

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



DIPLOMSKA NALOGA

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM PRVE STOPNJE GRADBENIŠTVO

Ljubljana, 2023

Univerza
v Ljubljani

*Fakulteta za
gradbeništvo in
geodezijo*



Kandidat/-ka:

Diplomska naloga št.:

Graduation thesis No.:

Mentor/-ica:

Predsednik komisije:

Somentor/-ica:

Član komisije:

Ljubljana, _____

Univerza v Ljubljani
Fakulteta *za gradbeništvo in geodezijo*



MEDEJA TOMAŽEVIČ

ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE
KARAKTERISTIČNE STROPNE KONSTRUKCIJE
VEČ-ETAŽNE POSLOVNO-STANOVANJSKE
STAVBE

DIPLOMSKA NALOGA

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM PRVE
STOPNJE GRADBENIŠTVO

Ljubljana, 2023

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.072.1:725+728(043.2)

Avtor: Medeja Tomaževič

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

Somentor: Žiga Plevel, mag. inž. grad.

Naslov: Analiza in dimenzioniranje karakteristične stropne konstrukcije več–etažne poslovno–stanovanjske stavbe

Tip dokumenta: diplomska naloga

Obseg in oprema: 30 str., 26 sl., 1 pril.

Ključne besede: stropna konstrukcija, armiran beton, analiza, dimenzioniranje, SOFiSTiK

Izvleček

V diplomski nalogi je predstavljena analiza in dimenzioniranje karakteristične stropne konstrukcije več–etažne poslovno–stanovanjske stavbe. Pridobljene arhitekturne podloge so bile izdelane na nivoju idejne zasnove, zato so bile pred analizo izvedene manjše korekcije nosilne konstrukcije. Analiza konstrukcije je bila opravljena s pomočjo 3D računskega modela, izdelanega v programu SOFiSTiK. Poleg analizirane plošče so bili v model vključeni tudi vsi vertikalni nosilni elementi pod in nad obravnavano stropno konstrukcijo. V analizi se je upoštevalo lastno in stalno obtežbo ter ustrezno razporejeno koristno obtežbo na plošči glede na standarde Eurocode. Drugi vplivi niso bili upoštevani. Potrebno računsko količino armature je program izračunal ob upoštevanju zahtev iz mejnih stanj nosilnosti in uporabnosti (omejitev širine razpok). Ugotovljeno je bilo, da je izbrana debelina stropne konstrukcije iz idejnega projekta ustrezna.

BIBLIOGRAPHIC-DOKUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.072.1:725+728(043.2)
Author: Medeja Tomaževič
Supervisor: Assoc. Prof. Sebastjan Bratina, Ph.D.
Co-supervisor: Žiga Plevel
Title: Analysis and design of typical ceiling construction in multi–storey business–residential building
Document type: Graduation Thesis
Notes: 30 p., 26 fig., 1 ann.
Keywords: ceiling construction, reinforced concrete, analysis, design, SOFiSTiK

Abstract

The graduation thesis presents the analysis and design of typical ceiling construction in multi-storey business–residential building. The architectural plans were acquired at conceptual design phase, therefore minor corrections of load-bearing construction had to be made before analysis. The analysis was concluded with the help of 3D structural model, made in software program SOFiSTiK. In addition, all vertical load-bearing elements below and above the analysed slab were also included in the model. The analysis considered the dead and permanent weight of the considered slab and also the properly distributed imposed load, based on Eurocode standards. Other actions on the slab were not included in the analysis. The program calculated the required amount of reinforcement based on ultimate limit states and serviceability limit states (crack width limitation). It was determined that the chosen thickness of the ceiling structure from the conceptual project is appropriate.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD IN CILJ.....	6
2	OSNOVNI PODATKI O STAVBI	7
2.1	Opis nosilne konstrukcije	7
2.2	Mehanske karakteristike uporabljenih materialov.....	7
2.3	Arhitekturne podloge	8
3	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO.....	10
3.1	Lastna in stalna obtežba tipične stropne plošče.....	11
3.1.1	Sestave stropne plošče	11
3.1.2	Sestava stopniščne rame	12
3.1.3	Sestave nosilnih sten.....	12
3.1.4	Sestava nenosilnih sten.....	12
3.1.5	Teža ograje	12
3.2	Koristna obtežba tipične stropne plošče	13
3.3	Razporeditev predvidene koristne obtežbe	14
4	IZDELAVA RAČUNSKEGA MODELA ZA ANALIZO TIPIČNE STROPNE KONSTRUKCIJE	15
4.1	Arhitekturne podloge	15
4.1.1	Tloris pritličja (na koti +0,00 m):	15
4.1.2	Tloris nadstropja (na koti +3,60 m):.....	15
4.2	Definicija osnovnih parametrov računskega modela	16
4.2.1	Materiali	16
4.3	Modeliranje stropne konstrukcije v SOFiPLUS Modeling	17
4.3.1	Risanje računskega modela	17
4.3.2	Nanašanje obtežbe na računski model	18
5	REZULTATI ANALIZE	20
5.1	Linearna analiza, superpozicija in kombinacije obtežnih primerov.....	20
5.1.1	Projektne obremenitve v plošči za MSN	21
5.1.2	Povesi plošče v MSU.....	22
5.2	Dimenzioniranje armature	22
5.2.1	Vzdolžna armatura	22
5.2.2	Krovni sloj betona	23
5.2.3	Geometrijski parametri armature v prečnem prerezu	24
5.2.4	Omejitev širine razpok	25
5.2.5	Računsko potrebna armatura	26
5.2.6	Izvleček potrebne armature v stropni konstrukciji nad pritličjem.....	27
5.3	Mejno stanje povesov	28
6	ZAKLJUČEK	29
	VIRI	30

SEZNAM SLIK

Slika 1 – Situacija.....	8
Slika 2 – Tloris pritličja	8
Slika 3 – Tloris tipične nadstropne etaže	9
Slika 4 – Tloris terasne etaže	9
Slika 5 – Prečni prerez	9
Slika 6 – Razdelitev plošče na 12 primarnih in 6 sekundarnih območij pri podajanju koristne obtežbe	14
Slika 7 – Tloris pritličja (dimenzije v metrih).....	15
Slika 8 – Tloris nadstropja (dimenzije v metrih)	15
Slika 9 – Karakteristike betona.....	16
Slika 10 – Karakteristike jekla za armiranje	16
Slika 11 – Računski model stropne plošče v programu Sofistik z generirano mrežo končnih elementov	17
Slika 12 – Upoštevani obtežni primeri	18
Slika 13 – Izpis lastne teže računskega modela stropne plošče	18
Slika 14 – Izpis stalne obtežbe računskega modela stropne plošče	19
Slika 15 – Izpis koristne obtežbe računskega modela stropne plošče	19
Slika 16 – Ovojnica $M_{xx,max}$ (levo) in $M_{xx,min}$ (desno).....	21
Slika 17 – Ovojnica $M_{yy,max}$ (levo) in $M_{yy,min}$ (desno)	21
Slika 18 – Ovojnica $M_{xy,max}$ (levo) in $M_{xy,min}$ (desno)	21
Slika 19 – Prikaz povosov plošče za navidezno stalno kombinacijo obtežb (MSU)	22
Slika 20 – Ukazno okno za podajanje geometrijski parametrov armature.....	24
Slika 21 – Preglednica 7.1N iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005	25
Slika 22 – Parametri za račun armature	25
Slika 23 – Ovojnice armature v spodnji coni plošče (levo zgornji sloj v smeri $\Leftarrow$, desno spodnji sloj v smeri $\Downarrow$).....	26
Slika 24 – Ovojnice armature v zgornji coni plošče (levo zgornji sloj v smeri $\Leftarrow$, desno spodnji sloj v smeri $\Downarrow$).....	26
Slika 25 – Izvleček potrebne armature spodnje cone plošče	27
Slika 26 – Izvleček potrebne armature zgornje cone plošče	27

1 UVOD IN CILJ

Pri projektiranju nosilne konstrukcije izpolnjujemo temeljno zahtevo glede primerne stopnje zanesljivosti konstrukcije v predvideni življenjski dobi ob primernih stroških tako, da bo prenašala vse vplive med gradnjo in uporabo ter bo služila svojemu namenu. Konstrukcija mora biti odporna, uporabna in trajna (povzeto po SIST EN 1990:2004, točka 2.1 (1)P, (2)P). Temeljnim zahtevam zadostimo z izbiro primerne materiala, pravilnim projektiranjem in konstruiranjem ter s predpisovanjem kontrolnih postopkov za projektiranje, izdelavo, gradnjo in uporabo posameznega objekta (povzeto po SIST EN 1990:2004, točka 2.1 (6)). Zagotavljamo pogoje mejnih stanj nosilnosti (varnost ljudi in/ali konstrukcije) ter pogoje mejnih stanj uporabnosti (delovanje konstrukcije, udobje in videz objekta), s katerimi izpolnjujemo bistvene zahteve objekta, da je zagotovljena njegova varna in učinkovita uporaba.

