}$  [kN] v steni  $Y_{notr}$  za potresna projektna stanja



Slika 51: Projektne prečne sile  $V_{ed}$  [kN] v steni  $Y_{notr}$  za potresna projektna stanja



Slika 52: Projektni upogibni momenti  $M_{ed}$  [kNm] v steni  $Y_{notr}$  za potresna projektna stanja

#### 6.3.4 Zahteve glede mehanskih karakteristik uporabljenih materialov in geometrijske zahteve

V standardu SIST EN 1998-1:2004 so podane naslednje zahteve glede mehanskih karakteristik uporabljenih materialov:

1. Razred tlačne trdnosti betona v primarnih potresnih elementih ne sme biti manjši od C16/20.
2. Z izjemo zaprtih stremen in prečnih vezi lahko v kritičnem območju potresnih elementov uporabljamo le rebrasto armaturo.
3. V kritičnih območjih primarnih potresnih elementov moramo uporabljati jeklo za armiranje razredov B in C po določenih SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica C.1.
4. Dovoljena je uporaba varjenih mrež, če ustrezajo pogoju 2 in 3.

V obravnavani stavbi so nosilni elementi izdelani iz betona trdnostnega razreda C25/30. Za armaturo uporabljamo rebraste palice kvalitete S400 in mreže S500 razreda C. S tem zagotovimo vsem zgoraj naštetim zahtevam glede mehanskih karakteristik.

Geometrijske zahteve za duktilne stene pa so:

1. Širina stojine  $b_{wo}$  (glej Sliko 53) mora zadostiti naslednjemu pogoju (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.1.2.3(1)):

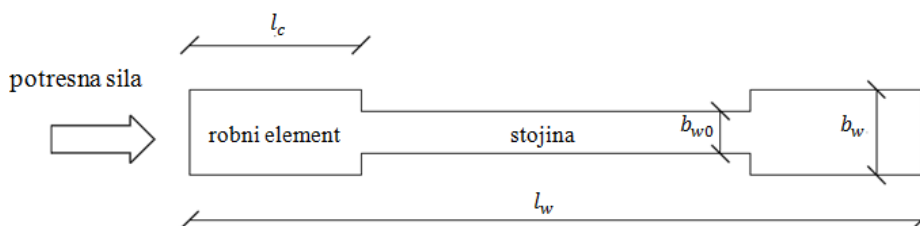
$$b_{wo} \geq \max\{0,15 \text{ m}; h_s/20\}, \quad (6.15)$$

kjer je  $h_s$  svetla etažna višina v metrih. Za obravnavano steno velja:

$$b_{wo} \geq \max\left\{0,15 \text{ m}; \frac{h_s}{20}\right\} = \left\{0,15 \text{ m}; \frac{2,90 \text{ m}}{20} = 0,145 \text{ m}\right\} = 0,15 \text{ m}.$$

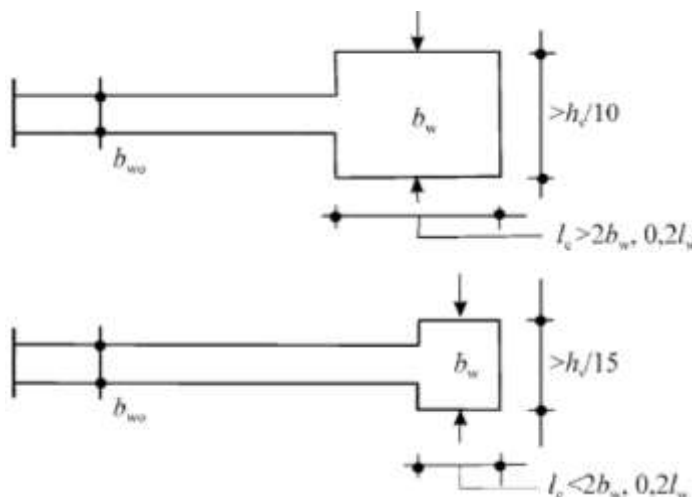
Dejanska širina stene iz projekta ustreza pogoju, torej  $b_{wo} = 0,2 \text{ m}$ .





Slika 53: Geometrijski parametri stene

2. Debelina objetega dela prereza stene (glej Sliko 54) ne sme biti manjša od 200 mm. Poleg tega ne sme biti manjša od  $h_s/15$ , če dolžina objetega dela ni daljša od  $\max\{0,2 \cdot l_w; 2 \cdot b_w\}$ . V primeru, da je dolžina objetega dela daljša od  $\max\{0,2 \cdot l_w; 2 \cdot b_w\}$ ,  $b_w$  ne sme biti manjša od  $h_s/10$ .



Slika 54: Geometrijske zahteve za debelino objetega robnega elementa (SIST EN 1998-1: 2004, str. 102)

Za obravnavano steno  $Y_{notr}$  debelina robnega elementa ne sme biti manjša od:

$$b_w \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \text{ m} \\ h_s/15 = 2,90 \text{ m}/15 = 0,193 \text{ m} \end{array} \right\} = 0,2 \text{ m}.$$

Ugotovimo, da debelina stene 0,2 m zadošča pogoju, vendar le v primeru, če robni element ni daljši od:

$$l_c \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot l_w \\ 2 \cdot b_w \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot 4,3 \text{ m} = 0,86 \text{ m} \\ 2 \cdot 0,2 = 0,40 \text{ m} \end{array} \right\} = 0,86 \text{ m}. \quad (6.16)$$

Ker dolžine robnega elementa stene za enkrat še ne poznamo, predpostavimo, da zadošča minimalna dolžina, ki je:

$$l_c > \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \cdot 4,3 \text{ m} = 0,65 \text{ m} \\ 1,5 \cdot 0,2 \text{ m} = 0,30 \text{ m} \end{array} \right\} = 0,65 \text{ m.} \quad (6.17)$$

Izberemo dolžino robnega elementa stene  $l_c = 0,65 \text{ m}$ . Tako je izpolnjen tudi pogoj (6.16).

### 6.3.5 Modifikacija projektnih obremenitev

Za duktilne stene moramo upoštevati posebna določila za račun projektnih obremenitev, s katerimi zajamemo vpliv nezanesljivosti v analizi in pri neelastičnih dinamičnih učinkih. Če nimamo natančnejše metode, upoštevamo določila iz standarda SIST EN 1998-1:2004 pod točko 5.4.2.4 in 5.5.2.2.

#### 6.3.5.1 Tlačna obremenitev

Standard SIST EN 1998-1:2004 zahteva, da normirana tlačna osna sila v steni za stopnjo duktilnosti DCM ne preseže vrednosti 0,4. S tem se izognemo prevelikim tlačnim obremenitvam v steni. V obravnavani steni je normirana osna sila iz analize za potresna projektna stanja:

$$v_d = N_{Ed} / l_w \cdot b_w \cdot f_{cd} = 1245,2 \text{ kN} / 430 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 = 0,09,$$

in je manjša od mejne vrednosti, tako da so izbrane dimenzije stene ustrezne.

#### 6.3.5.2 Upogibna obremenitev

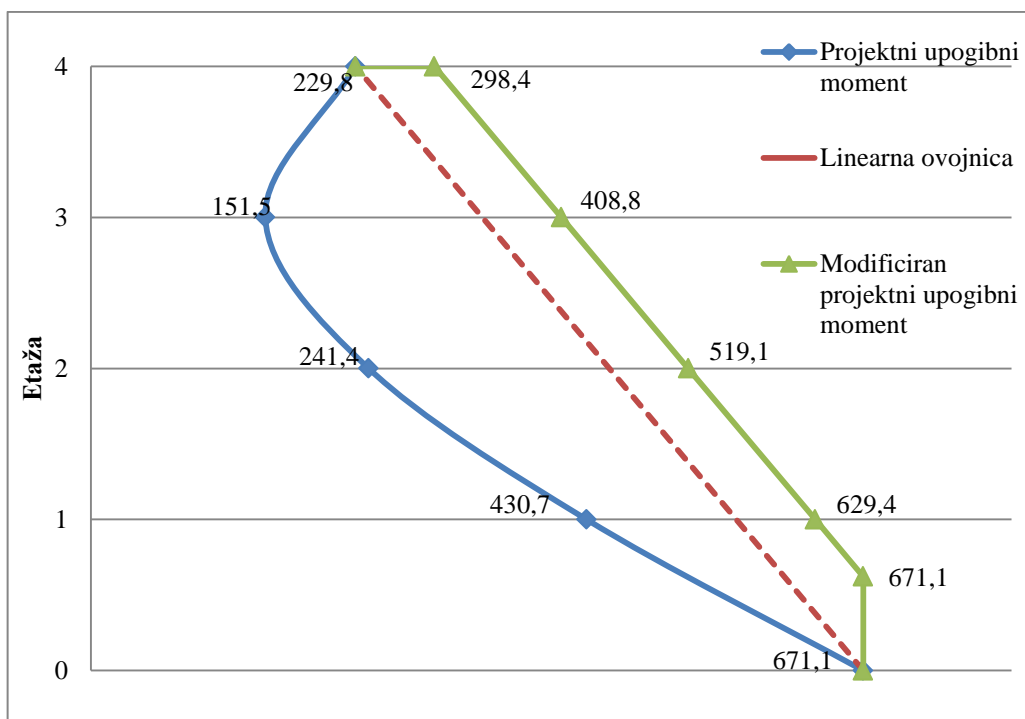
Najprej preverimo, če je obravnavana stena vitka:

$$h_w / l_w = 12,85 \text{ m} / 4,3 \text{ m} = 3,0 > 2,0, \checkmark$$

kjer je  $h_w$  višina in  $l_w$  dolžina stene. Ker je stena vitka, nezanesljivost pri razporeditvi upogibnega momenta po višini stene upoštevamo tako, da ovojnico upogibnih momentov iz analize premaknemo v navpični smeri. Konstrukcija po višini nima pomembnih nezveznosti v masah, togosti ali nosilnosti, zato lahko računsko ovojnico momentov lineariziramo (glej Sliko 52). Navpični premik poteka momentov je ob upoštevanju predpostavk iz teorije striga enak polovici ročice notranjih sil (Beg (ur.) et al., 2009):

$$a_1 = z/2 = 0,4 \cdot l_w = 0,4 \cdot 4,3 \text{ m} = 1,72 \text{ m.} \quad (6.18)$$

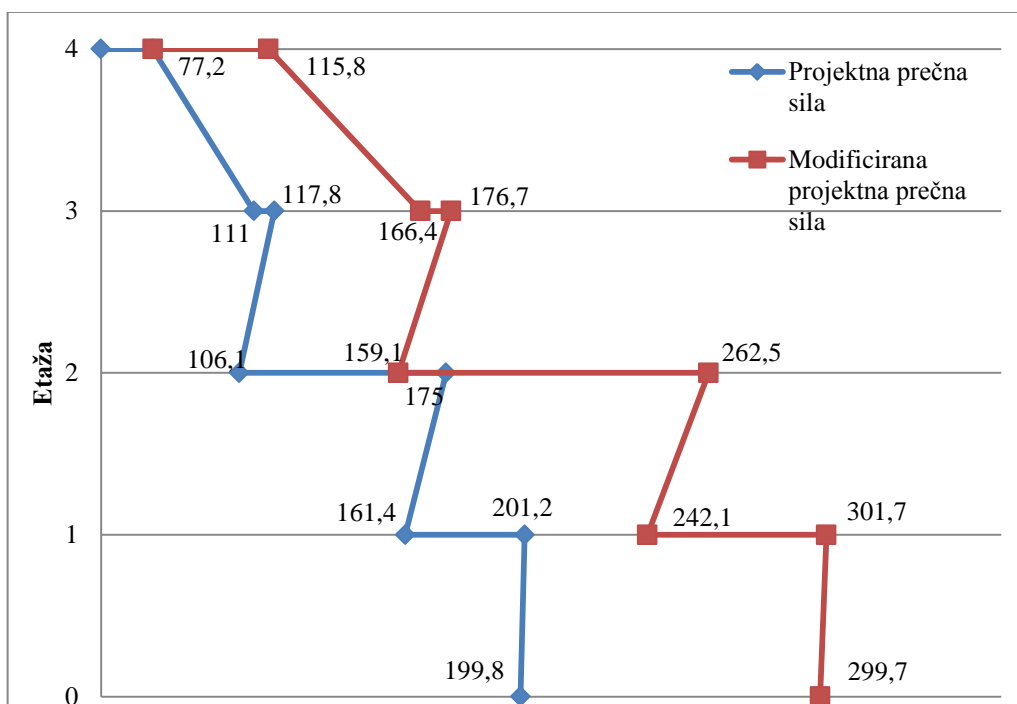
Modificiran potek projektnega upogibnega momenta, ki ga v nadaljevanju uporabimo pri dimenzioniranju obravnavane stene, prikazujemo na Sliki 55.



Slika 55: Modificiran projektni upogibni moment  $M_{ed}$  [kNm] v steni  $Y_{notr}$

### 6.3.5.3 Strižna obremenitev

Prečne sile iz analize moramo pomnožiti s faktorjem 1,5. Tako upoštevamo možno povečanje prečnih sil ob vpetju stene zaradi plastifikacije. Modificiran potek projektne prečne sile po višini stene prikazujemo na Sliki 56.



Slika 56: Modificirana projektna prečna sila  $V_{ed}$  [kN] v steni  $Y_{notr}$

### 6.3.6 Dimenzioniranje

Najprej določimo kritično območje stene, t.j. območje, ki mora biti sposobno sipati vso potresno energijo v skladu z izbrano redukcijo potresnih sil.

#### 6.3.6.1 Določitev kritičnega območja

Kritično območje  $h_{cr}$  izračunamo s pomočjo izraza (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.4.2(1)):

$$h_{cr} = \max \left[ l_w; \frac{h_w}{6} \right] = \max \left[ 4,3 \text{ m}; \frac{12,85 \text{ m}}{6} = 2,14 \text{ m} \right] = 4,3 \text{ m}.$$

Pri tem je za objekte z manj kot šestimi etažami višina kritičnega območja omejena z naslednjim pogojem:

$$h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot l_w = 2 \cdot 4,3 \text{ m} = 8,6 \text{ m} \\ h_s \text{ za } n \leq 6 \text{ etaž} = 2,9 \text{ m} \end{array} \right\}.$$

Ugotovimo, da je kritična višina stene nad vpetjem ravno enaka svetli višini prve etaže.

#### 6.3.6.2 Določitev minimalne vzdolžne armature in kontrola upogibne nosilnosti

Upogibno nosilnost oziroma odpornost prečnega prereza stene določimo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005. Pri računu upogibne nosilnosti upoštevamo tudi vzdolžno armaturo v stojini stene.

