

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Amon, G., 2014. Dimenzioniranje značilnih elementov nosilne konstrukcije več etažnega poslovnega objekta v Logatcu. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S.): 106 str.

Datum arhiviranja: 02-12-2014

University  
of Ljubljana

Faculty of  
Civil and Geodetic  
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Amon, G., 2014. Dimenzioniranje značilnih elementov nosilne konstrukcije več etažnega poslovnega objekta v Logatcu. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S.): 106 pp.

Archiving Date: 02-12-2014

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJSKI  
PROGRAM GRADBENIŠTVO  
SMER OPERATIVNO  
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

**GAŠPER AMON**

**DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH ELEMENTOV  
NOSILNE KONSTRUKCIJE VEČ ETAŽNEGA  
POSLOVNEGA OBJEKTA V LOGATCU**

Diplomska naloga št.: 506/SOG

**DESIGN OF TYPICAL LOAD - BEARING STRUCTURES  
OF A MULTI - STOREY OFFICE BUILDING IN  
LOGATEC**

Graduation thesis No.: 506/SOG

**Mentor:**

izr. prof. dr. Sebastjan Bratina

**Predsednik komisije:**

doc. dr. Tomo Cerovšek

**Član komisije:**

izr. prof. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 24. 11. 2014

## POPRAVKI

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani GAŠPER AMON izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

»DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH ELEMENTOV NOSILNE KONSTRUKCIJE VEČ-  
ETAŽNEGA POSLOVNEGA OBJEKTA V LOGATCU«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 30.10.2014

Gašper Amon

## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali :

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

**UDK: 624.01:725(497.4Logatec)(043.2)**

**Avtor: Gašper Amon**

**Mentor: izr. prof. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.**

**Naslov: Dimenzioniranje značilnih elementov nosilne konstrukcije več-etažnega poslovnega objekta v Logatcu**

**Tip dokumenta: diplomska naloga – visokošolski strokovni študij**

**Obseg in oprema: 106 str., 27 pregl., 63 sl..**

**Ključne besede: armirani beton, nosilna konstrukcija, dimenzioniranje, standard Evrokod, plošča, stena, greda, steber**

### **Izvleček**

V diplomski nalogi analiziramo in dimenzioniramo značilne elemente armiranobetonske nosilne konstrukcije več-etažnega poslovnega objekta, ki se nahaja v Logatcu. Horizontalno nosilno konstrukcijo obravnavanega objekta sestavljajo polne medetažne plošče in strešna plošča, vertikalno nosilno konstrukcijo pa prostorski okvirji in stene. Pri tem so obodni betonski okvirji zapolnjeni z zidanimi polnili. V analizi poleg stalnih in spremenljivih vplivov upoštevamo tudi potresni vpliv v horizontalni smeri. V programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2014) izdelamo dva idealizirana računski modela nosilne konstrukcije obravnavanega objekta. Prvi model služi za analizo in dimenzioniranje tipične medetažne plošče, drugi pa za analizo elementov vertikalne nosilne konstrukcije objekta. Zaradi velikih obremenitev v stenah pri delovanju potresnega vpliva izvedemo modifikacijo vertikalne nosilne konstrukcije objekta. Rezultate analize in dimenzioniranja značilnih elementov nosilne konstrukcije predstavimo z armaturni načrti, ki so del priloge k diplomski nalogi.

## **BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC: 624.01:725(497.4Logatec)(043.2)**

**Author: Gašper Amon**

**Supervisor: assist. prof . Sebastjan Bratina, Ph. D.**

**Title: Design of a typical load-bearing structure of an more storey office building in Logatec**

**Document type: Graduation Thesis – Higher professional studies**

**Notes: 106 p., 27 tab., 63 fig..**

**Key words: reinforced concrete, frame construction, load-bearing structure, design, Eurocode standards, plates, walls, beams, columns**

### **Abstract**

In this thesis we analyse and design a typical load-bearing structure of an more storey office building, located in Logatec. The horizontal load-bearing structure of the concerned building consists of full interfloor plates and a roof plate, the vertical load-bearing structure consists of spatial frame constructions and walls. The spacings between the concrete frames is filled with brick walls. In the analysis of the structure in addition to permanent and variable impacts we also consider the seismic impact in the horizontal direction. In the commercial program SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2014) we design two different computational models of the load-bearing structure. The first model serves for the analyse and design or a typical interfloor plate, the second for the analyse of the vertical load-bearing structure. Because of big loads in the walls in influence of the seismic impact we have to perform a modification of the vertical model of the load-bearing structure. The results of the analyse and design of typical elements of the load-bearing structure are presented with reinforcement plans, which are a part of the annex of the thesis.

## **ZAHVALA**

Za vso strokovno pomoč tekom nastajanja te diplomske naloge bi se rad zahvalil mojemu mentorju izr. prof. dr. Sebastjanu Bratini, univ. dipl. inž. grad..

Zahvalil bi se tudi gospodu Viljemu Pihnerju, dipl. inž. grad. in podjetju Gradbeništvo V.I.P za pridobljeno projektno dokumentacijo obravnavanega poslovnega objekta.

Posebno bi se pa rad zahvalil svoji puncici in staršem za vso pomoč v času študija. Brez njihovih vzpodbud in podpore ta diplomska naloga ne bi nastala.



## KAZALO VSEBINE

<b>1 UVOD .....</b>	<b>18</b>
<b>2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI.....</b>	<b>20</b>
2.1 Opis nosilne konstrukcije objekta.....	20
2.2 Arhitekturne podloge .....	21
2.3 Uporabljeni materiali .....	26
2.3.1 Beton .....	26
2.3.2 Krovni sloj betona .....	26
2.3.3 Jeklo za armiranje.....	29
2.3.4 Zidana polnila.....	30
<b>3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO .....</b>	<b>31</b>
3.1 Stalni vplivi.....	31
3.1.1 Strešna konstrukcija .....	32
3.1.2 Medetažna konstrukcija.....	32
3.1.3 Stopnice.....	33
3.1.4 Predelne stene.....	34
3.2 Koristna obtežba .....	36
3.3 Obtežba snega .....	38
3.4 Obtežba vetra .....	40
3.4.1 Sile vetra na ovoj objekta .....	41
3.4.2 Zunanji tlak vetra .....	43
3.4.3 Notranji tlaki vetra .....	55
3.4.4 Sile trenja vetra.....	56
3.4.5 Vektorsko seštevanje notranjega in zunanjega tlaka vetra na posamezne ploskve ovoja objekta .....	58
3.5 Potresni vpliv .....	62
3.5.1 Račun mase objekta.....	65

<b>4 NAČELA PROJEKTIRANJA PO METODI MEJNIH STANJ .....</b>	<b>69</b>
4.1 Mejna stanja nosilnosti .....	69
4.1.1 Osnovne kombinacije vplivov.....	70
4.1.2 Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja .....	71
4.2 Mejna stanja uporabnosti .....	72
4.2.1 Kombinacija vplivov za mejna stanja uporabnosti .....	72
<b>5 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE TIPIČNE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE OBJEKTA .....</b>	<b>74</b>
5.1 Idealiziran računski model stropne konstrukcije nad 1. nadstropjem.....	75
5.1.1 Modeliranje v programu SAP 2000 .....	75
5.1.2 Podajanje obtežb in kombinacija vplivov .....	78
5.2. Projektne obremenitve v plošči.....	80
5.3 Dimenzioniranje vzdolžne armature .....	83
5.4 Kontrola razmerja razpetina/debelina plošče.....	86
<b>6. ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH ELEMENTOV VERTIKALNE NOSILNE KONSTRUKCIJE OBJEKTA .....</b>	<b>89</b>
6.1 Idealiziran prostorski računski model nosilne konstrukcije objekta.....	89
6.1.1 Modeliranje v programu SAP2000 .....	89
6.1.2 Analiza lastnega nihanja in klasifikacija nosilnega sistema konstrukcije.....	91
6.1.3 Podajanje obtežb .....	93
6.1.4 Projektni spekter odziva za analizo potresnega vpliva v horizontalni smeri .....	94
6.1.5 Kombinacije vplivov .....	95
6.2 Dimenzioniranje posamične AB stene.....	97
6.2.1 Geometrijske omejitve .....	98
Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1-1:2006 moramo za duktilne stene izpolniti določene geometrijske zahteve. ....	98
6.2.2 Določitev višine kritičnega območja nad vpetjem stene.....	100
6.2.3 Projektne obremenitve stene .....	101

6.3 Modifikacija vertikalne nosilne konstrukcije objekta.....	104
6.3.1 Modeliranje v programu SAP2000 .....	105
6.3.2 Analiza lastnega nihanja in klasifikacija modificiranega nosilnega sistema konstrukcije .....	105
6.3.2 Korigiran projektni spekter odziva za analizo potresnega vpliva v horizontalni smeri .....	107
6.4 Dimenzioniranje posamične AB stene po modifikaciji nosilne konstrukcije.....	108
6.4.1 Projektne obremenitve stene .....	108
6.4.2 Minimalna armatura v kritičnem območju stene.....	111
6.4.3 Dimenzioniranje AB stene na strižno obremenitev.....	113
6.4.4 Dimenzioniranje AB stene na osno-upogibno obremenitev .....	115
6.4.5 Dimenzioniranje vertikalne in horizontalne armature v steni nad kritičnim območjem.....	118
<b>7 ZAKLJUČEK .....</b>	<b>119</b>
<b>VIRI .....</b>	<b>120</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe za posamezne kategorije površin .	37
Preglednica 2: Modificirane karakteristične vrednosti koristne obtežbe za posamezne kategorije površin .....	38
Preglednica 3: Koeficienti zunanjšega tlaka in tlak vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X.....	49
Preglednica 4. Koeficienti zunanjšega tlaka in tlak vetra na ravni strehi pri delovanju vetra v smeri osi X.....	51
Preglednica 5: Koeficienti zunanjšega tlaka in tlak vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y.....	53
Preglednica 6: Koeficienti zunanjšega tlaka in tlak vetra na ravni strehi pri delovanju vetra v smeri osi Y.....	55
Preglednica 7: Koeficienti notranjih tlakov in notranji tlaki na ovoj objekta .....	56
Preglednica 8: Neto tlaki vetra na navpične stene ovoja objekta pri delovanju vetra v smeri osi X z upoštevanjem pozitivnih notranjih tlakov.....	59
Preglednica 9: Neto tlaki vetra na navpične stene ovoja objekta pri delovanju vetra v smeri osi X z upoštevanjem negativnih notranjih tlakov (srkov) .....	59
Preglednica 10: Sile vetra pri delovanju vetra v smeri osi X .....	60
Preglednica 11: Neto tlaki vetra na ravno streho objekta pri delovanju vetra v smeri osi X z upoštevanjem pozitivnih notranjih tlakov .....	60
Preglednica 12: Neto tlaki vetra na navpične stene ovoja objekta pri delovanju vetra v smeri osi Y z upoštevanjem pozitivnih notranjih tlakov .....	61

Preglednica 13: Neto tlaki vetra na navpične stene ovoja objekta pri delovanju vetra v smeri osi Y z upoštevanjem negativnih notranjih tlakov (srkov).....	61
Preglednica 14: Sile vetra pri delovanja vetra v smeri osi Y.....	61
Preglednica 15: Neto tlaki vetra na ravno streho objekta pridelovanju vetra v smeri osi Y z upoštevanjem pozitivnih notranjih tlakov .....	62
Preglednica 16: Vrednosti koeficienta $\phi$ in faktorja $\Psi_2$ za račun mas .....	66
Preglednica 17: Vrednosti delnih varnostnih faktorjev za objekte.....	70
Preglednica 18: Vrednosti faktorjev za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva $\Psi_0$ ..	71
Preglednica 19: Vrednosti faktorjev za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva $\Psi_2$ .....	72
Preglednica 20: Osnovne kombinacije vplivov za ploščo za mejna stanja nosilnosti.....	79
Preglednica 21: Kontrolni račun potrebne količine vzdolžne armature (program SAP2000 in priročnik Rogača in sodelavcev (Rogač in sod., 1989) .....	86
Preglednica 22: Nihajni časi in oblike nihanja .....	92
Preglednica 23: Osnovne kombinacije vplivov za vertikalne nosilne elemente za mejna stanja nosilnosti.....	96
Preglednica 24: Kombinacija vplivov za potresno projektno stanja za vertikalne nosilne elemente.....	97
Preglednica 25: Nihajni časi in oblike nihanja modificirane nosilne konstrukcije .....	106
Preglednica 26: Rezultati dimenzioniranja vertikalne in strižne armature v kritičnem območju obravnane stene.....	117
Preglednica 27: Rezultati dimenzioniranja stene izven kritičnega območja .....	118

## KAZALO SLIK

Slika 1: Obravnavan poslovni objekt .....	20
Slika 2: Tloris pritličja.....	22
Slika 3: Razporeditev elementov nosilne konstrukcije v pritličju.....	22
Slika 4: Tloris 1. nadstropja.....	23
Slika 5: Razporeditev elementov nosilne konstrukcije v 1. nadstropju.....	23
Slika 6: Tloris 2. nadstropja.....	24
Slika 7: Razporeditev elementov nosilne konstrukcije v 2. nadstropju.....	24
Slika 8: Prečni prerez A-A v vzdolžni smeri objekta .....	25
Slika 9: Prečni prerez B-B v prečni smeri objekta .....	25
Slika 10: Prerez strehe .....	32
Slika 11: Prerez medetažne konstrukcije.....	33
Slika 12: Prerez stopnic .....	33
Slika 13: Prerez opečne stene .....	34
Slika 14: Prerez stene iz mavčnih plošč .....	35
Slika 15: Oblikovna koeficienta obtežbe snega v odvisnosti od nagiba strehe (SIST EN 1991-1-3:2004, slika 5.1).....	39
Slika 16: Razporeditev obtežbe snega za nenakopičen in nakopičen sneg pri enokapnici(SIST EN 1991-1-3:2004, slika 5.2) .....	40
Slika 17: Referenčna višina $z_e$ v primeru $h \leq b$ (SIST EN 1991-1-4:2005 slika 7.4).....	44
Slika 18: Delovanje vetra v vzdolžni (smer X) in prečni smeri objekta (smer Y) .....	46
Slika 19: Zunanji tlaki na ovoj objekta (SIST EN 1991-1-4:2005, slika 5.1) .....	47

Slika 20: : Razdelitev privetrne in zavetrne stene na področja D in E (veter deluje v smeri osi X).....	48
Slika 21: Razdelitev stranskih sten na področja A, B in C (veter deluje v smeri osi X).....	49
Slika 22: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I (veter deluje v smeri osi X).....	50
Slika 23: Razdelitev privetrne in zavetrne stene na področja D in E (veter deluje v smeri osi Y).....	52
Slika 24: Razdelitev stranskih sten na področja A, B in C (veter deluje v smeri osi Y).....	53
Slika 25: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I (veter deluje v smeri osi Y).....	54
Slika 26: Notranji tlaki na ovoj objekta (SIST EN 1999-1-4:2005, slika 5.1).....	56
Slika 27: Posamezne ploskve ovoja objekta za določitev sil trenja vetra.....	57
Slika 28: Potresna nevarnost Slovenije in projektni pospešek tal (ARSO 2001).....	63
Slika 29: Tloris 2. nadstropja.....	74
Slika 30: Mreža končnih elementov v računskem modelu medetažne konstrukcije P200.....	76
Slika 31: 3D računski model medetažne konstrukcije P200.....	77
Slika 32: Modeliranje nosilcev neposredno pod ploščo.....	77
Slika 33: Podajnost nosilcev pod ploščo.....	78
Slika 34: Različni načini razporeditve koristne obtežbe na plošči.....	79
Slika 35: Ovojnica minimalnih in maksimalnih vrednosti upogibnih momentov $M_{11}$ [kNm/m] .....	80
Slika 36: Ovojnica minimalnih in maksimalnih vrednosti upogibnih momentov $M_{22}$ [kNm/m] .....	81
Slika 37: Ovojnica minimalnih in maksimalnih vrednosti torzijskih momentov $M_{12}$ [kNm/m] .....	81
Slika 38: Ovojnica minimalnih in maksimalnih vrednosti projektnih osnih sil $F_{11}$ [kN/m]....	81

Slika 39: Ovojnica minimalnih in maksimalnih vrednosti projektних osnih sil $F_{22}$ [kN/m]....	82
Slika 40: Ekstremne vrednosti upogibnih momentov $M_{11}$ in $M_{22}$ [kNm/m] .....	82
Slika 41: Potrebne količine zgornje armature v smeri osi X in Y [ $m^2/m$ ].....	84
Slika 42: Potrebne količine spodnje armature v smeri osi X in Y [ $m^2/m$ ] .....	84
Slika 43: Potrebne količine vzdolžne natezne armature v plošči [ $cm^2/m$ ] .....	85
Slika 44: Prečni prerez AB stene s prirobnico.....	90
Slika 45: Prostorski računski model vertikalne nosilne konstrukcije objekta.....	91
Slika 46: Prve tri nihajne oblike nosilne konstrukcije.....	92
Slika 47: Razporeditev vertikalne obtežbe po t.i. strešnem pravilu .....	93
Slika 48: Projektni spekter za horizontalni komponenti potresnega vpliva v smeri osi X in Y .....	95
Slika 49: Lega obravnavane AB stene v tlorisu pritličja.....	97
Slika 50: Geometrijske zahteve glede debeline stojine in debeline robnega elementov (Bratina, S., Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti, str. 54).....	99
Slika 51: Obremenitve v steni zaradi stalne in koristne obtežbe.....	101
Slika 52: Obremenitve v steni zaradi potresnega vpliva v horizontalni smeri .....	102
Slika 53: Korigirane projektne obremenitve v steni za potresna projektna stanja .....	103
Slika 54: Lega dodatne AB posamične stene v tlorisu obravnavanega objekta .....	104
Slika 55: Modificiran prostorski računski model vertikalne nosilne konstrukcije objekta ....	105
Slika 56: Prve tri nihajne oblike modificirane nosilne konstrukcije .....	106
Slika 57: Korigiran projektni spekter za horizontalni komponenti potresnega vpliva v smeri osi X in Y.....	108
Slika 58: Obremenitve v steni zaradi potresnega vpliva v horizontalni smeri pri modificirani nosilni konstrukciji .....	109



Slika 59: Korigirane projektne obremenitve v steni za potresna projektna stanja pri modificirani nosilni konstrukciji .....	110
Slika 60: Razporeditev stremen v robnem elementu .....	112
Slika 61: : Razporeditev minimalne armature v kritičnem območju obravnavane stene s prirobnico .....	113
Slika 62: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti obravnavane stene s prirobnico .....	116
Slika 63: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti obravnavane stene s povečano količino vertikalne armature v robnem elementu .....	117

## 1 UVOD

V diplomski nalogi analiziramo in dimenzioniramo značilne elemente nosilne konstrukcije tri-etažnega poslovnega objekta, ki se nahaja v obrtniški coni v Logatcu in je namenjen proizvodnji, pakiranju zdravil in pripomočkov. Nosilno konstrukcijo sestavljajo vertikalni nosilni elementi, to so stene in prostorski okvirji, horizontalno pa medetažne plošče, stopnice in strešna plošča.

S pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti je uporaba standardov Evrokod, ki so v uporabi v Sloveniji od 1.1.2008, obvezna, saj mora biti konstrukcija projektirana in v končni fazi zgrajena tako, da ne pride do porušitve. Analizo objekta opravimo na ustreznem idealiziranem računskem modelu, ki ga izdelamo v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2014). Izdelamo dva ločena modela, ki služita analizi in dimenzioniranju horizontalnih oziroma vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije. Pri tem upoštevamo vplive, ki delujejo na konstrukcijo in sicer stalne (lastna in stalna obtežba), spremenljive (obtežba snega, vetra in koristna obtežba) in potresne vplive. V diplomski nalogi podrobneje analiziramo in dimenzioniramo le nekaj značilnih nosilnih elementov, in sicer preverjamo medetažno ploščo v 2. nadstropju ter steno. Izbrane nosilne elemente projektiramo tako, da v njih ne pride do prekoračitve mejnih stanj. Geometrijske podatke, podatke o uporabljenih materialih ter podatke o stalnih vplivih pridobimo iz obstoječe projektne dokumentacije.

Diplomska naloga ima poleg uvoda še 6 poglavij. V drugem poglavju predstavimo osnovne podatke o konstrukciji, kjer opišemo konstrukcijo, podamo arhitekturo konstrukcije in predstavimo uporabljene materiale. Sledi poglavje z vplivi, ki učinkujejo na konstrukcijo. Tu opišemo lastno in stalno obtežbo, koristno obtežbo, obtežbo snega, vpliv vetra in potresne vplive. V četrtem poglavju predstavimo načela projektiranja po metodi mejnih stanj. Ločimo mejna stanja uporabnosti, ki se nanašajo na delovanje objekta v običajnih pogojih, na videz objekta in udobje ljudi ter mejna stanja nosilnosti, ki se nanašajo na varnost ljudi in varnost konstrukcije. Sledi poglavje analize in dimenzioniranja medetažne konstrukcije objekta, kjer

predstavimo tudi ustrezen računski model. V šestem poglavju pa analiziramo in dimenzioniramo eno izmed sten kot element vertikalne nosilne konstrukcije objekta. V zadnjem poglavju so predstavljeni zaključki diplomskega dela. K diplomski nalogi so priloženi armaturni načrti obravnavanih nosilnih elementov objekta.

## 2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

### 2.1 Opis nosilne konstrukcije objekta

V diplomski nalogi analiziramo armiranobetonsko nosilno konstrukcijo poslovnega objekta, približnih tlorisnih dimenzij 28.00 m × 22.00 m. Objekt ima poleg pritličja še dve etaži (glej sliko 1). Višina objekta znaša 10.83 m. Objekt se nahaja v obrtni coni v Logatcu in je namenjen proizvodnji, pakiranju zdravil in pripomočkov.



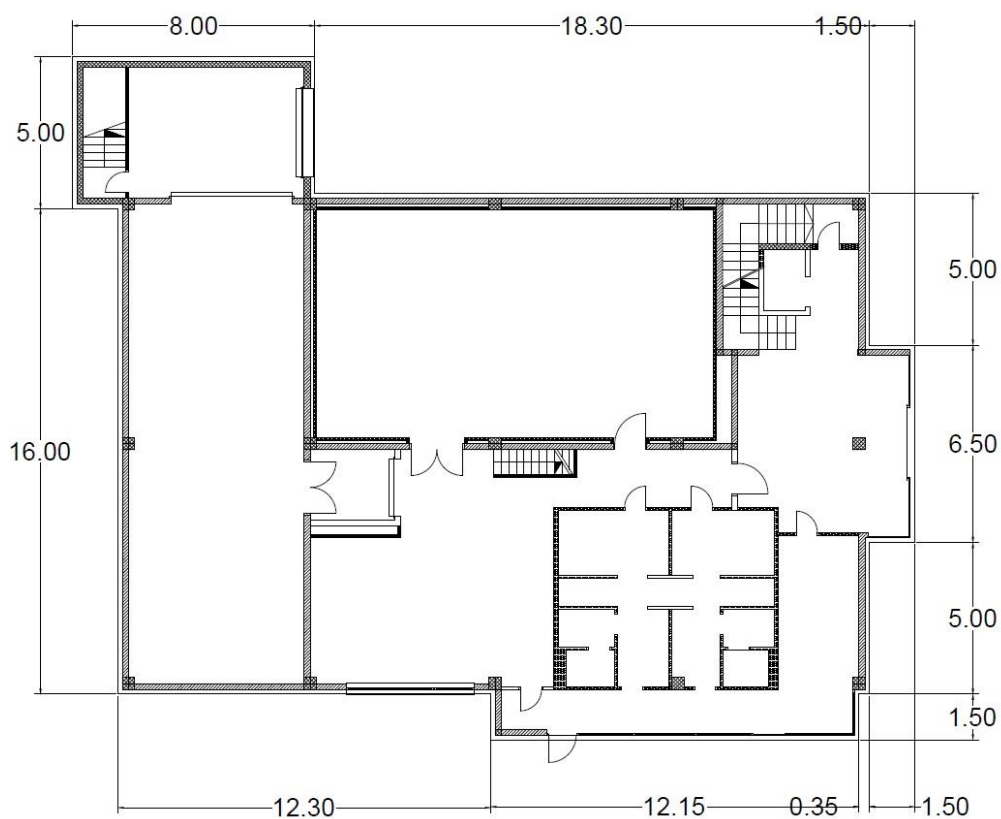
Slika 1: Obravnavan poslovni objekt

Kot smo že omenili ima obravnavan objekt tako horizontalno kot vertikalno nosilno konstrukcijo iz armiranega betona (v nadaljevanju AB). Vertikalno nosilno konstrukcijo

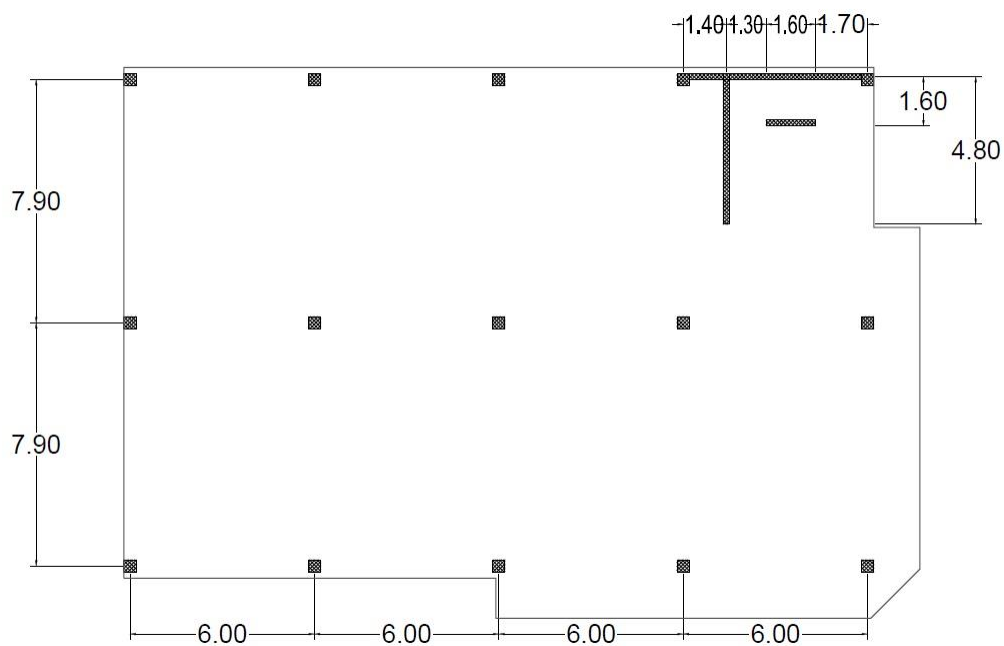
objekta sestavljajo stebri s kvadratnim prečnim prerezom dimenzije 40/40 cm in posamične stene debeline 20 cm. Stebri so v višini stropov med seboj povezani s prečkami, tako da tvorijo prostorski okvirni sistem. Pri tem so okviri ponekod zapolnjeni z zidanimi polnili, pri čemer so bila polnila zgrajena po strditvi betona v okvirih. Za zidanje so se uporabljali opečni zidaki debeline 19 cm, kot vezivo pa podaljšana apneno-cementna malta. V zidanih stenah so bile izvedene tudi navpične AB protipotresne vezi dimenzije 19/19 cm. Stropna konstrukcija nad pritličjem in nadstropjem je izvedena kot polna AB plošča debeline 20 cm. Strešna plošča je prav tako izvedena kot polna AB plošča, le da je njena debelina 15 cm. Streha je nepohodna, z naklonom 3°. V objektu sta izvedeni dve AB monolitni stopniščni jedri, v enem je tudi dvigalo. Temelji so pod stebri točkovni, pod stenami pa pasovni, položeni na podložni nearmiran beton, debeline 10 cm in širine 70 cm. Dopustna nosilnost temeljnih tal je ocenjena na 400 kN/m<sup>2</sup>.

## **2.2 Arhitekturne podloge**

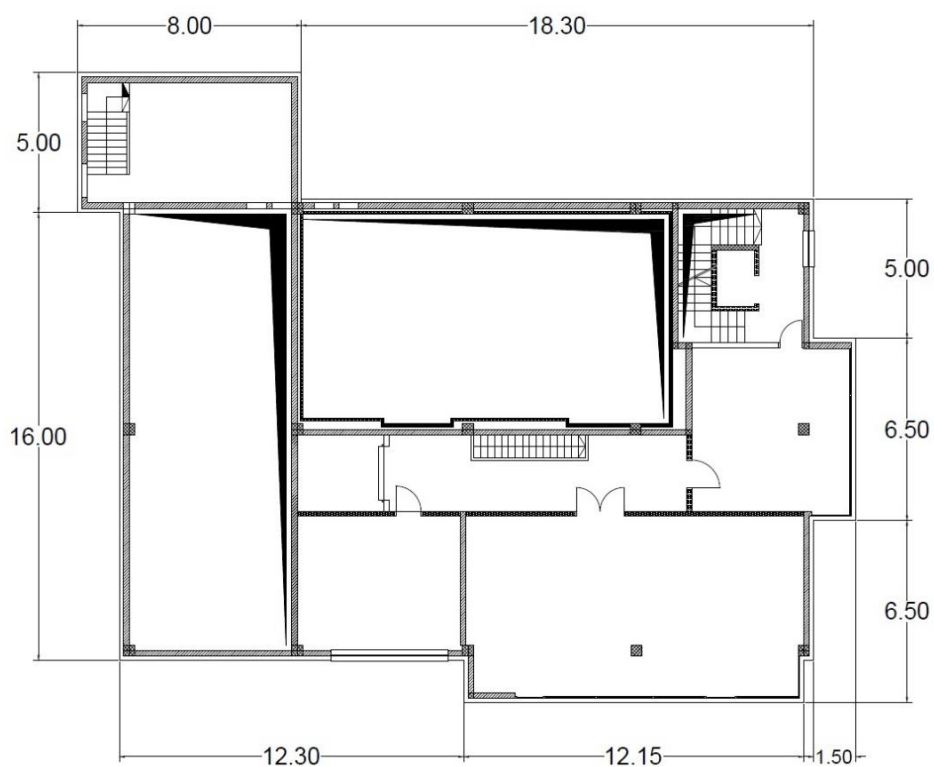
Na spodnjih slikah prikazujemo tlorise posameznih etaž obravnavanega objekta ter dva prečna prereza.



