

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:

Čoh, M. 2012. Projektiranje AB stropne konstrukcije poslovnega objekta. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Lopatič, J.): 50 str.

University  
of Ljubljana

Faculty of  
*Civil and Geodetic  
Engineering*



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

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

This is original version of final thesis.

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

Čoh, M. 2012. Projektiranje AB stropne konstrukcije poslovnega objekta. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Lopatič, J.): 50 pp.

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

**VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJ  
PRVE STOPNJE  
OPERATIVNEGA  
GRADBENIŠTVA**

Kandidat:

**MATIC ČOH**

**PROJEKTIRANJE AB STROPNE KONSTRUKCIJE  
POSLOVNEGA OBJEKTA**

Diplomska naloga št.: 14/OG-MK

**DESIGN OF A REINFORCED CONCRETE SLAB OF  
THE COMERCIAL BUILDING**

Graduation thesis No.: 14/OG-MK

**Mentor:**

izr. prof. dr. Jože Lopatič

**Predsednik komisije:**

doc. dr. Tomo Cerovšek

**Član komisije:**

doc. dr. Živa Kristl

izr. prof. dr. Maruška Šubic-Kovač

Ljubljana, 26. 09. 2012

## **STRAN S POPRAVKI**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

**IZJAVE**

Podpisani ČOH MATIC izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »**PROJEKTIRANJE AB STROPNE KONSTRUKCIJE POSLOVNEGA OBJEKTA**«.

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

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

Ljubljana, \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
(Podpis)

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>62-112.3 (043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Matic Čoh</b>
<b>Mentor:</b>	<b>izr. prof. dr. Jože Lopatič</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Projektiranje AB stropne konstrukcije poslovnega objekta</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>58 str., 15 pregl., 53 sl.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>projektiranje, Standard Evrokod, obtežbe, SOFISTIK, mejna stanja</b>

### **Izvleček**

V pričujočem diplomskem delu je predstavljeno projektiranje medetažne stropne konstrukcije v armiranobetonski izvedbi. Obravnavana medetažna stropna konstrukcija predstavlja ploščo med pritličjem in prvim nadstropjem poslovnega objekta. Projektiranje je bilo izvedeno v programskem okolju SOFiSTiK in skladno z veljavnim evropskim standardom Evrokod.

Na osnovi pridobljenih načrtov objekta je bil predmet naloge določiti obtežbe, ki obremenjujejo armiranobetonsko ploščo, izdelati ustrezen računski model v programu Sofistik ob upoštevanju vhodnih podatkov, kot so material in prečni prerez ter geometrija plošče. Po opravljenem omenjenem delu je sledila kontrola mejnih stanj, to je mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti.

S programom Sofistik je bilo izvedeno tudi dimenzioniranje armiranobetonske plošče.

Na podlagi izračunanih potrebnih količin armature smo izrisali tudi armaturni načrt za izvedbo. Izris armature je potekal v programskem okolju AutoCAD.

**BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALIST INFORMATION**

**UDC:** 62-112.3 (043.2)  
**Author:** Matic Čoh  
**Cosupervisor:** Assoc. Prof. Jože Lopatič, Ph. D.  
**Title:** Design of a reinforced concrete slab of the comercial building  
**Scope and tools:** 58 p., 15 tab., 53 fig.  
**Keywords:** design, Eurocode Standard, actions, SOFiSTiK, limit states

**Abstract**

The thesis presents the design of inter-floor ceiling construction in reinforced concrete implementation. This inter-floor ceiling construction presents a panel between the ground-floor and the first-floor of an office building. The design which was carried out in the software environment SOFiSTiK took into account all the valid European standards Eurocode.

Based on the obtained plans of the building the main tasks were to determine the load that burdens the reinforced concrete plate, create an appropriate computational model in the “Sofistik” software with regard to the input data, such as material, cross-section and geometry of the panel. After accomplishing these tasks there followed the control of limit states (the limit state of carrying capacity and the limit state of usability).

The design of reinforced concrete panels was done with “Sofistik” software. Based on the calculation of the necessary amount of reinforcement we drew a reinforcement plan for execution. The plotting of the reinforcement was made in the software environment “AutoCAD”.

## **ZAHVALA**

Iskreno se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Jožetu Lopatiču za strokovno pomoč in nasvete, ki so mi bili v veliko pomoč pri izdelavi diplomske naloge. Zahvaljujem se tudi g. Goranu Juvanu iz podjetja AJM okna-vrata-senčila d.o.o. za strokovno pomoč in podatek.

Rad bi se zahvalil podjetju SOFiSTiK AG za brezplačno uporabo programskega okolja Sofistik, ki sem ga uporabljal pri izdelavi diplomske naloge.

Iskrena hvala tudi družini, prijateljem in dekletu, ki so stali ob meni tekom študija, me spodbujali, vlivali moč in nudili podporo.

Hvala tudi vsem ostalim, ki ste mi vsa ta leta stali ob strani.

## KAZALO VSEBINE

1	UVOD .....	1
2	OPIS KONSTRUKCIJE.....	3
2.1	Splošno.....	3
2.2	Zasnova konstrukcije in statični sistem.....	3
2.3	Arhitektura .....	4
2.4	Geomehanske karakteristike .....	6
2.5	Uporabljeni materiali .....	6
2.5.1	Beton.....	6
2.5.2	Jeklo.....	8
2.5.3	Zidaki .....	8
2.6	Krovni sloj betona .....	8
2.6.1	Pogoji okolja.....	9
2.6.2	Izračun krovne plasti .....	9
2.7	Uporabljeni standardi .....	11
3	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO .....	12
3.1	Lastna teža.....	12
3.2	Preostala stalna obtežba .....	12
3.2.1	Terasa (T-T_01).....	13
3.2.2	Etažna plošča pisarn (T-N_01) .....	15
3.2.3	Etažna plošča stranišč, stopniščenega jedra in mini kuhinje (T-N_02).....	15
3.2.4	Stopnice (T-S_01).....	16
3.2.4.1	Privedba ploskovne obtežbe stopnic [T-S_01] na linijsko obtežbo prostega roba plošče stopniščenega jedra .....	18
3.2.4.2	Privedba ploskovne obtežbe stopnic [T-S_02] na linijsko obtežbo prostega roba plošče stopniščenega jedra .....	20
3.2.5	Stalna teža predelnih zidov .....	21
3.2.5.1	Opečni zid debeline 20 cm .....	21
3.2.5.2	Zid iz penobetona debeline 15 cm .....	22
3.2.5.3	Opečni zid debeline 10 cm .....	23
3.2.5.4	Predelna stena iz mavčno – kartonskih plošč .....	23
3.2.6	Stalna teža zasteklitve (steklena fasada).....	24
3.2.7	Stalna teža steklene ograje.....	25
3.3	Koristna obtežba .....	25
3.4	Potresna obtežba .....	28
3.5	Obtežne kombinacije.....	28
3.5.1	Mejno stanje nosilnosti.....	28



3.5.2	Mejno stanje uporabnosti .....	29
4	PROJEKTIRANJE AB MEDETAŽNE STROPNE KONSTRUKCIJE.....	30
4.1	Opis programa Sofistik .....	30
4.1.1	Zgodovina.....	30
4.1.2	Delovanje programskega orodja Sofistik .....	31
4.2	Ustvarjanje računskega modela .....	32
4.2.1	Ime projekta, sistem, uporabljen standard.....	32
4.2.2	Material .....	32
4.2.3	Prečni prerez plošče .....	33
4.2.4	Geometrija obravnavane plošče .....	33
4.2.5	Delujoča obtežba .....	35
4.2.6	Obtežne kombinacije.....	36
4.3	Obremenitve plošče – notranje statične količine .....	37
4.4	Dimenzioniranje plošče .....	41
4.4.1	Minimalna potrebna natezna armatura .....	41
4.4.2	Maksimalna količina armature .....	42
4.4.3	Potrebna armatura, ki jo poda program Sofistik.....	42
4.4.4	Kontrola povosov .....	45
4.4.5	Kontrola preboja plošče .....	47
4.4.5.1	Razporeditev obtežbe in osnovni kontrolni obseg.....	48
4.4.5.2	Račun striga pri preboju plošče .....	48
4.4.6	Kontrola razpok.....	52
5	ZAKLJUČEK.....	55
VIRI	.....	56

**KAZALO PREGLEDNIC**

Preglednica 1: stalna teža tlaka v območju terase .....	14
Preglednica 2: stalna teža tlaka v področju pisarniških prostorov .....	15
Preglednica 3: stalna teža tlaka v področju stranišč in stopnišč ter mini kuhinje.....	16
Preglednica 4: stalna teža tlaka v območju vseh stopniščnih jeder .....	17
Preglednica 5: Sestava opečnega zidu debeline 20 cm in račun njene teže.....	22
Preglednica 6: Sestava zidu iz penobetona debeline 15 cm in račun njene teže .....	22
Preglednica 7: Sestava opečnega zidu debeline 10 cm in račun njene teže.....	23
Preglednica 8: Sestava in račun teže predelne stene iz mavca .....	24
Preglednica 9: Sestava in izračun linijske obtežbe steklene ograje .....	25
Preglednica 10: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe.....	26
Preglednica 11: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe vključno s prišteto nadomestno obtežbo lahkih predelnih sten.....	27
Preglednica 12: Varnostni in kombinacijski faktorji za mejna stanja nosilnosti.....	28
Preglednica 13: Kombinacijski faktorji za mejna stanja uporabnosti.....	29
Preglednica 14: Maksimalne in minimalne vrednosti momentov obravnavane plošče.....	40
Preglednica 15: Maksimalne in minimalne vrednosti teoretično potrebnih količin armature .....	44

## KAZALO SLIK

Slika 1: Tloris pritličja objekta; etaža pod obravnavano ploščo.....	4
Slika 2:Tloris etaže nad obravnavano stropno plošče .....	5
Slika 3: Prerez objekta.....	6
Slika 4: Krovni sloj betona - Cnom.....	9
Slika 5: Zahteve za najmanjšo debelino krovnega sloja (SIST EN 1992-1-1 : 2005).....	10
Slika 6: Upoštevanje lastne teže v programu .....	12
Slika 7: Prikaz oznak sestave tlakov .....	13
Slika 8: Sestava tlaka na terasi .....	13
Slika 9: Teža suhomontažnega stropa glede na debelino stropne obloge (vir: strokovni prospekt podjetja Knauf).....	14
Slika 10: Prikaz sestave tlaka v prostorih pisarn.....	15
Slika 11: Prikaz sestave tlaka v prostorih mini kuhinje, stranišč in stopnišč .....	15
Slika 12: Geometrija in sestava tlaka stopniščnih ram.....	16
Slika 13: Prerez stopniščnega jedra št. 1 in št. 3; analiza tlaka [T-S_01].....	17
Slika 14: Prikaz računskega modela stopniščne rame št. 1 in diagram prečnih sil Ved, ki jih povzroča prikazana obtežba qs (glej preglednico 4).....	18
Slika 15: Prikaz računskega modela stopniščne rame št. 2 in diagram prečnih sil Ved, ki jih povzroča prikazana obtežba qs (glej preglednico 4).....	19
Slika 16: Obremenitev prostega roba plošče zaradi stopnišče rame [T-S_01] in [T-S_02] .....	20
Slika 17: Obremenitev prostega roba plošče (stopniščno jedro št. 2) zaradi stopnišče rame [T-S_01] in .....	21
Slika 18: Opečni zid debeline 20 cm.....	21
Slika 19: Sestava predelne stene iz mavca (vir: prospekt podjetja Knauf) .....	23
Slika 20: Raster steklene fasade .....	24
Slika 21: Sestava in mere steklene ograje .....	25
Slika 22: Obremenitev prostega roba plošče zaradi koristne obtežbe stopniščne rame (št.1).....	26
Slika 23: Obremenitev prostega roba plošče zaradi koristne obtežbe stopniščne rame (št.2).....	27
Slika 24: Logotip podjetja Sofistik AG (dostopno na spletni strani: <a href="http://www.sofistik.com">http://www.sofistik.com</a> ) .....	30
Slika 25: Oglas sofistika leta 1987 (dostopno na spletni strani: <a href="http://www.sofistik.com">http://www.sofistik.com</a> ).....	30
Slika 26: Logotip programa SOFiCAD (dostopno na spletni strani: <a href="http://www.acadgraph.de">http://www.acadgraph.de</a> ) .....	31
Slika 27: Določitev osnovnih parametrov projekta .....	32
Slika 28: Materialne karakteristike projekta .....	33
Slika 29: Prerez plošče .....	33
Slika 30: Tloris razdeljen na strukturne površine.....	34
Slika 31: Strukturna površina z imenom in številko. Videti je tudi obtežba, ki je postavljena na njej .	35

Slika 32: Določitev parametrov podpor AB plošče.....	35
Slika 33: Prikaz obtežbe stopniščne rame in predelne stene .....	36
Slika 34: Stalna in koristna obtežba prostora in obtežba steklene fasade.....	36
Slika 35: Kombinacijski ter varnostni faktorji za lastno in stalno težo .....	36
Slika 36: Varnostni in kombinacijski faktorji za koristno obtežbo (B - pisarne) .....	37
Slika 37: Mreža končnih elementov plošče.....	37
Slika 38: Deformirana mreža končnih elementov zaradi lastne in stalne obtežbe .....	38
Slika 39: Ovojnica maksimalnih upogibnih momentov v smeri x - $M_{xx}$ [KNm/m].....	38
Slika 40: Ovojnica maksimalnih upogibnih momentov v smeri y - $M_{yy}$ [KNm/m].....	39
Slika 41: Ovojnica minimalnih upogibnih momentov v smeri x - $M_{xx}$ [KNm/m].....	39
Slika 42: Ovojnica minimalnih upogibnih momentov v smeri y - $M_{yy}$ [KNm/m].....	40
Slika 43: Statična višina prereza – d.....	41
Slika 44: Potrebna količina spodnje upogibne armature ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ) .....	43
Slika 45: Potrebna količina zgornje upogibne armature ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ).....	44
Slika 46: Pomiki obravnavane plošče [mm].....	46
Slika 47: Računski model za dokaz striga pri preboju v mejnem stanju nosilnosti (vir: SIST EN 1992-1-1 : 2005) .....	47
Slika 48: Prikaz najbolj obremenjenega stebra.....	47
Slika 49: Osnovni kontrolni obseg okoli obremenjene ploskve (vir: SIST EN 1992-1-1 : 2005).....	48
Slika 50: Priporočena vrednost $\beta$ glede na lokacijo stebra v objektu (vir: slika 6.21N SIST EN 1992-1-1).....	49
Slika 51: Količina natezne armature v okolici stebra.....	50
Slika 52: Potrebna strižna armatura zaradi nevarnosti preboja.....	51
Slika 53: Dovoljene vrednosti razpoke $w_{max}$ .....	53

## SEZNAM PRILOG

Priloga A: Seznam uporabljenih obtežnih primerov obravnavane plošče

Priloga B: Potrebna količina armature plošče, ki jo izračuna program Sofistik

- B.1: Potrebna količina armatura plošče – spodnja armatura (X – smer)
- B.2: Potrebna količina armatura plošče – spodnja armatura (Y – smer)
- B.3: Potrebna količina armatura plošče – zgornja armatura (X – smer)
- B.4: Potrebna količina armatura plošče – zgornja armatura (Y – smer)

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

Priloga D: Armaturni načrt – zgornja armatura M 1:50

- D.1 Izvleček zgornje armature



## 1 UVOD

Zaključek študija vselej predstavlja zaključni izdelek vsakega študenta. Ker me zelo veseli projektiranje in raziskovanje kako posamezne obtežbe obremenjujejo konstrukcijski element sem se odločil, da to obdelam v diplomski nalogi. Odločil sem se za projektiranje le dela šest etažnega poslovnega objekta v Ljubljani v armiranobetonski izvedbi. V sklopu diplomske naloge sva skupaj z mentorjem izbrala kateri element bom projektiral. Projektiranje medetažne armiranobetonske stropne konstrukcije nad pritličjem je v diplomski nalogi izvedeno po načelih in pravilih standarda, ki je veljaven v stroki, to je Evrokod 2. Projektiranje vsake konstrukcije zahteva dobro poznavanje in razumevanje standardov, kajti vsaka konstrukcija, ki jo projektiramo mora zadostiti določenim zahtevam, te se nanašajo:

- trajnost,
- odpornost,
- stabilnost,
- uporabnost in
- varnost pri uporabi.

Pri projektiranju moramo zelo dobro vedeti, da mora konstrukcija skozi vso svojo življenjsko dobo prenašati vse obtežbe med gradnjo in uporabo z dovolj veliko zanesljivostjo in ekonomičnostjo.

Preveriti moramo mejna stanja nosilnosti in uporabnosti ter zagotoviti z ustrezno preišljenim računskim modelom konstrukcije, natančno določenimi vplivi in materiali, ki delujejo nanjo, da ta stanja ne bodo nikoli presežena v času uporabe objekta.

Osnova za diplomsko nalogo je bil skupek načrtov (obstoječa projektna dokumentacija), ki so definirali poslovni objekt. Ta vsebuje tri podzemne garažne prostore, pritličje in pet nadstropij in ravno streho. Glavna nosilna konstrukcija je v celoti armirano – betonska. Predmet naloge je bil analizirati vse vplive, ki delujejo nad pritličjem, izdelati natančen računski model in dimenzionirati elemente po pravilih standarda Evrokod. Ko omenimo natančni računski model konstrukcije mislimo na to, da se z njim čim bolj približamo realnemu stanju in obnašanju plošče.

Celotno analizo smo izvedeli s programsko opremo Sofistik. Geometrijske in ostale potrebne podatke smo pridobili iz obstoječe projektna dokumentacije. Vplive na obravnavano AB ploščo smo razdelili na stalne (lastna in stalna teža) ter spremenljive (koristna obtežba prostorov). Ostalih vplivov, ki bi delovali na obravnavano ploščo ni. Kombinacijo omenjenih obtežb za preverjanje mejnih stanj smo samo preverili s programom, saj jih podaja sam, s tem ko programskemu okolju določimo po katerih standardih bomo projektirali.

Rezultate, kot so obremenitve konstrukcijskega elementa in potrebno količino armature smo prikazali v četrtem poglavju.

Kot pomembnejši rezultat naloge pa na priloženih listih (priloge) podajamo armaturne načrte.

Glavni namen diplomske naloge je bil spoznati zelo univerzalno in moderno programsko opremo Sofistik in seznaniti se z realnim delom projektiranja, katerega upam, da bom z veseljem opravljal v prihodnosti.



## **2 OPIS KONSTRUKCIJE**

### **2.1 Splošno**

Objekt se nahaja v severnem delu Ljubljane, natančneje v okrožju Ljubljana – Šiška na nadmorski višini 300 m. Zasnovan je kot pet – etažen poslovni objekt s pritličjem in podzemnimi garažami. Garažni prostori sprejmejo v treh nivojih skupno 140 avtomobilov, še 30 pa v okolici objekta.

Objekt je poseben po zanimivi arhitekturni obliki in to, da ima vsaka etaža svojo veliko pokrito teraso. Pritlični prostori so namenjeni gostinskim namenom, trgovini in restavraciji, v zgornjih etažah pa izključno za poslovne namene, možno pa je imeti tudi kakšen prodajni salon. Objekt je na vrhu zaključen z ravno streho na kateri se nahajajo hladilne naprave in nekatere ostale naprave.

### **2.2 Zasnova konstrukcije in statični sistem**

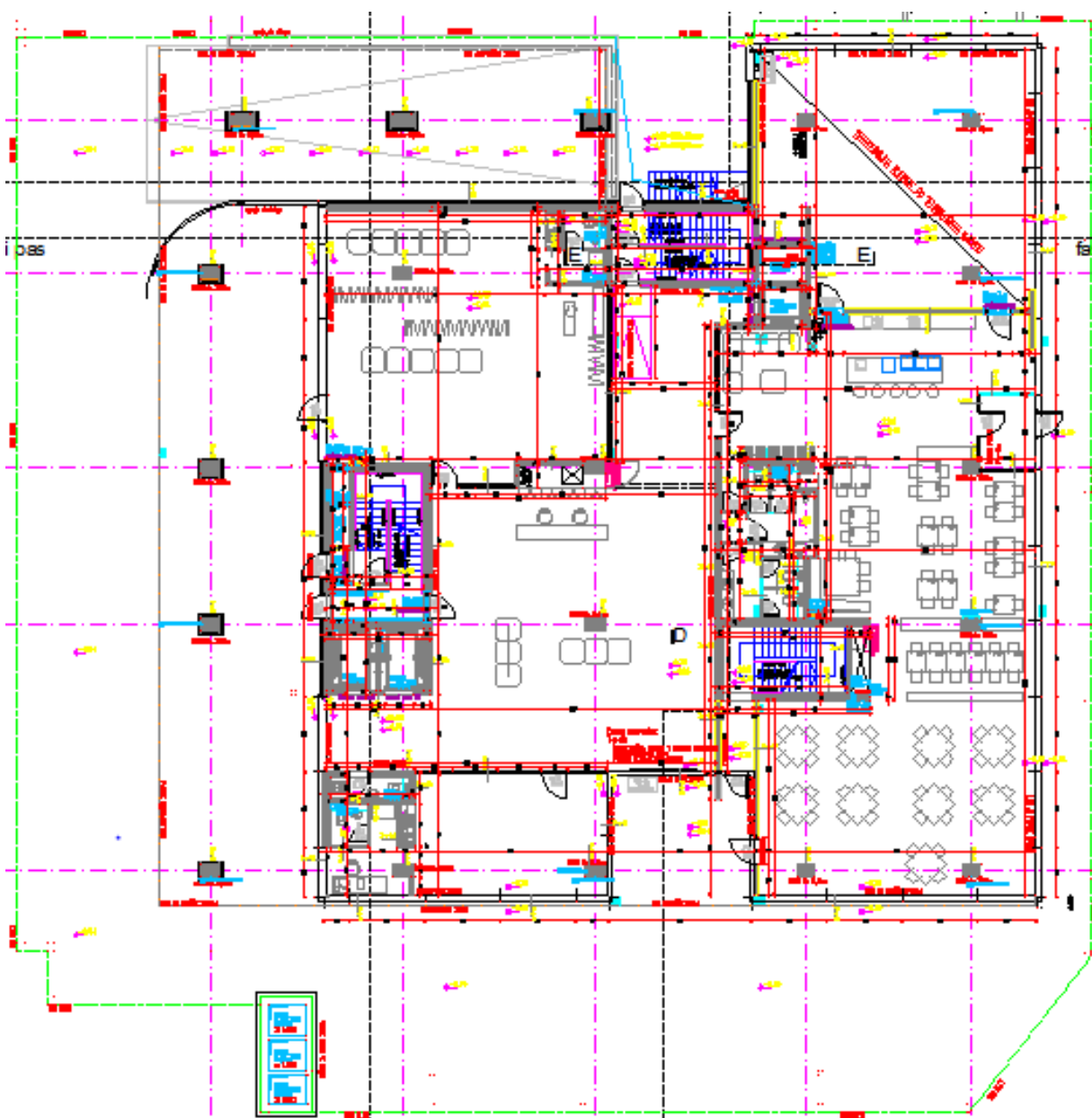
Objekt lahko po konstrukcijski zasnovi uvrstimo v mešan masiven sistem, saj ima po obodu tlorisa armiranobetonske stebre in tri glavna notranja armiranobetonska jedra s stenami, ki dajejo objektu razmeroma veliko stabilnost v primeru potresa.

Predelne stene v objektu so zidane iz opeke debelin 20 cm in 10 cm ter penobetona debeline 15 cm. Nekateri prostori v objektu so pregrajeni tudi montažno in sicer s stenami iz mavčno – kartonskih plošč različnih debelin. Uporabljene so predvsem za formiranje sanitarij, hodnikov in manjših prostorov. Glavne nosilne stene so debelin 20 in 30 cm, dimenzije stebrov pa se po višini spreminjajo. Tako so v pritličju močnejši (100 x 50 cm, 85 x 50 cm, 75 x 50 cm), v 5 nadstropju pa 50 x 50 cm. Armiranobetonska temeljna plošča je debela 70 cm, vse medetažne masivne plošče so debeline 35 cm. Objekt je po višini pravilen in ima enake tlorisne površine nosilne konstrukcije in sicer 36 m x 35,4 m. Objekt je visok 30 m, skupna višina treh kletnih garaž pa je približno 10 m.

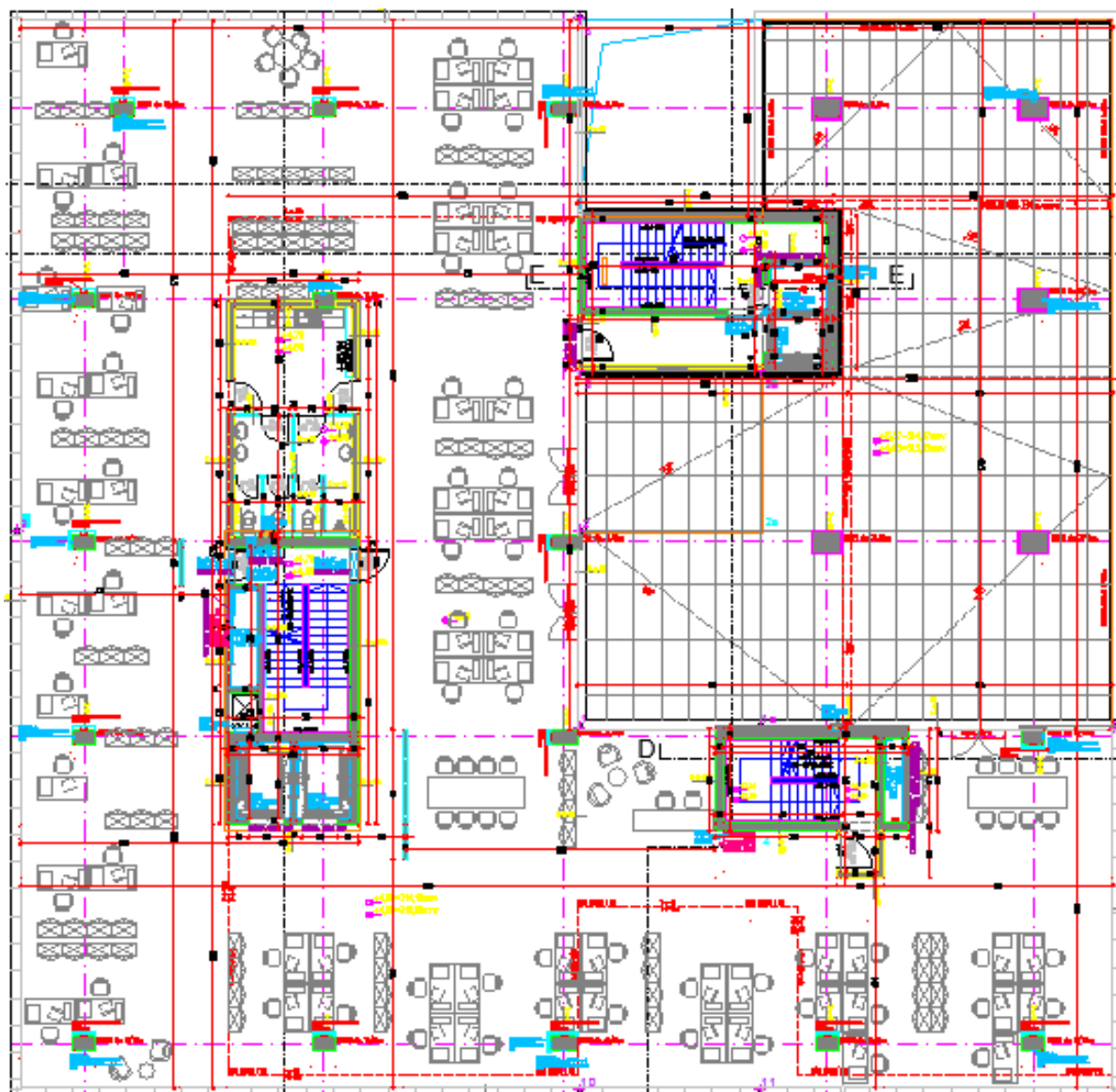
Celotna vertikalna obtežba se preko horizontalnih elementov - plošč prenesejo iz vertikalnih elementov (sten in stebrov) preko katerih se nato vsa obtežba prenese v temeljno ploščo in od tu naprej v temeljna tla.