Obravnavana stena se pravokotno priključuje na sistem povezanih sten na obodu stavbe (glej Sliko 49), zato moramo pri računu upogibne nosilnosti stene upoštevati tudi vpliv prirobnice na upogibno nosilnost stene. Sodelujočo širino prirobnice od lica stojine stene izračunamo z izrazom (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.4.1(4)):

$$l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{dejanska širina pasnice} = 0,65 \text{ m} \\ \text{polovična razdalja med sosednjima stojinama stene} = 7,9 \text{ m} \\ \text{25 \% celotne višine stene nad obravnavanim nivojem} = 3,2 \text{ m} \end{array} \right\} = 0,65 \text{ m}.$$

Delež vzdolžne armature v robnih elementih v kritičnem območju ne sme biti manjši od 0,5 % ploščine robnega elementa. Ob predpostavki, da je dolžina robnega elementa  $l_c = 0,65 \text{ m}$ , širina stene pa je  $b_w = 0,2 \text{ m}$ , znaša minimalna količina vzdolžne armature v robnem elementu:

$$A_{sv}^{robni} \geq 0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 65 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 6,5 \text{ cm}^2.$$

Pri tem moramo dodatno upoštevati pogoja glede minimalnega prereza posamezne palice ter največje dovoljene razdalje med dvema sosednjima vzdolžnima palicama. V nacionalnem dodatku SIST EN 1992-1-1:2005/A101 je pod točko 9.5.2(1) določeno, da prerez palic vzdolžne armature ne sme biti manjši od  $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$ . Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama v

robnem elementu, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, pa mora izpolniti naslednji pogoj (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.2.2(10)):

$$e_{sv} \leq 20 \text{ cm.} \quad (6.19)$$

Omenjenima zahtevama zadostimo, če na obeh straneh robnega elementa postavimo 5 palic  $\phi 12$ . Tako je skupna količina vzdolžne armature v enem robnem elementu  $A_{sv}^{\text{robni}} = 11,3 \text{ cm}^2$  in je večja od minimalne zahtevane količine  $6,5 \text{ cm}^2$ .

V steni moramo zagotoviti tudi minimalno količino vodoravne armature. Skladno z nacionalnim dodatkom SIST EN 1992-1-1:2005/A101 je pod točko (88)P podana zahteva za minimalno količino vodoravne armature in sicer:

$$A_{sh,\min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 4 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad (6.20)$$

Zgornjemu pogoju zadostimo, če na vsako stran stene vgradimo armaturno mrežo Q226.

Skupni prerez vzdolžne armature stene pa mora izpolniti pogoj v nacionalnem dodatku SIST EN 1992-1-1:2005/A101 pod točko (87)P, ki je:

$$A_{sv} \geq 0,003 \cdot A_c. \quad (6.21)$$

To pomeni, da mora znašati skupna količina vzdolžne armature v steni vsaj:

$$A_{sv,\min} = 0,003 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 430 \text{ cm} = 25,8 \text{ cm}^2.$$

Preverimo, če izbrana vzdolžna armatura v steni izpolnjuje omenjeni pogoj. Na vsaki strani stene zagotovimo mrežo Q226, v robnem elementu na prostem koncu stene zagotovimo 10 palic  $\phi 12$ . Na drugem koncu stene, kjer je prirobnica, robni element ni potreben (dokaz podajamo na strani 75), kljub temu pa namestimo 4 palice  $\phi 12$ . Tako je skupna količina vzdolžne armature v steni:

$$A_{sv} = 2 \cdot (4,3 \text{ m} - 0,65 \text{ m}) \cdot 2,26 \text{ cm}^2 + 11,3 \text{ cm}^2 + 4,5 \text{ cm}^2 = 32,3 \text{ cm}^2.$$

Ugotovimo, da izbrana vzdolžna armatura izpolnjuje pogoj  $A_{sv} > A_{sv,\min}$ .

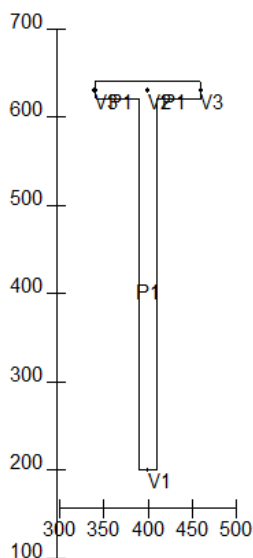
Sedaj preverimo, če izbrana vzdolžna armatura v steni v kritičnem območju zagotavlja ustrezno osno-upogibno odpornost prečnega prereza. Izračun interakcijskega diagrama mejne osno-upogibne odpornosti prečnega prereza stene izvedemo s pomočjo programa DIAS (Fischinger et al., 1999). Prečni prerez stene s pripadajočo prirobnico in z upoštevano armaturo prikazujemo na Sliki 57.

C 25/30

S 400

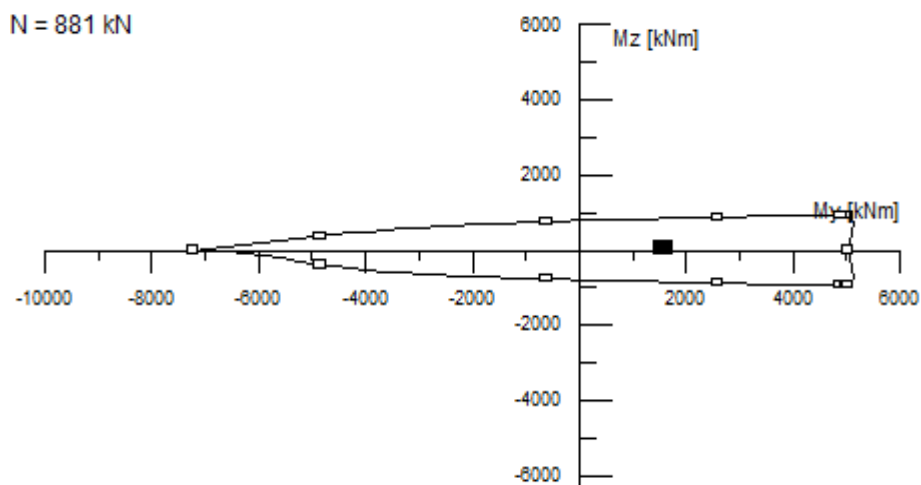
$\mu = 0.49\%$

V1	10 $\phi 12$
V2	4 $\phi 12$
V3	6 $\phi 12$
P1	Q-226



Slika 57: Prečni prerez stene  $Y_{notr}$  s pripadajočo prirobnico v kritičnem območju nad vpetjem stene

Merodajna je obremenitev stene za potresna projektna stanja. Odčitamo jo iz Preglednice 32. K obremenitvi stene dodamo še obremenitev v prirobnici. Ugotovimo, da je točka obremenitve znotraj interakcijskega diagrama mejne nosilnosti, kar pomeni, da izbrana vzdolžna armatura v steni zadošča. Interakcijski diagram prečnega prereza stene v kritičnem območju prikazujemo na Sliki 58.



Slika 58: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene v kritičnem območju in merodajna obremenitev za potresna projektna stanja.

### 6.3.6.3 Določitev strižne armature in kontrola strižne nosilnosti

Strižno nosilnost sten za stopnjo duktilnosti DCM preverimo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005. Projektna strižna odpornost prečnega prereza obravnavane stene brez strižne armature je (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 6.2.2):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right. \\ \left. (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} = 461,8 \text{ kN.}$$

Pri tem smo za posamezne parametre upoštevali naslednje vrednosti:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1710,6 \text{ kN}}{20 \text{ cm} \cdot 430 \text{ cm}} = 0,198 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1,98 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 3,33 \text{ MPa} \checkmark,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{11,3 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 387 \text{ cm}} = 0,0015 \leq 0,02 \checkmark,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{3870}} = 1,227,$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12,$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,227^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,24,$$

$$k_1 = 0,15.$$

Ugotovimo, da je modificirana vrednost projektne prečne sile  $V_{Ed}$  (glej Sliko 56) manjša od strižne odpornosti  $V_{Rd,c}$ :

$$V_{Ed} = 299,7 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 461,8 \text{ kN.}$$

Zato strižna armatura računsko ni potrebna. Zagotoviti moramo le minimalno količino strižne armature, ki mora izpolniti naslednji pogoj (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 9.2.2(5)):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \rho_{w,min}, \quad (6.22)$$

kjer je  $\rho_w$  stopnja armiranja s strižno armaturo,  $\rho_{w,min}$  je minimalna stopnja armiranja s strižno armaturo,  $A_{sw}$  je prečni prerez strižne armature v eni strižni ravnini,  $s$  je medsebojna oddaljenost med sosednjima strižnima ravninama v navpični smeri stene,  $b_w$  je širina stojine stene,  $\alpha$  pa je kot, ki ga strižna armatura oklepa z navpično osjo stene (običajno je  $\alpha = 90^\circ$ ).

Ugotovimo, da izbrani mreži Q226, postavljeni na vsako stran stene, izpolnjujeta zahtevo (6.22) saj je:

$$\frac{2 \cdot 2,26 \text{ cm}^2}{12,5 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 0,018 \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}}}{400 \text{ MPa}} = 0,001 \checkmark.$$

#### 6.3.6.4 Določanje objetja robnih stebrov

V obravnavani steni je normirana projektna osna sila  $v_d$  manjša od 0,15 (glej podpoglavje 6.3.5.1), zato lahko prečno armaturo v robnih elementih določimo po določilih iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. To pomeni, da premer posamezne armaturne palice v prečni smeri ne sme biti manjši od:

$$\phi_{sw} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ 0,25 \cdot \phi_{sh,max} = 0,25 \cdot 12 \text{ mm} = 3 \text{ mm} \end{array} \right\} = 6 \text{ mm},$$

največja razdalja med stremeni pa ne sme prekoračiti vrednosti:

$$s_{cl,tmax} = \min \{ 300 \text{ mm}; b_w; 12 \cdot \phi_{sh,min} \} = \min \{ 300 \text{ mm}; 200 \text{ mm}; 12 \cdot 12 \text{ mm} = 144 \text{ mm} \} = 144 \text{ mm} = 14,4 \text{ cm}.$$

Izberemo razdaljo med stremeni, pri kateri je ploščina stremen na tekoči meter približno enaka ploščini mrežne armature v stojini stene:

$$s_{cl,t} = \pi \cdot (0,3 \text{ cm})^2 / 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,125 \text{ m} = 12,5 \text{ cm}.$$

Izberemo dvostrizno streme  $\phi 6/12,5 \text{ cm}$ . Pri tem zadostimo še pogoju (6.22):

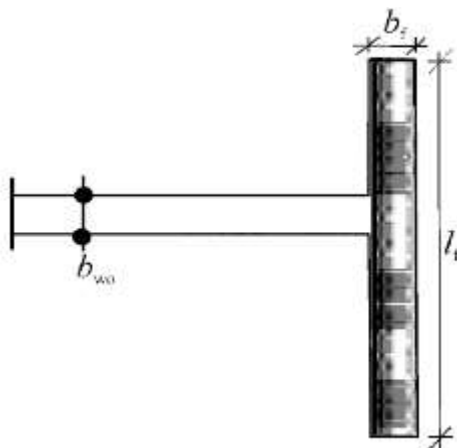
$$\frac{2 \cdot 0,283 \text{ cm}^2}{12,5 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 1} = 0,0023 \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}}}{400 \text{ MPa}} = 0,001 \quad \checkmark.$$

Obravnavana stena se na enem koncu zaključi s prirobnico. Vzdlž prirobnic stene objetega robnega elementa ne potrebujemo, če sta izpolnjena naslednja geometrijska pogoja (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.4.2(7)):

$$b_f \geq h_s / 15, \quad (6.23)$$

$$l_f > h_s / 5, \quad (6.24)$$

kjer je  $h_s$  svetla etažna višina,  $b_f$  je širina,  $l_f$  pa dolžina prirobnice (glej Sliko 59).



Slika 59: Stena s prirobnico (SIST EN 1998-1: 2004, str. 101)



Za obravnavano steno s prirobnico (glej Sliko 57) sta pogoja (6.23) in (6.24) izpolnjena:

$$b_f = 20 \text{ cm} \geq h_s/15 = 290 \text{ cm}/15 = 19,3 \text{ cm} \quad \checkmark,$$

$$l_f = 130 \text{ cm} > h_s/5 = 290 \text{ cm}/5 = 58 \text{ cm} \quad \checkmark.$$

Objetega robnega elementa vzdolž prirobnice stene ne potrebujemo. Preprečiti moramo le zvoj prirobnic izven svoje ravnine. To zagotovimo z ustreznim armiranjem sten, v katerih se nahajajo obravnavane prirobnice, in sicer po postopku, kot smo ga uporabili za steno  $Y_{\text{notr}}$ . Tako je armatura prirobnice za steno  $Y_{\text{notr}}$  identična armaturi stene  $X_{\text{zun}}$ , ki jo obravnavamo v poglavju 6.4.5.

### 6.3.6.5 Dimenzioniranje stene izven kritičnega območja

V kritičnem območju stene smo v vodoravni smeri zagotovili le minimalno količino armature v skladu z zahtevo iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. Enako količino vodoravne armature (dve mreži Q226) uporabimo po celotni višini stene.

Zagotoviti moramo, da je v prečnem prerezu stene izven kritičnega območja delež vzdolžne armature vsaj 0,3 % prereza stene. Pri tem upoštevamo še zahtevo, da je delež vzdolžne armature na mestih, kjer tlačna deformacija betona preseže 2 ‰, vsaj 0,005. Pri obravnavani steni ugotovimo, da nikjer izven kritičnega območja mejna vrednost tlačne deformacije betona ni prekoračena, zato minimalnega deleža vzdolžne armature 0,005 ni potrebno zagotoviti. Izbrano vzdolžno armaturo stene v kritičnem območju ter izven kritičnega območja prikazujemo v Preglednici 33.

Preglednica 33: Vzdolžna armatura v steni  $Y_{\text{notr}}$

Višina stene [m]	Mrežna armatura [cm <sup>2</sup> /m]	Armatura v robnem elementu	Armatura na stiku prirobnice in stene	Delež vzdolžne armature v steni [%]
0 – 2,9	2 · Q226	10φ12	4φ12	0,38 ≥ 0,30 ✓
2,9 – 12,85	2 · Q226	6φ12	4φ12	0,34 ≥ 0,30 ✓

Ker je projektna strižna obremenitev stene manjša od strižne nosilnosti stene brez strižne armature, po celotni višini stene zadošča že minimalna količina strižne armature. Pri tem pa moramo zagotoviti, da delež horizontalne armature izven kritičnega območja ni manjši od 0,2 % površine stene. Izbrano horizontalno armaturo v steni prikazujemo v Preglednici 34.