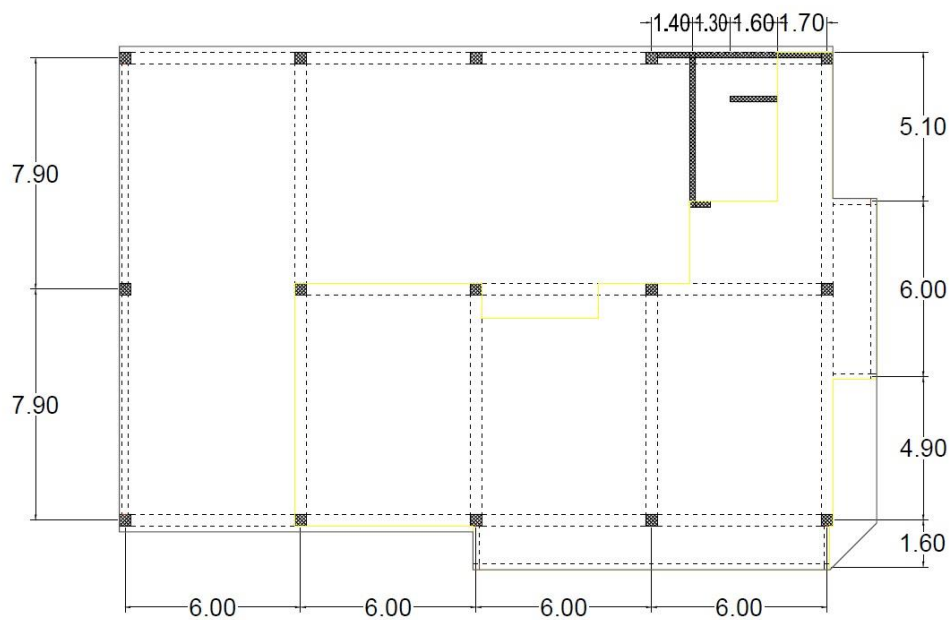
Slika 2: Tloris pritličja



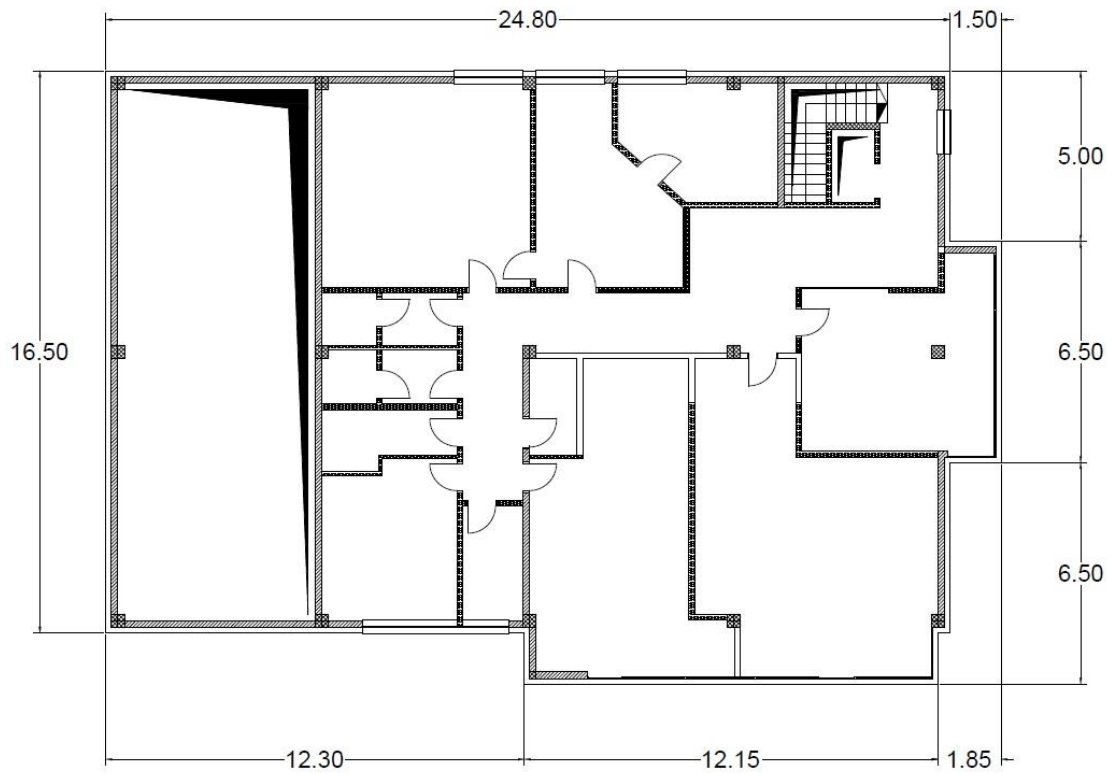
Slika 3: Razporeditev elementov nosilne konstrukcije v pritličju



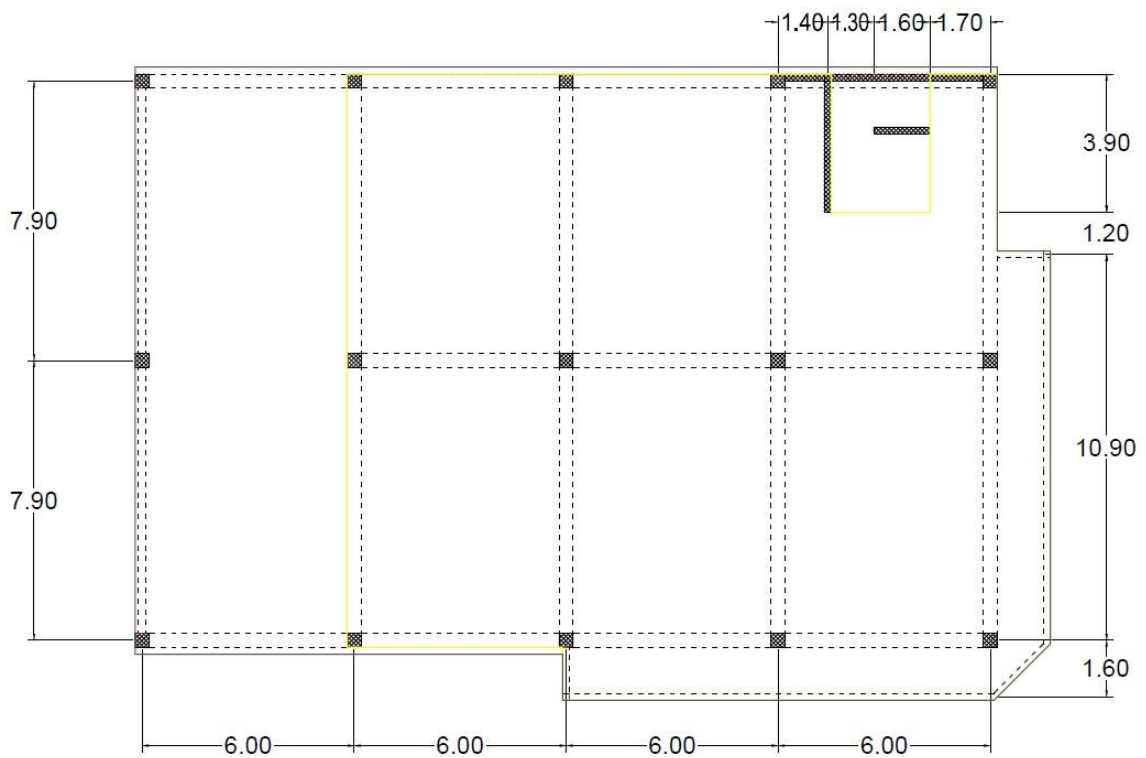
Slika 4: Tloris 1. nadstropja



Slika 5: Razporeditev elementov nosilne konstrukcije v 1. nadstropju

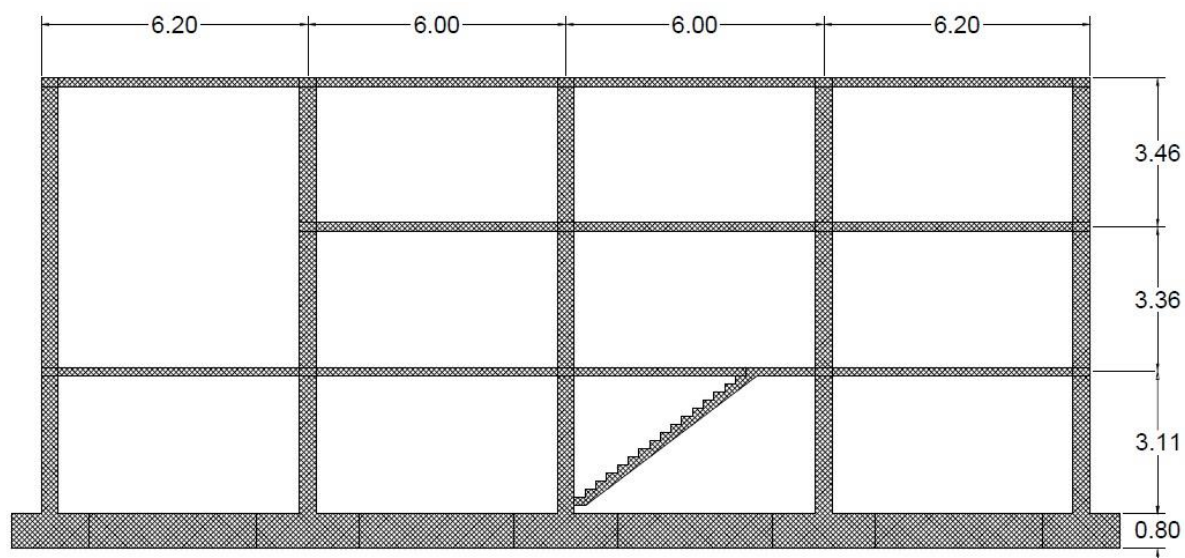


Slika 6: Tloris 2. nadstropja

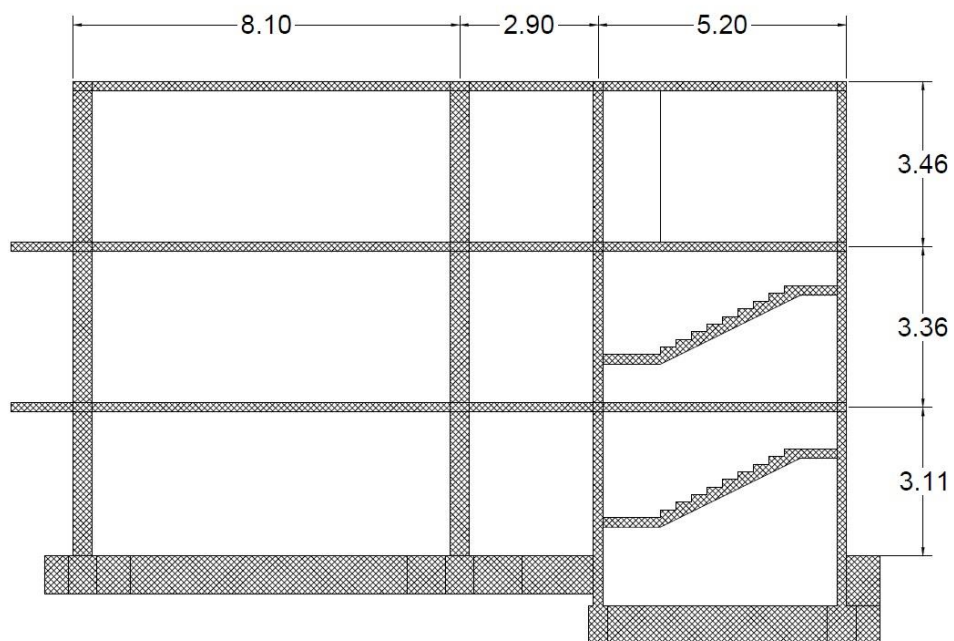


Slika 7: Razporeditev elementov nosilne konstrukcije v 2. nadstropju





Slika 8: Prečni prerez A-A v vzdolžni smeri objekta



Slika 9: Prečni prerez B-B v prečni smeri objekta

## 2.3 Uporabljeni materiali

### 2.3.1 Beton

Iz obstoječe projektne dokumentacije smo razbrali, da je bil za projektiranje nosilne konstrukcije uporabljen beton trdnostnega razreda C25/30. Enak trdnostni razred uporabimo tudi v predstavljeni analizi. Mehanske karakteristike takšnega betona so:

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 2.5 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $f_{ck,cube} = 30 \text{ MPa} = 3.0 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa} = 0.26 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $E_{cm} = 31 \text{ GPa} = 3100 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $\nu = 0.2$ ,
- $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ,

kjer je  $f_{ck}$  karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, izmerjena na valju,  $f_{ck,cube}$  karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, izmerjena na kocki,  $f_{ctm}$  srednja vrednost natezne trdnosti 28 dni starega betona,  $E_{cm}$  elastični modul 28 dni starega betona,  $\nu$  Poissonov količnik in  $\gamma_c$  prostorninska teža armiranega betona.

### 2.3.2 Krovni sloj betona

Krovni sloj betona predstavlja razdaljo od površine armature, ki je najbližja betonski površini (vključno s stremeni, montažnimi palicami in površinsko armaturo) do te betonske površine. Nazivni krovni sloj določimo kot vsoto najmanjše debeline krovnega sloja  $c_{min}$ , pri čemer je treba zagotoviti varen prenos sidrnih sil, zaščito jekla proti koroziji in ustrezno požarno odpornost in dovoljenega projektnega odstopanja  $\Delta_{Cdev}$ :

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}. \quad (2.1)$$

Za najmanjšo debelino krovnega sloja betona moramo upoštevati zahteve sprijemnosti in pogoje okolja. Določimo jo s pomočjo naslednjega izraza:

$$c_{\text{min}} = \max\{c_{\text{min,b}}; c_{\text{min,dur}} + \Delta c_{\text{dur,\gamma}} - \Delta c_{\text{dur,add}}; 10 \text{ mm}\}, \quad (2.2)$$

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

Za zagotovitev varnega prenosa sidrnih sil in ustrezne zgostitve betona najmanjša debelina krovnega sloja betona glede na zahteve sprijemnosti ne sme biti manjša od premera uporabljene armaturne palice  $\varphi_{\text{palice}}$ .

$$c_{\text{min,b}} = \varphi_{\text{palice}} \quad (2.3)$$

Najmanjšo vrednost debeline krovnega sloja glede na pogoje okolja  $c_{\text{min,dur}}$  določimo v odvisnosti od razreda konstrukcije in razreda izpostavljenosti skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 (preglednici 4.3N in 4.4N). Pri tem je izbran razred konstrukcije (S1 do S6) odvisen od projektne življenjske dobe objekta, trdnostnega razreda betona, postopka graditve ter kontrole kakovosti proizvodnje betona.

Za vrednost dodatnega varnostnega sloja  $\Delta c_{dur,\gamma}$ , za zmanjšanje najmanjše debeline krovne sloja pri uporabi nerjavnega jekla  $\Delta c_{dur,st}$  in za zmanjšanje najmanjše debeline krovne sloja pri uporabi dodatne zaščite in  $\Delta c_{dur,add}$ , upoštevamo vrednosti iz nacionalnega dodatka k Evrokodu 2 (SIST EN 1992-1-1:2005, 2005), ki so enake priporočenim vrednostim, t.j. 0 mm.

Vrednost dovoljenega projektne odstopanja debeline krovne sloja pri projektiranju  $\Delta c_{dev}$  povzamemo po nacionalnem dodatku in sicer vrednost znaša 10 mm.

Obravnavano konstrukcijo uvrstimo v izhodiščni razred konstrukcije S4 s projektno življenjsko dobo 50 let, glede na pogoje okolja pa v razred izpostavljenosti XC1. Ker ima obravnavan objekt nosilne elemente z geometrijo plošč, razred konstrukcije dodatno znižamo za 1 (v S3). S pomočjo preglednice 4.4N iz SIST EN 1992-1-1:2005 odčitamo zahtevano najmanjšo debelino krovne sloja betona glede na pogoje okolja  $c_{min,dur}$ , ki znaša 10 mm.

Iz armaturnih načrtov razberemo, da je največji premer uporabljenih armaturnih palic 25 mm. S pomočjo izraza (2.3) dobimo:

$$c_{min,b} = 25 \text{ mm.}$$

Sedaj določimo še najmanjšo debelino krovne sloja betona  $c_{min}$  oziroma nazivno krovni sloj  $c_{nom}$  (glej izraza (2.2) in (2.1)):

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

$$c_{nom} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm.}$$

Zgoraj določen nazivni krovni sloj upoštevamo pri vseh nosilnih elementih obravnavane konstrukcije.

### 2.3.3 Jeklo za armiranje

Iz projektne dokumentacije smo razbrali, da sta bila pri projektiranju in gradnji uporabljena dva različna tipa jekla in sicer S400 in S500. Enaka tipa jekel za armiranje uporabimo tudi v okviru predstavljene analize. Jekli imata skladno s SIST EN 1992-1-1:2005 sledeče mehanske karakteristike:

a.) Jeklo za armiranje S500:

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $f_{tk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $E_s = 200 \text{ GPa} = 20000 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/cm}^3$ .

b.) Jeklo za armiranje S400:

- $f_{yk} = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $f_{tk} = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $E_s = 200 \text{ GPa} = 20000 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/cm}^3$ .

Pri tem je  $f_{yk}$  karakteristična meja elastičnosti,  $f_t$  karakteristična natezna trdnost,  $E_s$  modul elastičnosti in  $\gamma_s$  prostorninska teža.

### 2.3.4 Zidana polnila

Kot smo že predhodno omenili, so AB okviri ponekod zapolnjeni z zidanimi polnili. Za zidanje so se uporabili opečnimi modularnimi bloki debeline 19 cm, kot vezivo pa podaljšana cementna malta. V nadaljevanju podajamo mehanske lastnosti takšnega zidovja:

- $f_k = 0,45 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $f_{vk} = 0,020 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $f_{tk} = 0,020 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $E = 450 \text{ kN/cm}^2$ ,
- $G = 50 \text{ kN/cm}^2$ ,

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

### **3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO**

Objekt je v svoji življenjski dobi izpostavljen različnim vplivom. V splošnem jih razdelimo v tri skupine. V prvo skupino v skladu s standardom Evrokod 1 (SIST EN 1991-1-1:2004, 2004) uvrščamo stalne vplive (lastna teža in stalna obtežba), v drugo skupino pa spremenljive vplive (koristna obtežba, obtežba snega in vpliv vetra). Pri določitvi stalnih vplivov se poslužujemo načel in pravil iz standarda Evrokod 1 (SIST EN 1991-1-1:2004, 2004), koristno obtežbo določimo s pomočjo standarda SIST EN 1991-1:2004, obtežbo snega s pomočjo SIST EN 1991-1-3:2004, vplive vetra pa s pomočjo SIST EN 1991-1-4:2005. V tretjo skupino vplivov pa uvrstimo potresne vplive, ki jih določimo s pomočjo standarda Evrokod 8 (SIST EN 1998-1:2005, 2005). Evrokod sicer med vplive na konstrukcijo uvršča tudi vpliv požara, toplotne vplive, vplive med gradnjo, nezgodne vplive, vpliv žerjavov in drugih strojev in druge, ki pa jih v okviru diplomske naloge ne upoštevamo.

V nadaljevanju podrobneje predstavimo posamezne vplive, ki učinkujejo na obravnavan objekt.

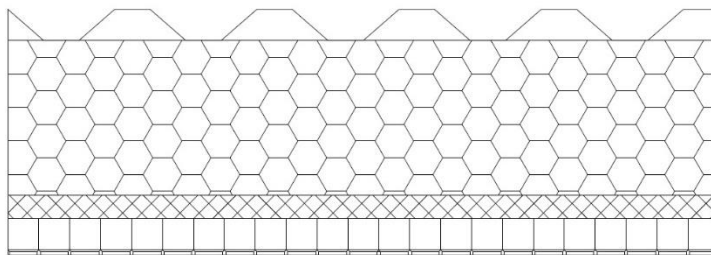
#### **3.1 Stalni vplivi**

Med stalne vplive na konstrukcijo uvrstimo lastno težo in stalno obtežbo. Lastna teža je stalni in nepomični vpliv, ki deluje na konstrukcijo v celotnem času njene življenjske dobe. Ločimo lastno težo konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov. Med nekonstrukcijske elemente uvrščamo kritino, opaž, obloge, ograje, pregrade, toplotno izolacijo, obloge sten in seveda nekonstrukcijske predelne stene. Lastno težo v večini primerov predstavimo s karakteristično vrednostjo, ki jo izračunamo iz nazivnih mer in karakterističnih vrednosti prostorninske teže. Vpliv lastne teže in stalne obtežbe v analizi upoštevamo kot skupen vpliv.

V nadaljevanju prikazujemo račun stalnih vplivov za posamezne konstrukcijske elemente.

### 3.1.1 Strešna konstrukcija

Na sliki 10 prikazujemo prečni prerez ravne nepohodne strehe.



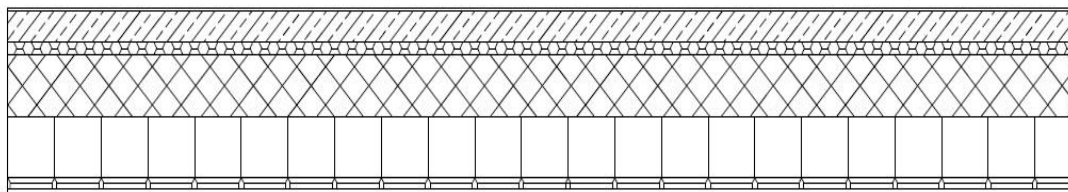
Slika 10: Prerez strehe

Trapezna pločevina:	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Toplotna izolacija: 20 cm	$0.20 \cdot 1 = 0.20 \text{ kN/m}^2$
AB plošča: 15 cm	$0.15 \cdot 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
Spuščen strop:	0.20 kN/m <sup>2</sup>
Skupaj:	$g = 4.35 \text{ kN/m}^2$

### 3.1.2 Medetažna konstrukcija

Prečni prerez medetažne konstrukcije nad pritličjem in prvim nadstropjem prikazujemo na sliki 11.



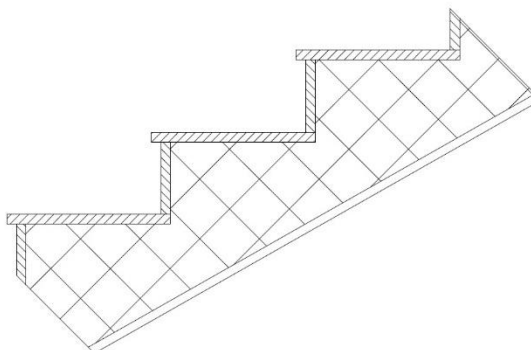


Slika 11: Prerez medetažne konstrukcije

Finalni tlak: 1cm	$0.01 \cdot 20 = 0.20 \text{ kN/m}^2$
Estrih: 10 cm	$0.10 \cdot 22 = 2.2 \text{ kN/m}^2$
Toplotna izolacija: 4 cm	$0.04 \cdot 11 = 0.44 \text{ kN/m}^2$
AB plošča: 20 cm	$0.20 \cdot 25 = 5.00 \text{ kN/m}^2$
<u>Spuščen strop</u>	<u><math>0.20 \text{ kN/m}^2</math></u>
Skupaj:	$g = 8.04 \text{ kN/m}^2$

### 3.1.3 Stopnice

Prečni prerez stopnic prikazujemo na sliki 12.



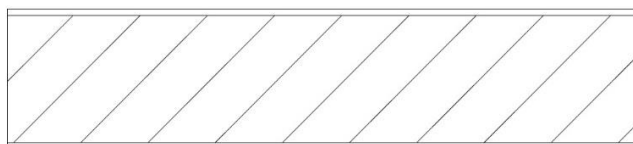
Slika 12: Prerez stopnic

Obloga (naravni kamen): 2 cm	$(0.32 \cdot 0.02 + 0.02 \cdot 0.14) \cdot 28 \cdot 4.2 = 1.08 \text{ kN/m}^2$
Cementna malta: 2 cm	$(0.44 \cdot 0.02) \cdot 18 \cdot 4.2 = 0.67 \text{ kN/m}^2$
Stopnice	$((0.3 \cdot 0.16) / 2) \cdot 4.2 \cdot 25 = 2.52 \text{ kN/m}^2$
AB plošča: 15 cm	$0.15 \cdot 25 \cdot (1 / \cos 30) = 4.33 \text{ kN/m}^2$
<u>Omet: 2 cm</u>	<u><math>0.02 \cdot 18 \cdot (1 / \cos 30) = 0.42 \text{ kN/m}^2</math></u>
Skupaj:	$g = 9.02 \text{ kN/m}^2$

### 3.1.4 Predelne stene

Iz projektne dokumentacije razberemo, da se v objektu uporabljata dve vrsti predelnih sten: opečne stene ter stene iz mavčnih plošč. Lastno težo obeh predelnih sten modeliramo kot linijsko obtežbo.

Opečne stene:



Slika 13: Prerez opečne stene

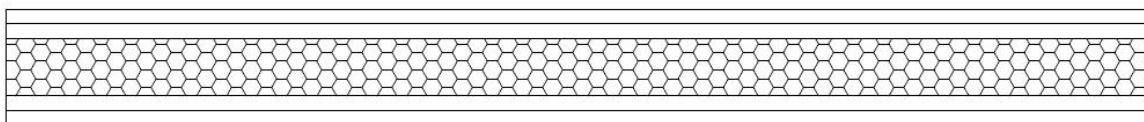
Omet: 1 cm	$0.01 \cdot 13.8 = 0.18 \text{ kN/m}^2$
Opeka: 18 cm	$0.18 \cdot 5.8 = 1.044 \text{ kN/m}^2$
<u>Omet: 1 cm</u>	<u><math>0.01 \cdot 13.8 = 0.18 \text{ kN/m}^2</math></u>
Skupaj:	$g = 1.32 \text{ kN/m}^2$

Lastno težo opečne predelne stene prikažemo še kot linijsko obtežbo na tekočo meter:

$$g_{ps} = g \cdot h_{ps} = 1.32 \cdot 2.75 = 3.65 \text{ kN/m}, \quad (3.1)$$

kjer je  $h_{ps}$  višina predelne stene.

Stene iz mavčnih plošč:



Slika 14: Prerez stene iz mavčnih plošč

Mavčna plošča: 1,25 cm	$2 \cdot 0.0125 \cdot 14 = 0.350 \text{ kN/m}^2$
------------------------	--

Izolacija: 5 cm	$0.05 \cdot 0.20 = 0.01 \text{ kN/m}^2$
-----------------	---

<u>Mavčna plošča: 1,25 cm</u>	<u><math>2 \cdot 0.0125 \cdot 14 = 0.350 \text{ kN/m}^2</math></u>
-------------------------------	--

Skupaj:	$g = 0.71 \text{ kN/m}^2$
---------	---------------------------

Lastno težo mavčne predelne stene prikažemo še kot linijsko obtežbo na tekočo meter:

$$g_{ps} = g \cdot h_{ps} = 0.71 \cdot 2.75 = 1.95 \text{ kN/m}$$

### 3.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo v splošnem upoštevamo kot spremenljiv pomični vpliv. Koristna obtežba v objektih izvira iz namena uporabe. Koristno obtežbo modeliramo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo, kot linijsko ali koncentrirano obtežbo ali kot kombinacijo naštetih. Vrednosti koristne obtežbe vključujejo običajno uporabo za ljudi, pohištvo in premične stvari (npr. lahke premične stene, skladišča, vsebina posod), vozila, predvidene redke dogodke, kot je koncentracija ljudi ali pohištva ali premikanje oziroma kopičenje stvari v primeru reorganizacije ali pleskanja.

Glede na namen uporabe površino objekta razvrstimo v kategorije od A do K skladno s standardom Evrokod 1 (SIST EN 1991-1-1:2004, 2004).

Streha obravnavanega objekta je nepohodna, zato jo uvrstimo v kategorijo H (glej preglednico 6.9 iz SIST EN 1991-1-1:2004). Sem spadajo strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila. Karakteristična vrednost enakomerno razporejene koristne obtežbe strehe kategorije H znaša  $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$  (glej preglednico 6.10 iz SIST EN 1991-1-1:2004 in pripadajoči nacionalni dodatek).

Iz obstoječe projektne dokumentacije obravnavanega objekta lahko razberemo, da so v prostorih predvidene pisarne. Tako površine v nadstropjih uvrstimo v kategorijo B, površine v dveh stopniščnih jedrih pa v kategorijo A (glej preglednico 6.1 iz SIST EN 1991-1-1:2004). Karakteristična vrednost enakomerno razporejene koristne obtežbe za površine kategorije B znaša  $q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$ , za površine kategorije A pa  $4.0 \text{ kN/m}^2$ . Vrednosti koristne obtežbe za posamezne kategorije prikažemo še v preglednici 1.

Preglednica 1: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe za posamezne kategorije površin

Kategorija površine	Namen uporabe	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
B	Pisarne	3.0
A	Stopnice	4.0
H	Streha	0.4

Skladno s členom 6.3.1.2(8) iz standarda SIST EN 1991-1-1:2004 lahko lastno težo predelnih sten, v kolikor njihova teža ne presega 3.0 kN/m, upoštevamo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo  $q_k$ , ki jo prištejemo koristni obtežbi tal. Velikost nadomestne obtežbe določimo na sledeč način:

$$\begin{aligned} g_s \leq 1.0 \text{ kN/m} &\rightarrow q_k = 0.5 \text{ kN/m}^2, \\ 1.0 < g_s \leq 2.0 \text{ kN/m} &\rightarrow q_k = 0.8 \text{ kN/m}^2, \\ 2.0 < g_s \leq 3.0 \text{ kN/m} &\rightarrow q_k = 1.2 \text{ kN/m}^2, \end{aligned} \quad (3.2)$$

kjer je  $g_s$  lastna teža predelne stene. Če lastna teža predelne stene presega 3.0 kN/m, težo upoštevamo na mestu in v smeri predelne stene.

Ugotovimo, da je lastna teža opečne stene (glej razdelek 3.1.4) večja od 3.0 kN/m, zato v analizi težo opečne stene upoštevamo na mestu in v smeri dejanskega delovanja. Lastna teža stene iz mavčnih plošč pa je manjša od 3.0 kN/m (glej razdelek 3.1.4), zato njeno težo upoštevamo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo v velikosti 0.8 kN/m<sup>2</sup> (glej izraz (3.1)) in jo prištejemo h koristni obtežbi tal kategorije B. To prikazujemo tudi v preglednici 2.

Preglednica 2: Modificirane karakteristične vrednosti koristne obtežbe za posamezne kategorije površin

Kategorija	Opis uporabe	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
B	Pisarne	$3.0 + 0.8 = 3.8$
A	Stopnice	4.0
H	Streha	0.4

### 3.3 Obtežba snega

Na velikost in razvrstitev vpliva več različnih dejavnikov, kot so oblika strehe, toplotne lastnosti strehe, hrapavost površine strehe, količina toplote, generirane pod streho, sosednjega objekta, teren v okolici in krajevne podnebne razmere, zlasti prevetrenost, temperaturne spremembe in verjetnost padavin. Skladno z določili iz standarda SIST EN 1991-1-3:2004 moramo pri projektiranju upoštevati dve osnovni porazdelitvi obtežbe snega in sicer obtežbo nakopičenega in obtežbo nenakopičenega snega na strehi. Obtežbo snega na strehi določimo s pomočjo izraza:

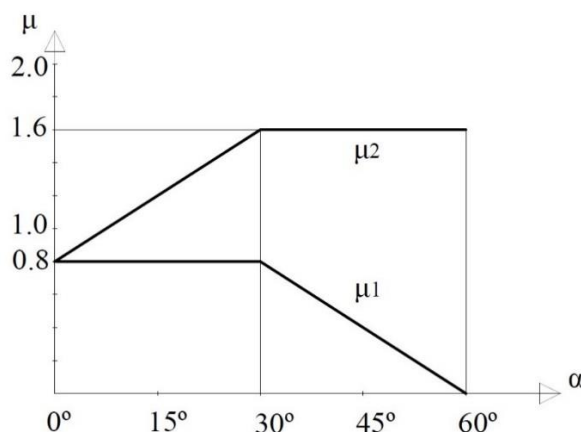
$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (3.3)$$

kjer je  $\mu_i$  oblikovni koeficient strehe,  $C_e$  je koeficient izpostavljenosti,  $C_t$  je toplotni koeficient in  $s_k$  pa je karakteristična obtežba snega na tleh. Pri tem obtežba snega deluje navpično in jo v analizi nanašamo na vodoravno projekcijo strešne površine.

Koeficient izpostavljenosti določimo s pomočjo preglednice 5.1 iz SIST EN 1991-1-3:2004. Obravnavan objekt se nahaja na terenu, kjer veter zaradi drugih objektov in dreves ne prenaša snega, zato za koeficient izpostavljenosti upoštevamo vrednost  $C_e = 1.0$ .