## 2.3 Arhitektura

Omenjeni objekt je arhitekturno sodobno oblikovan. Čar mu daje lepa in razgibana steklena fasada s posebej izbrano barvo. (vir: dostopno na spletnem naslovu: <http://www.worldarchitecturenews.com>) Na sliki 1 in sliki 2 prikazujemo tloris pritličja in prvega nadstropja, na sliki 3 pa tipični prerez objekta skozi eno od treh stopniščnih jeder. Za analizo te stropne plošče smo se odločili, ker je dovolj razgibana in ponuja različne načine podpiranja in ima kar nekaj odprtin.



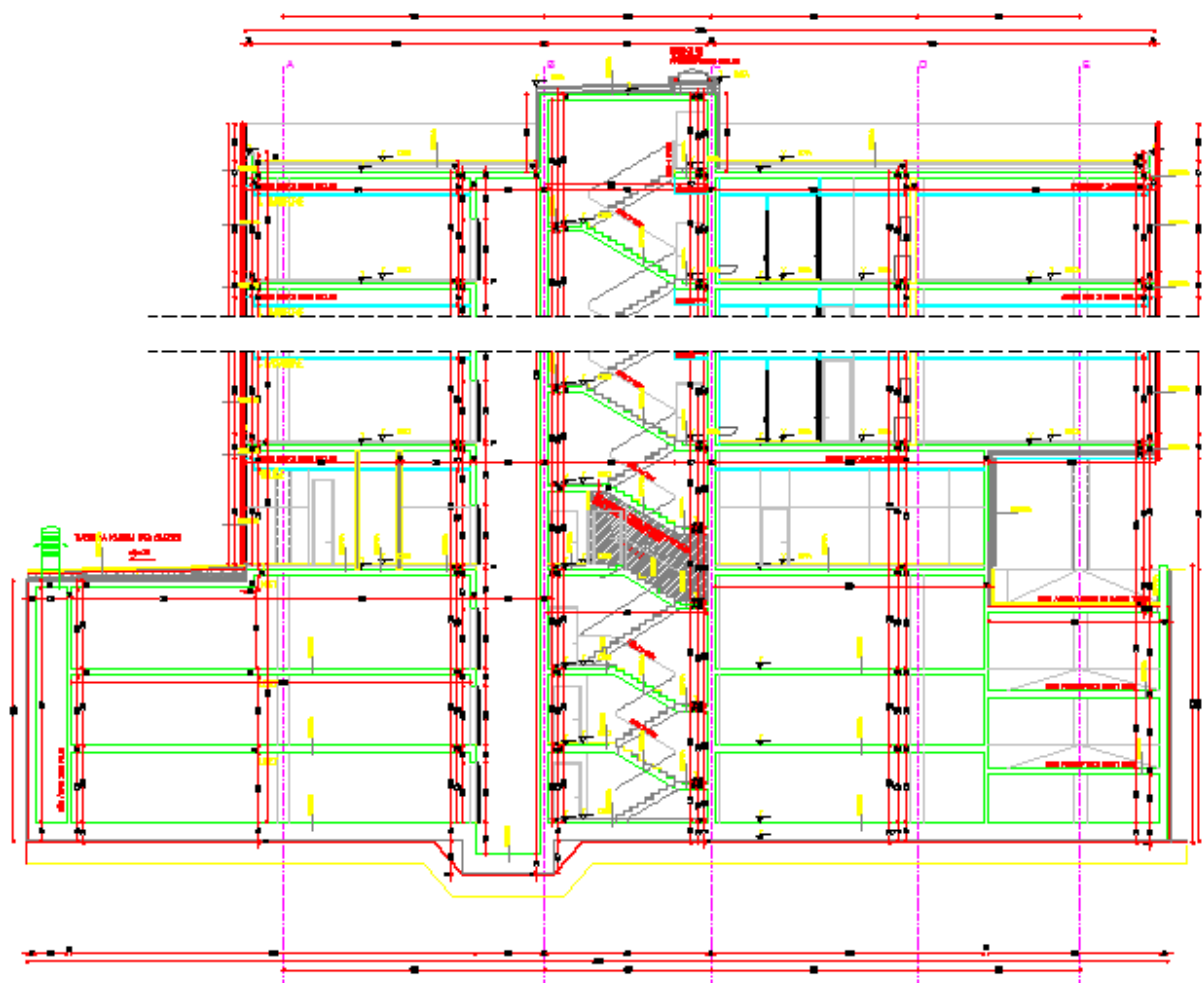
Slika 1: Tloris pritličja objekta; etaža pod obravnavano ploščo



**Slika 2: Tloris etaže nad obravnavano stropno plošče**

Kot vidimo, tloris objekta vsebuje tri stopniščna jedra, ki predstavljajo vertikalno komunikacijo (stopnišča in dvigala), po obodu pa je plošča podprta s stebri pravokotnih prereзов. Na desni strani vidimo odprto teraso, obdano z zunanjo stranjo s stekleno fasado.

Nadstropja so namenjena pisarnam, lahko pa tudi prodajnim salonom. V vsakem nadstropju je nahajajo straniščni prostori, ter nekaterih mini kuhinj.



Slika 3: Prerez objekta

## 2.4 Geomehanske karakteristike

Tla pod objektom so sestavljena iz proda in gostega peska in so dobro nosilna. Kohezija tal je  $C = 0$ . Na koti temeljenja je na dobro pripravljeno podlago iz zbitega agregatnega materiala in podložnega betona predvidena masivna armiranobetonska plošča debeline 70 cm.

## 2.5 Uporabljeni materiali

### 2.5.1 Beton

Beton je kompozit, sestavljen iz mineralnega agregata, vode, cementnega kamna in številnih dodatkov. Strjen beton je umeten, homogen in trd material. Ponaša se z zelo veliko tlačno trdnostjo in številnimi drugimi lastnosti, ki jih dobi ob uporabi dodatkov. Slabost pa je nizka natezna trdnost in velika lastna teža. (Lastnosti gradiv. R. Žarnić. 2003)

V računski analizi uporabimo beton enake vrste/ kvalitete kot je bil vgrajen pri gradnji te konstrukcije.

Vgrajeni betoni so kvalitete:

- C35/45 za vse vertikalne elemente (stene in stebri),
- C30/37 za medetažne plošče,
- in C10/12 za podložne betone.

V nadaljevanju so zapisane vse mehanske lastnosti omenjenih betonov, ki so skladne s standardom SIST EN 1992-1-1:2005.

Projektna tlačna trdnost betonov:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \alpha_{cc} \quad (2.1)$$

kjer je :

$f_{ck}$	karakteristična tlačna trdnost betona
$\gamma_c$	delni varnostni faktor za beton ( $\gamma_c = 1,5$ )
$\alpha_{cc}$	koeficient, ki upošteva dolgotrajne učinke obtežbe in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na tlačno trdnost betona ( $\alpha_{cc} = 1$ )

a.) Beton trdnostnega razreda C30/37

$$f_{ck} = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določena na valju}$$

$$f_{ck,cube} = 3,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določena na kocki}$$

$$f_{ctm} = 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{srednja vrednost osne natezne trdnosti betona}$$

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa} \quad \text{sekantni modul elastičnosti betona}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{poissonov količnik}$$

$$G = 13,75 \text{ GPa} \quad \text{strižni modul betona}$$

$$\gamma_c = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{prostorninska teža armiranega betona}$$

$$\text{Projektna tlačna trdnost betona: } f_{cd} = 1 \cdot \frac{3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

### 2.5.2 Jeklo

Jeklo je zelo dober material tam, kjer nastopajo izmenično tlaki in nategi, saj zelo dobro prenaša oboje vrste obremenitev. Zelo slabo pa prenaša zelo velike temperature, kot je požar. Material je žilav, elastoplastičen, homogen. (Lastnosti gradiv. R. Žarnić. 2003)

V računski analizi uporabimo jeklo enake kvalitete kot je bilo vgrajeno pri gradnji konstrukcije. Za armaturo gred, stebrov uporabimo rebraste armaturne palice razreda S500, za armiranje plošč in sten pa mrežna armatura razreda S500.

Za jeklo trdnostnega razreda S500 so v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 značilne sledeče trdnostne in mehanske lastnosti:

$$f_{yk} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{karakteristična meja elastičnosti armature}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa} \quad \text{modul elastičnosti jekla}$$

$$\gamma_s = 78,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{prostorninska teža jekla za armiranje}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{varnostni faktor za jeklo}$$

Projektna meja elastičnosti jekla:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.2)$$

kjer je :

$$f_{yk} \quad \text{karakteristična meja elastičnosti armature}$$

$$\gamma_s \quad \text{delni varnostni faktor za jeklo } (\gamma_s = 1,15)$$

$$f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

### 2.5.3 Zidaki

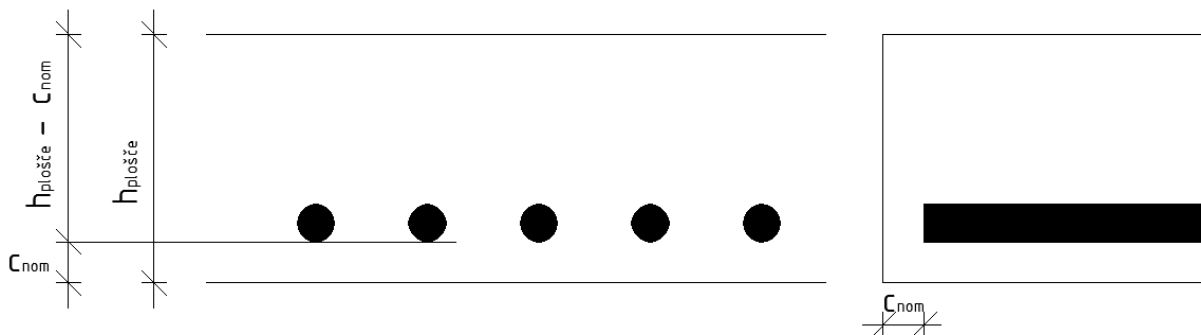
Predelne stene v objektu so zidane iz opečnih zidakov in zidakov iz penobetona. Vgrajeni zidaki so modularnih mer zaradi lažjega in hitrejšega zidanja zidov. Dimenzije opečnih in penobetonskih zidakov so navedene v nadaljevanju, v poglavju 3.1.3.

Opečni zidaki so povezani z apneno – cementno malto, penobetonski pa z lepilom.

## 2.6 Krovni sloj betona

Vgrajeni beton v konstrukciji je v življenjski dobi izpostavljen mnogim vplivom (kemično in fizikalno delovanje), ki škodijo betonu in armaturi v njem. Zato je potrebno za obstoj le – te zagotoviti dovolj

velik krovni sloj betona, to je razdalja med površino armature in najbližjim robom betonske površine. Krovni sloj betona se določi na podlagi življenjske dobe konstrukcije in pogojev okolja v katerem se konstrukcija nahaja.



Slika 4: Krovni sloj betona -  $c_{nom}$

### 2.6.1 Pogoji okolja

Pri obravnavani konstrukciji so deli betona v stiku z zunanjim svetom in zaščiteni pred dežjem ter tudi deli, ki so povsem zaščiteni in suhi. Upoštevali smo strožje in bolj neugodno okolje.

Zato smo v skladu z EN 206-1 konstrukcijo uvrstili v razred izpostavljenosti **XC3**. Oznaka pomeni, da lahko pride do korozije zaradi karbonatizacije v zmerno vlažnem okolju. (SIST EN 1 992-1-1 : 2005)

Pred vgradnjo je potrebno izdelati projekt betona, kjer bodo jasno upoštevani izbrani pogoji okolja ter kasneje voditi tudi kontrolo le tega.

### 2.6.2 Izračun krovne plasti

Krovni sloj betona je po standardu SIST EN 1 992 – 1 – 1: 2005, določen kot najmanjši krovni sloj, povečan za dovoljeno projektno odstopanje:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (2.3)$$

kjer je:

$c_{nom}$  nazivni krovni sloj betona,

$c_{min}$  najmanjši krovni sloj betona,

$\Delta c_{dev}$  dovoljeno projektno odstopanje ( 10 mm  $\rightarrow$  SIST EN 1 992-1-1 : 2005 točka 4.4.1.3(1) ).

Najmanjša debelina krovnega sloja betona  $c_{min}$  se določi kot največja izmed vrednosti:

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} \\ 10 \text{ mm} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \end{array} \right\} \quad (2.4)$$

kjer je:

$c_{\min,b}$	najmanjša debelina krovnega sloja glede na sprijemnost, (faktor na katerega vpliva premer palice, če so razporejene posamično)
$c_{\min,dur}$	najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja,
$\Delta c_{dur,y}$	oddatni varnostni sloj,
$\Delta c_{dur,st}$	zmanjšanje debeline krovnega sloja zaradi uporabe nerjavečega jekla,
$\Delta c_{dur,add}$	zmanjšanje debeline krovnega sloja zaradi uporabe dodatne zaščite.

Določitev faktorjev, ki nastopajo v enačbi (2.4) in izračun  $l_e - t_e$ :

$c_{\min,b}$	$\leq 11 \text{ mm}$ (največji premer palic, ki nastopajo v armaturnih mrežah),
$c_{\min,dur}$	nacionalni dodatek določa, da ob informativnih trdnostih betona in življenjski dobi 50 let uvrstimo v razred konstrukcije S4. Preglednica 4.3N (SIST EN 1992-1-1 : 2005) pa navaja prilagoditve glede na različne kriterije. Po kriteriju, da obravnavam elemente z geometrijo plošče lahko razred konstrukcije znižamo za 1 razred. Tako pade naša konstrukcija v razred S3.

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

Slika 5: Zahteve za najmanjšo debelino krovnega sloja (SIST EN 1992-1-1 : 2005)

Iz slike nato razberemo, da je minimalna debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja enaka **20mm**.

$\Delta c_{dur,y}$  – **0 mm** (nacionalni dodatek)

$\Delta c_{dur,st}$  – **0 mm** (nacionalni dodatek)

$\Delta c_{dur,add}$  – **0 mm** (nacionalni dodatek)

$$c_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{c} 11 \\ 10 \\ 20 + 0 - 0 - 0 \end{array} \right\} = 20 \text{ mm}$$

Najmanjšo projektno debelino krovnega sloja določimo po enačbi (2.3):

$$c_{\text{nom}} = 20 + 10 = 30 \text{ mm} = \mathbf{3 \text{ cm.}}$$



## **2.7 Uporabljeni standardi**

*SIST EN 1990: Osnove projektiranja*

SIST EN 1990: Osnove projektiranja: kombinacije vplivov

*SIST EN 1991: Vplivi na konstrukcije*

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

*EVROKOD 2: Projektiranje betonskih konstrukcij*

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

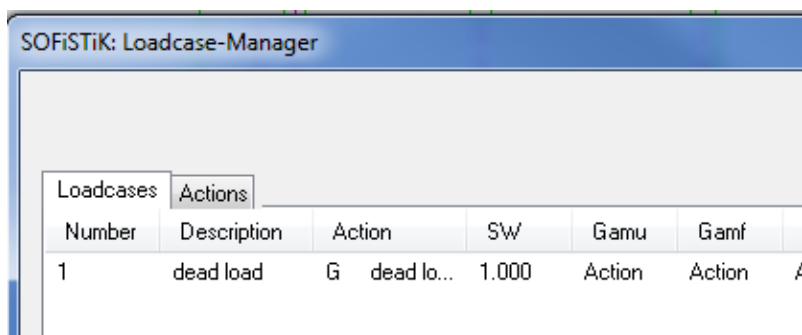
### 3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Na konstrukcijo delujejo številni vplivi. To je stalne obtežbe in preostale: obtežba vetra, obtežba snega, potresna obtežba, temperaturna obtežba, itd...Vendar na obravnavano ploščo v diplomski nalogi upoštevamo le nekatere. V tem poglavju bomo tako opisali samo tiste, katere so povezane ravno s to obravnavano medetažno ploščo med pritličjem in 1 nadstropjem.

Ker na konstrukcijo deluje več vplivov hkrati, tvorimo obtežne kombinacije. Prikazane so v poglavju 3.4.

#### 3.1 Lastna teža

Program Sofistik lahko upošteva lastno težo konstrukcijskih elementov. Izkoristili smo to možnost in podali programu ukaz naj sam izračuna lastno težo elementov ( $SW = 1,0 \rightarrow seflweight = 1,0$ )



Slika 6: Upoštevanje lastne teže v programu

#### 3.2 Preostala stalna obtežba

To vrsto obtežbe obravnavamo kot stalni nepomični vpliv, deluje pa kot samo ime pove, ves čas tekom življenjske dobe objekta.

V tem poglavju po predstavljene stalne obtežbe tlakov, sten, steklene ograje in steklene fasade. Stalno obtežbo tlakov sem prevedel na ploskovno obtežbo, težo stopnic pa sem prevedel najprej v ploskovno in nato še v linijsko obtežbo.

Ploskovne obtežbe se izračunajo z naslednjim izrazom:

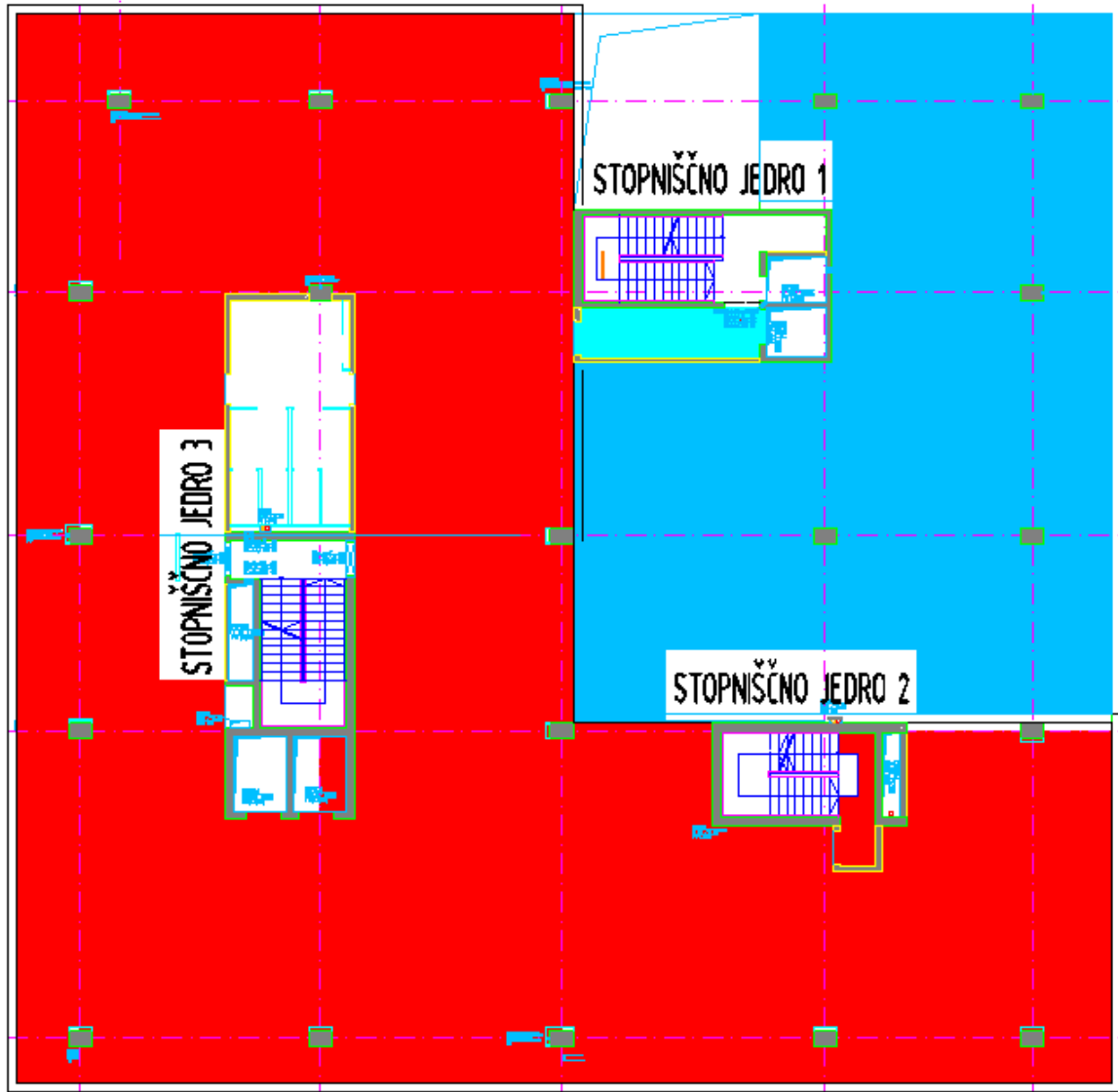
$$g = d \cdot \gamma \quad (3.1)$$

kjer je:

- $g$  ploskovna obtežba elementa [ $\text{kN/m}^2$ ],
- $d$  nazivne mere elementa (širina, dolžina, višina),
- $\gamma$  specifična teža materiala [ $\text{kN/m}^3$ ].

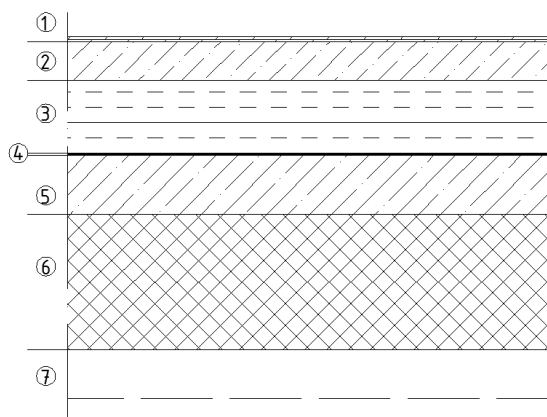
Zaradi lažjega prepoznavanja sem dal vsaki sestavi tlaka svojo oznako (slika 6).

Rdeča barva prikazuje sestavo tlaka pisarn (T-N\_01), svetlo modra prikazuje sestavo tlaka terase (T-T\_01). Prostorji znotraj stopniščnih jeder pa predstavljajo sestavo tlaka (T-N\_02). Tlak, ki je na stopnicah pa ima oznako (T-S\_01).



Slika 7: Prikaz oznak sestave tlakov

### 3.2.1 Terasa (T-T\_01)



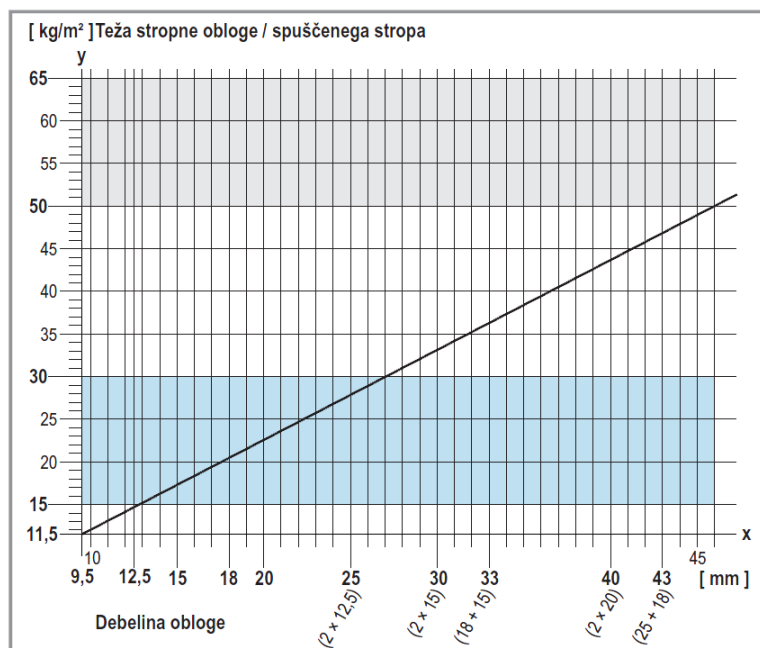
Slika 8: Sestava tlaka na terasi

**Preglednica 1: stalna teža tlaka v območju terase**

Oznaka	Material	Debelina sloja - d [m]	Specifična teža - $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Izračun: d * $\gamma$	Obtežba g [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Keramika	0,01	28	0,01 · 28	0,28
	Lepilo	0,002	20	0,002 · 20	0,04
2	Estrih v naklonu	0,08	24	0,08 · 24	1,92
3	Toplotna izolacija – ekspandirani polistiren	0,15	0,3	0,15 · 0,3	0,045
4	Hidroizolacija – bitumenski trakovi	0,005	22	0,005 · 22	0,11
5	Podložni beton	0,12	23	0,12 · 23	2,76
6	Masivna AB plošča	0,28	25	Upošteva program	/
7	Spuščen strop + inštalacije	0,72	/	(*)	0,48
				$\Sigma g_t =$	<b>5,64</b>

Opombe:

(\*) – Spuščeni strop je suho – montažni sistem izdelan iz mavčno – kartonskih plošč in podkonstrukcije. Stropna obloga je sestavljena iz dveh ognjevarnih mavčnih plošč debeline 12,5 mm.