Preglednica 34: Horizontalna armatura v steni  $Y_{notr}$ 

Višina stene [m]	Mrežna armatura [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]	Delež vzdolžne armature v steni [%]
0 – 12,85	2 · Q226	0,23 $\geq$ 0,20 ✓

Razporeditev stremen v robnih elementih prikazujemo v Preglednici 35. Izven kritičnega območja uporabimo U-stremena. Na prostih robovih stene armaturo zaključimo s stremeni.

Preglednica 35: Stremena v steni  $Y_{notr}$ 

Višina stene [m]	Stremena v robnem elementu	Stremena na stiku prirobnice in stene
0 – 2,9	2 · $\phi 6/12,5$ cm	$\phi 6/12,5$ cm
2,9 – 12,85	$\phi 6/12,5$ cm	$\phi 6/12,5$ cm

V prilogi k diplomski nalogi je armaturni načrt obravnavane stene.

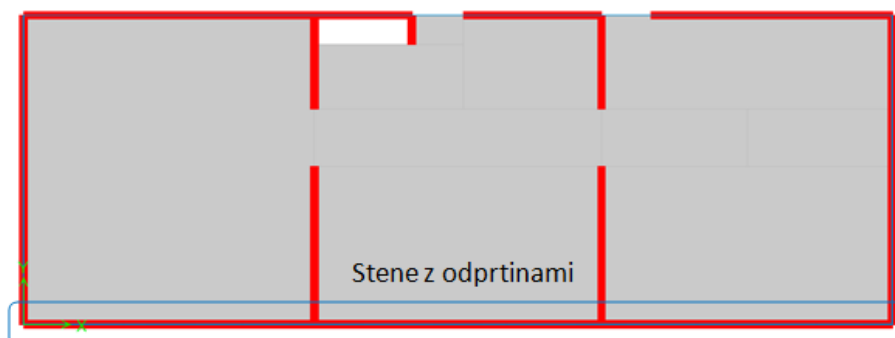
## 6.4 Stena z odprtinami

### 6.4.1 Splošno

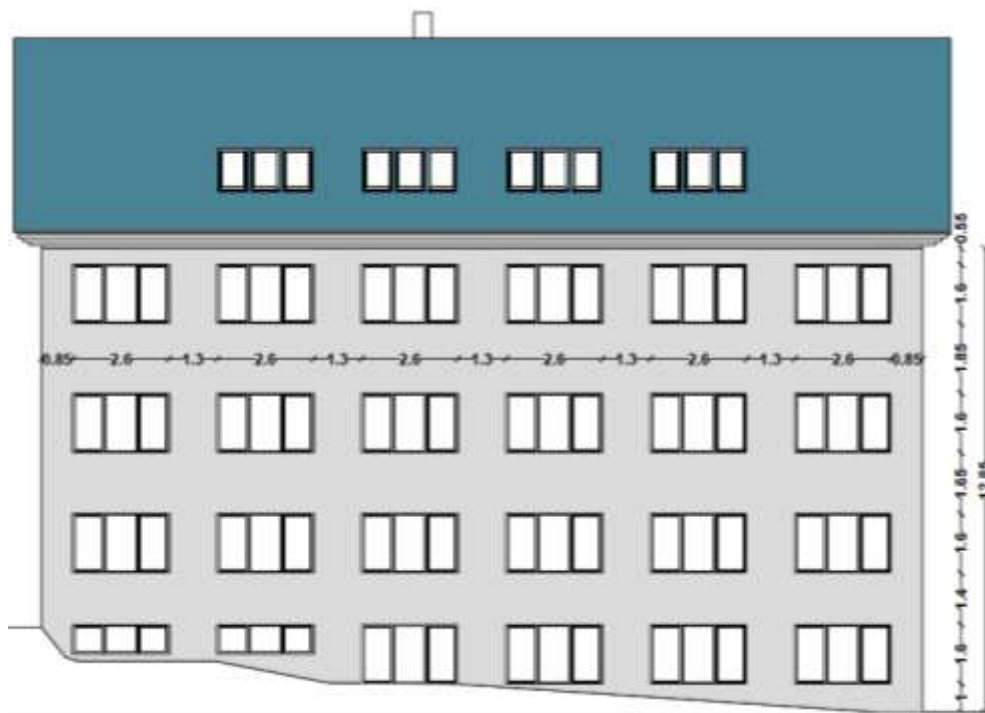
Stene z odprtinami se v praksi pogosto uporabljajo. Ob ustreznem konstruiranju so lahko idealni konstrukcijski element za potresna območja. Za sistem je značilna velika nosilnost in togost posameznih slopov sten s sposobnostjo sipanja energije v šibkejših prečkah.

### 6.4.2 Geometrijski podatki

Lego stene z odprtinami v tlorisu stavbe prikazujemo na Sliki 60, razporeditev odprtin pa na Sliki 61.

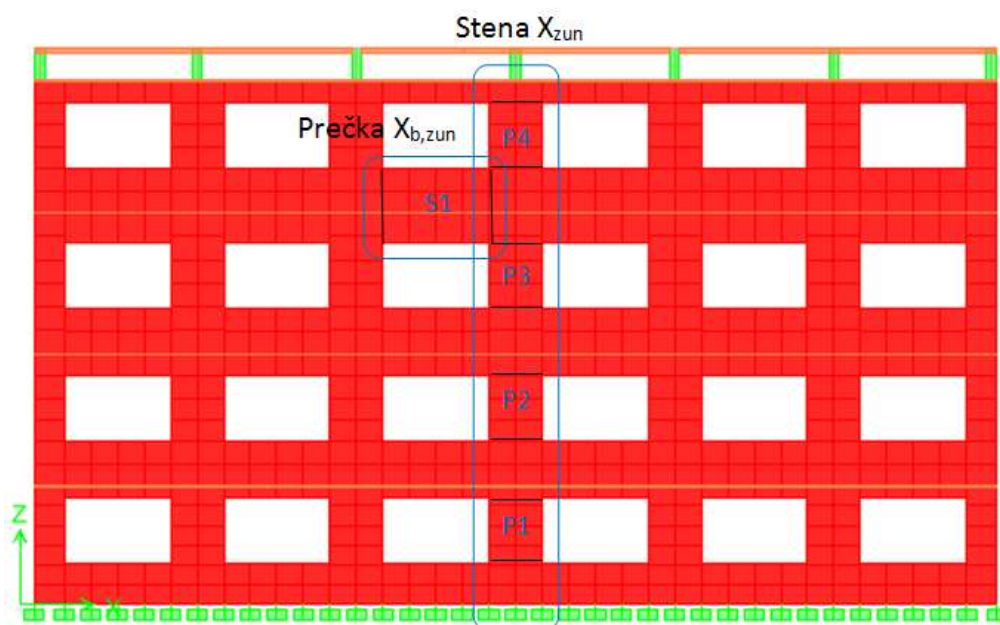


Slika 60: Pozicija obravnavane stene z odprtinami v tlorisu



Slika 61: Razporeditev odprtín v steni

Obravnavamo najbolj obremenjene dele sistema, to je osrednji slop stene, ki ga označimo z  $X_{zun}$ , ter prečko z oznako  $X_{b,zun}$ . Njuno lego v računskem modelu obravnavane stene z odprtini prikazujemo na Sliki 61. Stena  $X_{zun}$  poteka od nivoja temeljev pa vse do četrte etaže. Njena višina je  $h_w = 12,85$  m, dolžina  $l_w = 1,30$  m, debelina pa  $b_w = 0,2$  m. Dimenzije prečke so  $h_b = 1,85$  m,  $l_b = 2,6$  m in  $b_b = 0,2$  m.



Slika 62: Pozicija stene  $X_{zun}$  in prečke  $X_{b,zun}$  v sistemu povezanih sten

V programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008) steno razdelimo na štiri dele: P1, P2, P3 in P4, kot prikazujemo na Sliki 62. V programu uporabimo ukaz *Piers*. Tako nam program samodejno izračuna linijske notranje sile po višini posameznega dela stene. Ugotovimo, da največje obremenitve nastopajo na dnu in na vrhu posameznega dela.

Prečko z ukazom *Spandrel* združimo v element S1 (glej Sliko 62). Tako nam program z integracijo napetosti po ploskovnih elementih izračuna notranje sile vzdolž elementa.

V nadaljevanju najprej projektiramo steno.

### 6.4.3 Projektne obremenitve v steni

Največji upogibni momenti nastopajo na vrhu dela stene z oznako P3. V delu P3 nastopa tudi največja prečna sila, ki je konstantna po višini. Največja tlačna osna sila se pričakovano pojavi na dnu dela P1. Zato upogibno nosilnost stene preverimo na dnu dela P1 in na vrhu dela P3, strižno nosilnost pa v delu stene P3. V Preglednici 36 prikazujemo ovojnico projektних obremenitev v najbolj obremenjenih delih stene za potresna in stalna projektna stanja.

Preglednica 36: Ovojnica projektних obremenitev v najbolj obremenjenih delih stene za potresna in stalna projektna stanja

Element	lega	Obtežba	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]
P1	dno	potresna ovojnica - min	-468,6	-64,7	-61,9
		potresna ovojnica - max	-304,8	67,3	64,1
P3	vrh	potresna ovojnica - min	-221,1	-100,4	-79,9
		potresna ovojnica - max	-154	95,3	83,8
P1	dno	stalna ovojnica – min	-664,3	-3,6	-3,5
		stalna ovojnica - max	-591,7	4,3	3,9

### 6.4.4 Geometrijske zahteve za steno

Ob preverjanju geometrijskih zahtev za steno  $X_{zun}$  ugotovimo (glej podpoglavje 6.3.4, v katerem smo preverjali geometrijo stene  $Y_{notr}$ ), da je:

- dejanska širina stene iz projekta  $b_{wo} = 0,2$  m ustrezna in
- da mora biti dolžina robnega elementa ob predpostavljeni debelini stene  $b_{wo} = b_w = 0,2$  m vsaj  $l_c = 0,30$  m.

Preverimo še velikost normirane tlačne osne sile v steni, ki mora biti za stopnjo duktilnosti DCM manjša od 0,4. S tem se izognemo prevelikim tlačim obremenitvam v steni. Normirana osna sila iz analize za potresna projektna stanja je:

$$v_d = N_{Ed} / l_w \cdot b_w \cdot f_{cd} = 468,6 \text{ kN} / 130 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 = 0,11,$$

in je manjša od 0,4, tako da so izbrane dimenzije stene ustrezne.

## 6.4.5 Dimenzioniranje stene

### 6.4.5.1 Določitev kritičnega območja stene

Kritično območje  $h_{cr}$  določimo s pomočjo izraza (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.4.2(1)):

$$h_{cr} = \max \left[ l_w; \frac{h_w}{6} \right] = \max \left[ 1,3 \text{ m}; \frac{12,85 \text{ m}}{6} = 2,14 \text{ m} \right] = 2,14 \text{ m}.$$

Višina kritičnega območja  $h_{cr}$  je za objekte z manj kot šestimi etažami omejena s pogojem:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w = 2 \cdot 4,3 \text{ m} = 8,6 \text{ m} \\ h_s \text{ za } n \leq 6 \text{ etaž} = 2,9 \text{ m} \end{cases}.$$

Pogoj je izpolnjen, tako da je višina kritičnega območja stene nad vpetjem 2,14 m. Zaradi lažje izvedbe upoštevamo, da je kritično območje celotna spodnja etaža, torej  $h_{cr} = 2,9 \text{ m}$ .

### 6.4.5.2 Določitev minimalne vzdolžne armature in kontrola upogibne nosilnosti stene

Če za dolžino robnega elementa predpostavimo  $l_c = 0,30 \text{ m}$ , širina stene pa je  $b_w = 0,2 \text{ m}$ , je minimalna količina vzdolžne armature, ki jo moramo zagotoviti v robnem elementu stene, sledeča:

$$A_{sv}^{robni} \geq 0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 3,0 \text{ cm}^2.$$

Ob upoštevanju zgornje zahteve in pogoja (6.19), namestimo na vsako stran robnega elementa po 3 palice  $\phi 12$ .

V steni moramo zagotoviti tudi minimalno količino vodoravne armature (SIST EN 1992-1-1:2005/A101 točka (88)P):

$$A_{sh,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 4 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Zgornjemu pogoju zadostimo, če na vsako stran stojine stene vgradimo armaturno mrežo Q226.