V okviru zaključnega dela prve stopnje dodiplomskega študija na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo, Univerze v Ljubljani, smer gradbeništvo, izvedemo analizo in dimenzioniranje stropne konstrukcije več–etažne poslovno–stanovanjske stavbe. Analiza se izvede v skladu z določili in zahtevami Evrokod standardov, ki so uradno uveljavljeni standardi v Sloveniji, in predstavljajo obsežen sistem evropskih standardov za projektiranje gradbenih konstrukcij. Upoštevamo zahteve glede mejnih stanj nosilnosti in uporabnosti na idejni zasnovi predvidene stavbe, katerega arhitekturne podloge smo pridobili s strani podjetja IRGO Consulting, d. o. o., Ljubljana, katerega sodelavci so bili v pomoč pri nastanku te diplomske naloge.

Poleg uvoda in zaključka, diplomska naloga vsebuje še štiri poglavja. V drugem poglavju na kratko predstavimo nosilno konstrukcijo stavbe ter predvidene materiale. V tretjem poglavju določimo vplive na konstrukcijo – lastno in stalno težo, predvideno sestavo tlakov ter koristno obtežbo. V četrtem poglavju opišemo izdelavo računskega modela konstrukcije stavbe v programu Sofistik, v petem poglavju pa predstavimo rezultate analize.

2 OSNOVNI PODATKI O STAVBI

Za analizo smo izbrali nosilno konstrukcijo poslovno-stanovanjsko stavbo, ki je predvidena v Postojni in katere idejno zasnovo je izdelal Arhitekturni biro ACMA, d. o. o., Lokarjev drevored 1, 5270 Ajdovščina, z vodjo projekta Markom Kosovelom, univ. dipl. inž. arh. Stavba je umeščena v urbano okolje stanovanjske soseske v Postojni med stavbo sodišča in okoliških stanovanjskih stavb. Poleg stavbe je predviden manjši zeleni park ter zunanje parkirišče, ki bo delno javno.

Stavba ima poleg kleti in pritličja še štiri etaže (K + P+ 4N). V kleti etaži so predvideni parkirni ter tehnični prostori, v pritličju šest stanovanj ter prostori za gostinsko dejavnost, v tipični etaži pa sedem stanovanj. V terasni etaži so predvideni tehnični prostori ter dve dodatni stanovanji.

2.1 Opis nosilne konstrukcije

Stavba ima pravokotno oblikovan tloris maksimalnih zunanjih dimenzij 18,50 m × 36,20 m. Višina stavbe znaša 17,30 m nad nivojem pritličja.

Nosilna konstrukcija stavbe bo grajena masivno. Temeljenje je predvideno s temeljno armiranobetonsko ploščo. Nosilna konstrukcija bo sestavljena iz armiranobetonskih sten in armiranobetonskih stropnih plošč v kombinaciji z armiranobetonskimi nosilci čez večje razpetine. Strešna plošča bo prav tako armiranobetonska z minimalnim naklonom za odvodnjavanje. Vertikalna komunikacija bo omogočena s pomočjo enega armiranobetonskega jedra, v katerem bo jašek za dvigalo ter dvoramno stopnišče.

Predelne nenosilne stene bodo izvedene kot mavčno-kartonske stene, vgrajena bodo lesena okna in lesena notranja vrata.

Predmet analize je stropna armiranobetonska plošča, ki se nahaja nad etažo pritličja na koti +3,60 m. V arhitekturnih podlogah je predvidena debelina stropne plošče 25 cm, debelina armiranobetonskih nosilnih sten 30 in 20 cm, debelina nenosilnih predelnih sten pa 15 cm.

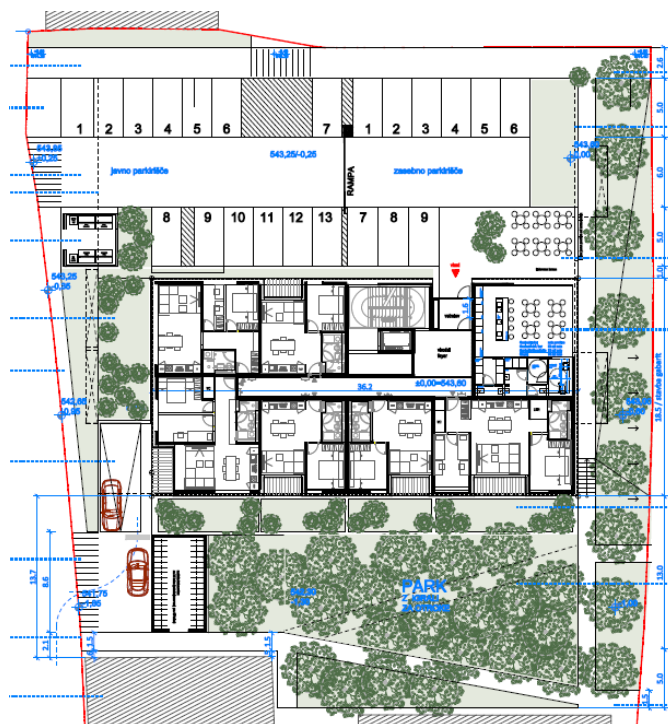
2.2 Mehanske karakteristike uporabljenih materialov

Nosilna konstrukcija bo izvedena iz betona trdnostnega razreda C30/37, uporabljene jeklene rebraste armaturne palice in mrežna armatura pa bodo trdnostnega razreda B500B. V nadaljevanju podajamo osnovne mehanske lastnosti uporabljenega betona oziroma armature:

- Beton C30/37: $f_{ck} = 3 \text{ kN/cm}^2$, $E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$, $f_{ctm} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$
- Jeklo B500B: $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$, $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$

2.3 Arhitekturne podloge

Situacijski pogled:



Slika 1 – Situacija

Tlorisi etaž:

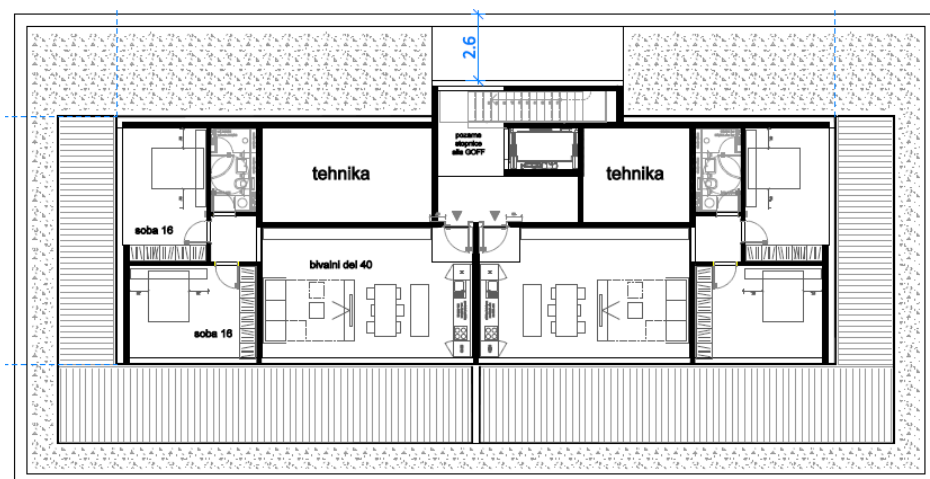


Slika 2 – Tloris pritličja

- 9 Tomažević, M. 2023. Analiza in dimenzioniranje karakteristične stropne konstrukcije več-etažne poslovno-stanovanjske stavbe.
Dipl. nal. Ljubljana, UL FGG, Univerzitetni študijski program prve stopnje Gradbeništvo.