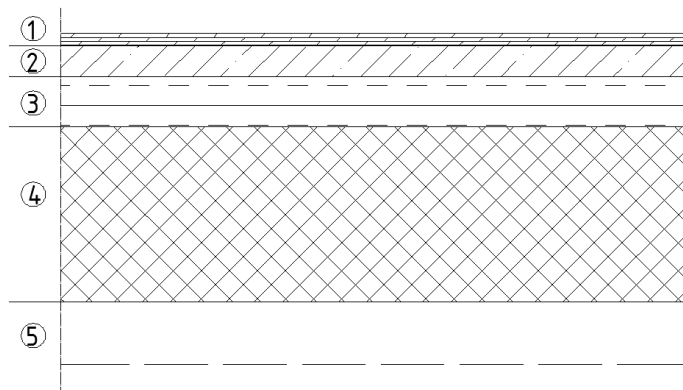


**Slika 9: Teža suhomontažnega stropa glede na debelino stropne obloge (vir: strokovni prospekt podjetja Knauf)**

Iz grafa na sliki 8 odčitamo maso takega spuščene stropa vključno s podkonstrukcijo. Tako pri debelini stropne obloge 25 mm [ 2 x 12,5 mm] odčitamo, da znaša masa 28 kg/m<sup>2</sup>. K tej vrednosti nato prištejem še težo inštalacij, ki so obešene na masivno medetažno ploščo – 0,28 kN/m<sup>2</sup>.

$$g_{\text{inštalacije+spuščen strop}} = 28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 48 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### 3.2.2 Etažna plošča pisarn (T-N\_01)



Slika 10: Prikaz sestave tlaka v prostorih pisarn

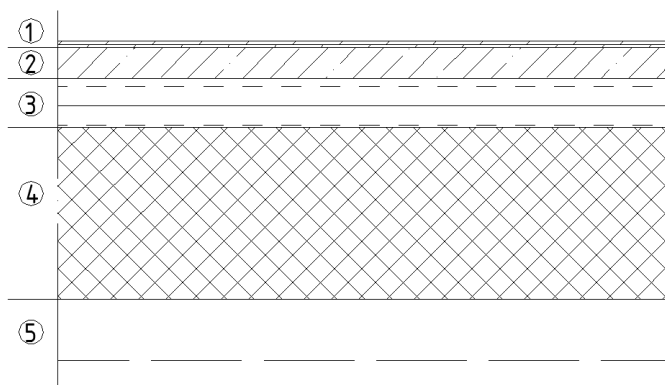
Preglednica 2: stalna teža tlaka v področju pisarniških prostorov

Oznaka	Material	Debelina sloja - d [m]	Specifična teža - $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Izračun: d * $\gamma$	Obtežba g [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Naravni kamen	0,02	28	0,01 · 28	0,56
	Lepilo	0,002	20	0,002 · 20	0,04
2	Cementni estrih	0,05	24	0,05 · 24	1,2
	PVC folja	0,001	13	0,001 · 13	0,013
3	Toplotna izolacija – ekspandirani polistiren	0,08	0,5	0,08 · 0,5	0,04
4	Masivna AB plošča	0,28	25	Upošteva program	/
5	Spuščen strop + inštalacije	0,72	/	*	0,48
				$\Sigma g_p =$	<b>2,33</b>

Opombe:

(\*) – glej *preglednico 1* pod točko 3.2.1. Terasa

### 3.2.3 Etažna plošča stranišč, stopnišnega jedra in mini kuhinje (T-N\_02)



Slika 11: Prikaz sestave tlaka v prostorih mini kuhinje, stranišč in stopnišč

**Preglednica 3: stalna teža tlaka v področju stranišč in stopnišč ter mini kuhinje**

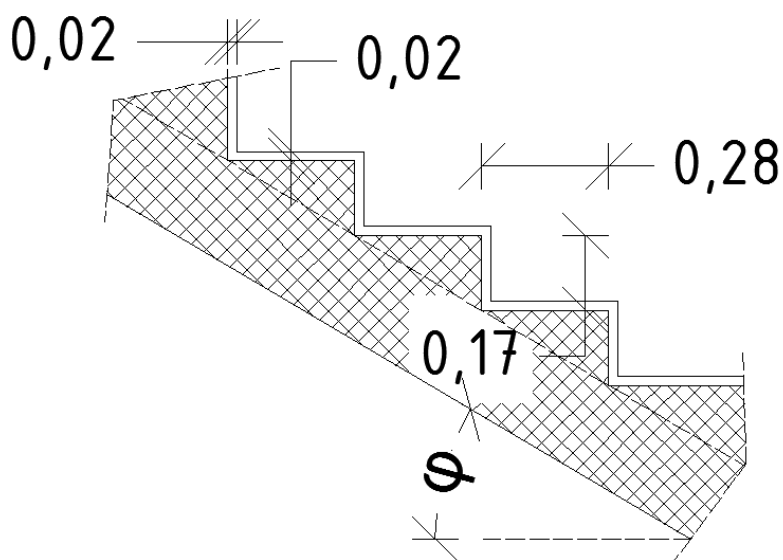
Oznaka	Material	Debelina sloja - d [m]	Specifična teža - $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Izračun: d * $\gamma$	Obtežba g [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Keramika	0,01	28	0,01 · 28	0,28
	Lepilo	0,002	20	0,002 · 20	0,04
2	Cementni estrih	0,05	24	0,05 · 24	1,2
3	PVC folja	0,001	13	0,001 · 13	0,013
4	Toplotna izolacija – ekspandirani polistiren	0,08	0,5	0,08 · 0,5	0,04
5	Masivna AB plošča	0,28	25	Upošteva program	/
6	Spuščen strop + inštalacije	0,72	/	*	0,48
				$\Sigma g_p =$	<b>2,05</b>

Opombe:

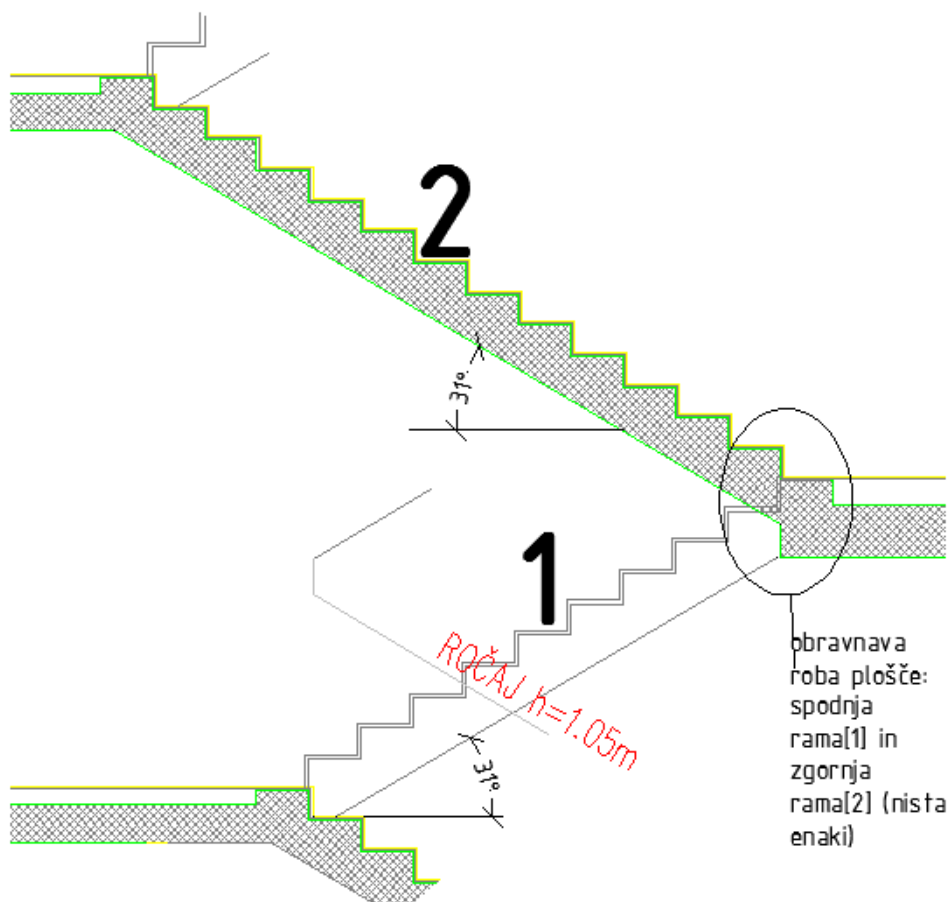
(\*) – glej **preglednico 1** pod točko 3.2.1. Terasa

### 3.2.4 Stopnice (T-S\_01)

V objektu imamo tri stopniščna jedra. Vsa stopniščna jedra imajo enake dimenzije stopnic (višina stopnice in nastopna globina stopnice) in s tem tudi enak naklon ter tudi enako oblogo stopnice. Nimajo pa enake razporeditve stopniščnih ram za prevzem višinske razlike (glej sliko 13). Zato sem moral ločeno analizirati dva stopniščna jedra [T-S\_01], ki sta enaki in stopniščno jedro št. 3, ki ima drugačno razporeditev [T-S\_02] (glej sliko 13).



**Slika 12: Geometrija in sestava tlaka stopniščnih ram**



Slika 13: Prerez stopnišnega jedra št. 1 in št. 3; analiza tlaka [T-S\_01]

Naklonski kot stopniščne rame:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\text{višina stopnice}}{\text{globina nastopne površine}} = \frac{0,17 \text{ m}}{0,28 \text{ m}} = 0,61 \rightarrow \varphi = 31,26^\circ$$

Preglednica 4: stalna teža tlaka v območju vseh stopniščnih jeder

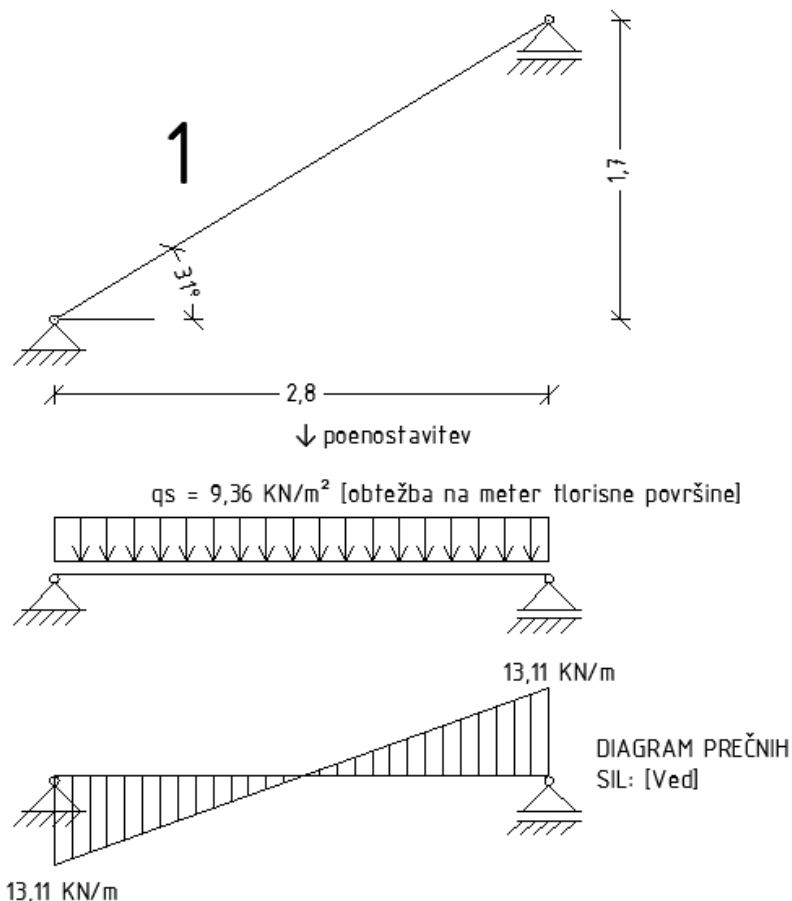
Material	Debelina sloja - d [m]	Specifična teža - $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Izračun: d * $\gamma$	Obtežba g [kN/m <sup>2</sup> ]
Naravni kamen	0,02	28	$[0,28+0,17] \cdot 0,02 \cdot 28 \cdot (1/0,28)$	0,9
Lepilo	0,002	20	$[0,28+0,17] \cdot 0,002 \cdot 20 \cdot (1/0,28)$	0,064
Stopnice 28 x 17 cm	0,28 x 0,17	25	$[0,28 \cdot 0,17/2] \cdot 25 \cdot (1/0,28)$	2,13
Stopniščna AB plošča	0,2	25	$0,2 \cdot 25 \cdot (1/\cos 31,26^\circ)$	5,85
Omet	0,02	18	$0,02 \cdot 18 \cdot (1/\cos 31,26^\circ)$	0,42
$\Sigma g_s$ (na tloris) =				<b>9,36</b>

### 3.2.4.1 Privedba ploskovne obtežbe stopnic [T-S\_01] na linijsko obtežbo prostega roba plošče stopnišnega jedra

a.) Stopniščna rama št. 1 (glej sliko 13)

- Dolžina (L): 10stopnic · 0,28 m (dolžina ene stopnice) = 2,8 m
- Višina (H): 10stopnic · 0,17 m (višina ene stopnice) = 1,7 m

RAČUNSKI MODEL:



Slika 14: Prikaz računskega modela stopniščne rame št. 1 in diagram prečnih sil  $V_{ed}$ , ki jih povzroča prikazana obtežba  $q_s$  (glej preglednico 4)

Izračun akcije stopnic na ploščo stopnišnega jedra (linijska obtežba prostega roba) se izračuna po naslednjem izrazu:

$$R_{st,[T-S_{01}]} = \frac{q_s \cdot L}{2^*} \quad (3.2)$$

kjer je:

$R_{st,[T-S_{01}]}$  reakcija podpore – linijska obtežba prostega roba,

$q_s$  zvezna stalna obtežba [glej preglednico 4],

$L$  dolžina stopniščne rame [glej 3.2.4.1 točka a.)],

\* obtežba stopniščne rame se razdeli polovično na vsako stran .

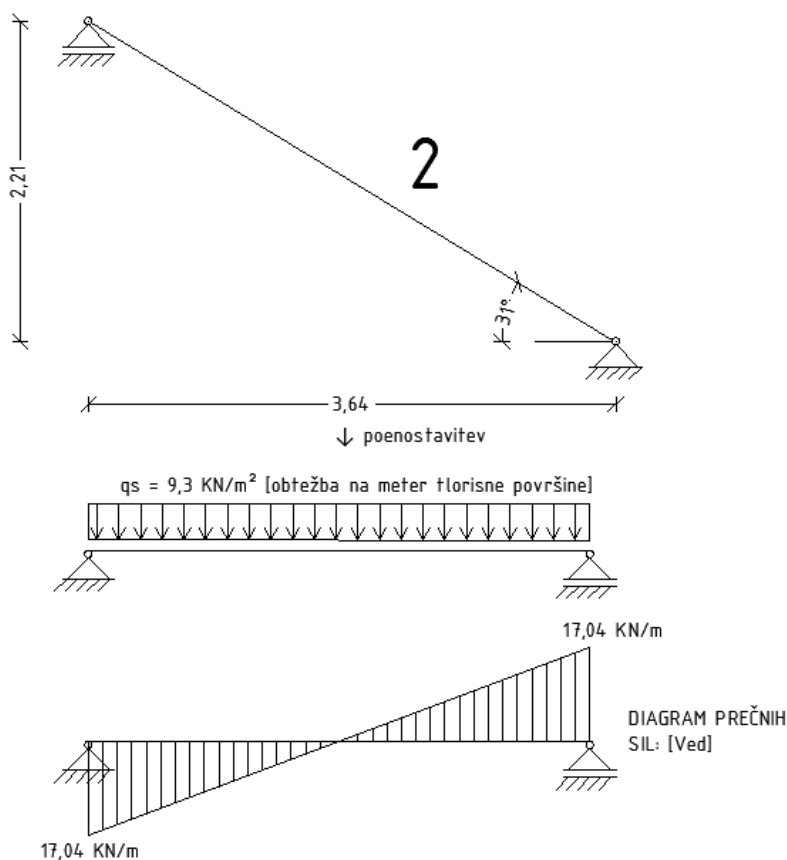


$$R_{st.[T-S_{01}]} = \frac{9,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,8 \text{ m}}{2} = 13,11 \text{ kN/m}$$

b.) Stopniščna rama št. 2 (glej sliko 13)

- dolžina: 13 stopnic · 0,28 m (dolžina ene stopnice) = 3,64 m
- višina: 13 stopnic · 0,17 m (višina ene stopnice) = 2,21 m

RAČUNSKI MODEL:

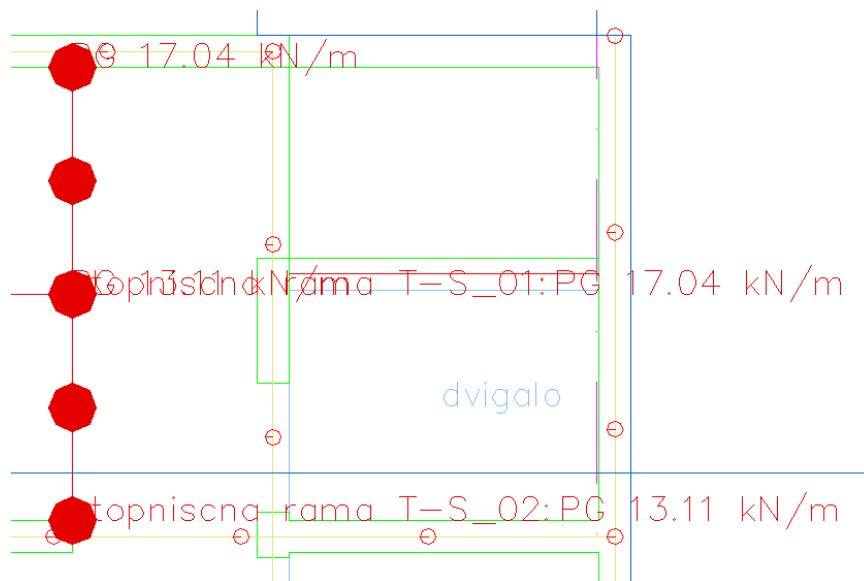


**Slika 15: Prikaz računskega modela stopniščne rame št. 2 in diagram prečnih sil Ved, ki jih povzroča prikazana obtežba qs (glej preglednico 4)**

Izračun akcije stopnic na ploščo stopniščnega jedra (linijska obtežba prostega roba) se izračuna po naslednjem izrazu (3.2):

$$R_{st.[T-S_{01}]} = \frac{9,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,64 \text{ m}}{2} = 17,04 \text{ kN/m.}$$

Slika iz programa Sofiplus, ki prikazuje vrednosti, ki sem jih izračunal:



Slika 16: Obremenitev prostega roba plošče zaradi stopnišče rame [T-S\_01] in [T-S\_02]

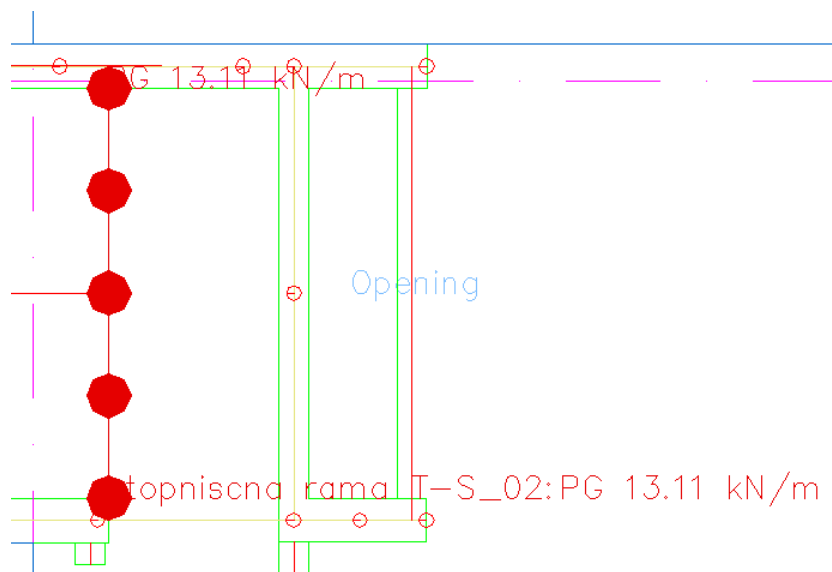
#### 3.2.4.2 Privedba ploskovne obtežbe stopnic [T-S\_02] na linijsko obtežbo prostega roba plošče stopniščnega jedra

Vse ostane popolnoma enako kot v poglavju 3.2.4.1, le da sta stopniščni rami, ki se priključujeta na rob plošče enako dolgi. To pomeni, da je linijska obtežba na prostem robu plošče enake vrednosti po celotni dolžini stopnic, kjer se priključujejo (glej sliko 17). Obe stopniščni rami, ki se priključujeta na ploščo prvega nadstropja v stopniščnem jedru št. 2 (glej sliko 7), sestavlja deset stopnic.

Račun je torej popolnoma enak kot v točki 3.2.3.1. točka a.) zato uporabimo kar podatek iz te točke:

$$R_{st,[T-S_02]} = 13,11 \text{ kN/m} .$$

Grafični prikaz vrednosti, ki smo jih izračunali smo podali v program Sofistik – Sofiplus na naslednji način:



Slika 17: Obremenitev prostega roba plošče (stopniščno jedro št. 2) zaradi stopnišče rame [T-S\_01] in [T-S\_02]

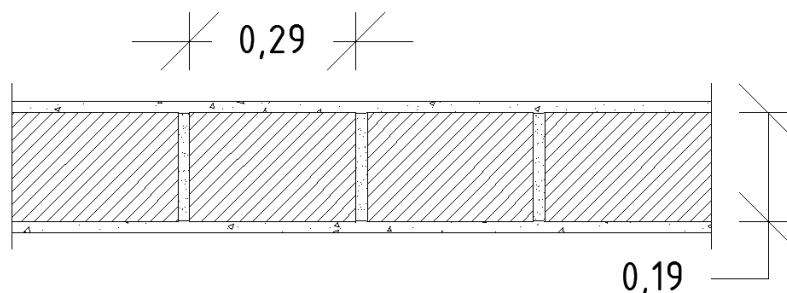
### 3.2.5 Stalna teža predelnih zidov

Standard SIST EN 1991-1-1 določa, da lahko lahke premične predelne stene, ki ne presegajo lastne teže 3 kN/m, razmažemo po celotnem tlorisu oz. upoštevamo težo teh predelnih sten kot nadomestno ploskovno obtežbo, ki jo nato prištejemo koristni obtežbi tal (glej preglednico 11). To lahko storimo le, če plošča na kateri se nahajajo te predelne stene omogoča prečni raznos vertikalne obtežbe. V našem primeru je ta pogoj izpolnjen.

Vse ostale predelne stene, katerih lastna teža je večja od vrednosti 3 kN/m, moramo upoštevati kot linijsko obtežbo na mestu kjer se nahaja predelna stena.

#### 3.2.5.1 Opečni zid debeline 20 cm

Za opečni zid debeline 20 cm je uporabljen modularni blok dimenzij 290 x 190 x 190 mm (slika 18). Izračun teže tega predelnega zidu je prikazan v preglednici 5.



Slika 18: Opečni zid debeline 20 cm

**Preglednica 5: Sestava opečnega zidu debeline 20 cm in račun njene teže**

Material	Debelina sloja - d [m]	Specifična teža - $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Izračun: d * $\gamma$	Obtežba g [kN/m <sup>2</sup> ]
Modularni blok 290x190x190 mm	0,19	0,082 kN/kom 16,6 kom/m <sup>2</sup>	0,082 · 16,6	1,361
Apneno-cementna malta	/	18 [0,028 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ]	0,028 · 18	0,504
Obojestranski omet	0,04 (2·0,02)	18	0,04 · 18	0,72
			$\Sigma g_z (20\text{cm}) =$	<b>2,59</b>

Težo opečnega zidu nato pretvorimo v linijsko obtežbo. Višina zidu je 4,3m, kolikor je etažna višina.

$$p_{(20\text{cm})} = g_z (20\text{cm}) \times H$$

$$p_{(20\text{cm})} = 2,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 4,3\text{m} = \mathbf{11,14 \text{ kN/m}}$$

### 3.2.5.2 Zid iz penobetona debeline 15 cm

Zid se izvede iz penobetonских zidakov dimenzij 625 x 150 x 250 mm. Izračun teže tega predelnega zidu je prikazan v preglednici 6.

**Preglednica 6: Sestava zidu iz penobetona debeline 15 cm in račun njene teže**

Material	Debelina sloja - d [m]	Specifična teža - $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Izračun: d * $\gamma$	Obtežba g [kN/m <sup>2</sup> ]
Penobeton blok 625x150x250 mm	0,15	0,45	0,15 · 0,45	0,07
Lepilo	/	Poraba: 18kg/m <sup>3</sup>	ocena	0,02
Obojestranski omet	0,03 (2 · 0,015)	18	0,03 · 18	0,54
			$\Sigma g_z (15\text{cm}) =$	<b>0,63</b>

Težo zidu nato pretvorimo v linijsko obtežbo. Višina zidu je 4,3m, kolikor je etažna višina.

$$p_{(15\text{cm})} = g_z (15\text{cm}) \times H$$

$$p_{(15\text{cm})} = 0,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 4,3\text{m} = \mathbf{2,71 \text{ kN/m}} < 3 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Ker je zid debeline 15 cm samo en, pri stopniščnem jedru št. 1, smo se odločili, da ga upoštevamo kar kot linijsko obtežbo in ne pretvorimo v nadomestno ploskovno obtežbo.

### 3.2.5.3 Opečni zid debeline 10 cm

Za opečni zid debeline 20cm je uporabljen modularni blok dimenzij 500 x 100 x 190 mm. Izračun teže tega predelnega zidu je prikazan v preglednici 7.

Preglednica 7: Sestava opečnega zidu debeline 10 cm in račun njene teže

Material	Debelina sloja - d [m]	Specifična teža - $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Izračun: d * $\gamma$	Obtežba g [kN/m <sup>2</sup> ]
Modularni blok 500x100x190 mm	0,10	0,080 kN/kom 10 kom/m <sup>2</sup>	0,080 · 10	0,80
Apneno-cementna malta	/	18 [0,010m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ]	0,010 · 18	0,18
Obojestranski omet	0,03 (2 · 0,015)	18	0,03 · 18	0,54
$\Sigma g_{z(10cm)} =$				<b>1,52</b>

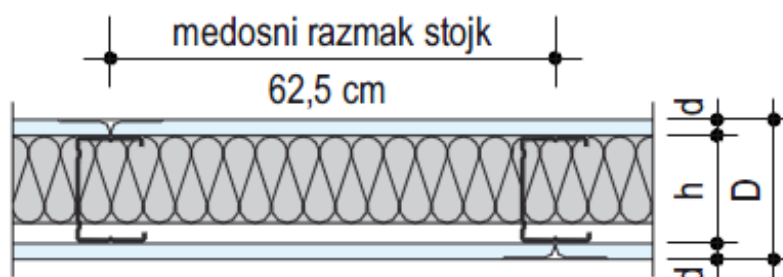
Težo opečnega zidu nato pretvorimo v linijsko obtežbo. Višina zidu je 4,3m.

$$p_{(10cm)} = g_{z(10cm)} \times H$$

$$p_{(10cm)} = 1,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 4,3 \text{ m} = \mathbf{6,54 \text{ kN/m}}$$

### 3.2.5.4 Predelna stena iz mavčno – kartonskih plošč

Predelne stene iz mavca so predvidene za izdelavo sanitarij in pregraditve nekaterih prostorov. Debeline sten so predvidene 7,5 cm in 10 cm. Sestava stene je prikazana na sliki 19.



Slika 19: Sestava predelne stene iz mavca (vir: prospekt podjetja Knauf)

**Preglednica 8: Sestava in račun teže predelne stene iz mavca**

Material	Debelina sloja - d [m]	Specifična teža - $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Izračun: d * $\gamma$	Obtežba g [kN/m <sup>2</sup> ]
Obojestranska mavčna obloga s Podkonstrukcijo	0,10	0,25	0,1 · 0,25	0,025
Zvočna izolacija (steklena volna)	0,07	0,35	0,07 · 0,35	0,0245
Inštalacije	/	/	ocena	0,20
$\Sigma g_{m.s.(10cm)} =$				<b>0,25</b>

Težo mavčne stene nato pretvorimo v linijsko obtežbo. Višina stene je 3,2 m.

$$p_{m.s.(10cm)} = g_{m.s.(10cm)} \times H$$

$$p_{m.s.(10cm)} = 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3,2 \text{ m} = \mathbf{0,8} \frac{\text{kN}}{\text{m}} < 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

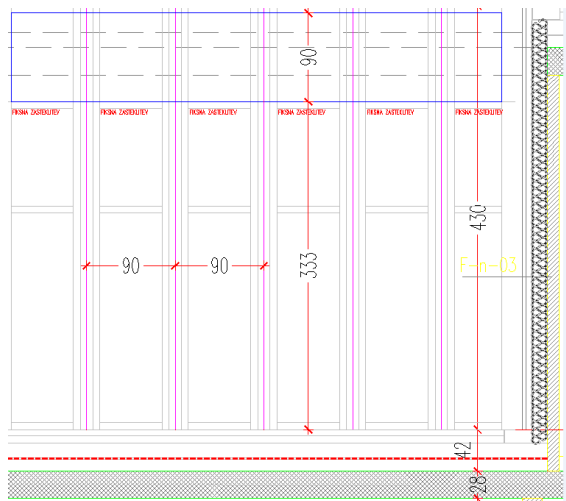
Ta linijska obtežba je torej manjša od 3 kN/m, kar pomeni, da upoštevamo nadomestno obtežbo  $q_k$ , tako, kot se opisal v točki 3.2.5. *Stalna teža predelnih zidov.*

Standard SIST EN 1991-1-1 navaja, da za stene, ki so težke manj kot **1 kN/m** upoštevamo nadomestno ploskovno obtežbo:  $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$ .

Tako smo v preglednici 11 pod točko 3.3. *Koristna obtežba* vrednostim koristne obtežbe tal prišteli tudi nadomestno obtežbo lahkih premičnih predelnih sten tam, kjer se lahko pojavijo.

