

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:

Kürbus, P., 2015. Projektiranje armiranobetonske stropne konstrukcije konkretnega objekta. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Lopatič, J.): 39 str.

Datum arhiviranja: 08-10-2015

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:

Kürbus, P., 2015. Projektiranje armiranobetonske stropne konstrukcije konkretnega objekta. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Lopatič, J.): 39 pp.

Archiving Date: 08-10-2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO**

Kandidat:

PETER KÜRBUS

**PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKE STROPNE
KONSTRUKCIJE KONKRETNEGA OBJEKTA**

Diplomska naloga št.: 230/B-GR

**DESIGN OF REINFORCED CONCRETE SLAB OF THE
EXISTING BUILDING**

Graduation thesis No.: 230/B-GR

Mentor:

izr. prof. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 24. 09. 2015

I

Kürbus, P. 2015. Projektiranje AB stropne konstrukcije konkretnega objekta.
Dipl. nal. Ljubljana, UL FGG, Univerzitetni študijski program 1. stopnje Gradbeništvo.

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Peter Kürbus izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»Projektiranje armiranobetonske stropne konstrukcije konkretnega objekta«.

Izjavljam tudi, da je elektronska različica enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, september 2015

Peter Kürbus

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.01/07(497.4)(043.2)
Avtor: Peter Kürbus
Mentor: izr. prof. dr. Jože Lopatič
Naslov: Projektiranje armiranobetonske stropne konstrukcije konkretnega objekta
Tip dokumenta: Diplomaska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema: 39 str., 13 tab., 18 sl., 3 pril.
Ključne besede: Armiranobetonska plošča, dimenzioniranje, armaturni načrt

Izvleček

V diplomski nalogi sem projektiral stropno armiranobetonsko konstrukcijo, katera se nahaja v Vodica. Določil sem vse merodajne projektne vplive, ki delujejo na konstrukcijo. Prav tako sem analiziral vse notranje statične količine ter dimenzioniral vse nosilne elemente stropu z upoštevanjem vseh zahtev glede mejnih stanj nosilnosti in mejnih stanj uporabnosti. Na koncu je kot rezultat celotnega dela sledil še armaturni načrt v predpisanem merilu.

BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.01/07(497.4)(043.2)
Author: Peter Kürbus
Supervisor: Assoc. Prof. Jože Lopatič, Ph.D.
Title: Design of a reinforced concrete slab of the existing building
Document type: Graduation Thesis – University studies
Notes: 39 p., 13 tab., 18 fig., 3 ann.
Keywords: reinforced concrete slab, design method, reinforcement drawing plan

Abstract

In my thesis I designed a reinforced concrete slab between two stories. The slab is a part of a building that was built three years ago and is located in the village called Vodice. The design method I used is based on determining design actions of the slab. I analyzed inner forces and determined reinforcement based on all limit states for the slab. At the end the result of my work was the reinforcement drawing which I made under all demands required by Eurocode 2.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorju gospodu izr. prof. dr. Jožetu Lopatiču za strokovno pomoč, nasvete in moralno podporo.

Zahvaljujem se tudi podjetju Graditelj d.o.o. za projektno dokumentacijo.

Iskrena hvala družini in prijateljem, ki so mi vedno stali ob strani.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE.....	II
BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	III
BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT.....	IV
KAZALO SLIK.....	VIII
1 UVOD.....	1
2. OPIS UPORABLJENEGA MATERIALA IN DOLOČITEV KROVNEGA SLOJA PREREZA.....	2
2.1 Beton.....	2
2.2 Jeklo.....	3
2.3 Trajnost in krovni sloj betona.....	4
2.3.1 Pogoji okolja.....	4
2.3.2 Določitev krovnega sloja betona.....	4
2.4 Uporabljeni standardi.....	5
3. VPLIVI NA KONSTRUKCIJO.....	6
3.1 Splošno.....	6
3.2 Stalni vplivi.....	7
3.2.1 Lastna teža.....	7
3.2.2 Preostali stalni vplivi.....	7
3.2.2.1 Dnevni prostor.....	9
3.2.2.2 Strojnica in shramba.....	10
3.2.2.3 Kopalnica.....	11
3.2.2.4 Stopnišče.....	12
3.2.2.5 Linijska obtežba fasade.....	14
3.2.2.6 Predelne stene.....	14
3.3 Koristna obtežba.....	14
3.3.1 Stopnice.....	15
3.4 Mejna stanja.....	17
3.4.1 Mejno stanje nosilnosti.....	17
3.4.1.1 Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna mejna stanja nosilnosti.....	17
3.4.2 Mejno stanje uporabnosti.....	18
3.4.2.1 Navidezno stalna kombinacija vplivov.....	18
4 PROJEKTIRANJE AB STROPNE KONSTRUKCIJE.....	19
4.1 RAČUNALNIŠKI PROGRAM SAP2000.....	19
4.1.1 Splošno o programu.....	19

4.2 Priprava računskega modela	20
4.2.1 Izbira mreže in enot.....	20
4.2.2 Geometrija.....	21
4.2.2.1 Komentar <i>h</i> geometriji.....	21
4.2.3 Materiali	22
4.2.4 Prečni prerez	23
4.2.5 Izris modela	23
4.2.6 Delujoča obtežba in obtežne kombinacije	24
4.3 Analiza plošče	25
4.4 Dimenzioniranje konstrukcije.....	28
4.4.1 Zagotovitev minimalne potrebne vzdolžne natezne armature	28
4.4.2 Vrednost maksimalne vzdolžne natezne armature.....	29
4.4.3 Količina armature izračunana s programom SAP2000	30
4.4.4 Kontrola povesov konstrukcije	33
4.4.5 Kontrola razpok	34
4.4.6 Medsebojna oddaljenost armaturnih palic	34
4.4.7 Armatura plošč v bližini podpor	34
4.4.8 Vogalna armatura.....	34
4.4.9 Armatura ob prostih vogalih	35
4.4.10 Strižna armatura.....	35
5 ZAKLJUČEK	38
VIRI	39

KAZALO SLIK

Slika 1: Določitev površinske teže stropne obloge vključno s podkonstrukcijo (KNAUF, 2006).	9
Slika 2: Glavno stopniščno jedro ter dimenzije posamezne stopnice.....	12
Slika 3: Računski model stopnic in diagram prečnih sil zaradi delujoče stalne obtežbe.....	13
Slika 4: Računski model stopnic in diagram prečnih sil zaradi delujoče koristne obtežbe.....	15
Slika 5: Določitev začetnega modela in enot za nadaljnje modeliranje.....	20
Slika 6: Priprava geometrije konstrukcije.....	21
Slika 7: Definicija materiala in njegove karakteristike.....	22
Slika 8: Definicija prereza stropne konstrukcije ter njena debelina.....	23
Slika 9: Momenti M_{11} v prostoležeče podprti plošči v enotah [kNm/m].....	25
Slika 10: Momenti M_{22} v prostoležeče podprti plošči v enotah [kNm/m].....	26
Slika 11: Momenti M_{11} v togo vpeti plošči [kNm/m].....	26
Slika 12: Momenti M_{22} v togo vpeti plošči [kNm/m].....	27
Slika 13: Potrebna upogibna armatura spodnjega robu plošče (X–smer) v enotah [cm ² /m].....	30
Slika 14: Potrebna upogibna armatura spodnjega robu plošče (Y–smer) v enotah [cm ² /m].....	31
Slika 15: Potrebna upogibna armatura zgornjega robu plošče (X–smer) v enotah [cm ² /m]...	31
Slika 16: Potrebna upogibna armatura zgornjega robu plošče (Y–smer) v enotah [cm ² /m]...	32
Slika 17: Prikaz armature na prostih robovih konstrukcije (SIST EN 1992-1-1:2005).....	35
Slika 18: Maksimalna prečna sila v plošči v kN.....	37

KAZALO TABEL

Tabela 1: Preglednica 4.3N (SIST EN 1992-1-1: 2005).....	5
Tabela 2: Prikaz površine bivalnih prostorov v nadstropju.....	8
Tabela 3: Konstrukcijski sklop tal v dnevni sobi.....	9
Tabela 4: Konstrukcijski sklop tal v strojnici in shrambi.....	10
Tabela 5: Konstrukcijski sklop tal v kopalnici.....	11
Tabela 6: Konstrukcijski sklop stopnic.....	12
Tabela 7: Koristne obtežbe katere delujejo na etažno ploščo.....	14
Tabela 8: Skupna koristna obtežba ob upoštevanju predelnih sten.....	16
Tabela 9: Varnostni in kombinacijski faktorji za meja stanja nosilnosti.....	17
Tabela 10: Kombinacijski faktorji za mejna stanja uporabnosti.....	18
Tabela 11: Maksimalni in minimalni momenti v plošči.....	27
Tabela 12: Potrebna maksimalna in minimalna upogibna armatura v smeri X in smeri Y.....	32
Tabela 13: Pregled gabaritov.....	A-1

SEZNAM PRILOG

Priloga A: Opis konstrukcije

Priloga B: Arhitekturna podloga, ki vsebuje dva tlorisa in prečni prerez

Priloga C: Armaturni načrt – spodnja in zgornja armatura M 1:50

1 UVOD

S približevanjem konca študija, vse bolj začnemo razmišljati o končnem dejanju oziroma diplomskem delu. Seveda je to zelo težka odločitev, saj se tako rekoč podajamo v neznane vode. Sicer znanje katero pridobimo skozi potek šolanja je zlata vredno, vendar ga je potrebno znati uporabiti na primerih. Tako sem se lotil prikaza projektiranja stropne armiranobetonske konstrukcije že obstoječega objekta, kateri pa je trenutno v procesu finalne obdelave.

Uporabil sem vse znanje, ki sem ga pridobil pri predmetih, kateri se navezujejo na izbrano tematiko. Postopek bo skrbno načrtovan in sicer po standardu SIST EN 1992-1-1:2005 ter standardih SIST EN 1990:2000 in SIST EN 1991-1-1:2004. Zadnje dva sem uporabil za določitev vplivov oziroma obtežb. Izhodiščne zahteve katere zadovoljujem preko celotnega projektiranja so predvsem zahteve po trajnosti, stabilnosti, odpornosti, uporabnosti in varnosti pri uporabi.

Konstrukcije projektiramo na daljše življensko obdobje tako, da se od nas zahteva, da konstrukcija v celotni svoji dobi obstoja prenese vse neugodne vplive kateri delujejo nanjo. Izvedba diplomskega dela pa vsekakor ni izvedljiva brez podlog, katere sem pridobil preko gradbenega podjetja Graditelj iz Kamnika. Ko govorim o podlogah, s tem mislim na celoten načrt PGD in PZI. Z drugimi besedami sta to projekt za gradbeno dovoljenje in projekt za izvedbo. Projekt za gradbeno dovoljenje sestavljajo štiri načrti in sicer vodilna mapa, načrt arhitekture, načrt zunanje ureditve in kanalizacije ter načrt gradbenih konstrukcij. Projekt za izvedbo pa je sestavljen iz detajlnih armaturnih načrtov v merilu 1:40.

Razlika med pridobljenimi podlogami in to diplomsko nalogo je predvsem v določitvi obtežbe, katere sem se lotil določiti po konstrukcijskih sklopih. Tako sem dobil nekoliko manjše notranje statične količine, ter posledično tudi količino armature. Konstrukcijo sem obravnaval tudi v različnem programu kot je bilo to izvedeno v pridobljenih podlogah.

Celotno analizo za končni rezultat notranjih statičnih količin in potrebno armaturo sem izvedel v računalniškem programu SAP2000.

Pričakujem predvsem veliko težav pri določitvi računskega modela, saj je nosilna konstrukcija obravnavanega objekta povsem armiranobetonska. Tu nastopi problem definiranja prostostnih stopenj na mestih podpor. Vseeno pa je predpostavka računskega modela ta, da se z njim čim bolj približamo realni konstrukciji, ki pa je ne moremo natančno določiti. Težava bo tudi prikaz armaturnega načrta, kateri je rezultat celotnega dela diplomske naloge in s katerim se do sedaj še nisem podrobneje spoznal.

Glavni namen diplomske naloge vidim predvsem v tem, da spoznam projektiranje in da se naučim prebiranja standarda Evrokod. Nalogo sem skušal napraviti kot podlago oziroma kot izhodišče, na katero se bom preko vseh let, ki sledijo, vedno vračal ter tako razumel reševanje aktualnih problemov.

2. OPIS UPORABLJENEGA MATERIALA IN DOLOČITEV KROVNEGA SLOJA PREREZA

2.1 Beton

Beton je kompozitni material, ki se spreminja s časom. Sestavljajo ga zrna kamenega agregata, cementni kamen, nehidratiziran cement, pore in kemijsko nevezana voda. Kot posledica dolgotrajnega procesa hidratacije se betonu pri zmernih obremenitvah s procesom staranja povečujeta trdnost in elastični modul. Beton ima odlične tlačne lastnosti in zelo slabe natezne. Prav tako je problem njegova lastna teža. Težave natega rešujemo z vgraditvijo jeklene armature na mestu nategov v samemu prerezu (Lopatič, 2012).

V računski analizi uporabim beton enake kvalitete kot je bil vgrajen pri obravnavani konstrukciji. Vgrajeni betoni so kvalitete C30/37 za vertikalne in medetažne nosilne konstrukcije.

V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 se projektna tlačna trdnost betona določi kot:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

pri čemer so:

f_{ck}	karakteristična tlačna trdnost betona in znaša 3,0 kN/cm ²
γ_c	delni varnostni faktor za beton je 1,5,
α_{cc}	korekcijski koeficient s katerim v konkretnem primeru zajamemo vpliv dolgotrajnih učinkov obtežbe in neugodnih učinkov načina nanosa obtežbe na tlačno oziroma natezno trdnost in je enak 1,0.

$$f_{cd} = 1 * \frac{3,0 \text{ kN}}{\text{cm}^2} \div 1,5 = \frac{2,0 \text{ kN}}{\text{cm}^2} \quad (2)$$

2.2 Jeklo

Pri računski analizi se uporablja jeklo kvalitete S500 razreda običajne duktilnosti B, z naslednjimi karakteristikami:

$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$ karakteristična meja elastičnosti jekla za armiranje,
 $\gamma_s = 1,15$ delni varnostni faktor,

Projektna natezna trdnost se v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 določi kot:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50 \text{ kN}}{1,15} = \frac{43,48 \text{ kN}}{\text{cm}^2} \quad (3)$$

2.3 Trajnost in krovni sloj betona

Beton vgrajen v konstrukcijo je v svoji življenski dobi med drugim skupaj z mehanskimi vplivi, izpostavljen tudi kemičnim in fizikalnim učinkom. Potrebno zaščito pred poškodbami betona in armature v njem zagotovimo s krovnim slojem. Ta je definiran kot razdalja od robu betonske površine prereza do najbližje obravnavane površine armature v betonu. Krovni sloj se določi na podlagi življenske dobe konstrukcije in pogojev okolja v katerih se konstrukcija nahaja (Saje, 2014).

2.3.1 Pogoji okolja

Pogoji kateri vplivajo na konstrukcijo so podani v standardu SIST EN 1991-1-1:2004, ter so razvrščeni v ustrezne razrede. Glede na pogoje okolja, konstrukcijo uvrstim v razred XC3, kateri nam pove, da do korozije armature lahko pride zaradi karbonatizacije v zmerno vlažnem okolju. Razred izpostavljenosti pa opisuje betone v stavbah z zmerno ali visoko vlažnostjo zraka oziroma zunanje betone zaščitene pred dežjem. Temu primerno se pred vgradnjo ustvari projekt betona, kjer bodo jasno upoštevani izbrani pogoji okolja, ter zagotovljena ustrezna kontrola.