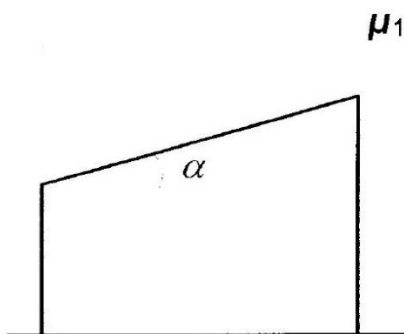
S toplotnim koeficientom  $C_t$  upoštevamo zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo (npr. steklene strehe). Pri vseh drugih vrstah streh lahko predpostavimo, da je vrednost toplotnega koeficienta  $C_t = 1.0$ .

Oblikovni koeficient obtežbe snega za ravne, enokapne, dvokapne in večladijske strehe lahko določimo s pomočjo preglednice 5.1 iz standarda SIST EN 1991-1-3:2004 oziroma s pomočjo slike 15, ki prikazuje odvisnost oblikovnih koeficientov  $\mu_1$  in  $\mu_2$  od nagiba  $\alpha$ . Pri tem oblikovni koeficient  $\mu_1$  uporabljamo pri določitvi obtežbe snega za ravne, enokapne, dvokapne in večladijske strehe,  $\mu_2$  pa le pri večladijskih strehah.



Slika 15: Oblikovna koeficienta obtežbe snega v odvisnosti od nagiba strehe (SIST EN 1991-1-3:2004, slika 5.1)

Kot smo že predhodno omenili, je streha obravnavanega objekta ravna z nagibom  $3^\circ$ . V tem primeru je oblikovni koeficient obtežbe snega  $\mu_1$  enak š 0.8 (glej sliko 15). Na sliki 16 prikazujemo še razporeditev obtežbe snega na enokapni (ravni) strehi, ki je enaka za nenakopičen in nakopičen sneg.



Slika 16: Razporeditev obtežbe snega za nenakopičen in nakopičen sneg pri enokapnici (SIST EN 1991-1-3:2004, slika 5.2)

Sedaj določimo še karakteristično obtežbo snega na tleh  $s_k$ , ki je odvisna od nadmorske višine in cone v kateri se nahaja obravnavan objekt. Površina Slovenije je razdeljena na 5 con (glej sliko 1 v nacionalnem dodatku SIST EN 1991-1-3:2004), Logatec pa leži v coni A2 na nadmorski višini  $A = 476.5$  m. V tem primeru je karakteristična vrednost obtežbe snega na strehi sledeča:

$$s_k = 1.293 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1.293 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{476.5}{728} \right)^2 \right] = 1.85 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$

Enakomerna obtežba snega na strehi obravnavanega objekta pa je (glej izraz (3.3)):

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.85 = 1.48 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4 Obtežba vetra

Vpliv vetra na ovoj objekta določimo v skladu z določili standarda SIST EN 1991-1-4: 2005. Vpliv vetra se spreminja s časom in učinkuje neposredno kot tlak ali srk na zunanje površine ovoja objekta. Ker pa je ovoj prepusten, vpliv vetra učinkuje tudi na notranje površine ovoja.



Pri delovanju vetra se lahko pojavijo tudi trenjske sile, ki učinkujejo vzporedno s površino ovoja, vendar le v primeru, ko veter piha vzdolž velikih površin konstrukcije.

### 3.4.1 Sile vetra na ovoj objekta

Učinek vetra na konstrukcijo je odvisen od oblike, velikosti in dinamičnih lastnosti konstrukcije. Skladno s SIST EN 1991-1-4:2005 ga lahko izračunamo iz največjega tlaka pri sunkih vetra  $q_p$ , ki nastane zaradi hitrosti, ki deluje na referenčni višini v nemotenem polju vetra, koeficientov tlaka oziroma sile  $c_f$  ter konstrukcijskega faktorja  $c_s \cdot c_d$ . Formalno to zapišemo kot:

$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot \sum_{\text{elem}} (c_f \cdot q_p \cdot A_{\text{ref}}) \quad (3.5)$$

Pri tem je  $F_w$  sila vetra, ki jo dobimo s seštevanjem učinkov po posameznih konstrukcijskih elementih z referenčno površino  $A_{\text{ref}}$ . Za obravnavan objekt, ki je nižja od 15 m in ima lastno frekvenco višjo od 5 Hz, lahko za konstrukcijski faktor upoštevamo vrednost 1.0.

Učinek vetra upoštevamo kot spremenljiv nepomični vpliv, razen če standard ne zahteva drugače.

V nadaljevanju izraz (3.5) zapišemo ločeno za zunanje sile  $F_{w,e}$ , notranje sile  $F_{w,i}$  in sile trenja  $F_{tr}$  in sicer:

$$F_{w,e} = c_s \cdot c_d \cdot \sum_{\text{elem}} w_e \cdot A_{\text{ref}}, \quad (3.6)$$

$$F_{w,i} = \sum_{\text{elem}} w_i \cdot A_{\text{ref}}, \quad (3.7)$$

$$F_{tr} = c_{tr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}. \quad (3.8)$$

Pri tem sta  $w_e$  in  $w_i$  zunanji oziroma notranji tlak na posamezno ploskev na višini  $z_e$ ,  $c_{tr}$  je koeficient trenja,  $A_{tr}$  pa je površina zunanje ploskve konstrukcije oziroma konstrukcijskega elementa, ki je vzporedna vetru.

V nadaljevanju analize za obravnavan objekt določimo zunanje oziroma notranje sile (oziroma tlake) ter sile trenja. Sile vetra dobimo z vektorskim seštevanjem omenjenih sil.

Preden se lotimo podrobnega izračuna, moramo določiti še osnovno hitrost vetra  $v_b$ . Določena je kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10 m nad terenom II. kategorije. Izračunamo jo s pomočjo izraza:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \quad (3.9)$$

pri čemer je  $c_{dir}$  smerni faktor,  $c_{season}$  faktor letnega časa in  $v_{b,0}$  temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra, ki je definirana kot 10 minutna srednja hitrost vetra na višini 10 m nad odprtim terenom z nizkim rastlinjem. Odčitamo jo iz slike 1 v nacionalnem dodatku k standardu SIST EN 1991-1-4:2005. Površina Slovenije je razdeljena na tri cone. Logatec leži v coni 1, ki sicer pokriva večino Slovenije. Glede na nadmorsko višino so vrednosti za osnovne hitrosti vetra sledeče:

- $v_{b,0} = 20$  m/s pod 800 m,
- 25 m/s od 800 m do 1600 m,
- 30 m/s od 1600 m do 2000 m in
- 40 m/s nad 2000 m.

Ker Logatec leži na nadmorski višini pod 800 m, je vrednost osnovne hitrosti vetra  $v_{b,0} = 20$  m/s.

Za smerni faktor  $c_{dir}$  in faktor letnega časa  $c_{season}$  upoštevamo priporočeni vrednosti ( $c_{dir} = 1.0$  in  $c_{season} = 1.0$ ). Tako znaša osnovna hitrost vetra za obravnavan objekt (glej enačbo (3.9)):

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

### 3.4.2 Zunanji tlak vetra

Zunanji tlak vetra na posamezno ploskev na referenčni višini  $z_e$  izračunamo z izrazom:

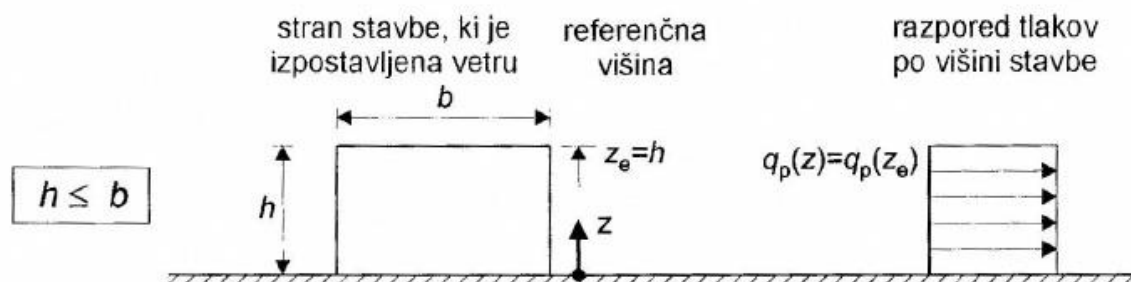
$$w_e = c_{pe} \cdot q_p(z_e), \quad (3.10)$$

kjer je  $c_{pe}$  koeficient zunanjega tlaka in  $q_p(z_e)$  največji tlak pri sunkih vetra na že omenjeni referenčni višini  $z_e$ .

Kot smo že predhodno omenili, so tlorisne dimenzije obravnavanega objekta približno  $28 \times 22$  m, višina objekta nad nivojem terena pa znaša 10.83 m. Ker je višina objekta manjša od obeh tlorisnih dimenzij, v računu kot referenčno višino upoštevamo višino objekta. Torej:

$$z_e = h = 10.83 \text{ m.} \quad (3.11)$$

V tem primeru je skladno z določili iz SIST EN 1991-1-4:2005 razpored tlakov po višini objekta enakomeren, kot to prikazujemo na sliki 17. Na sliki 17 dimenzija  $b$  označuje širino konstrukcije pravokotno na smer vetra.



Slika 17: Referenčna višina  $z_e$  v primeru  $h \leq b$  (SIST EN 1991-1-4:2005 slika 7.4)

Največji tlak pri sunkih vetra lahko sedaj izračunamo s pomočjo naslednjega izraza:

$$q_p = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.12)$$

Pri tem je  $c_e$  faktor izpostavljenosti,  $q_b$  pa osnovni tlak vetra.

Faktor izpostavljenosti izračunamo s pomočjo izraza (3.13):

$$c_e = \left[ 1 + 7 \cdot \frac{k_1 \cdot k_r}{c_0 \cdot c_r} \right] \cdot c_0^2 \cdot c_r^2, \quad (3.13)$$

kjer je  $k_1$  faktor turbulence,  $k_r$  faktor terena,  $c_0$  faktor hribovitosti in  $c_r$  faktor hrapavosti.

Za faktor turbulence upoštevamo priporočljivo vrednost in sicer  $k_1 = 1,0$ . Faktor terena pa lahko določimo s pomočjo naslednjega izraza:

$$k_r = 0.19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07}. \quad (3.14)$$

Pri tem je  $z_0$  terenski parameter, imenovan hrapavostna dolžina, in je odvisen od kategorije terena,  $z_{0,II}$  pa je hrapavostna dolžina za kategorijo terena II (področje z nizkim rastlinjem in posameznimi ovirami) in je  $z_{0,II} = 0.05$  m.

Okolico obravnavanega objekta glede na pokritost z rastlinjem in objekti uvrstimo v kategorijo terena III, ki je skladno s preglednico 4.1 iz SIST EN 1991-1-4:2005 definirano kot področje z običajnim rastlinjem ali objekti ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir. Terenska parametra sta:  $z_0 = 0.3$  m in najmanjša višina nad tlemi, kjer je hitrost konstantna  $z_{\min} = 5$  m, faktor terena pa (glej enačbo (3.14)):

$$k_r = 0.19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left( \frac{0.3}{0.05} \right)^{0.07} = 0.215$$

Za določitev faktorja izpostavljenosti (glej enačbo (3.13)), potrebujemo še vrednost faktorja hribovitosti  $c_0$ , ki ima v obravnavanem primeru vrednost 1.0, saj je privetrni teren nagnjen za manj kot  $3^\circ$ , ter faktor hrapavosti  $c_r$ , ki ga določimo na sledeč način:

$$c_r = \begin{cases} k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right), & z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (3.15)$$

$$\rightarrow c_r = 0.215 \cdot \ln\left(\frac{9.93}{0.3}\right) = 0.75$$

Sedaj lahko določimo še vrednost faktorja izpostavljenosti (glej enačbo (3.13)):

$$c_e = \left[ 1 + 7 \cdot \frac{k_1 \cdot k_r}{c_0 \cdot c_r} \right] \cdot c_0^2 \cdot c_r^2 = \left[ 1 + 7 \cdot \frac{1 \cdot 0.215}{1 \cdot 0.75} \right] \cdot 1^2 \cdot 0.75^2 = 1.70.$$

Osnovni tlak vetra  $q_b$ , ki nastopa v izrazu (3.12), pa izračunamo s pomočjo naslednje enačbe:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2, \quad (3.16)$$

kjer je  $v_b$  osnovna hitrost vetra (glej enačbo (3.9)),  $\rho$  pa je gostota zraka ( $\rho = 1.25$  kg/m<sup>3</sup>).

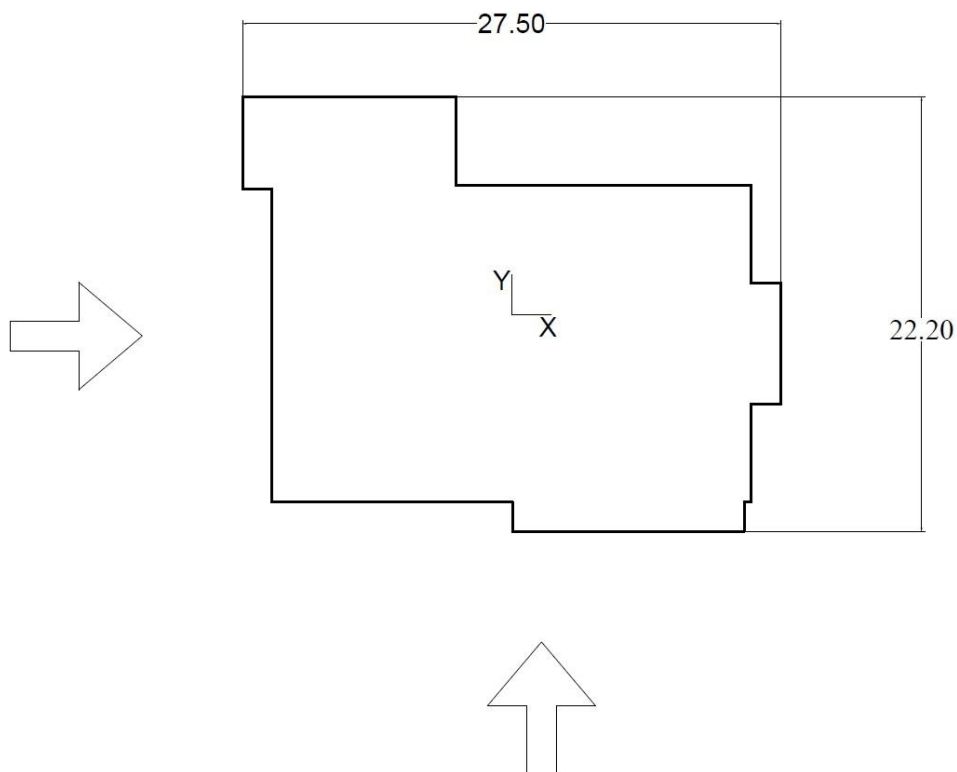
Osnovni tlak vetra torej znaša (glej enačbo (3.16))

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 20^2 = 250 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0.25 \text{ kN/m}^2,$$

največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini  $z_e = h = 10.83 \text{ m}$  pa (glej enačbo (3.12)):

$$q_p = c_e(z) \cdot q_b = 1.69 \cdot 0.25 = 0.43 \text{ kN/m}^2.$$

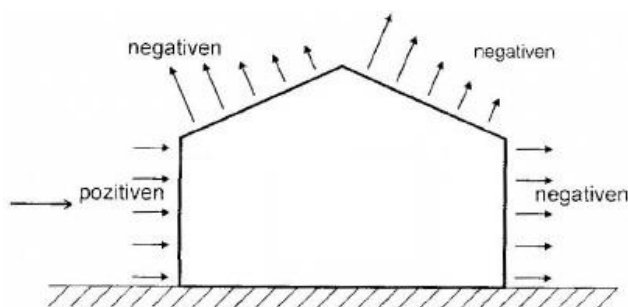
V nadaljevanju določimo koeficiente zunanje tlaka  $c_{pe}$  za ovoj obravnavanega objekta in sicer ločeno za navpične stene in ravno streho. Pri tem pa je pomembna tudi smer delovanja vetra, kot to prikazujemo na sliki 18.



Slika 18: Delovanje vetra v vzdolžni (smer X) in prečni smeri objekta (smer Y)

Pri določitvi učinkov vetra na celoten ovoj objekta upoštevamo vrednosti koeficientov  $c_{pe,10}$  kot to določa standard Evrokod 1 (SIST EN 1991-1-4:2005, 2005).

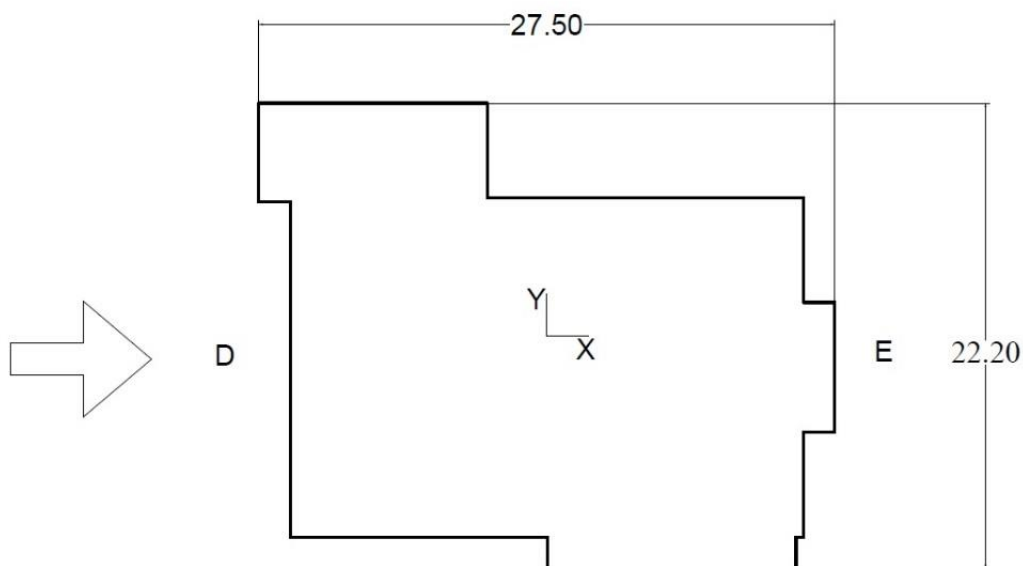
Če ima koeficient pozitiven predznak ( $c_{pe,10} > 0$ ), pomeni, da gre za tlak vetra, ki je usmerjen proti ploskvi, če pa je predznak negativen ( $c_{pe,10} < 0$ ), pa srk, ki je usmerjen od ploskve. Primer prikazujemo na sliki 19.



Slika 19: Zunanji tlaki na ovoj objekta (SIST EN 1991-1-4:2005, slika 5.1)

#### 3.4.2.1 Delovanje vetra v smeri osi X

Navpične stene objekta razdelimo na področja od A do E skladno z določili iz SIST EN 1991-1-4:2005. Privetrno steno uvrstimo v področje D, kjer je  $c_{pe,D} > 0$ , zavetrno steno pa v področje E, tu pa velja  $c_{pe,E} < 0$  (glej sliko 20). Za obe področji je vrednost koeficienta zunanjega tlaka odvisna od razmerja  $h/d$ , kjer je  $h$  višina objekta,  $d$  pa dolžina objekta vzporedna s smerjo vetra.



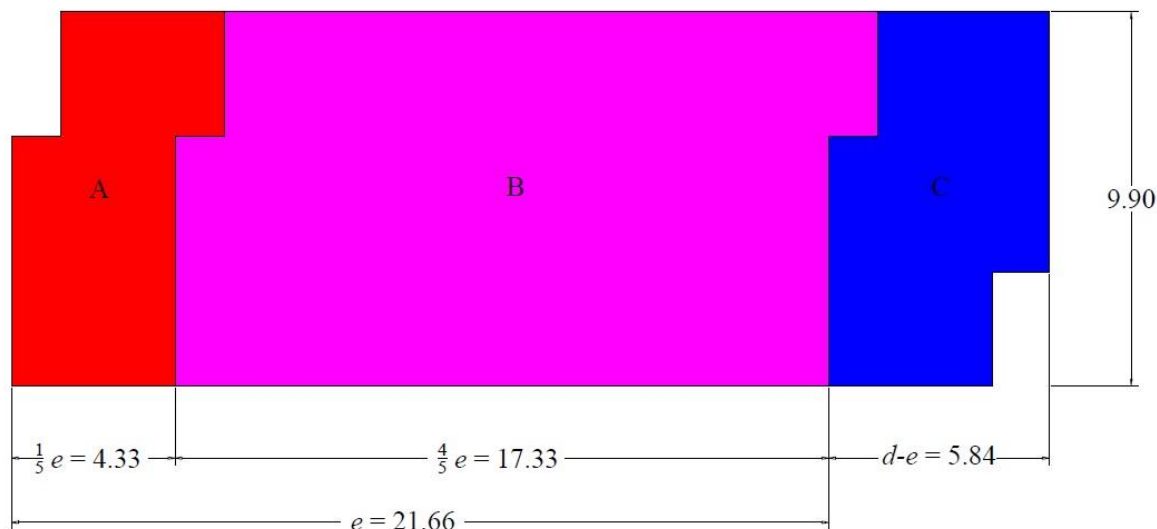
Slika 20: : Razdelitev privetne in zavetrne stene na področja D in E (veter deluje v smeri osi X)

Stranski steni konstrukcije razdelimo na področja A, B in C v odvisnosti od dimenzije  $e$ , ki je:

$$e = \min \left\{ \frac{b}{2h} = \min \left\{ \frac{22}{21.66} = 21.66 \text{ m.} \right. \right. \quad (3.16)$$

Pri tem je  $b$  je širina konstrukcije pravokotno na smer vetra (glej tudi sliko 17),  $h$  pa je, kot smo že predhodno omenili, višina objekta ( $h = 10.83$  m). Za področja A, B in C so vrednosti koeficienta zunanje tlaka negativne ( $c_{pe,A,B,C} < 0$ ) in neodvisne od razmerja  $h/d$ . Razdelitev stranskih sten konstrukcije na področja prikazujemo na sliki 21.





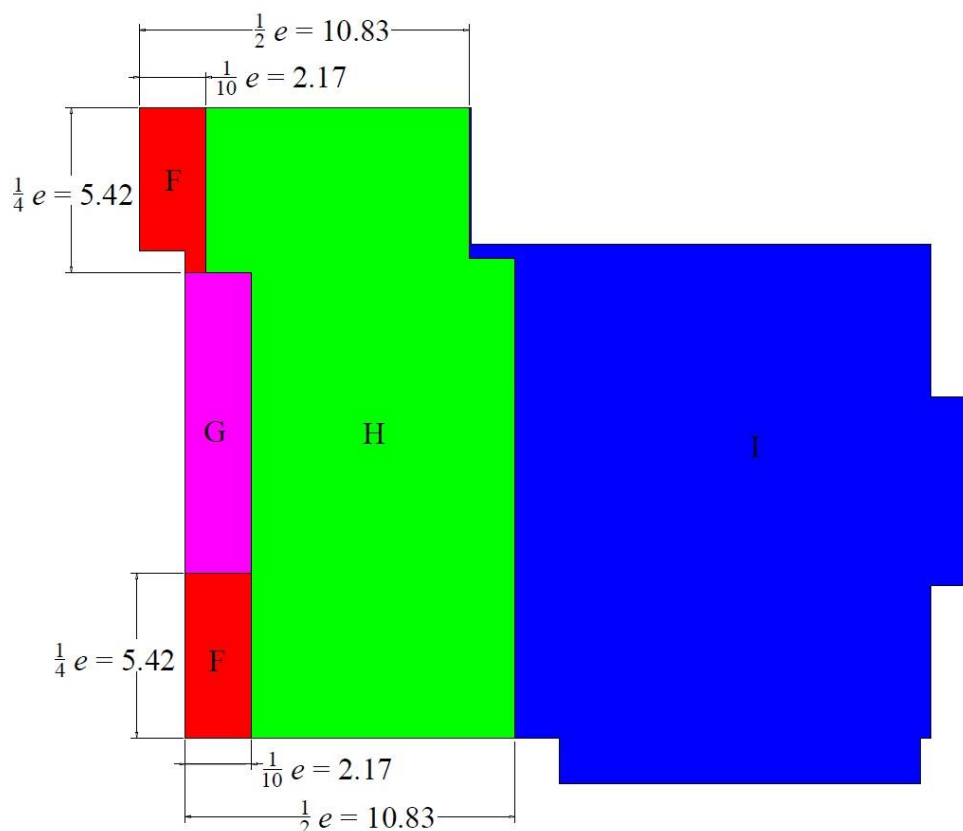
Slika 21: Razdelitev stranskih sten na področja A, B in C (veter deluje v smeri osi X)

Vrednosti koeficientov zunanje tlaka in tlaka vetra na navpične stene ovoja obravnavanega objekta pri delovanju vetra v smeri osi X zberemo v preglednici 3. Pri tem vrednosti koeficientov odčitamo iz preglednice 7.1 v standardu SIST EN 1991-1-4:2005.

Preglednica 3: Koeficienti zunanje tlaka in tlak vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X

Področje	Lega navpične stene	$c_{pe}$	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	stranska	-1.2	0.43	-0.516
B	stranska	-0.8	0.43	-0.344
C	stranska	-0.5	0.43	-0.215
D	privetrna	+0.72	0.43	+0.310
E	zavetrna	-0.34	0.43	-0.146

Ravno streho obravnavanega objekta pa razdelimo na področja od F do I in sicer v odvisnosti od prej omenjene dimenzije  $e = 21.66$  m (glej enačbo (3.17)). Razdelitev prikazujemo na sliki 22.



Slika 22: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I (veter deluje v smeri osi X)

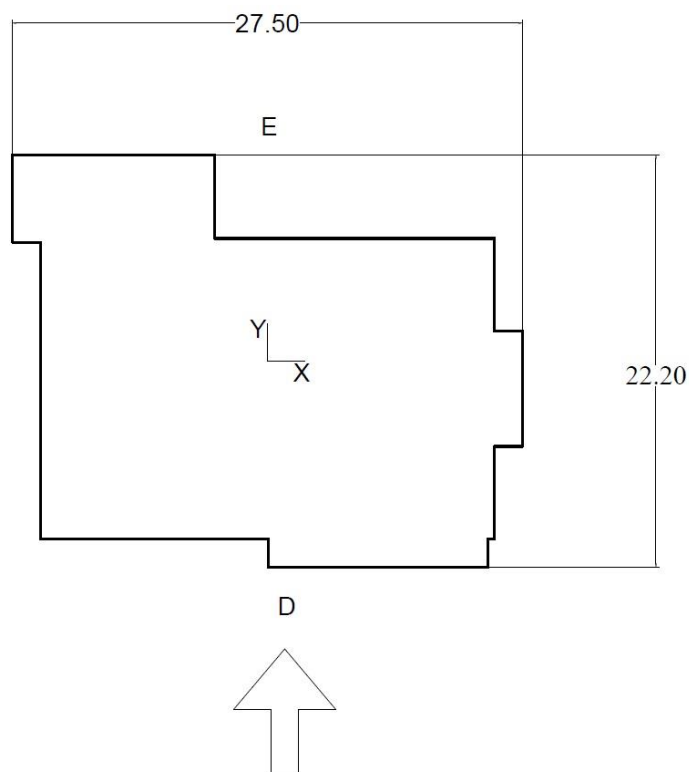
Za področja od F do H so vrednosti koeficienta zunanega tlaka negativne ( $c_{pe,F,G,H} < 0$ ) in pri strehi s parapeti odvisne od razmerja  $h_p/h$ , kjer je  $h_p$  višina parapeta ( $h_p = 0.9$  m),  $h$  pa v tem primeru višina strehe brez parapeta ( $h = 9.93$  m), za področje I pa je vrednost koeficienta  $c_{pe,I} = \pm 0.2$ . Vrednosti koeficientov zunanega tlaka in tlaka vetra na ravni strehi obravnavanega objekta pri delovanju vetra v smeri osi X zberemo v preglednici 4. Pri tem vrednosti koeficientov odčitamo iz preglednice 7.2 v standardu SIST EN 1991-1-4:2005.

Preglednica 4. Koeficienti zunanje tlaka in tlak vetra na ravni strehi pri delovanju vetra v smeri osi X

Področje	$c_{pe}$	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-1.24	0.43	-0.532
G	-0.82	0.43	-0.352
H	-0.7	0.43	-0.301
I	+0.2 ali -0.2	0.43	-0.086 ali +0.086

### 3.4.2.2 Koeficienti zunanje tlaka pri vetru v smeri osi Y

V nadaljevanju določimo koeficiente zunanje tlaka še pri delovanju vetra v Y smeri. Tudi v tem primeru navpične stene objekta razdelimo na področja od A do E skladno z določili iz SIST EN 1991-1-4:2005. Privetrno steno uvrstimo v področje D, kjer je  $c_{pe,D} > 0$ , zavetrno steno pa v področje E, tu pa velja  $c_{pe,E} < 0$  (glej sliko 23). Za obe področji je vrednost koeficienta zunanje tlaka odvisna od razmerja  $h/d$ , kjer je  $h$  višina objekta,  $d$  pa dolžina objekta vzporedna s smerjo vetra.

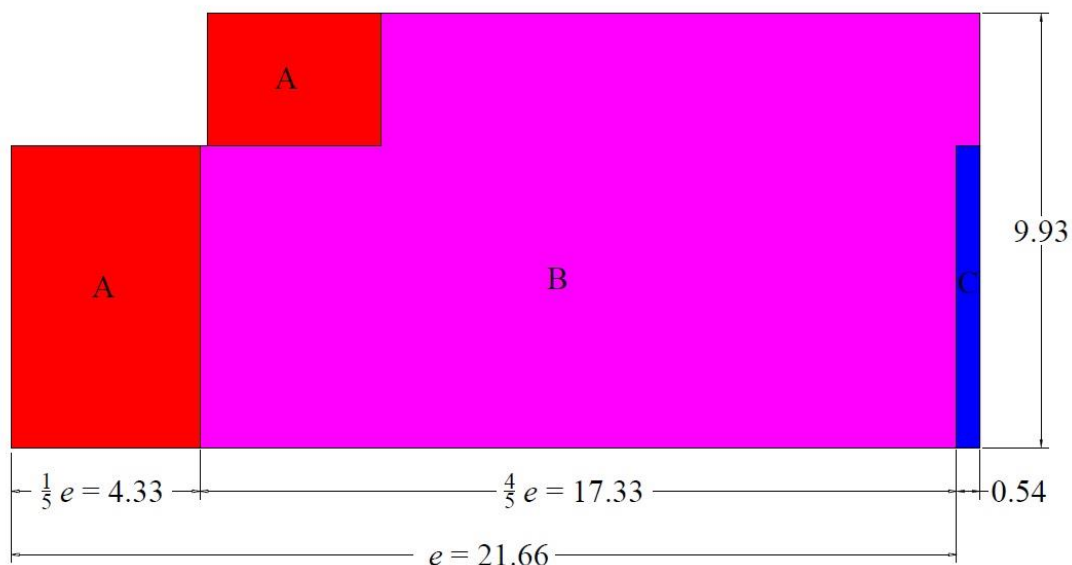


Slika 23: Razdelitev privetrne in zavetrne stene na področja D in E (veter deluje v smeri osi Y)

Stranski steni konstrukcije razdelimo na področja A, B in C v odvisnosti od dimenzije  $e$ , ki je:

$$e = \min \left\{ \frac{b}{2h} \right\} = \min \left\{ \frac{27.5}{21.66} \right\} = 21.66 \text{ m.} \quad (3.18)$$

Razdelitev prikazujemo na sliki 24.