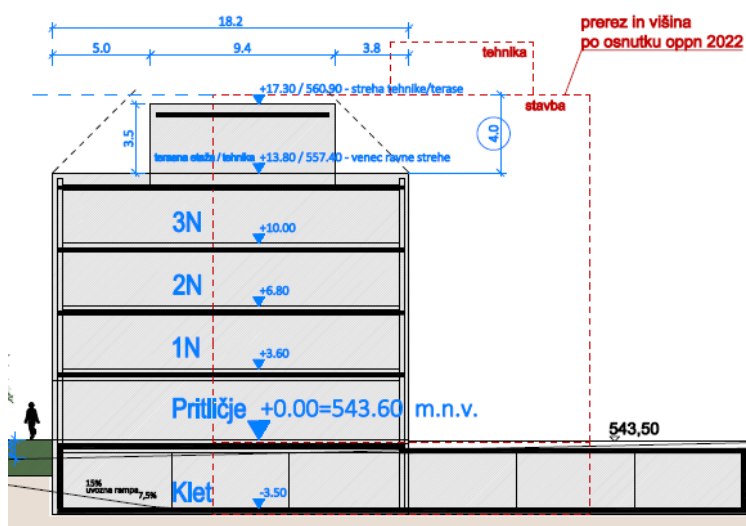


Slika 3 – Tloris tipične nadstropne etaže



Slika 4 – Tloris terasne etaže

Prečni prerez:



Slika 5 – Prečni prerez

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

V skladu s standardom SIST EN na objekt učinkujejo naslednji vplivi:

- Lastna teža in stalna obtežba (SIST EN 1991-1-1, 2004)

Sem uvrščamo lastno težo nosilne konstrukcije in težo stalno prisotnih ne-konstrukcijskih elementov (tlaki, okna, vrata, nepremična oprema). Obtežba je prisotna skozi celotno življenjsko dobo objekta, njena lega in velikost pa se po konstrukciji ne spreminjata.

- Koristna obtežba (SIST EN 1991-1-1, 2004)

Koristna obtežba je vsa premična oz. spremenljiva obtežba, ki jo predvidimo na objektu. Odvisna je od namena uporabe objekta in posameznih prostorov. Obtežba na objektu ni stalno prisotna, prav tako ni enakomerno porazdeljena po konstrukciji – pri projektiranju stropnih konstrukcij moramo določiti takšne razporeditve koristne obtežbe, ki bodo najbolj neugodno vplivale na obremenitve v konstrukciji. Pri enostavnih postopkih se uporabi postavitve koristne obtežbe po principu šahovnice, ker pa analizo izvajamo s programom, le-ta sam poišče najbolj neugodno razporeditev koristne obtežbe.

- Obtežba vetra (SIST EN 1991-1-3, 2004)

Obtežbo vetra na objekt upoštevamo kot dinamičen vpliv – obtežba se spreminja s časom in deluje »neposredno kot tlak na zunanje površine ploskev konstrukcije« ter tudi »posredno na notranje površine« (SIST EN 1991-1-3, 2004). Obtežba vetra je odvisna od višine, lokacije in terena (hrapavosti in hribovitosti), kjer bo predviden objekt postavljen. Pri analizi obtežbe vetra obravnavamo celotno konstrukcijo stavbe.

- Obtežba snega (SIST EN 1991-1-4, 2005)

Obtežba snega se na objekt upošteva kot statičen vpliv – spremenljiva in nepomična obtežba. Odvisna je od lokacije in nadmorske višine predvidenega objekta ter je vedno določena glede na vodoravno projekcijo strehe. Odvisna je od oblike strehe, toplotnih lastnosti strehe, hrapavosti površine strehe, sosednjih stav, terena v okolici stavbe ter krajevnih podnebnih razmer.

- Potresna obtežba (SIST EN 1998-1, 2005)

Potresna obtežba se upošteva kot dinamičen vpliv in je odvisna od lokacije objekta ter duktilnosti nosilne konstrukcije objekta. Obtežbo se upošteva preko projektnega pospeška tal, ki ga določimo glede na lokacijo, vrsto tal ter pomembnost objekta, običajno na predvideno povratno dobo potresa 475 let. Pri analizi obtežbe potresa obravnavamo celotno konstrukcijo stavbe.

- Vpliv požara (SIST EN 1991-1-2, 2004)

Obtežba požara je definirana kot nezgodni vpliv na konstrukcijo, ki pri projektni analizi upošteva naslednje korake: »izbira za projektiranje ustreznih požarnih scenarijev, določitev ustreznih projektnih požarov, izračun razvoja temperaturnega polja v konstrukcijskih elementih ter izračun mehanskega obnašanja konstrukcije, izpostavljene požaru« (SIST EN 1991-1-2, 2004, p. 2.1). Pri analizi obtežbe požara lahko obravnavamo celotno konstrukcijo stavbe ali pa samo njen del.

Obravnavana več–etažna poslovno–stanovanjska stavba je v splošnem izpostavljena vsem zgoraj navedenim vplivom. V okviru diplomske naloge pa analiziramo le stropno konstrukcijo nad pritličjem, zato v nadaljevanju določimo vplive le za ta del nosilne konstrukcije.

3.1 Lastna in stalna obtežba tipične stropne plošče

Predpostavljena debelina stropne AB plošče je 25 cm. Priporočilo za statično debelino plošče, ki prenaša obtežbe v dveh pravokotnih smereh, je 1/35 (40) razpetine polja plošče, pri čemer upoštevamo manjšo razpetino (običajno efektivno vrednost, tj. razdaljo med ničelnimi momentnimi točkami).

Razpetine največjega polja plošče znašajo 7,85 x 8,80 m. Debelina plošče bi torej po priporočilu morala biti 20 cm, vendar v okviru analize izberemo debelejšo ploščo (povzamemo iz arhitekturnih podlog), ki jo kasneje po potrebi lahko tudi stanjšamo.

3.1.1 Sestave stropne plošče

Sestava stropne plošče v stanovanjih in na hodnikih:

Material	h [cm]	h [m]	γ [kN/m ³]	g_i [kN/m ²]
Finalni tlak – parket/PVC	1,5	0,015	8	0,12
Armiran cementni estrih	5	0,05	23	1,15
Sistemska plošča	3 + 2	0,05	0,01	0,0005
Toplotna izolacija EPS	5	0,05	0,3	0,015
Armiranobetonska plošča	25	0,25	25	6,25
Zaključni notranji omet	2	0,02	18	0,36
$g_k = 7,90$				

Sestava stropne plošče na balkonu:

Material	h [cm]	h [m]	γ [kN/m ³]	g_i [kN/m ²]
Finalni tlak – keramika	2	0,02	24	0,48
Hidroizolacija – bitumenski premaz	1	0,01	10,87	0,11
Armiran cementni estrih	5	0,05	23	1,15
Toplotna izolacija XPS	4	0,04	0,2	0,008
Armiranobetonska plošča v naklonu 1%	25	0,25	25	6,25
Toplotna izolacija – kamena volna	10	0,1	0,8	0,08
Zaključni zunanji omet	1	0,01	18	0,18
$g_k = 8,26$				

Sestava plošče podesta:

Material	h [cm]	h [m]	γ [kN/m ³]	g_i [kN/m ²]
Finalni tlak – PVC	1,5	0,015	3	0,045
Armiranobetonska plošča	25	0,25	25	6,25
Zaključni notranji omet	2	0,02	18	0,36
$g_k = 6,66$				

3.1.2 Sestava stopniščne rame

Širina/višina stopnice: 30/15,75 cm

Naklon stopniščne rame φ : 27,70°

Material	h [cm]	h [m]	γ [kN/m ³]	g_i [kN/m ²]
Finalni tlak – PVC	1,5	0,015	3	0,045
Stopnice 30 x 15,75 cm			25	1,97
Armiranobetonska plošča	15	0,15	25	$3,75 \times (1/\cos\varphi) = 4,24$
Zaključni notranji omet	2	0,02	18	$0,36 \times (1/\cos\varphi) = 0,41$

$g_k = 6,66$ (na tloris)

3.1.3 Sestave nosilnih sten

Nosilna armiranobetonska stena 20 cm:

Material	h [cm]	h [m]	γ [kN/m ³]	g_i [kN/m ²]
Zaključni notranji omet	2	0,02	18	0,36
Armiranobetonski zid	20	0,25	25	5,00
Zaključni notranji omet	2	0,02	18	0,36

$g_k = 5,72$

Nosilna armiranobetonska stena 30 cm:

Material	h [cm]	h [m]	γ [kN/m ³]	g_i [kN/m ²]
Zaključni notranji omet	2	0,02	18	0,36
Armiranobetonski zid	30	0,30	25	7,50
Zaključni notranji omet	2	0,02	18	0,36

$g_k = 8,22$

3.1.4 Sestava nenosilnih sten

Predelna mavčno-kartonska stena 15 cm:

Material	h [cm]	h [m]	γ [kN/m ³]	g_i [kN/m ²]
2x mavčno-kartonska plošča	2,5	0,025	9	0,225
ALU podkonstrukcija	10	0,1	0,32	0,032
Toplotna izolacija – lesena volna	10	0,1	1,9	0,19
2x mavčno-kartonska plošča	2,5	0,025	9	0,225

$g_k = 0,67$

3.1.5 Teža ograje

Upoštevana linijska teža fiksne ograje na balkonih in stopnišču je $g_k = 0,5$ kN/m.