2.3.2 Določitev krovnega sloja betona

Nazivni krovni sloj c_{nom} se po standardu SIST EN 1992-1-1: 2005 določi z vsoto najmanjšega krovnega sloja c_{min} in dovoljenega projektnega odstopanja Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4)$$

kjer so:

c_{nom}	nazivni krovni sloj betona,
c_{min}	najmanjši krovni sloj betona,
Δc_{dev}	dovoljeno projektno odstopanje, vzame se 10 mm kot to podaja standard SIST EN 1992-1-1:2005.

Z najmanjšo debelino krovnega sloja betona c_{min} je treba zagotoviti varen prenos sidrnih sil, zaščito jekla proti koroziji in ustrezno požarno odpornost. Določi se kot maksimalna vrednost potrebna glede na zahteve prijemnosti in pogojev okolja:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (5)$$

kjer so:

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

Določitev c_{min} in izračun faktorjev kateri nastopajo v zgornji enačbi:

$c_{min,b}$	največji predvideni premer palice, ki nastopajo v armaturnih mrežah in znaša 10mm.
$c_{min,dur}$	po nacionalnem dodatku, kateri določa, da konstrukcijo glede na kategorijo projektne življenjske dobe uvrstimo v razred S4 (priporočena projektna življenjska doba je 50 let). Preglednica 4.3N po SIST EN 1992-1-1: 2005 določa prilagoditev razreda konstrukcije in sicer tega zmanjšamo za en razred, ker obravnavamo elemente z geometrijo plošč. Torej naša konstrukcija spada v razred S3.

Tabela 1: Preglednica 4.3N (SIST EN 1992-1-1: 2005).

Razred konstrukcije	Zahteve za $c_{min,dur}$ (mm) glede na okoje						
	Razred izpostavljenosti po preglednici 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

$\Delta c_{dur,y} = 0$	priporočena vrednost glede na nacionalni dodatek,
$\Delta c_{dur,st} = 0$	ker nimamo nerjavnega jekla (nacionalni dodatek),
$\Delta c_{dur,add} = 0$	ker ni posebne zaščite (nacionalni dodatek).

$$c_{min} = \max\{10; 20 + 0 - 0 - 0; 10\} = 20 \text{ mm} \quad (6)$$

Nazivna debelina krovnega sloja betona:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30 \text{ mm} \quad (7)$$

2.4 Uporabljeni standardi

SIST EN 1990:2004. Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1991-1-1:2004. Splošni vplivi: Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe.

SIST EN 1992-1-1:2005. Projektiranje betonskih konstrukcij: Splošna pravila in pravila za stavbe.

3. VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

3.1 Splošno

Vplivi kateri delujejo na konstrukcijo se delijo na stalne, spremenljive in nezgodne.

Stalni vplivi so tisti, ki na konstrukcijo delujejo skozi njeno celotno življensko dobo. Med njih štejemo lastno težo, pritrjeno opremo, tlake in posrednji vpliv zaradi krčenja in ne enakih posedkov temeljev (SIST EN 1991-1-1:2004).

Spremenljivi vplivi so tisti, ki na konstrukcijo delujejo le del njene življenske dobe, ter se jih zato tudi težje točno določi. Za večino od njih velja, da se jih najlažje oceni na podlagi ocen, katere temeljijo na standardih pretekle prakse in izkušenj. Sem štejemo obtežbe vetra, snega, nosilcev, streh, koristne obtežbe stropov in obtežbe ustvarjene zaradi toplotnega raztezka ali skrčka betona (SIST EN 1991-1-1:2004).

Nezgodni vplivi so zelo redki, vendar jih je potrebno prav tako upoštevati. To so eksplozije, trčenje vozil itd. (SIST EN 1991-1-1:2004).

Vplive moramo tudi ustrezno razvrstiti glede na naslednje kategorije:

- Po njihovem izvoru kot neposredne ali posredne,
- Po njihovi prostorski razporeditvi kot proste in fiksne,
- Po njihovi naravi in odzivu konstrukcije kot statične ali dinamične.

Vpliv moramo opisati z modelom, njegovo vrednost pa določiti z enim skalarjem, kateri ima lahko več reprezentativnih vrednosti.

V tej diplomski nalogi ne bomo obravnavali vseh, ampak samo tiste, katere delujejo na stropno armiranobetonsko ploščo.

Prav tako bomo prikazali različne kombinacije teh vplivov, za verodostojnost samega izračuna.

3.2 Stalni vplivi

3.2.1 Lastna teža

Oznaka za lastno težo je G . Podlaga za določitev je seveda prostorninska teža materiala posameznega elementa kot celote. Tipična vrednost za armirane betone je v splošnem 25 kN/m^3 . Pri analizi konstrukcije, katera bo potekala s pomočjo računalniškega programa SAP2000, nam program lastno težo izračuna sam, seveda po tem, ko definiramo uporabljen material, vendar bom pri določitvi obtežb posameznih konstrukcijskih sklopov upošteval tudi lastno težo nosilnih elementov.

Lastna teža obravnavane plošče se računa na površino in sicer prostorninsko težo armiranega betona pomnožim z višino plošče (Bratina, 2015).

$$g = \gamma \times h = \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} \times 0,20 \text{ m} = 5 \text{ kN/m}^2 \quad (8)$$

3.2.2 Preostali stalni vplivi

Stalna obtežba je definirana kot stalni nepomični vpliv, ki na konstrukcijo deluje skozi njeno celotno življensko dobo. Pri tem obtežbo nekonstrukcijskih elementov upoštevam kot stalno obtežbo. Pri projektiranju se celotna stalna obtežba konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov upošteva kot en sam vpliv. Obtežba tlakov se prevede na ploskovno obtežbo, obtežba stopniščnih ram pa na rob plošče (Bratina, 2015).

Za ploskovne obtežbe velja:

$$g = \gamma \times h \quad (9)$$

Kjer so:

g	ploskovna obtežba elementa z enoto $[\text{kN/m}^2]$
h	višina elementa z osnovno enoto $[\text{m}]$
γ	specifična teža materiala $[\text{kN/m}^3]$

Za bolj natančen opis samih vplivov, sem tloris nadstropja razdelil glede na bivalne prostore in s tem dobil natančne velikosti vplivov.

Plošča nad pritličjem je simetrična in se deli:

Tabela 2: Prikaz površine bivalnih prostorov v nadstropju.

PROSTOR	POVRŠINA [m ²]
Dnevni prostor	48,43
Kopalnica	2,16
Predsoba	10,03
Strojnica	18,32
Stopnišče	16,86
Shramba1	7,64
Shramba2	5,07
Kopalnica	2,16
Predsoba	10,03
Dnevni prostor	48,43

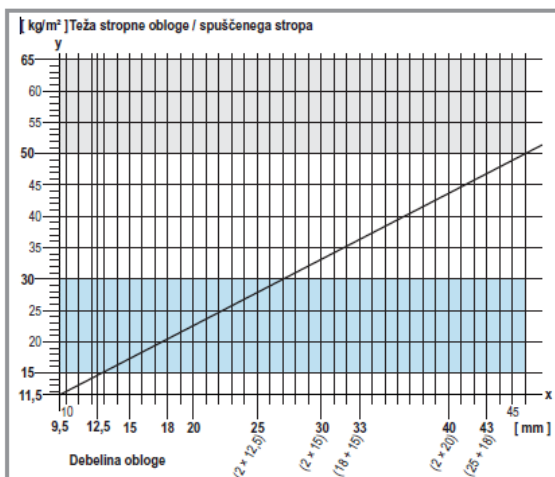
3.2.2.1 Dnevni prostor

Konstruktivski sklopi so enaki za naslednje prostore:

- za oba dnevna prostora,
- za obe predsobi.

Tabela 3: Konstruktivski sklop tal v dnevni sobi.

	MATERIAL	DEBELINA SLOJA - d [m]	SPECIFIČNA TEŽA - γ [kN/m ³]	OBTEŽBA g [kN/m ²]
Talna obloga	Parket	0,015	6,9	0,10
Podlaga	Estrih	0,06	24	1,44
Ločilni sloj	PE folija	0,0015		
Zvočna izolacija	Stiroestrih	0,02	0,2	0,01
Polnilo	Stiropor	0,05	0,2	0,01
Konstrukcija	Masivna AB plošča	0,2	25	5,00
Spuščen strop inštalacije	Kovinska podkonstrukcija + obložne plošče	0,46	*	0,48
			$\Sigma g =$	7,04



Slika 1: Določitev površinske teže stropne obloge vključno s podkonstrukcijo (KNAUF, 2006).

Opombe:

(*) – Spuščen strop je izdelan iz kovinske podkonstrukcije višine 38,1 cm. Finalno oblogo predstavljajo opojne akustične plošče debeline 19 mm. Dodan je tudi sloj mineralne volne debeline 6 cm.

Torej dobim težo stropne obloge in podkonstrukcije, glede na debelino stropne obloge, ki znaša 19 mm. Tako odčitam skupno težo v višini 22 kg/m² in jo pretvorim v 0,22 kN/m². Nato tej obtežbi pripišem še obtežbo inštalacij, ki znaša 0,25 kN/m². Upoštevati moram tudi mineralno volno, katera je sestavni del stropne konstrukcije, kot toplotna izolacija debeline 6 cm. Debelino toplotne izolacije množim z njeno specifično težo in dobim obtežbo 0,012 kN/m² (KNAUF, 2006).

$$g_{(\text{spuščenega stropa} + \text{inštalacije} + \text{izolacija})} = 0,22 \text{ kN/m}^2 + 0,25 \text{ kN/m}^2 + 0,01 \text{ kN/m}^2 = 0,48 \text{ kN/m}^2 \quad (10)$$

3.2.2.2 Strojnica in shramba

Tabela 4: Konstrukcijski sklop tal v strojnici in shrambi.

	MATERIAL	DEBELINA SLOJA - <i>d</i> [m]	SPECIFIČNA TEŽA - γ [kN/m ³]	OBTEŽBA <i>g</i> [kN/m ²]
Talna obloga	Epoksidni premaz	0,003	14**	0,04
Podlaga	Cementni estrih	0,057	24	1,37
Ločilni sloj	PE folija	0,00015		
Zvočna izolacija	Stiroestrih	0,025	0,2	0,01
Polnilo	Stiropor	0,06	0,2	0,01
Konstrukcija	Masivna AB plošča	0,2	25	5,00
Spuščen strop inštalacije	Kovinska podkonstrukcija + obložne plošče	0,46	*	0,48
			$\Sigma g =$	6,91

Opombe:

(*) - Spuščen strop je izdelan iz kovinske podkonstrukcije debeline 38,1 cm. Finalno oblogo predstavljajo opojne akustične plošče debeline 19 mm. Dodan je tudi sloj mineralne volne debeline 6 cm.

(**) - Po podatkih proizvajalca AMAL, je gostota epoksidnega premaza pri 23°C enaka 1,4 g/cm³ (AMAL, 2015).

3.2.2.3 Kopalnica

Tabela 5: Konstruktivni sklop tal v kopalnici.

	MATERIAL	DEBELINA SLOJA - d [m]	SPECIFIČNA TEŽA - γ [kN/m ³]	OBTEŽBA g [kN/m ²]
Talna obloga	Keramika + lepilo	0,012	28	0,34
Hidroizolacija	Cementna tesnilna masa	0,002	**	0,04
Podlaga	Armiran betonski estrih	0,061	24	1,46
Ločilni sloj	PE folija	0,00015		
Zvočna izolacija	Geficell	0,005	0,2	
Toplotna izolacija	Stiropor	0,05	0,2	0,01
Konstrukcija	Masivna AB plošča	0,2	25	5,00
Spuščen strop inštalacije	Kovinska podkonstrukcija + obložne plošče	0,46	*	0,48
			$\Sigma g =$	7,33

Opombe:

(*) - Spuščen strop je izdelan iz kovinske podkonstrukcije debeline 38,1 cm. Finalno oblogo predstavljajo opojne akustične plošče debeline 19 mm. Dodan je tudi sloj mineralne volne debeline 6 cm.

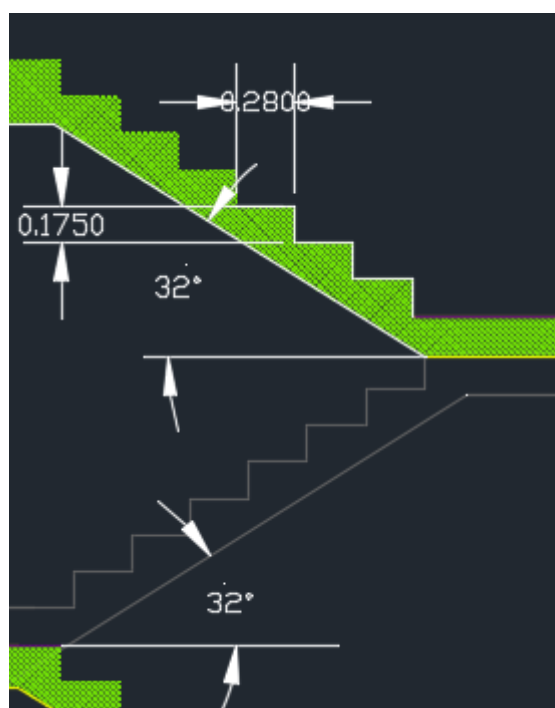
(**) - Po podatkih podjetja CERESIT znaša teža cementne tesnilne mase od 3 do 5 kg/m² za debeline od 2 do 3 mm (CERESIT, 2015).

3.2.2.4 Stopnišče

Glavno stopniščno jedro je dvoramno z dodatno stopnico na sredini podesta. Rame in podesti so armiranobetonski. Debelina stopniščnih ram je $h = 13$ cm, debelina podestov pa 20 cm. Glavno jedro stopnišče je sestavljeno iz dveh stopniščnih ram in iz dveh podestov med njimi. Dimenzije stopniščne rame so $7 \times 17,5/28$ cm.

Naklonski kot stopniščne rame:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\text{višina stopnice}}{\text{globina nastopne površine}} = \frac{0,175\text{m}}{0,28\text{m}} = 0,625 \rightarrow \varphi = 32,00^\circ \quad (11)$$



Slika 2: Glavno stopniščno jedro ter dimenzije posamezne stopnice.

Tabela 6: Konstruktivski sklop stopnic.