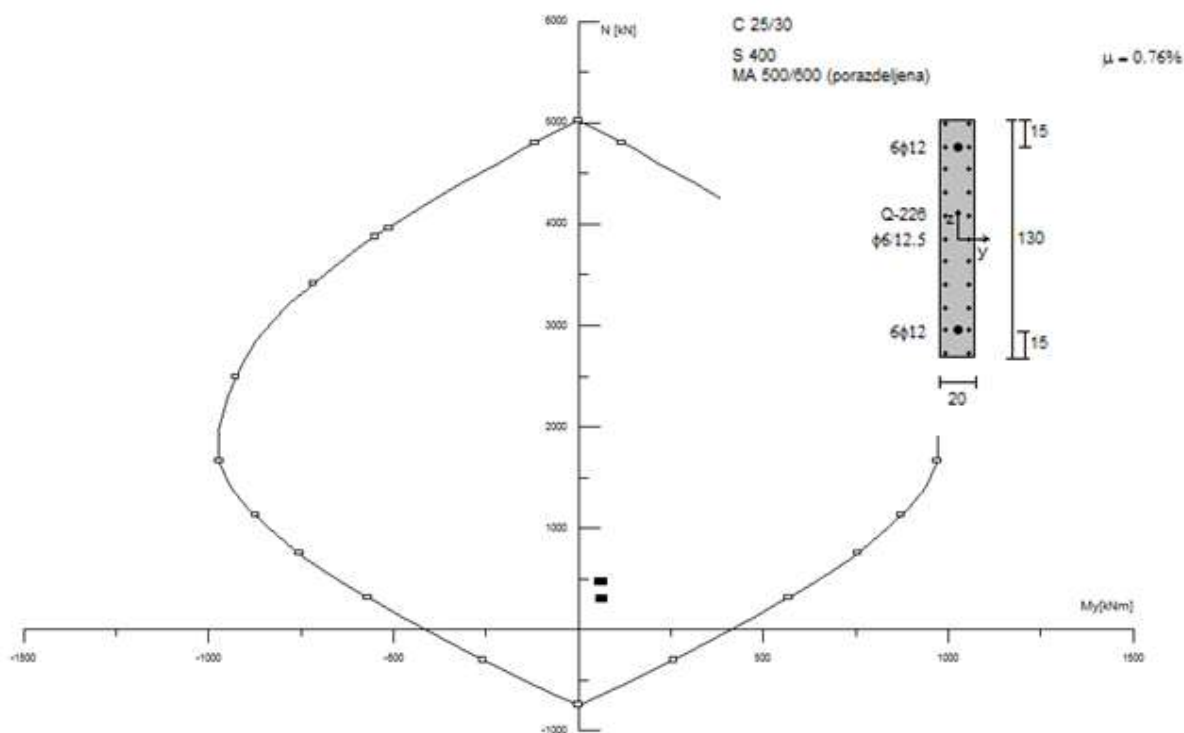
Skupna količina vzdolžne armature v steni mora dodatno izpolniti tudi pogoj (6.21):

$$A_{sv,min} = 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 130 \text{ cm} = 7,8 \text{ cm}^2.$$

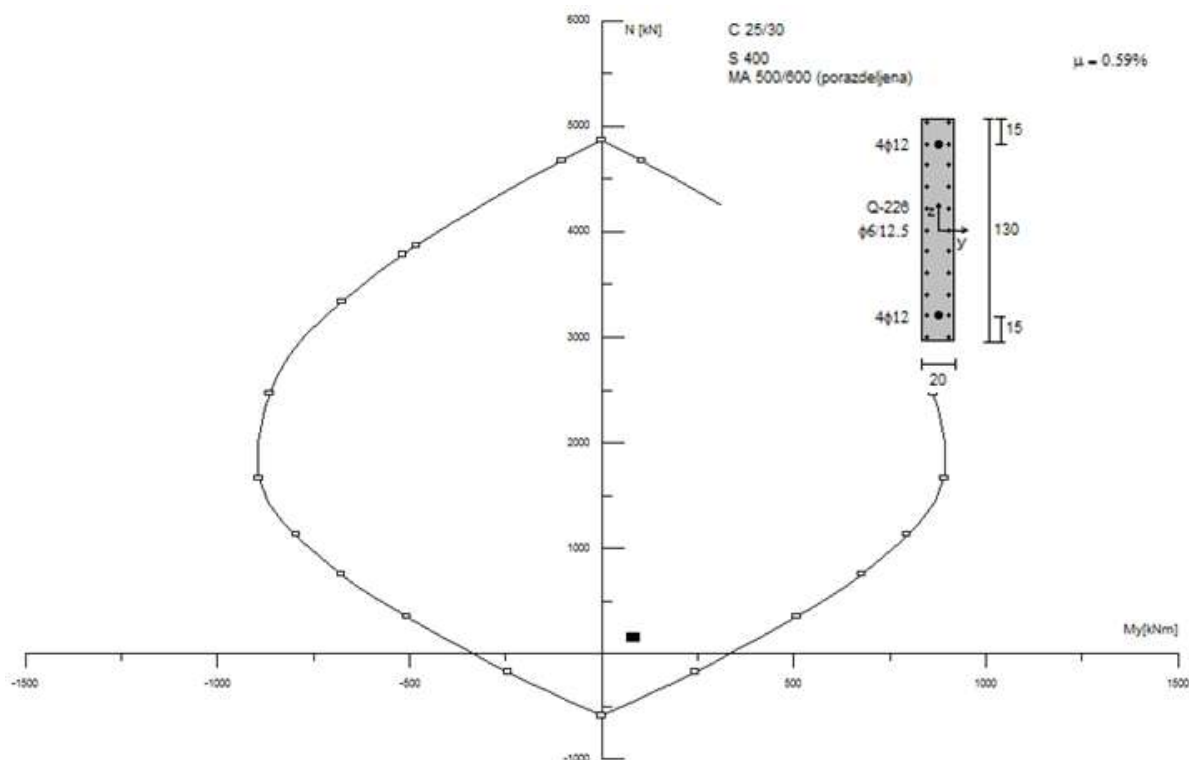
Ugotovimo, da izbrana vzdolžna armatura v steni (v vsakem robnem elementu je 6 palic  $\phi 12$ , vzdolž stojine stene pa sta nameščeni dve mreži Q226) izpolnjuje omenjeni pogoj, saj velja:

$$A_{sv} = 2 \cdot (1,3 \text{ m} - 2 \cdot 0,30 \text{ m}) \cdot 2,26 \text{ cm}^2 + 2 \cdot 6,78 \text{ cm}^2 = 16,7 \text{ cm}^2 > A_{sv,min}$$

Sedaj preverimo, če izbrana vzdolžna armatura v steni zagotavlja ustrezno osno-upogibno odpornost najbolj obremenjenih prečnih prerezov. Račun mejne osno-upogibne odpornosti prečnega prereza stene izvedemo s pomočjo programa DIAS (Fischinger et al., 1999). Na Sliki 63 prikazujemo interakcijski diagram mejne nosilnosti prereza stene na dnu dela P1, na Sliki 64 pa za prerez stene na vrhu dela P3. Ugotovimo, da se točke merodajnih obremenitev v obeh primerih nahajajo znotraj interakcijskega diagrama mejne nosilnosti, kar pomeni, da izbrana vzdolžna armatura v steni zadošča.



Slika 63: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene na dnu dela P1 in merodajna obremenitev



Slika 64: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene na vrhu dela P3 in merodajna obremenitev

### 6.4.5.3 Kontrola strižne nosilnosti stene in določitev strižne armature

Projektna strižna odpornost prečnega prereza obravnavane stene brez strižne armature je (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 6.2.2):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right. \\ \left. (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} = 125,5 \text{ kN.}$$

Pri tem je:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{221,1 \text{ kN}}{20 \text{ cm} \cdot 130 \text{ cm}} = 0,085 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,85 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 3,33 \text{ MPa}, \checkmark$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{6,78 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}} = 0,0034 \leq 0,02, \checkmark$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1000}} = 1,45,$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12,$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,45^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,31,$$

$$k_1 = 0,15.$$

Največja prečna sila nastopa v delu stene P3 (glej Preglednico 36). Ugotovimo, da je modificirana vrednost projektne prečne sile  $V_{Ed}$ , ki je za 50 % povečana vrednost prečne sile iz analize, večja od strižne odpornosti  $V_{Rd,c}$ :

$$V_{Ed} = 150,6 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 125,5 \text{ kN}.$$

To pomeni, da moramo za prevzem prečne sile v steni zagotoviti zadostno količino strižne armature. Glede na to, da smo zaradi pogoja zagotavljanja minimalne količine horizontalne armature v steni, v stojino stene namestili dve mreži Q226, preverimo, če je računsko prečna sila  $V_{Rd,s}$ , ki jo lahko prenese prerez zaradi plastifikacije vgrajene mrežne armature, večja od strižne obremenitve stene. Torej:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cos \theta = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 2 \cdot 0,8 \cdot 1,3 \text{ m} \cdot 43,7 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 205,4 \text{ kN},$$

kjer je  $f_{ywd}$  projektna meja elastičnosti mrežne armature,  $\theta$  je kot med betonsko tlačno razporo in navpično osjo stene (upoštevamo  $\theta = 45^\circ$ ),  $z$  pa je ročica notranjih sil. Ugotovimo, da mreži zadoščata za prevzem strižne obremenitve stene, zato dodatna strižna armatura v steni ni potrebna.

#### 6.4.5.4 Določanje objetja robnih stebrov

V obravnavani steni je normirana projektna osna sila  $v_d$  manjša od 0,15 (glej točko 6.4.4), zato lahko prečno armaturo v robnih elementih določimo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005. Tako premer posamezne armaturne palice v prečni smeri ne sme biti manjši od:

$$\phi_{sw} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ 0,25 \cdot \phi_{sh,max} = 0,25 \cdot 12 \text{ mm} = 3 \text{ mm} \end{array} \right\} = 6 \text{ mm},$$

največja dovoljena razdalja med stremeni pa znaša:

$$s_{cl,tmax} = \min \{ 300 \text{ mm}; b_w; 12 \cdot \phi_{sh,min} \} = \min \{ 300 \text{ mm}; 200 \text{ mm}; 144 \text{ mm} \} = 144 \text{ mm}.$$

Izberemo zaprta stremena  $\phi 6/12,5 \text{ cm}$ .

#### 6.4.5.5 Razporeditev armature po višini stene

Razporeditev vzdolžne in horizontalne armature po višini stene ter razporeditev stremen v robnih elementih prikazujemo v Preglednicah 37 – 39.



Preglednica 37: Vzдолžna armatura v steni  $X_{zun}$

Višina stene [m]	Mrežna armatura [cm <sup>2</sup> /m]	Armatura v robnem elementu	Delež vzdolžne armature v steni [%]
0 – 2,9	2 · Q226	6Φ12	0,64 ≥ 0,30 ✓
2,9 – 12,85	2 · Q226	4Φ12	0,47 ≥ 0,30 ✓

Preglednica 38: Horizontalna armatura v steni  $X_{zun}$

Višina stene [m]	Mrežna armatura [cm <sup>2</sup> /m]	Delež vzdolžne armature v steni [%]
0 – 12,85	2 · Q226	0,23 ≥ 0,20 ✓

Preglednica 39: stremena v steni  $X_{zun}$

Višina stene [m]	Stremena v robnem elementu
0 – 12,85	Φ6/12,5 cm

#### 6.4.6 Projektne obremenitve v prečki

Največje upogibne obremenitve nastopajo na levem oziroma desnem robu prečke in sicer pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja. Ovojnico obremenitev prikazujemo v Preglednici 40.

Preglednica 40: Ovojnica projektnih obremenitev na levem in desnem robu prečke  $X_{b,zun}$  za potresna projektna stanja

Element	lega	Obtežba	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]
S1	levo	potresna ovojnica - min	-20,1	-125,4	-142,9
		potresna ovojnica - max	-1,95	21,5	53,1
S1	desno	potresna ovojnica - min	-40,67	-59,1	-78,5
		potresna ovojnica - max	-18,8	87,8	112,7

### 6.4.7 Dimenzioniranje prečke

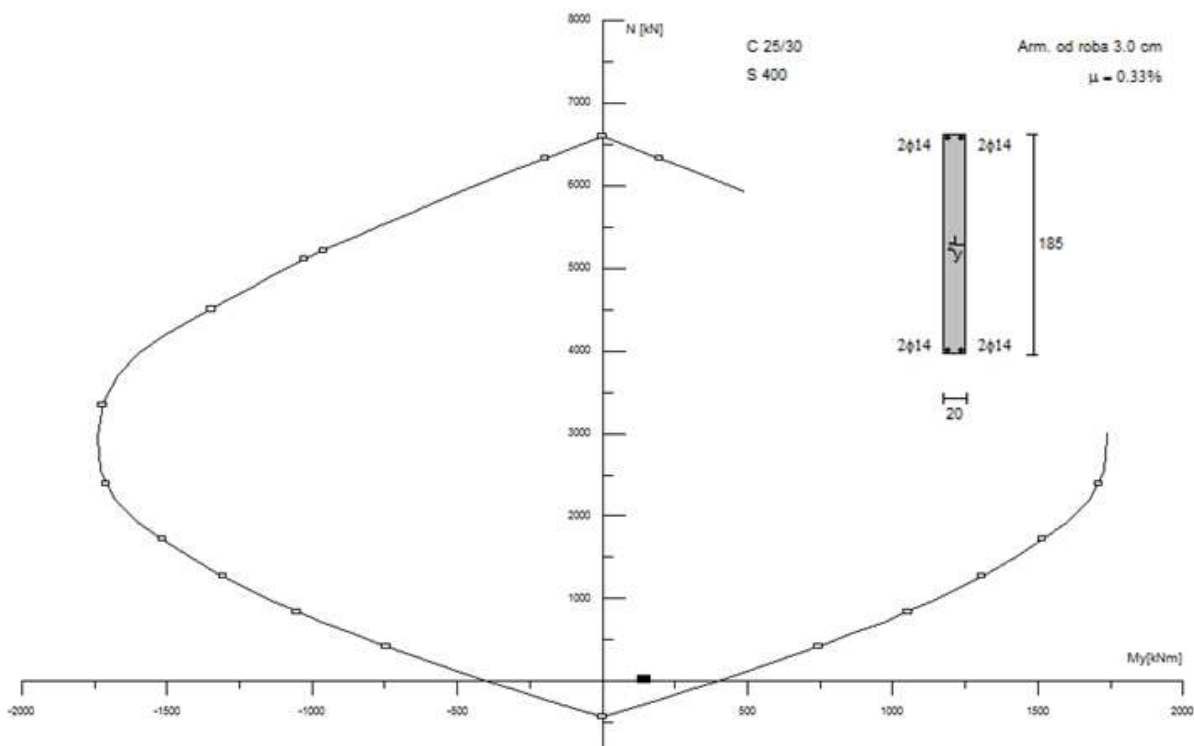
Z ustreznim konstruiranjem in dimenzioniranjem so lahko prečke v stenah z odprtinami primerni elementi za varovanje slopov sten, ki jih povezujejo. Pri tem je pomembno, da prečke nimajo prevelike togosti. Evrokodi za izbrano srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) dovoljujejo klasično armiranje prečk s kombinacijo vzdolžne in prečne armature (stremeni). Obravnavano prečko  $X_{b,zun}$  dimenzioniramo v skladu z določili iz standarda SIST EN 1998-1:2004, ki veljajo za grede za stopnjo duktilnosti DCM.

#### 6.4.7.1 Določitev minimalne vzdolžne armature in kontrola upogibne nosilnosti prečke

Minimalno količino vzdolžne armature v prečki določimo s pomočjo izraza (6.8):

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{0,26 \text{ kN/cm}^2}{40 \text{ kN/cm}^2} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 175 \text{ cm} = 5,92 \text{ cm}^2 > 0,0013 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 175 \text{ cm} = 4,55 \text{ cm}^2.$$

Za spodnjo in zgornjo vzdolžno armaturo izberemo 4 palice  $\phi 14$  ( $A_{s,dej} = 6,16 \text{ cm}^2$ ). V nadaljevanju preverimo, če izbrana armatura zagotavlja ustrezno osno-upogibno odpornost na mestu največjih obremenitev v prečki, to je v levem robu prečke. S pomočjo programa DIAS (Fischinger et al., 1999) izračunamo interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza prečke (glej Sliko 65). Ugotovimo, da se točka merodajne obremenitve nahaja znotraj interakcijskega diagrama, kar pomeni, da izbrana vzdolžna armatura v prečki zadošča.