3.2 Koristna obtežba tipične stropne plošče

Koristno obtežbo določimo s pomočjo standarda SIST EN 1991-1-1:2004 glede na namen uporabe prostorov stavbe. Gre za stanovanjsko – poslovno stavbo, koristno obtežbo določamo v prvem nadstropju, kjer so prostori namenjeni stanovanjem in komunikaciji.

S pomočjo na »Preglednica 6.1: Kategorije uporabe« (SIST EN 1991-1-1, 2004) določimo kategorijo uporabe prostora:

Kategorija: A

Opis uporabe: Bivalni prostori

Primeri: Sobe v stanovanjih in hišah, spalnice in oddelki v bolnišnicah, spalnice v hotelih, kuhinje v gostilnah in sanitarije

Iz »Preglednica 6.2: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb« (SIST EN 1991-1-1, 2004) odčitamo koristno obtežbo:

Kategorija A

tla na splošno: $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

stopnice: $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

balkoni: $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Obtežbo premičnih predelnih sten določimo v skladu s točko 6.3.1.2 (8), SIST EN 1991-1-1 (2004):

»(8) Ob pogoju, da tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe, se lastna teža premičnih predelnih sten lahko upošteva kot enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba q_k , ki se prišteje koristni obtežbi tal, dobljeni v preglednici 6.2. Ta nadomestna obtežba je odvisna od lastne teže predelnih sten:

- *za premične predelne stene z lastno težo $\leq 1,0 \text{ kN/m}$ dolžine stene: $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$,*
- *za premične predelne stene z lastno težo $\leq 2,0 \text{ kN/m}$ dolžine stene: $q_k = 0,80 \text{ kN/m}^2$,*
- *za premične predelne stene z lastno težo $\leq 3,0 \text{ kN/m}$ dolžine stene: $q_k = 1,20 \text{ kN/m}^2$.«*
(SIST EN 1991-1-1, 2004)

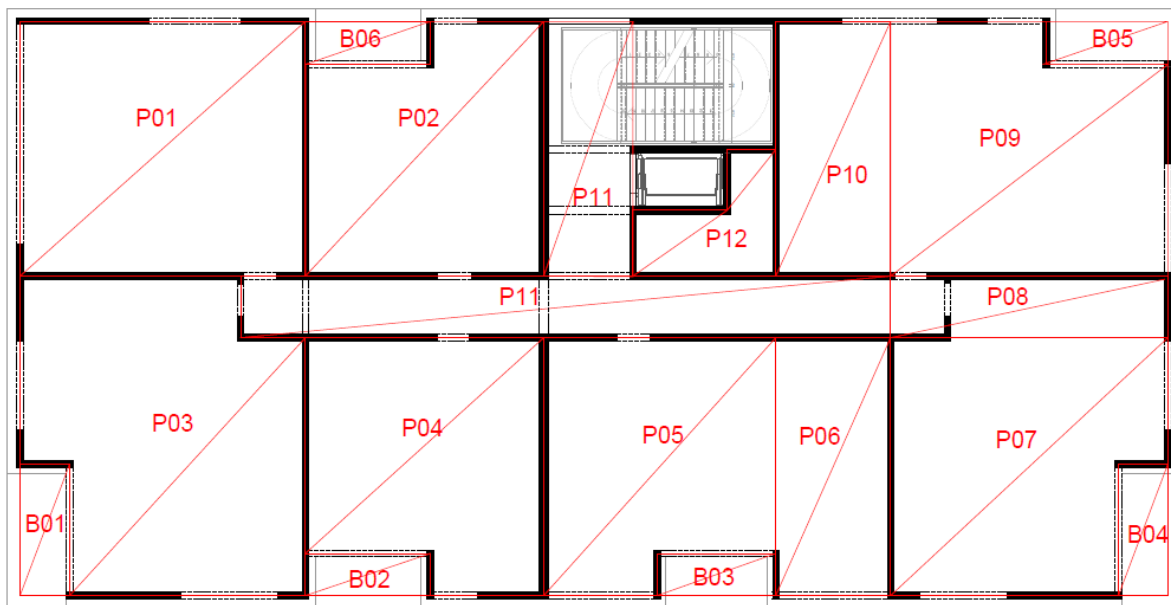
Ocenjena teža predelne mavčno-kartonske stene je $0,67 \text{ kN/m}^2$ (glej točko 2.1.4). Ob upoštevanju svetle etažne višine pritličja $2,90 \text{ m}$ znaša teža predelne stene $1,94 \text{ kN/m}$. Nadomestna koristna obtežba je:

$$q_k = 0,80 \text{ kN/m}^2.$$

V prostorih, kjer so predvidene predelne stene, se koristna obtežba določi kot vsota koristne obtežbe odčitane iz Preglednice 6.2 (SIST EN 1991-1-1, 2004) ter nadomestne koristne obtežbe zaradi teže premičnih predelnih sten.

3.3 Razporeditev predvidene koristne obtežbe

Koristno obtežbo na stropni konstrukciji moramo razporediti tako, da bo njen učinek na analizirano obremenitev najbolj neugoden. V ta namen površino stropne konstrukcije razdelimo na 12 primarnih in 6 sekundarnih območij (balkoni, ki jih upoštevamo pri primarnih območjih, le z drugimi vrednostmi), kot to prikazujemo na sliki 6. Koristno obtežbo podamo ločeno za vsako območje. Nato program tekom analize izbere le tista območja obtežbe, ki so v fazi analize merodajna.



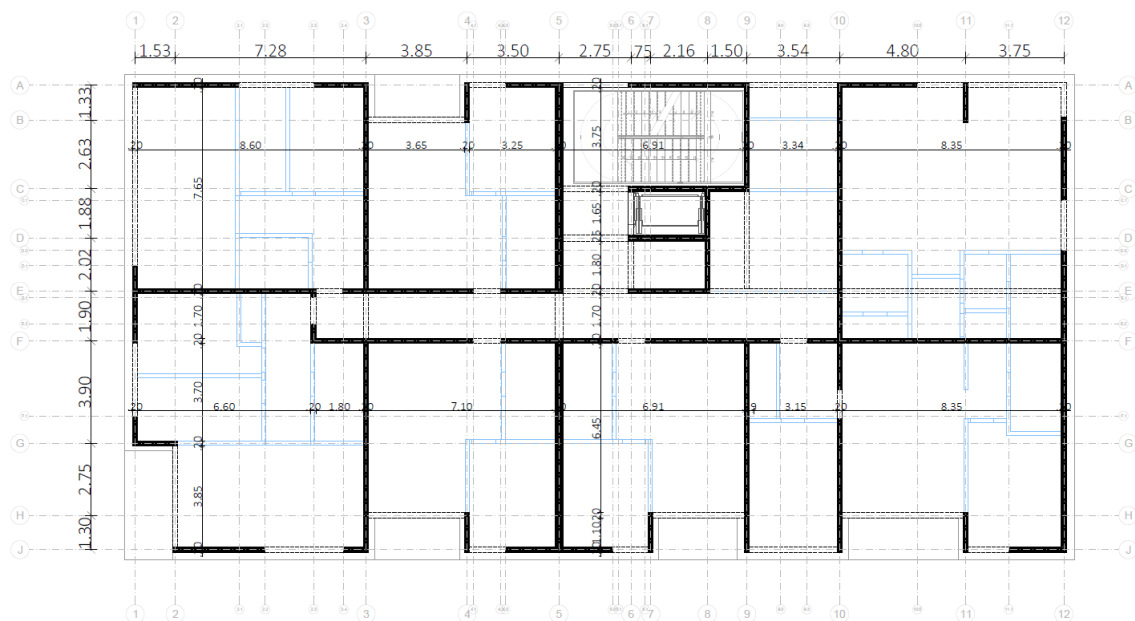
Slika 6 – Razdelitev plošče na 12 primarnih in 6 sekundarnih območij pri podajanju koristne obtežbe

4 IZDELAVA RAČUNSKEGA MODELA ZA ANALIZO TIPIČNE STROPNE KONSTRUKCIJE

Računski model nosilne stropne konstrukcije stavbe izdelamo v programu SOFiSTiK – 3D program za modeliranje in analiziranje objektov in infrastrukture. V ta namen si pripravimo ustrezne arhitekturne podloge s prikazom in razporeditvijo nosilnih elementov pod in nad obravnavano stropno konstrukcijo.