	DÉBELINA SLOJA - d [m]	SPECIFIČNA TEŽA - γ [kN/m ³]	OBTEŽBA g [kN/m ²]
Ploščice	0,008	28	$(0,28+0,175) \cdot 0,008 \cdot 28 \cdot (1/0,28) = 0,36$
Lepilo	0,004	20	$(0,28+0,175) \cdot 0,004 \cdot 20 \cdot (1/0,28) = 0,13$
Izravnalna masa	0,008	11	$(0,28+0,175) \cdot 0,008 \cdot 11 \cdot (1/0,28) = 0,14$
AB stopniščna rama	0,13	25	$0,13 \cdot 25 \cdot (1/\cos 32,01^\circ) = 3,83$
AB stopnice	17,5×28	24	$(0,28 \cdot 0,175) / 2 \cdot 24 \cdot (1/0,28) = 2,10$
		$\Sigma g(\text{na tloris}) =$	6,57

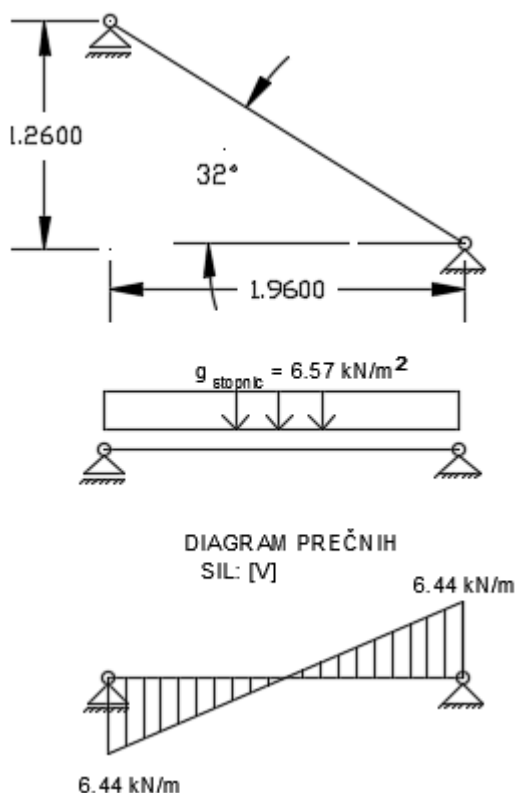
3.2.2.4.3 Obtežba stopnic

Stopniščna rama dimenzij 7×17,5/28 cm:

$$7\text{stopnic} * 0,175\text{m}(\text{višina ene stopnice}) = 1,225\text{m} \quad (12)$$

$$7\text{stopnic} * 0,28(\text{višina ene stopnice}) = 1,96\text{m} \quad (13)$$

Računski model stopniščne rame:



Slika 3: Računski model stopnic in diagram prečnih sil zaradi delujoče stalne obtežbe.

Obtežbo s stopnic prevedem v linijsko obtežbo prostega robu plošče:

$$R_{\text{stopniščne rame}} = \frac{g_{\text{stopnic}} * L}{2} \quad (14)$$

Kjer so:

$R_{\text{stopniščne rame}}$

reakcija podpore/linijska obtežba prostega robu plošče,

g_{stopnic}

porazdeljena stalna obtežba stopniščne rame,

L

dolžina stopniščne rame.

$$R_{\text{stopniščne rame}} = \frac{6,57\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{1,96\text{m}}{2} = \frac{6,44\text{kN}}{\text{m}} \quad (15)$$

3.2.2.5 Linijska obtežba fasade

Linijsko obtežbo fasade ocenim na podlagi svetle etažne višine in obtežbe na enoto površine (Legen, 2013).

$$g_{\text{fasade}} = 3,00\text{m} * \frac{0,70\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,10\text{kN/m} \quad (16)$$

3.2.2.6 Predelne stene

Po standardu SIST EN 1991-1-1:2004 lahko težo lahkih predelnih sten, katere ne presegajo lastne teže 3 kN/m (mavčne stene) upoštevam na strani nadomestne ploskovne obtežbe kot koristno obtežbo tal. Tu moram paziti na pogoj iz standarda, ki pravi, da mora plošča na kateri stojijo predelne stene omogočati prečni raznos obtežbe (SIST EN 1991-1-1:2004).

Torej moram vse predelne stene, katere s svojo lastno težo presegajo 3 kN/m upoštevati kot stalno obtežbo na mestu, kjer se nahajajo.

3.3 Koristna obtežba

Koristna obtežba se obravnava kot spremenljiv pomični vpliv, v splošnem jo upoštevamo kot navidezno statični vpliv. Glede na uporabo, površine v stavbi razdelimo v kategorije glede na njihovo namembnost, kot to tudi določa SIST EN 1991-1-1:2004.

Prostore nadstropja uvrstim v kategorijo C1 skladno s standardom, prav tako pa v to kategorijo uvrstim tudi stopnišče.

Kot koristno obtežbo upoštevam tudi lastno težo premičnih predelnih sten in sicer kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo q_k .

Tabela 7: Koristne obtežbe katere delujejo na etažno ploščo.

KATEGORIJA	OPIS UPORABE	PRIMERI	q_k [kN/m ²]
C1	Površine, kjer se zbirajo ljudje	Površine z mizami	3
A	Obtežba stopnic	Sobe v stanovanjih in hišah	3
*	Predelne stene		0,5

Opomba:

(*) - Skupna koristna obtežba, ki deluje na nadstropju se izračuna tako, da seštejemo obtežbo prostorov in predelnih sten.

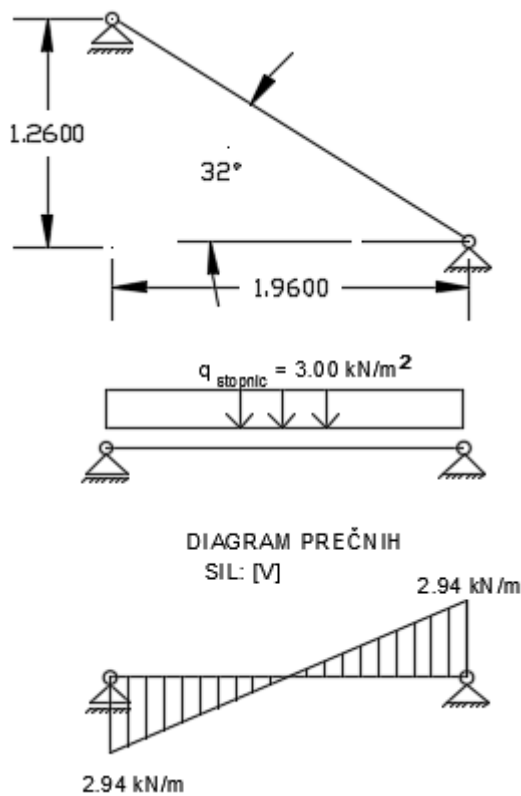
3.3.1 Stopnice

Stopniščna rama dimenzij 7×17,5/28 cm:

$$7\text{stopnic} * 0,175\text{m}(\text{višina ene stopnice}) = 1,225\text{m} \quad (17)$$

$$7\text{stopnic} * 0,28(\text{višina ene stopnice}) = 1,96\text{m} \quad (18)$$

Računski model stopniščne rame:



Slika 4: Računski model stopnic in diagram prečnih sil zaradi delujoče koristne obtežbe.

Obtežbo s stopnic prevedem v linijsko obtežbo prostega robu plošče:

$$R_{\text{stopniščne rame}} = \frac{q_{\text{stopnic}} * L}{2} \quad (19)$$

Kjer so:

$R_{\text{stopniščne rame}}$ reakcija podpore/linijska obtežba prostega robu plošče,
 q_{stopnic} porazdeljena koristna obtežba stopniščne rame,
 L dolžina stopniščne rame.

$$R_{\text{stopniščne rame}} = \frac{3\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{1,96\text{m}}{2} = \frac{2,94\text{kN}}{\text{m}} \quad (20)$$

Koristni obtežbi prostorov torej prištejem obtežbo predelnih sten, ki po standardu znaša 0,5 kN/m².

Tabela 8: Skupna koristna obtežba ob upoštevanju predelnih sten.

KATEGORIJA	OPIS UPORABE	PRIMERI	q_k [kN/m ²]
C1	Površine, kjer se zbirajo ljudje	Površine z mizami	3,5
A	Obtežba stopnic	Sobe v stanovanjih in hišah	3

3.4 Mejna stanja

Glavno vodilo projektiranja na mejna stanja je, da preverim vsa mejna stanja in vse obtežne kombinacije, ter s tem dokažem, da omejitve niso presežene. V analizi upoštevam projektne vrednosti vplivov, karakteristike materialov, lastnosti proizvodov in seveda geometrijo konstrukcije (Lopatič, 2012).

3.4.1 Mejno stanje nosilnosti

Pri mejnih stanjih nosilnosti je smiselno, da preverim statično ravnotežje konstrukcije, deformacije konstrukcije ali konstrukcijskega elementa, deformacijo tal in odpoved zaradi utrujenosti konstrukcije.

Varnost je zagotovljena če velja:

$$E_d \leq R_d \quad (21)$$

Kjer sta:

E_d projektna vrednost učinkov vplivov, kot so notranje sile, momenti ali vektor, ki predstavlja notranje sile ali momente,
 R_d projektna vrednost odpornosti.

Projektna vrednost vplivov E_d je določena s kombinacijo učinkov vplivov.

3.4.1.1 Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna mejna stanja nosilnosti

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (22)$$

Tako se spremenljive vplive poleg množenja z delnimi varnostnimi faktorji množi še s faktorjem za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva, razen v primeru prevladujočega spremenljivega vpliva, katerega se množi samo z delnim varnostnim faktorjem.

Tabela 9: Varnostni in kombinacijski faktorji za meja stanja nosilnosti.

OBTEŽBA		UGODNI VPLIV $\gamma_{Q,1}$	NEUGODNI VPLIV $\gamma_{Q,1}$	$\psi_{0,i}$
STALNA	Konstr. Elementi	1	1,35	/
KORISTNA	Površine C1	0	1,5	0,7

3.4.2 Mejno stanje uporabnosti

Preveriti je potrebno pogoj v obliki ravnotežja:

$$E_d \leq C_d \quad (23)$$

Kjer sta:

E_d projektna vrednost učinkov vplivov, navedena v kriteriju uporabnosti in določena na podlagi ustrezne kombinacije,

C_d mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti.

V kriteriju uporabnosti se preverjajo premiki in razpoke, določeni glede na vrsto objekta.

3.4.2.1 Navidezno stalna kombinacija vplivov

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \psi_{2,j} P_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (24)$$

Za spremenljive vplive velja, da se vse kombinira s faktorjem za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva.

Tabela 10: Kombinacijski faktorji za mejna stanja uporabnosti.

OBTEŽBA		$\psi_{2,i}$
KORISTNA	Površine C1	0,3

4 PROJEKTIRANJE AB STROPNE KONSTRUKCIJE

Podlaga za izvedbo analize obravnavane armiranobetonske stropne konstrukcije je tehnična dokumentacija, pridobljena s strani gradbenega podjetja Graditelj. Bolj natančno, sem podatke črpal iz projektne dokumentacije za pridobitev gradbenega dovoljenja, ki sestoji iz:

- Vodilne mape,
- Načrta arhitekture,
- Načrta zunanje ureditve in kanalizacije ter
- Načrta gradbenih konstrukcij.

Za projektiranje sem se odločil, da uporabim računalniški program SAP2000, s katerim sem se tekom zadnjega semestra tudi najbolje spoznal. Sledila je analiza načrta gradbenih konstrukcij in sicer sem največ svoje pozornosti posvetil računu konstrukcije ter pozicijskim načrtom.

Stropna konstrukcija je sprojektirana skladno s SIST EN 1992-1-1:2005.

4.1 RAČUNALNIŠKI PROGRAM SAP2000

4.1.1 Splošno o programu

Ustanovitelji programov SAP2000, ETABS, SAFE in drugih je inženirsko podjetje Computers & Structures, Inc. Podjetje je bilo ustanovljeno leta 1975 v Kaliforniji in se ukvarja z gradbenim inženirstvom ter potresnim inženirstvom. Prvi zametki programa so se pojavili malo več kot trideset let nazaj. Leta kasneje se je iz tega razvil SAP2000 kot sofisticiran in uporabniku bolj prijazen program. Po navedbah proizvajalca je danes eden izmed najbolje integriranih, produktivnih in praktičnih programov na tržišču. Slovi po izjemno enostavni izdelavi modelov, kateri ne zahtevajo dolgotrajnega učenja. Celoten statičen izračun se izvede, s pomočjo grafičnega vmesnika, z enim ukazom v enem modulu.

Razumeti moramo, da program temelji na statični linearni in dinamični nelinearni analizi, osnova pa je metoda končnih elementov (SAP2000, 2015).

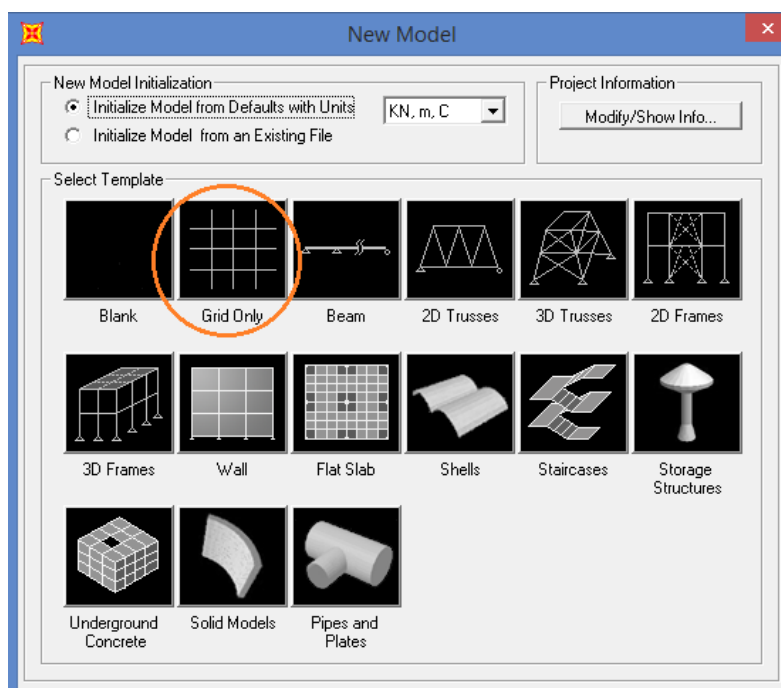
Postopek projektiranja v samem programu je naslednji:

- Priprava vhodnih podatkov,
- Podajanje geometrije konstrukcije,
- Definicija materialov, prerezov in obtežb,
- Analiza oziroma simulacija obnašanja konstrukcije.

4.2 Priprava računskega modela

4.2.1 Izbira mreže in enot

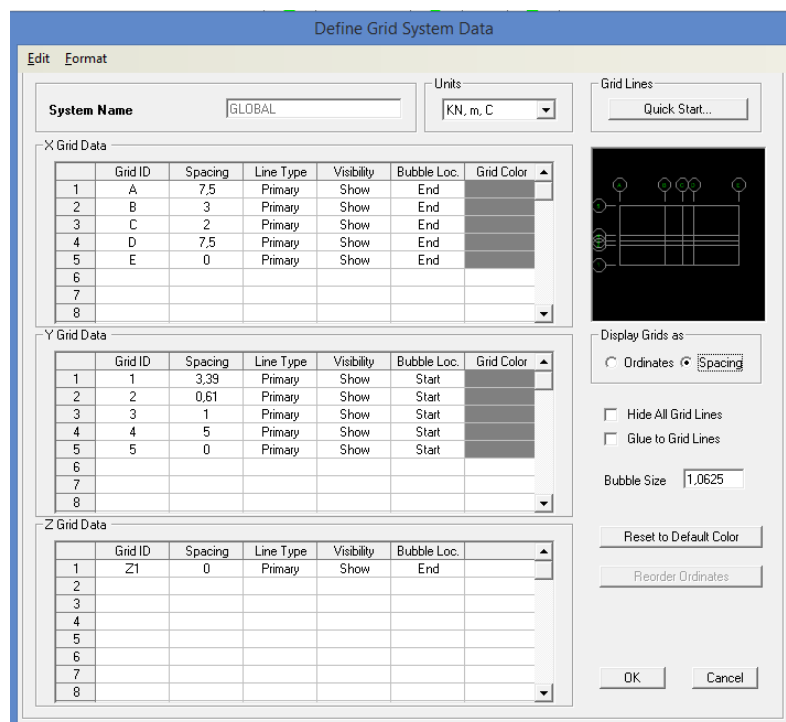
Postopek se prične tako, da definiram nov model. Nato nam program ponudi več različnih možnosti, glede na obravnavan računski model. V mojem primeru si izberem pomožno mrežo, katero nam izriše program ter računski model določim z vmesnimi koraki. Pri tem moram pred samim postopkom izbrati ustrezne enote s katerimi program kasneje tudi računa. Osnovne enote so [kN, m in °C].