Slika 65: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza prečke na levem robu

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2004 moramo v kritičnem območju prečke, kjer se lahko prerezi pri potresnem projektne stanju plastificirajo, zadostiti zahtevam za lokalno duktilnost. Kritična območja so na razdalji  $l_{cr} = h_b = 1,85$  m ( $h_b$  označuje višino prečke) od krajnih prerezov ob vozliščih prečke s stenami. Ugotovimo, da moramo celotno dolžino prečke obravnavati kot kritično območje. Lokalno duktilnost v kritičnem območju prečke zagotovimo z izpopolnitvijo naslednjih zahtev:

- v tlačni coni prečke moramo poleg morebitne tlačne vzdolžne armature, ki jo dobimo pri projektiranju prečke na mejna stanja pri potresnem projektne stanju, zagotoviti še armaturo, katere prerez je vsaj polovica prereza dejanske natezne armature;
- delež armature v natezni coni prečke ne sme preseči vrednosti  $\rho_{max}$ , ki je (glej SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.1.2(4)):

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, \quad (6.25)$$

kjer sta deleža armature v natezni ( $\rho$ ) in tlačni ( $\rho'$ ) coni normirana s produktom  $b \cdot d$  ( $b$  je širina tlačene pasnice prečke).

Delež armature v natezni coni vzdolž celotne dolžine prečke ne sme biti manjši od (glej SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.1.2(5)):

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right). \quad (6.26)$$

Kot smo že omenili, smo za spodnjo in zgornjo vzdolžno armaturo v prečki izbrali 4 palice  $\phi 14$  ( $A_{s,dej} = 6,16$  cm<sup>2</sup>). Preverimo pogoj (6.26):

$$\rho = \frac{A_s}{b_b \cdot d} = \frac{6,16 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 175 \text{ cm}} = 0,0018 < \rho_{min} = 0,5 \cdot \left( \frac{0,26 \text{ kN/cm}^2}{40 \text{ kN/cm}^2} \right) = 0,0033.$$

Ugotovimo, da pogoj minimalne količine vzdolžne armature v natezni coni prečke ni izpolnjen, zato izberemo  $4\phi 20$  ( $A_{s,dej} = 12,57$  cm<sup>2</sup>). V tlačni coni prečke moramo zagotoviti količino armature, ki znaša vsaj polovico prereza dejanske natezne armature. Tako namesto štirih palic  $\phi 14$  izberemo  $4\phi 16$ , saj velja:

$$A'_{s,dej} = 8,04 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_{s,dej}}{2} = 6,29 \text{ cm}^2. \quad \checkmark$$

Delež armature v natezni coni prečke pa ne sme preseči vrednosti  $\rho_{max}$  (glej enačbo (6.25)). Ugotovimo, da je pogoj izpolnjen:

$$\rho_{max} = 0,0023 + \frac{0,0018}{27,8 \cdot 0,00174} \cdot \frac{1,67}{34,8} = 0,0041 \geq \rho = 0,0036, \quad \checkmark$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \left( \frac{34,8 \text{ kN/cm}^2}{21000 \text{ kN/cm}^2} \right) = 0,00174,$$

$$\rho' = \frac{A'_{s,dej}}{b_b \cdot d} = \frac{8,04 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 175 \text{ cm}} = 0,0023,$$

$$\rho = \frac{A_{s,dej}}{b_b \cdot d} = \frac{12,57 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 175 \text{ cm}} = 0,0036.$$

Faktor duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\varphi$  določimo po izrazu (6.27):

$$\mu_\varphi = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot T_c/T_1 = 27,8. \quad (6.27)$$

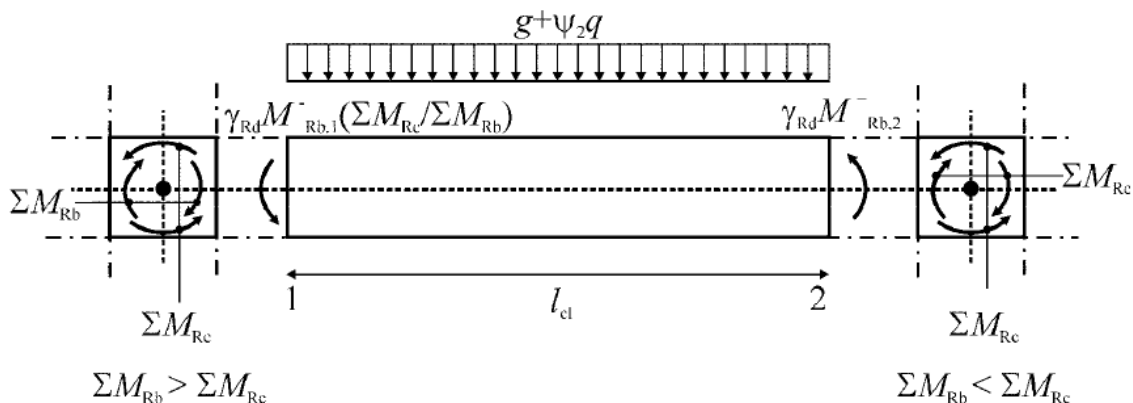
Pri tem upoštevamo, da je osnovni nihajni čas konstrukcije  $T_1 = 0,121$  s (glej Preglednico 27),  $T_c = 0,6$  s, osnovna vrednost faktorja obnašanja pa je  $q_0 = 3,3$  (glej enačbo (3.38)). Ugotovimo, da je izbrana vzdolžna armatura ( $4\phi 16$  spodaj in  $4\phi 20$  zgoraj) v prečnem prerezu na levem robu prečke ustrezna. Podobno postopamo pri zagotavljanju lokalne duktilnosti v prečnem prerezu na desnem robu prečke. Merodajni upogibni moment je nasprotnega predznaka kot v prerezu na levem robu prečke. Razporeditev ustrezne armature je sledeča:  $4\phi 16$  zgoraj in  $4\phi 20$  spodaj. Zaradi enostavnosti pri izvedbi izberemo za spodnjo oziroma zgornjo armaturo vzdolž celotne prečke 4 palice  $\phi 20$ .

#### 6.4.7.2 Kontrola strižne nosilnosti prečke in določitev strižne armature

Prečne sile v gredi (obravnavana greda je primarni potresni element) določimo v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. Prečko obravnavamo kot samostojen, statično določen prostoležeči element (Slika 66). Ravnotežje prečke zagotavljamo pri prečni obtežbi, ki deluje na prečko v potresnem projektnem stanju, in pri upogibnih momentih v krajiščih prečke  $M_{i,d}$  (indeks  $i = 1,2$  označuje krajna prereza prečke). Vrednosti upogibnih momentov v krajiščih prečke ne smejo preseči upogibne nosilnosti krajnih prerezov prečke. Določimo ju na naslednji način (glej SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.2.2(2)):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right), \quad (6.28)$$

kjer je  $\gamma_{Rd}$  faktor, s katerim upoštevamo morebitno povečanje nosilnosti zaradi utrjevanja jekla (v primeru DCM prečk privzamemo vrednost 1,0),  $M_{Rb,i}$  je projektna vrednost upogibne nosilnosti prečke v  $i$ -tem krajišču v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva,  $\sum M_{Rc}$  je vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov oz. sten,  $\sum M_{Rb}$  pa je vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti prečk, ki se stikajo v vozlišču.



Slika 66: Prečne sile v gredi (prečki) pri postopku načrtovanja nosilnosti (glej SIST EN 1998-1:2004, str. 88)

Pri obravnavani prečki je projektna upogibna nosilnost v levem oziroma desnem krajišču prečke  $M_{Rb,1} = M_{Rb,2} = 770$  kNm, vsota projektnih vrednost upogibnih nosilnosti sten je  $\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 412$  kNm = 824 kNm, vsota upogibnih nosilnosti prečk pa  $\Sigma M_{Rb} = 2 \cdot 770$  kNm = 1540 kNm. Z upoštevanjem enačbe (6.28) dobimo:

$$M_{1,d} = M_{2,d} = 1,0 \cdot 770 \text{ kNm} \cdot 0,54 = 412 \text{ kNm.}$$

Prečna sila v prečki zaradi upogibnih momentov v krajiščih prečke  $M_{i,d}$  ( $i = 1,2$ ) znaša:

$$V_{Ed} = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_b} = \frac{2 \cdot 412 \text{ kNm}}{2,6 \text{ m}} = 317 \text{ kN.}$$

Zaradi stalne in spremenljive obtežbe pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja je prečna sila v levem krajišču prečke  $V_{G+0,3Q}^L = -52$  kN, v desnem pa  $V_{G+0,3Q}^D = 15$  kN.

Tako so maksimalne in minimalne vrednosti prečne sile v krajiščih obravnavane prečke skladno z metodo načrtovanja nosilnosti sledeče:

$$\text{Levi rob (potres +): } V_{Ed,+}^L = V_{Ed} + V_{G+0,3Q}^L = 317 \text{ kN} + (-52 \text{ kN}) = 265 \text{ kN.}$$

$$\text{Levi rob (potres -): } V_{Ed,-}^L = -V_{Ed} + V_{G+0,3Q}^L = -317 \text{ kN} + (-52 \text{ kN}) = -369 \text{ kN.}$$

$$\text{Desni rob (potres +): } V_{Ed,+}^D = V_{Ed} + V_{G+0,3Q}^D = 317 \text{ kN} + 15 \text{ kN} = 332 \text{ kN.}$$

$$\text{Desni rob (potres -): } V_{Ed,-}^D = -V_{Ed} + V_{G+0,3Q}^D = -317 \text{ kN} + 15 \text{ kN} = -302 \text{ kN.}$$

Izračunane vrednosti mejnih vrednosti prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti primerjamo z ovojnico prečnih sil pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja (glej Preglednico 40). Ugotovimo, da največjo vrednost prečne sile dobimo po metodi načrtovanja nosilnosti in sicer v levem krajišču prečke  $V_{Ed,-}^L = 369$  kN.

Projektno strižno odpornost prečnega prereza obravnavane prečke brez strižne armature izračunamo z izrazom (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 6.2.2):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right. \\ \left. (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} = 127 \text{ kN.}$$

Pri tem je:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{20,1 \text{ kN}}{20 \text{ cm} \cdot 185 \text{ cm}} = 0,005 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,05 \text{ MPa,}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{12,57 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 175 \text{ cm}} = 0,0036,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1750}} = 1,34,$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12,$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,34^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,27,$$

$$k_1 = 0,15.$$

Izračunamo še prečno silo, ki jo lahko prenese element in je omejena z drobljenjem tlačne diagonale formiranega loka pri strižnem mehanizmu (glej SIST EN 1992-1-1:2005 točka 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad (6.29)$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}[\text{MPa}]}{250} \right). \quad (6.30)$$

V enačbi (6.29) je  $v_1$  redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona določen po izrazu (6.30),  $\alpha_{cw}$  je koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (upoštevamo vrednost 1,0),  $\theta$  je kot med betonsko tlačno razporo in vzdolžno osjo elementa (upoštevamo  $\theta = 45^\circ$ ),  $z$  pa je ročica notranjih sil (upoštevamo približno vrednost  $z = 0,9 \cdot d$ ). Dobimo:

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 0,9 \cdot 175 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{1}{2} = 1420,3 \text{ kN,}$$

Ugotovimo, da je prečna sila  $V_{Ed,-}^L$  večja od strižne odpornosti  $V_{Rd,c}$ , ni pa nevarnosti porušitve tlačne diagonale v betonu:

$$V_{Rd,c} = 127 \text{ kN} < V_{Ed,-}^L = 369 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 1420,3 \text{ kN.}$$

Zagotoviti moramo ustrezno količino strižne armature (stremen) v obravnavani prečki (glej SIST EN 1992-1-1:2005 točka 6.2.3(3)):

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed,-}^L}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cos \theta} = \frac{369 \text{ kN}}{0,9 \cdot 175 \text{ cm} \cdot 43,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,054 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 5,38 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Ker premer stremen  $d_{bw}$  ne sme biti manjši od 6 mm, izberemo dvostržno streme  $\phi 6/10$  cm ( $A_{sw,dej} = 5,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Za zagotovitev lokalne duktilnosti moramo v kritičnem območju prečke dodatno preveriti, če velja:

$$s \leq \min\{h_b/4; 24 \cdot d_{bw}; 225; 8 \cdot d_{bL}\}, \quad (6.31)$$

kjer je  $d_{bL}$  premer najtanjše vzdolžne palice (v milimetrih),  $h_b$  pa je višina prečke v milimetrih:

$$s = 10 \text{ cm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} h_b/4 = 46,3 \text{ cm} \\ 24 \cdot 0,6 \text{ cm} = 14,4 \text{ cm} \\ 22,5 \text{ cm} \\ 8 \cdot 2,0 \text{ cm} = 16 \text{ cm} \end{array} \right\} = 14,4 \text{ cm. } \checkmark$$

Razmerje med dolžino in višino prečke je:

$$l_b/h_b = 2,6 \text{ m}/1,6 \text{ m} = 1,63 < 3,$$

zato prečko skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 uvrstimo med stenaste nosilce. Izpolniti moramo dodatna pogoja, ki veljata za razporeditev armature pri stenastih nosilcih, in sicer:

- stenaste nosilce moramo izvesti z mrežno ortogonalno armaturo v bližini obeh površin z najmanjšim prerezom (glej SIST EN 1992-1-1:2005 točka 9.7(1)):

$$A_{s,dbmin} = \max\{1,5 \text{ cm}^2/\text{m}; 0,001 \cdot A_c\} = \max\{1,5; 0,001 \cdot 100 \cdot 20\} = 2 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad (6.32)$$

- razdalja med dvema sosednjima palicama ne sme prekoračiti vrednosti:

$$s = \min\{2 \cdot b_b; 300 \text{ mm}\} = \min\{2 \cdot 20; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}, \quad (6.33)$$

kjer je  $b_b$  debelina prečke. Ugotovimo, da je v prečni smeri pogoj izpolnjen (imamo vgrajeno strižno armaturo), v vzdolžni smeri prečke pa pogoj izpolnimo z vgradnjo dodatne armaturene palice  $\phi 6$  na vsako stran prečke na medsebojni oddaljenosti  $s = 25 \text{ cm}$  ( $A_{sh,dej} = 2,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

## 7 PRIMERJAVA REZULTATOV JUS IN EVROKOD STANDARDOV

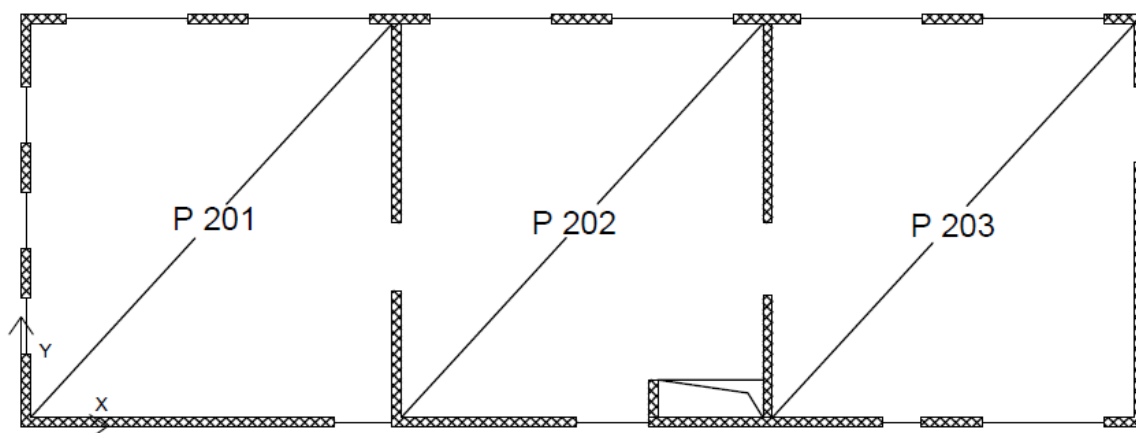
V tem poglavju primerjamo potrebno količino armature v obravnavanih nosilnih elementih stavbe, ki jo zahtevajo standardi Evrokod, s količino armature, ki je bila dejansko vgrajena v te nosilne elemente. Ob tem naj poudarimo, da je bila stavba analizirana in projektirana po starih jugoslovanskih predpisih (JUS).