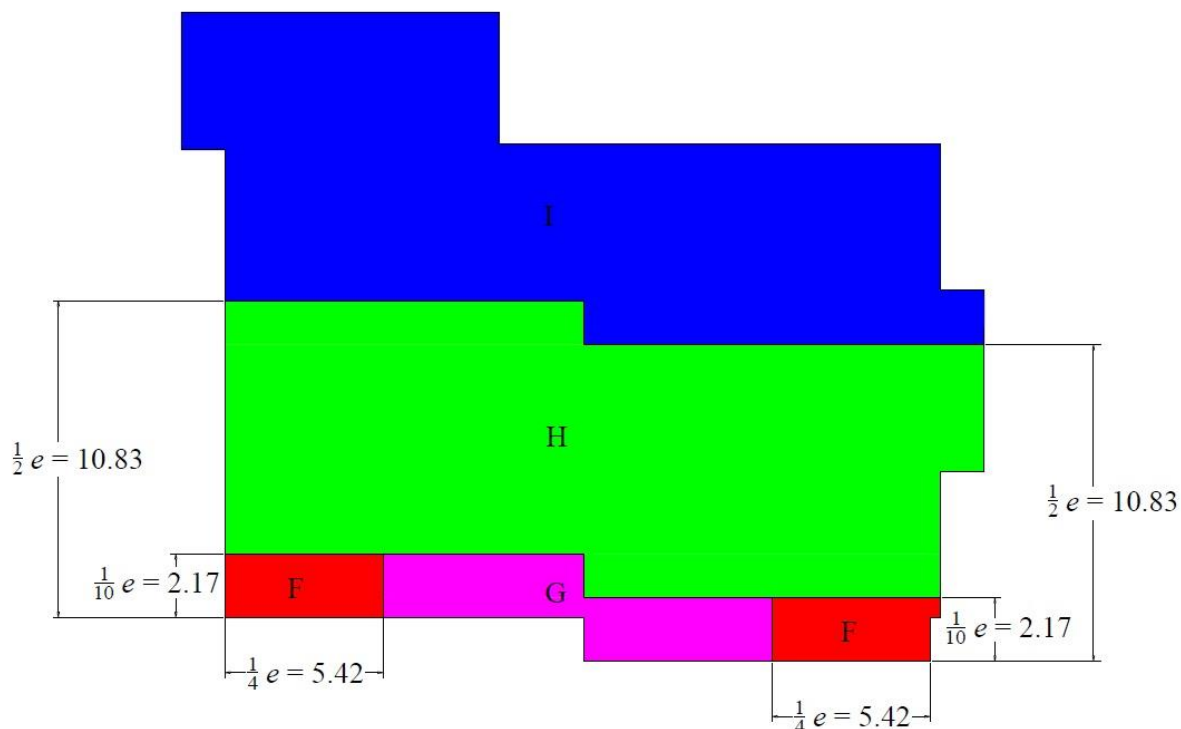
Slika 24: Razdelitev stranskih sten na področja A, B in C (veter deluje v smeri osi Y)

Vrednosti koeficientov zunanega tlaka in tlaka vetra na navpične stene ovoja obravnavanega objekta pri delovanju vetra v smeri osi Y zberemo v preglednici 5. Pri tem vrednosti koeficientov odčitamo iz preglednice 7.1 v standardu SIST EN 1991-1-4:2005.

Preglednica 5: Koeficienti zunanega tlaka in tlak vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y

Področje	Lega navpične stene	$c_{pe}$	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	stranska	-1.2	0.43	-0.516
B	stranska	-0.8	0.43	-0.344
C	stranska	-0.5	0.43	-0.215
D	privetrna	+0.73	0.43	+0.314
E	zavetrna	-0.36	0.43	-0.155

Ravno streho obravnavanega objekta ponovno razdelimo na področja od F do I in sicer v odvisnosti od prej omenjene dimenzije  $e = 21.66$  m (glej enačbo (3.18)). Razdelitev prikazujemo na sliki 25.



Slika 25: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I (veter deluje v smeri osi Y)

Vrednosti koeficientov zunanje tlaka in tlaka vetra na ravni strehi obravnavanega objekta pri delovanju vetra v smeri osi Y zberemo v preglednici 6. Pri tem vrednosti koeficientov odčitamo iz preglednice 7.2 v standardu SIST EN 1991-1-4:2005.

Preglednica 6: Koeficienti zunanjega tlaka in tlak vetra na ravni strehi pri delovanju vetra v smeri osi Y

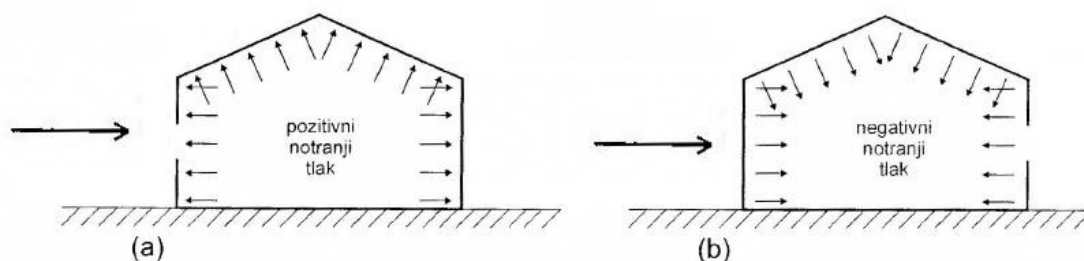
Področje	$c_{pe}$	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-1.23	0.43	-0.532
G	-0.82	0.43	-0.352
H	-0.7	0.43	-0.301
I	+0.2 ali -0.2	0.43	-0.086 ali +0.086

### 3.4.3 Notranji tlaki vetra

Notranji tlak  $w_i$  na posamezno ploskev izračunamo s pomočjo izraza:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}, \quad (3.19)$$

kjer je  $c_{pi}$  koeficient notranjega tlaka,  $q_p(z_i)$  pa največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini  $z_i$  za notranji tlak. Ta je enaka referenčni višini  $z_e$  za zunanje tlake. To pomeni, da je velikost največjega tlaka pri sunkih vetra kar enaka vrednosti, izračunani v prejšnjem razdelku, in sicer  $q_p = 0.44$  kN/m<sup>2</sup>. Pri računu notranjih tlakov upoštevamo, da so vrata in okna na ovoju objekta zaprta. Smer notranjega tlaka določa predznak koeficienta  $c_{pi}$ . Če ima koeficient pozitiven predznak ( $c_{pi} > 0$ ), pomeni, da gre za pozitivni notranji tlak, ki je usmerjen proti ploskvi (slika 26(a)), če pa je predznak negativen ( $c_{pi} < 0$ ), pa negativni notranji tlak, ki je usmerjen od ploskve (slika 26(b)).



Slika 26: Notranji tlaki na ovoj objekta (SIST EN 1999-1-4:2005, slika 5.1)

Koeficient notranjega tlaka  $c_{pi}$  je odvisen od velikosti in razporeditve odprtin po ovoju objekta. Pri tem kot odprtine upoštevamo majhne odprtine, kot so na primer prezračevalniki, dimniki, in tudi siceršnjo prepustnost reg pri oknih, vratih in podobno.

Pri obravnavanem objektu predpostavimo, da so odprtine enakomerno razporejene po celotnem ovoju objekta. V tem primeru za koeficiente notranjega tlaka  $c_{pi}$  prevzamemo najbolj neugodno vrednost med  $+0.2$  in  $-0.3$ . Vrednosti koeficientov notranjega tlaka in tlaka vetra na ovoj objekta zberemo v preglednici 7.

Preglednica 7: Koeficienti notranjih tlakov in notranji tlaki na ovoj objekta

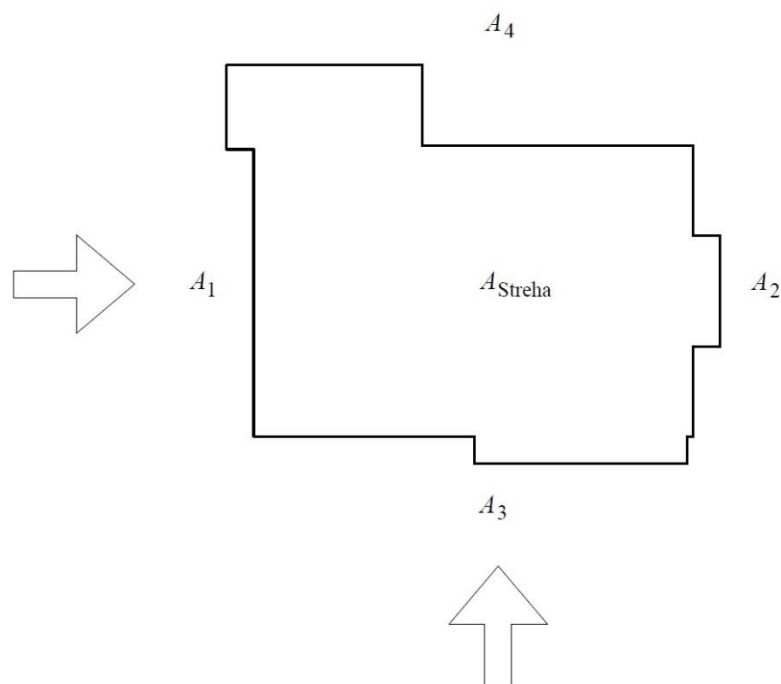
Področje	$c_{pi}$	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i = c_{pi} \cdot q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
povsod	-0.2	0.44	-0.088
povsod	+0.3	0.44	+0.132

### 3.4.4 Sile trenja vetra

Kot smo že predhodno omenili, so trenjske sile pomembne, če veter piha preko velikih površin konstrukcije. Če temu ni tako, lahko učinek vetra na ovoj objekta zanemarimo. Skladno z določili iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005 to lahko storimo v primeru, ko je površina vseh



zunanjih ploskev, ki so vzporedne s smerjo delovanja vetra, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih privetnih in zavetnih ploskev, ki so pravokotne na smer delovanja vetra. Pogoji preverimo ločeno za delovanje vetra v smeri osi X in Y. Z  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$ ,  $A_4$  in  $A_{\text{streha}}$  označimo površine posameznih ploskev ovoja obravnavanega objekta, kot to prikazujemo na sliki 27.



Slika 27: Posamezne ploskve ovoja objekta za določitev sil trenja vetra

Površine ploskev so:

$$A_1 = 20.7 \cdot 9.93 = 205.55 \text{ m}^2,$$

$$A_2 = 17.7 \cdot 9.93 = 175.76 \text{ m}^2,$$

$$A_3 = 24.2 \cdot 9.93 = 258.18 \text{ m}^2,$$

$$A_4 = 27.5 \cdot 9.93 = 273.03 \text{ m}^2 \text{ in}$$

$$A_{\text{streha}} = [(24.5 \cdot 16.2) - (9.4 \cdot 0.2)] + (4.7 \cdot 10.9) + (6.2 \cdot 1.5) + (11.85 \cdot 1.5) = 473.33 \text{ m}^2.$$

V primeru delovanja vetra v smeri osi X velja:

$$A_{\text{vzporedno}} = A_3 + A_{\text{streha}} + A_4 = 1004.54 \text{ m}^2 \text{ in}$$

$$A_{\text{pravokotno}} = A_1 + A_2 = 381.31 \text{ m}^2.$$

Ugotovimo, da pogoj  $A_{\text{vzporedno}} \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno}}$  ni izpolnjen, saj je  $1004.54 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot 381.31 = 1525.24 \text{ m}^2$ .

Podobno kontrolo izvedemo še za primer delovanja vetra v smeri osi Y in sicer:

$$A_{\text{vzporedno}} = A_1 + A_{\text{streha}} + A_2 = 854.64 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{pravokotno}} = A_3 + A_4 = 531.21 \text{ m}^2$$

Tudi v tem primeru pogoj  $A_{\text{vzporedno}} \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno}}$  ni zadoščen, saj je  $854.64 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot 531.21 = 2124.84 \text{ m}^2$ .

To pomeni, da lahko pri delovanju vetra na ovoj obravnavanega objekta učinek trenja vetra zanemarimo.

### **3.4.5 Vektorsko seštevanje notranjega in zunanjega tlaka vetra na posamezne ploskve ovoja objekta**

Pri določitvi skupnega učinka vetra na ovoj objekta upoštevamo, da notranji in zunanji tlak učinkujeta sočasno. Upoštevati moramo najneugodnejšo kombinacijo zunanjih in notranjih tlakov. Pri tem je neto tlak na ploskev dela ovoja objekta razlika med tlakoma na nasprotnih ploskvah.

#### **3.4.5.1 Veter učinkuje v smeri osi X**

V preglednici 8 in 9 zberemo vrednosti neto tlakov vetra na navpične stene ovoja objekta (področja od A do E).

Preglednica 8: Neto tlaki vetra na navpične stene ovoja objekta pri delovanju vetra v smeri osi X z upoštevanjem pozitivnih notranjih tlakov

Področje	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-0.516	+0.132	-0.648
B	-0.344	+0.132	-0.476
C	-0.215	+0.132	-0.347
D	+0.310	+0.132	+0.178
E	-0.146	+0.132	-0.278

Preglednica 9: Neto tlaki vetra na navpične stene ovoja objekta pri delovanju vetra v smeri osi X z upoštevanjem negativnih notranjih tlakov (srkov)

Področje	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-0.516	-0.088	-0.428
B	-0.344	-0.088	-0.256
C	-0.215	-0.088	-0.127
D	+0.310	-0.088	+0.398
E	-0.142	-0.088	-0.058

V skladu z določili iz standarda lahko pri seštevanju sil vetra na ovoj objekta dodatno upoštevamo sovisnost med tlaki vetra na privetni (področje D) in zavetrni strani objekta (E). Dodatno predpostavimo, da srke vetra na stranskih stenah, to so navpične stene, ki so vzporedne s smerjo delovanja vetra, v celoti prevzamejo medetažne masivne plošče.

Pri kombinaciji notranjega in zunanjega tlaka za ravne strehe upoštevamo le pozitivni notranji tlak ( $c_{pi} > 0$ ), saj notranji srk ( $c_{pi} < 0$ ) zmanjšuje vpliv in deluje ugodno.

Preglednica 10: Sile vetra pri delovanju vetra v smeri osi X

Etaža	$A_{ref,i}$ [m <sup>2</sup> ]	$w = w_{e,D} +  w_{e,E} $ [kN/m <sup>2</sup> ]	$F_{w,i} = A_{ref,i} \cdot w_e$ [kN]
3	69.55	0.456	31.72
2	69.55	0.456	31.72
1	33.22	0.456	15.15

Pri kombinaciji notranjega in zunanega tlaka za ravne strehe bomo upoštevali le negativni notranji tlak, saj pozitivni zmanjšuje vpliv in deluje ugodno.

Preglednica 11: Neto tlaki vetra na ravno streho objekta pri delovanju vetra v smeri osi X z upoštevanjem pozitivnih notranjih tlakov

Področje	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-0.532	+0.132	-0.664
G	-0.352	+0.132	-0.484
H	-0.301	+0.132	-0.433
I	-0.086	+0.132	-0.218

### 3.4.5.2 Veter učinkuje v smeri osi Y

V preglednici 12 in 13 zberemo vrednosti neto tlakov vetra na navpične stene ovoja objekta še v primeru, če veter učinkuje v smeri osi Y (področja od A do E).

Preglednica 12: Neto tlaki vetra na navpične stene ovoja objekta pri delovanju vetra v smeri osi Y z upoštevanjem pozitivnih notranjih tlakov

Področje	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-0.516	+0.132	-0.648
B	-0.344	+0.132	-0.476
C	-0.215	+0.132	-0.347
D	+0.314	+0.132	+0.182
E	-0.155	+0.132	-0.287

Preglednica 13: Neto tlaki vetra na navpične stene ovoja objekta pri delovanju vetra v smeri osi Y z upoštevanjem negativnih notranjih tlakov (srkov)

Področje	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-0.516	-0.088	-0.428
B	-0.344	-0.088	-0.256
C	-0.215	-0.088	-0.127
D	+0.314	-0.088	+0.402
E	-0.155	-0.088	-0.067

Zopet v skladu z določili iz standarda pri seštevanju sil vetra na ovoj objekta upoštevamo soodvisnost med tlaki vetra na privetni (področje D) in zavetrni strani objekta (E). Dodatno predpostavimo, da srke vetra na stranskih stenah, to so navpične stene, ki so vzporedne s smerjo delovanja vetra, v celoti prevzamejo medetažne masivne plošče.

Preglednica 14: Sile vetra pri delovanju vetra v smeri osi Y

Etaža	$A_{ref,i}$ [m <sup>2</sup> ]	$w_e = w_{e,D} +  w_{e,E} $ [kN/m <sup>2</sup> ]	$F_{w,i} = A_{ref,i} \cdot w_e$ [kN]
3	74.59	0.469	34.98
2	74.59	0.469	34.98
1	35.63	0.469	16.71

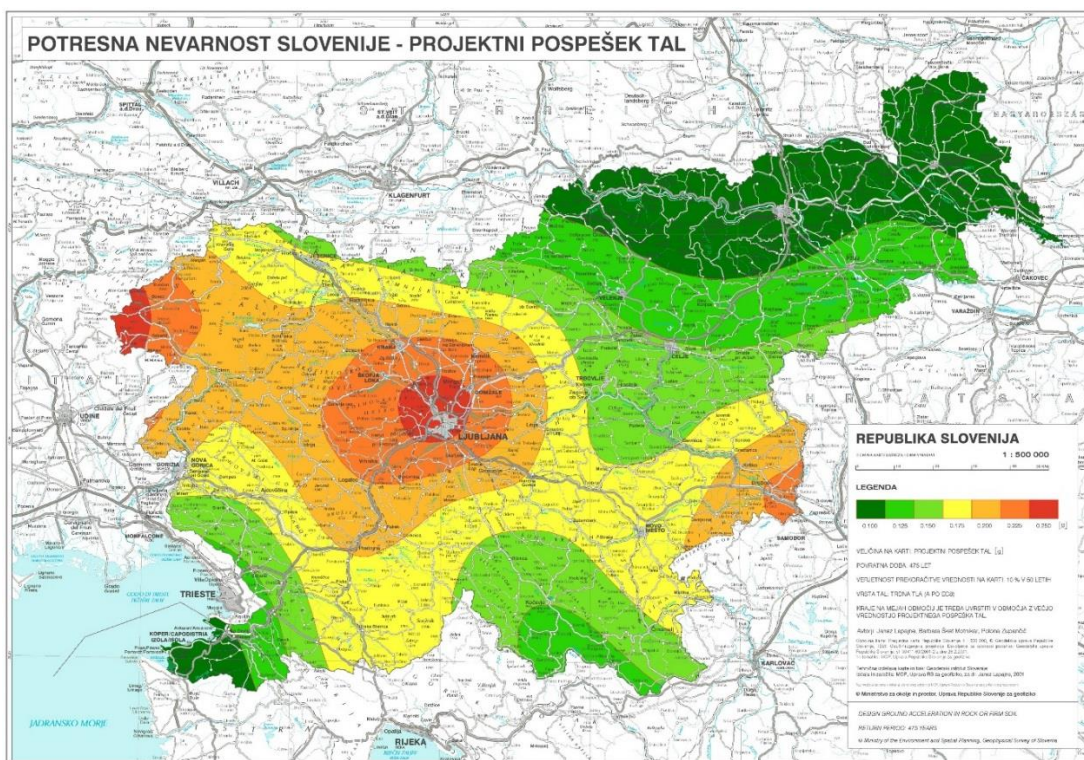
Pri kombinaciji notranjega in zunanjega tlaka za ravne strehe tudi v tem primeru upoštevamo le pozitivni notranji tlak.

Preglednica 15: Neto tlaki vetra na ravno streho objekta pridelovanju vetra v smeri osi Y z upoštevanjem pozitivnih notranjih tlakov

Področje	$w_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$w = w_e + w_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]
F	-0.532	+0.132	-0.664
G	-0.352	+0.132	-0.484
H	-0.301	+0.132	-0.433
I	-0.086	+0.132	-0.218

### 3.5 Potresni vpliv

Pri projektiranju konstrukcij na potresnih območjih v skladu s standardom Evrokod 8 (SIST EN 1998-1:2005, 2005) moramo zagotoviti, da ne pride do njihove porušitve. To v splošnem pomeni, da mora konstrukcija prenesti projektni potresni vpliv brez večjih poškodb ter da po potresu ostane ustrezna nosilnost konstrukcije. Na sliki 28 prikazujemo razdelitev ozemlja Slovenije na posamezna območja glede na potresno nevarnost.



Slika 28: Potresna nevarnost Slovenije in projektni pospešek tal (ARSO 2001)

V večini primerov standard SIST EN 1998-1:2006 potresno nevarnost določa z enim samim potresnim parametrom in sicer z referenčno vrednostjo največjega pospeška tal tipa A  $a_{gR}$ . Projektni pospešek tal  $a_g$  je zmnožek faktorja pomembnosti  $\gamma_I$  in največjega pospeška tal  $a_{gR}$ , ki ga odčitamo iz karte za potresno nevarnost Slovenije (glej sliko 28).

V večini primerov standard SIST EN 1998-1:2006 potresno nevarnost določa z enim samim potresnim parametrom in sicer z referenčno vrednostjo največjega pospeška tal tipa A  $a_{gR}$ . Kot smo že večkrat omenili, obravnavana poslovni objekt leži v Logatcu. V tem primeru iz karte odčitamo vrednost največjega pospeška tal, ki je  $a_{gR} = 0.2g$ . Predpostavimo, da obravnavan objekt spada v kategorijo pomembnosti II. V tem primeru je faktor pomembnosti  $\gamma_I = 1.0$ , projektni pospešek tal za tla tipa A pa:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1 \cdot 0.2g = 0.2g. \quad (3.20)$$

Pri analizi potresnega vpliva moramo določiti tudi faktor obnašanja  $q$ , ki je v skladu s standardom SIST EN 1998-1:2006 definiran kot zveza med nosilnostjo in sposobnostjo konstrukcije za sipanje energije. Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša obremenitve tudi v nelinearnem območju nam dovoljuje, da pri projektiranju uporabljamo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno-elastičnemu odzivu. To izvedemo tako, da naredimo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva, ki ga imenujemo projektni spekter. To zmanjšanje izvedemo z vpeljavo že prej omenjenega faktorja obnašanja  $q$ , ki ga za vodoravne potresne vplive določimo s pomočjo naslednjega izraza:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5, \quad (3.21)$$

kjer je  $q_0$  osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki ga določimo s pomočjo preglednice 5.1 iz SIST EN 1998-1:2006 in sicer v odvisnosti od konstrukcijskega sistema, pravilnosti konstrukcije po višini ter izbranega razreda duktilnosti,  $k_w$  pa je faktor, s katerim upoštevamo prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami. Za stenaste, stenam enakovredne mešane in torzijsko podajne konstrukcijske sisteme ga določimo s pomočjo izraza:

$$0.5 \leq k_w = \frac{1+\alpha_0}{3} \leq 1, \quad (3.22)$$

v ostalih primerih pa je enak 1.0. V izrazu (3.22) je  $\alpha_0$  prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu, pri katerem razmerja posameznih sten niso pomembno različna. Razmerje določimo z naslednjim izrazom:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = \frac{3 \cdot 9.83}{1.6+5.6+3.7} = \frac{29.49}{10.9} = 2.71, \quad (3.23)$$

kjer je  $h_{wi}$  višina  $i$ -te stene,  $l_{wi}$  pa njena dolžina.

Za nosilno konstrukcijo obravnavanega objekta je razmerje  $\alpha_0 = 2.71$  (glej enačbo (3.23)), kar pomeni, da je faktor  $k_w = 1.0$  (enačba (3.22)).



Kot smo že predhodno omenili, vertikalno nosilno konstrukcijo obravnavanega objekta sestavljajo AB stebri, ki so v višini stropov med seboj povezani s prečkami, tako da tvorijo prostorski okvirni sistem, in posamične AB stene. Medetažne plošče in strešna plošča pa so izvedene kot polne AB plošče. Za določitev osnovne vrednosti faktorja obnašanja  $q_0$  moramo torej določiti konstrukcijski sistem obravnavanega objekta. Sklepamo, da lahko nosilno konstrukcijo obravnavanega objekta uvrstimo med mešane konstrukcijske sisteme. Skladno s SIST EN 1998-1:2006 so to konstrukcijski sistemi, kjer navpično obtežbo nosijo predvsem prostorski okvirji, pri odpornosti proti vodoravni obtežbi pa sodelujejo delno okvirji in delno nepovezane in/ali povezane stene. Za natančnejšo klasifikacijo nosilnega sistema pa moramo najprej izdelati ustrezen idealiziran računski model nosilne konstrukcije ter analizirati lastno nihanje sistema ter razporeditev strižnih sil pri delovanju potresnega vpliva. To storimo v razdelku 6.1.2.

Neodvisno od izdelave računskega modela pa lahko izračunamo maso konstrukcije, ki je pomembna pri določitvi potresnega vpliva.

### 3.5.1 Račun mase objekta

V skladu s SIST EN 1998-1:2006 lahko maso objekta koncentriramo v težišču vsake etaže. Pri tem maso izračunamo z naslednjo kombinacijo vplivov:

$$W = \sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (3.24)$$

kjer je  $G_{k,j}$  karakteristična vrednost  $j$ -tega stalnega vpliva,  $Q_{k,i}$  je karakteristična vrednost  $i$ -tega spremenljivega vpliva,  $\Psi_{E,i}$  pa je koeficient za kombinacijo  $i$ -tega spremenljivega vpliva.

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2i}. \quad (3.25)$$

Pri tem je  $\Psi_{2i}$  faktor za navidezno stalno vrednost  $i$ -tega spremenljivega vpliva,  $\varphi$  pa koeficient, ki je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti posamezne etaže. Vrednosti obeh faktorjev odčitamo iz preglednice A.1.1 v SIST EN 1990:2004 oziroma iz preglednice 4.2 v SIST EN 1998-1:2006 in jih podamo v preglednici 16.

Preglednica 16: Vrednosti koeficienta  $\varphi$  in faktorja  $\Psi_2$  za račun mas

Vrsta spremenljivega vpliva	vrednost koeficienta $\varphi$	faktor $\Psi_2$
Kategorije A-C	Vrhinja etaža: 1.0 Ostale etaže: 0.5	A: 0.3 B: 0.3 C: 0.6
Kategorija H	/	0
Obtežba snega	/	0
Obtežba vetra	/	0

Sledi račun mas po etažah.

### 3.5.1.1 Masa na koti strešne plošče (+9.83 m)

Lastna in stalna obtežba:

- Strešna plošča:  $4.35 \cdot (24.4 \cdot 16.6 + 1.5 \cdot 11.1 + 1.3 \cdot 12.2 + \frac{1.6 \cdot 1.6}{2}) = 1908.9 \text{ kN}$
- Grede:  $(7 \cdot 5.6 \cdot (1 - 0.15) \cdot 0.4 + 5 \cdot 5.6 \cdot (0.5 - 0.15) \cdot 0.4 + 10 \cdot 7.5 \cdot (0.7 - 0.15) \cdot 0.4) \cdot 25 = 843.7 \text{ kN}$
- Stene:  $(5.6 + 3.7 + 1.6) \cdot 0.2 \cdot 25 \cdot \frac{3.36}{2} = 91.56 \text{ kN}$
- Stebri:  $15 \cdot 0.4 \cdot 0.4 \cdot 25 \cdot \frac{3.36}{2} = 100.8 \text{ kN}$

Koristna obtežba – kategorija H:

- Strešna plošča:  $0.4 \cdot (24.4 \cdot 16.6 + 1.5 \cdot 11.1 + 1.3 \cdot 12.2 + \frac{1.6 \cdot 1.6}{2}) = 175.5 \text{ kN}$

Skupna teža (masa) na koti +9.83 m:

- $W_{III} = 2944.96 + 1 \cdot 0 \cdot 175.5 = 2944.96 \text{ kN}$   
 $m_3 = 300.2 \text{ t}$

### 3.5.1.2 Masa na koti stropne plošče nad 1. nadstropjem (+6.47 m)

Lastna in stalna obtežba:

- Medetažna konstrukcija:  $8.04 \cdot (18.4 \cdot 16.2 - 2.8 \cdot 3.9 + 1.5 \cdot 11.1 + 1.3 \cdot 12.2 + \frac{1.6 \cdot 1.6}{2}) = 2580.4 \text{ kN}$
- Grede:  $((7.5 \cdot 10 \cdot (0.7 - 0.2) \cdot 0.4) + (5.6 \cdot 11 \cdot (0.5 - 0.2) \cdot 0.4)) \cdot 25 = 559.8 \text{ kN}$
- Stene:  $91.56 + (5.6 + 3.7 + 1.6) \cdot 0.2 \cdot 25 \cdot \frac{3.36}{2} = 183.12 \text{ kN}$
- Stebri:  $100.8 \cdot 2 = 201.6 \text{ kN}$
- Opečno polnilo:  $(7 \cdot 5.6 + 2 \cdot 1.6 + 3.1 + 4 \cdot 7.5 + 4.8 \cdot 3 + 1.8 + 1.5) \cdot 3.65 = 340 \text{ kN}$

Koristna obtežba (kategorija A in B):

- Medetažna konstrukcija:  $3.8 \cdot (18.4 \cdot 16.2 - 2.8 \cdot 3.9 + 1.5 \cdot 11.1 + 1.3 \cdot 12.2 + \frac{1.6 \cdot 1.6}{2}) = 1219.6 \text{ kN}$

Skupna teža (masa) na koti +6.47m:

- $W_{II} = 3864.8 + 1219.6 \cdot 0.5 \cdot 0.3 = 4047.74 \text{ kN}$
- $m_2 = 412.6 \text{ t}$

### 3.5.1.3 Masa na koti stropne plošče nad pritličjem (+3.11 m)

Lastna in stalna obtežba:

- Medetažna konstrukcija:  $8.04 \cdot (18.4 \cdot 16.2 - 13.5 \cdot 7.9 - 4 \cdot 1.2 - 3 \cdot 5.1 + 6.2 \cdot 1.6 + 12.2 \cdot 1.6) = 1614.19 \text{ kN}$
- Grede:  $((11 \cdot 5.6 \cdot (0.5 - 0.2) \cdot 0.4) + (8 \cdot 7.5 \cdot (0.7 - 0.20) \cdot 0.4)) \cdot 25 = 484.8 \text{ kN}$
- Stene:  $((5.6 + 3.7 + 1.6) \cdot (\frac{3.36 + 3.11}{2})) \cdot 0.2 \cdot 25 = 176.31 \text{ kN}$
- Stebri:  $(15 \cdot 0.4 \cdot 0.4) \cdot (\frac{3.36 + 3.11}{2}) \cdot 25 = 194.1 \text{ kN}$
- Opečno polnilo:  $(7.5 \cdot 4 + 4.7 + 1.8 + 3.1 + 4.6 + 1.3 + 1.6 + 5.6 \cdot 5 + 1.6 + 1.7) \cdot 3.65 = 286.16 \text{ kN}$

Koristna obtežba (kategorija A in B):

- Medetažna konstrukcija:  $3.8 \cdot (18.4 \cdot 16.2 - 13.5 \cdot 7.9 - 4 \cdot 1.2 - 3 \cdot 5.1 + 6.2 \cdot 1.6 + 12.2 \cdot 1.6) = 762.93 \text{ kN}$

Skupna teža (masa) na koti +3.11 m:

- $W_I = 2755.56 + 0.5 \cdot 0.3 \cdot 762.93 = 2870 \text{ kN}$

$$m_1 = 292.6 \text{ t}$$

## 4 NAČELA PROJEKTIRANJA PO METODI MEJNIH STANJ

Skladno s standardom SIST EN 1990:2004 nosilno konstrukcijo objekta projektiramo tako, da bo v predvideni življenjski dobi s primerno zanesljivostjo in ob primernih stroških prenašala vse vplive ter služila svojemu namenu. Konstrukcijo projektiramo po metodi mejnih stanj. Projektiranje temelji na uporabi ustreznih računskih modelov konstrukcije in ustrezne projektne obtežbe. Ločimo mejna stanja nosilnosti (MSN) in mejna stanja uporabnosti (MSU).