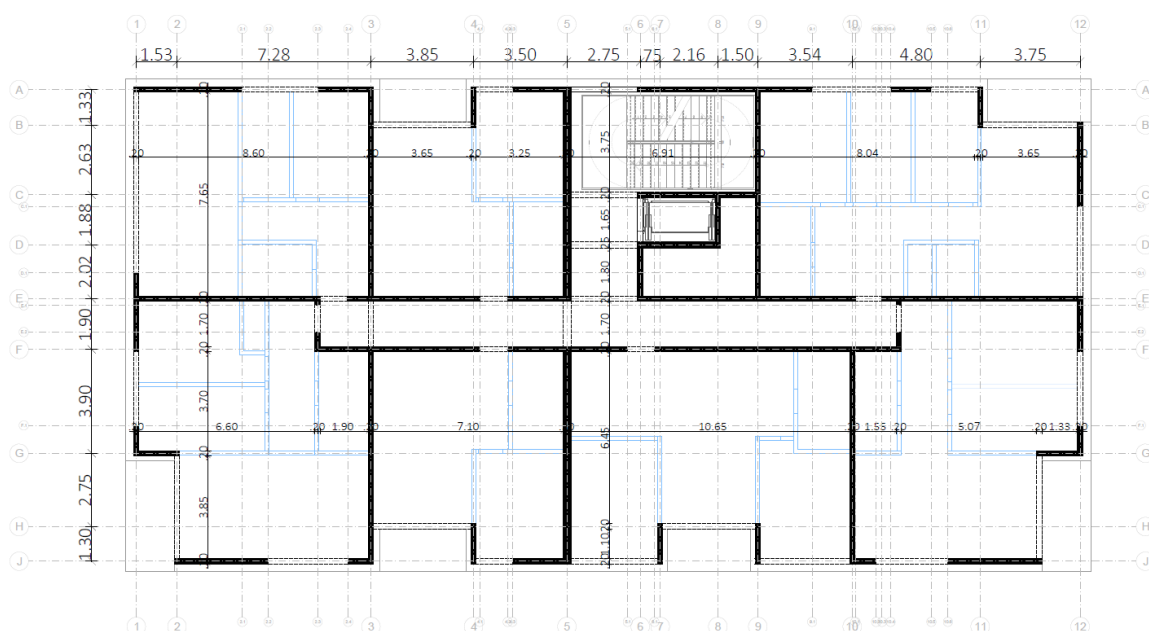
4.1 Arhitekturne podloge

4.1.1 Tloris pritličja (na koti +0,00 m):



Slika 7 – Tloris pritličja (dimenzije v metrih)

4.1.2 Tloris nadstropja (na koti +3,60 m):



Slika 8 – Tloris nadstropja (dimenzije v metrih)

Tlorisa na slikah 7 in 8 prikazujeta:

- razporeditev vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije, vključno z odprtini
- razporeditev nenosilnih predelnih sten, vključno z odprtini
- vertikalno komunikacijsko jedro: stopnišče s podestom ter jašek za dvigalo

Na podlagi razporeditve nosilnih elementov konstrukcije je postavljen raster osi v vzdolžni smeri (osi 1 – 12) ter v prečni smeri (osi A – J), ki je v pomoč pri modeliranju konstrukcije v programu.

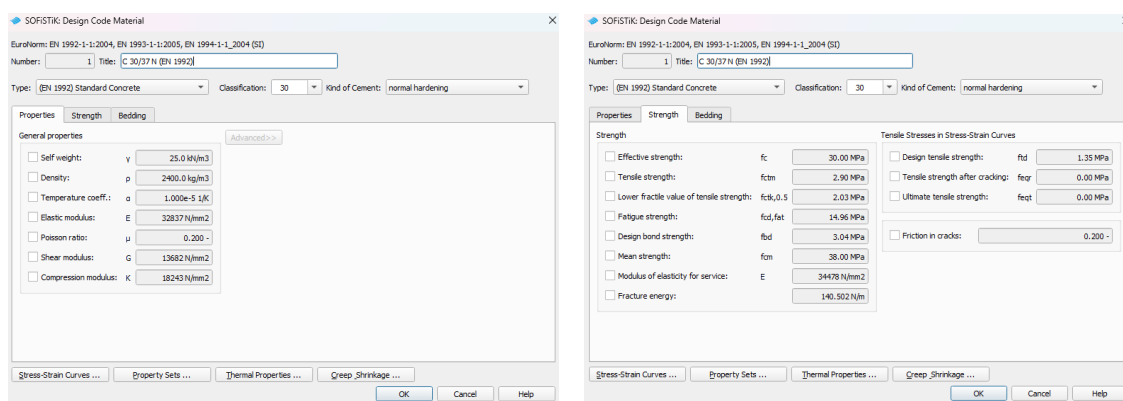
V računskem modelu obtežbe predelnih sten upoštevamo kot koristno obtežbo določenega prostora, saj je lastna teža predelnih sten manjša od 3 kN/m. V nasprotnem primeru bi morali po standardu SIST EN 1991-1-1:2004 njihovo težo upoštevati kot linijski vpliv.

4.2 Definicija osnovnih parametrov računskega modela

4.2.1 Materiali

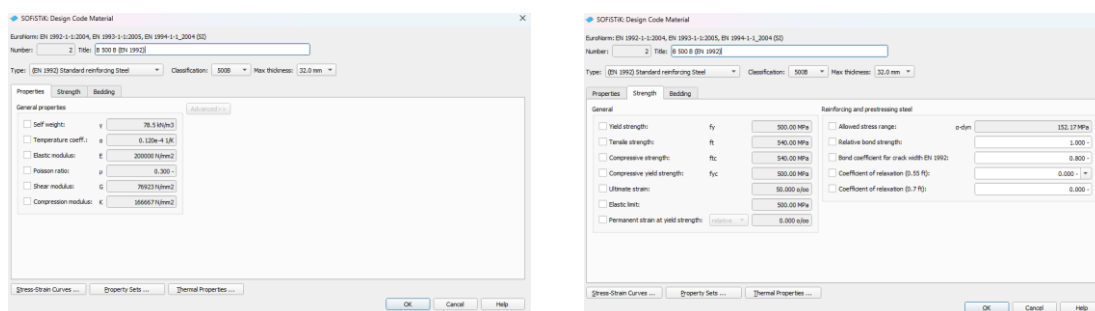
V program vnesemo parametre izbranih materialov.

Beton C30/37 in pripadajoče materialne karakteristike:



Slika 9 – Karakteristike betona

Jeklo za armiranje B 500 B in pripadajoče materialne karakteristike:



Slika 10 – Karakteristike jekla za armiranje

Karakteristike uporabljenih materialov program privzame glede na izbran standard. Vseeno program omogoča tudi popravljanje oziroma dodajanje željenih vrednosti.