Slika 5: Določitev začetnega modela in enot za nadaljnje modeliranje.

4.2.2 Geometrija

Program nam ponudi izrisano mrežo v globalnem koordinatnem sistemu v dveh pogledih in sicer v 2D in 3D. Nato definiram število modularnih osi na mestu nosilnih elementov v smeri x in v smeri y ter razdalje med njimi. Tu izhajam iz arhitekturnih podlog. Paziti moram, da dodam dodatne osi na mestih, kjer pride do spremembe namembnosti prostorov in na mestu priključka stopnic na stropno konstrukcijo. Glede na dano arhitekturno situacijo podam ustrezne razmake med posameznimi osemi v obeh smereh.



Slika 6: Priprava geometrije konstrukcije.

4.2.2.1 Komentar h geometriji

Za določitev maksimalnih pozitivnih upogibnih momentov v poljih plošč, sem ploščo po obodu podprl kot prostoležečo in s tem dobil maksimalne vrednosti momentov na srednjem območju razpetin.

Za maksimalne negativne upogibne momente nad podporami plošč (nosilne stene) oziroma po obodu plošče, pa sem stičišče med podpornimi stenami in stropno konstrukcijo definiral kot togo vpeto.

4.2.3 Materiali

Definiram uporabljen material v skladu z SIST EN 1992-1-1:2005. Materialu pripišem ustrezne karakteristike ter ga kasneje podam pri prečnem prerezu.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C30/37

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25

Mass per Unit Volume: 2,5493

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 33000000

Poisson's Ratio, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 5,500E-06

Shear Modulus, G: 13750000

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 30000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

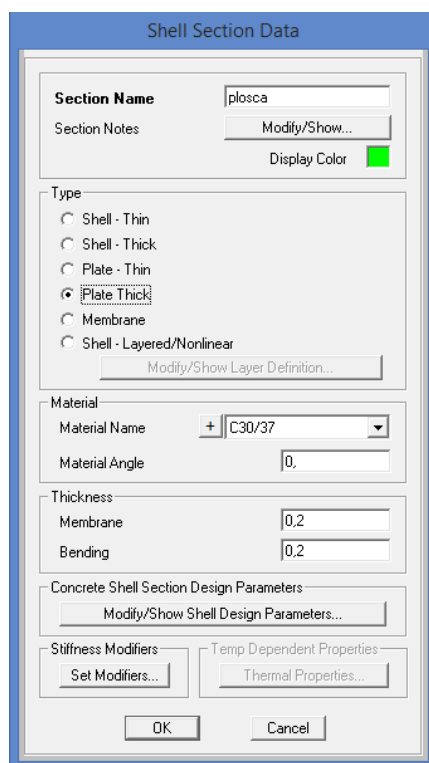
Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Slika 7: Definicija materiala in njegove karakteristike.

4.2.4 Prečni prerez

Prerezu določim ime in vrsto prereza shell. Tip prereza je nato plate thick kar pomeni, da temelji na Reissner-Mindlinovi teoriji plošč in s tem zajamem upogibno in strižno obnašanje obravnavanega modela. Prerezu pripišem prej definiran material in debelino plošče (Brank, 2015).



Slika 8: Definicija prereza stropne konstrukcije ter njena debelina.

4.2.5 Izris modela

Konstrukcijo razdelim na sestavne površine, katere mi omogočajo bolj natančen opis končnih rezultatov. Prvi korak k temu je razdelitev po modularnih oseh oziroma na mestu vseh podpornih nosilnih sten uvrstim modularno os, saj le tako lahko definiram prostostne stopnje. Pri drugem koraku moram paziti na območje dotične obtežbe posameznih prostorov, ter se na ta način čim bolj približati realnemu stanju konstrukcije. V tretjem koraku na mestu stika stopniščne jedra in stropne konstrukcije namestim dodatno os.

Konstrukcijo nato zrišem in ji pripišem ustrezen prečni prerez, ter tako dobim po pet osi v vsaki smeri.

Ploščo razdelim na ustrezne končne elemente. Pri tem moram paziti, da se končni elementi ujemajo med sestavnimi površinami. Razdelim jih na pravokotne končne elemente velikostnega reda 0,25 x 0,25 metra.

4.2.6 Delujoča obtežba in obtežne kombinacije

Obtežbe, ki delujejo na obravnavano konstrukcijo se delijo na stalne in koristne. Tako sem definiriral vse stalne obtežbe, to so tlaki vseh prostorov ter stopnic in lastna teža konstrukcije. Koristna obtežba pa se določi glede na namembnost prostorov, predelnih sten ter k tem dodam še koristno obtežbo stopnic. Vse te obtežbe moram v programu definirati, zato da jih kasneje lahko pripišem modelu. Vse obtežbe so tipa live razen lastne teže konstrukcije, katera je tipa dead.

V naslednjem koraku te obtežbe pripišem na model ter jim določim velikost.

Vse površinske obtežbe pripišem na model z ukazom surface pressure ter jim določim velikost. Obtežbo fasade in stopnic pa pripišem kot linijsko obtežbo. Pri stopnicah to naredim na prosti rob konstrukcije, pri fasadi pa na robove konstrukcije.

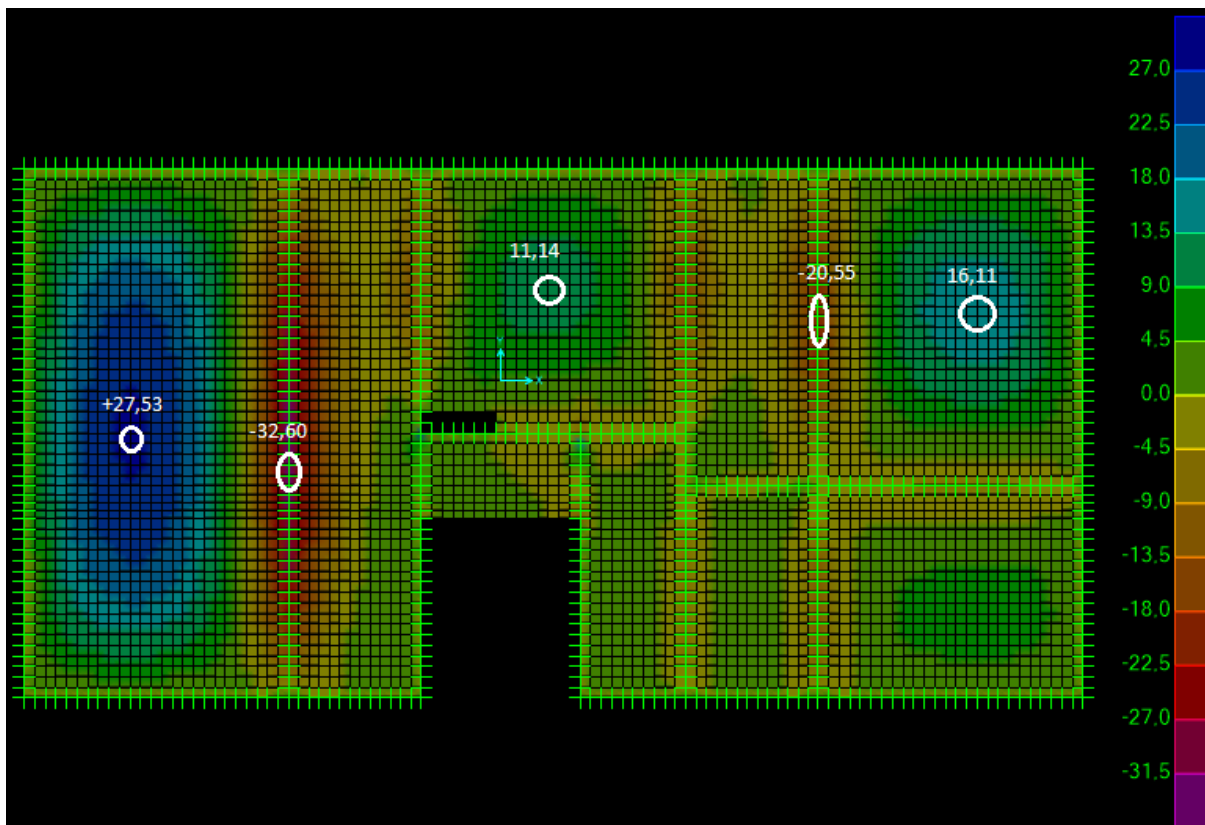
Nato sledi definicija obtežnih kombinacij. Za kombinacijo mejnega stanja uporabnosti izberem vse pripadajoče obtežbe in jih pomnožim z varnostnim faktorjem 1,0. Pri kombinaciji za mejno stanje nosilnosti pa vse pripadajoče stalne obtežbe pomnožim z varnostnim faktorjem 1,35 ter vse koristne obtežbe z varnostnim faktorjem 1,5. Program nato vse obtežbe sešteje ter jih prikaže pri analizi samega modela.

Kombinacijo mejnega stanja nosilnosti uporabim, ko prikazujem notranje statične količine.

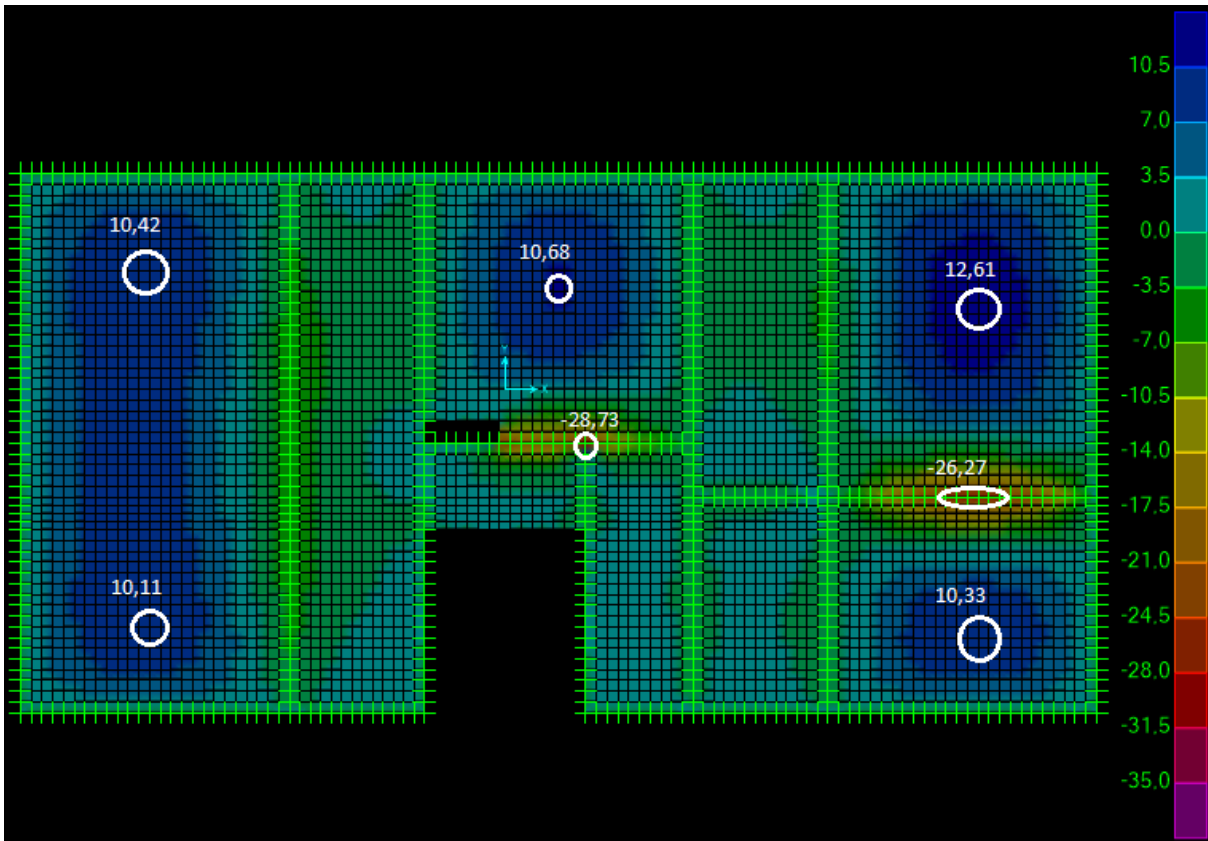
4.3 Analiza plošče

S tem, ko končam ustvarjanje modela, poženem analizo. Nato program po računu z metodo končnih elementov prikaže pozicijo in velikosti notranjih statičnih količin ter vertikalne pomike konstrukcije.

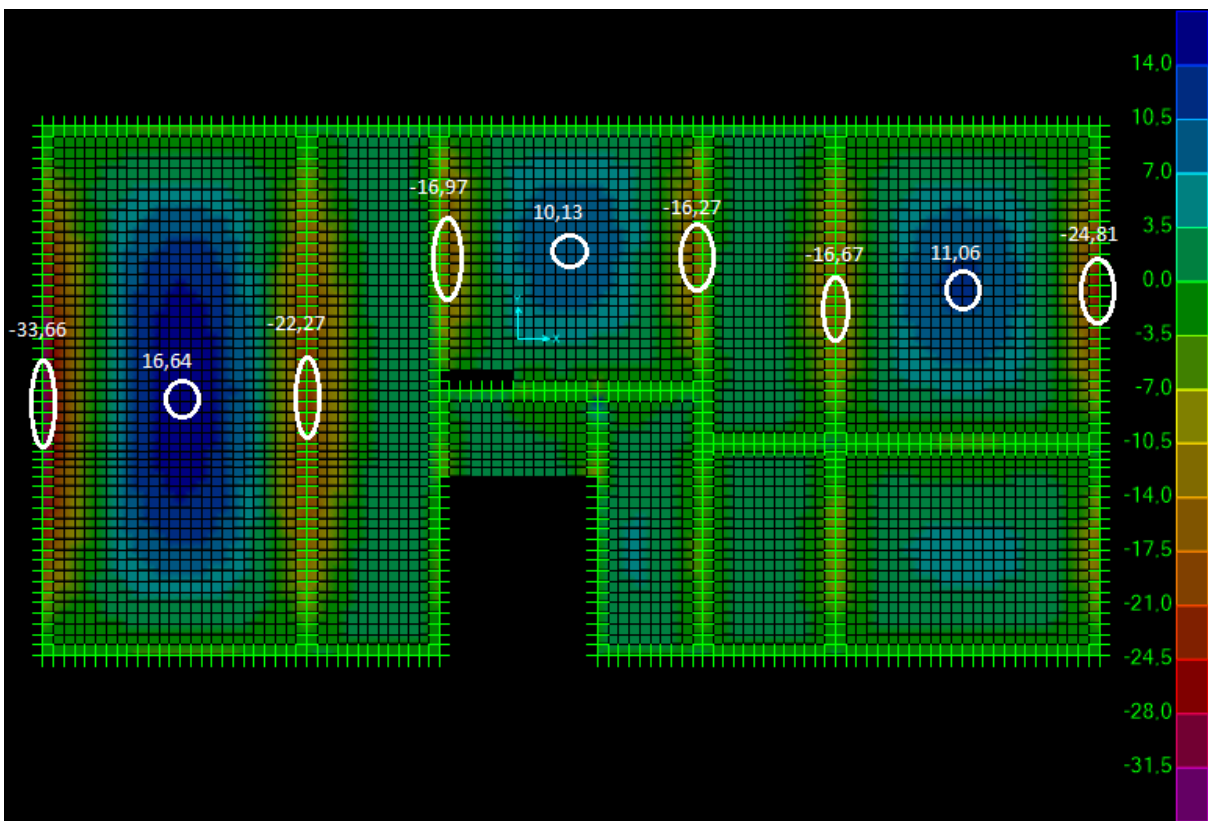
Tako dobim prikaz minimalnih in maksimalnih upogibnih momentov iz katerih kasneje določim potrebno armaturo.