### 3.2.6 Stalna teža zasteklitve (steklena fasada)

Za stalno težo fasadne stene, ki je obešena na rob obravnavane plošče smo se obrnili na podjetje, ki izdeluje in vgrajuje steklene fasade.



**Slika 20: Raster steklene fasade**

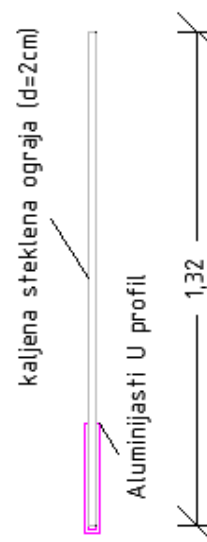
Za fasadno steno, katera je iz tri slojnega stekla in debela 15cm smo pridobili podatek, da je takšna fasada težka 3 kN na tekoči meter (upoštevana višina fasade pritličja – 4,5m). V izračunu je upoštevan raster fasade, celotna podkonstrukcija in ves pritrdilni material.

$$p_{st.fas.} = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{VIR: podjetje AJM d.o.o.})$$

### 3.2.7 Stalna teža steklene ograje

Ograja, ki je prisotna v vseh etažah na odprtih terasah je steklena. Steklena plošča je vstavljena v aluminijasti U – profil. Ograja je visoka 1,05m.

Težo te ograje smo izračunali v preglednici 9 in jo podali kot težo na tekoči meter.



Slika 21: Sestava in mere steklene ograje

Preglednica 9: Sestava in izračun linijske obtežbe steklene ograje

Material	Debelina sloja - d [m]	Specifična teža - $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Izračun: $d \cdot \gamma$	Obtežba g [kN/m <sup>2</sup> ]
Steklena plošča (H=1,32 m)	0,02	25	$25 \cdot 0,02 \cdot 1,32 \cdot 1,00$	0,66
Alu. U-profil	/	/	ocena	0,10
$\Sigma g_{s.o.} =$				<b>0,76</b>

### 3.3 Koristna obtežba

Koristna obtežba izvira iz namembnosti prostorov in spada pod spremenljive vplive. Predstavlja premičen vpliv, kot so oprema, ljudi/stanovalci, vozila...

Program Sofistik sam razporeja in kombinira koristno obtežbo na tista področje plošče, tam kjer nato povečuje iskano vrednost. Razporeja po strukturnih površinah obtežbo, ki smo jo podali na vsako izmed strukturnih površin.

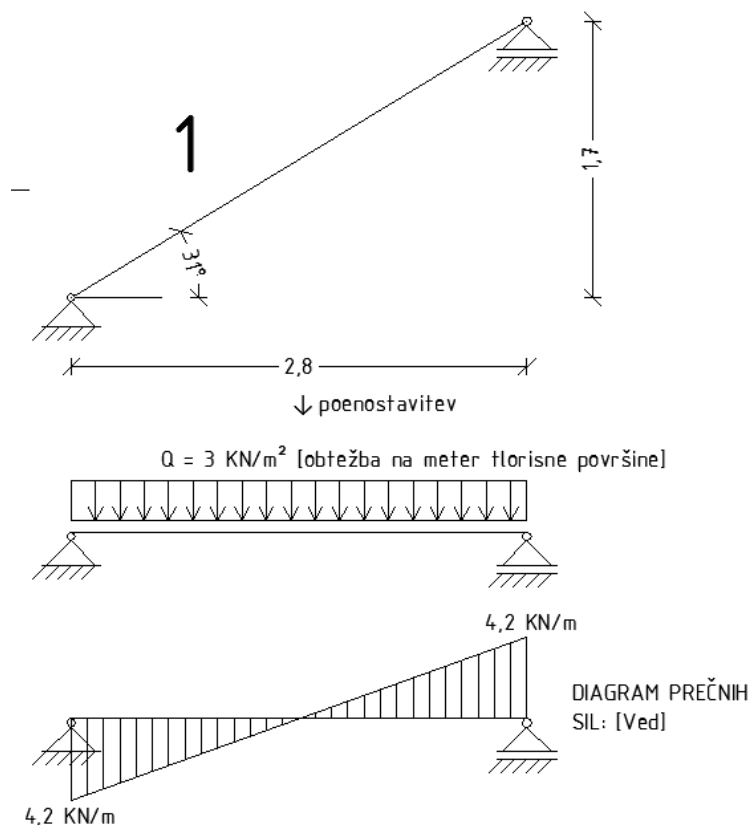
**Preglednica 10: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe**

KATEGORIJA	OPIS UPORABE	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
H	<i>nepohodna streha (servisna obtežba)</i>	0,4
B	<i>pisarne</i>	3,0
A	<i>balkoni, terase</i>	2,5
A	<i>Kuhinje, sanitarije</i>	2,0
A	<i>Obtežba stopnic</i>	3,0(*)
C1	<i>Jedilnica, restavracija</i>	3,0
(**)	<i>Predelne stene (mavčne)</i>	0,5

Opombe:

(\*) – Linijska obtežba stopniščne rame na prosti rob plošče:

a.) stopniščna rama št. 1 (dolžina 2,8m)



**Slika 22: Obremenitev prostega roba plošče zaradi koristne obtežbe stopniščne rame (št.1)**

Izračun akcije stopnic na ploščo stopniščnega jedra (linijska obtežba prostega roba) se izračuna po postopku, ki je prikazan v točki 3.2.4.1. točka a.) po enačbi (3.2):

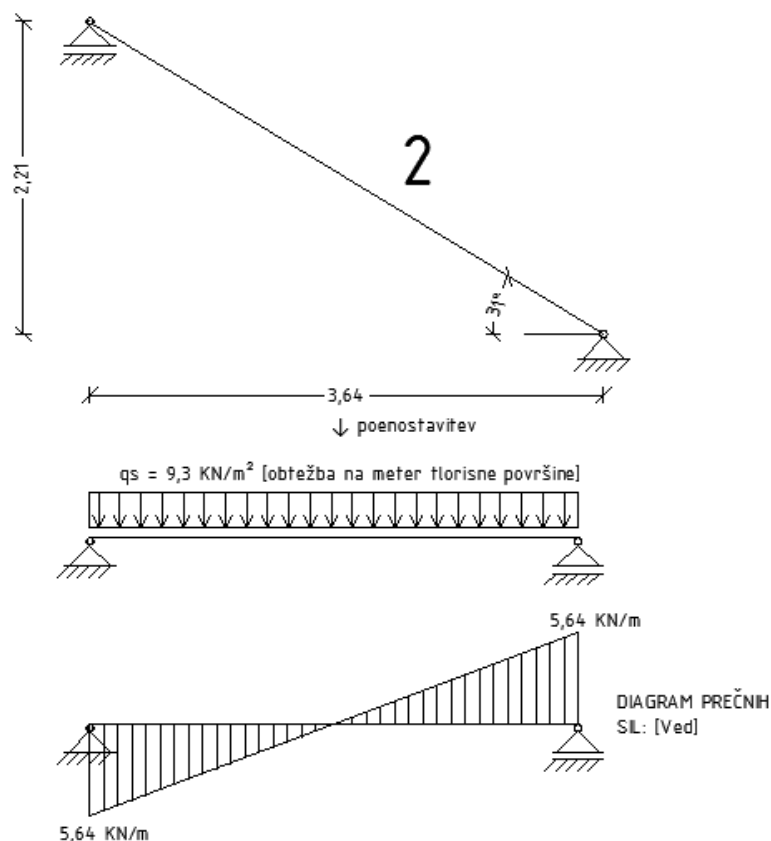
$$R_{st-Q[T-S_{01}]} = \frac{3 \times 2,8}{2} = 4,2 \text{ kN/m} .$$



b.) stopniščna rama št. 2 (dolžina 3,64m)

Izračun akcije stopnic na ploščo stopniščnega jedra (linijska obtežba prostega roba) se izračuna po postopku, ki je prikazan v točki 3.2.3.1. točka a.) po enačbi (3.2):

$$R_{stQ[T-s_{01}]} = \frac{3 \times 3,64}{2} = 5,46 \text{ kN/m}$$



Slika 23: Obremenitev prostega roba plošče zaradi koristne obtežbe stopniščne rame (št.2)

(\*\*) – Koristni obtežbi prištejem nadomestno obtežbo lahkih prečničnih predelnih sten  $q_k = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ .

Izvezeti so balkoni/terase in streha, saj tam ni predelnih sten.

Preglednica 11: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe vključno s prišteto nadomestno obtežbo lahkih predelnih sten

KATEGORIJA	OPIS UPORABE	$q_k$ [ $\text{kN/m}^2$ ]
H	<i>nepohodna streha (servisna obtežba)</i>	0,4
B	<i>pisarne</i>	3,5
A	<i>balkoni, terase</i>	2,5
A	<i>Kuhinje, sanitarije</i>	2,5
A	<i>Stopniščno jedro</i>	3,0
C1	<i>Jedilnica, restavracija</i>	3,5

### 3.4 Potresna obtežba

Povzeto po SIST EN 1998-1:2006 (točka 5.10) :

Objekt ima polno armiranobetonsko ploščo debeline 35 cm ( $h_{pl} > 7\text{cm}$ ) in je armirana vsaj z minimalno potrebno armaturo v obeh smereh. Ta dva pogoja določata, da lahko ploščo upoštevam kot vodoravno diafragmo (imeti mora dovolj veliko togost v svoji ravnini), ki zbira vse horizontalne obremenitve in jih prenaša v vertikalne elemente. Tako sistem deluje kot celota pri prenašanju horizontalnih vplivov/obtežb.

### 3.5 Obtežne kombinacije

#### 3.5.1 Mejno stanje nosilnosti

Pri mejnem stanju nosilnosti je uporabljena kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja.

$$\sum_{j \geq i} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + (\gamma_P \cdot P) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j \geq i} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$$

Iz enačbe je razvidno, da se lastnih in nezgodnih obtežb ne kombinira z faktorjem za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva -  $\psi_{0,j}$ . Pri spremenljivih vplivih se vse spremenljive vplive pomnoži s faktorjem za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva za pripadajoči vpliv -  $\psi_{0,j}$ , razen prevladujočega spremenljivega vpliva ki je pomnožen samo s delnim faktorjem za spremenljiv vpliv -  $\gamma_{Q,1}$ . S to kombinacijo potlej dobimo, da največje obremenitve predstavlja največji učinek/obtežbo na določeno konstrukcijo.

**Preglednica 12: Varnostni in kombinacijski faktorji za mejna stanja nosilnosti**

Faktorji:		MSN		$\psi_{0,j}$
		$\gamma_{Q,1}$		
Obtežbe		Ugodni	Neugodni	
STALNA	<i>Konstr. elementi</i>	1,0	1,35	/
KORISTNA	<i>Pisarne</i>	0	1,5	0,7
	<i>Terasa, balkoni</i>	0	1,5	0,7
	<i>Jedilnica, restavracija</i>	0	1,5	0,6
	<i>Kuhinja, sanitarije</i>	0	1,5	0,7

### 3.5.2 Mejno stanje uporabnosti

Pri mejnem stanju uporabnosti je uporabljena navidezno stalna kombinacija vplivov.

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + \sum_{j>1} \psi_{2,j} \cdot Q_{k,i}$$

Iz enačbe je razvidno, da se lastnih in nezgodnih obtežb ne kombinira z nobenim faktorjem. Pri spremenljivih vplivih se kombinira vse vplive s faktorjem za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva -  $\psi_{2,j}$ .

**Preglednica 13: Kombinacijski faktorji za mejna stanja uporabnosti**

Faktorji		$\psi_{2,j}$
Obtežbe		
STALNAA	<i>Konstr. elementi</i>	/
KORISTNA	<i>Pisarne</i>	0,3
	<i>Terasa, balkoni</i>	0,3
	<i>Jedilnica, restavracija</i>	0,3
	<i>Kuhinja, sanitarije</i>	0,3

## 4 PROJEKTIRANJE AB MEDETAŽNE STROPNE KONSTRUKCIJE

Po tehnično prebranih predloženih načrtih obravnavanega objekta in analizi načrtov, ki so povezani z medetažno konstrukcijo prvega nadstropja in izračunanih vseh obtežbah, ki delujejo nanjo, smo izvedli projektiranje in dimenzioniranje omenjene armiranobetonske plošče.

Celotno projektiranje smo izvedli v programskem okolju SOFiSTiK in po evropskih standardih Evrokod 2. Programsko okolje so razvili v Nemčiji, je komercialno in se uporablja predvsem za zahtevne gradbeno – inženirske zgradbe.

### 4.1 Opis programa Sofistik

#### 4.1.1 Zgodovina



Slika 24: Logotip podjetja Sofistik AG (dostopno na spletni strani: <http://www.sofistik.com>)

Povzeto po spletni strani: <http://www.sofistik.com/sofistik/>

Začetki Sofistika segajo v leto 1974, ko je nemški inženir dr. Heinrich Werner na nemški tehniški univerzi v Münchnu skupaj s sodelavci izdelal računalniški program TOP, ki je služil za nelinearno analizo morskih pomolov. Dve leti pozneje je študent Casimir Katz te iste univerze vodil zelo uspešen projekt, pri katerem je izračunal pretok s pomočjo metode končnih elementov. Nadaljnja leta, vse do leta 1987 je izboljševal program vse do dokončnega razvoja programa Sofistik.

Leta 1987 se je program pod imenom Sofistik, kakršnega poznamo danes, dokončno »rodil«. Partnerji so ustanovili podjetje SOFISTIK GmbH za sodelovanje pri prodaji in trženju programa. V nadaljevanju je primer njihovega oglasa.



Slika 25: Oglas sofistika leta 1987 (dostopno na spletni strani: <http://www.sofistik.com>)

Leta 1988 razvijejo program Soficad 1, ki se danes v prenovljeni verziji uporablja za izris načrtov armature.



**Slika 26: Logotip programa SOFiCAD (dostopno na spletni strani: <http://www.acadgraph.de> )**

Osem let kasneje razvijejo prvi interaktivni in grafični vmesnik za analizo končnih elementov, ki je temeljil na programu AutoCAD, še enega zelo uspešnega inženirskega programa.

Dvajseto obletnico obstoja slavnostno proslavijo v nemškem mestu München skupaj s strankami, strokovnjaki, partnerji in prijatelji. V tem času programsko orodje uporabljajo velike distribucijske mreže, program se širi v Španijo, na Balkan in Vzhodno Evropo.

V Sloveniji program trži podjetje *CSI podjetje za računalniško svetovanje, notranjo in zunanjo trgovino, d.o.o.*, Ljubljana. (vir: <http://www.sofistik.com>)

#### **4.1.2 Delovanje programskega orodja Sofistik**

Programska oprema ima drevesno/modularno strukturo delovanja. Glavo predstavlja Sofistik Structural Desktop – SSD, ki nadzoruje komunikacijo med celotnim naborom programske opreme Sofistik. SSD nadzoruje predhodno obdelavo podatkov, obdelavo/analizo in končno obdelavo (postprocessing). Pomembno je da imamo skupno podatkovno bazo, v kateri so shranjeni vsi deli projekta.

Predhodna obdelava projekta predstavlja vnos:

- *vhodnih podatkov* (osnovni podatki projekta, uporabljen standard, sistem)
- *uporabljenih materialov,*
- *geometrije konstrukcije,*
- *prerezov nosilnih elementov in*
- *obtežb, ki deluje na konstrukcijo.*

Vnos je bil izveden s pomočjo predprocesorja, imenovanega SOFIPLUS, ki se uporablja kot »plugin«/vtičnik programskega orodja AutoCAD.

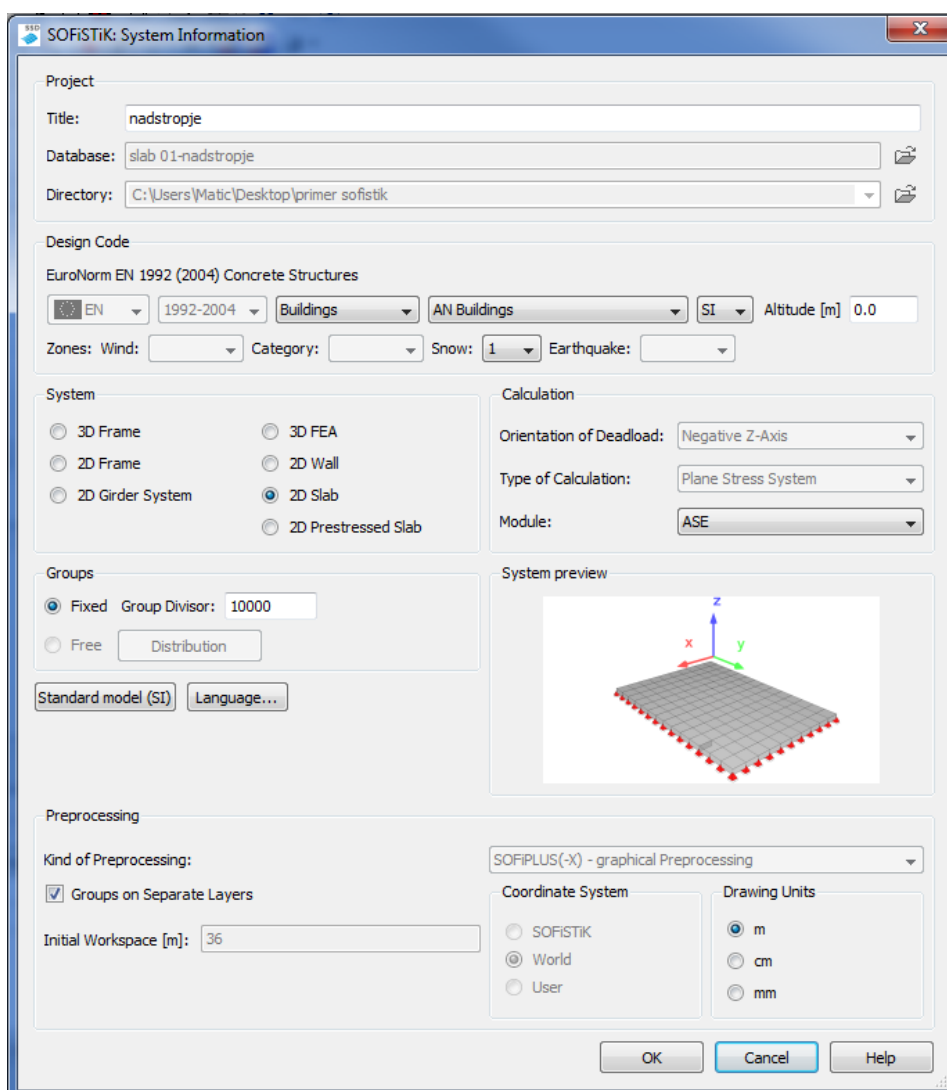
Sama obdelava projekta se nato izvede v programu SSD, iz katerega nato pridobimo obremenitve konstrukcije (modul MAXIMA). Končna obdelava projekta pa se izvede s pomočjo modulov WinGRAF, GRAFIX, URSULA, ....

Če želimo lahko obdelan projekt uvozimo v modul SOFiCAD, ki deluje tako kot Sofiplus, na podlagi programske opreme AutoCAD.

## 4.2 Ustvarjanje računskega modela

### 4.2.1 Ime projekta, sistem, uporabljen standard

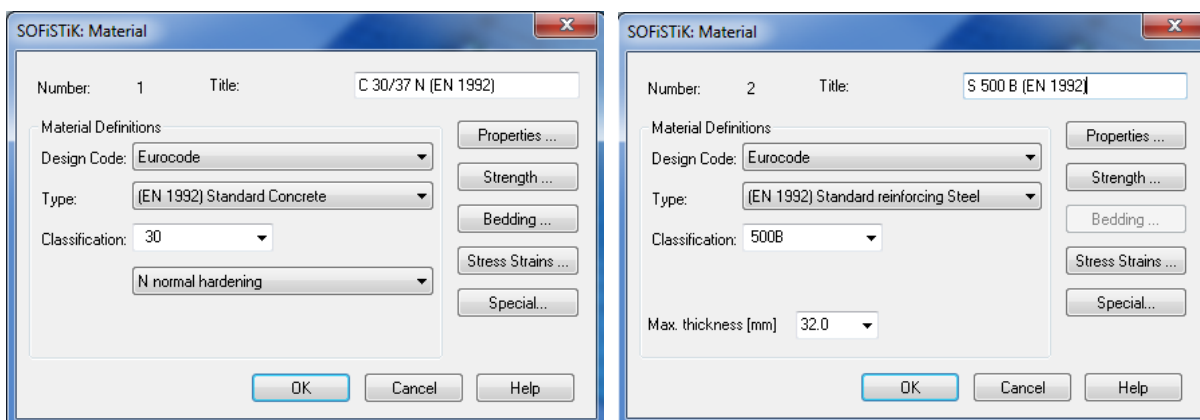
Najprej smo dali projektu naslov in izvorno mapo. V tem koraku smo določili tudi standard, po katerem bo izvedeno projektiranje in dimenzioniranje. Ker projektiramo armiranobetonsko konstrukcijo sem tako izbral standard SIST EN 1992-1-1:2005. Na sliki 27 je prikazano kaj vse določimo, med drugim tudi sistem, pri nas je to 2d plošča.



Slika 27: Določitev osnovnih parametrov projekta

### 4.2.2 Material

V tem koraku določimo materialne karakteristike. Betonu in jeklu določimo trdnostni razred in ostale podatke.

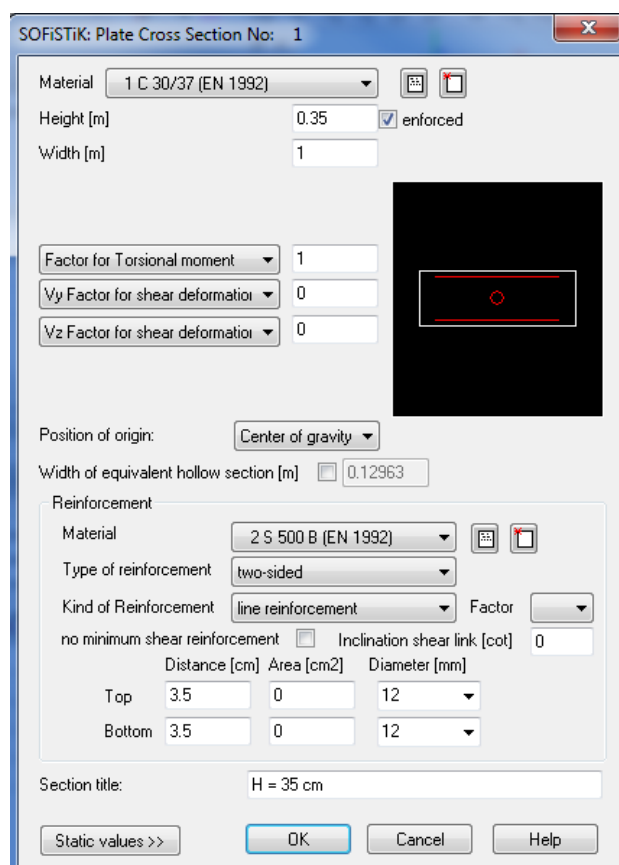


Slika 28: Materialne karakteristike projekta

#### 4.2.3 Prečni prerez plošče

Prečni prerez obravnavane plošče določimo kot pravokotnik dolžine 1 m. Določimo višino plošče, ki je 35 cm. Določimo lahko tudi kako je betonski prerez ojačan/armiran (reinforcement).

*Stebri in zidovi, ki podpirajo obravnavano ploščo so na nekaterih območjih na velikih medsebojnih razdalja – imamo zelo velike razpone plošče na določenih mestih. Največja razpetina je tako 10,13 m. Prav zaradi tega razloga je plošča debelejša, saj bi v nasprotnem primeru lahko prišlo do prekoračitve strižne odpornosti (preboj plošče) v območju stebrov in odprtin, ki jih omejujejo stene.*



Slika 29: Prerez plošče

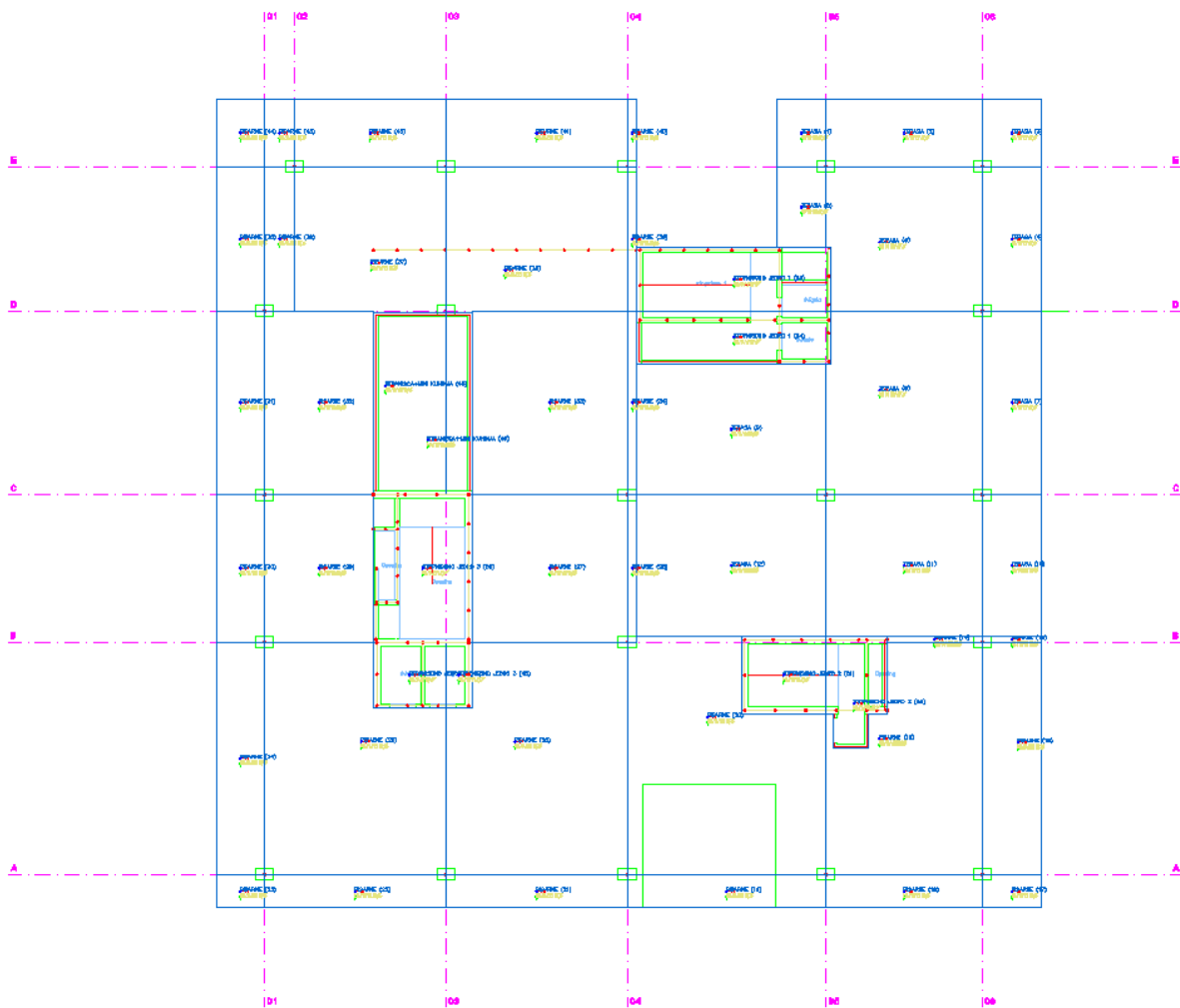
#### 4.2.4 Geometrija obravnavane plošče

Po začetnih korakih sem nato nadaljeval s snovanjem osnovnega računskega modela. V program Sofiplus sem vnesel podlago tlorisa 1 nadstropja, ki smo ga prej obdelali in priredili za program

Sofiplus. Nato smo tloris razdelili na strukturne površine<sup>1</sup> (Structural area). Razdelili smo jih na površine, ki jih omejujejo glavne osi konstrukcije. Morali smo paziti tudi menjavanje namembnosti prostorov, zato smo tam, kjer pride do menjave namembnosti zaključili strukturno površino in začeli z novo. Na sliki 30 je prikazan tloris plošče razdeljen na strukturne površine.