4.3 Modeliranje stropne konstrukcije v SOFiPLUS Modeling

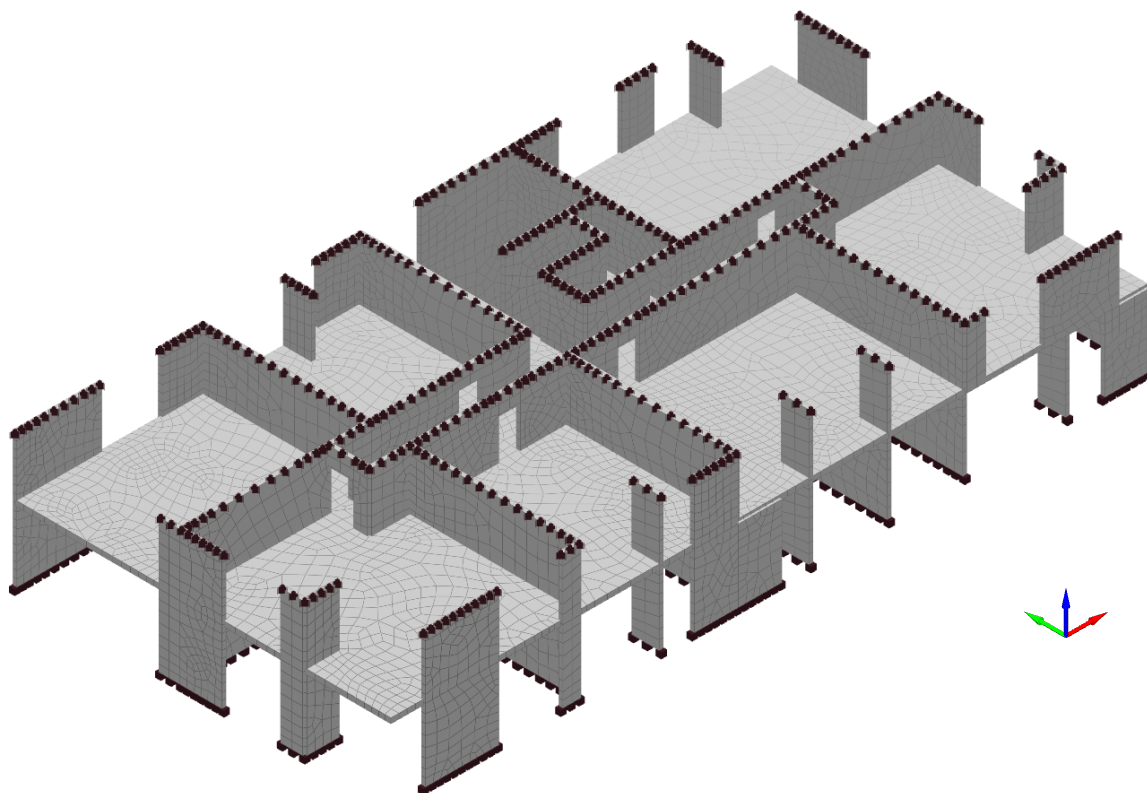
4.3.1 Risanje računskega modela

Ustrezno prirejeno arhitekturno podlogo tlorisa v formatu .dwg lahko direktno uvozimo v podprogram SOFiPLUS Modeling. Podloga je pripravljena tako, da s funkcijo »Wall« po oseh predvidenih nosilnih sten narišemo vertikalne nosilne elemente, pri tem pa pazimo na orientacijo koordinatnih sistemov oziroma jih po potrebi spremenimo s funkcijo »Align Elements«. Narisanemu elementu določimo materiale, višino ter debelino. Tako definiramo vse nosilne elemente pod in nad obravnavanim stropom, tj. v pritličju ter nadstropju.

S funkcijo »Area« definiramo še stropno konstrukcijo glede na arhitekturno podlogo. Modelu plošče določimo materiale ter debelino, ki jo lahko kasneje spreminjamo. Odprtine v plošči za stopnišča in dvigalne jaške določimo s pomočjo funkcije »Opening«.

Nosilne stene pod obravnavano stropno konstrukcijo, tj. v pritličju, na spodnjem robu ustrezno podpremo – z vpeto podporo preprečimo pomike ter zasuke v treh smereh. Prav tako moramo ustrezno podpreti tudi vse nosilne stene nad ploščo, tj. v nadstropju. Te stene na zgornjem robu prav tako podpremo z vpeto podporo, pri tem pa dovolimo pomik v smeri navpične osi. Podpore definiramo s pomočjo funkcije »Structural line«.

Stika med nosilnimi stenami ter ploščo ni treba dodatno modelirati, saj program sam predpostavi togo povezavo. Program tudi avtomatsko generira mrežo končnih elementov.



Slika 11 – Računski model stropne plošče v programu Sofistik z generirano mrežo končnih elementov

4.3.2 Nanašanje obtežbe na računski model

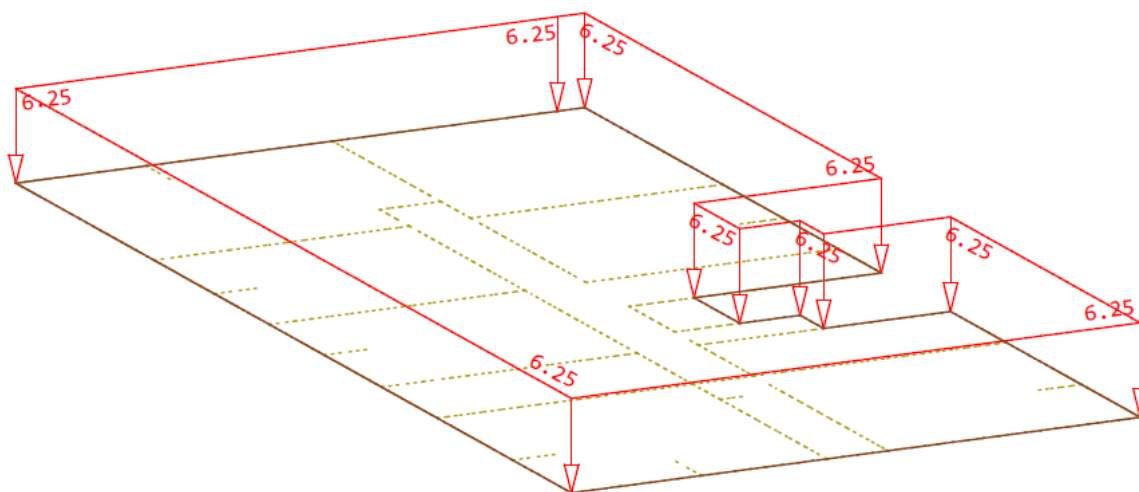
Obtežbo na računski model dodamo, ko je modeliranje konstrukcije zaključeno, model pa je ustrezno podprt – statično stabilen. Upoštevamo naslednje obtežne primere (»Loadcase«):

- »Loadcase« lastna teža, s katerim upoštevamo lastno težo plošče ter nosilnih sten
- »Loadcase« stalna obtežba, s katerim upoštevamo vplive, ki so na plošči stalno prisotni: teža tlakov, ograje, teža stopnic, ipd.
- »Loadcase« koristna obtežba, s katero upoštevamo koristno obtežbo (z ali brez teže predelnih sten). Pri tem pa moramo koristno obtežbo na stropni konstrukciji razporediti tako, da bo njen učinek najbolj neugoden. V ta namen površino stropne konstrukcije razdelimo na 12 primarnih območij kot to prikazujemo na sliki 6. Koristno obtežbo podamo ločeno za vsako območje. Nato program tekom analize kombinira območja, ki so v določeni fazi analize merodajna.

Actions		Loadcases								
Nr	Title	Action	Factor of dead weight	γ_u	γ_f	γ_a	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{inf}
1	Lastna teža	G dead load	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	Stalna teža	G dead load	0.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	Koristna obtežba - P01	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
5	Koristna obtežba - P02	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
6	Koristna obtežba - P03	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
7	Koristna obtežba - P04	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
8	Koristna obtežba - P05	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
9	Koristna obtežba - P06	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
10	Koristna obtežba - P07	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
11	Koristna obtežba - P08	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
12	Koristna obtežba - P09	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
13	Koristna obtežba - P10	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
14	Koristna obtežba - P11	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
15	Koristna obtežba - P12	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00
16	Koristna obtežba - stopnice	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.70	0.50	0.30	1.00

Slika 12 – Upoštevani obtežni primeri

Na sliki 13 prikazujemo izpis upoštevane lastne teže, na sliki 14 izpis upoštevane stalne obtežbe, na sliki 15 pa izpis upoštevane koristne obtežbe računskega modela stropne plošče.



Slika 13 – Izpis lastne teže računskega modela stropne plošče



Tako pripravljen računski model izvozimo v aplikacijo SSD, ki je del sklopa programov Sofistik, kjer zaženemo linearno elastično analizo.

5 REZULTATI ANALIZE

5.1 Linearna analiza, superpozicija in kombinacije obtežnih primerov

Računski model konstrukcije, ki smo ga izdelali v programu Sofistik, je ustrezno idealiziran model, pri katerem smo uporabili lupinaste 2D elemente. Program glede na model (geometrijo), obtežbo ter izbrane materialne parametre izvede linearno elastično analizo, pri čemer se učinki teorije drugega reda ne upoštevajo (upoštevati bi jih morali, če bi pomembneje vplivali na stabilnost posameznih elementov ali konstrukcije v celoti – vitki elementi, uklon). Pri linearni analizi privzamemo »nerazpokane prečne prereze ter linearno odvisnost med napetostjo in deformacijo betona, v kateri upoštevamo vrednost sekantnega modula elastičnosti betona E_{cm} « (Darko Berg, 2017, pp. 2-24).

Konstrukcijo ter vpliv obtežb program računa po principu superpozicije: kompleksne modele razdeli na manjše enote, enostavnejše rešljive račune, katerih rezultate potem sešteva.

Program lastno in stalno obtežbo upošteva pri vseh kombinacijah obtežb. Koristno obtežbo pa upošteva po že prej opisanem postopku. Analizo izvedemo za mejno stanje nosilnosti in uporabnosti.