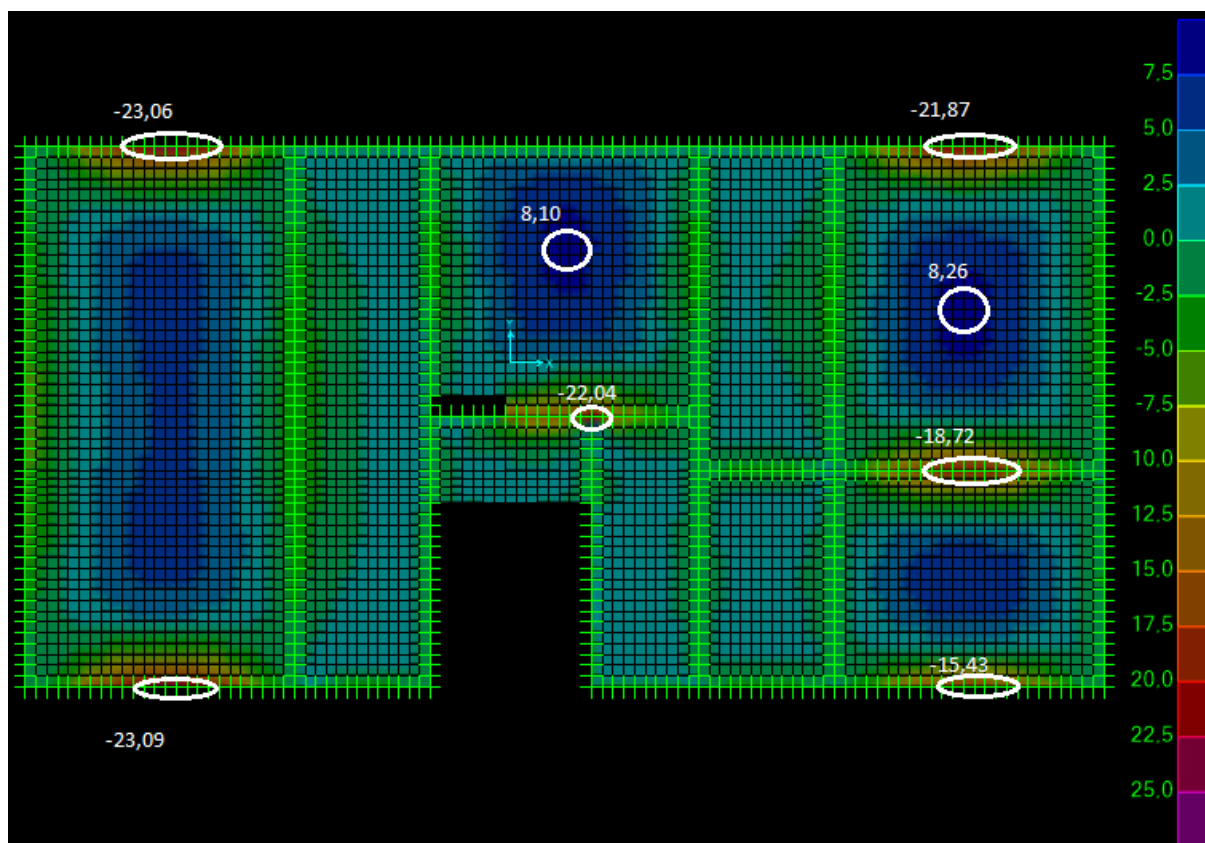
Slika 9: Momenti M_{11} v prostoležeče podprti plošči v enotah $[\text{kNm/m}]$.



Slika 10: Momenti M_{22} v prostoležeče podprti plošči v enotah [kNm/m].



Slika 11: Momenti M_{11} v togo vpeti plošči [kNm/m].

Slika 12: Momenti M_{22} v togo vpeti plošči [kNm/m].

V spodnji preglednici so prikazani maksimalni in minimalni momenti v obeh smereh X in Y v plošči.

Tabela 11: Maksimalni in minimalni momenti v plošči.

	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]
Maksimalni momenti	27,53	12,61
Minimalni momenti	-33,66	-23,09

4.4 Dimenzioniranje konstrukcije

Steni v nadstropju v osi 2 in osi 5 razvidni iz podloge B se izvedeta kot stenasti nosilec in nista predmet moje obdelave. Na obravnavano konstrukcijo delujeta kot podpori in jih tako tudi obravnavam. V diplomski nalogi bolj natančno v prilogi C, armaturni načrt, je vrisana neposredna armatura, ki izvira iz modela plošč, medtem ko priključna armatura prav tako ni predmet moje obdelave.

Dimenzioniranje se izvede po standardu SIST EN 1992-1-1:2005.

4.4.1 Zagotovitev minimalne potrebne vzdolžne natezne armature

S tem, ko zagotovim najmanjši potreben prerez vzdolžne armature, se izognem krhki porušitvi, omejim širino razpok in prevzamem sile do katerih pride zaradi vsiljenih vplivov.

Minimalno potrebno armaturo določim z izrazom:

$$A_{s,\min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \leq 0,0013 * b_t * d \quad (25)$$

Kjer so:

$A_{s,\min}$	minimalni potrebni prerez vzdolžne armature,
f_{ctm}	srednja vrednost natezne trdnosti betona C30/37: $f_{ctm} = 0,29\text{kN/cm}^2$,
f_{yk}	karakteristična meja elastičnosti jekla S500: $f_{yk} = 50\text{kN/cm}^2$,
b_t	natezna širina plošče: $b_t = 1\text{m}$,
d	statična višina prereza.

Statična višina prereza se izračuna kot razlika med višino prereza in oddaljenostjo prereza armature od spodnjega robu prečnega prereza in je prikazana za prerez kateri vsebuje armaturne mreže z maksimalnim prerezom palice 10mm:

$$d = h - a \quad (26)$$

Pri čemer je:

h	višina prečnega prereza,
a	oddaljenost težišča natezne armature od spodnjega robu,
d	statična višina.

$$a = c_{\text{nom}} + \frac{\Phi_{\text{palice mrežne armature}}}{2} \quad (27)$$

Statični višini armature v smeri x (d_x) in v smeri y (d_y) določimo iz naslednjih pogojev:

$$d_x \leq h_{pl} - c_{nom} - \frac{\Phi}{2} - \Phi = 20\text{cm} - 3\text{cm} - \frac{1\text{cm}}{2} - 1\text{cm} = 15,5\text{cm} \quad (28)$$

$$d_y \leq h_{pl} - c_{nom} - \frac{\Phi}{2} = 20\text{cm} - 3\text{cm} - \frac{1\text{cm}}{2} = 16,5\text{cm} \quad (29)$$

Na podlagi enačb [30] in [31] si izberemo statični višini d_x in d_y :

$$d_x = 15\text{cm} \quad (30)$$

$$d_y = 16\text{cm} \quad (31)$$

smer X:
$$A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 * \frac{0,29}{50} * 100 * 15 = 2,26; 0,0013 * 100 * 15 = 1,95 \right\} = 2,26\text{cm}^2/\text{m} \quad (32)$$

smer Y:
$$A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 * \frac{0,29}{50} * 100 * 16 = 2,41; 0,0013 * 100 * 16 = 2,08 \right\} = 2,41\text{cm}^2/\text{m} \quad (33)$$

4.4.2 Vrednost maksimalne vzdolžne natezne armature

Območja, kjer lahko pride do velike količine armature kot so preklopi (v stebrih, preklopi armaturnih mrež in palic nad stebri ter preklopi v območju odprtin) ne smem zagotoviti več armature od maksimalne.

$$A_{s,\max} = 0,04A_c = 0,04 * b_t * h_{pl} \quad (34)$$

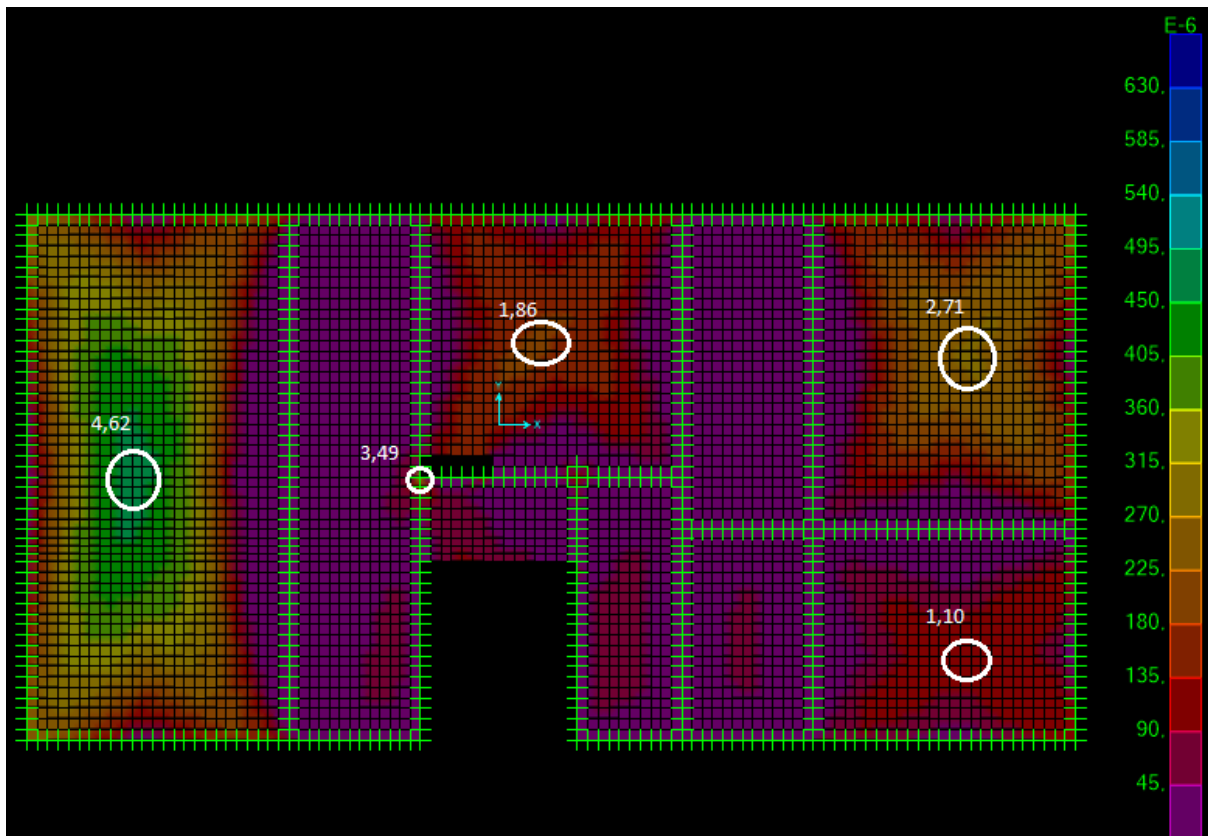
Pri čemer je A_c prečni prerez obravnavane plošče.

$$A_{s,\max} = 0,04 * 100 * 20 = 80\text{cm}^2/\text{m} \quad (35)$$

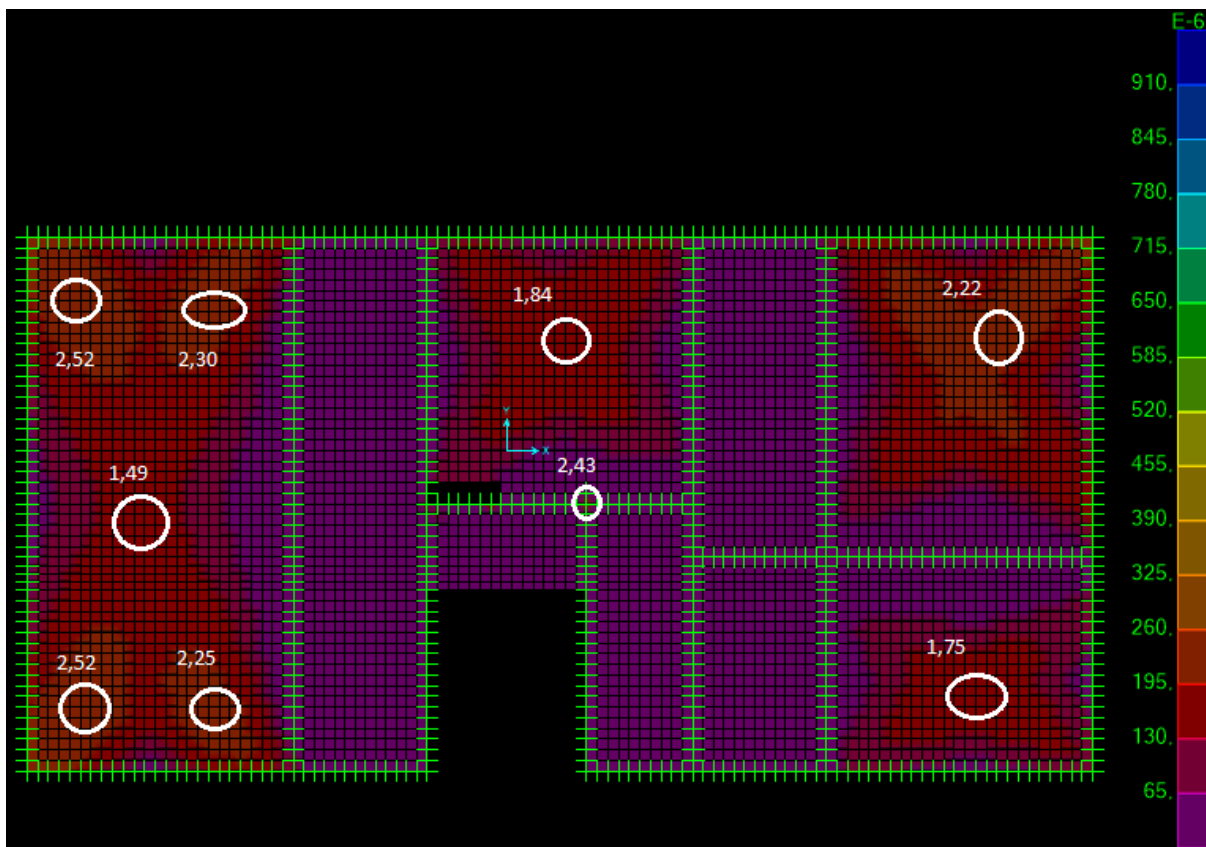
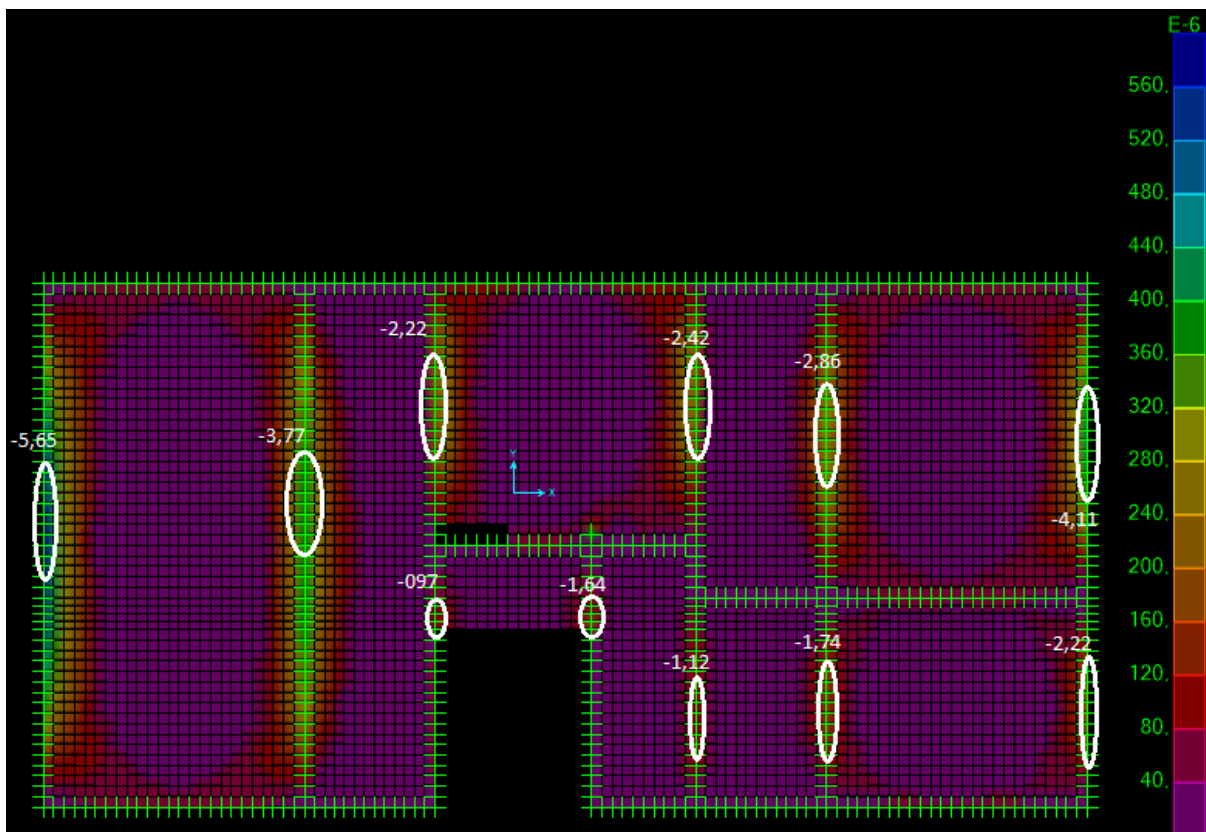
4.4.3 Količina armature izračunana s programom SAP2000