### 4.1 Mejna stanja nosilnosti

Mejna stanja nosilnosti se nanašajo na varnost ljudi in varnost konstrukcije. Ko obravnavamo mejno stanje porušitve ali prevelikih deformacij elementa nosilne konstrukcije oziroma njenega prečnega prereza, moramo preveriti, ali je izpolnjen pogoj:

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

kjer je  $E_d$  projektna vrednost učinkov vplivov (običajno so to notranje sile),  $R_d$  pa je projektna vrednost pripadajoče odpornosti.

S kombiniranjem vrednosti vplivov, za katere ocenjujemo, da se bodo pojavili sočasno, določimo kritične obtežne primere ter pripadajoče projektne vrednosti učinkov vplivov  $E_d$ . Glede na analizirane vplive (glej poglavje 3) v nadaljevanju predstavimo osnovne kombinacije vplivov ter kombinacije vplivov za potresna projektna stanja. Kombinacije vplivov za nezgodna projektna stanja pa niso predmet predstavljene analize.

#### 4.1.1 Osnovne kombinacije vplivov

Osnovno kombinacijo vplivov oziroma kombinacijo vplivov za stalna in začasna projektna stanja formalno zapišemo na sledeč način (glej SIST EN 1990:2004, točka 6.4.3.2(3)):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{k,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.2)$$

kjer je  $G_{k,j}$  karakteristična vrednost  $j$ -tega stalnega vpliva,  $Q_{k,1}$  karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva,  $Q_{k,i}$  karakteristična vrednost  $i$ -tega spremljajočega spremenljivega vpliva,  $\gamma_{G,j}$  je delni varnostni faktor za  $j$ -ti stalni vpliv,  $\gamma_{Q,1}$  in  $\gamma_{Q,i}$  sta delni varnostni faktor za prevladujoči oziroma  $i$ -ti spremljajoči spremenljivi vpliv,  $\Psi_{0,i}$  pa je faktor za kombinacijsko vrednost  $i$ -tega spremenljivega vpliva.

Stalni oziroma spremenljivi vplivi lahko učinkujejo ugodno in/ali neugodno. Vrednosti delnih varnostnih faktorjev za objekte prikazujemo v preglednici 17.

Preglednica 17: Vrednosti delnih varnostnih faktorjev za objekte

Delni varnostni faktor	ugodno	neugodno
$\gamma_G$	1	1.35
$\gamma_Q$	0	1.5

V preglednici 18 pa prikazujemo priporočene vrednosti faktorjev za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva za objekte.

Preglednica 18: Vrednosti faktorjev za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva  $\Psi_0$

Spremenljivi vpliv	$\Psi_0$
Koristna obtežba, kategorija A: bivalni prostori	0.7
Koristna obtežba, kategorija B: pisarne	0.7
Koristna obtežba, kategorija H: nepohodne strehe	0
Obtežba snega	0.5
Obtežba vetra	0.6

#### 4.1.2 Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

Kombinacijo vplivov za potresna projektna stanja formalno zapišemo na sledeč način (glej SIST EN 1990:2004, točka 6.4.3.4(2)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}. \quad (4.3)$$

Pri tem je  $A_{Ed}$  projektna vrednost potresnega vpliva,  $\Psi_{2,i}$  pa je faktor za navidezno stalno vrednost  $i$ -tega spremenljivega vpliva. Pomen ostalih spremenljivk je enak kot pri izrazu (4.2).

V preglednici 19 prikazujemo priporočene vrednosti faktorja  $\Psi_2$  za objekte.

Preglednica 19: Vrednosti faktorjev za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva  $\Psi_2$

Spremenljivi vpliv	$\Psi_2$
Koristna obtežba, kategorija A: bivalni prostori	0.3
Koristna obtežba, kategorija B: pisarne	0.3
Koristna obtežba, kategorija H: nepohodne strehe	0
Obtežba snega	0
Obtežba vetra	0

## 4.2 Mejna stanja uporabnosti

Mejna stanja uporabnosti se nanašajo na delovanje objekta v običajnih pogojih, videz objekta in udobje ljudi. Pri tem moramo preveriti pogoj:

$$E_d \leq C_d, \quad (4.6)$$

kjer je  $E_d$  projektna vrednost učinkov vplivov, ki jo določimo na podlagi ustrezne kombinacije,  $C_d$  pa je mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti.

### 4.2.1 Kombinacija vplivov za mejna stanja uporabnosti

Za mejna stanja uporabnosti ločimo tri različne kombinacije vplivov in sicer:

- Karakteristična kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.7)$$



- Pogosta kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.8)$$

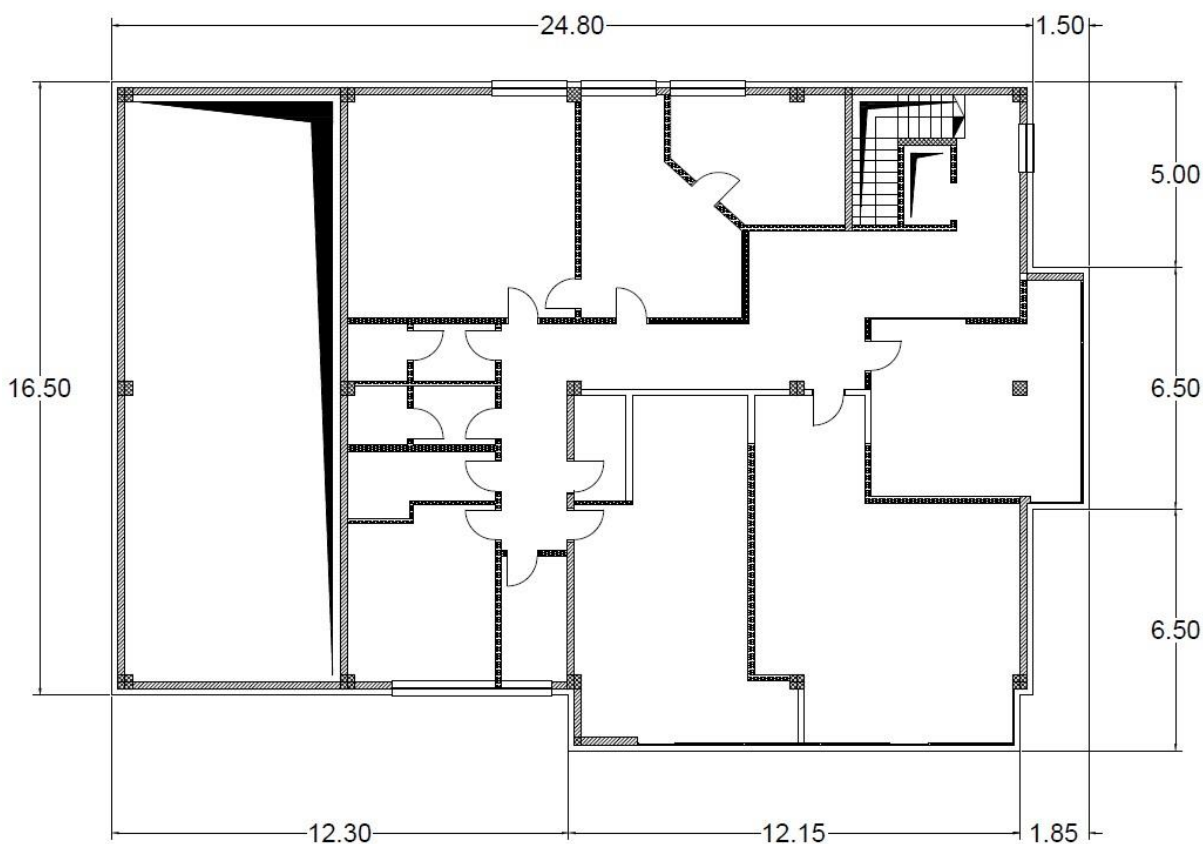
- Navidezno stalna kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.9)$$

V izrazih (4.7) do (4.9) je  $\Psi_{1,1}$  je faktor za pogosto vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva. Pomen ostalih spremenljivk je enak kot pri izrazu (4.2) in (4.3).

## 5 ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE TIPIČNE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE OBJEKTA

V okviru diplomske naloge najprej analiziramo in dimenzioniramo stropno konstrukcijo nad prvim nadstropjem. Plošča je iz armiranega betona in debeline 20 cm. Tloris še enkrat prikazujemo na sliki 29.



Slika 29: Tloris 2. nadstropja

Analizo, projektiranje in preverjanje konstrukcije opravimo na ustreznem idealiziranem računskem modelu. Pri tem moramo v modelu upoštevati vse pomembne spremenljivke. Med te štejemo podatke o geometrijski konstrukcije, projektne vrednosti vplivov in projektne vrednosti lastnosti materialov. Geometrijske podatke pridobimo iz arhitekturnih podlog, podatki o lastnostih materialov so zbrani v razdelku 2.3, podatki o vplivih pa v poglavju 3. V

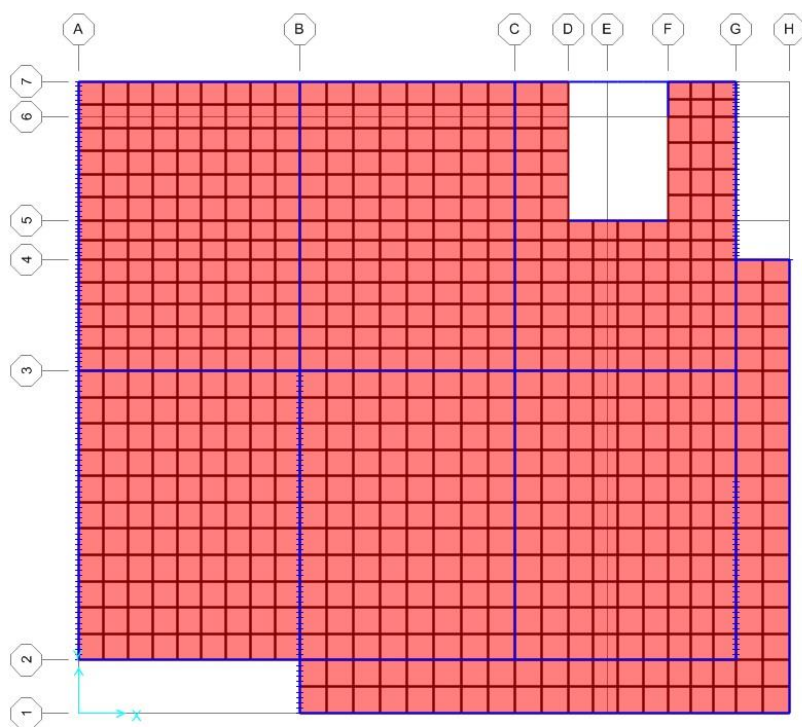
analizi upoštevamo, da na obravnavano medetažno ploščo poleg stalnih vplivov učinkuje le še koristna obtežba. Obtežbe snega ne upoštevamo, ker učinkuje na strežno ploščo. Dodatno upoštevamo, da horizontalni vpliv vetra in potresa v celoti prevzamemo z vertikalnimi nosilnimi elementi – posamičnimi stenami in prostorskimi okvirji. Pri delovanju horizontalnih vplivov stropovi namreč zbirajo in prenašajo vztrajnostne sile na navpične nosilne sisteme in zagotavljajo, da ti sistemi delujejo kot celota.

V nadaljevanju najprej predstavimo idealiziran računski model obravnavane stropne konstrukcije.

## **5.1 Idealiziran računski model stropne konstrukcije nad 1. nadstropjem**

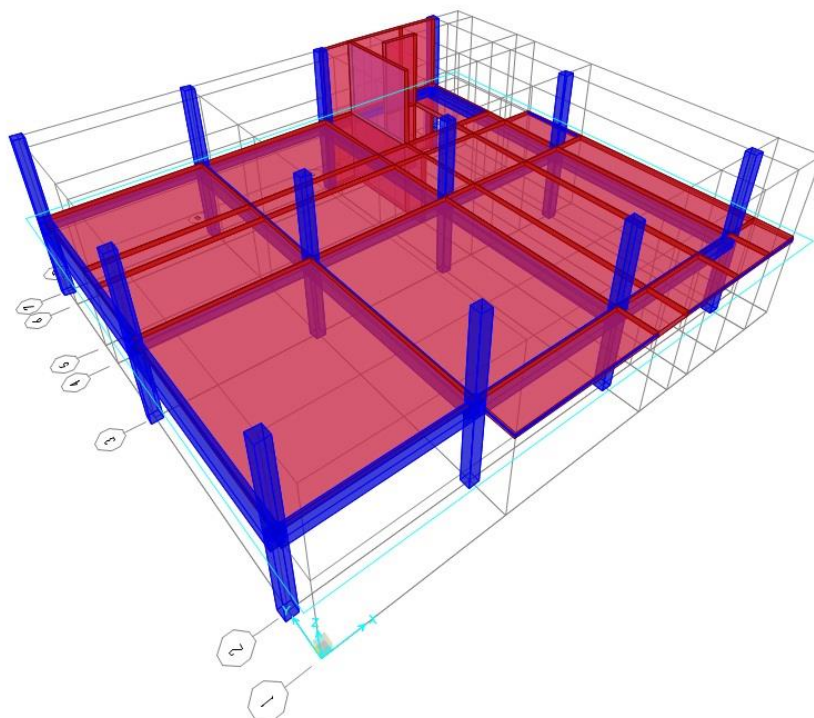
### **5.1.1 Modeliranje v programu SAP 2000**

Obravnavani plošči priredimo pozicijsko oznako P200. Plošča je podprta s tremi AB stenami, z 12 AB stebri, v oseh med stebri pa še z AB nosilci. Zaradi podajnosti nosilcev pomiki plošče na teh mestih niso v celoti preprečeni. Plošča ima dve večji odprtini, ki sta namenjeni stopnišču in dvigalnemu jašku. Računski model izdelamo v programu SAP 2000 (Computers and Structures, Inc., 2014). Ploščo modeliramo s štirivozličnimi ploskovnimi končnimi elementi tipa »Shell-Thin«, s katerimi upoštevamo tako upogibno kot osno togost. Mrežo končnih elementov prikazujemo na sliki 30.



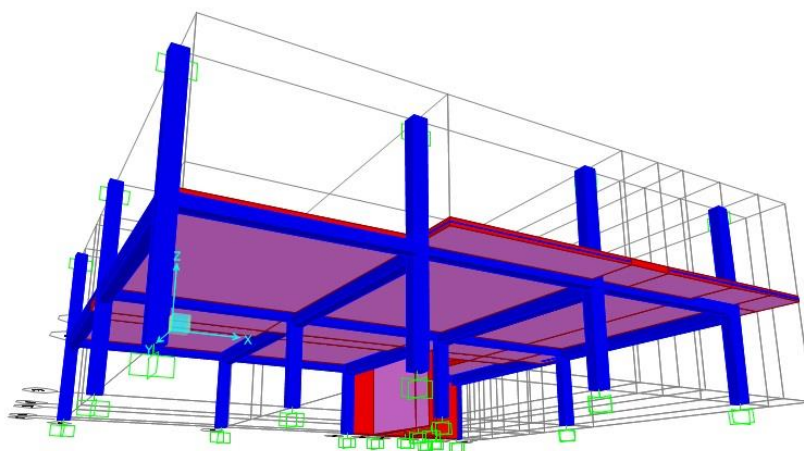
Slika 30: Mreža končnih elementov v računskem modelu medetažne konstrukcije P200

Tudi stene nad in pod obravnavano ploščo modeliramo s ploskovnimi končnimi elementi tipa »Shell-Thin« medtem ko stebre nad in pod ploščo ter nosilce, ki potekajo neposredno pod ploščo, modeliramo z linijskimi elementi. Na stikih s ploščo so stene, stebri in nosilci tega povezani s ploščo. Stene in stebre na zgornjem in spodnjem robu tega vpneemo. Na sliki 31 za obravnavano ploščo prikazujemo razporeditev sten, stebrov in nosilcev.

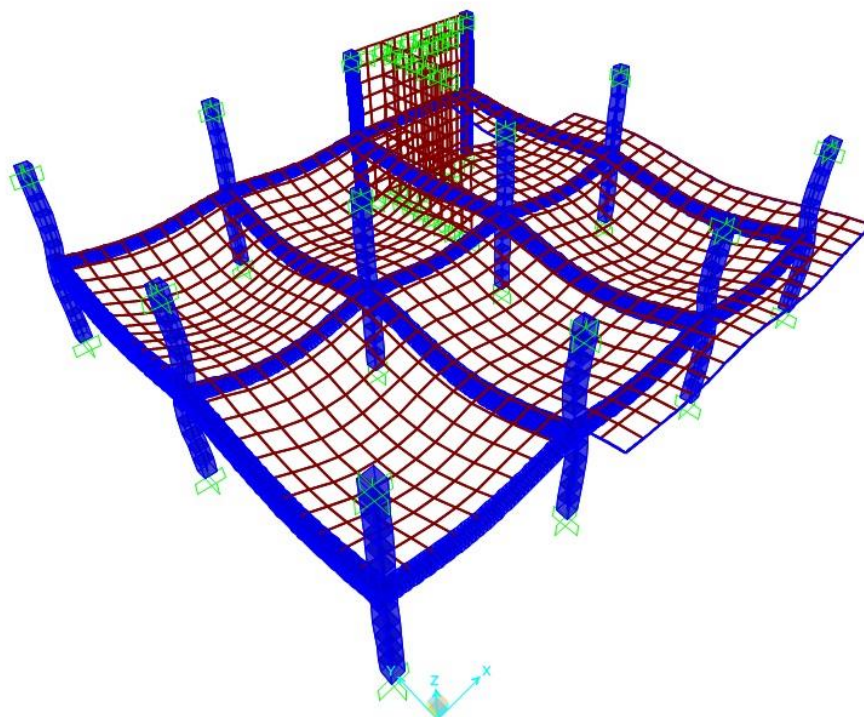


Slika 31: 3D računski model medetažne konstrukcije P200

Pri modeliranju plošče nosilce premaknemo pod ploščo s pomočjo ukaza »Insertion Point«. Nosilce, ekscentrično povezane s ploščo, prikazujemo na sliki 32, podajnost nosilcev pa na sliki 33.



Slika 32: Modeliranje nosilcev neposredno pod ploščo

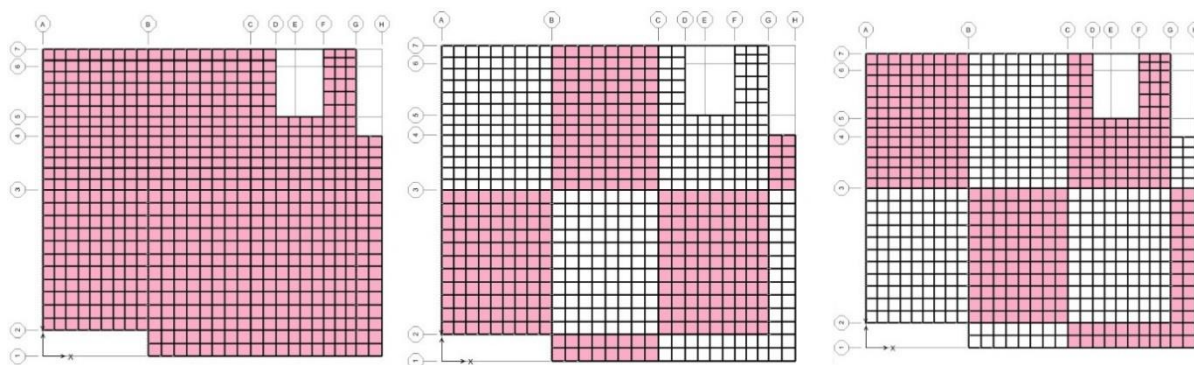


Slika 33: Podajnost nosilcev pod ploščo

### 5.1.2 Podajanje obtežb in kombinacija vplivov

Kot smo že predhodno omenili izmed vplivov upoštevamo lastno in stalno obtežbo ter koristno obtežbo. Težo plošče ter koristno obtežbo na plošči podajamo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo, težo stopniščnih ram, ograje in opečnih sten pa kot enakomerno linijsko obtežbo. Program SAP2000 ne omogoča neposrednega nanašanja linijske obtežbe na ploskovne elemente, zato obtežbo nanašamo preko pomožnih linijskih elementov z zanemarljivo maso in upogibno togostjo.

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1991-1-1:2004 moramo pri analizi plošče koristno obtežbo razporediti na najneugodnejših delih vplivne površine glede na obravnavani učinek vpliva (v mislih imamo predvsem upogibne momente v poljih in ob podporah). Tako tvorimo tri različne razporeditve koristne obtežbe plošče kot to prikazujemo na sliki 34.



Slika 34: Različni načini razporeditve koristne obtežbe na plošči

V nadaljevanju tvorimo osnovne kombinacije vplivov za mejna stanja nosilnosti v skladu s pravilom (4.2). Pri tem upoštevamo delne varnostne faktorje za objekte skladno s preglednico 18. Kombinacije predstavimo v preglednici 20.

Preglednica 20: Osnovne kombinacije vplivov za ploščo za mejna stanja nosilnosti

Obtežna kombinacija	Lastna teža plošče	Lastna teža opečnih sten	Lastna teža ograje	Stalna obtežba stopnic	Koristna obtežba stopnic
K1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5
K2	1.35	1.35	1.35	1.35	
K3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5

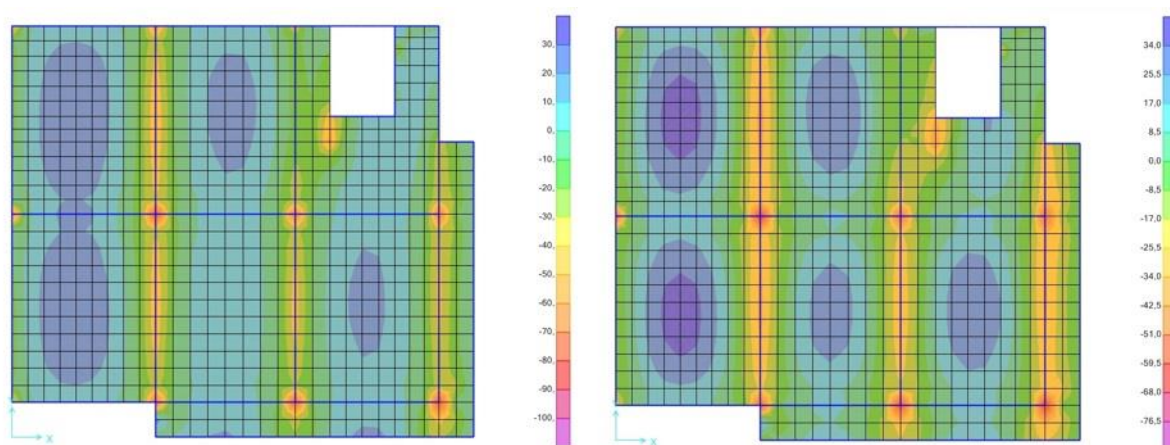


Preglednica 20 nadaljevanje: Osnovne kombinacije za stalna projektna stanja nadaljevanje

Obtežna kombinacija	Koristna obtežba, razporejena povsod	Koristna obtežba, šahovska razporeditev 1	Koristna obtežba, šahovska razporeditev 2
K1	1.5		
K2		1.5	
K3			1.5

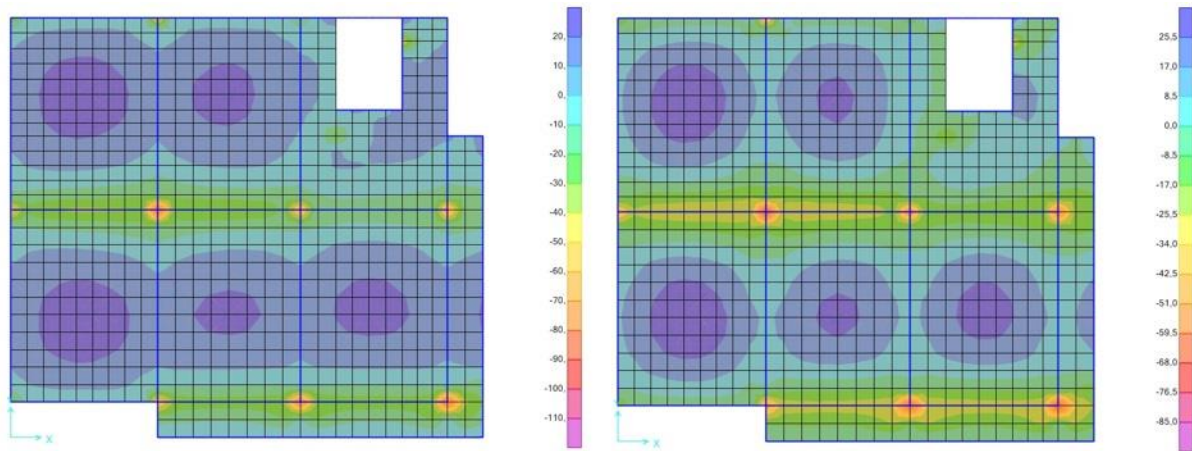
## 5.2. Projektne obremenitve v plošči

S kombiniranjem vrednosti vplivov, za katere smo ocenili, da se bodo pojavili sočasno (glej preglednico 20), določimo kritične obtežne primere ter pripadajoče projektne obremenitve v plošči, ki jih predstavimo v nadaljevanju. Z  $F_{11}$  in  $M_{11}$  označimo osne sile in upogibne momente, ki jih povzročajo normalne napetosti v smeri osi X, z  $F_{22}$  in  $M_{22}$  pa osne sile oziroma upogibne momente, ki jih povzročajo normalne napetosti v smeri osi Y. Z  $M_{12}$  označimo torzijske momente v plošči.

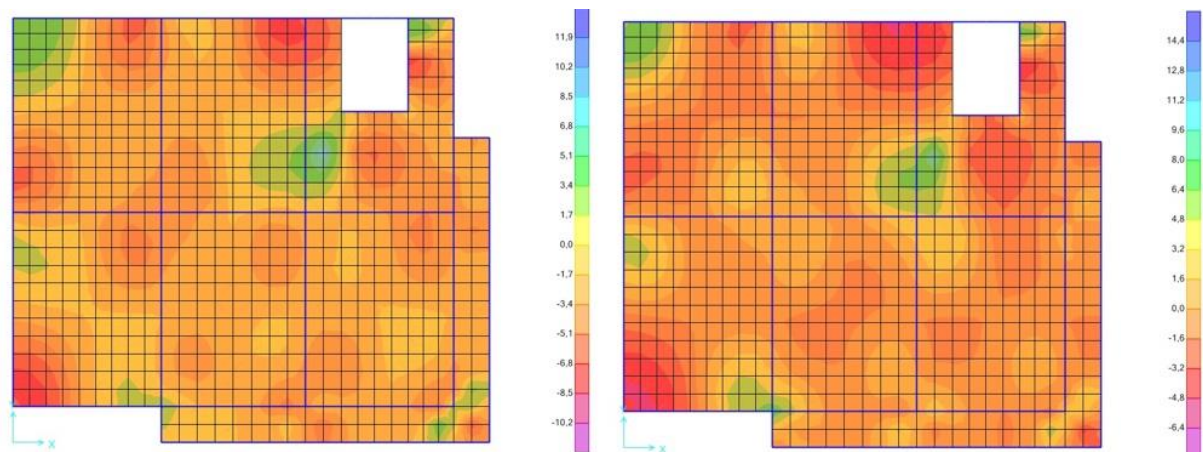


Slika 35: Ovojnica minimalnih in maksimalnih vrednosti upogibnih momentov  $M_{11}$  [kNm/m]

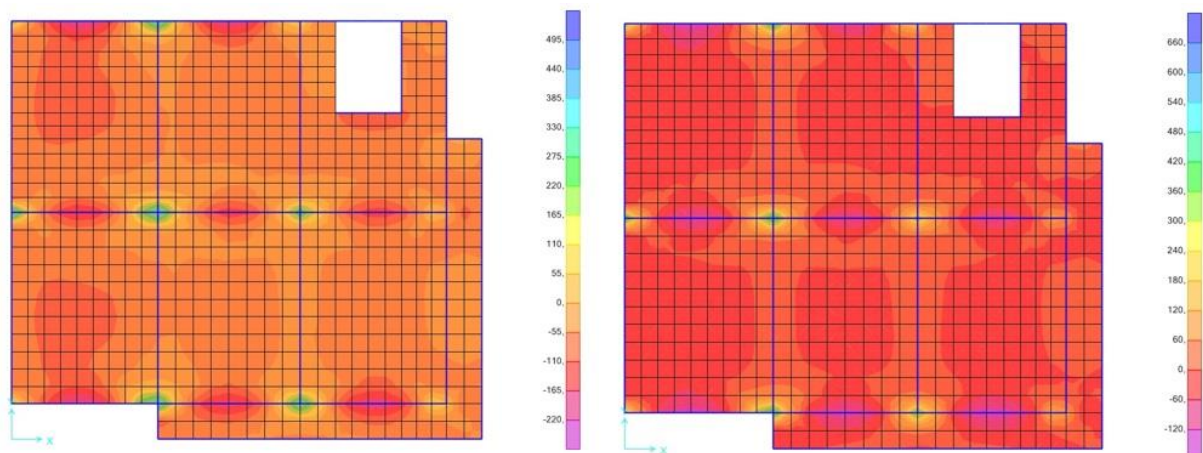




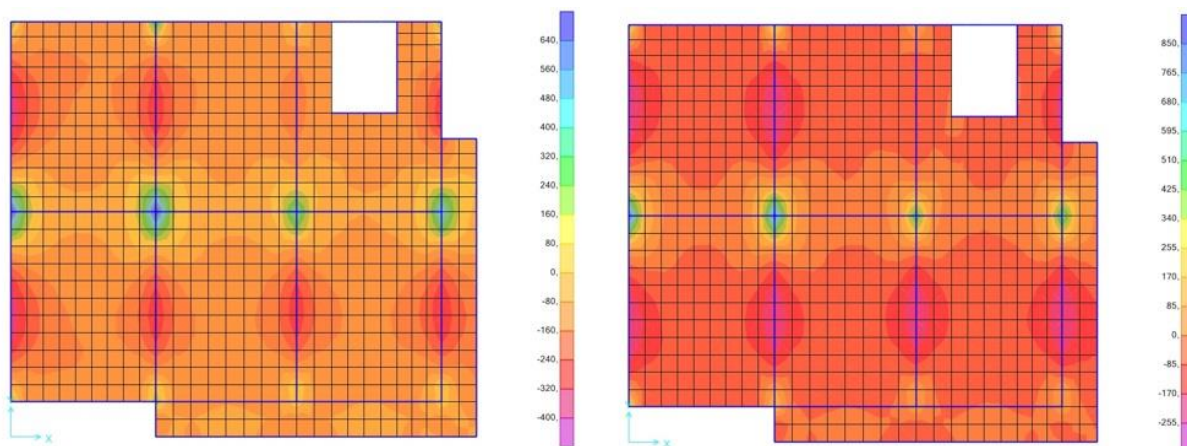
Slika 36: Ovojnica minimalnih in maksimalnih vrednosti upogibnih momentov  $M_{22}$  [kNm/m]



Slika 37: Ovojnica minimalnih in maksimalnih vrednosti torzijskih momentov  $M_{12}$  [kNm/m]

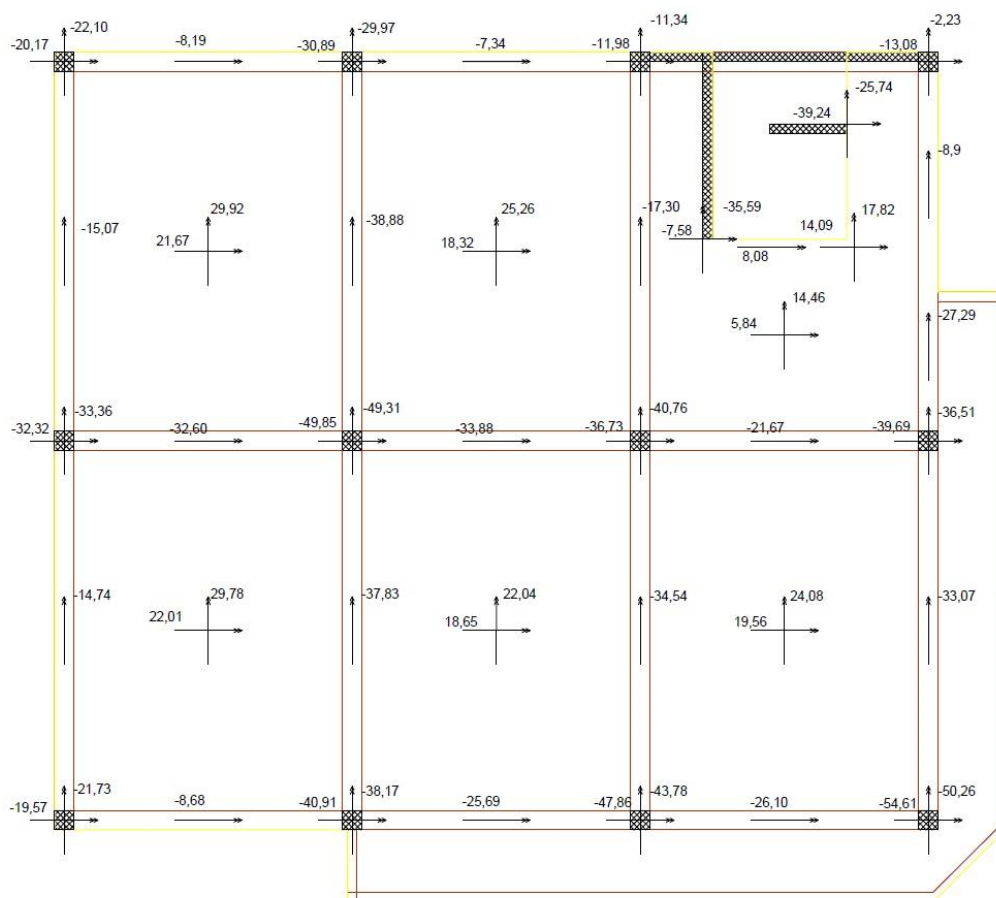


Slika 38: Ovojnica minimalnih in maksimalnih vrednosti projektnih osnih sil  $F_{11}$  [kN/m]



Slika 39: Ovojnica minimalnih in maksimalnih vrednosti projektних osnih sil  $F_{22}$  [kN/m]

Na sliki 40 prikažemo ekstremne vrednosti upogibnih momentov ter njihovo lego v obravnavani stropni konstrukciji.