Kombinacijo vplivov v MSN za stalna in začasna projektna stanja (pogoji normalne uporabe in začasni pogoji pri gradnji ali popravilih) formalno zapišemo na sledeč način:

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

Pri kombinacijski enačbi (1) se upošteva vsota vpliva lastnih in stalnih obtežb s pripadajočim varnostnim faktorjem, vpliv prednapenjanja s pripadajočim varnostnim faktorjem, prevladujoči spremenljiv vpliv s pripadajočim varnostnim faktorjem ter vsota ostalih spremenljivih vplivov s pripadajočimi varnostnimi faktorji in kombiniranim varnostnim faktorjem. Za obravnavan primer se zapis (1) poenostavi v:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_Q Q_k \quad (2)$$

Poleg kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja poznamo še kombinacije za nezgodna projektna stanja (požar, trk) in potresna projektna stanja, ki pa jih v tej analizi ne upoštevamo.

V mejnih stanjih uporabnosti pa imamo na voljo naslednje kombinacije vplivov:

- Karakteristična kombinacija (nepovratna mejna stanja)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

- Pogosta kombinacija (povratna mejna stanja)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

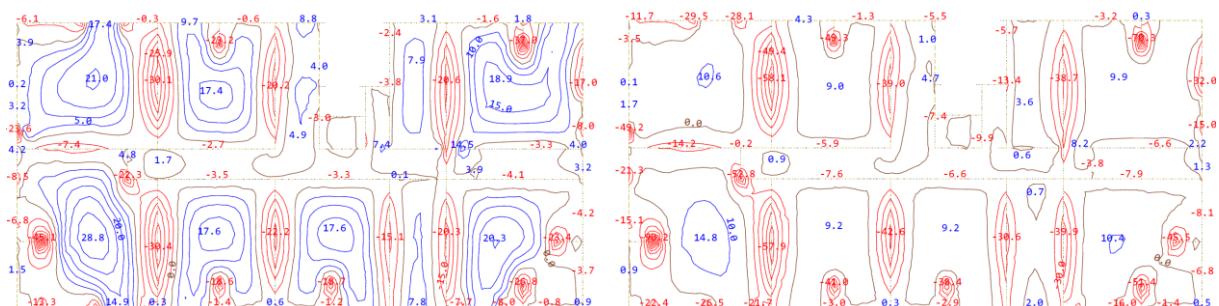
- Navidezno stalna kombinacija (dolgotrajni učinki in videz konstrukcije)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5)$$

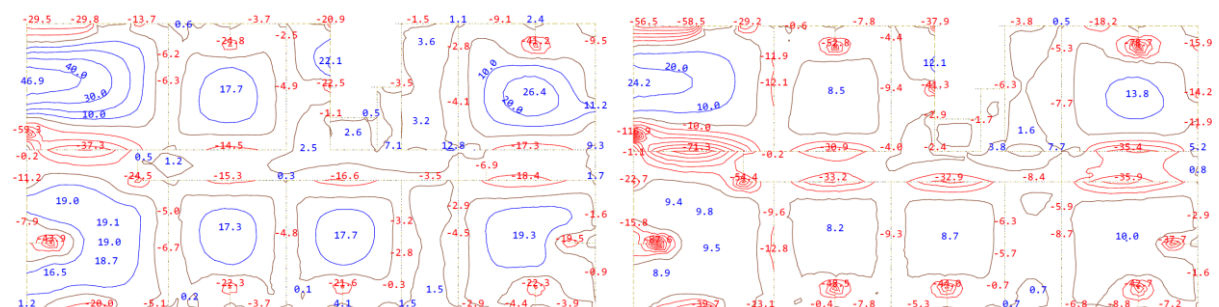
Glede na zgoraj opisane kombinacije vplivov program analizira predvideno obtežbo konstrukcije ter poišče največje in najmanjše vrednosti notranjih statičnih in drugih količin (npr. povosov) za vsako kombinacijo, ki jih prikaže v obliki ovojnici na plošči.

5.1.1 Projektne obremenitve v plošči za MSN

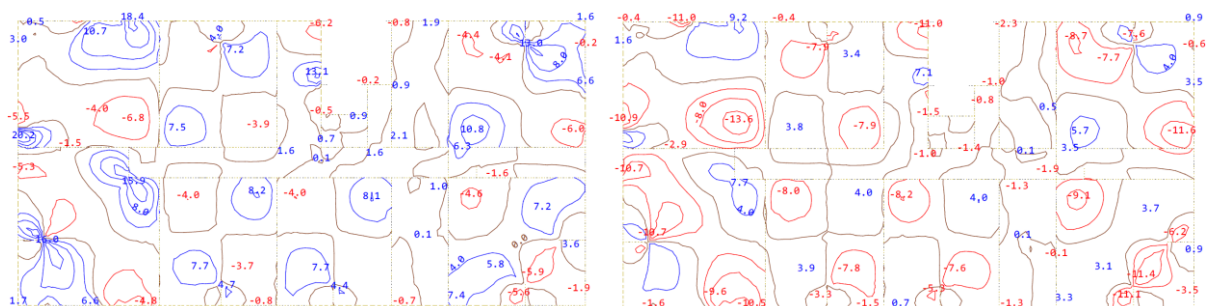
Po izvedeni analizi dobimo rezultate v obliki ovojnici notranjih statičnih količin (upogibni in torzijski momenti, membranske in prečne sile), ki so podrobneje prikazane v prilogah. Na slikah 16 do 18 prikažemo ovojnice le za upogibne in torzijske momente (vrednosti v kNm/m).



Slika 16 – Ovojnice $M_{xx,max}$ (levo) in $M_{xx,min}$ (desno)



Slika 17 – Ovojnice $M_{yy,max}$ (levo) in $M_{yy,min}$ (desno)



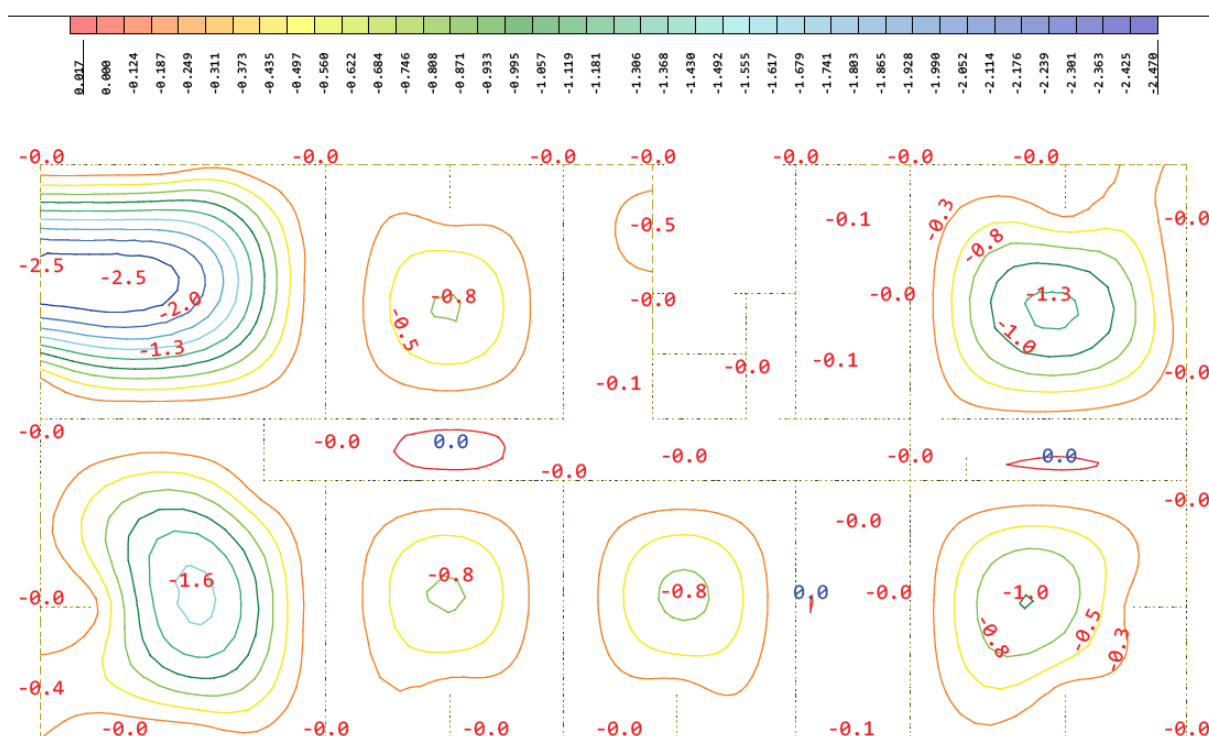
Slika 18 – Ovojnice $M_{xy,max}$ (levo) in $M_{xy,min}$ (desno)

Največji pozitivni momenti M_{xx} se pojavijo na sredini polja P03 (polja so prikazana na sliki 6), saj so razpetine tega polja največje. Največji pozitivni momenti M_{yy} pa se pojavijo na robu sredine polja P02, kjer je velik razpon polja v smeri osi y . Na mestih največjih pozitivnih momentov je treba zagotoviti največje količine vzdolžne armature v spodnji coni plošče.