Za prevzem obremenitev v plošči s programom SAP2000 izračunam potrebno količino upogibne armature A_s .

Izbrano armaturo prikažem v armaturnem načrtu. Količino upogibne armature bom prikazal v smeri 1 in smeri 2 glede na spodnjo in zgornjo stran plošče.



Slika 13: Potrebna upogibna armatura spodnjega robu plošče (X-smer) v enotah [cm²/m].

Slika 14: Potrebna upogibna armatura spodnjega robu plošče (Y–smer) v enotah [cm²/m].Slika 15: Potrebna upogibna armatura zgornjega robu plošče (X–smer) v enotah [cm²/m].



Slika 16: Potrebna upogibna armatura zgornjega robu plošče (Y–smer) v enotah [cm²/m].

Tabela 12: Potrebna maksimalna in minimalna upogibna armatura v smeri X in smeri Y.

	As,potr. [cm²/m]	
	X-smer	Y-smer
Spodnja armatura	4,62	2,52
Zgornja armatura	-5,65	-3,88

4.4.4 Kontrola povosov konstrukcije

Deformacija elementov oziroma konstrukcije ne sme neugodno vplivati na njen izgled in uporabo.

Deformacije ne smejo presežati vrednosti, ki jih lahko prenesejo ostali povezani elementi, kot so predelne stene, zasteklitev, obloge, inštalacije in zaključni sloji. Videz in splošna uporaba konstrukcije se lahko poslabšata, če računski povesi grede, plošče ali konzole pod vplivom navidezne stalne obtežbe presežejo 1/250 dolžine razpetine. Omejiti je potrebno tudi povese, kateri bi lahko poškodovali sosednje dele konstrukcij (povzeto po SIST EN 1992-1-1:2005).

Mejno stanje deformacij se torej lahko doseže:

- z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino prereza,
- s primerjavo izračunanega povesa v skladu z mejno vrednostjo.

V kolikor zagotovim omejitvi med razpetino in statično višino prereza, mi povosov ni potrebno računati. Če so armiranobetonske grede ali plošče stavb dimenzionirane tako, da ustrezajo omejitvam glede razmerja med razpetino in statično višino prereza, se lahko šteje, da povesi ne presegajo omejitev. Kontrolo izvedem za ploščo, ki je najbolj obremenjena. To dokažem na sledeč način in ob predpostavki, da je $\rho \leq \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 * \sqrt{f_{ck}} * \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 * \sqrt{f_{ck}} * \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^2 \right] \quad (36)$$

Kjer so:

l/d	meja razmerja med razpetino in statično višino,
K	faktor, ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov,
ρ_0	referenčno razmerje armiranja: $\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} * \frac{1}{1000}$,
ρ	zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine, ki je potrebna za prevzem momenta zaradi projektnih obtežb,
f_{ck}	karakteristična tlačna trdnost betona v [Mpa].

Vrednost faktorja, ki upošteva vpliv različnih konstrukcijskih sistemov je enaka $K = 1,3$, saj imam opravka z dvosmerno nosilnimi stropovi, neprekinjeni vzdolž ene stranice. Karakteristična tlačna trdnost betona C30/37 je enaka 30 Mpa, torej je referenčna razmerje armiranja enako 0,0055. Zahtevana stopnja armiranja na sredini razpetine obravnavane plošče se določi:

$$\rho = \frac{A_{prip.}}{A_c} = \frac{4,62}{100 * 15} = 0,003 \quad (37)$$

Pri ploščah, ki nosijo v obeh smereh, moram za dolžino razpetine / vzeti manjšo vrednost. V mojem primeru je to dolžina $l = 5,00\text{m}$.

Torej:

$$\frac{5,00}{0,15} = 1,3 * \left[11 + 1,5 * \sqrt{30} * \frac{0,0055}{0,003} + 3,2 * \sqrt{30} * \left(\frac{0,0055}{0,003} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (38)$$

$$33 \leq 51 \quad (39)$$

Kot je razvidno mejnega razmerja med razpetino in statično višino nisem presegel, torej mi povosov ni potrebno računati.

4.4.5 Kontrola razpok

Omejitev širine razpok pri armiranih in prednapetih ploščah stavb, ki so obremenjene na upogib brez pomembne osne sile niso potrebni, kadar celotna višina prereza ne presega 200 mm. Pri tem pa je potrebno upoštevati določila poglavja 9.3 standarda SIST EN 1992-1-1:2005, ki se nanaša na detajliranje elementov in posebna pravila za polne plošče.

4.4.6 Medsebojna oddaljenost armaturnih palic

Medsebojna oddaljenost armaturnih palic ne sme prekoračiti dolžine $s_{\max, \text{slabs}}$. Priporočene vrednosti so (SIST EN 1992-1-1:2005):

- za glavno armaturo $3h \leq 400\text{mm}$; h je celotna višina plošče,
- za razdelilno armaturo $3,5h \leq 450\text{mm}$.

v območjih koncentriranih obtežb oziroma v območjih z največjimi upogibnimi momenti se te medsebojne oddaljenosti palic zmanjšajo (SIST EN 1992-1-1:2005):

- pri glavni armaturi na $h \leq 250\text{mm}$
- pri razdelilni armaturi na $h \leq 400\text{mm}$

4.4.7 Armatura plošč v bližini podpor

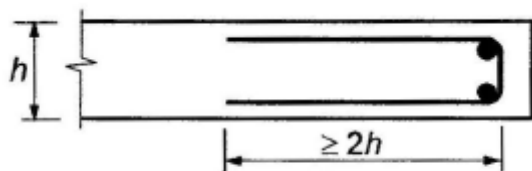
V primeru delne vpetosti plošč na enem robu, je potrebno namestiti takšno zgornjo armaturo, da je sposobna prevzeti najmanj 25% največjega upogibnega momenta v polju. Ta armatura mora segati najmanj do 0,2-kratne razpetine sosednjega polja, merjeno od roba podpore. Neprekinjena mora biti preko vmesnih podpor in sidrana ob končnih podporah.

4.4.8 Vogalna armatura

Če izvedem ploščo tako, da na vogalih preprečim dvig plošče moram tam zagotoviti ustrezno armaturo oziroma sidra.

4.4.9 Armatura ob prostih vogalih

Na prostem robu moram zagotoviti vzdolžno in prav tako prečno armaturo.



Slika 9.8: Robna armatura plošče

Slika 17: Prikaz armature na prostih robovih konstrukcije (SIST EN 1992-1-1:2005).

4.4.10 Strižna armatura

Za uporabo strižne armature mora znašati debelina plošče vsaj 200 mm. S to armaturo prevzemam prečne sile, ki se pojavijo v obravnavani konstrukciji.

Kontrolo striga preverim po SIST EN 1992-1-1:2005.

V območjih kjer velja pogoj $V_{ed} \leq V_{rd,c}$ strižna armatura računsko ni potrebna, pri čemer je V_{ed} računska projektna prečna sila v obravnavanem prerezu, zaradi vpliva zunanje obtežbe.

$$V_{rd,c} = \left[C_{rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d \quad (40)$$

$$\geq (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

Kjer so:

f_{ck}	karakteristična tlačna trdnost betona,
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$	pri čemer je d v [mm],
$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0,02$	delež ustrezno zasidrane armature,
A_{sl}	ploščina prereza natezne armature,
b_w	najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone [mm]; $b_w = 1000\text{mm}$,
N_{ed}	osna sila prereza, ki jo povzroči obtežba ali prednapetje,
A_c	ploščina prečnega prereza betona,
$V_{rd,c}$	projektna vrednost strižne odpornosti.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} < 0,2f_{cd}[\text{MPa}]^*$$

Opomba:

(*) - V plošči ni osnih sil, tako da ta del enačbe odpade oziroma ga ne upoštevamo.

Vrednosti $C_{rd,c}$, v_{min} in k_1 , so podane v nacionalnih dodatkih standardov, ki veljajo pri nas. Priporočene vrednosti so:

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \quad (41)$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{1/2} \quad (42)$$

$$k_1 = 0,15 \quad (43)$$

Obravnavam enako ploščo kot sem to storil pri kontroli pomikov, saj v te plošči pride do največje strižne sile.

Izračun:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{150}} = 2,15 \leq 2,0 \rightarrow k = 2,0 \quad (44)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} * \rho_{ly}} = \sqrt{0,00377 * 0,00151} = 0,0024 \leq 0,02 \quad (45)$$

Pri čemer je:

$$\rho_{lx} = \frac{A_{prip.}}{b_w * d_x} = \frac{\frac{565mm^2}{m}}{1000 * \frac{150mm^2}{m}} = 0,00377 \quad (46)$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{prip.}}{b_w * d_y} = \frac{\frac{241mm^2}{m}}{1000 * \frac{160mm^2}{m}} = 0,00151 \quad (47)$$

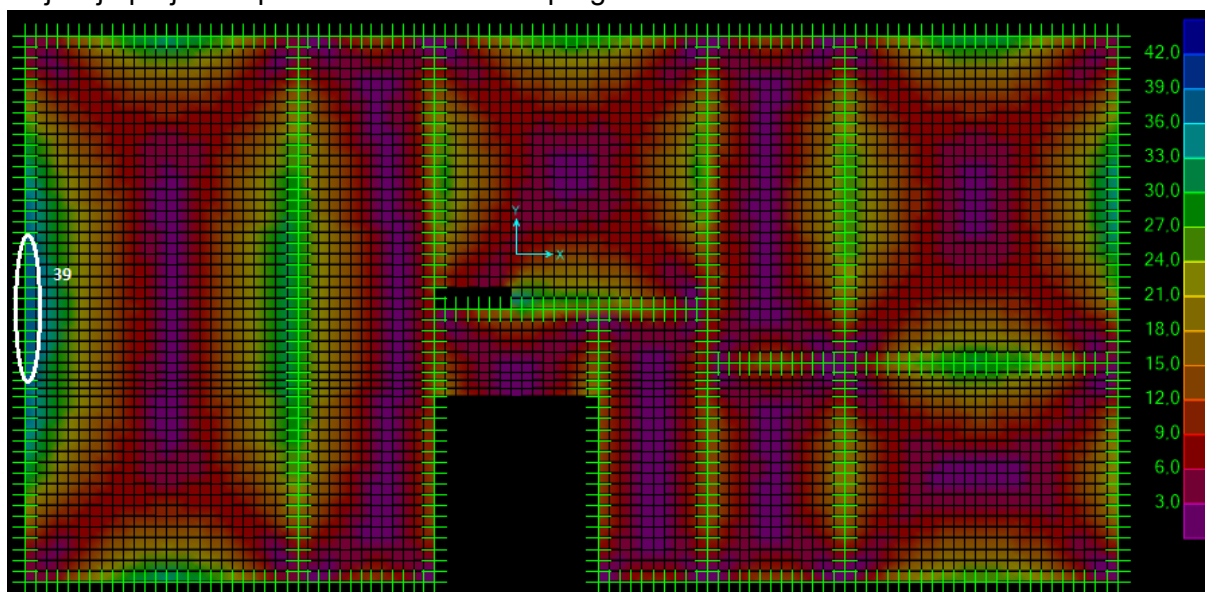
$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = 155mm \quad (48)$$

$$f_{ck} = 30MPa \quad (49)$$

$$v_{min} = 0,035 * 2^{\frac{3}{2}} * \sqrt{30} = 0,54N/mm^2 \quad (50)$$

$$V_{rd,c} = 0,12 * 2,0 * (100 * 0,002 * 30)^{\frac{1}{3}} * 1000 * 155 = 67597N \geq 0,54 * 1000 * 155 = 83700N \quad (51)$$

Največjo projektno prečno silo odčitam iz programa in znaša 39 kN.



Slika 18: Maksimalna prečna sila v plošči v kN.

Naslednja ugotovitev je, da strižne armature v plošči ne potrebujemo, saj je zadoščeno pogoju:

$$V_{ed} = 39\text{kN} \leq V_{rd,c} = 83,7\text{kN} \quad (52)$$

5 ZAKLJUČEK

Za izdelavo te naloge sem se odločil zgolj iz radovednosti. Projektiranje stropu mi je vzelo ogromno časa, saj se z večino stvari, ki sem se jih dotaknil v diplomski nalogi prej še nisem podrobneje spoznal. Res je, da smo znanje, ki sem ga uporabljal pridobili v času šolanja, vendar izivov pri dejanskem primeru kot je ta ne zmanjka.