Slika 40: Ekstremne vrednosti upogibnih momentov  $M_{11}$  in  $M_{22}$  [kNm/m]

### 5.3 Dimenzioniranje vzdolžne armature

Pri dimenzioniranju vzdolžne armature v plošči najprej določimo minimalni in maksimalni prerez natezne armature. Izraza povzamemo po standardu SIST EN 1992-1-1:2005 in sta:

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d, \\ 0.0013 \cdot b_t \cdot d, \end{cases} \quad (5.1)$$

$$A_{s,\max} = 0.04 \cdot A_c = 0.04 \cdot b_t \cdot h, \quad (5.2)$$

kjer je  $b_t$  širina natezne cone prereza,  $d$  statična višina prereza,  $f_{ctm}$  povprečna natezna trdnost betona,  $f_{yk}$  je karakteristična meja elastičnosti armature in  $A_c$  površina prečnega prereza elementa.

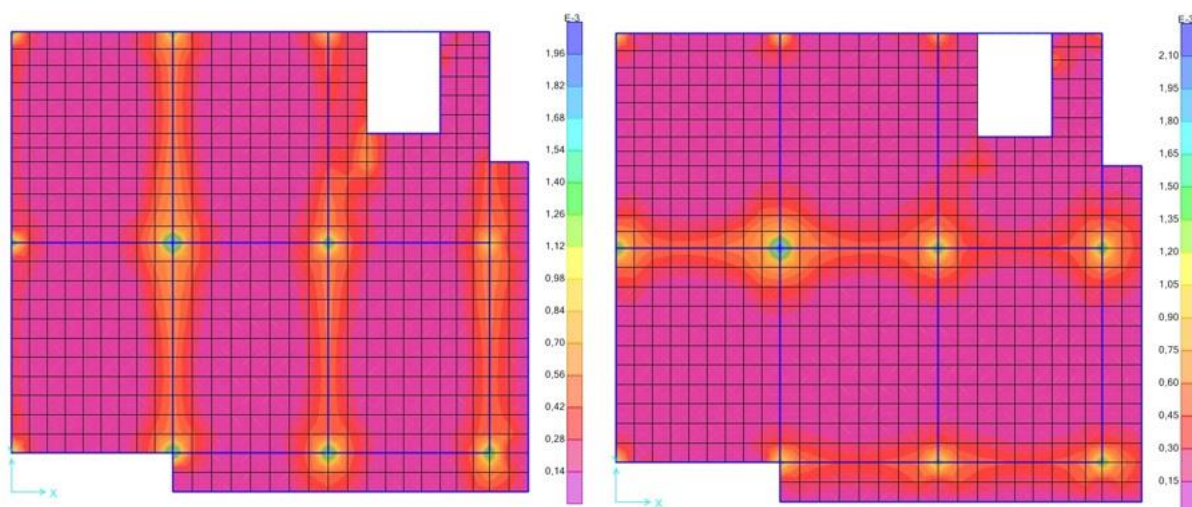
Minimalna in maksimalna količina vzdolžne natezne armature za obravnavano medetažno ploščo torej znaša:

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0.26 \cdot \frac{0.26}{50} \cdot 100 \cdot 15, \\ 0.0013 \cdot 100 \cdot 15, \end{cases} = \max \begin{cases} 2.03 \\ 1.95 \end{cases} = 2.03 \text{ cm}^2/\text{m in}$$

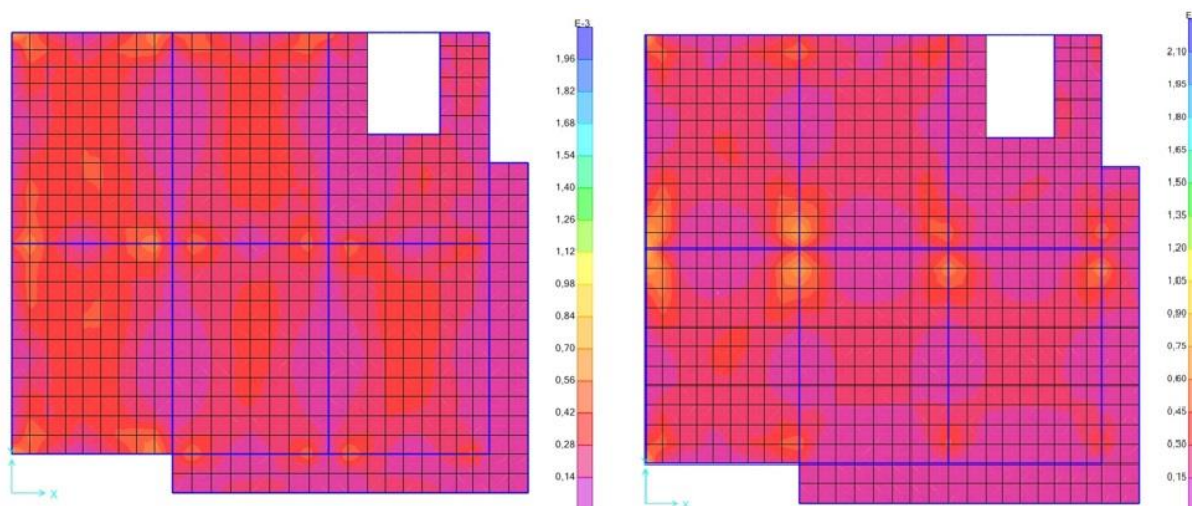
$$A_{s,\max} = 0.04 \cdot 100 \cdot 20 = 80 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Potrebno količino armature v plošči izračunamo s pomočjo programa SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2014). Na slikah 41 in 42 prikazujemo potrebne količine spodnje in zgornje armature v smeri osi X oziroma smeri osi Y.



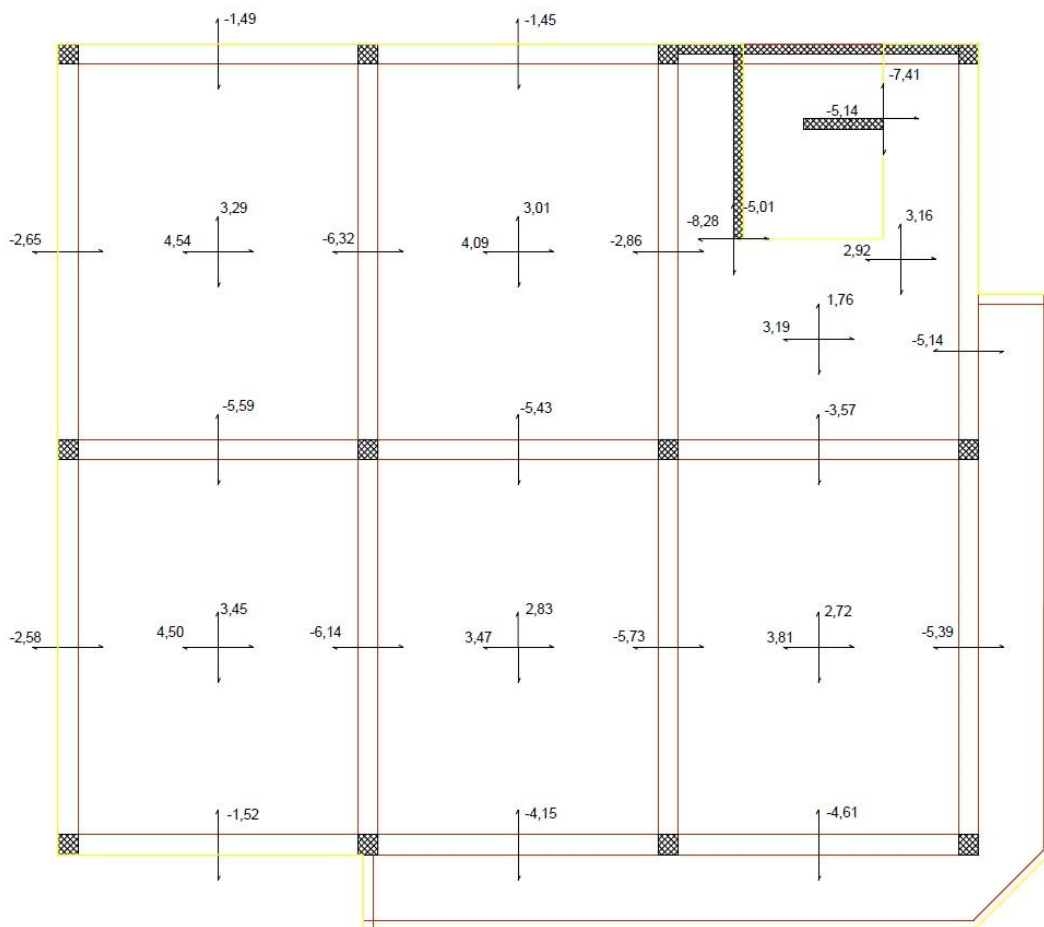


Slika 41: Potrebne količine zgornje armature v smeri osi X in Y [m<sup>2</sup>/m]



Slika 42: Potrebne količine spodnje armature v smeri osi X in Y [m<sup>2</sup>/m]

S primerjavo poteka upogibnih momentov v poljih plošče (glej npr. upogibne momente  $M_{11}$  na sliki 35) in pripadajoče potrebne vzdolžne armature (glej spodnjo armaturo v smeri osi X na sliki 42) ugotovimo, da program SAP2000 pri dimenzioniranju armature ustrezno upošteva tudi prispevek torzijskih momentov  $M_{12}$ . Na sliki 43 prikažemo še potrebne količine vzdolžne natezne armature na referenčnih mestih v obravnavani medetažni konstrukciji. Zaradi boljše preglednosti uporabimo pri označevanju potrebne količine zgornje natezne armature negativni predznak.



Slika 43: Potrebne količine vzdolžne natezne armature v plošči [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]

Količine potrebne armature v plošči, ki jih izračuna program SAP2000, preverimo še s pomočjo tabel za dimenzioniranje AB prerezov na osno-upogibno obremenitev (Rogač in sod., 1989). Kontrolo opravimo na štirih mestih. Izračune prikazujemo v preglednici 21.

Preglednica 21: Kontrolni račun potrebne količine vzdolžne armature (program SAP2000 in priročnik Rogača in sodelavcev (Rogač in sod., 1989))

$M_{Ed}$ [kNm/m]	lega obremenitve	račun armature s programom SAP2000	račun armature s pomočjo priročnika (Rogač in sodelavci, 1989)	
		$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$	$A_s = \frac{M_{Ed}}{d \cdot f_{yd}}$ [cm <sup>2</sup> /m]
29.92	$M_{11}$ , v 1.polju	4.54	0.0796	4.58
21.67	$M_{22}$ , v 1.polju	3.24	0.0577	3.22
38.88	$M_{11}$ , ob robu 1.polja	6.32	0.1035	6.13
32.60	$M_{22}$ , ob robu 1.polja	5.59	0.0868	5.07

Ugotovimo, da so rezultati, ki jih odčitamo iz programa SAP2000, ustrezni. Kot prilogo k diplomski nalogi izdelamo tudi načrt spodnje in zgornje armature za obravnavano medetažno ploščo.

#### 5.4 Kontrola razmerja razpetina/debelina plošče

V standardu SIST EN 1992-1-1:2005 je na voljo poenostavljeno pravilo omejitve razmerja razpetine in statične višine prereza  $l/d$ , ki v normalnih pogojih prepreči prevelike pomike konstrukcije, ki bi lahko neugodno vplivali na njeno uporabo in videz. Če obravnavano stropno ploščo dimenzioniramo tako, da ustreza omejitvi razmerja med razpetino in statično višino, nam povosov ni potrebno preveriti, saj standard smatra, da ne presegajo omejitev. Mejno razmerje  $(l/d)_{mej}$  določimo s pomočjo naslednjih dveh izrazov:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{mej} = K \cdot \left[ 11 + 1.5\sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2\sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2} \right], \text{ če je } \rho \leq \rho_0, \quad (5.3)$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{mej}} = K \cdot \left[ 11 + 1.5\sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho_0} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \sqrt{\frac{\rho_0}{\rho}} \right], \text{ če je } \rho > \rho_0, \quad (5.4)$$

kjer je  $l$  manjša razpetina plošče, nosilne v dveh smereh,  $d$  statična višina prereza,  $K$  je faktor, s katerim upoštevamo vpliv različnih statičnih sistemov,  $\rho_0$  je referenčno razmerje armiranja ( $\sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot 10^{-3}$ ),  $\rho$  in  $\rho'$  pa sta zahtevani stopnji armiranja z natezno oziroma tlačno armaturo v sredini razpetine polja plošče, ki je potrebna za prevzem upogibnih obremenitev.

Kontrolo ustreznosti razmerja  $l/d$  opravimo v 1. polju plošče, kjer je projektna upogibna obremenitev  $M_{\text{Ed}} = M_{11} = 29.92 \text{ kNm/m}$  (glej sliko 40), potrebna količina vzdolžne natezne armature v smeri osi X pa  $A_s = 4.54 \text{ cm}^2/\text{m}$  (glej sliko 43). Zahtevana stopnja armiranja oziroma referenčno razmerje:

$$\rho = \frac{A_{s,\text{potr}}}{b \cdot h} = \frac{4.54}{100 \cdot 20} = 0.0023 = 0.23\%, \quad (5.5)$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{25} \cdot 10^{-3} = 0.005 = 0.5\%. \quad (5.6)$$

Ugotovimo, da je  $\rho \leq \rho_0$ . Mejno razmerje  $(l/d)_{\text{mej}}$  določimo s pomočjo izraza (5.3). Pri tem za faktor  $K$  upoštevamo vrednost 1.3, ki velja za plošče, nosilne v dveh smereh, ki so neprekinjene vzdolž ene stranice (glej preglednico 7.4N iz SIST EN 1992-1-1:). Torej mejno razmerje je:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{mej}} = 1.3 \cdot \left[ 11 + 1.5\sqrt{25} * \frac{0.5}{0.23} + 3.2\sqrt{25} * \left(\frac{0.5}{0.23} - 1\right)^{3/2} \right] = 52$$

in je večje od dejanskega razmerja med razpetino in statično višino, ki znaša:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{dej}} = \frac{6}{0.15} = 40. \quad (5.7)$$

To pomeni, da je obravnavana stropna plošča dimenzionirana tako, da ustreza omejitvi razmerja med razpetino in statično višino in da nam povosov plošče ni potrebno preveriti.



## **6. ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH ELEMENTOV**

### **VERTIKALNE NOSILNE KONSTRUKCIJE OBJEKTA**

V nadaljevanju analiziramo in dimenzioniramo še značilne elemente vertikalne nosilne konstrukcije obravnavanega objekta. V okviru diplomske naloge se omejimo na analizo ene izmed posamičnih AB sten ter del AB okvirja na obodu objekta. V ta namen izdelamo nov idealiziran računski model nosilne konstrukcije, ki obsega vse vertikalne nosilne elemente objekta, medtem ko plošče modeliramo kot toge diafragme, ki zbirajo in prenašajo vztrajnostne sile na vertikalne nosilne sisteme ter zagotavljajo, da ti sistemi delujejo kot celota. Računski model uporabimo za klasifikacijo konstrukcijskega sistema v skladu s standardom SIST EN 1998-1:2006 (natančnejša določitev tipa mešanega konstrukcijskega sistema) ter za določitev horizontalnega vpliva vetra in potresa na posamezne elemente vertikalnega nosilnega sistema. Učinek navpične obtežbe na vertikalne nosilne elemente zaradi stalnih vplivov, obtežbe snega in koristne obtežbe pa določimo s t.i. strešnim pravilom oziroma s pomočjo računskega modela tipične medetažne plošče, predstavljenega v prejšnjem poglavju.

V nadaljevanju podrobneje predstavimo idealiziran prostorski računski model nosilne konstrukcije obravnavanega objekta, ki ga izdelamo v programu SAP2000.

#### **6.1 Idealiziran prostorski računski model nosilne konstrukcije objekta**

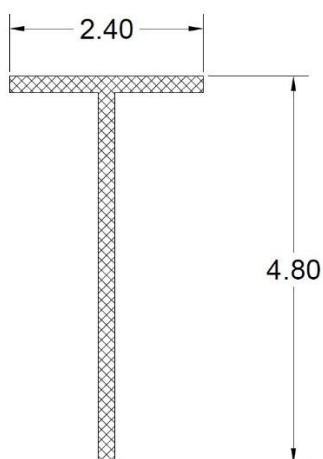
##### **6.1.1 Modeliranje v programu SAP2000**

Stebre in nosilce, ki v višini etaž povezujejo stebre med seboj in tvorijo okvirni sistem, modeliramo z linijskimi končnimi elementi. Pri modeliranju nosilcev, ki potekajo pod ploščo, zanemarimo sodelujočo širino plošče. Tudi AB stene modeliramo z linijskimi končnimi elementi. V skladu s točko 5.4.3.4.1(4) iz standarda SIST EN 1998-1:2006 moramo pri računu upogibne nosilnosti prečni prerez sestavljene stene upoštevati kot integralno celoto, sestavljeno iz stojine, ki je vzporedna smeri delovanja horizontalne potresne obtežbe, in sodelujoče širine

pasnice, ki je približno pravokotne na to smer. Za primer AB stene v prečni smeri objekta efektivno širino pasnice od roba stene določimo s pomočjo naslednje zahteve:

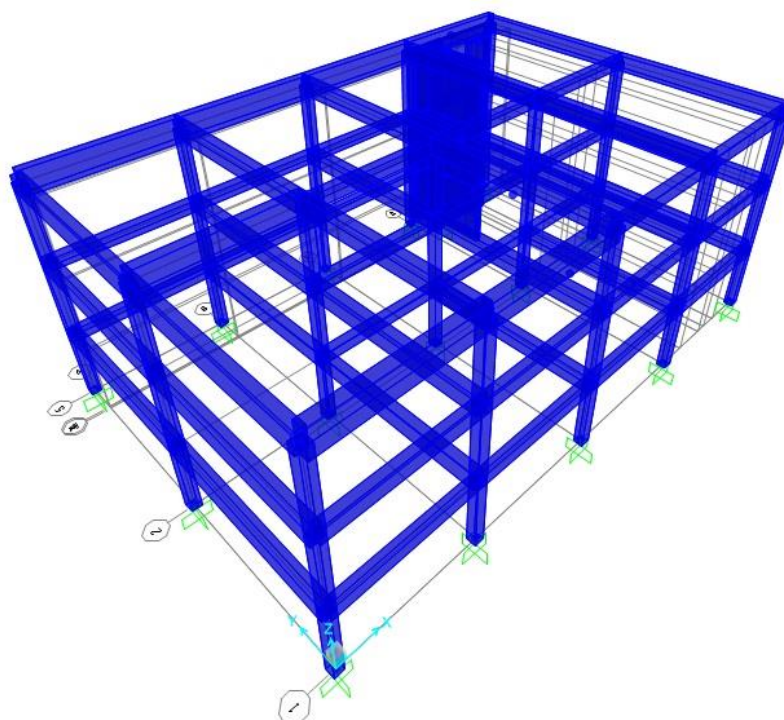
$$l_{\text{eff}} = \min \begin{cases} \text{dejanska širina pasnice} \\ \frac{1}{2} \text{ razdalje med stojinama stene} \\ 25\% \text{ višine stene nad nivojem} \end{cases} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.10 \\ / \\ 2.46 \end{array} \right. = 1.10 \text{ m} \quad (6.1)$$

Upoštevamo, da je efektivna širina pasnice za oba robova enaka. Steno z ustreznim delom prirobnice prikazujemo na sliki 44.



Slika 44: Prečni prerez AB stene s prirobnico

Medetažni plošči in strešno ploščo modeliramo kot diafragmo, ki ima neskončno togost v svoji ravnini in je brez togosti prečno na svojo ravnino. Vse vertikalne nosilne elemente togo vpnemo v podlago. Računski model prikazujemo na sliki 45.

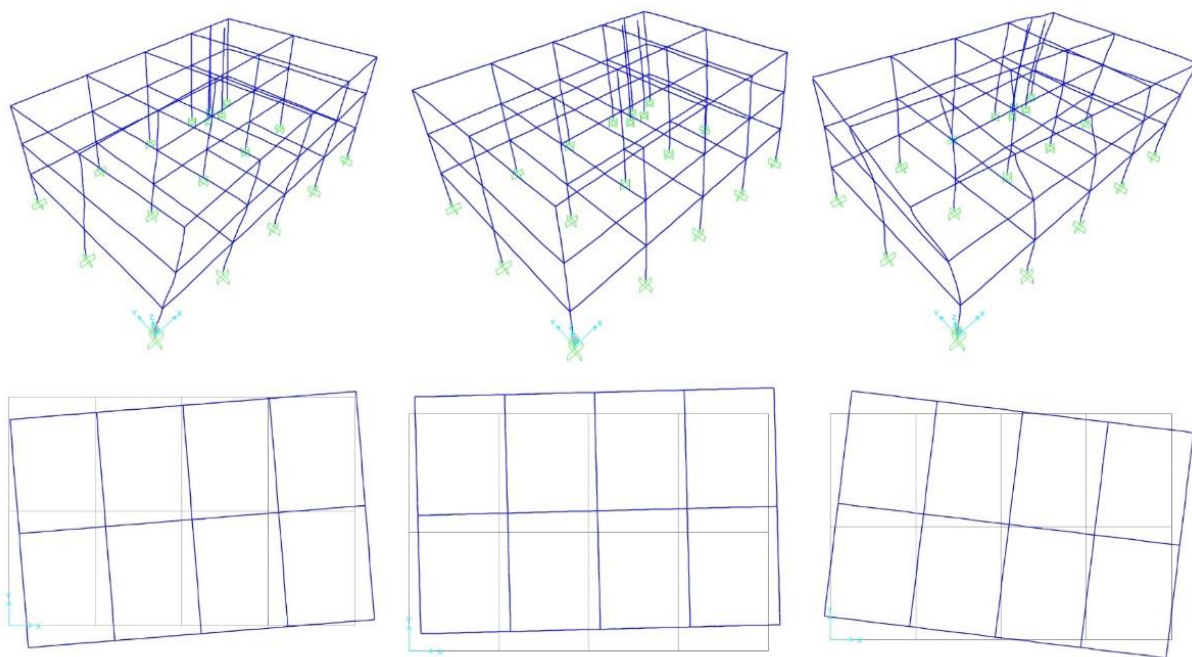


Slika 45: Prostorski računski model vertikalne nosilne konstrukcije objekta

### 6.1.2 Analiza lastnega nihanja in klasifikacija nosilnega sistema konstrukcije

Pred analizo lastnega nihanja moramo v modelu aktivirati ustrezne mase. V skladu s SIST EN 1998-1:2006 maso koncentriramo in sicer v geometrijskem težišču vsake etaže. Pri tem zanemarimo naključno ekscentričnost mase. Vrednosti posameznih mas povzamemo po izračunih v razdelku 3.5.1. Razpokanost stebrov in sten upoštevamo na poenostavljen način in sicer s polovično redukcijo elastičnega modula betona. Dodatno zanemarimo tudi sodelovanje opečnih polnil v okvirjih.

Izkaže se, da je prva nihajna oblika konstrukcije pretežno torzijska. Na sliki 46 prikazujemo prve tri nihajne oblike konstrukcije.



Slika 46: Prve tri nihajne oblike nosilne konstrukcije

V preglednici 22 pa zberemo nihajne čase ter pripadajoče smeri nihanja konstrukcije.

Preglednica 22: Nihajni časi in oblike nihanja

Nihanja oblika	Nihajni čas [s]	Oblika nihanja
1	0.81	pretežno torzijska
2	0.45	pretežno translacijska v Y
3	0.26	pretežno torzijska
4	0.25	pretežno translacijska v X
5	0.16	pretežno translacijska v X
6	0.11	pretežno translacijska v Y
7	0.07	pretežno translacijska v X
8	0.06	pretežno torzijska

V skladu s standardom SIST EN 1998-1:2006 velja, da so konstrukcije, pri katerih je osnovna nihajna oblika pretežno torzijska, torzijsko podajne. Za takšne sisteme pa je za srednji razred duktilnosti (DCM) osnovna vrednost faktorja obnašanja enaka (glej preglednico 5.1 v SIST EN 1998-1:2006):

$$q_0 = 2. \quad (6.2)$$

Ker pa obravnavan konstrukcijski sistem ni pravilen po višini, moramo osnovno vrednost faktorja obnašanja zmanjšati za 20 % in sicer:

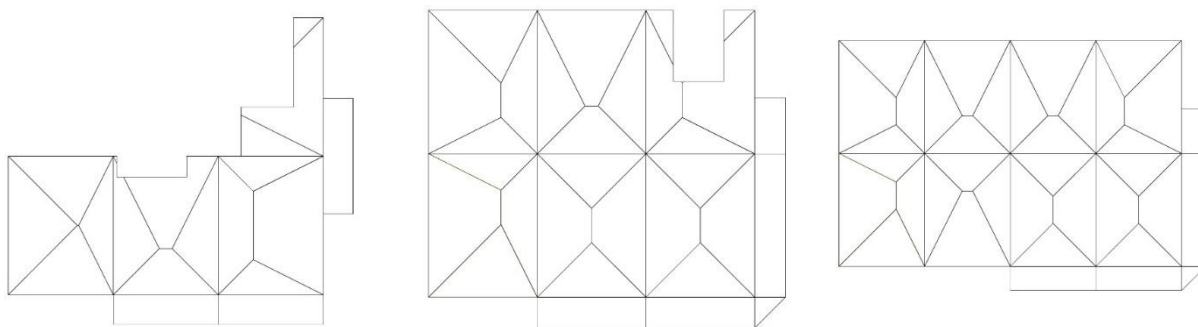
$$q_0 = 0.8 \cdot q_0 = 2 \cdot 0.8 = 1.6. \quad (6.3)$$

Sedaj s pomočjo izraza (3.21) določimo še faktor obnašanja  $q$ , ki je:

$$q = q_0 \cdot k_w = 1.6 \cdot 1.0 = 1.6 \geq 1.5 \quad (6.4)$$

### 6.1.3 Podajanje obtežb

Kot smo že predhodno omenili učinek navpične obtežbe na AB okvirje zaradi stalne teže, obtežbe snega in koristne obtežbe določimo s t.i. strešnim pravilom (glej sliko 47), na AB stene pa s pomočjo računskega modela tipične medetažne plošče, predstavljenega v prejšnjem poglavju.



Slika 47: Razporeditev vertikalne obtežbe po t.i. strešnem pravilu

Horizontalne sile zaradi učinka vetra povzamemo po preglednici 10 oziroma 14. Nanašamo jih v geometrijsko težišče posamezne etaže, ločeno za smer X (veter X) in za smer Y (veter Y).

Horizontalni potresni vpliv na določenem mestu na površini pa predstavimo v obliki elastičnega spektra odziva. Sposobnost konstrukcije, da sipa energijo z duktilnim obnašanjem njenih elementov, pa nam dovoljuje, da opravimo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva – projektnim spektrom. Podrobneje ga predstavimo v nadaljevanju.

#### 6.1.4 Projektni spekter odziva za analizo potresnega vpliva v horizontalni smeri

Zmanjšanje izvedemo z vpeljavo že prej omenjenega faktorja obnašanja  $q$ . Za nosilno konstrukcijo obravnavanega objekta le-ta znaša  $q = 1.6$  (glej enačbo (6.2)). Preden predstavimo projektni spekter pa moramo določiti še tip tal, na katerih stoji obravnavan objekt. Iz projektne dokumentacije ugotovimo, da gre za tla tipa B. V skladu s preglednico 3.1 iz standarda SIST EN 1998-1:2006 sem spada zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo.

Projektni spekter za elastično analizo določajo naslednji izrazi:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (6.5)$$

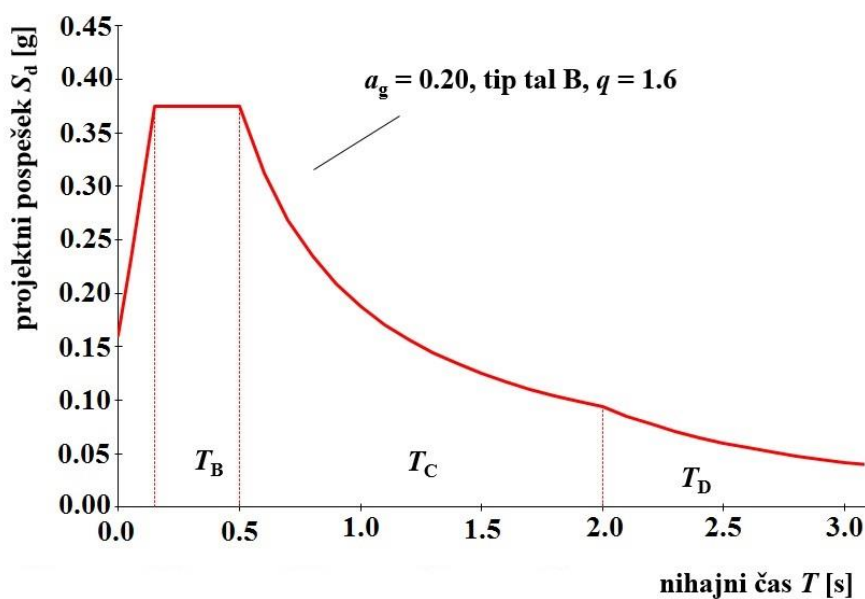
$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (6.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (6.7)$$

$$T \geq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g, \quad (6.8)$$

kjer je  $T$  nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,  $S_d$  je projektni spekter,  $T_B$  in  $T_C$  sta spodnja oziroma zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,  $T_D$  je vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika,  $S$  je faktor tal in  $\beta$  je faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru (priporočena vrednost je  $\beta = 0.2$ ). Manjkajoče vrednosti odčitamo iz SIST EN 1998-1:2006, preglednica 3.2.