Sledilo je modeliranje podpor, to je sten in stebrov. Stebrom smo določili prečni prerez in višino kot je prikazano na sliki 32. Modelirali smo jih kot vrtljive in nepomične podore (vzmeti) in jih postavili na stičišča glavnih osi konstrukcije.

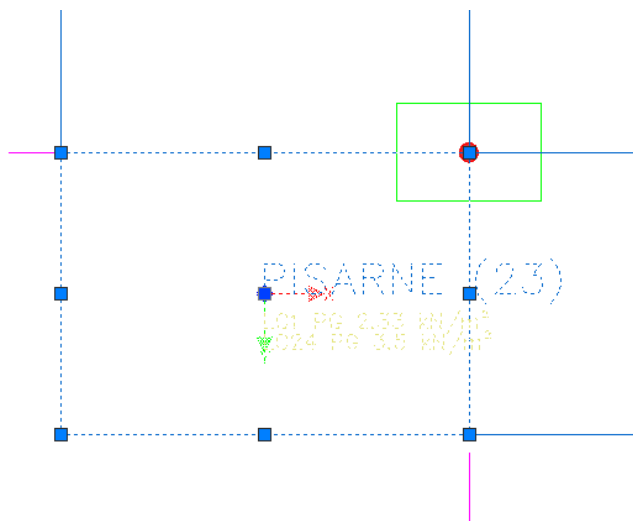
Prav tako kot stebre smo modelirali tudi stene, vrtljive in nepomične podore. Določili smo jim višino in širino (slika 32) in jih risali v območju vseh treh stopniščnih jeter. Pozorni smo morali biti na arhitekturno različnost tlorisov pritličja in prvega nadstropja, saj nista povsem skladna. Zato smo morali gleati predvsem tloris pritličja za izris sten.



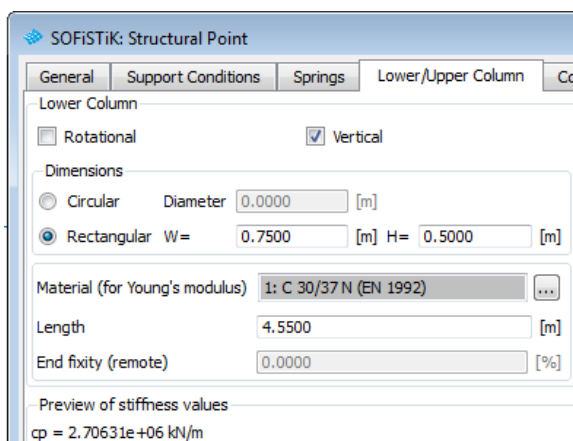
Slika 30: Tloris razdeljen na strukturne površine

<sup>1</sup> **Strukturna površina** predstavlja del plošče z določeno debelino in na katero lahko postavimo tako stalno in koristno obtežbo. Nato program sam naredi končne elemente. Več kot naredimo strukturnih površin, bolj točen je izračun/računska analiza saj ima program veliko več možnosti in menjavanje obtežb in tako dobi potem maksimalne obremenitve na določeni plošči/konstrukcijskem elementu. Slika 31 prikazuje strukturno enoto/površino.

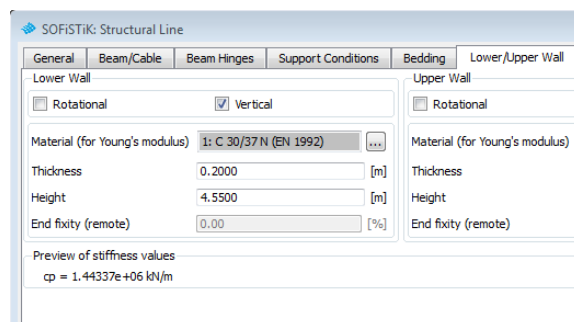




Slika 31: Strukturna površina z imenom in številko. Videti je tudi obtežba, ki je postavljena na njej



a.) Steber

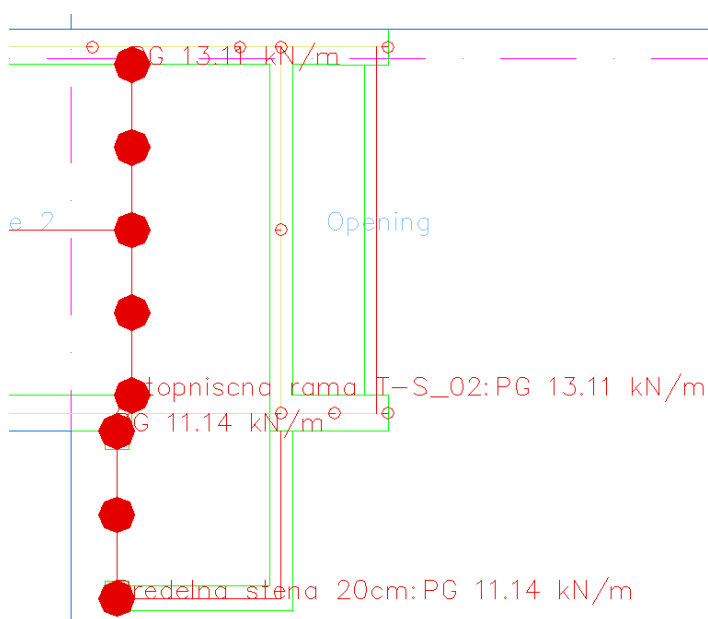


b.) Stena

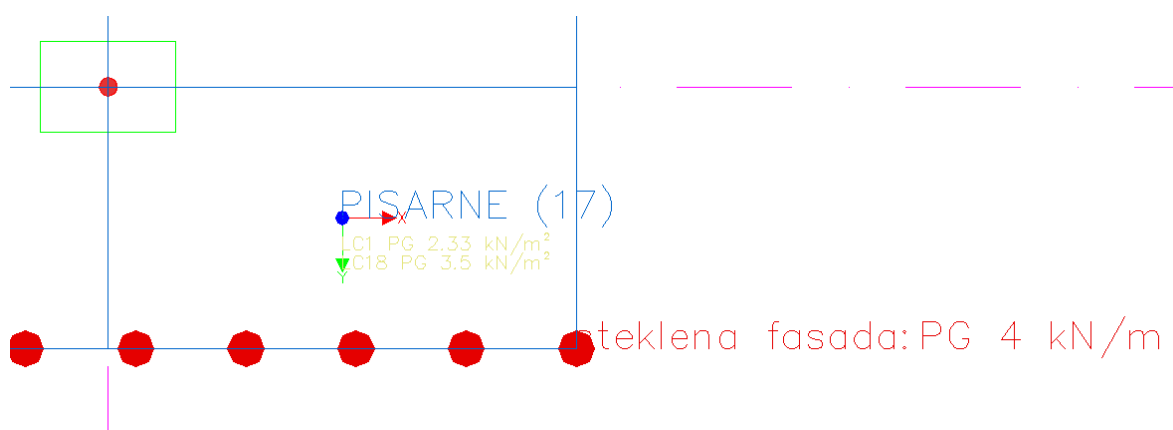
Slika 32: Določitev parametrov podpor AB plošče

#### 4.2.5 Delujoča obtežba

Sledil je vnos vseh obtežb. Na slikah 33 in 34 so prikazane stalne in koristne obtežbe, obtežba stopnic, obtežba steklene ograje in fasade. Vrednosti vseh obtežb so podane v poglavju 2. Na sliki 33 vidimo vse vrste obtežb, ki smo jih upoštevali pri linearni analizi. Obtežbo zidanih predelnih sten smo podali kot linijsko obtežbo, kot tudi obtežbo steklene ograje in steklene fasade. Linijsko obtežbo smo uporabili tudi za obremenitev prostega roba plošč v stopniščnih jedrih. Stalno in koristno obtežbo pa smo vnesli že, ko smo modelirali strukturne površine. V prilogi A prikazujemo obtežne primere, ki smo jih upoštevali pri obravnavi stropne plošče.



Slika 33: Prikaz obtežbe stopniščne rame in predelne stene



Slika 34: Stalna in koristna obtežba prostora in obtežba steklene fasade

#### 4.2.6 Obtežne kombinacije

Z ukazom *Define combination* določimo obtežne kombinacije kot smo jih navedli v poglavju 3.5. Določimo tudi vse varnostne in kombinacijske faktorje. Na sliki 35 in 36 prikazujemo varnostne in kombinacijske faktorje obtežnih primerov.

Load Case 1 (G ) stalna in lastna teža		
Factor forces and moments		1.000
Factor dead weight	DL-ZZ	-1.000
unfavourable safety factor		1.350
favourable safety factor		1.000
Combination coefficient $\psi-0$		1.000 (rare)
Combination coefficient $\psi-1'$		1.000 (non frequent)
Combination coefficient $\psi-1$		1.000 (frequent)
Combination coefficient $\psi-2$		1.000 (permanent)

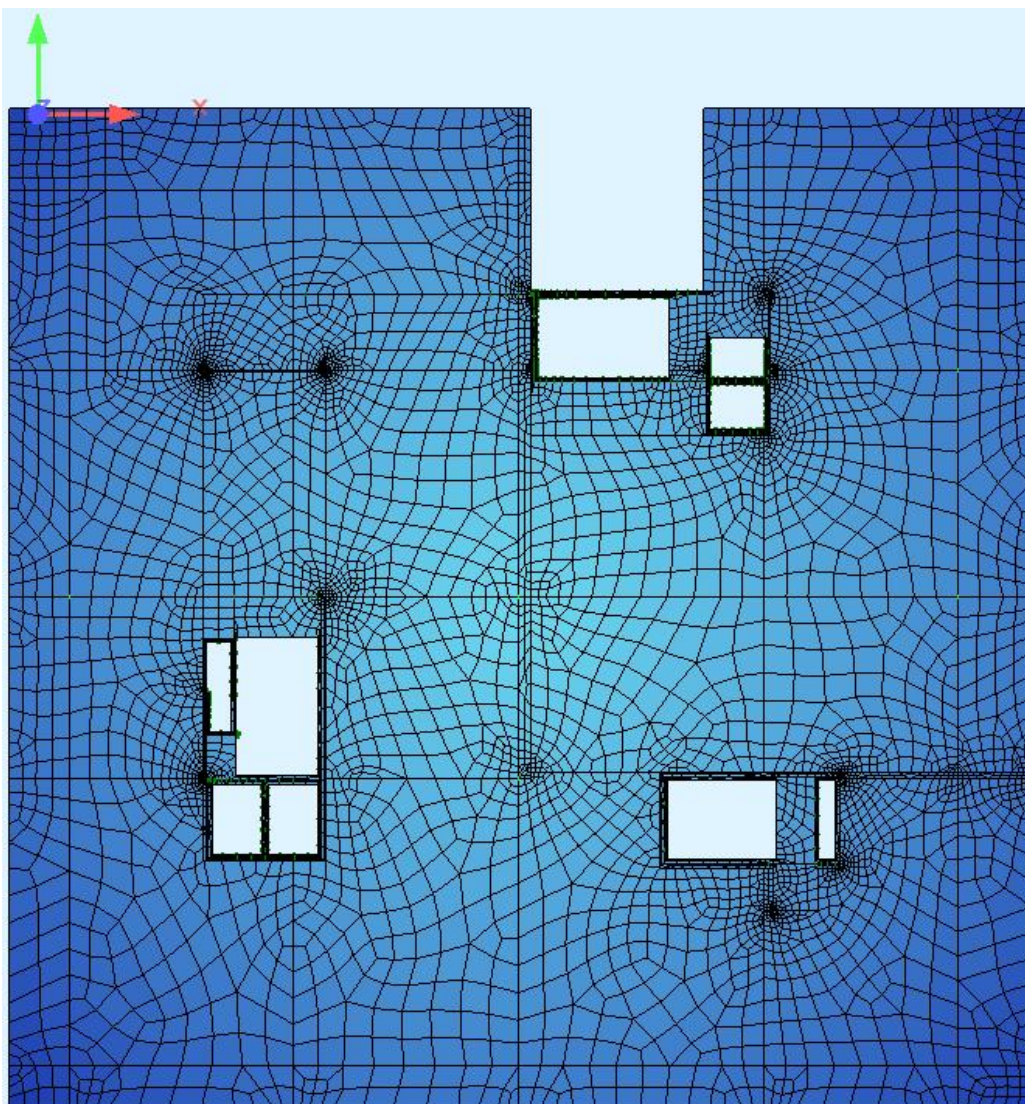
Slika 35: Kombinacijski ter varnostni faktorji za lastno in stalno težo

Load Case	2 (Q ) Q-pisarne	
Factor forces and moments	1.000	
unfavourable safety factor	1.500	
favourable safety factor	0.000	
Combination coefficient $\psi-0$	0.700	(rare)
Combination coefficient $\psi-1'$	1.000	(non frequent)
Combination coefficient $\psi-1$	0.500	(frequent)
Combination coefficient $\psi-2$	0.300	(permanent)

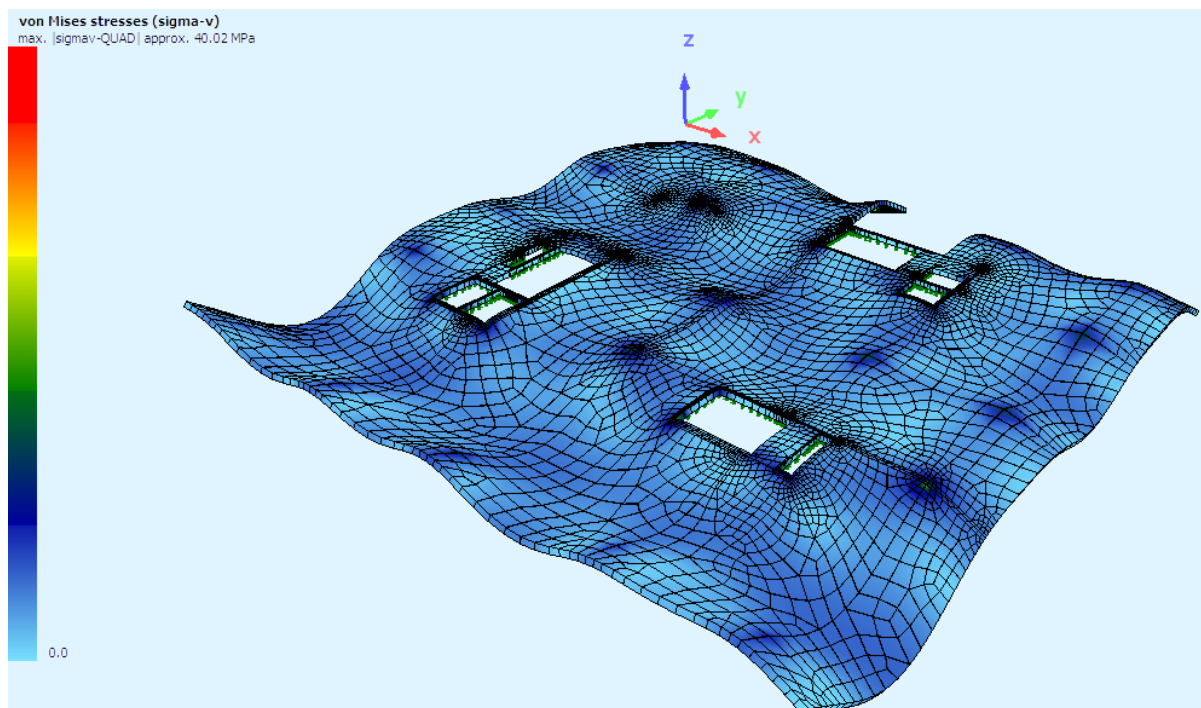
Slika 36: Varnostni in kombinacijski faktorji za koristno obtežbo (B - pisarne)

### 4.3 Obremenitve plošče – notranje statične količine

Ko končamo z modeliranjem program nato sam ustvari mrežo končnih elementov po katerih nato računa posamezne količine (upogibni momenti, pomiki...). Končni element ima štiri vozlišča. Slika 37 prikazuje obravnavano ploščo razdeljeno na končne elemente. Na sliki kasneje pa še deformirano mrežo končnih elementov zaradi lastne in stalne obtežbe medetažne plošče.



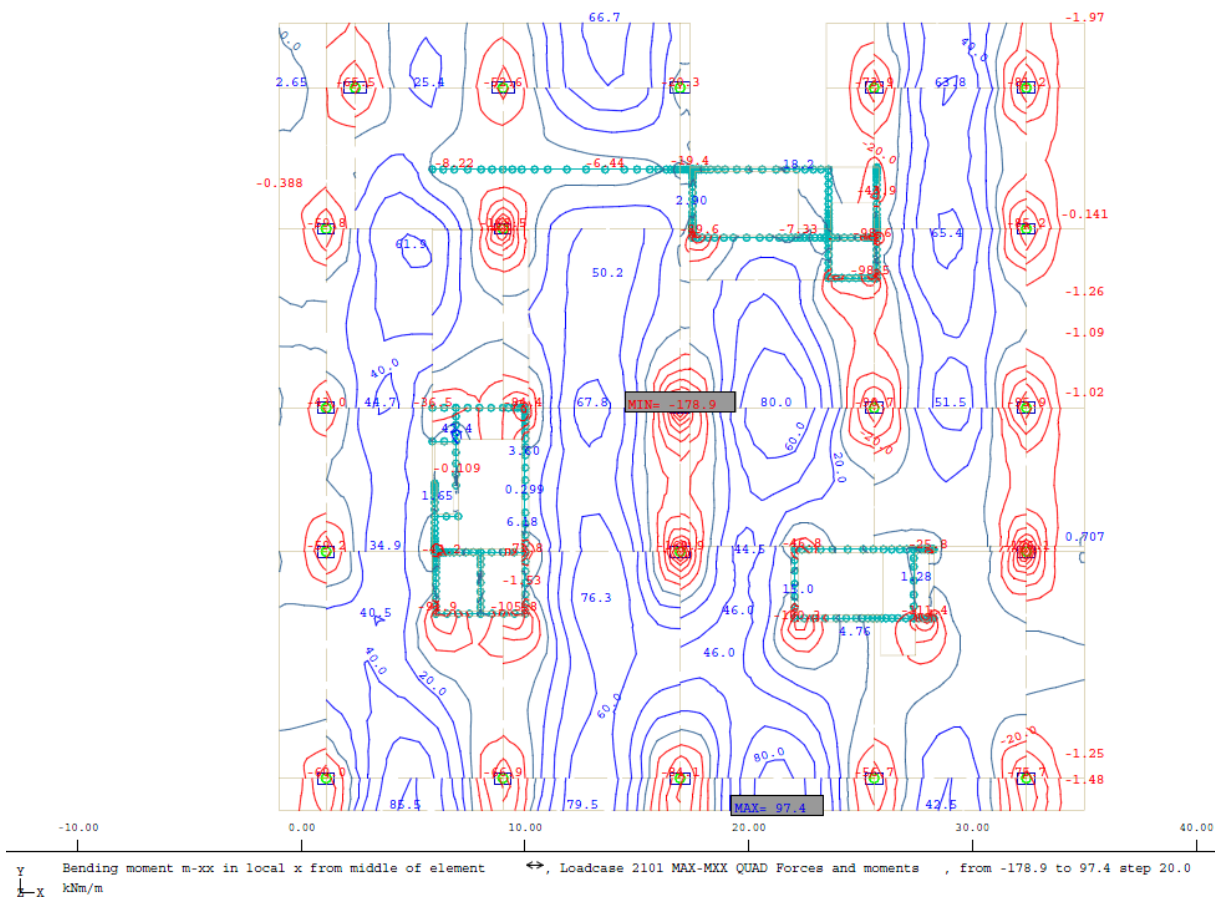
Slika 37: Mreža končnih elementov plošče



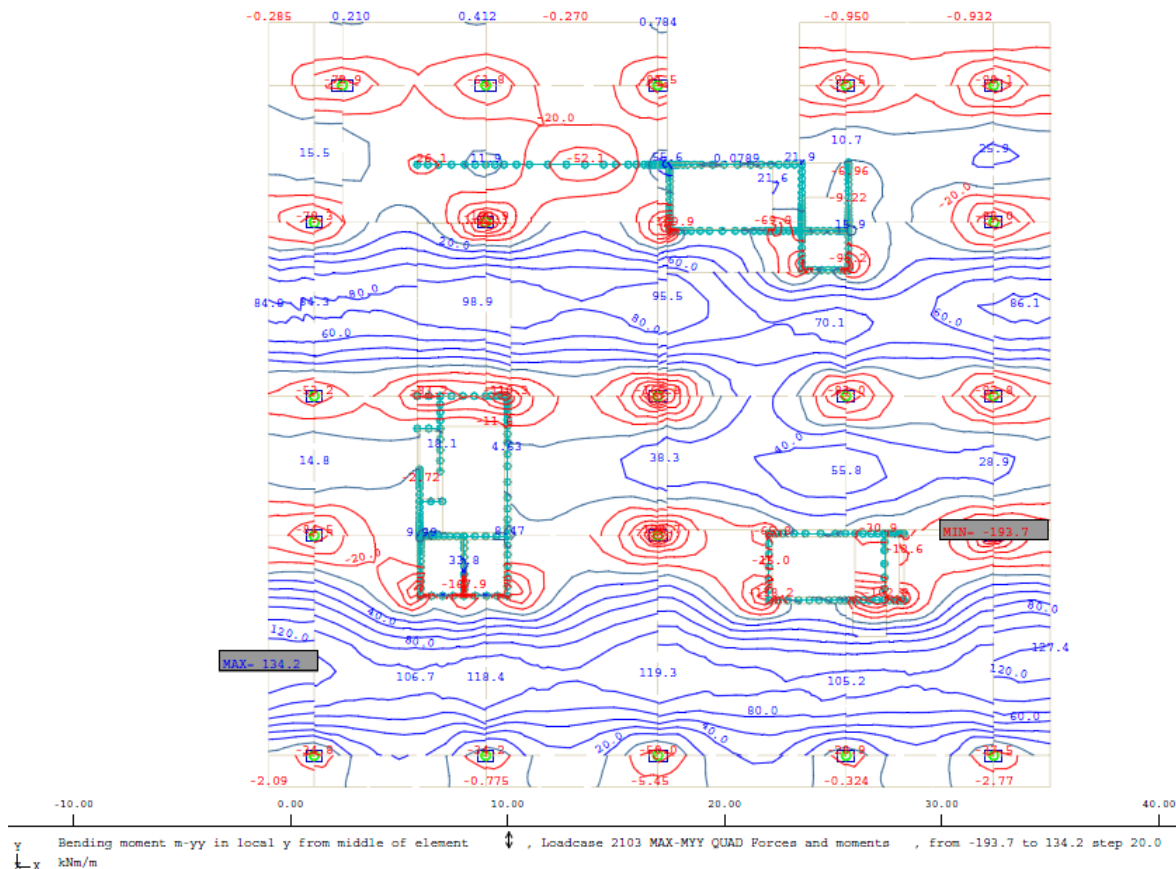
Slika 38: Deformirana mreža končnih elementov zaradi lastne in stalne obtežbe

Na slikah 39 do 42 prikazujemo ovojnice notranje statičnih sil – upogibni momenti.

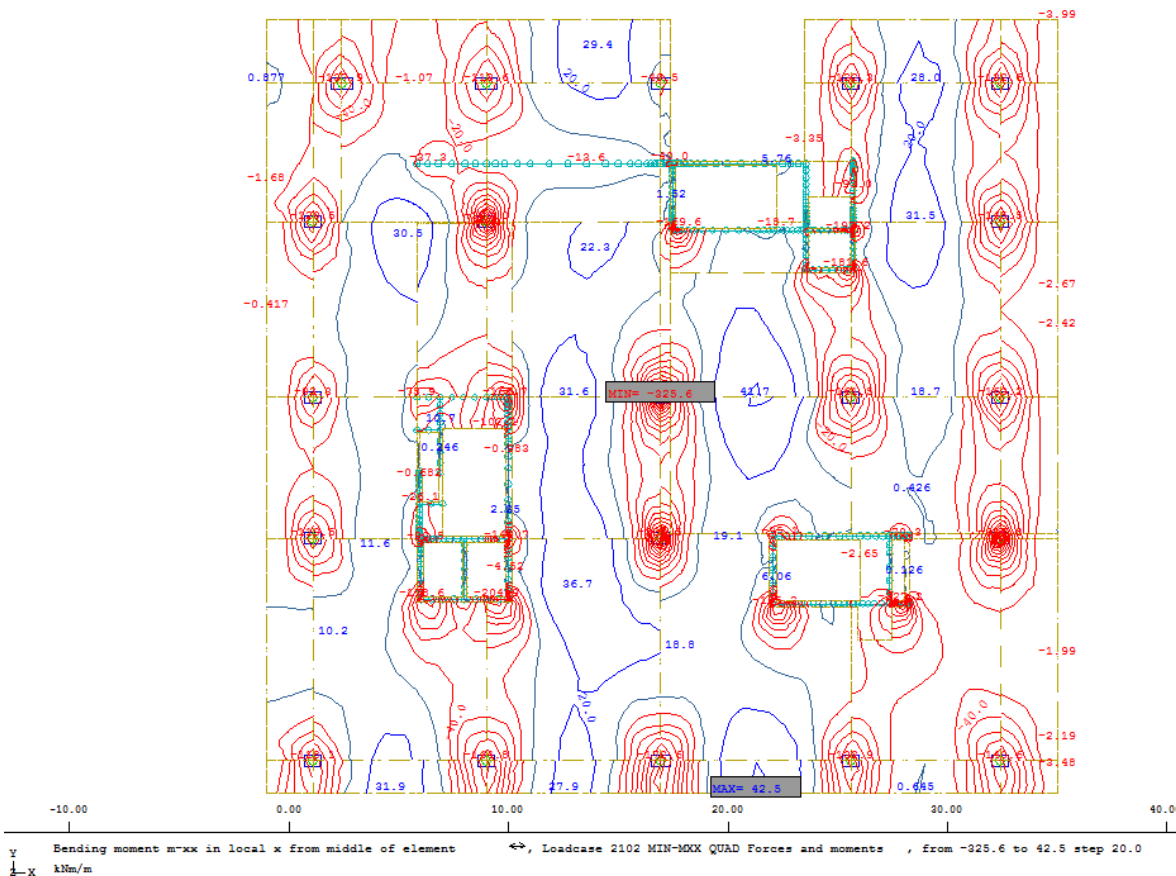
Upoštevamo obtežbe kombinacije opisane v poglavju 3.5.