Veliko problemov mi je povzročala sama določitev računskega modela, kot sem to tudi predvideval. Največ težav so mi povzročali stiki med samo stropno konstrukcijo in nosilnimi stenami. Težave sem se nato lotil tako, da sem s programom zrisal celoten objekt, definiral vse nosilne stene in nato določil prostostne stopnje na samih stikih.

Zaradi boljše predstave sem si objekt ogledal na lastne oči. To mi je pomagalo bolje razumeti detajle same konstrukcije.

Prišel sem do spoznanja, da se je potrebno problemov lotevati po svoji lastni presoji ter jih nato kontrolirati po standardu Evrokod. Idej za rešitev je bilo ogromno, vendar se mi zdi ključnega pomena, da si izberem zgolj eno in se je nato držimo. Vsekakor je več poti do rezultata, vendar dokler sem s končnim rezultatom v mejah standarda, sem na pravi poti. Celotna diplomska naloga me je prisilila v branje in razumevanje standarda Evrokod, kar je ključnega pomena, v kolikor želim s takim delom nadaljevati. Seveda sem s standardom z roko v roki skozi celoten potek študija, vendar mi ga v celoti nikoli ni bilo potrebno pregledati.

Rezultat celotnega dela diplomske naloge in projektiranja se nato odraža v armaturnem načrtu, s katerim se do sedaj še nisem podrobno spoznal. Že samo branje konkretnih načrtov mi je povzročalo precej težav. Tako sem za izdelovanje le tega porabil ogromno časa.

Torej skozi celotno delo sem pridobil veliko novega znanja in izkušenj, tako iz vidika modeliranja kot dimenzioniranja.

VIRI

AMAL. 2015. Tehnični list: 4 str.

Brank, B. 2015. Predavanja Ploskovne konstrukcije. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 50 str.

Bratina, S. 2015. Vaje Masivne konstrukcije. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 73 str.

KNAUF. 2006: Tehnični prospekt podjetja KNAUF: 38 str.

Legen, M. 2013. Požarna odpornost jeklen poslovne stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Legen): 39 str.

Lopatič, J. 2012. Skripta predavanj Betonske konstrukcije 1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 109 str.

Saje, D. 2014. Vaje Betonske konstrukcije 2 Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 98 str.

Mosley B., Bungey J., Hulse R. 2012. Reinforced concrete design to Eurocode 2 seventh edition: 444 str.

Standardi:

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1990:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij.

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

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

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

Elektronski viri:

SAP2000. 2015.

<http://www.csiamerica.com/products/sap2000/> (Pridobljeno dne 15. 7. 2015)

CERESIT. 2015. Tehnični prospekt.

<http://www.ceresit.si/izdelki/ceresit-sistemi-hidroizolacije/cementne-vodotesne-mase/ceresit-cr-166/> (Pridobljeno dne 1. 8. 2015)

PRILOGA A: OPIS KONSTRUKCIJE**A1: Splošno**

Investitor Župnijski urad Vodice namerava zgraditi nov objekt – Župnijski dom. Predvidena novogradnja se nahaja v Vodichah ob stari Brniški cesti. Stavba je locirana na rob dvignjenega terena – ježe tako, da so kletni prostori dostopni s spodnjega nivoja, v pritličje pa se vstopa z nivoja ceste. V kleti so predvideni prostori Karitas in Kapela. V pritličju se nahajajo učilnice ter po dve stanovanjski enoti in energetski prostor v podstrešnem delu.

Objekt tvorijo tri etaže in sicer pritličje, prvo nadstropje in mansarda. Višinska kota objekta $\pm 0,00$ predstavlja nadmorsko višino 300,50 m. Streha je dvokapnica z naklonom 45° . Sleme doseže višino +14,24 m.

Objekt je temeljen na temeljni plošči višine $h = 30$ cm.

Tabela 13: Pregled gabaritov.

Etažnost	K+P+1+M
Tlorisni gabariti	Tlorisna velikost stavbe v stiku z zemljiščem je $10,50 \times 20,50$ m Tlorisna velikost projekcije najbolj izpostavljenih delov objekta na zemljišče znaša $14,24 \times 20,70$ m
Višinski gabariti	K = -3,95 m P = $\pm 0,00$ m N = +4,00 m M = +6,84 m
Kota $\pm 0,00$	342,85
Streha	Dvokapnica z naklonom 45° Kritina – bobrovec, naravne opečne barve Strešna okna na obeh strešinah

A2: Opis nosilne konstrukcije in statični sistemi

a. Vertikalni nosilni elementi

Vertikalne konstrukcije predstavljajo armiranobetonski okvirji oziroma armiranobetonske stene ter stene stopnišč. Objekt lahko uvrstimo v pretežno stenasto konstrukcijo. Debelina večine sten je 30 cm, nekaj pa tudi 20 cm. Zahtevana kvaliteta betona za vse elemente konstrukcije je C30/37, armatura pa z visoko duktilnega jekla razreda B kvalitete S500.

b. Medetažne konstrukcije

Armiranobetonska plošča med pritličjem in prvim nadstropjem je višine 20 cm. Poševna plošča mansarde je višine 20 cm. Vodoravni del plošče nad mansardo je višine 20 cm. Stopnice v objektu so armiranobetonske z nosilno ploščo višine 15 cm.

Armatura je kvalitete S500 – visoko duktilno jeklo razreda B, kvaliteta betona pa znaša C30/37.

c. Jeklene konstrukcije

Na objektu sta dva pomembna elementa konstrukcije iz jekla.

d. Lesene konstrukcije

Na strehi so špirovci dimenzij 16/20 cm z osnim razmakom do 1,5 cm.

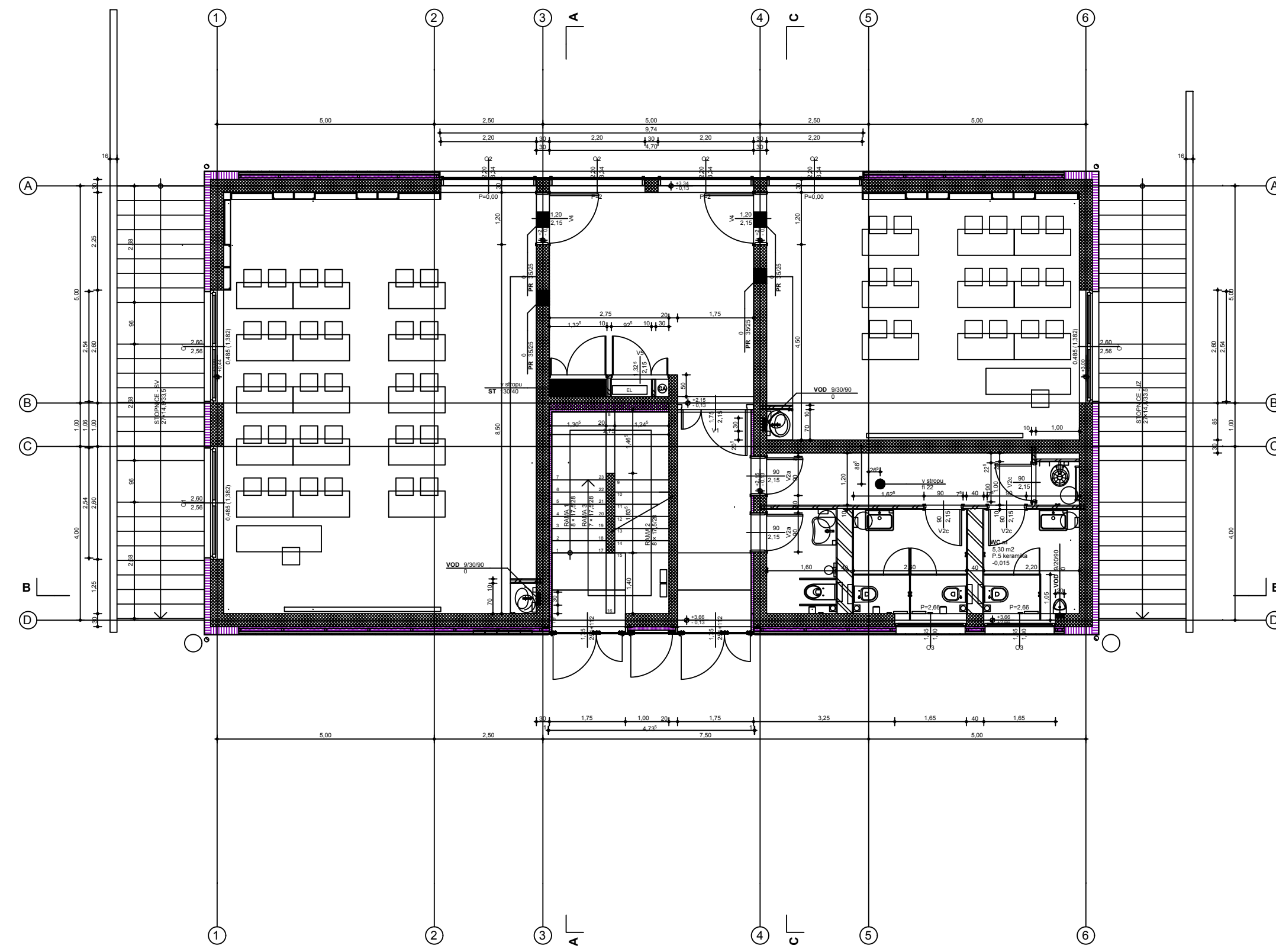
A3: Arhitektura

Med prilogo B se nahaja tloris pritličja oziroma tloris etaže pod obravnavano stropno ploščo, tloris nadstropja oziroma tloris etaže nad obravnavano stropno ploščo in prečni prerez celotnega objekta.

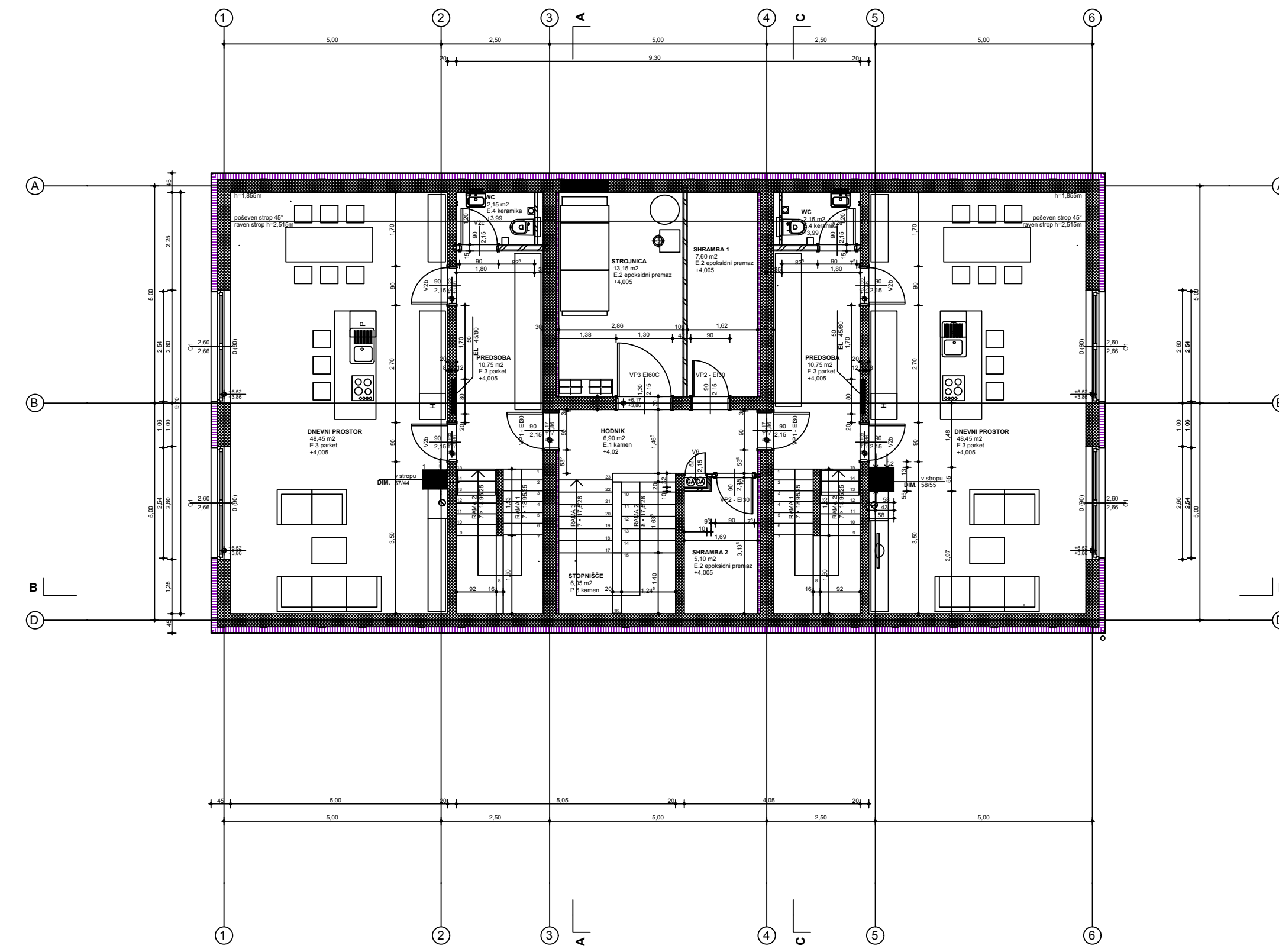
A4: Geomehanke karakteristike oziroma temeljenje

Temeljenje je zaradi zmanjšanja velikosti posedkov zasnovano na temeljni plošči debeline 30 cm. Na spodnji strani objekta se temeljna plošča poglobi pod cono zmrzovanja in skupaj z vertikalnim nastavkom tvori t.i. grede »Z« prereza.