Za tla tipa B so vrednosti parametrov sledeče:  $S = 1.2$ ,  $T_B = 0.15$  s,  $T_C = 0.5$  s in  $T_D = 2.0$  s. Na sliki 48 prikazujemo projektni elastični spekter potresnega vpliva za obravnavan objekt. Ker je faktor obnašanja enak v obeh horizontalnih smereh (X in Y), je tudi spekter enak za obe smeri.



Slika 48: Projektni spekter za horizontalni komponenti potresnega vpliva v smeri osi X in Y

### 6.1.5 Kombinacije vplivov

Pri analizi vertikalnih nosilnih elementov upoštevamo lastno in stalno obtežbo, koristno obtežbo, obtežbo snega na strehi ter horizontalne vplive vetra (smer X in Y) ter potresa (smer X in Y). Skladno z določilom iz standarda Evrokod 1 (SIST EN 1991-1-1:2004, 2004) predpostavimo, da je koristna obtežba enakomerno porazdeljena po površini vseh etaž.

V nadaljevanju najprej tvorimo osem osnovnih kombinacij vplivov (brez vpliva potresa) za mejna stanja nosilnosti v skladu s pravilom (4.2).

Preglednica 23: Osnovne kombinacije vplivov za vertikalne nosilne elemente za mejna stanja nosilnosti

Obtežna kombinacija	Lastna in stalna teža	Koristna-povsod	Sneg	Veter X	Veter Y
K1	1.35				
K2	1.35		$1.5 \cdot \Psi_0$		
K3	1.35			$1.5 \cdot \Psi_0$	
K4	1.35				$1.5 \cdot \Psi_0$
K5	1.35	$1.5 \cdot \Psi_0$		1.5	
K6	1.35	$1.5 \cdot \Psi_0$			1.5
K7	1.00			1.5	
K8	1.00				1.5

Sedaj tvorimo še dve kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja in sicer v skladu s pravilom (4.3). Prikažemo jih v preglednici 24. Pri kombiniranju ne upoštevamo obtežbe snega in vetra, kajti za ta vpliva je faktor za navidezno stalno vrednost  $\Psi_2$  enak 0. Upoštevamo, da je za vso koristno obtežbo v obravnavanem objektu vrednost omenjenega faktorja  $\Psi_2 = 0.3$ . Učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva v smeri X in Y izračunamo po pravilu SRSS (kvadratni koren vsote kvadratov za obe vrednosti komponent potresnega vpliva).

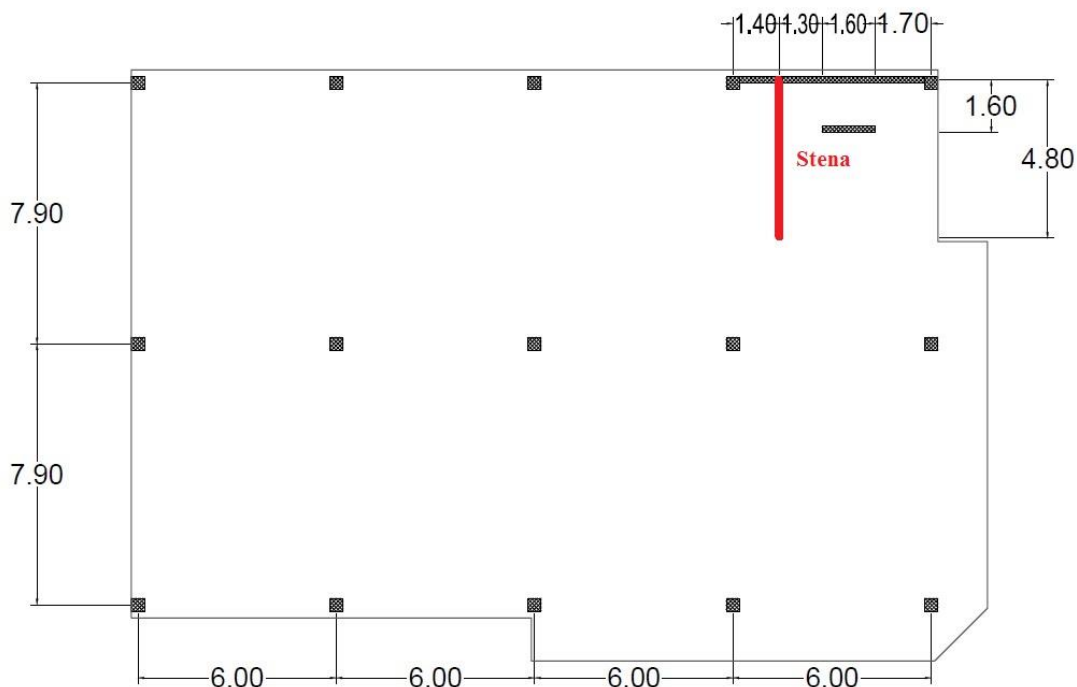


Preglednica 24: Kombinacija vplivov za potresno projektno stanja za vertikalne nosilne elemente

Obtežna kombinacija	Lastna in stalna teža	Koristna-povsod	Potres <sub>XY</sub>
K9	1.0	0.3	1.0

## 6.2 Dimenzioniranje posamične AB stene

V okviru diplomske naloge analiziramo in dimenzioniramo AB steno v prečni smeri objekta. Lego stene v tlorisu objekta prikazujemo na sliki 49. Stena je toga povezana z drugo steno. Medsebojno povezavo dveh sten upoštevamo z ustrežno prirobnico.



Slika 49: Lega obravnavane AB stene v tlorisu pritličja

Dolžina stene se po višini objekta spreminja. V okviru predstavljene analize predpostavimo, da je dolžina stene v vseh etažah enaka in je  $l_w = 4.8$  m. Debelina stene znaša 0.2 m, njena višina pa je  $h_w = 9.83$  m.

### 6.2.1 Geometrijske omejitve

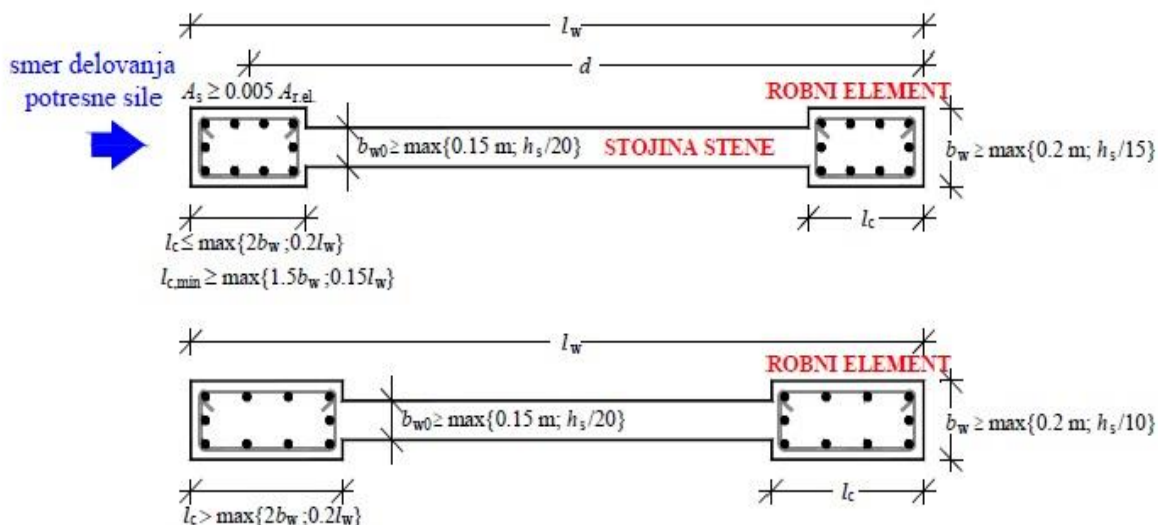
Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1-1:2006 moramo za duktilne stene izpolniti določene geometrijske zahteve.

Debelina stojine stene  $b_{w0}$  mora v skladu s točko 5.4.1.2.3(1) zadoščati naslednjemu pogoju:

$$b_{w0} \geq \max \left\{ \frac{0.15}{20} = \max \left\{ \frac{0.15}{\frac{3.01}{20}} = \begin{cases} 0.15 \\ 0.15 \end{cases} = 0.15 \text{ m}, \right. \right. \quad (6.9)$$

kjer je  $h_s = 3.01$  m svetla etažna višina v metrih. Ugotovimo, da debelina stene (20 cm) ustreza zahtevam.

Standard podaja tudi dodatne zahteve glede debeline objetih robnih elementov sten  $b_w$ . Zahteve prikazujemo na sliki 50. Z  $l_c$  označimo dolžino robnega elementa, kjer moramo zagotoviti ustrezno objetje vertikalne armature. Dolžino  $l_c$  določimo glede na kriterije za zagotovitev lokalne duktilnosti, ki jih moramo izpolniti v kritičnem območju stene na višini  $h_{cr}$  nad vpetjem stene.



Slika 50: Geometrijske zahteve glede debeline stojine in debeline robnega elementov  
 (Bratina, S., Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti, str. 54)

Debelina objetega robnega elementa stene  $b_w$  mora v skladu s točko 5.4.3.4.2(10) zadoščati naslednjemu pogoju:

$$b_w \geq \max \left\{ \frac{0.2}{15} = \max \left\{ \frac{0.2}{\frac{3.01}{15}} = \max \left\{ \frac{0.2}{0.2} = 0.20 \text{ m.} \right. \right. \right. \quad (6.10)$$

Pri tem pa dolžina robnega elementa  $l_c$  ne sme biti daljša od  $l_{c,max}$  (glej sliko 50):

$$l_{c,max} = \max \left\{ \frac{2 \cdot b_w}{0.2 \cdot l_w} = \max \left\{ \frac{2 \cdot 0.2}{0.2 \cdot 4.8} = \max \left\{ \frac{0.4}{0.96} = 0.96 \text{ m.} \right. \right. \right. \quad (6.11)$$

Standard podaja tudi zahtevo glede minimalne dolžine objetega robnega elementa  $l_{c,min}$ , ki je (glej člen 5.4.3.4.2(6) v SIST EN 1998-1:2006):

$$l_{c,\min} = \max \left\{ \frac{1.5 \cdot b_w}{0.15 \cdot l_w} \right\} = \max \left\{ \frac{1.5 \cdot 0.2}{0.15 \cdot 4.8} \right\} = \max \left\{ \frac{0.3}{0.72} \right\} = 0.72 \text{ m.} \quad (6.12)$$

Ugotovimo, da debelina stene ( $b_w = 20 \text{ cm}$ ) ustreza zahtevam ob upoštevanju omejitve glede dolžine robnega elementa in sicer  $72 \text{ cm} \leq l_c \leq 96 \text{ cm}$ . V nadaljnjih izračunih upoštevamo:

$$l_c = 80 \text{ cm.} \quad (6.13)$$

Sedaj preverimo še, ali potrebujemo objeti robni element tudi vzdolž prirobnice stene (glej sliko 44), t.j. na stiku obravnavane stene s steno v vzdolžni smeri objekta. Skladno s točko 5.4.3.4.2(7) iz SIST EN 1998-1:2006 objeti robni element ni potreben, če sta izpolnjena naslednja pogoja glede debeline  $b_f$  in širine prirobnice  $l_f$  in sicer:

$$b_f \geq \frac{h_s}{15} = \frac{3.01}{15} = 0.2 \text{ m in} \quad (6.14)$$

$$l_f \geq \frac{h_s}{5} = \frac{3.01}{5} = 0.6 \text{ m,} \quad (6.15)$$

kjer je  $h_s$  že predhodno omenjena svetla etažna višina. Ugotovimo, da debelina in širina prirobnice obravnavane stene ( $b_f = 0.2 \text{ m}$ ,  $l_f = 1.88 \text{ m}$ ) izpolnjujeta pogoja (6.14) in (6.15), zato objeti robni element na tem delu stene ni potreben, zagotoviti moramo le vertikalno vez vzdolž stika stene s prirobnico, ki poteka neprekinjeno od najnižjega do najvišjega nivoja stene.

## 6.2.2 Določitev višine kritičnega območja nad vpetjem stene

Višino kritičnega območja za obravnavano steno ocenimo s pomočjo izraza:

$$h_{cr} = \max \left\{ \frac{l_w}{h_w} \right\} = \max \left\{ \frac{4.8}{\frac{9.83}{6}} \right\} = \max \left\{ \frac{4.8}{1.64} \right\} = 4.8 \text{ m,} \quad (6.16)$$

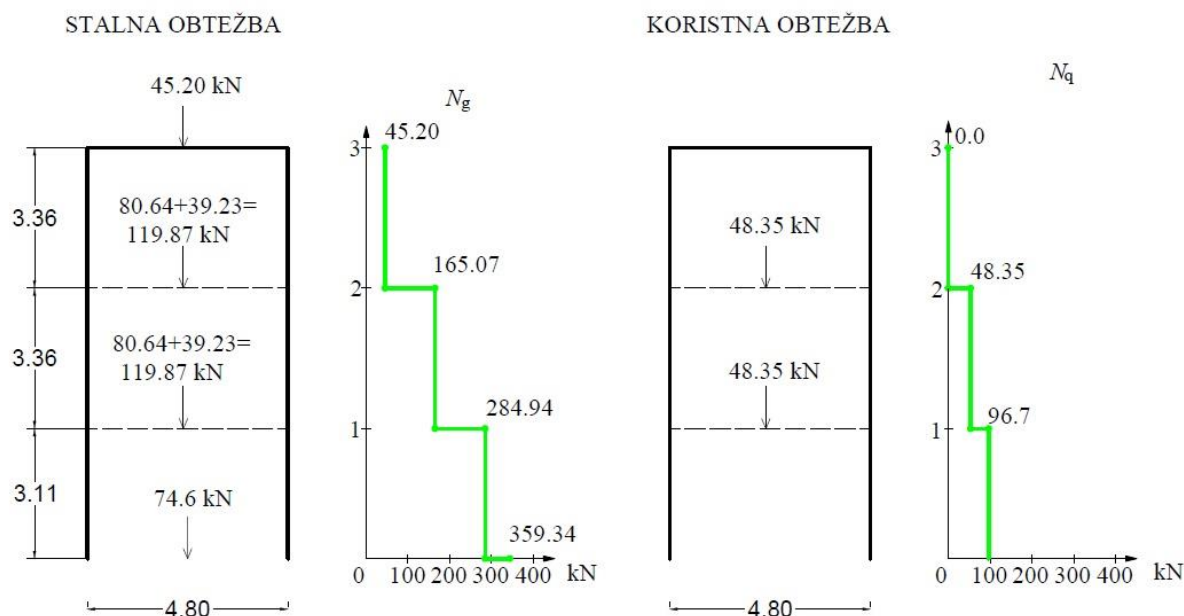
kjer je  $h_w$  višina stene. Pri tem pa upoštevamo omejitvev:

$$h_{cr} \leq \min \left\{ \frac{2 \cdot l_w}{h_s} = \min \left\{ \frac{2 \cdot 4.8}{3.01} = 3.01 \text{ m.} \right. \right. \quad (6.17)$$

Merodajen je pogoj (6.17), tako je višina kritičnega območja stene nad vpetjem enaka svetli etažni višini in je  $h_{cr} = h_s = 3.01 \text{ m}$ .

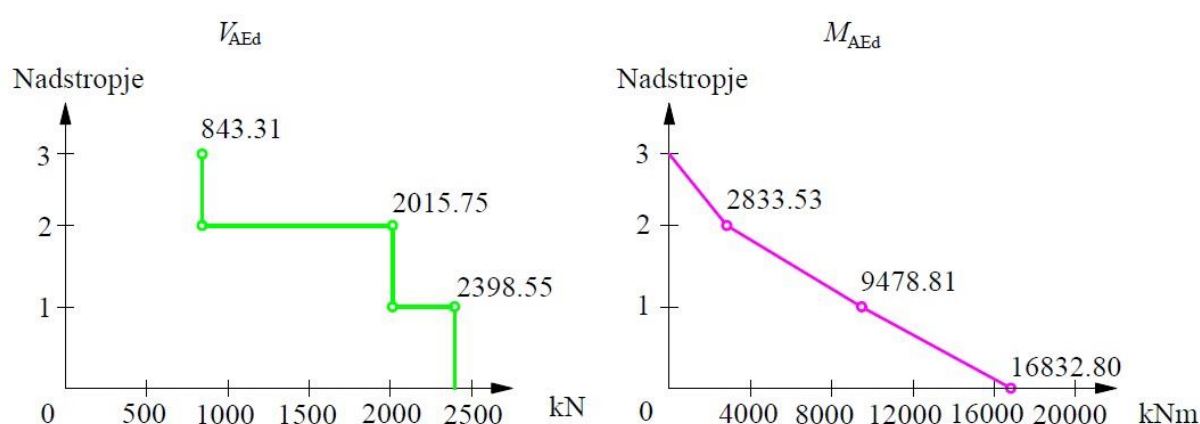
### 6.2.3 Projektne obremenitve stene

Obremenitve v steni zaradi stalne in koristne obtežbe določimo s pomočjo t.i. strešnega pravila oziroma z odčitkom reakcij iz računskega modela tipične medetažne plošče. Predpostavimo, da stalna in koristna obtežba povzročata v steni le osne sile. Na sliki 51 prikazujemo potek osnih sil v steni zaradi stalne in koristne obtežbe.



Slika 51: Obremenitve v steni zaradi stalne in koristne obtežbe

Obremenitve v steni zaradi potresnega vpliva v horizontalni smeri pa odčitamo iz idealiziranega prostorskega računskega modela vertikalne nosilne konstrukcije obravnavanega objekta. Kot smo že v razdelku 6.1.5 omenili, učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih komponent v smeri X in Y izračunamo po pravilu SRSS (kvadratni koren vsote kvadratov za obe vrednosti komponent potresnega vpliva). Na sliki 52 prikazujemo potek prečne sile in upogibnega momenta (pri upogibu okrog »močnejše« osi) v steni zaradi potresnega vpliva v horizontalni smeri.



Slika 52: Obremenitve v steni zaradi potresnega vpliva v horizontalni smeri

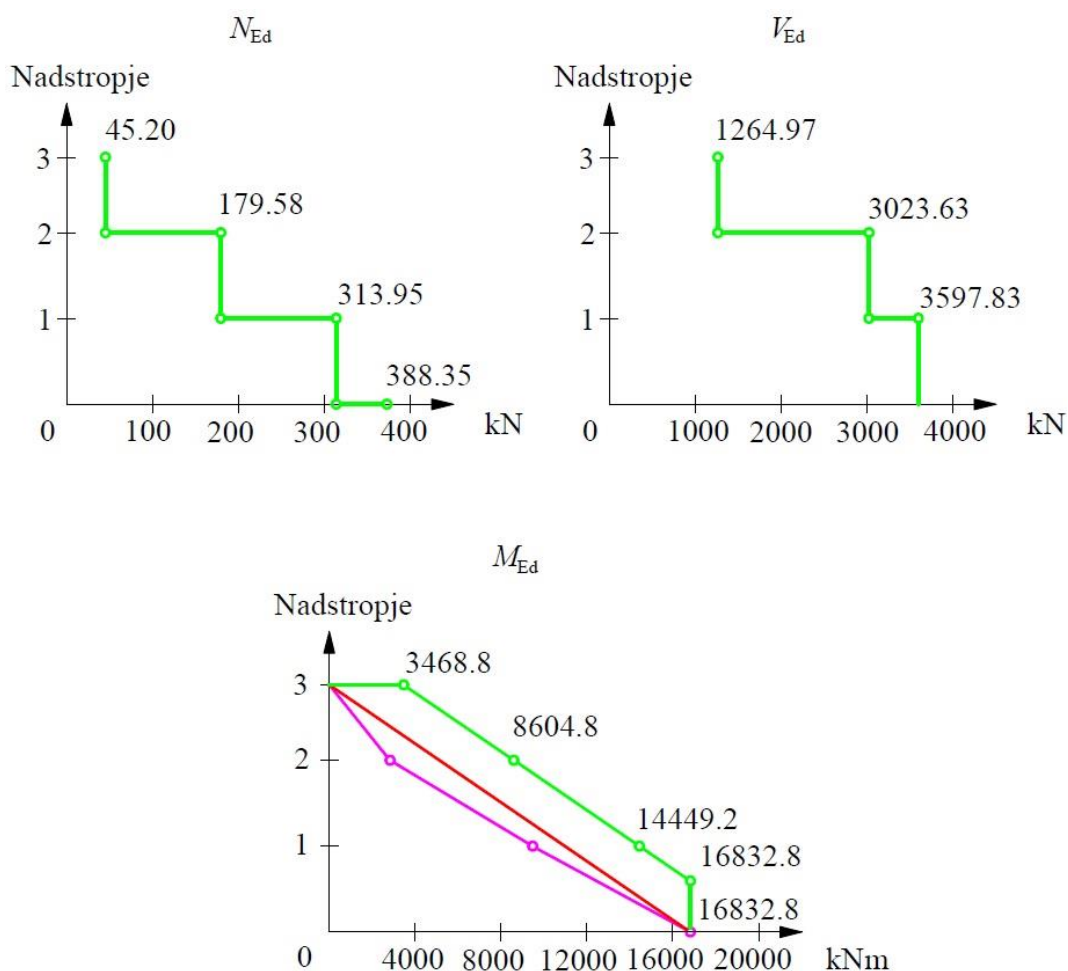
Ugotovimo, da je zaradi velikih upogibnih obremenitev v steni merodajna kombinacija vplivov za potresne projektna stanja (glej preglednico 24). Skladno s točko 5.4.2.4(7) iz standarda SIST EN 1998-1:2006 moramo projektne prečne sile zaradi možnega povečanja prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten povečati za 50 %. Dodatno moramo skladno s točko 5.4.2.4(5) upoštevati še nezanesljivost pri razporeditvi upogibnih momentov po višini stene, ker je  $h_w/l_w > 2$  (vitke stene):

$$\frac{h_w}{l_w} > 2.0 \rightarrow \frac{9.83}{4.80} = 2.05 > 2.0. \quad (6.18)$$

To storimo tako, da projektno ovojnico upogibnih momentov premaknemo v navpični smeri za  $a_1$ , ki je enak polovici ročice notranjih sil (Beg, D., Pogačnik, A., 2009):

$$a_1 = \frac{z}{2} = 0.4 \cdot l_w = 0.4 \cdot 4.8 = 1.92 \text{ m} \quad (6.19)$$

Tako korigirane projektne obremenitve v obravnavani steni za potresna projektna stanja prikazujemo na sliki 53.



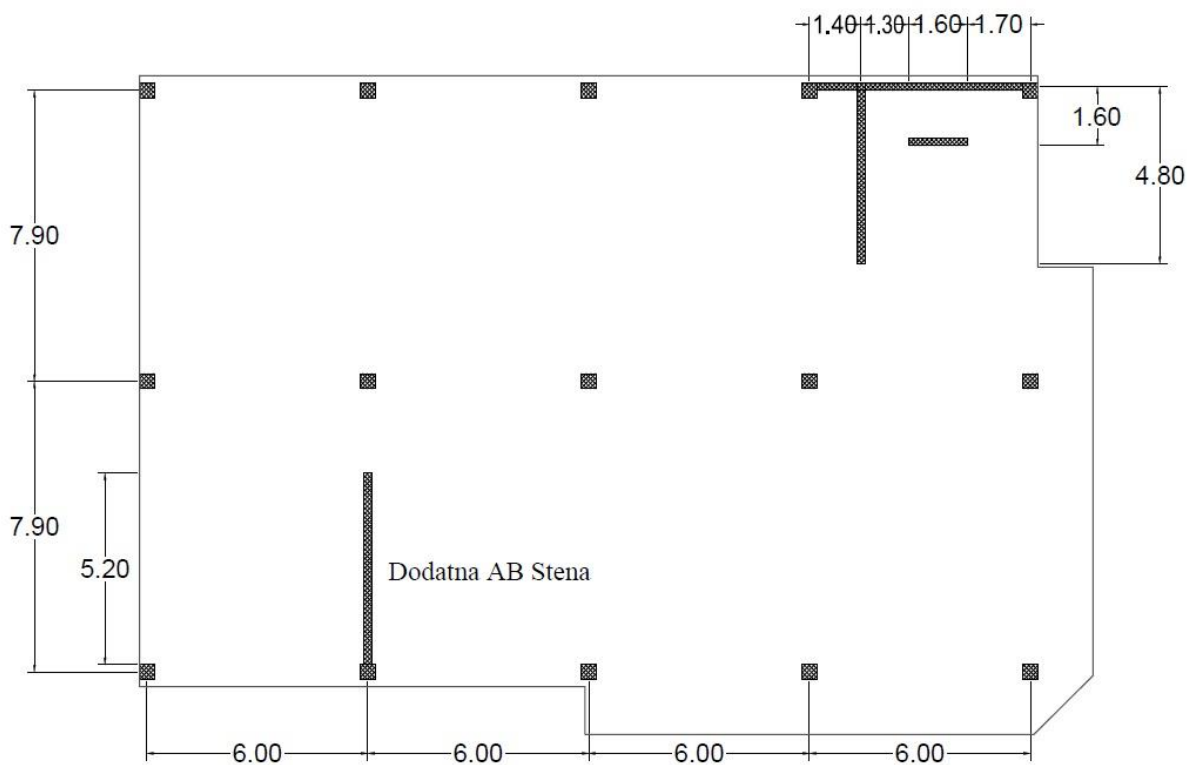
Slika 53: Korigirane projektne obremenitve v steni za potresna projektna stanja

Izkaže se, da so upogibne in strižne obremenitve v obravnavani steni prevelike, da bi jih lahko prevzeli s količinami armature, ki bi bile za analizirano steno še v mejah dovoljenega.

Zato se odločimo za modifikacijo nosilne konstrukcije objekta z namenom zmanjšanja obremenitev v vertikalnih nosilnih elementih pri delovanju potresnega vpliva v horizontalni smeri. Predstavimo jo v nadaljevanju.

### 6.3 Modifikacija vertikalne nosilne konstrukcije objekta

V prečni smeri objekta, kot to prikazujemo na sliki 54, dodamo posamično AB steno. Upoštevamo, da stena sega od temeljev pa do vrha objekta. Debelina dodane stene je 20 cm, dolžina pa 520 cm, t.j. toliko kot znaša razdalja od roba stebra pa do predvidenih požarnih vrat v pritličju oziroma v 1. nadstropju.

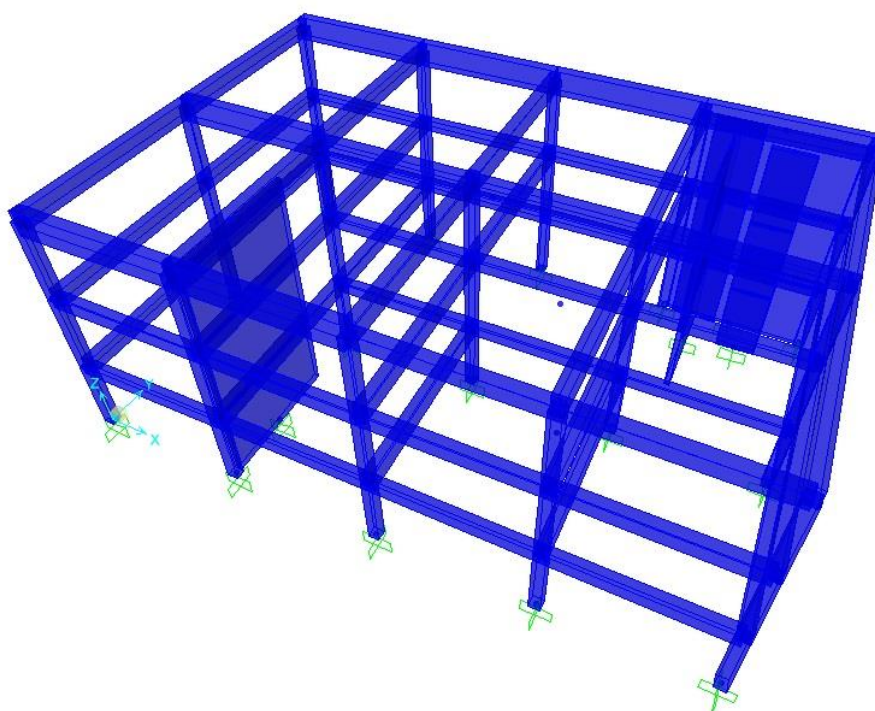


Slika 54: Lega dodatne AB posamične stene v tlorisu obravnavanega objekta



### 6.3.1 Modeliranje v programu SAP2000

Tudi dodano AB steno modeliramo z linijskimi končnimi elementi. Steno togo vpnemo v podlago, v višini posamezne etaže pa jo s togo diafragmo povežemo z ostalimi elementi vertikalne nosilne konstrukcije. Modificiran računski model vertikalne nosilne konstrukcije obravnavanega objekta prikazujemo na sliki 55.

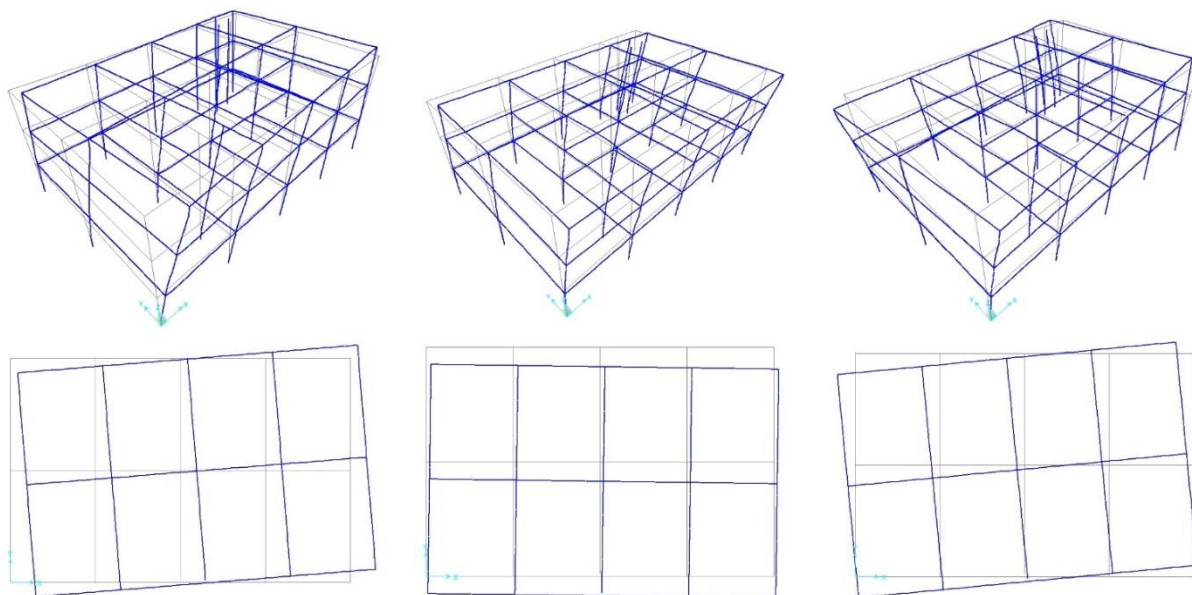


Slika 55: Modificiran prostorski računski model vertikalne nosilne konstrukcije objekta

### 6.3.2 Analiza lastnega nihanja in klasifikacija modificiranega nosilnega sistema konstrukcije

Zaradi dodane stene vrednosti mas posameznih etaž ne spreminjamo. Predpostavimo, da je sprememba mase konstrukcije zanemarljiva, saj je bila na mestu dodane AB stene predhodno locirana opečna stena.