### 7.1 Medetažna konstrukcija

Tipična medetažna konstrukcija obravnavane stavbe je izvedena kot polna AB plošča debeline 20 cm. Primerjamo količine za spodnjo in zgornjo armaturo.

#### 7.1.1 Spodnja armatura

Za lažjo predstavitev rezultatov analize medetažno konstrukcijo v ravnini spodnje armature razdelimo na pozicije, kot jih prikazujemo na Sliki 67.



Slika 67: Razdelitev medetažne konstrukcije v ravnini spodnje armature na pozicije

V Preglednici 41 za posamezno pozicijo podajamo količino spodnje armature, ki smo jo določili skladno z Evrokodi, ter količino dejansko vgrajene armature. Ugotovimo, da je količina vgrajene spodnje armature v osrednjem delu pozicije P 201 in P 202 za skoraj 50 % večja od količine armature, ki smo jo določili po Evrokodih. Pri poziciji P202 je razlika manjša in znaša okrog 15 %. Ob robovih plošč je količina vgrajene armature približno tretjino večja od izračunane po Evrokodu.

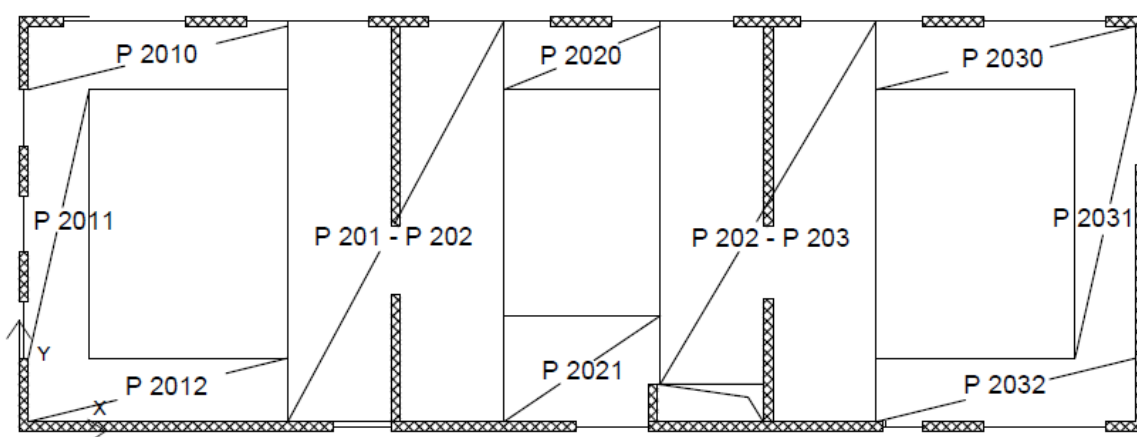


Preglednica 41: Primerjava količin spodnje armature v medetažni konstrukciji

Med. konst. – spodnja armatura		Evrokod				JUS
		Peš račun		Program SAFE		/
Pozicija		$A_{s,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,dej}$ [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]
<b>P 201</b>	Zmanjšanje na robu	/	2,26 (Q226)	3,11	3,35 (Q335)	5,03 (Q503)
	V polju	3,5	3,85 (Q385)	4,20	4,24 (Q424)	8,1 (Q308+Q503)
<b>P 202</b>	Zmanjšanje na robu	/	2,26 (Q226)	2,95	3,35 (Q335)	5,03 (Q503)
	V polju	3,2	3,85 (Q385)	3,61	4,24 (Q424)	5,03 (Q503)
<b>P 203</b>	Zmanjšanje na robu	/	2,26 (Q226)	3,23	3,35 (Q335)	5,03 (Q503)
	V polju	3,5	3,85 (Q385)	4,02	4,24 (Q424)	8,1 (Q308+Q503)

### 7.1.2 Zgornja armatura

Tudi v ravnini zgornje armature medetažno konstrukcijo razdelimo na pozicije. To prikazujemo na Sliki 68.



Slika 68: Razdelitev medetažne konstrukcije v ravnini zgornje armature na pozicije

V Preglednici 42 za posamezno pozicijo podajamo količino zgornje armature, ki smo jo določili skladno z Evrokodi, ter količino dejansko vgrajene zgornje armature. Ugotovimo, da je količina vgrajene armature ob zunanjih stenah stropne konstrukcije polovico manjša od količine armature, ki smo jo določili po Evrokodih. Na stikih med posameznimi polji stropne plošče (pozicije P201-P202 in P202-P203) pa ne opazimo bistvenih razlik v količini zgornje armature.

Preglednica 42: Primerjava količin zgornje armature v medetažni konstrukciji

Med. konst. – zgornja armatura	Evrokod				JUS
	Peš račun		Program SAFE		/
Pozicija	$A_{s,potr}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,dej}$ [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]
<b>P 2010</b>	5,2	6,16 (2 · R308)	6,62	6,7 (2 · R335)	3,08 (Q308)
<b>P 2011</b>	5,3	6,16 (2 · R308)	6,53	6,7 (2 · R335)	3,08 (Q308)
<b>P 2012</b>	5,2	6,16 (2 · R308)	6,55	6,7 (2 · R335)	3,08 (Q308)
<b>P 201 – P 202</b>	7,1	7,70 (2 · R385)	x-smer: 8,10 y- smer: 1,72	8,38 (Q335 + R503)	x-smer: 8,32 (Q308 +R524) y-smer: 3,08 (Q308)
<b>P 2020</b>	5,1	6,16 (2 · R308)	6,22	6,7 (2 · R335)	3,08 (Q308)
<b>P 2021</b>	4,2	6,16 (2 · R308)	5,31	6,7 (2 · R335)	3,08 (Q308)
<b>P 202 – P 203</b>	6,8	7,70 (2 · R385)	x.smer: 7,68 y-smer: 1,88	8,38 (Q335 + R503)	x-smer: 8,32 (Q308 +R524) y-smer: 3,08 (Q308)
<b>P 2030</b>	5,2	6,16 (2 · R308)	6,60	6,7 (2 · R335)	3,08 (Q308)
<b>P 2031</b>	5,8	6,16 (2 · R308)	6,34	6,7 (2 · R335)	3,08 (Q308)
<b>P 2032</b>	4,1	6,16 (2 · R308)	5,04	6,7 (2 · R335)	3,08 (Q308)

## 7.2 Samostojna stena $Y_{notr}$

V Preglednici 43 prikazujemo primerjavo med količino vzdolžne in prečne (strižne) armature v kritičnem območju stene, ki smo jo določili skladno z Evrokodi, ter količino dejansko vgrajene armature. Pri projektiranju stene po Evrokodih smo ugotovili, da za prevzem obremenitev in za izpolnitev vseh zahtev zadošča že minimalna količina armature. V Preglednici 43 opazimo, da je skupna količina vzdolžne armature, ki jo zahteva Evrokod, skoraj enaka dejansko vgrajeni količini vzdolžne armature, vendar pa je razporeditev te armature po prečnem prerezu stene bistveno drugačna od tiste, ki jo zahteva Evrokod. Ti zahtevajo daljše robne elemente, zato je v robnih elementih po izračunih po Evrokodu vzdolžne armature več, medtem ko je le-te v stojini stene manj.

Preglednica 43: Količina armature v kritičnem območju stene  $Y_{notr}$

Stena $Y_{notr}$	Evrokod		JUS
<b>Kritično območje stene: 0 m – 2,9 m</b>	$A_{s,potr}[\text{cm}^2]$	$A_{s,dej}[\text{cm}^2]$	$A_{s,dej}[\text{cm}^2]$
Vertikalna armatura stene	25,8 ( $\mu = 0,30\%$ )	32,3 ( $\mu = 0,38\%$ )	33,6 ( $\mu = 0,39\%$ )
Vertikalna armatura v stojini	14,8	16,5 (Q226)	21,3 (Q335)
Vertikalna armatura v enem robnem elementu	6,5	11,31 (10 $\phi$ 12)	6,16 (4 $\phi$ 14)
Armatura objetja robnega elementa	1,96 $\text{cm}^2/\text{m}$	2,26 $\text{cm}^2/\text{m}$ ( $\phi$ 6/12,5 cm)	3,35 $\text{cm}^2/\text{m}$ ( $\phi$ 8/15 cm)
Dolžina robnega elementa	65 cm		20 cm

V Preglednici 44 prikazujemo primerjavo med količino vzdolžne in prečne (strižne) armature še izven kritičnega območja stene. Razlike so sedaj bistveno manjše.

Preglednica 44: Količina armature izven kritičnega območja stene  $Y_{notr}$

Stena $Y_{notr}$	Evrokod		JUS
<b>Območje: 2,9 m – 12,85 m</b>	$A_{s,potr}[\text{cm}^2]$	$A_{s,dej}[\text{cm}^2]$	$A_{s,dej}[\text{cm}^2]$
Vertikalna armatura stene	25,8 ( $\mu = 0,30\%$ )	29,2 ( $\mu = 0,34\%$ )	33,6 ( $\mu = 0,39\%$ )
Vertikalna armatura v stojini	/	17,9 (Q226)	21,3 (Q335)
Vertikalna armatura v enem robnem elementu	/	6,8 (6 $\phi$ 12)	6,16 (4 $\phi$ 14)
Armatura objetja robnega elementa	1,96 $\text{cm}^2/\text{m}$	2,26 $\text{cm}^2/\text{m}$ ( $\phi$ 6/12,5 cm)	3,35 $\text{cm}^2/\text{m}$ ( $\phi$ 8/15 cm)
Dolžina robnega elementa	35 cm		20 cm

### 7.3 Stena z odprtini (stena $X_{zun}$ in prečka $X_{b,zun}$ )

V Preglednici 45 prikazujemo primerjavo med količino vzdolžne in prečne (strižne) armature za steno  $X_{zun}$  v kritičnem območju, v Preglednici 46 pa še primerjavo med količino vzdolžne in prečne armature izven kritičnega območja. Ugotovitve so podobne kot pri steni  $Y_{notr}$ .

Preglednica 45: Količina armature v kritičnem območju stene  $X_{zun}$ 

Stena $X_{zun}$	Evrokod	JUS
<b>Kritični območje stene: 0 m – 2,9 m</b>	$A_{s,potr} [cm^2]$	$A_{s,dej} [cm^2]$
Vertikalna armatura stene	7,8 ( $\mu = 0,30 \%$ )	16,7 ( $\mu = 0,64 \%$ )
Vertikalna armatura v stojini	1,8	3,2 (Q226)
Vertikalna armatura v enem robnem elementu	3,0	6,8 (6 $\phi$ 12)
Armatura objetja robnega elementa	1,96 cm <sup>2</sup> /m	2,26 cm <sup>2</sup> /m ( $\phi$ 6/12,5 cm)
Dolžina robnega elementa	30 cm	20 cm

Preglednica 46: Količina armature izven kritičnega območja stene  $X_{zun}$ 

Stena $X_{zun}$	Evrokod	JUS
<b>Območje: 2,9 m – 12,85 m</b>	$A_{s,potr} [cm^2]$	$A_{s,dej} [cm^2]$
Vertikalna armatura stene	7,8 ( $\mu = 0,30 \%$ )	13,1 ( $\mu = 0,50 \%$ )
Vertikalna armatura v stojini	/	4,07 (Q226)
Vertikalna armatura v enem robnem elementu	/	4,52 (4 $\phi$ 12)
Armatura objetja robnega elementa	1,96 cm <sup>2</sup> /m	2,26 cm <sup>2</sup> /m ( $\phi$ 6/12,5 cm)
Dolžina robnega elementa	20 cm	20 cm

V Preglednici 47 prikazujemo primerjavo med količino vzdolžne in prečne (strižne) armature še za prečko  $X_{b,zun}$ . Opazimo, da so odstopanja med količino armature, ki jo določimo po Evrokodu, in količino dejansko vgrajene armature, minimalna. Evrokod zahteva večjo količino vzdolžne armature, medtem ko je količina prečne armature, ki jo zahteva Evrokod, celo nekoliko manjša od dejansko vgrajene. Sicer pa je razdalja med vgrajenimi stremeni prevelika in ne izpolnjuje zahteve iz Evrokodov za zagotovitev lokalne duktilnosti:  $s_{max} = 8 \cdot d_{bL} = 8 \cdot 1,6 \text{ cm} = 12,8 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm}$ . ✘

Preglednica 47: Količina armature v levem prerezu prečke  $X_{b,zun}$

Prečka $X_{b,zun}$ (prerez levo)		Evrokod		JUS
		$A_{s,potr}[\text{cm}^2]$	$A_{s,dej}[\text{cm}^2]$	$A_{s,dej}[\text{cm}^2]$
Vzdolžna armatura v prečki	Zgoraj	11,55	12,57 (4 $\phi$ 20)	8,04 (4 $\phi$ 16)
	Spodaj	5,78	12,57 (4 $\phi$ 20)	8,04 (4 $\phi$ 16)
Prečna armatura v prečki		5,38 cm <sup>2</sup> /m	5,6 cm <sup>2</sup> /m ( $\Phi$ 6/10 cm, n = 2)	6,7 cm <sup>2</sup> /m ( $\Phi$ 8/15 cm, n = 2)

## 8 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo analizirali ter projektirali nosilno konstrukcijo upravne stavbe podjetja CGP v Novem mestu. Osredotočili smo se na novozgrajeni prizidek k obstoječi stavbi, katere nosilna konstrukcija je bila v celoti načrtovana in projektirana po starih jugoslovanskih predpisih (JUS). V diplomski nalogi smo nosilne elemente stavbe projektirali skladno z določili in zahtevami standardov Evrokod.