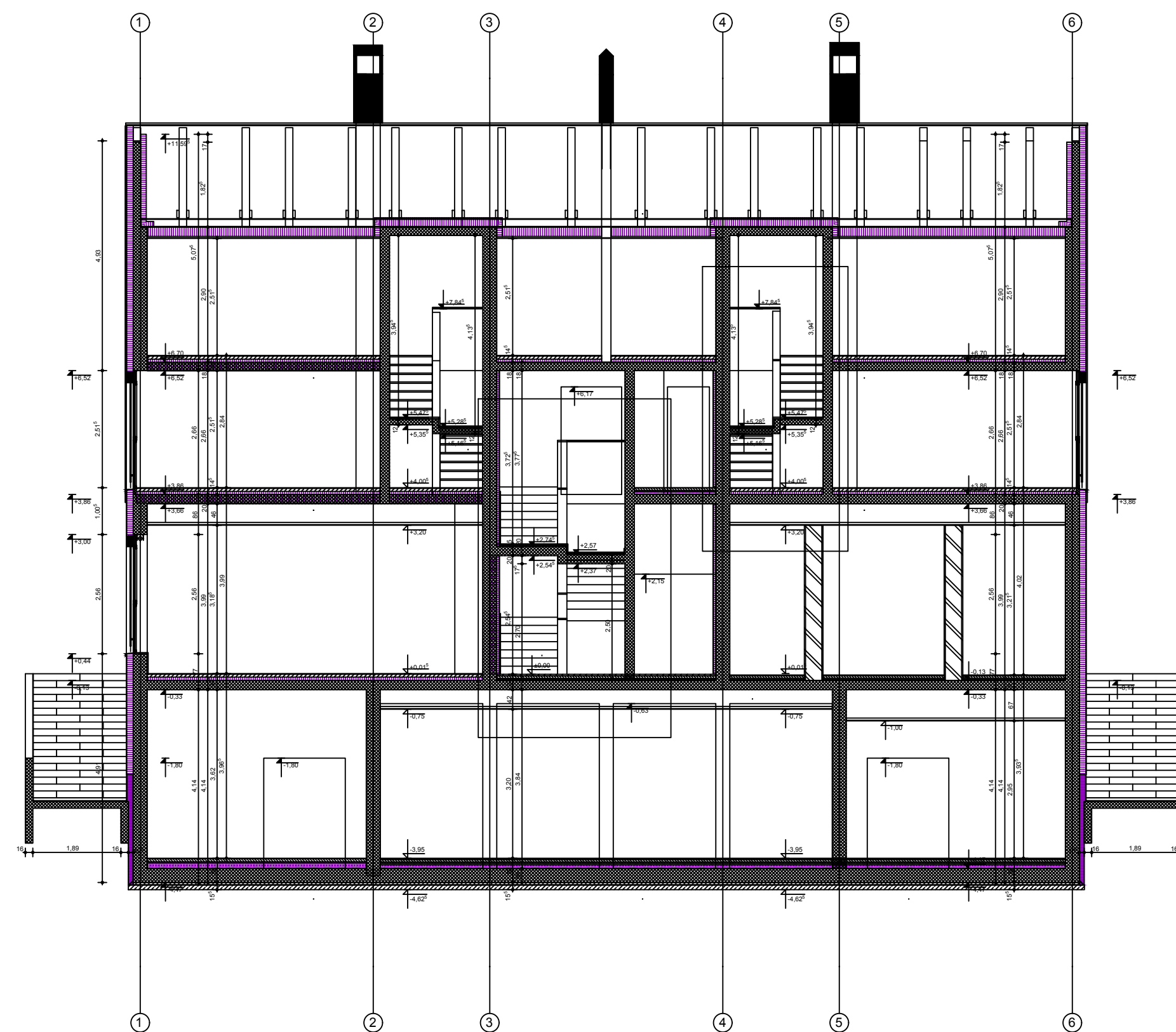
TLORIS PRITLIČJA M 1:100



TLORIS NADSTROPJA M 1:100

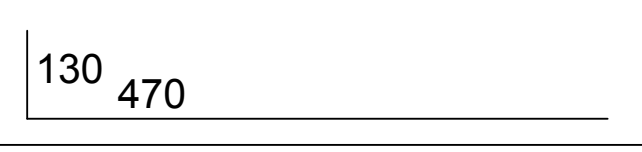
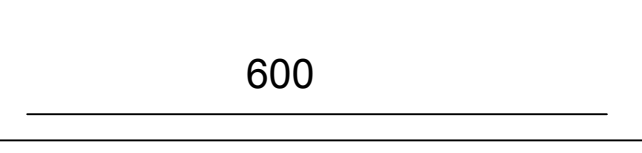
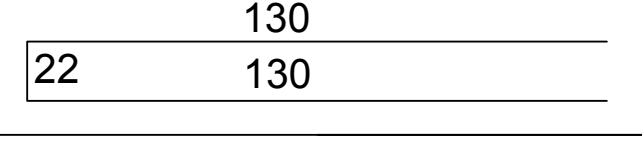
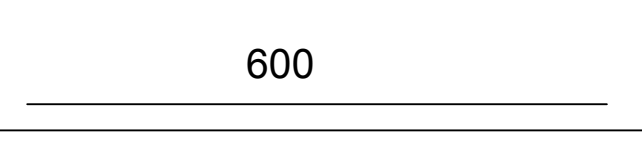
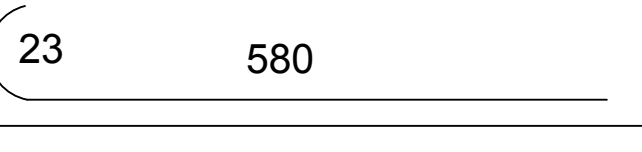
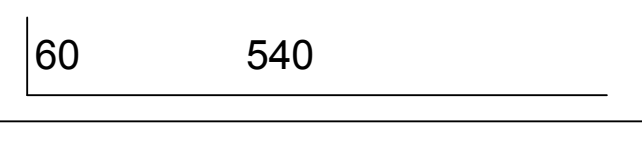
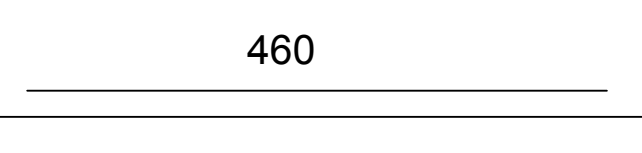
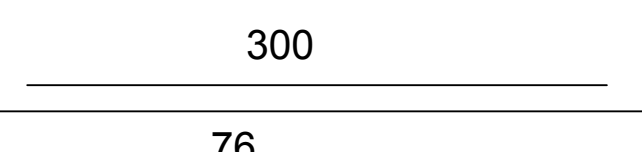
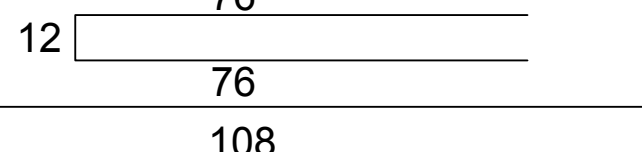
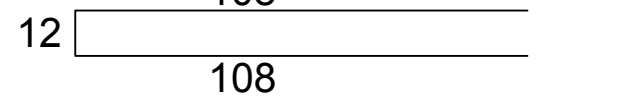


PREREZ B - B M 1:100

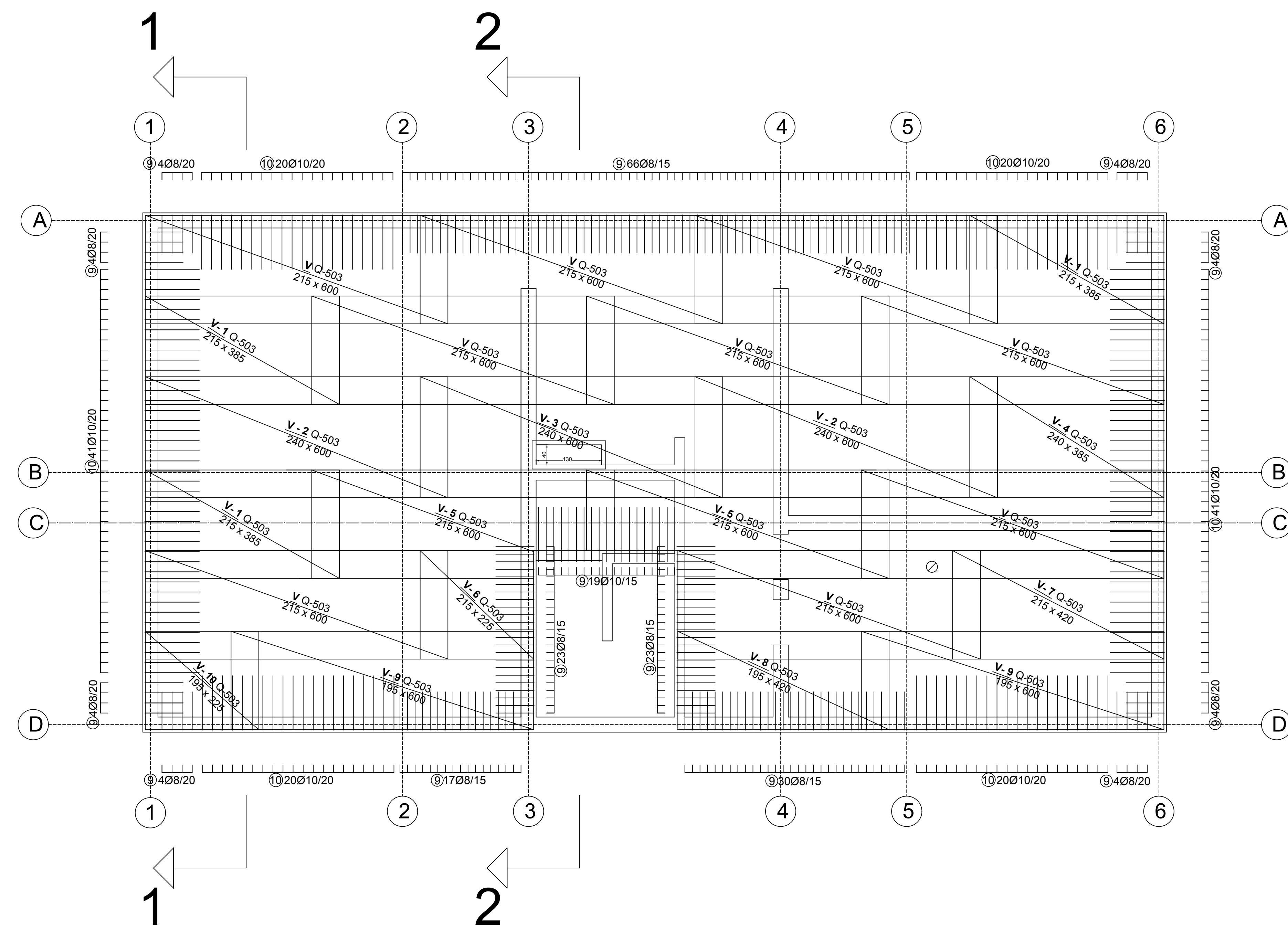


ozn	oznaka tipa	B (cm)	L (cm)	n (kos)	Teža (kg/m ²)	Skupna teža (kg)
V	Q-503	215	600	9	8.03	932
V-1	Q-503	215	385	3	8.03	198
V-2	Q-503	240	600	2	8.03	231
V-3	Q-503	240	600	1	8.03	116
V-4	Q-503	240	385	1	8.03	74
V-5	Q-503	215	600	2	8.03	207
V-6	Q-503	215	225	1	8.03	39
V-7	Q-503	215	420	1	8.03	73
V-8	Q-503	195	420	1	8.03	66
V-9	Q-503	195	600	2	8.03	188
V-10	Q-503	195	225	1	8.03	36

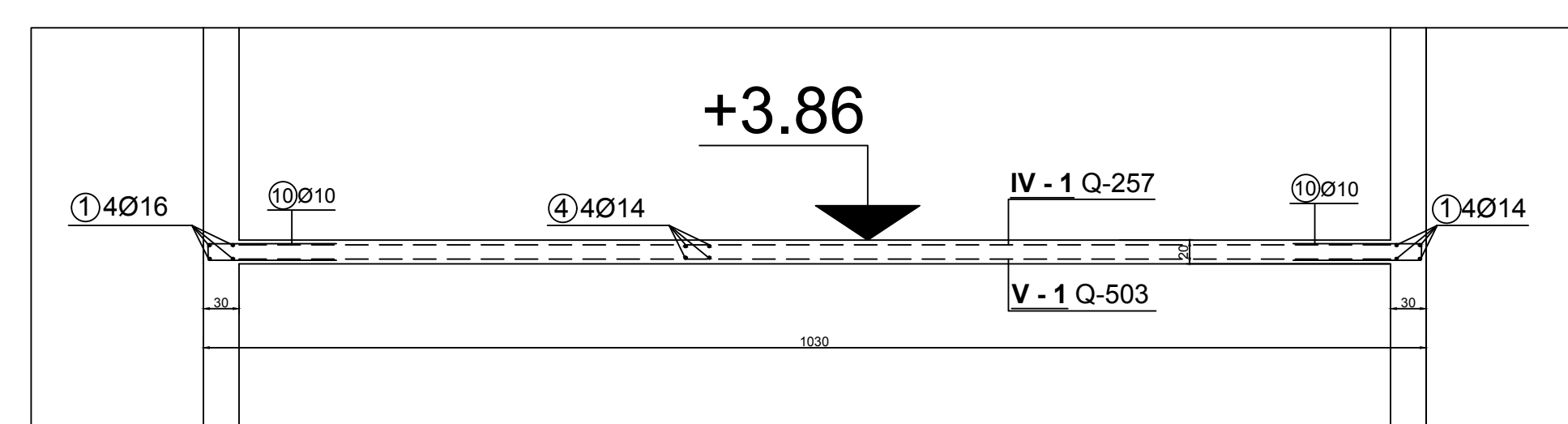
ozn	oznaka tipa	B (cm)	L (cm)	n (kos)	Teža (kg/m ²)	Skupna teža (kg)
IV	Q-257	215	600	9	4.16	483
IV-1	Q-257	215	385	3	4.16	103
IV-2	Q-257	240	600	2	4.16	120
IV-3	Q-257	240	600	1	4.16	60
IV-4	Q-257	240	385	1	4.16	38
IV-5	Q-257	215	600	2	4.16	107
IV-6	Q-257	215	225	1	4.16	20
IV-7	Q-257	215	420	1	4.16	38
IV-8	Q-257	195	420	1	4.16	34
IV-9	Q-257	195	600	2	4.16	97
IV-10	Q-257	195	225	1	4.16	18

ozn	oblika in mere (cm)	Ø(mm)	L/kos (cm)	n (kos)	L (m)
1		16	600	16	96
2		16	600	38	228
3		16	282	8	23
4		14	600	36	216
5		16	616	20	124
6		16	600	8	48
7		16	460	6	28
8		16	300	12	36
9		8	164	156	256
10		10	228	162	370

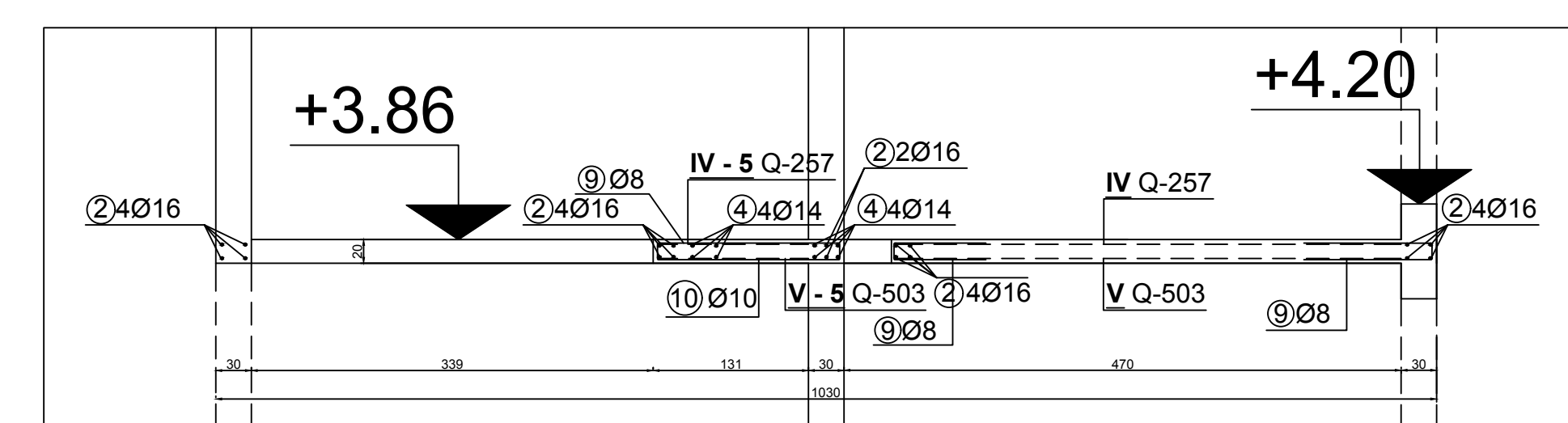
Spodnja armatura



PREREZ 1 - 1



PREREZ 2 - 2



Zgornja armatura