Izkaže se, da sedaj prva nihajna oblika konstrukcije ni več pretežno torzijska, pač pa pretežno translacijska in sicer v smeri osi X. Na sliki 56 prikazujemo prve tri nihajne oblike, v preglednici 25 pa zberemo nihajne čase ter pripadajoče smeri nihanja modificirane konstrukcije.



Slika 56: Prve tri nihajne oblike modificirane nosilne konstrukcije

Preglednica 25: Nihajni časi in oblike nihanja modificirane nosilne konstrukcije

Nihanja oblika	Nihajni čas [s]	Oblika nihanja
1	0.45	pretežno translacijska v X
2	0.26	pretežno translacijska v Y
3	0.20	pretežno torzijska
4	0.13	pretežno translacijska v X
5	0.07	pretežno translacijska v X
6	0.07	pretežno translacijska v Y
7	0.04	pretežno torzijska
8	0.04	pretežno translacijska v Y

Ker prva nihajna oblika ni več torzijska, skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1:2006 sklepamo, da konstrukcija ni več torzijsko podajna. Glede na razporeditev strižnih sil pri

delovanju potresnega vpliva lahko nosilno konstrukcijo obravnavanega objekta uvrstimo med mešane konstrukcijske sisteme, ekvivalentne stenastim (v obeh horizontalnih smereh). Skladno s SIST EN 1998-1:2006 za te sisteme velja, da navpično obtežbo nosijo predvsem prostorski okviri, vodoravno obtežbo pa predvsem nepovezane in/ali povezane stene. V tem primeru je osnovna vrednost faktorja obnašanja za DCM enaka (glej preglednico 5.1 v SIST EN 1998-1:2006):

$$q_0 = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}. \quad (6.20)$$

Za vrednost koeficienta  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  upoštevamo vrednost 1.0. Zaradi nepravilnosti obravnavanega konstrukcijskega sistema po višini vrednost faktorja obnašanja zmanjšamo za 20 % in sicer:

$$q_0 = 0.8 \cdot q_0 = 0.8 \cdot 3.0 \cdot 1.0 = 2.4. \quad (6.21)$$

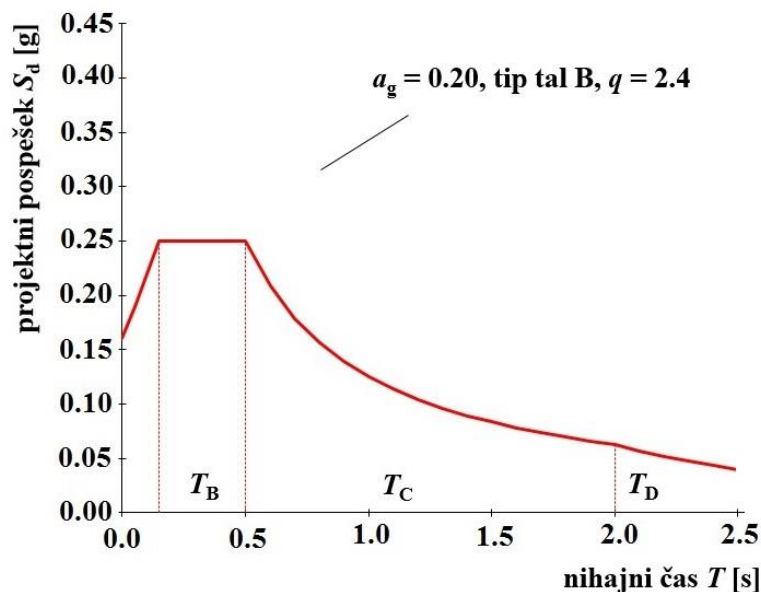
Sedaj s pomočjo izraza (3.21) določimo še faktor obnašanja  $q$ , ki je:

$$q = q_0 \cdot k_w = 2.4 \cdot 1.0 = 2.4 \geq 1.5 \quad (6.22)$$

Pri tem je vrednost faktorja  $k_w$  kljub dodatni steni še vedno enaka 1. Faktor obnašanja je enak v obeh horizontalnih smereh (X in Y).

### **6.3.2 Korigiran projektni spekter odziva za analizo potresnega vpliva v horizontalni smeri**

Zaradi spremembe faktorja obnašanja moramo modificirati tudi projektni spekter odziva. Vrednosti ostalih parametrov v izrazih (6.5)-(6.8) pa ne spreminjamo. Korigiran projektni spekter za analizo potresnega vpliva v obeh horizontalnih smereh (X in Y) prikazujemo na sliki 57.



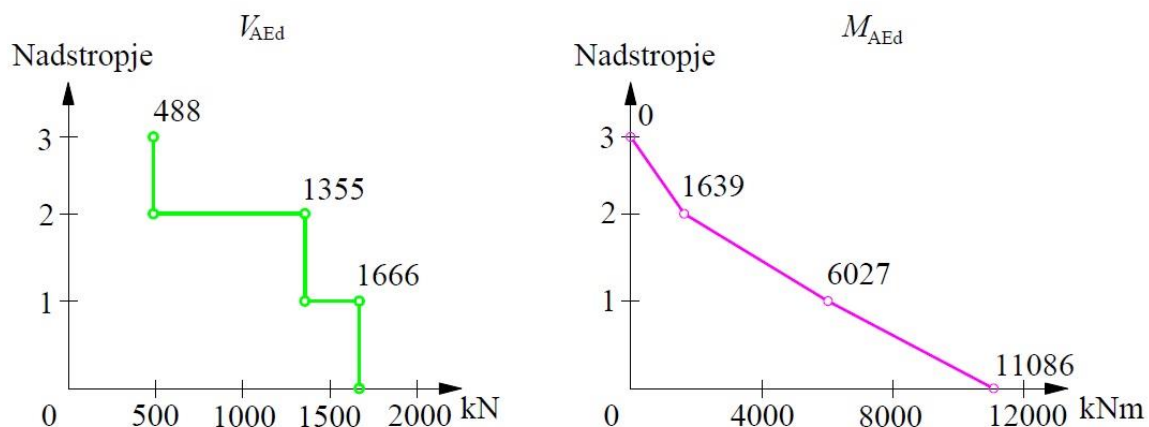
Slika 57: Korigiran projektni spekter za horizontalni komponenti potresnega vpliva v smeri osi X in Y

## 6.4 Dimenzioniranje posamične AB stene po modifikaciji nosilne konstrukcije

### 6.4.1 Projektne obremenitve stene

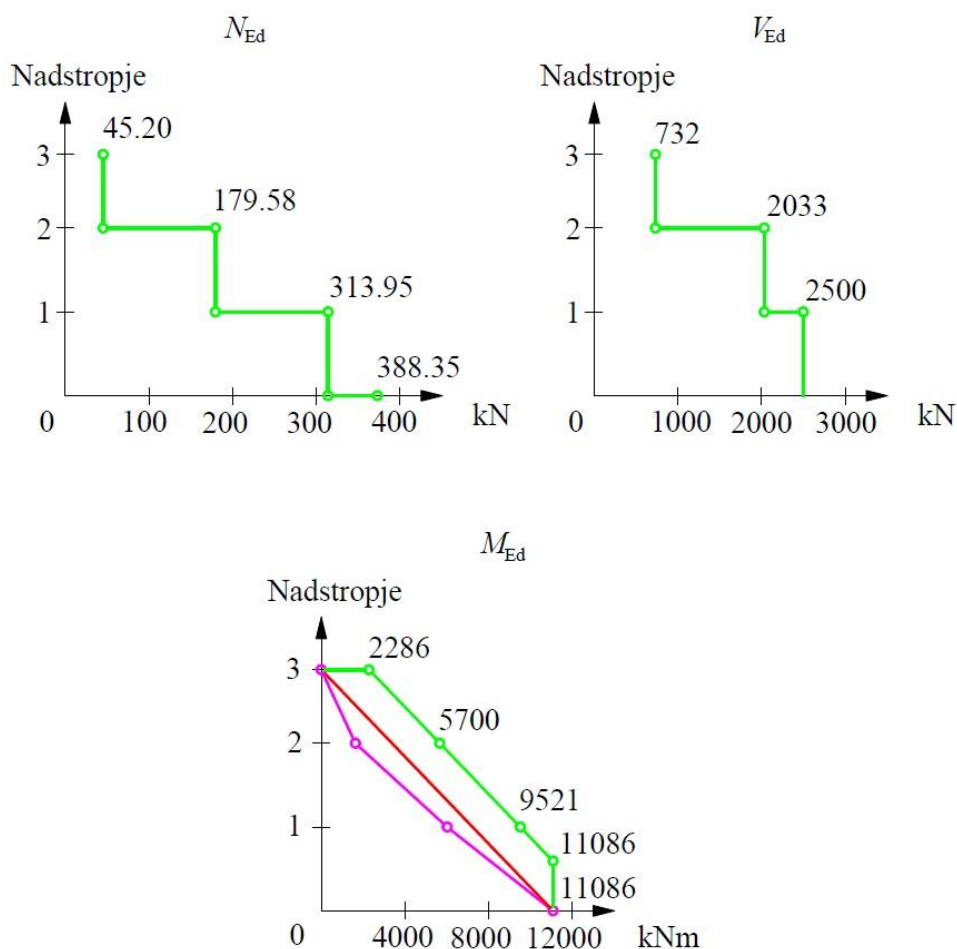
Predpostavimo, da se obremenitve v steni zaradi stalne in koristne obtežbe zaradi modifikacije nosilne konstrukcije ne spremenijo. Potek obremenitev smo prikazali že na sliki 51.

Obremenitve v steni zaradi potresnega vpliva v horizontalni smeri pa sedaj odčitamo iz modificiranega računskega modela vertikalne nosilne konstrukcije obravnavanega objekta. Prikazujemo jih na sliki 58.



Slika 58: Obremenitve v steni zaradi potresnega vpliva v horizontalni smeri pri modificirani nosilni konstrukciji

Ugotovimo, da so zaradi manjših pospeškov v projektnem spektru potresne obremenitve v obravnavani steni ustrezno manjše. V nadaljevanju tvorimo kombinacijo obremenitev za potresna projektna stanja. Pri tem projektne prečne sile v steni povečamo za 50 %, projektno ovojnico upogibnih momentov pa premaknemo v navpični smeri za  $a_1 = 1.92$  m (glej enačbo (6.17)). Tako korigirane projektne obremenitve v obravnavani steni prikazujemo na sliki 59.



Slika 59: Korigirane projektne obremenitve v steni za potresna projektna stanja pri modificirani nosilni konstrukciji

Pred dimenzioniranjem armature preverimo še velikost normirane osne sile v obravnavani steni, ki je največja na mestu vpetja in mora biti manjša od 0.4 (glej točko 5.4.3.4.1(2) v SIST EN 1998-1:2006):

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{l_w \cdot b_w \cdot f_{cd}} = \frac{388.35}{480 \cdot 20 \cdot 1.67} = 0.024 < 0.4. \quad (6.23)$$

Ugotovimo, da vrednost normirane osne sile ne presega največje dovoljene vrednosti. Ker je velikost normirane osne sile celo manjša od 0.15, lahko v skladu s točko 5.4.3.4.2(12) horizontalno armaturo v robnih elementih konstruiramo le po pravilih iz SIST EN 1992-1-1:2004.

#### 6.4.2 Minimalna armatura v kritičnem območju stene

Skladno s točko 5.4.3.4.2(8) iz standarda SIST EN 1998-1:2006 delež vertikalne armature v robnem elementu ne sme biti manjši od 0.005 in sicer:

$$A_{s,v}^{\text{robni}} \geq 0.005 \cdot l_c \cdot b_w = 0.005 \cdot 80 \cdot 20 = 8 \text{ cm}^2. \quad (6.24)$$

Pri tem pa razdalja med dvema sosednjima vertikalnima armaturnima palicama ne sme preseči 20 cm, minimalni premer armaturnih palic pa je  $\phi_{s,v,\text{min}} = 12$  mm. Tako na obeh straneh robnega elementa postavimo 6 palic premera  $\phi_{s,v} = 12$  mm. Prečni prerez vertikalne armature v robnem elementu torej znaša  $A_{s,v}^{\text{robni}} = 12 \cdot 1.13 = 13.56 \text{ cm}^2$ , kar je več od zahteve (6.24). Kot smo že predhodno omenili, horizontalno armaturo v robnem elementu konstruiramo po pravilih iz SIST EN 1992-1-1:2004. Pri tem premer stremen  $\phi_{sw}$  ne sme biti manjši kot:

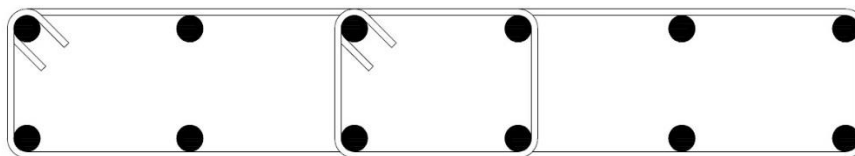
$$\phi_{sw} \geq \max \left\{ \phi_{s,v}/4 = \frac{12}{4} = 3 \text{ mm}, \frac{6}{4} = 1.5 \text{ mm} \right\} = 3 \text{ mm}. \quad (6.25)$$

Največja dovoljena razdalja med stremenima pa je:

$$s_{cl,\text{max}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \phi_{s,v} \\ \min \left\{ \begin{array}{l} b_w \\ l_c \end{array} \right\} \\ 30 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot 1.2 \\ 20 \\ 30 \end{array} \right\} = 14.4 \text{ cm}. \quad (6.26)$$

Izberemo dve zaprti stremenima  $\emptyset 6/14$  cm. Pri tem dodatno upoštevamo točko 9.4.3(6), ki določa, da v tlačni coni ni nobena armaturna palica od pridržane palice oddaljena več kot 15 cm. Razporeditev stremen v robnem elementu prikazujemo na sliki 60.

Dodatno moramo vzdolž stika stene s prirobnico zagotoviti vertikalno vez, ki poteka neprekinjeno od najnižjega do najvišjega nivoja stene. Vez armiramo s 4 vertikalnimi palicami premera 12 mm in s stremenima  $\emptyset 6/14$  cm.



Slika 60: Razporeditev stremen v robnem elementu

V skladu z nacionalnim dodatkom k SIST EN 1992-1-1:2004 moramo v steni zagotoviti tudi ustrezno količino horizontalne in vertikalne armature. Količina horizontalne in vertikalne armature mora znašati vsaj 0.2 % oziroma 0.3 % prečnega prereza stene in sicer:

$$A_{s,h,min} = 0.002 \cdot 100 \cdot 20 = 4 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad (6.27)$$

$$A_{s,v,min} = 0.003 \cdot (460 + 240) \cdot 20 = 42 \text{ cm}^2. \quad (6.28)$$

Na vsako stran stene (med robnim elementom in vertikalno vezjo oziroma vzdolž prirobnice) namestimo armaturno mrežo tipa Q257. Pogoju (6.27) zadostimo, saj je:

$$A_{s,h} = 2 \cdot 2.57 = 5.14 > A_{s,h,min} = 4.0 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Sedaj preverimo še pogoj (6.28):

$$A_{s,v} = 13.56 + (3.8 + 2 \cdot 1.1) \cdot 5.14 + 4.52 = 48.9 > A_{s,v,min} = 42 \text{ cm}^2.$$

Tudi pogoj (6.28) smo zadostili. Razporeditev minimalne armature v kritičnem območju obravnavane stene s prirobnico prikazujemo na sliki 61.





Slika 61: : Razporeditev minimalne armature v kritičnem območju obravnavane stene s prirobnico

Preden preverimo upogibno nosilnost prečnega prereza stene se odločimo za kontrolo strižne nosilnosti stene. Standard SIST EN 1998-1:2006 v členu 5.4.3.4.1(3P) namreč določa, da moramo pri računu upogibne nosilnosti prečnega prereza stene upoštevati tudi vertikalno armaturo v stojini stene, ta pa je v primeru izbire armiranja z mrežno armaturo v tesni povezavi s strižno nosilnostjo stene.

#### 6.4.3 Dimenzioniranje AB stene na strižno obremenitev

Projektno vrednost strižne odpornosti AB stene brez strižne armature  $V_{Rd,c}$  določimo v skladu s točko 6.2.2 iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 in sicer:

$$V_{Rd,c} = \min \left\{ \begin{array}{l} (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \\ (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \end{array} \right. \quad (6.29)$$

kjer je  $A_{sl}$  ploščina prereza natezne armature,  $b_w$  najmanjša širina prečnega prereza v natezni coni,  $N_{Ed}$  tlačna osna sila, ki jo povzroči obtežba, in  $A_c$  ploščina betonskega prečnega prereza. V nadaljevanju ovrednotimo posamezne člene iz enačbe (6.29):

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad (6.30)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{4400}} = 1.21 < 2 \quad (6.31)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{66.31}{440 \cdot 20} = 0.0075 < 0.02 \quad (6.32)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{388.4}{480 \cdot 20} \cdot 10 = 0.41 \text{ MPa} < 0.2 \cdot f_{cd} = 0.2 \cdot 16.7 = 3.34 \text{ MPa} \quad (6.33)$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 \cdot 1.21^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 0.24, \quad (6.34)$$

Vrednosti izrazov (6.31)-(6.35) vstavimo v (6.30) in dobimo:

$$V_{Rd,c} = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.12 \cdot 1.21 \cdot (100 \cdot 0.0075 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0.41) \cdot 4400 \cdot 200 \\ (0.24 + 0.15 \cdot 0.41) \cdot 4400 \cdot 200 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 393576 \text{ N} \\ 265320 \text{ N} \end{array} \right. = \\ \min \left\{ \begin{array}{l} 393.58 \text{ kN} \\ 265.32 \text{ kN} \end{array} \right. = 265.32 \text{ kN}.$$

Preveriti moramo tudi vrednost največje prečne sile  $V_{Rd,max}$ , ki jo stena še lahko prenese in je omejena s porušitvijo tlačnih betonskih razpor. Veljati mora pogoj:  $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ . Torej:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = 1 \cdot 20 \cdot 0.9 \cdot 440 \cdot 0.54 \cdot \frac{1.67}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} = 3564 \text{ kN}. \quad (6.35)$$

Pri tem je  $\theta$  kot med betonsko tlačno razporo in vertikalno osjo stene, ki je pravokotna na smer delovanja prečne sile (predpostavimo  $\theta = 45^\circ$ ),  $\alpha_{cw}$  je koeficient, s katerim upoštevamo stanje napetosti v tlačnem pasu (za elemente, ki niso prednapeti je  $\alpha_{cw} = 1$ ),  $v_1$  pa je redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona.

Ugotovimo, da je pogoju  $V_{Ed} = 2500 \text{ kN} \leq V_{Rd,max}$  zadoščeno. Ker pa je projektna vrednost strižne odpornosti stene brez strižne armature manjša od projektne prečne sile ( $V_{Rd,c} < V_{Ed}$ ), moramo v kritičnem območju stene zagotoviti ustrezno strižno armaturo. Določimo jo s pomočjo izraza:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0.8 \cdot l_w \cdot f_{ywd}} = \frac{2500}{0.8 \cdot 480 \cdot 43.48} = 0.15 \text{ cm}^2/\text{cm} = 15 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad (6.36)$$

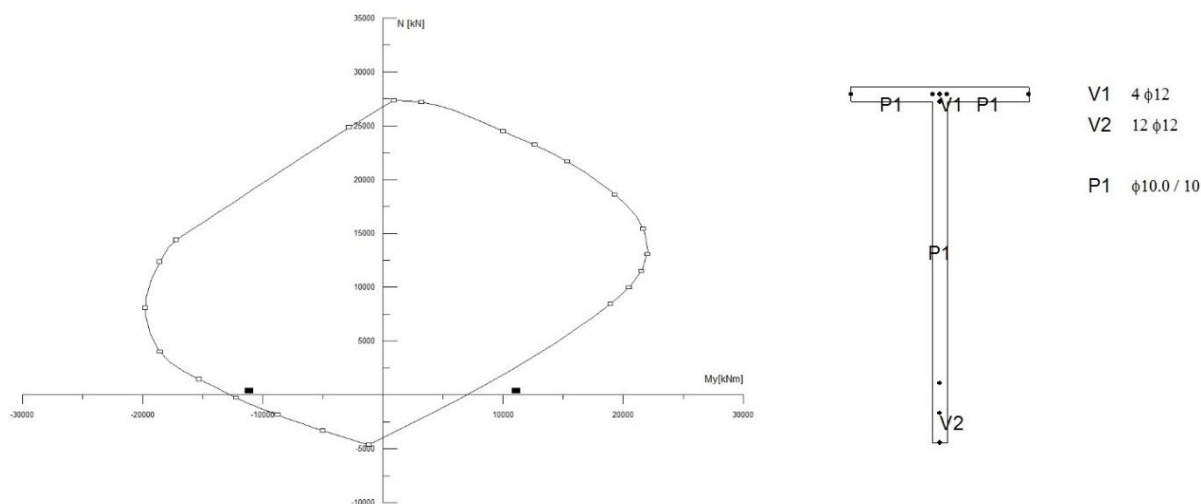
kjer je  $A_{sw}$  ploščina strižne armature v eni strižni ravnini,  $s$  je razdalja med strižnimi ravninami,  $f_{ywd}$  pa je projektna meja elastičnosti strižne armature.

Ugotovimo, da izbrana mrežna armatura 2·Q257 v stojini stene ne zadošča za prevzem projektne strižne obremenitve v kritičnem območju, saj je  $\frac{A_{sw}}{s} = 5.14 < 15 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Količino strižne armature v stojini stene moramo ustrezno povečati. Izberemo dve mreži tipa Q785 ( $15.7 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Enako mrežo uporabimo tudi vzdolž prirobnice.

#### 6.4.4 Dimenzioniranje AB stene na osno-upogibno obremenitev

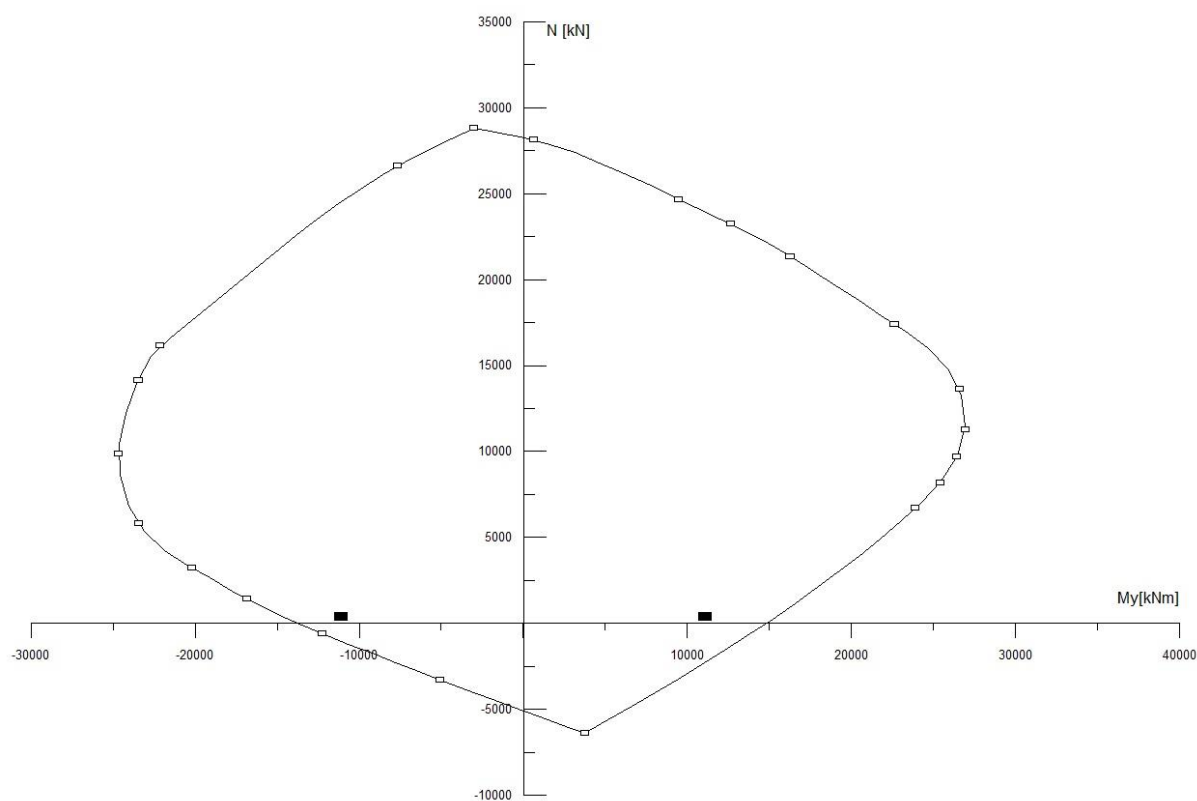
Prečni prerez AB stene s prirobnico dimenzioniramo na osno-upogibno obremenitev z uporabo interakcijskega diagrama mejne nosilnosti. Diagram izdelamo s pomočjo programa DIAS (Fischinger in sod., 1999). Z V1 označimo vertikalno armaturo na stiku stene s prirobnico. V vertikalno vez namestimo štiri palice premera 12 mm. Z V2 označimo vertikalno armaturo

robne elementa (12 palic premera 12 mm), z P1 pa označimo porazdeljeno vertikalno armaturo v stojini stene ter v prirobnici. Dve armaturni mreži tipa Q785 upoštevamo kot palice premera 10 mm na medsebojni razdalji 10 cm in sicer na vsaki strani stene.



Slika 62: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti obravnavane stene s prirobnico

Ugotovimo, da točka mejne projektne obremenitve v kritičnem območju nad vpetjem stene ( $M_{Ed} = \pm 11086$  kNm in  $N_{Ed} = -388.4$  kN; glej sliko 59) ne leži znotraj interakcijskega diagrama, kar pomeni, da izbrana vertikalna armatura v steni ne zadošča za prevzem osno-upogibne obremenitve. Zato povečamo premer vertikalnih armaturnih palic v robnem elementu (vozlišče V2 na sliki 62) in sicer iz 12 na 22 mm ( $A_{S,V}^{robni} = 12 \cdot 3.80 = 45.6$  cm<sup>2</sup>). Sedaj točki mejne obremenitve prereza ležita znotraj diagrama, kot to prikazujemo na sliki 63. S povečanjem premera vertikalnih armaturnih palic robnega elementa lahko razdaljo med stremeni povečamo na 20 cm ( $s_{cl,max} = 20$  cm, glej enačbo (6.26)).



Slika 63: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti obravnavane stene s povečano količino vertikalne armature v robnem elementu

Rezultate dimenzioniranja vertikalne in strižne (horizontalne) armature v kritičnem območju stene nad vpetjem zberemo v preglednici 26.

Preglednica 26: Rezultati dimenzioniranja vertikalne in strižne armature v kritičnem območju obravnavane stene

Dolžina robnega elementa [cm]	Vertikalna armatura v robnem elementu	Strižna armatura v robnem elementu	Mrežna armatura v stojini stene in prirobnici
80	12Ø22	Ø6/20 cm	2 · Q785

#### 6.4.5 Dimenzioniranje vertikalne in horizontalne armature v steni nad kritičnim območjem

V nadaljevanju dimenzioniramo še vertikalno in horizontalno (strižno) armaturo v steni nad kritičnim območjem. Armaturo določimo ločeno za steno v 1. in 2. nadstropju. Rezultate dimenzioniranja zberemo v preglednici 27.

Preglednica 27: Rezultati dimenzioniranja stene izven kritičnega območja

Lokacija	Vertikalna armatura v robnem elementu	U stremena za objem navpičnih palic	Mrežna armatura v stojini stene in prirobnici
1. nadstropje	8Ø22	Ø8/15 cm	2 · Q628
2. nadstropje	4Ø22	Ø8/15 cm	2 · Q257

V prilogi k diplomski nalogi podajamo tudi armaturni načrt obravnavane stene s prirobnico.

## 7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo analizirali in dimenzionirali značilne elemente nosilne konstrukcije tri-etažnega poslovnega objekta.

Najprej smo iz obstoječe projektne dokumentacije zbrali osnovne podatke o objektu. Spoznali smo nosilno konstrukcijo in materiale, ki so bili uporabljeni pri gradnji. Sledila je določitev vplivov na konstrukcijo skladno z evropskimi standardi Evrokod. Določili smo stalno in koristno obtežbo, obtežbo snega in vetra ter potresni vpliv. Analizo objekta smo opravili na ustreznem idealiziranem računskem modelu, izdelanem v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2014). Izdelali smo dva različna računška modela, ki sta služila za analizo horizontalnih oziroma vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije. Dimenzionirali smo ploščo v drugem nadstropju in ugotovili, da je debelina iz projektne dokumentacije primerna, saj so bile zahteve, ki nam jih predpisuje standard Evrokod, izpolnjene. S pomočjo računškega modela za vertikalne nosilne elemente smo analizirali obremenitve v eni izmed sten za potresna projektna stanja. Ugotovili smo, da so bile obremenitve tako velike, da nismo uspeli zagotoviti ustrezne vertikalne in strižne armature v steni. Zato smo se odločili za modifikacijo nosilne konstrukcije objekta in sicer smo v prečni smeri objekta dodali posamično AB steno. Posledično se je izkazalo, da prva nihajna oblika konstrukcije ni bila več pretežno torzijska, pač pa pretežno translacijska, tako da smo lahko povečali vrednost faktorja obnašanja. Zato so se obremenitve v steni zmanjšale in lahko smo zagotovili ustrezno armaturo. Primerjave s projektno dokumentacijo nismo naredili, saj smo konstrukcijo zaradi zahtevnosti nekoliko poenostavili. V analizi smo zanemarili nakladno rampo, dodatno smo poenotili dimenzije sten po višini objekta.

V okviru diplomske naloge smo za obravnavane elemente nosilne konstrukcije izdelali tudi armaturne načrte.

## VIRI

### Uporabljeni standardi:

SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. 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 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-3:2004/A101: 2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – 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 1991-1-4:2005/A101: 2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra - Nacionalni dodatek. 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/A101: 2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2005/A101: 2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

### **Računalniški programi:**

Autodesk, Inc. 2014. AutoCAD: programski paket za računalniško podprto konstruiranje. California.

Autodesk, Inc. 2014. Revit Architecture: programski paket za računalniško podprto konstruiranje. California.

Computers and Structures, Inc. 2013. SAP2000 v15.0.0: računalniški program za analizo in dimenzioniranje armiranobetonskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.

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

### **Ostali viri:**

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

Bratina, S. 2010. Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 62 str.

Bratina, S. 2014. Študijsko gradivo pri predmetu projektiranje nosilnih konstrukcij stavb (beton). Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 52 str.

Hahn, J. 1970. Durchlauräger, Rahmen, Platten und Balken auf elastischer Bettung. Düsseldorf, Werner: 20 str.

Karta potresne nevarnosti - projektni pospešek tal. 2001. Agencija republike Slovenije za okolje (ARSO).

[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 8. 7. 2014.)

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

Semič, D., 2013. Analiza in dimenzioniranje armiranobetonskih nosilnih elementov poslovno-trgovskega objekta v Ljubljani. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba D.Semič): 100 str.

## **SEZNAM PRILOG**

### **Priloga A: Delovanje potresa**

- Priloga A1: Prikaz delovanja potresa v obeh smereh

### **Priloga B: Specifikacija armature**

- Priloga B1: Specifikacija armature za AB medetažno ploščo pozicije P200– armatura spodaj
- Priloga B2: Specifikacija armature za AB medetažno ploščo pozicije P200– armatura zgoraj
- Priloga B3: Specifikacija armature za AB steno
- Priloga B4: Izračun mas armature

### **Priloga C: Armaturni načrti**

- Priloga C1: Armaturni načrt AB medetažne plošče – armatura spodaj
- Priloga C2: Armaturni načrt AB medetažne plošče – armatura zgoraj
- Priloga C3: Armaturni načrt AB stene