Projektiranje nosilne konstrukcije prizidka smo izvedli po metodi mejnih stanj. Skladno z Evrokodi smo določili karakteristične vrednosti vplivov, ki učinkujejo na obravnavano konstrukcijo, v nadaljevanju pa smo z ustrezno kombinacijo določili projektne vrednosti učinkov vplivov in sicer za stalna in potresna projektna stanja. Analiza konstrukcije je temeljila na uporabi ustreznega idealiziranega prostorskega računskega modelu konstrukcije, ki smo ga izdelali v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008). Podrobneje smo se posvetili projektiranju značilne medetažne konstrukcije stavbe, izmed vertikalnih nosilnih elementov stavbe pa smo projektirali najbolj obremenjeno samostojno steno ter prečko in steno iz sistema povezanih sten na zunanjem obodu stavbe.

V nadaljevanju smo primerjali potrebno količino armature, ki jo v obravnavanih nosilnih elementih stavbe zahtevajo standardi Evrokod, s količino armature, ki je bila dejansko vgrajena v te nosilne elemente. V nadaljevanju predstavimo bistvene ugotovitve.

Količina dejansko vgrajene spodnje armature je v obravnavani stropni plošči približno za polovico večja od količine armature, ki smo jo določili po Evrokodih. Pri zgornji armaturi pa je razmerje ravno nasprotno. Dejanska količina armature je polovico manjša od količine armature, ki smo jo določili po Evrokodih. Glede na to, da so vrednosti stalnih in koristnih vplivov, ki smo jih upoštevali v analizi, podobne vrednostim iz projektne dokumentacije (JUS), sklepamo, da je tolikšna razlika med armaturama posledica različnih robnih pogojev, ki so bili upoštevani v računskem modelu medetažne plošče.

Pri analizi kritičnega območja najbolj obremenjene samostojne stene ugotovimo, da je skupna količina vzdolžne armature (v robnih elementih in stojini), ki smo jo določili po Evrokodih, podobna količini dejansko vgrajene armature. Bistvena razlika je v njeni razporeditvi po prečnem prerezu stene. Skladno z Evrokodi moramo v steni zagotoviti daljše robne elemente. Zato je potrebna količina armature v robnih elementih večja od dejansko vgrajene armature, medtem ko je vgrajena vzdolžna armatura v stojini stene večja od tiste, ki jo zahteva Evrokod. Iz projektne dokumentacije smo

ugotovili, da se vgrajena armatura po višini stene ne spreminja, medtem ko smo v analizi skladno z Evrokodi količino armature v robnih elementih izven kritičnega območja stene lahko zmanjšali.

Skladno z določili iz Evrokoda moramo v prečkah v sistemu povezanih sten zagotoviti nekoliko več vzdolžne armature od dejansko vgrajene (JUS). Količina vgrajene stremenske armature zadošča zahtevam iz Evrokoda, le razdalje med posameznimi stremeni je prevelika. Glede na velike dimenzije prečk lahko ob potresni obremenitvi pričakujemo krhko strižno porušitev, zato je za preprečitev ali vsaj omejitev strižne porušitve še posebej pomembna gostota stremen v taki prečki. Glede na razporeditev odprtin v sistemu povezanih sten opazimo, da so stene šibkejše od prečk, ki jih povezujejo. Z vidika potresne odpornosti konstrukcije takšna geometrija ni ugodna, saj lahko pri potresu nastopi prej strižna porušitev sten kot porušitev prečk, kar je v nasprotju s pravili načrtovanja nosilnosti.

V obravnavanih vertikalnih nosilnih elementih stavbe ugotovimo veliko rezervo nosilnosti, čeprav so armirani z minimalno armaturo skladno z Evrokodi. Nivo tlačnih osnih sil v stenah je nizek, kar ugodno vpliva na duktilnost sten. Vse to je posledica velikega razmerja površin prereza sten v primerjavi s površino tlorisa stavbe. V jugoslovanskih predpisih je bilo to razmerje omejeno na 1,5 %. Lahko ugotovimo, da količina dejansko vgrajene armature v nosilni konstrukciji obravnavane stavbe ne odstopa od potrebne armature v tolikšni meri, da bi to nakazovalo na slabšo statično stabilnost in varnost stavbe.

## VIRI IN LITERATURA

- Agencija republike Slovenije za okolje (ARSO). 2001. Karta potresne nevarnosti.  
[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.html)  
(Pridobljeno 4. 12. 2011.)
- ARHA projektivni biro d.o.o. Črnomelj. Upravna stavba podjetja CGP. Št. pr.: 6.008.
- Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po standardih Evrokod. Ljubljana, Inženirska Zbornica Slovenije: 1077 str.
- Beg., D. 1999. Projektiranje jeklenih konstrukcij po evropskem predstandardu ENV 1993-1-1., 2. izdaja. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 219 str.
- Bratina, S., Planinc, I. 2009. Interakcijski diagrami nosilnost AB prečnih prerezov pri enojno ekscentrični osni sili. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.  
[http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/Sebastjan/masivni%20objekti/interakcijski\\_enoosni\\_upogib.pdf](http://www.fgg.uni-lj.si/kmlk/Sebastjan/masivni%20objekti/interakcijski_enoosni_upogib.pdf)  
(Pridobljeno 15. 2. 2012.)
- CGP. 2011.  
[www.cgp.si](http://www.cgp.si)  
(Pridobljeno 15. 10. 2011.)
- Computers and Structures, Inc. 2008. ETABS 9.5.0: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.
- Computers and Structures, Inc. 2009. SAFE 12.1.1: računalniški program za analizo in dimenzioniranje armiranobetonskih sistemov plošč in temeljev. Berkeley, CSI.
- Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1999. DIAS: programski sistem za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih stavb. Ljubljana, UL FGG.
- 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 1998-1-3:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresoodpornih 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 – Vplivi 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.

W11 Knauf pregradne stene. 2006.

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

(Pridobljeno 7. 12. 2011.)

## **SEZNAM PRILOG**

### **PRILOGA A: SPECIFIKACIJA ARMATURE**

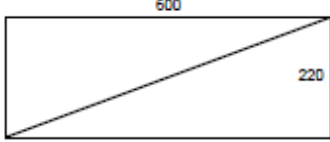
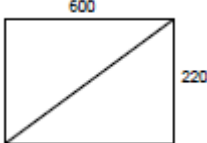
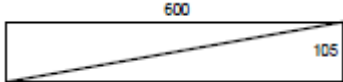
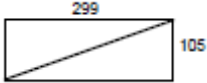
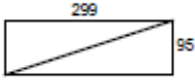
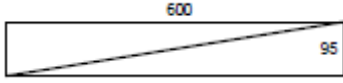
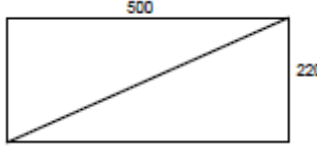
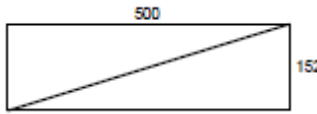
Priloga A1: Specifikacija armature za AB medetažno ploščo

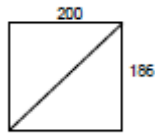
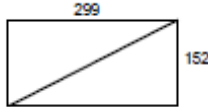

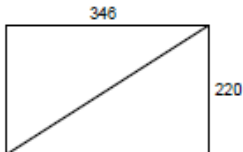
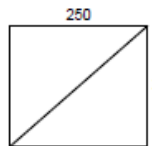
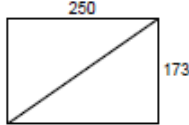
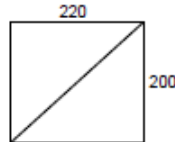
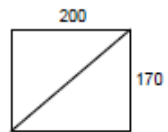
Priloga A2: Specifikacija armature za AB steno  $Y_{notr}$

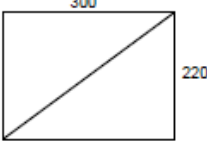
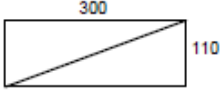
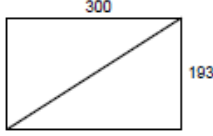
### **PRILOGA B: ARMATURNI NAČRTI**

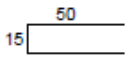
Priloga B1: Armaturni načrt AB medetažne plošče

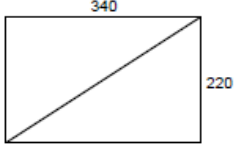
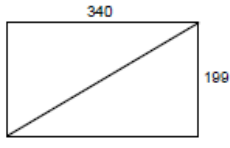
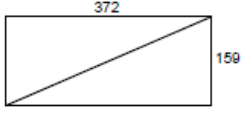
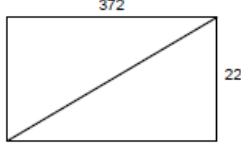
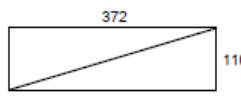
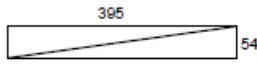
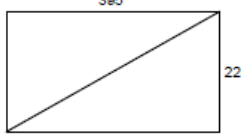
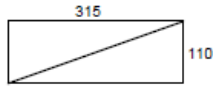
Priloga B2: Armaturni načrt AB stene  $Y_{notr}$

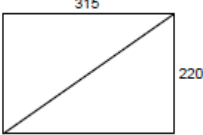
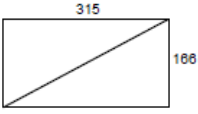
št. poz.	tip mreže	kosov	celih mrež	teža na kos [kg]	skup. teža [kg]	skica (zunanje mere v cm)	ostanek za pozneje	ostanek od pozneje
I	Q-335	6	6	71,2	426,9		/	/
I-1	Q-335	18	9	35,5	638,2		/	/
I-2	Q-335	2	1	34	68		/	/
I-3	Q-335	2	1	16,9	33,8		I-4	/
I-4	Q-335	1	/	15,3	15,3		/	I-3
I-5	Q-335	1	1	30,7	30,7		/	/
I-6	Q-335	5	5	59,3	296,5		/	/
I-7	Q-335	1	1	41	41		/	/
						spisek armaturnih mrež za AB med. ploščo		
						št. lista	A1	

št. poz.	tip mreže	kosov	celih mrež	teža na kos [kg]	skup. teža [kg]	skica (zunanje mere v cm)	ostanek za pozneje	ostanek od pozneje
I-8	Q-335	8	3	20,1	160,4		/	/
I-9	Q-335	2	1	24,5	49		/	/
I-10	Q-335	2	1	27,4	54,9		/	/
II-2	Q-424	3	3	51,8	155,3		II-3	/
II-3	Q-424	3	/	31,9	95,7		/	II-2
II-4	Q-424	3	2	25,1	75,3		/	/
III-1	R-335	30	10	14,9	444,8		/	/
III-2	R-335	2	1	11,5	22,9		/	/
						spisek armaturnih mrež za AB med. ploščo		
						št. lista	A1	

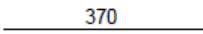
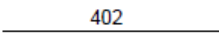
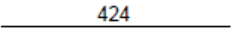
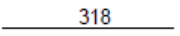
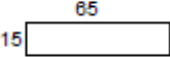
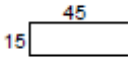
št. poz.	tip mreže	kosov	celih mrež	teža na kos [kg]	skup. teža [kg]	skica (zunanje mere v cm)	ostanek za pozneje	ostanek od pozneje
IV-1	R-503	4	2	30,2	60,3		/	/
IV-2	R503	1	1	15,1	15,1		IV-3	/
IV-3	R503	1	/	26,5	26,5		/	IV-2
						spisek armaturnih mrež za AB med. ploščo		
						št. lista		A1

št. poz.	Ø [mm]	število kosov		skica (zunanje mere v cm)	dolžine		opomba
		posam.	skupno		posam. [cm]	Skupno [m]	
1	12	1	16	_____ 800 _____	800	128	
2	12	1	8	_____ 893 _____	893	71,4	
3	12	1	16	_____ 852 _____	852	136,3	
4	8	1	452		115	519,8	
5	16	1	8	_____ 155 _____	155	12,4	
6	16	1	4	_____ 395 _____	395	15,8	
spisek armaturnih palic za AB med. ploščo							
št. lista					A1		

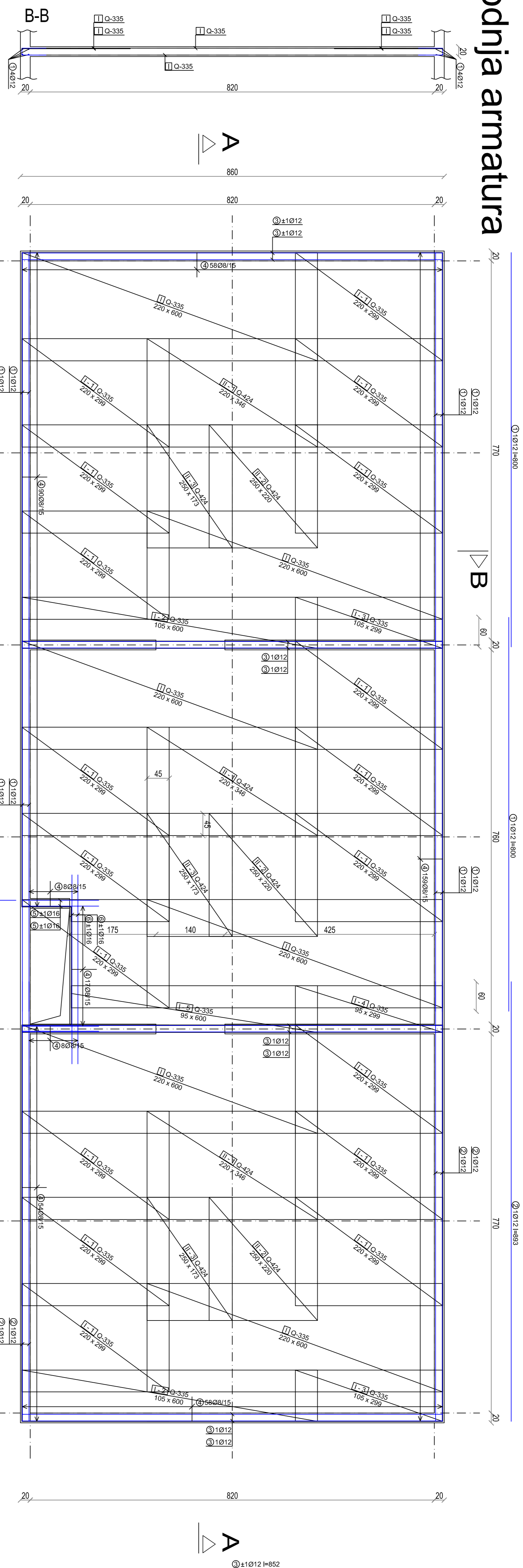
št. poz.	tip mreže	kosov	celih mrež	teža na kos [kg]	skup. teža [kg]	skica (zunanje mere v cm)	ostanek za pozneje	ostanek od pozneje
V-1	Q-226	1	1	26,9	26,9		/	/
V-2	Q-226	1	1	24,3	24,3		/	/
V-3	Q-226	1	1	21,2	21,2		V-6	/
V-4	Q-226	1	1	29,4	29,4		/	/
V-5	Q-226	1	1	14,7	14,7		V-8	/
V-6	Q-226	1	/	7,7	7,7		/	V-3
V-7	Q-226	2	2	31,2	62,4		/	/
V-8	Q-226	1	/	12,4	12,4		/	V-5
						spisek armaturnih mrež za steno $Y_{notr}$ .		
						št. lista	A2	