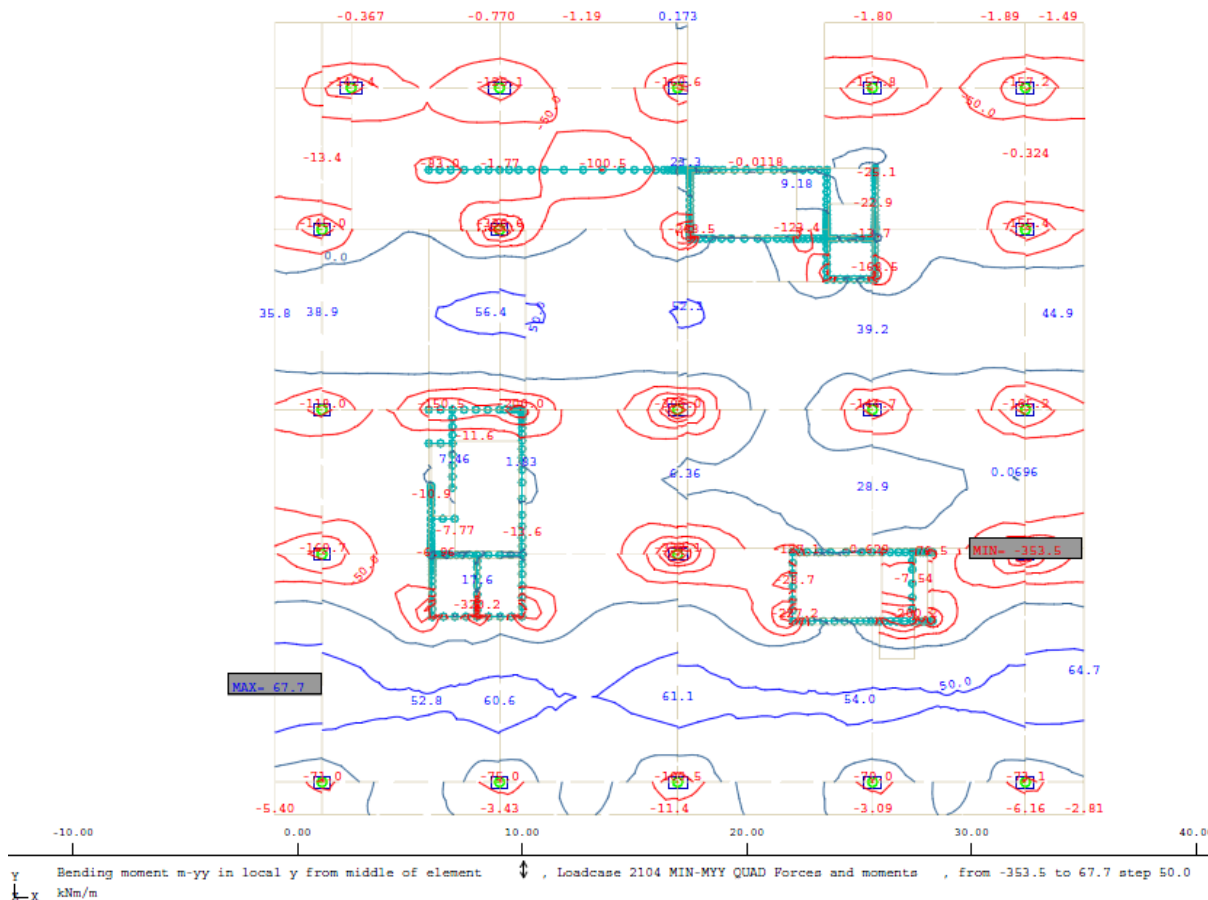
Slika 39: Ovojnica maksimalnih upogibnih momentov v smeri x - Mxx [KNm/m]



Slika 40: Ovojnica maksimalnih upogibnih momentov v smeri  $y$  -  $M_{yy}$  [KNm/m]



Slika 41: Ovojnica minimalnih upogibnih momentov v smeri  $x$  -  $M_{xx}$  [KNm/m]



Slika 42: Ovojnica minimlanih upogibnih momentov v smeri y - Myy [KNm/m]

V preglednici 14 prikazujemo maksimalne in minimalne vrednosti upogibnih momentov v obeh smereh, x in y smer.

Preglednica 14: Maksimalne in minimalne vrednosti momentov obravnavane plošče

	$M_x$ [kNm/m]	$M_y$ [kNm/m]
Maksimalni moment	97,4	134,2
Minimalni moment	- 325,6	- 353,5

#### 4.4 Dimenzioniranje plošče

Dimenzioniranje plošče je bilo izvedeno skladno s standardom SIST EN 1992-1-1: 2005. Pri tem upoštevamo krovni sloj betona, kot smo ga izračunali v poglavju 2.7.3. Upoštevamo pa tudi minimalno potrebno vzdolžno armaturo, ki jo bomo izračunali v nadaljevanju.

##### 4.4.1 Minimalna potrebna natezna armatura

Povzeto po: SIST EN 1992-1-1:

Minimalna potrebna natezna armatura v plošči se določi z izrazom:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013a \cdot b_t \cdot d \end{array} \right\} \quad (4.1)$$

kjer je:

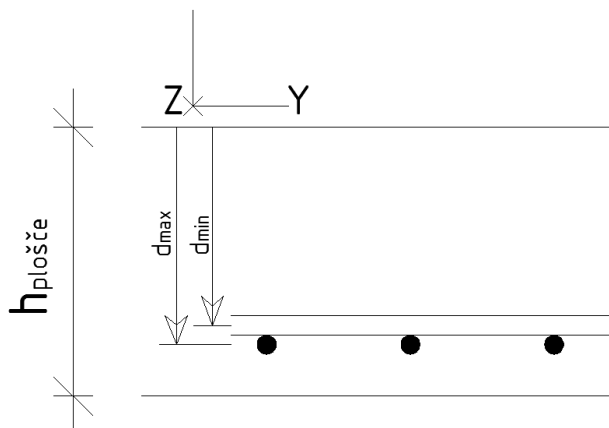
- $A_{s,min}$  minimalni prerez armature, ki je še lahko vgrajen v konstrukcijo,  
 $f_{ctm}$  srednja vrednost osne natezne trdnosti betona (C30/37:  $f_{ctm} = 0,29 \frac{kN}{cm^2}$ ),  
 $f_{yk}$  karakteristična meja elastičnosti armature (S500:  $f_{yk} = 50 \frac{kN}{cm^2}$ ),  
 $b_t$  natezna širina prereza (plošča: 1m) in  
 $d$  statična višina prereza.

Izračun statične višine prereza:

$$d = h - a \quad (4.2)$$

pri čemer je:

- $d$  statična višina prereza,  
 $h$  višina prečnega prereza in  
 $a$  oddaljenost težišča upogibne armature do roba najbolj tlačenelega dela.



Slika 43: Statična višina prereza – d

$$a = c_{\text{nom}} + \frac{\phi_{\text{palice mrežne armature}}}{2} \quad (4.3)$$

$\phi_{\text{palice mrežne armature}} \leq 11 \text{ mm}$  (največji prerez palic v mrežnih armaturah je 11 mm)

$$a_{\text{min}} = 3 \text{ cm} + \frac{1,1}{2} \text{ cm} = 3,55 \text{ cm}$$

$$a_{\text{max}} = 3 \text{ cm} + \frac{1,1}{2} \text{ cm} + 1,1 \text{ cm} = 4,65 \text{ cm}$$

$$d_{\text{max,z}} = 35 \text{ cm} - 3,55 \text{ cm} = 31,45 \text{ cm}$$

$$d_{\text{min,y}} = 35 \text{ cm} - 4,65 \text{ cm} = 30,35 \text{ cm}$$

Smer  
Z:  $A_{s,\text{min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,29}{50} \cdot 100 \cdot 31,45 = 4,74 \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 31,45 = 4,09 \end{array} \right\} = 4,74 \text{ cm}^2/\text{m}$

Smer  
Y:  $A_{s,\text{min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,29}{50} \cdot 100 \cdot 30,35 = 4,1 \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 30,35 = 3,95 \end{array} \right\} = 4,1 \text{ cm}^2/\text{m}$

#### 4.4.2 Maksimalna količina armature

Tam, kjer lahko pride do velikih količin armature (npr. preklapljanju armature v stebrih, preklapljanju mrež in palic nad stebri in v območju odprtin) moramo paziti, da ta, ne presega vrednosti:

$$A_{s,\text{max}} = 0,04 \cdot A_c \quad (4.4)$$

kjer je:

$A_c$  površina betonskega prereza.

$$A_{s,\text{max}} = 0,04 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm} = \mathbf{140 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

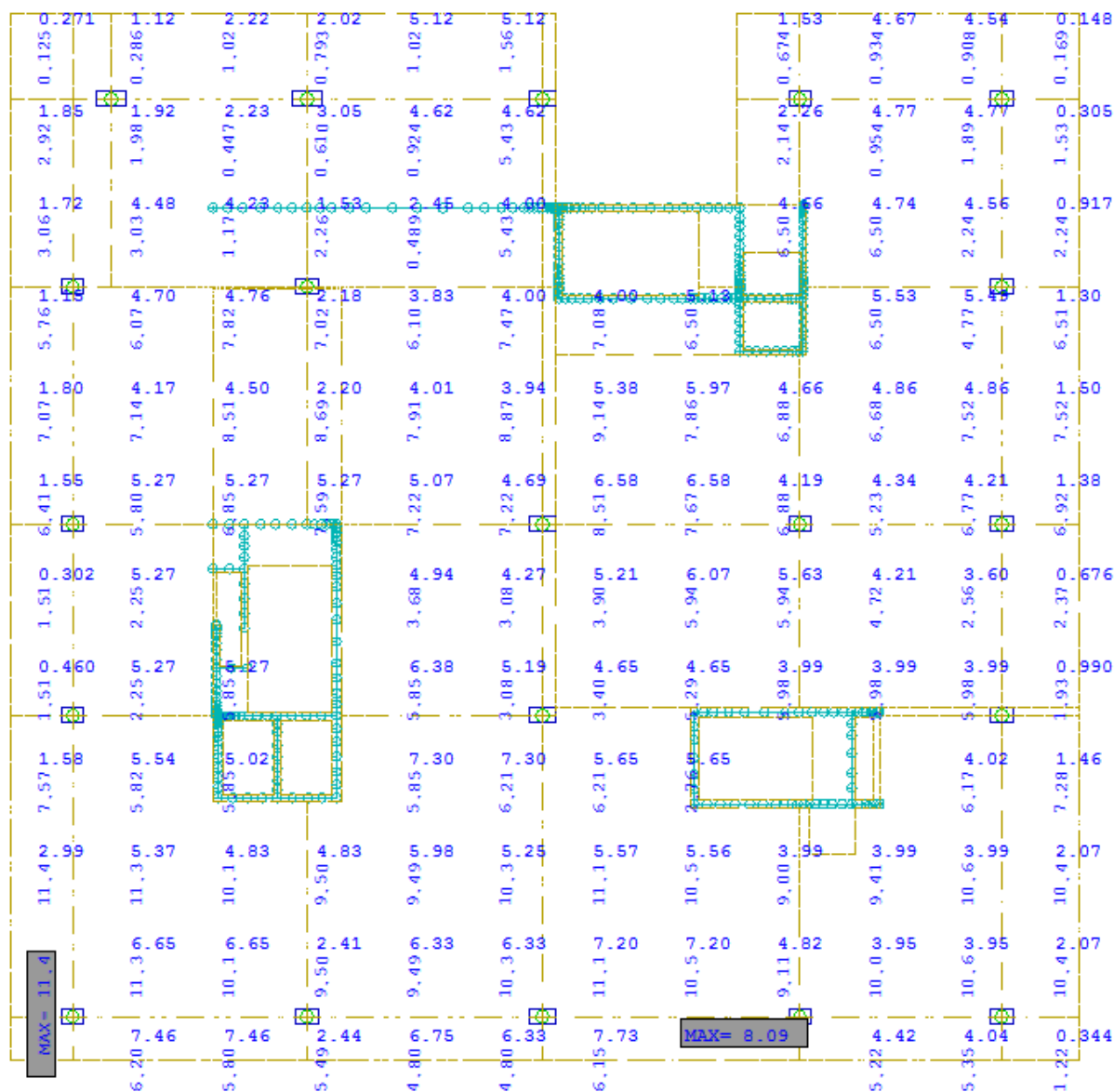
#### 4.4.3 Potrebna armatura, ki jo poda program Sofistik

Da prevzamemo vse obremenitve obravnavane plošče s programom SOFiSTiK izračunamo potrebno količino upogibne armature  $A_s$ .

Na sliki 44 je prikazana spodnja upogibna armatura, na sliki 45 pa še zgornja upogibna armatura.

Izbrano armaturo prikazujemo na armaturnih načrtih v prilogah C in D.

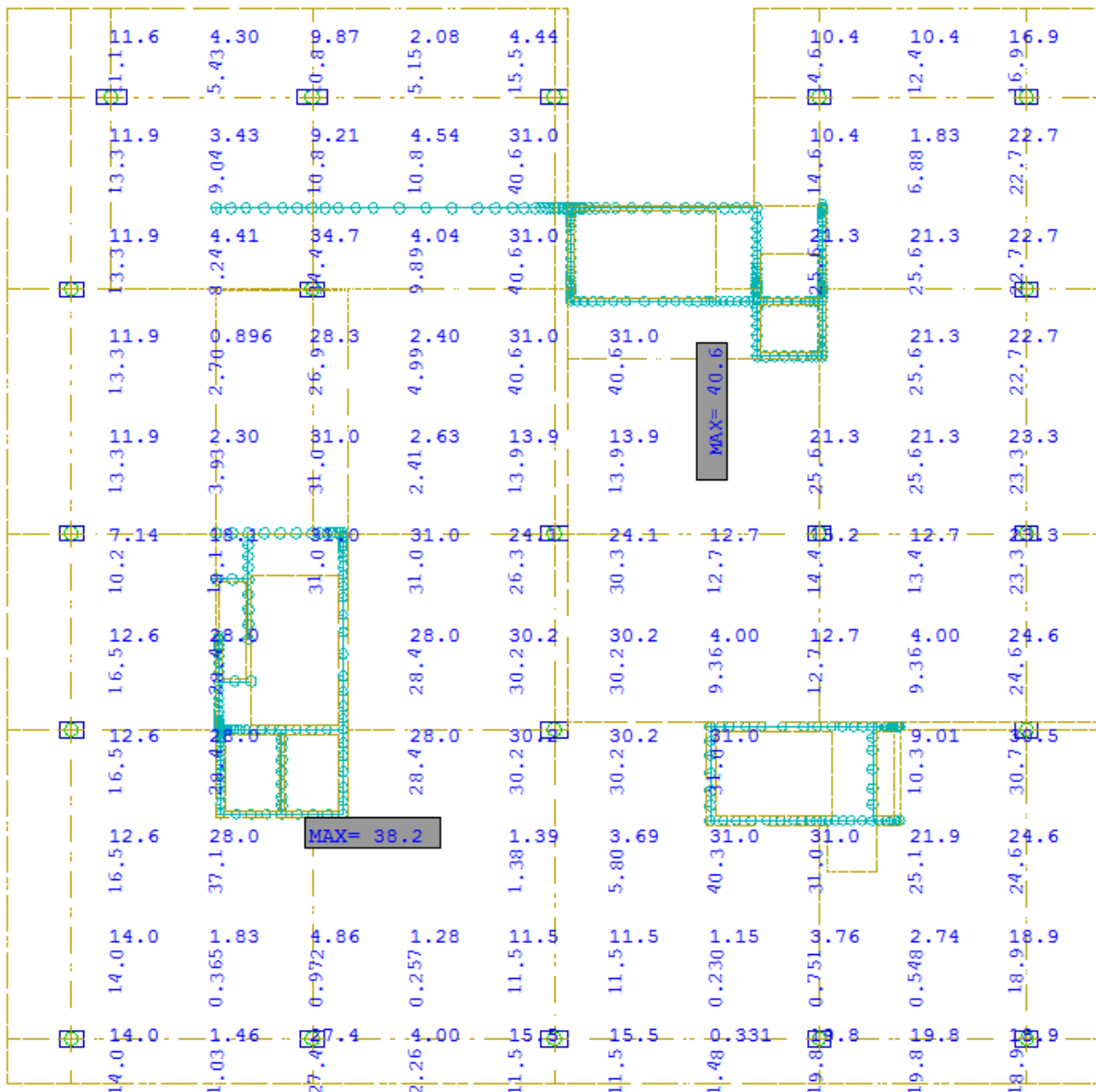




Slika 44: Potrebna količina spodnje upogibne armature (cm<sup>2</sup>/m)

V prilogah B natančneje prikazujemo armaturo z »izo – linijami« za posamezno smer. Prikažemo tako zgornjo in spodnjo armaturo, ki jo poda program Sofistik.

Iz slike 44 in 45 lahko na določenih mestih vidimo zelo velike vrednosti količin armature, ki so potrebni za prevzem vseh momentov. Vendar so določene vrednosti nerealne, saj pride do velikih koncentracij napetosti na zelo majhnem območju, zato imamo tako velike vrednosti količin armature. Težavo rešimo za izravnavo momentov. Izbrano količino armature prikazujemo na prilogah C in D.



Slika 45: Potrebna količina zgornje upogibne armature (cm<sup>2</sup>/m)

V preglednici 15 prikazujemo maksimalne in minimalne vrednosti količin armature v obeh smereh, x in y smeri.

Preglednica 15: Maksimalne in minimalne vrednosti teoretično potrebnih količin armature

	$A_{s,potr.} [cm^2/m]$	
	X - smer	Y - smer
Spodnja armatura	<b>8,09</b>	<b>11,4</b>
Zgornja armatura	<b>38,2</b>	<b>40,6</b>

#### 4.4.4 Kontrola povosov

Deformacije nosilne konstrukcije ne smejo presežati vrednosti, ki jih lahko prenesejo ostali povezani elementi, kot so predelne stene, zasteklitve, obloge, inštalacije... Splošna uporabnost in videz konstrukcije se lahko poslabšata, če računski povos pod vplivom navidezno stalne obtežbe kombinacije preseže  $1/250$  razpetine. Če pa pomiki lahko poškodujejo sosednje konstrukcije oziroma podkonstrukcije, pa je potrebno računske povose omejiti na:  $1/500$  razpetine. (povzeto po: poglavje 7.4.1 v SIST EN 1992-1-1).

Če so izpolnjena določena enostavna pravila, kot je npr. pravilo za omejitev razmerja med razpetino in statično višino plošče, nam v splošnem povosov ni potrebno preverjati, saj lahko sklepamo, da povosi ne presegajo dopustnih vrednosti. Mejno vrednost razmerja med razpetino in statično višino plošče lahko ocenimo s pomočjo izraza (4.5). Pri tem predpostavimo, da velja  $\rho \leq \rho_0$  (nizek nivo napetosti v betonu):

$$\max \frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad (4.5)$$

kjer so:

$l/d$	razmerje med razpetino in statično višino,
$K$	faktor, ki upošteva vpliv različnih sistemov,
$f_{ck}$	karakteristična tlačna trdnost betona v MPa,
$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$	referenčna stopnja armiranja,
$\rho$	zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine (pri konzolah nad podporo), ki je potrebna za prevzem momenta zaradi projektnih obtežb.

Faktor  $K$  je odvisen od statičnega sistema in standard Evrokod določa, da kadar imamo opravka z gladko ploščo na stebrih je faktor enak:  $K = 1,2$ .

Karakteristična tlačna trdnost betona C30/37 je  $f_{ck} = 30$  MPa, posledično pa referenčna stopnja armiranja  $\rho_0 = 0,0055$ .

Medtem, ko je zahtevana stopnja armiranja na sredini razpetine obravnavane plošče  $\rho = 0,003$ .

Pri ploščah nosilnih v dveh smereh moramo za vrednost  $l$  upoštevati manjšo izmed obeh razpetin, Pri nas je to  $l = 7,93$  m. za statično višino pa vzamemo  $d_{eff} = 30,9$  cm (poglavje 4.4.5.1)

Izračun:

$$\frac{7,93}{0,309} = 1,2 \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0,0055}{0,003} + 3,2 \cdot \sqrt{30} \cdot \left( \frac{0,0055}{0,003} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

$$25,7 \leq 47,23$$

Standard določa, da je potrebno pri gladkih ploščah na stebrih ter razpetina večja kot 8,5 m, pomnožiti razmerje  $l/d$  z izrazom  $8,5/l_{\text{eff}}$ , pri čemer je  $l_{\text{eff}}$  v metrih.

Obnašanje gobaste plošče – plošče na stebrih je povsem drugačno, kot pri običajnih. Pri teh ploščah pride do povosov tako v polju plošče, kot med posameznimi stebri v obeh pravokotnih smereh. Zato za  $l_{\text{eff}}$  vzamemo dolžino, ki je enaka diagonali na tlorisu, ki ga v vogalih podpirajo stebri. S tem smo na varni strani, saj je dolžina s tem veliko večja, posledično pa razmerje  $l/d$  veliko manjše.

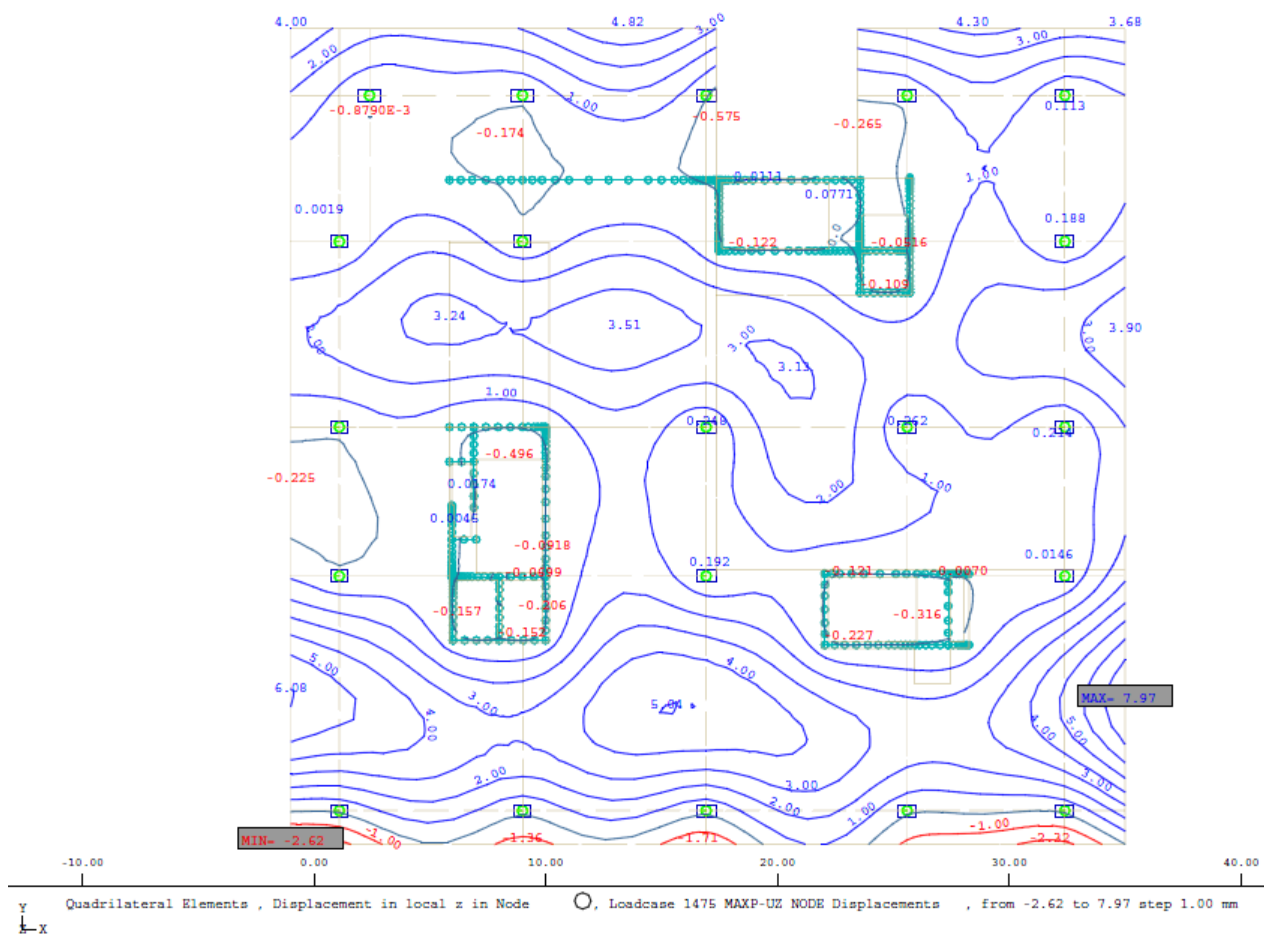
V našem primeru je  $l_{\text{eff}}$  enak 12,95 m.

Enačbo 4.5 torej pomnožimo z naslednjim številom:  $8,5/l_{\text{eff}} = \frac{8,5}{12,95 \text{ m}} = 0,656$ . Kot vidimo moramo za 66% zmanjšati razmerje  $l/d$ :

$$25,7 \leq 47,23 \cdot 0,66 = 31,2 \quad \checkmark$$

Kot lahko vidimo, mejno razmerje med razpetino in debelino plošče ni preseženo, zato nam povosov ni potrebno računati.

Na sliki 46 so prikazani pomiki plošče v mejnem stanju uporabnosti z upoštevanjem homogenih nerazpokanih prereзов brez upoštevanja reologije materialov.



Slika 46: Pomiki obravnave plošče [mm]

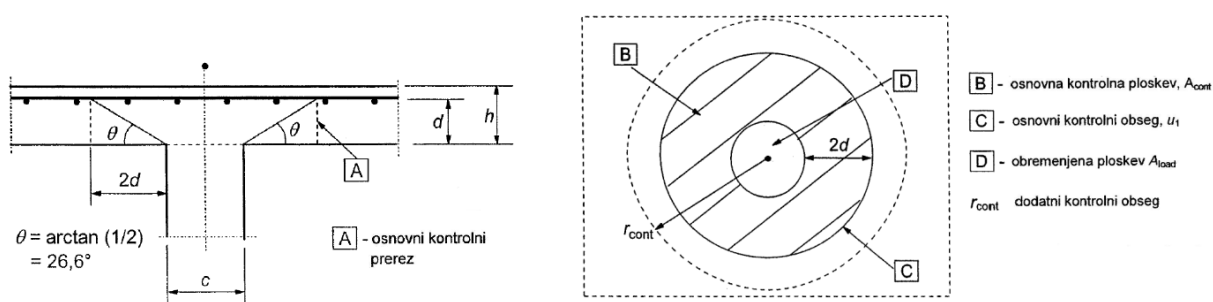
#### 4.4.5 Kontrola preboja plošče

Odločili smo se preveriti kontrolo preboja obravnavane plošče, in sicer v okolici stebra na katerega odpade največ sile (ima največjo reakcijo na ploščo)

(povzeto po: SIST EN 1992-1-1 : 2005)

Strig pri preboju polnih plošč nad stebri se lahko pojavi zaradi koncentrirane obtežbe ali reakcije, ki deluje na manjši površini v bližini stebra, imenovani  $A_{load}$ .

Računski model, ki je primeren za preverjanje varnosti pred porušitvijo zaradi preboja v mejnem stanju nosilnosti prikazuje slika 47.

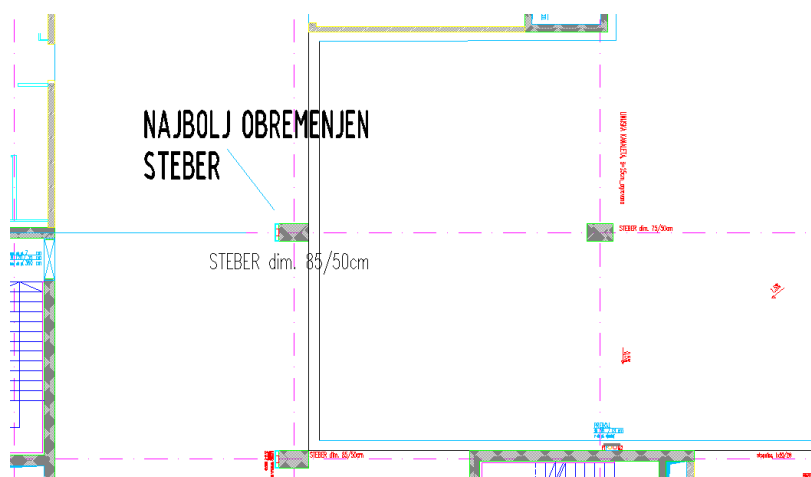


Slika 47: Računski model za dokaz striga pri preboju v mejnem stanju nosilnosti (vir: SIST EN 1992-1-1 : 2005)

Preveriti je potrebno strižno odpornost ob robu stebra in v osnovnem kontrolnem obsegu  $u_1$ . Če je potrebna strižna armatura, moramo izračunati na katerem območju jo moramo vgraditi (dodatni obseg:  $u_{out,ef}$ ).

V našem primeru je stebel na sredini objekta, ki je pravokotnega prereza 85 x 50 cm. Reakcija, ki se prenese v stebel je velika:

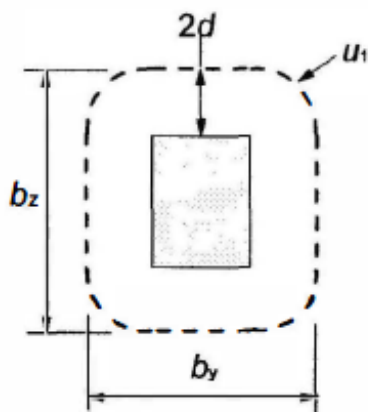
$$V_{ed,max} = 1336 \text{ kN} .$$



Slika 48: Prikaz najbolj obremenjenega stebra

#### 4.4.5.1 Razporeditev obtežbe in osnovni kontrolni obseg

Za kontrolni obseg vzamemo, da je oddaljen od obremenjene ploskve za  $2,0 \cdot d$ . Kontrolni obseg oblikujemo tako kot je prikazano na sliki 49.



$u_1$  – kontrolni obseg

$u_0$  – obseg po obodu stebra

$b_z$  – višina kontrolnega obsega

$b_y$  – širina kontrolnega obsega

$2d$  – velikost dvakratne statične višine plošče

$b_s$  – višina stebra

$b_s$  – širina stebra

Slika 49: Osnovni kontrolni obseg okoli obremenjene ploskve (vir: SIST EN 1992-1-1 : 2005)

Izračun kontrolnega obsega:

$$u_1 = 2 \cdot (b_s + h_s) + 2 \cdot \pi \cdot (2d). \quad (4.5)$$

Spremenljivke v enačbi so obrazložene ob sliki 49.

Statična višina plošče se prevzame kot nespremenljiva:

$$d_{\text{eff}} = \frac{(d_y + d_z)}{2} \quad (4.6)$$

kjer sta:

$d_y$  in  $d_z$  statični višini plošče v smeri osi y oziroma smeri z (glej sliko 43, poglavje 4.4.1).

Izračun parametrov po enačbah 4.5 in 4.6 ter izračun obsega po obodu stebra:

$$d = d_{\text{eff}} = \frac{31,45 + 30,35}{2} = 30,9 \text{ cm}$$

$$u_1 = 2 \cdot (85 + 50) + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 30,9) = 658,3 \text{ cm}$$

$$u_0 = 2 \cdot b_s + 2 \cdot h_s = 2 \cdot 85 + 2 \cdot 50 = 270 \text{ cm}$$

#### 4.4.5.2 Račun striga pri preboju plošče

Preveriti moramo naslednje kontrole:

- a.) Ob obodu stebra/obsegu obremenjene ploskve največja strižna napetost  $v_{Ed}$  ne sme biti prekoračena:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (4.7)$$

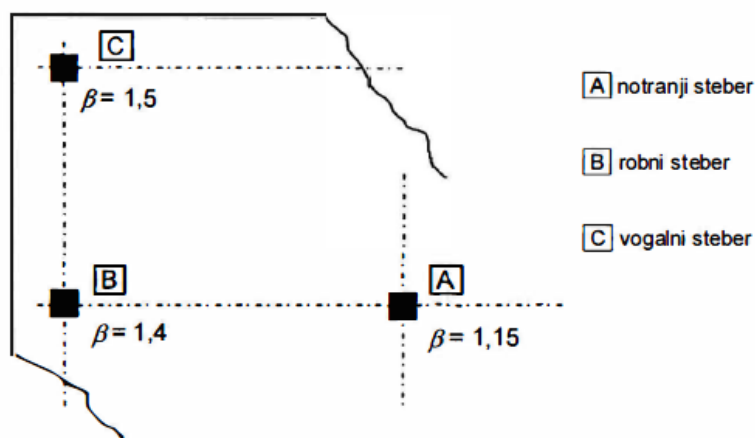
$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \quad (4.8)$$

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (4.9)$$

kjer so:

$v_{Ed}$	prebojna strižna odpornost,
$v_{Rd,max}$	največja prebojna strižna odpornost pri preboju vzdolž obravnavanega kontrolnega prereza,
$\beta$	koeficient, ki upošteva ekscentričnost obremenjene plošče zaradi momentov, ki se preko stebrov prenesejo v ploščo:

→ Za konstrukcije, pri katerih horizontalna stabilnost ni odvisna le od delovanja okvirja iz stebrov in plošč in se dolžine sosednjih razponov ne razlikujejo za več kot 25 %, se lahko za koeficient  $\beta$  uporabijo približne vrednosti podane na sliki 50. Imamo notranji stebel in njegova priporočljiva vrednost je **1,15** [/],



Slika 50: Priporočena vrednost  $\beta$  glede na lokacijo stebra v objektu (vir: slika 6.21N SIST EN 1992-1-1)

$V_{Ed}$	projektna prečna sila, ki deluje ob obodu stebra (glej 4.4.5.),
$u_1$	kontrolni obseg (glej 4.4.5.1),
$d$	srednja statična višina plošče (glej en. 4.6),
$v$	redukcijski faktor strižne nosilnosti betona:

$$v = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528, \quad (4.10)$$

$f_{cd}$	projektna tlačna trdnost betona (glej poglavje 2.5.1).
----------	--

Kontrola:  $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1336}{658,1 \cdot 30,9} = \mathbf{0,0757} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 2 = \mathbf{0,528} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

➤ pogoj je izpolnjen. ✓

b.) Posebna armatura proti preboju ni potrebna, kadar je projektna strižna napetost  $v_{Ed}$  manjša od strižne odpornosti plošče brez vgrajene strižne armature -  $v_{Rd,c}$  :

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (4.11)$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \quad (4.12)$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (4.13)$$

kjer so:

$v_{Rd,c}$  projektna prebojna strižna odpornost (MPa),

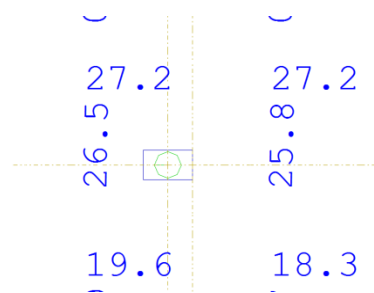
$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12, \quad (4.14)$$

$k$  Koeficient statične višine plošče:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{309}} = \mathbf{1,805} \leq 2 \checkmark, \quad (4.15)$$

$\rho_1$  stopnja armiranja plošče; nanaša se na z betonom sprijeto natezno armaturo v smeri y oziroma z:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \quad (4.16)$$



Slika 51: Količina natezne armature v okolici stebra

$$\rho_{lz} = \frac{A_{stz}}{b_w \cdot d} = \frac{26,5}{100 \cdot 30,9} = 0,0086$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sty}}{b_w \cdot d} = \frac{27,2}{100 \cdot 30,9} = 0,0088$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} = \sqrt{0,0086 \cdot 0,0088} = \mathbf{0,0087} \text{ cm}^2 \leq 0,02 \checkmark$$

$f_{ck}$

karacteristična tlačna trdnost betona v MPa (glej poglavje 2.5.1)



$k_1$  faktor določen z nacionalnim dodatkom ( $k_1 = 0,1$ )

$\sigma_{cp}$  normalna napetost betona v kritičnem prerezu:

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

kjer je  $\sigma_{cy}$  in  $\sigma_{cz}$ , napetost v obeh smereh določena z

$$\text{izrazom: } \sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

$\sigma_{cp} = 0$  [ $N_{Ed} = 0$ , vzdolžna sila po širini plošče]

$v_{min}$

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

(4.18)

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,8^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,46 \text{ MPa} = \mathbf{0,046 \text{ kN/cm}^2}$$

Izračun  $v_{Rd,c}$ : (enačba 4.13):

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,8 \cdot (100 \cdot 0,0087 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,1 \cdot 0 \geq (0,046 + 0,1 \cdot 0)$$

$$v_{Rd,c} = \mathbf{0,064 \frac{kN}{cm^2}} \geq 0,046 \frac{kN}{cm^2} \cdot \checkmark$$

Izračun  $v_{Ed}$ : (enačba 4.12):

Za osnovni kontrolni obseg  $u_1$  vzamemo številko, ki smo jo izračunali v poglavju 4.4.5.1., to je  $u_1 = 658,1 \text{ cm}$ . Tako lahko izračunamo  $v_{Ed}$ :

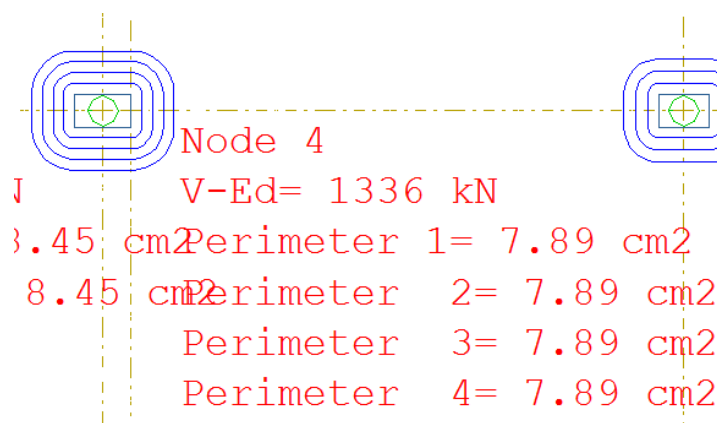
$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{1336}{658,1 \cdot 30,9} = 0,076 \text{ kN/cm}^2.$$

KONTROLA: (enačba 4.11):

$$v_{Rd,c} = \mathbf{0,064 \text{ kN/cm}^2} < v_{Ed} = \mathbf{0,076 \text{ kN/cm}^2}$$

→ Pogoj ni izpolnjen – potrebna je strižna armatura!

Izračun je bil narejen v programu Sofistik in na sliki 52 je prikazano koliko strižne armature je potrebno na zagotovitev strižne odpornosti proti preboju.



Slika 52: Potrebna strižna armatura zaradi nevarnosti preboja

#### 4.4.6 Kontrola razpok

Razpoke je treba omejiti do takšne mere, da ne poslabšajo normalne funkcije ali trajnosti konstrukcije, ter ne povzročajo nesprejemljivega videza.

Širino razpoke  $w_k$  se izračuna z izrazom (4.14):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (4.19)$$

Kjer je:

- $s_{r,max}$  največja razdalja med razpokami;  
 $\varepsilon_{sm}$  srednja deformacija armature pri merodajni kombinaciji obtežb;  
 $\varepsilon_{cm}$  povprečna deformacija betona med razpokami.

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  izračunamo z izrazom (4.15):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (4.20)$$

Kjer so:

- $\sigma_s$  napetost v natezni armaturi ob predpostavki, da je prerez razpokan:

$$\sigma_s = \frac{3 \cdot M_{Ed}}{(A_s \cdot (3d - x) + A'_s \cdot (x - 3a') \cdot (\frac{x - a'}{d - x}))}, \quad (4.21)$$

- $x$  višina tlačne cone:

$$x = \left( \frac{(\alpha_e A'_s + \alpha_e A_s)^2}{b^2} + \frac{2 \cdot (\alpha_e A'_s a' + \alpha_e A_s d)}{b} \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{\alpha_e A'_s + \alpha_e A_s}{b}, \quad (4.22)$$

- $\alpha_e$  razmerje elastičnih modulov armature  $E_s$  in betona  $E_{cm}$ :

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}, \quad (4.23)$$

- $\rho_{p,eff}$  učinkovita stopnja armiranja nateznega betona:

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 A'_p)}{A_{c,eff}}, \quad (4.24)$$

- $\xi_1^2$  redukcijski faktor sprijemne napetosti prednapete armature

- $k_t$  faktor odvisen od trajanja obtežbe (kratkoročna obtežba -  $k_t = 0,6$ , dolgotrajna obtežba -  $k_t = 0,4$ )

- $A_{c,eff}$  učinkovit del betonskega prereza v natezni coni:

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} \quad (4.25)$$

$$h_{c,eff} = \min(2,5(h - d); (h - x)/3; h/2) \quad (4.26)$$

$s_{r,max}$  največjo medsebojno razdaljo izračunamo z izrazom (4.22):

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2\phi/\rho_{p,eff}, \quad (4.27)$$

$\phi$  premer palice,

$c$  debelina zaščitnega sloja betona,

$k_1$  koeficient, s katerim se upošteva pogoj sidranja:

$k_1$ – 0,8 za palice z dobro sprijemnostjo

$k_1$ – 1,0 za palice s približno gladko površino,

$k_2$  koeficient, ki upošteva vpliv razporeditve deformacije po prerezu:

$k_2$ – 0,5 za čisti upogib

$k_2$ – 1,0 za čisti nateg.

Pogoj je izpolnjen, če je:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) < w_{max}, \quad (4.28)$$

$w_{max}$  – največja dovoljena računsko širina razpok je odvisna od stopnje agresivnosti in vrste konstrukcije. Priporočene vrednosti za  $w_{max}$  so določene so v preglednici 7.1N (SIST EN 1992-1-1:2005):

Razred izpostavljenosti	Armiranobetonski elementi in prednapeti betonski elementi z nepovezanimi kabli	Prednapeti betonski elementi s povezanimi kabli
	<b>Navidezno stalna kombinacija obtežbe</b>	<b>Pogosta kombinacija obtežbe</b>
X0, XC1	0,4 <sup>1</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>2</sup>
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekompresija

Slika 53: Dovoljene vrednosti razpoke  $w_{max}$

Izračun:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{40,7 \text{ kN/cm}^2 - 0,4 \cdot \frac{0,26}{0,01174} \cdot (1 + 6,06 \cdot 0,01174)}{20000 \text{ kN/cm}^2} \geq 0,6 \cdot \frac{40,7 \text{ kN/cm}^2}{20000 \text{ kN/cm}^2}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,0012$$

$\sigma_s$  – napetost v natezni armaturi ob predpostavki, da je prerez razpokan:

$$\sigma_s = \frac{3 \cdot M_{Ed}}{(A_s \cdot (3 \cdot d - x) + A'_s \cdot (x - 3 \cdot a') \cdot (\frac{x - a'}{d - x}))}$$

$$A'_s = 0$$

$$\sigma_s = \frac{3 \cdot 13420 \text{ kNcm}}{(11,4 \text{ cm}^2 \cdot (3 \cdot 30,5 \text{ cm} - 5,88 \text{ cm}))}$$

$$\sigma_s = 40,7 \text{ kN/cm}^2$$

$x$  – višina tlačne cone:

$$x = \left( \frac{(\alpha_e A'_s + \alpha_e A_s)^2}{b^2} + \frac{2 \cdot (\alpha_e A'_s a' + \alpha_e A_s d)}{b} \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{\alpha_e A'_s + \alpha_e A_s}{b} = 5,88 \text{ cm}$$

$\alpha_e$  – razmerje elastičnih modulov armature  $E_s$  in betona  $E_{cm}$ ;

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20000 \text{ kN/cm}^2}{3300 \text{ kN/cm}^2} = 6,06$$

$\rho_{p,eff}$  – učinkovita stopnja armiranja nateznega betona;

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p)}{A_{c,eff}} = \frac{10,4 \text{ cm}^2}{971 \text{ cm}^2} = 0,035$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 100 \text{ cm} \cdot 9,7 \text{ cm} = 872 \text{ cm}^2$$

Največja medsebojna razdalja med razpokami:

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \Phi / \rho_{p,eff}$$

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 30 \text{ mm} + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 20 \text{ mm} / 0,035 = 217,8 \text{ mm}$$

Širina razpoke:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 217,8 \text{ mm} \cdot 0,0012 = 0,27 \text{ mm} < w_{max} = 0,3 \text{ mm} \rightarrow \text{dodatni pogoji niso potrebni!!}$$

## 5 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge smo se soočili s projektiranjem enega izmed glavnih konstrukcijskih elementov poslovnega objekta. Projektirali smo armiranobetonsko ploščo z različnimi načini podpiranja in več odprtini (dvigalna in stopniščna odprtina). Upoštevali smo veljavne evropske standarde Evrokod.

Cilj je bil narediti čim bolj točen računski model ter posledično dobiti natančne, realne in smiselne rezultate. Tekom diplomskega dela so se pojavljale razne dileme in vprašanja, ki smo jih dokaj uspešno rešili.

Projektiranje je temeljilo na mejnih stanjih. Preveriti smo morali ali katero izmed stanj ni prekoračeno/preseženo. Analiza, ki je bila linearna, je temeljila na ploskovnem računskem modelu, ki smo ga modelirali v računalniškem programu Sofistik. Pri analizi smo upoštevali tako stalne kot tudi spremenljive vplive. Stalna teža je predstavljala lastno težo konstrukcijskega elementa in lastno težo steklene fasade in steklene ograje ter tudi stalna teža tlakov. Spremenljivi vpliv je bil samo eden, in to je koristna obtežba prostorov.

Pri modeliranju smo upoštevali enake materiale in geometrijo plošče kot na obstoječem objektu. Spremenili smo samo debelino plošče iz 28 cm na 35 cm, saj je pri dimenzioniranju v programu prišlo do velikih napetosti v območju sten in stebrov. Pojavil se je problem preboja, strižna odpornost je bila prekoračena, zato smo s povečanjem višine prereza dosegli dovolj veliko odpornost.

Po opravljenem dimenzioniranju smo na podlagi pridobljenih vrednosti potrebne armature izrisali še armaturni načrt tako za spodnjo armaturo kot za zgornjo armaturo obravnavane armiranobetonske plošče.

Moram reči, da mi veliko pomeni, se sem se skozi diplomsko nalogo naučil uporabljati in delati s programom Sofistik, ki je eden vodilnih v svetu gradbeništva zunaj naših meja. Zagotovo mi bo kdaj to znanje, ki sem ga pridobil skozi diplomsko nalogo prišlo prav in ga bom z veseljem uporabljal.

**VIRI**

- Beg, D. (ur.), Pogačnik, A (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije.
- Berdajs, A., et al. 2004. Gradbeniški priročnik. Ljubljana, Tehniška založba Slovenije: 560 st.
- Lopatič, J. 2011. Masivni objekti. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.
- Keše, M., 2010. Projektiranje večstanovanjske stavbe v Kočevju po standardih Evrokod. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Keše): 109 str.
- Pliberšek, I., 2012. Konstruiranje večetažne lesene poslovne stavbe in dimenzioniranje nosilnih el.. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba I. Pliberšek): 111 str.
- Predavanja osnove masivnih konstrukcij, prof. dr. Matej Fischinger.
- Predavanja masivni objekti, izr.prof.dr. Jože Lopatič.
- Vaje masivni objekti, doc. dr. Sebastjan Bratina.
- Vaje masivni mostovi, doc.dr. Drago Saje in doc. dr. Sebastjan Bratina.
- SOFISTIK: Primeri in navodila za delo s programom.
- Tehnični prospekti podjetja Knauf in Goriške opekarne.

Standardi:

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

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

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

Elektronski viri:

Sofistik AG, 2012

<http://www.sofistik.com/> (Pridobljeno dne 20.7.2012)

Sofistik tutorial, 2012

[http://www.sofistik.com/uploads/tx\\_sofistik/Tutorial-SSD-SOFiPLUS-2010\\_1.pdf](http://www.sofistik.com/uploads/tx_sofistik/Tutorial-SSD-SOFiPLUS-2010_1.pdf)

(Pridobljeno dne 15.8.2012)

Sofistik online support 2012

<http://www.sofistik.com/support/online-einfuehrung-ssdsofiplus-2010/> (Pridobljeno dne

15.8.2012)

Sofistik history, 2012

<http://www.sofistik.com/sofistik/> (Pridobljeno dne 2.9.2012)

poslovna stavba Stegne – Ljubljana, 2011

[http://www.worldarchitecturenews.com/index.php?fuseaction=wanappln.showprojectbigimage&img=3&pro\\_id=10575](http://www.worldarchitecturenews.com/index.php?fuseaction=wanappln.showprojectbigimage&img=3&pro_id=10575) (Pridobljeno dne 28.8.2012)

Fragmat izolacije, 2012

<http://www.fragmat.si/slo/0503.htm> (Pridobljeno dne 25.8.2012)

Ytong zidaki, 2011

[http://www.ytong.si/si/docs/ytong\\_katalog-2011\(1\).pdf](http://www.ytong.si/si/docs/ytong_katalog-2011(1).pdf) (Pridobljeno dne 4.9.2012)

Sto fasade, 2012

[http://www.sto.com/evo/web/sto/47311\\_SI-Fasade-StoVerotec\\_Glas.htm.pdf](http://www.sto.com/evo/web/sto/47311_SI-Fasade-StoVerotec_Glas.htm.pdf) (Pridobljeno dne 10.8.2012)

Podjetje CSI d.o.o., 2012

<http://www.csi.si/CSI%20d.o.o.html> (Pridobljeno dne 25.8.2012)

Opis objekta Stegne, 2008

[http://www.worldarchitecturenews.com/index.php?fuseaction=wanappln.projectview&upload\\_id=10575](http://www.worldarchitecturenews.com/index.php?fuseaction=wanappln.projectview&upload_id=10575) (Pridobljeno dne 26.8.2012)

Bistvene zahteve objekta, 2000

<http://www.uradni-list.si/1/content?id=26370> (Pridobljeno dne 4.9.2012)

Soficad, 2012

<http://www.acadgraph.de/produkte/architektur/soficad-konstruktiver-ingbau.html> (Pridobljeno dne 10.9.2012)

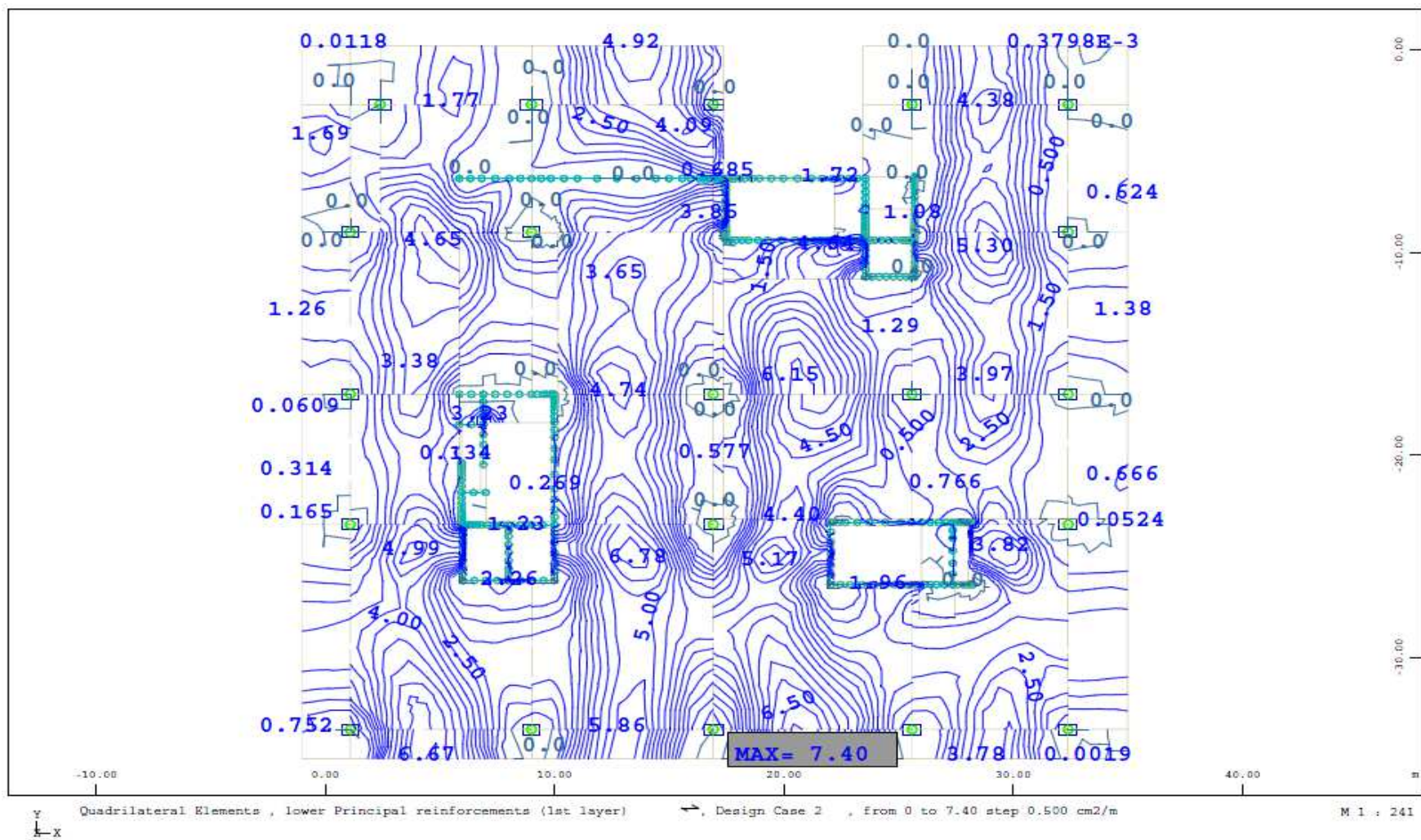


# PRILOGA A



## Uporabljeni obtežni primeri na obravnavani plošči

<i>Obtežni primer</i>	<i>Vrsta obtežbe</i>	<i>Skupna sila - smer z [kN]</i>	<i>Ime obtežbe</i>
1	dead load	14046,9	stalna in lastna teža
2 do 29 /48 do 52	variable load	2648,1	Q-pisarne
30 do 41	variable load	826	Q-terasa
42, 43	variable load	85,5	Q-wc+mini kuhinja
44	variable load	44,2	Q-stop, jedro 3
45	variable load	34,9	Q-stop, jedro 2
46	variable load	27,8	Q-stop, jedro 1
47	variable load	43,1	Q-stop, jedro 1
53	dead load	31,4	steklena ograja
54	dead load	365,6	steklena fasada
55	dead load	327,6	zid debeline 20 cm
56	dead load	16,3	zid debeline 15 cm
57	dead load	20,6	zid debeline 10 cm
58	dead load	18,7	G-stop. rama navzdol (1)
59	dead load	24,3	G-stop. rama navzgor (1)
60	dead load	18,2	G-stop. rama navzdol (2)
61	dead load	18,2	G-stop. rama navzgor (2)
62	dead load	18,7	G-stop. rama navzdol (3)
63	dead load	24,3	G-stop. rama navzgor (3)
64	variable load	6	Q-stop. rama navzdol (1)
65	variable load	7,8	Q-stop. rama navzgor (1)
66	variable load	5,8	Q-stop. rama navzdol (2)
67	variable load	5,8	Q-stop. rama navzgor (2)
68	variable load	6	Q-stop. rama navzdol (3)
69	variable load	7,8	Q-stop. rama navzgor (3)