št. poz.	tip mreže	kosov	celih mrež	teža na kos [kg]	skup. teža [kg]	skica (zunanje mere v cm)	ostanek za pozneje	ostanek od pozneje
V-9	Q-226	1	1	24,9	24,9		/	/
V-10	Q-226	1	1	18,8	18,8		/	/
						spisek armaturnih mrež za steno $Y_{notr}$ .		
						št. lista	A2	

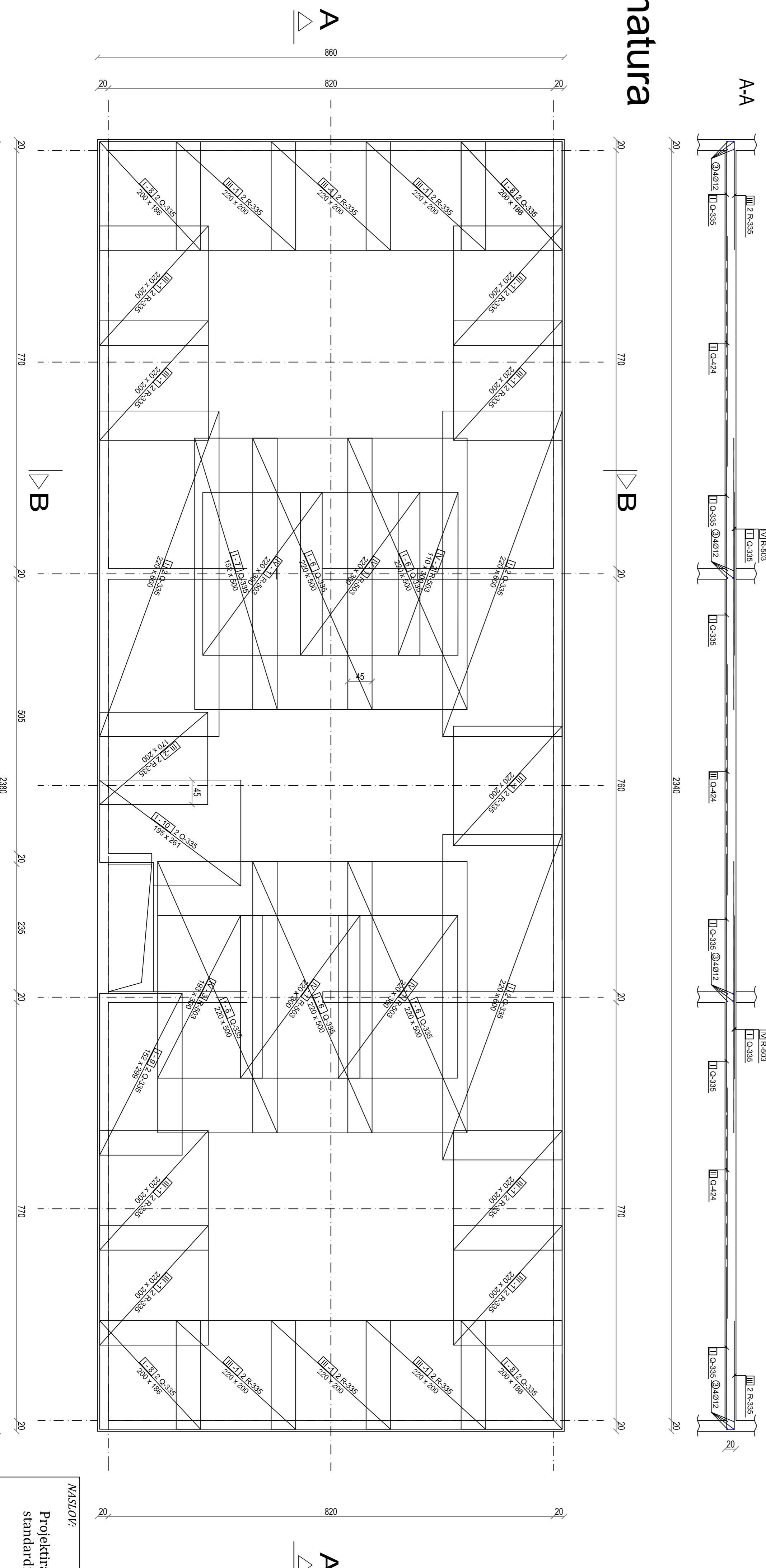


št. poz.	Ø [mm]	število kosov		skica (zunanje mere v cm)	dolžine		opomba
		posam.	skupno		posam. [cm]	Skupno [m]	
7	12	1	14		370	51,8	
8	12	1	10		402	40,2	
9	12	1	10		424	42,4	
10	12	1	10		318	31,8	
11	6	1	21		160	33,6	
12	6	1	202		105	212,1	
spisek armaturnih palic za steno $Y_{\text{notr.}}$							
št. lista					A2		

# Spodnja armatura



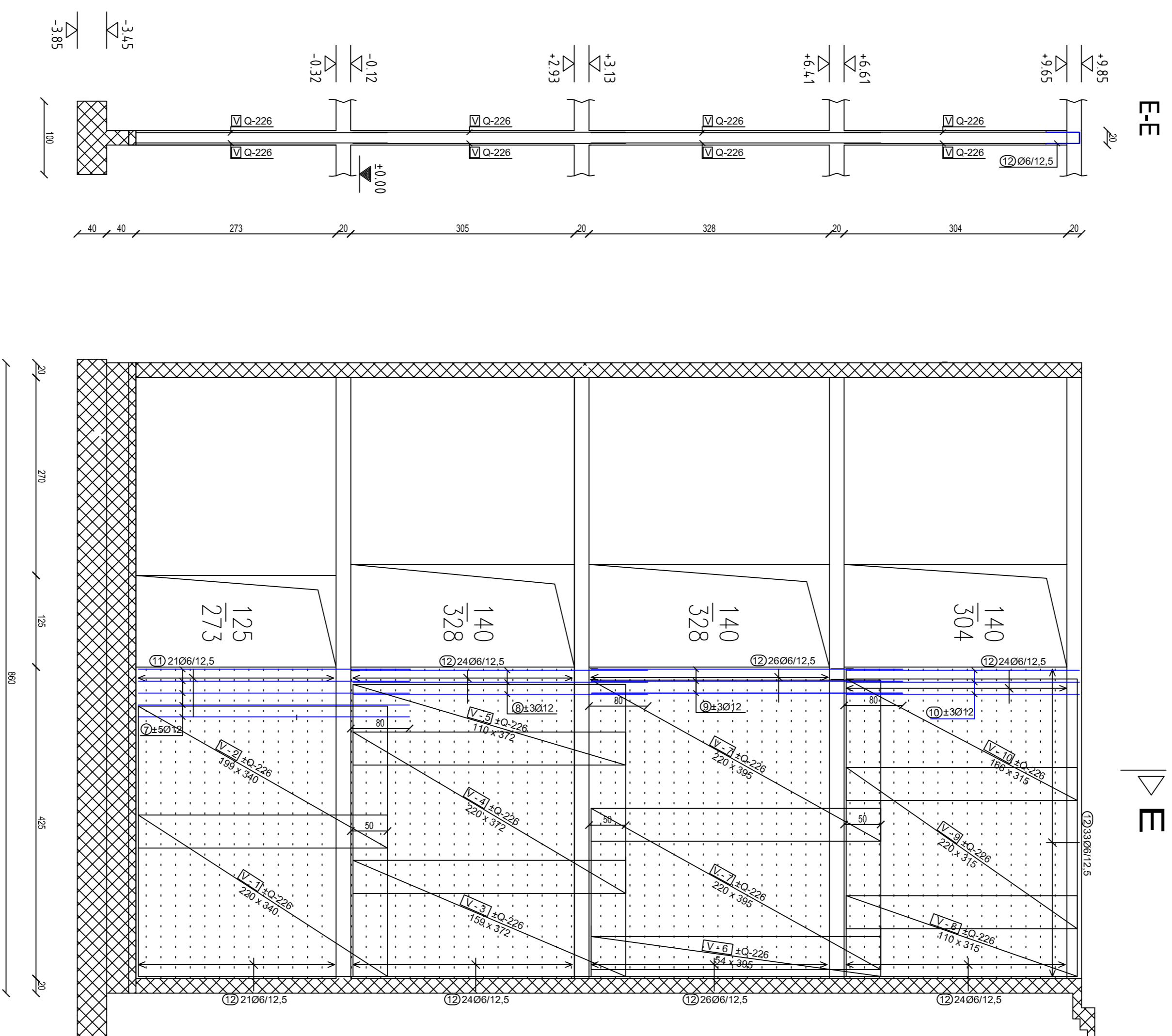
# Zgornja armatura



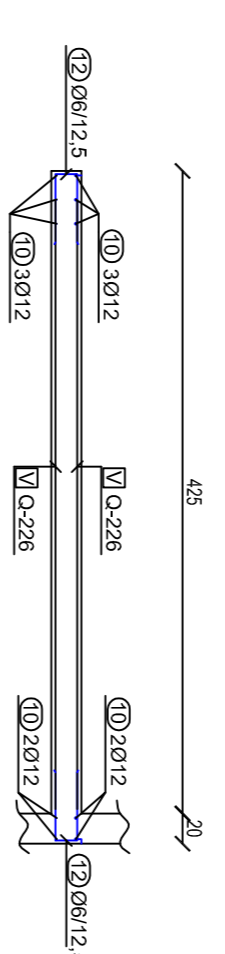
<b>NASLOV:</b>	<b>POSEBNA:</b>
Projekiranje upravne stavbe CGP po standardih Evrokod	Armaturni načrt AB medetražne plošče

<b>Mentor:</b>	doc.dr. Sebastijan Bratina, univ.dipl.inž.ingrad.	<b>PZI:</b>		<b>Merilo:</b>	1:50
<b>Avtor:</b>	Rozle Pavlin	<b>Št. projekta:</b>	6.008	<b>Datum:</b>	April 2012
		<b>Št. lista:</b>		<b>Priloga:</b>	B1

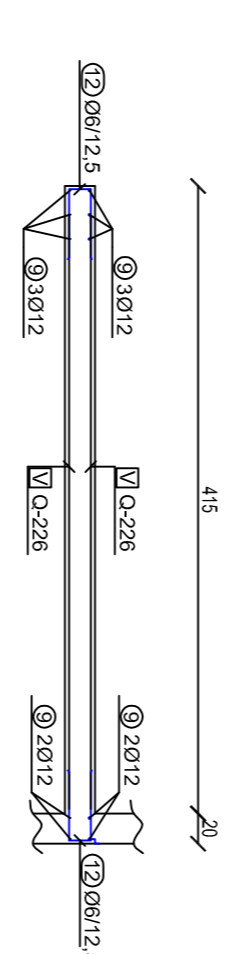
# STENA Ynotr.



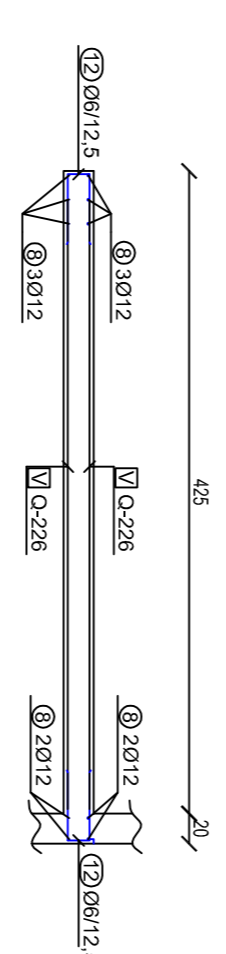
## II. Nadstropje



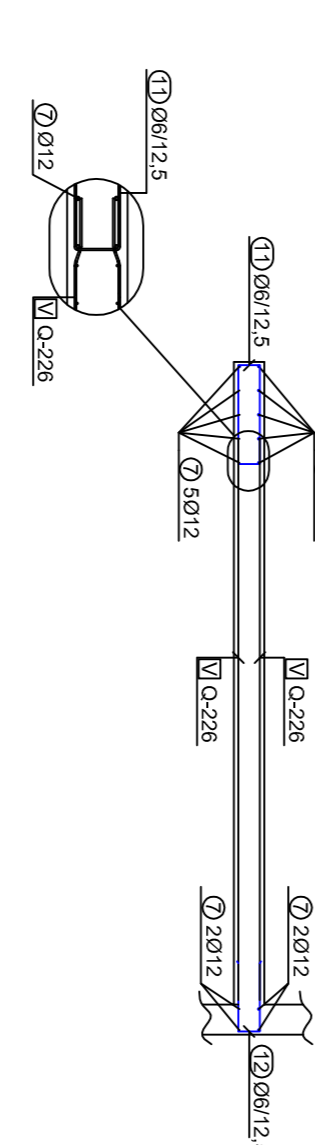
## I. Nadstropje



## Pililice



## Klet



<b>NASLOV:</b>		<b>ISEBNA:</b>	
Projektiranje upravne stavbe CGP po standardih Evrokod		Armaturni načrt AB stene Ynotr.	
<b>Mentor:</b>	doc.dr. Sebastijan Bratina, univ.dipl.inž.grad.	<b>Pisec:</b>	PZI
<b>Avtor:</b>	Rozle Pavlin	<b>Št. projekta:</b>	6.008
		<b>Datum:</b>	April 2012
		<b>Št. lista:</b>	Priloga B2