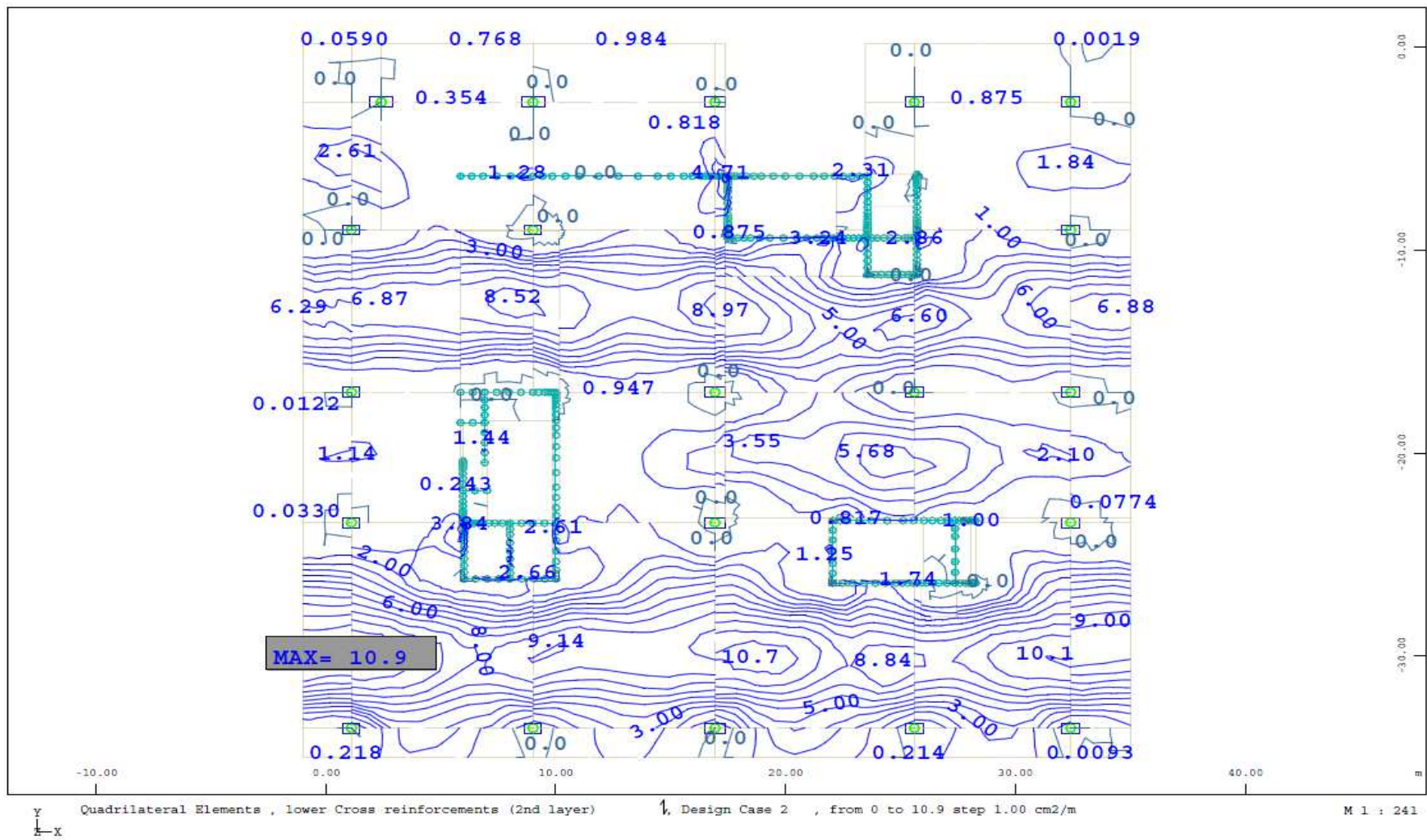


**PRILOGA B.1**

**Potrebna količina armature plošče - spodnja armatura (X - smer)**

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo

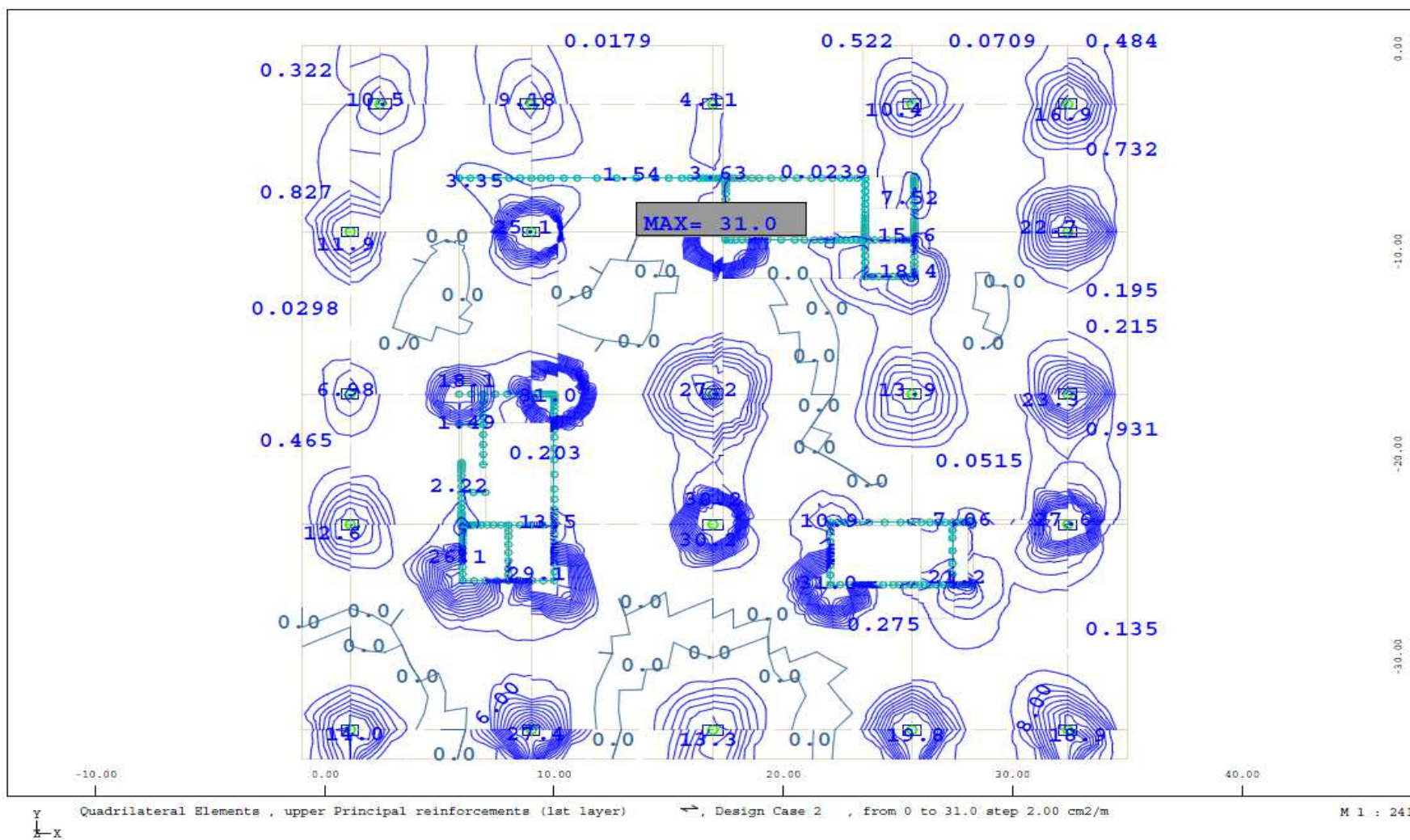




**PRILOGA B.2**

**Potrebna količina armature ploče - spodnja armatura (Y - smer)**



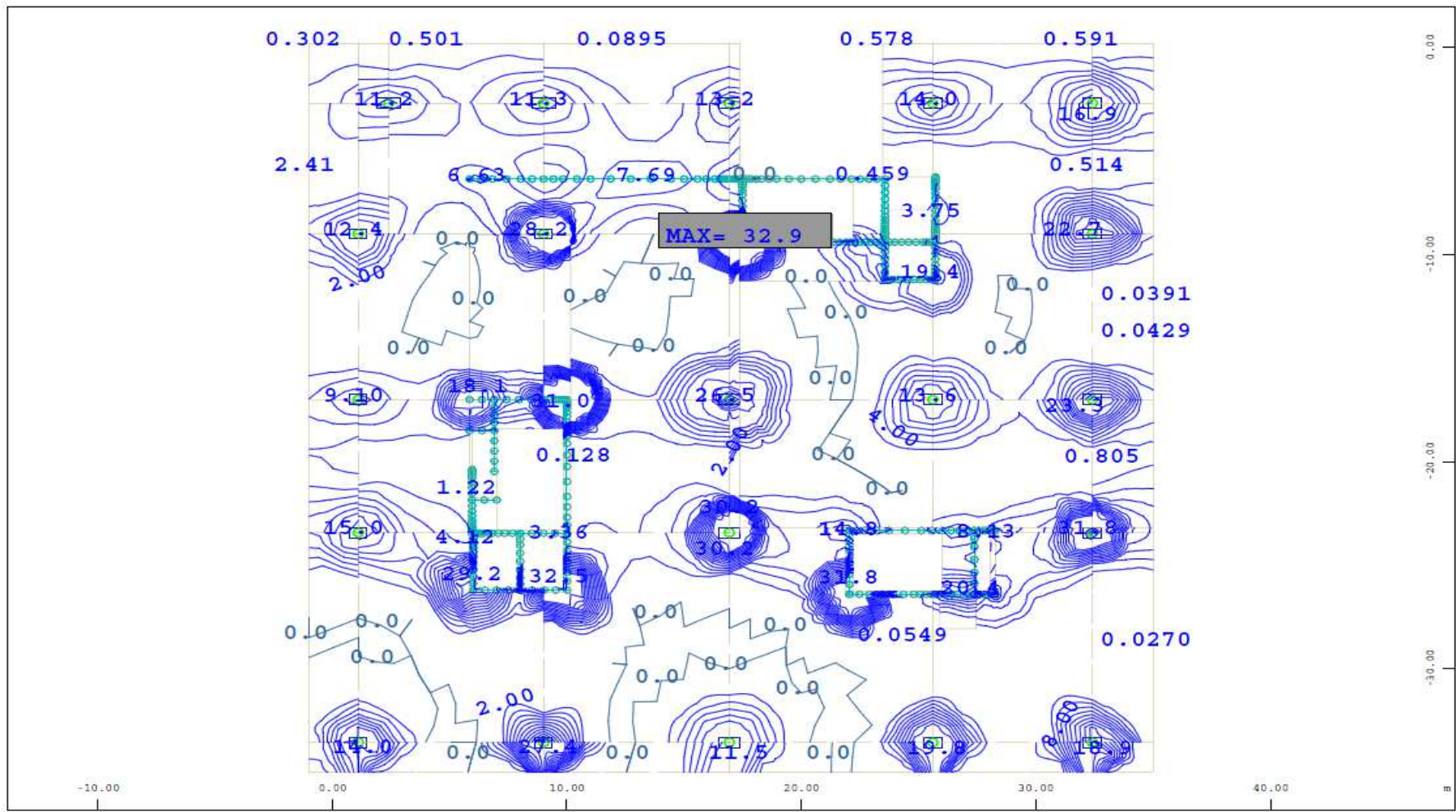


**PRILOGA B.3**

**Potrebna količina armature plošče - zgornja armatura (X - smer)**

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo





Y  
X

Quadrilateral Elements , upper Cross reinforcements (2nd layer)

Design Case 2 , from 0 to 32.9 step 2.00 cm<sup>2</sup>/m

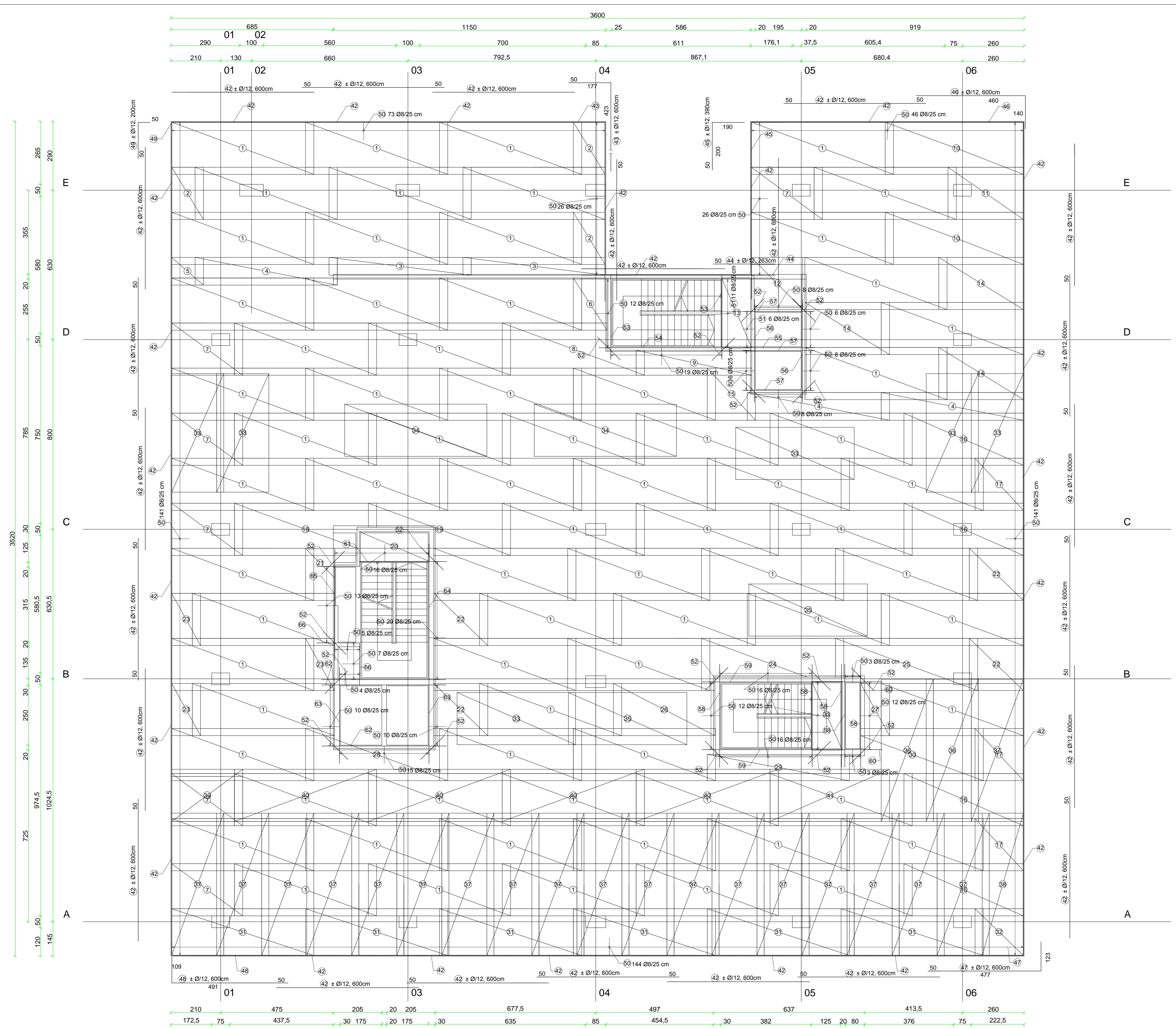
M 1 : 241

**PRILOGA B.4**

**Potrebna količina armature plošče - zgornja armatura (Y - smer)**

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo





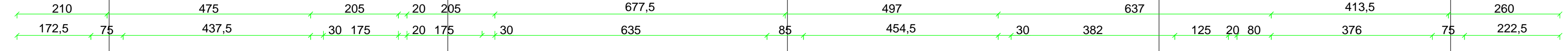
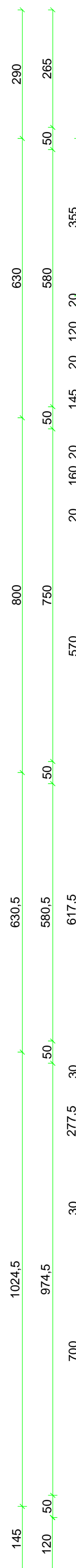
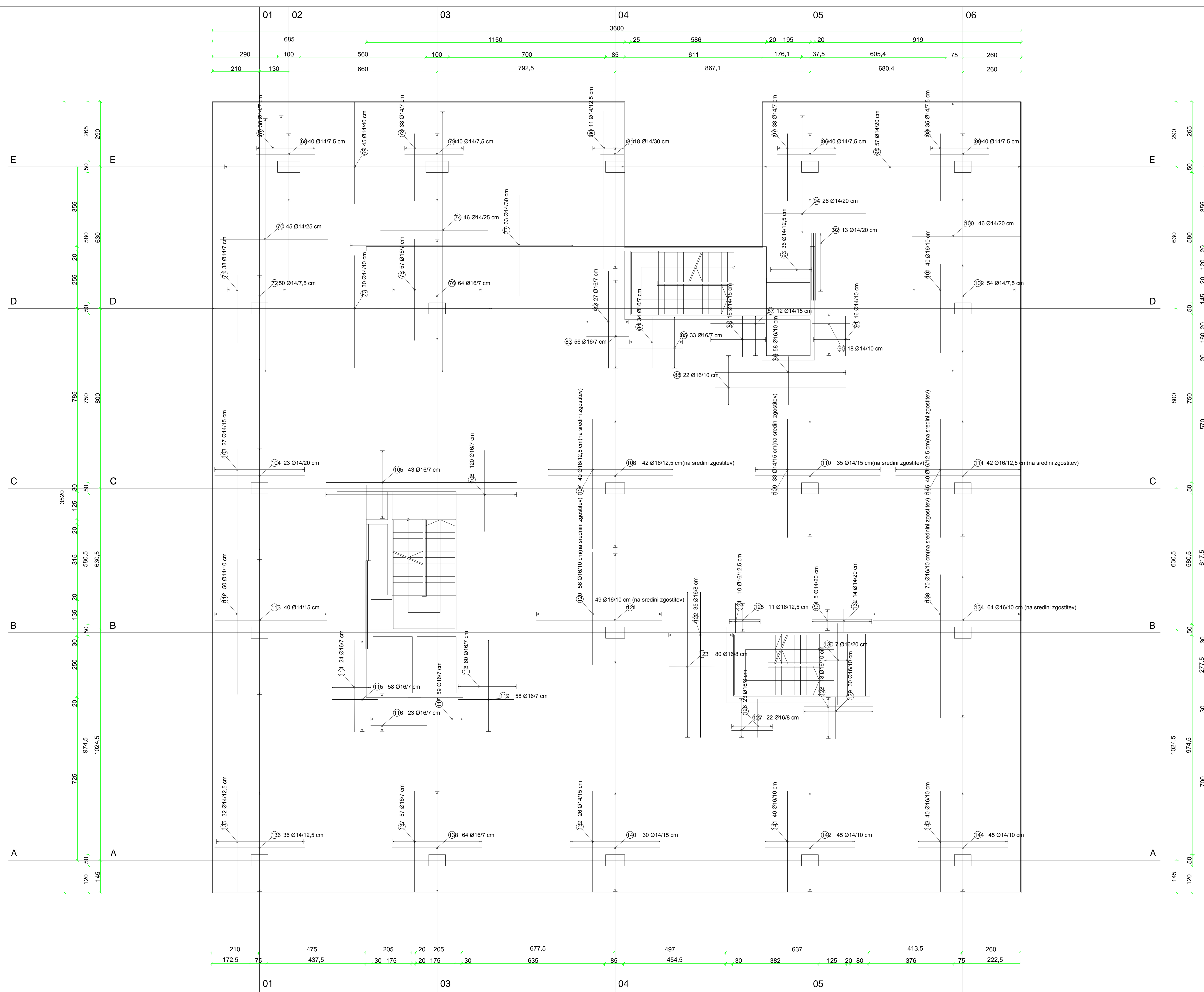
IZVLEČEK SPODNE ARMATURE:

ST. POZ.	TPP	KOB	CELJN. MREŽ	TEŽA POZ.	TEŽA SPOJ.	ŠIFRA	ODSTAVKA UPORABNEGA POGOJA	ODSTAVKA 100 POGOJA	ST. POZ.	TPP	KOB	CELJN. MREŽ	TEŽA POZ.	TEŽA SPOJ.	ŠIFRA	ODSTAVKA UPORABNEGA POGOJA	ODSTAVKA 100 POGOJA
1	0303	73	73	104,3 kg	763,8 kg			6	31	0303	6	6	84,4 kg	664,4 kg		STENE	5,5 m <sup>2</sup>
2	0303	3	1	23,3 kg	84,9 kg		POZ 4	4,4 m <sup>2</sup>	32	0303	1	0	17,8 kg	17,8 kg		STENE	1,13 m <sup>2</sup>
3	0303	2	1	36,6 kg	131,7 kg		STENE	4,2 m <sup>2</sup>	33	0306	6	6	131,9 kg	131,9 kg		0,0 m <sup>2</sup>	
4	0303	3	3	66,3 kg	184,7 kg		POZ 9	18,3 m <sup>2</sup>	34	0306	2	2	84,9 kg	84,9 kg		0,0 m <sup>2</sup>	
5	0303	1	1	12,3 kg	12,3 kg		POZ 10	11,7 m <sup>2</sup>	35	0310	2	2	24,9 kg	24,9 kg		0,0 m <sup>2</sup>	
6	0303	1	0	24,7 kg	24,7 kg		STENE	1,2 m <sup>2</sup>	36	0303	2	2	84,4 kg	84,4 kg		0,0 m <sup>2</sup>	
7	0303	6	3	121,5 kg	322,9 kg			0,0 m <sup>2</sup>	37	0308	18	18	131,9 kg	131,9 kg		0,0 m <sup>2</sup>	
8	0303	1	1	66,3 kg	88,9 kg		STENE	0,28 m <sup>2</sup>	38	0308	1	1	65,9 kg	65,9 kg		STENE	2,75 m <sup>2</sup>
9	0303	1	0	30,7 kg	30,7 kg		STENE	1,2 m <sup>2</sup>	39	0308	1	1	65,9 kg	65,9 kg		STENE	6,6 m <sup>2</sup>
10	0303	2	2	101,3 kg	202,7 kg		STENE	0,35 m <sup>2</sup>	40	0308	4	4	271 kg	174,9 kg		0,0 m <sup>2</sup>	
11	0303	1	1	55,3 kg	55,3 kg		POZ 10	4,0 m <sup>2</sup>	41	0308	1	1	110,7 kg	110,7 kg		STENE	21,4 m <sup>2</sup>
12	0303	1	0	36,4 kg	36,4 kg		STENE	1,8 m <sup>2</sup>	42								
13	0303	1	1	26,1 kg	26,1 kg		POZ 15	6,6 m <sup>2</sup>	43								
14	0303	3	3	101,3 kg	184,7 kg		POZ 17	9,3 m <sup>2</sup>	44								
15	0303	1	0	29,1 kg	29,1 kg		STENE	9,8 m <sup>2</sup>	45								
16	0303	4	4	171,9 kg	363,7 kg		STENE	9,3 m <sup>2</sup>	46								
17	0303	3	0	36,4 kg	106,2 kg		STENE	2,07 m <sup>2</sup>	47								
18	0303	1	1	66,3 kg	66,3 kg		STENE	1 m <sup>2</sup>	48								
19	0303	1	1	67,7 kg	67,7 kg		STENE	2,8 m <sup>2</sup>	49								
20	0303	1	1	81,1 kg	251 kg		POZ 21	8,5 m <sup>2</sup>	50								
21	0303	1	0	36,4 kg	281,9 kg		STENE	6,3 m <sup>2</sup>	51								
22	0303	2	1	36,4 kg	73,7 kg		POZ 27	3,2 m <sup>2</sup>	52								
23	0303	3	1	71,3 kg	131,7 kg		POZ 30	5,1 m <sup>2</sup>	53								
24	0303	1	1	79,8 kg	93,8 kg		STENE	3,1 m <sup>2</sup>	54								
25	0303	1	1	66,3 kg	66,3 kg		STENE	0,61 m <sup>2</sup>	55								
26	0303	1	1	74,6 kg	74,6 kg		STENE	0,8 m <sup>2</sup>	56								
27	0303	1	0	21,2 kg	21,2 kg		STENE	0,48 m <sup>2</sup>	57								
28	0303	1	1	76,3 kg	81,1 kg		STENE	3,03 m <sup>2</sup>	58								
29	0303	1	1	82,1 kg	131,7 kg		STENE	4,8 m <sup>2</sup>	59								
30	0303	1	1	87,7 kg	87,7 kg		STENE	0,3 m <sup>2</sup>	60								

Profil [mm]	Skupna dolžina [m]	Masa [kg/m]	Skupna masa [kg]
6	0	0,2300	0
8	601	0,4090	245,81
10	0	0,6490	0
12	316,1	0,9200	290,84
MASA Ø6 do Ø12		kg	536,65
14	0	1,2520	0
16	0	1,6380	0
18	0	2,0700	0
20	0	2,5550	0
22	0	3,0920	0
25	0	3,9510	0
28	0	4,9560	0
32	0	6,4740	0
36	0	8,2000	0
40	0	10,1170	0
MASA nad Ø12		kg	0
SKUPNA MASA		kg	536,65
DETALJ - REKAPITULACIJA RA ARMATURE Merilo: Enote:			
Objekt:			
Naslov:			
Identifikacijska št.:		St. I.:	

PROJEKTIRANJE AB STROPNE KONSTRUKCIJE POSLOVNEGA OBJEKTA		ARMATURE NAČRT AB PROJEKT	
iz. prof. dr. Jozef Logarž		Spodnja armatura	
17. 10. 2012		17. 10. 2012	
Matic Čuh		PRILOGA C	





Projektirane ab STROPNE KONSTRUKCIJE POSLOVNEGA OBJEKTA		Armaturni načrt AB PLOŠE Zgornja armatura	
Datum: 2022.09.08 Skizma: 1:1 Skala: 1:100	Avtor: ing. prof. dr. Jaka Lopatnik Datum: 2022.09.08	Vrsta: PZ Datum: 2022.09.08	M 150 Datum: 2022.09.08
Ime: Matic Čuh		Str. število: PRILOGA D	

**PRILOGA D.1**Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo**Izvleček zgornje armature**

POZICIJA	PREMER PALICE [mm]	DOLŽINA [cm]	ŠTEVILO
POZ 67	14	300	38
POZ 68	14	261	40
POZ 69	14	452	45
POZ 70	14	470	45
POZ 71	14	300	38
POZ 72	14	260	50
POZ 73	14	500	30
POZ 74	14	480	46
POZ 75	16	450	57
POZ 76	16	400	64
POZ 77	14	450	33
POZ 78	14	300	38
POZ 79	14	260	40
POZ 80	14	600	11
POZ 81	14	100	18
POZ 82	16	430	27
POZ 83	16	190	56
POZ 84	16	230	34
POZ 85	16	285	33
POZ 86	14	180	16
POZ 87	14	250	12
POZ 88	16	580	22
POZ 89	16	220	58
POZ 90	14	165	18
POZ 91	14	175	16
POZ 92	14	260	13
POZ 93	14	210	36
POZ 94	14	450	26
POZ 95	14	525	57
POZ 96	14	260	40
POZ 97	14	300	38
POZ 98	14	300	35
POZ 99	14	260	40
POZ 100	14	480	46
POZ 101	14	395	40
POZ 102	14	470	54
POZ 103	14	450	27
POZ 104	14	400	23
POZ 105	16	850	43
POZ 106	16	360	120
POZ 107	16	575	40
POZ 108	16	555	42

v nadaljevanju...



...se nadaljuje			
POZ 109	14	525	33
POZ 110	14	555	35
POZ 111	16	555	42
POZ 112	14	600	50
POZ 113	14	500	40
POZ 114	14	410	24
POZ 115	16	200	58
POZ 116	16	250	23
POZ 117	16	170	59
POZ 118	16	400	60
POZ 119	16	245	58
POZ 120	16	500	56
POZ 121	16	555	49
POZ 122	16	650	35
POZ 123	16	280	80
POZ 124	16	130	10
POZ 125	16	140	11
POZ 126	16	170	22
POZ 127	16	180	23
POZ 128	16	310	18
POZ 129	16	180	30
POZ 130	16	360	7
POZ 131	14	265	5
POZ 132	14	100	14
POZ 133	16	635	70
POZ 134	16	655	64
POZ 135	14	450	32
POZ 136	14	400	36
POZ 137	16	450	57
POZ 138	16	400	64
POZ 139	14	450	26
POZ 140	14	400	30
POZ 141	14	450	40
POZ 142	14	400	45
POZ 143	14	450	40
POZ 144	14	400	45
POZ 145	16	525	40