Največji negativni momenti M_{xx} se pojavijo na robovih polja P03, kar je smiselno, saj so razpetine tega polja največje. Največji negativni momenti M_{yy} pa se pojavijo na robovih polja P02. Na mestih največjih negativnih momentov pa je treba zagotoviti največje količine vzdolžne armature v zgornji coni plošče.

5.1.2 Povesi plošče v MSU

Za kontrolo povesov plošče je v skladu z Evrokodi relevantna navidežno stalna kombinacija obtežb v mejnem stanju uporabnosti. Največji povesi plošče se pojavijo na levem robu v polju P01 (2,5 mm), kar je pričakovano, saj ima to polje največje razpetine, sočasno pa je levi rob plošče nepodprt. Naj pri tem opozorimo, da slika 19 prikazuje trenutne povesi plošče v nerazpokanem, homogenem stanju. Zaradi razpokanja betona in reoloških vplivov so dejanski povesi plošče precej večji.



Slika 19 – Prikaz povesov plošče za navidežno stalno kombinacijo obtežb (MSU)

5.2 Dimenzioniranje armature

Program omogoča tudi določitev računsko potrebne armature. Pred tem pa mu določimo geometrijske parametre armature. Armaturo dimenzioniramo samo v plošči, odločimo se za armaturo v dveh plasteh, ki bo postavljena ortogonalno. Pred samo analizo moramo določiti krovní sloj betona ter predviden premer vgrajene armature.

5.2.1 Vzdolžna armatura

Predpostavimo, da bo premer posamezne palice vzdolžne armature $\Phi 8$ mm. Podatek lahko kasneje po potrebi tudi spreminjamo.

Določimo minimalno potrebno armaturo glede na SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.2.1.1 (1):

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d, \quad (6)$$

oziroma

$$A_{s,min} \geq 0,0013 * b_t * d, \quad (7)$$

pri čemer je b_t srednja širina natezne cone betona in f_{ctm} srednja vrednost natezne trdnosti betona, določena glede na izbran trdnostni razred betona.

Podatki za izračun:

$$f_{ctm} \text{ za C30/37} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_t = 100 \text{ cm}$$

$$f_{yk} \text{ za B500B} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 250 \text{ mm} - 34 \text{ mm} = 216 \text{ mm} = 21,6 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 21,6 \text{ cm} = 3,26 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}'} \quad (8)$$

oziroma

$$A_{s,min} \geq 0,0013 * 100 \text{ cm} * 21,6 \text{ cm} = 2,80 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}'} \quad (9)$$

Minimalna količina vzdolžne armature v natezni coni torej znaša:

$$A_{s,min} = 3,26 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}'}$$

Določimo še največjo dovoljeno količino vgrajene armature glede na SIST EN 1992-1-1:2005, točka 9.2.1.1 (3):

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 100 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (10)$$

Izračunane vrednosti ustrezno upoštevamo v programu.

5.2.2 Krovni sloj betona

Krovni sloj betona določimo glede na standard SIST EN 1992-1-1:2005.

S pomočjo Preglednice 2.1 SIST EN 1990 glede na predvideno projektno življenjsko dobo objekta, ki je za stavbe in druge običajne konstrukcije 50 let, določimo kategorijo priporočene projektne življenjske dobe S4.

S pomočjo Preglednice 4.1 SIST EN 1992-1-1:2005 določimo razred izpostavljenosti glede na pogoje okolja v skladu z EN 206-1. Predpostavimo suho ali trajno mokro okolje, beton v stavbah z nizko vlažnostjo zraka. V tem primeru je razred izpostavljenosti XC1.

Glede na Preglednico E.1N SIST EN 1992-1-1:2005 odčitamo orientacijski trdnostni razred betona za zagotavljanje trajnosti konstrukcije C20/25. Izbrani trdnostni razred betona obravnavne plošče je C30/37, torej ustreza kriteriju višje vrednosti iz preglednice.

Določimo nazivni krovni sloj c_{nom} betona glede na točko 4.4.1.1 (2)P (SIST EN 1992-1-1, 2005):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}, \quad (11)$$

kjer je c_{min} najmanjša debelina krovnega sloja, ki jo določimo s pomočjo enačbe:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}. \quad (12)$$

Pri tem so:

$c_{min,b}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti

$c_{min, dur}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja

$\Delta c_{dur,y}$ dodatni varnostni sloj

$\Delta c_{dur,st}$ zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla

$\Delta c_{dur,add}$ zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite

Predpostavimo premer armaturne palice $\Phi 8$ mm. S pomočjo Preglednice 4.2 SIST EN 1992-1-1:2005 določimo najmanjšo debelino krovne sloja $c_{min,b}$ glede sprijemnosti. Le ta znaša $c_{min,b} = 8$ mm.

Glede na Preglednico 4.3N SIST EN 1992-1-1:2005 in izbran razred izpostavljenosti XC1 ter izbran trdnostni razred betona C30/37 lahko razred konstrukcije S4 znižamo na razred S3.

Glede na Preglednico 4.4N SIST EN 1992-1-1:2005, razred izpostavljenosti XC1 in razred konstrukcije S3 določimo $c_{min,dur} = 10$ mm.

Za ostale parametre, ki nastopajo v izrazu (12), je priporočena vrednost 0 mm.

Določimo c_{min} :

$$c_{min} = \max\{8\text{mm}; 10\text{mm} + 0 - 0 - 0; 10\text{mm}\} = 10 \text{ mm} \quad (13)$$

Glede na točko 4.4.1.3 (1)P (SIST EN 1992-1-1, 2005) določimo odstopanje debeline krovne sloja pri projektiranju, katere priporočena vrednost je $\Delta c_{dev} = 10$ mm.

Določimo nazivni krovni sloj c_{nom} :

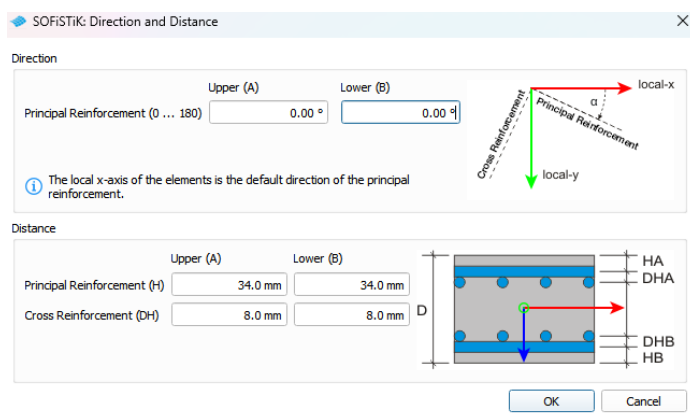
$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 10\text{mm} + 10\text{mm} = 20 \text{ mm} \quad (14)$$

Zaradi varnosti in dodatne zaščite izberemo vrednost:

$$c_{nom} = 30 \text{ mm.}$$

5.2.3 Geometrijski parametri armature v prečnem prerezu

Po izbrani debelini krovne sloja betona 30 mm in predpostavljenem premeru armaturnih palic $\Phi 8$ mm v obeh smereh, določimo geometrijske parametre, s katerimi definiramo lego vzdolžne armature v prečnem prerezu. Parametre podajamo s pomočjo ukaznega okna, ki ga prikazujemo na sliki 20.



Slika 20 – Ukazno okno za podajanje geometrijski parametrov armature

5.2.4 Omejitev širine razpok

Program SOFiSTiK omogoča, da pri dimenzioniranju armature v MSN sočasno preverjamo tudi ustreznost potrebne armature za omejitev širine razpok v MSU. V kolikor je širina razpoke v obravnavanem prerezu večja od dovoljene, program povečuje računsko potrebno armaturo do te mere, da se izpolni pogoj maksimalno dovoljene širine razpok. Največja dovoljena širina razpoke $w_{\max}$ je podana v standardu (SIST EN 1992-1-1, 2005, p. 122) v Preglednici 7.1N: Priporočene vrednosti za $w_{\max}$ (mm) glede na razred izpostavljenosti stavbe.

Preglednica 7.1N: Priporočene vrednosti za $w_{\max}$ [mm]

Razred izpostavljenosti	Armiranobetonski elementi in prednapeti betonski elementi z nepovezanimi kabli	Prednapeti betonski elementi s povezanimi kabli
	Navidezno stalna kombinacija obtežbe	Pogosta kombinacija obtežbe
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekompresija
OPOMBA 1:	Pri razredih izpostavljenosti X0 in XC1 širina razpok ne vpliva na trajnost, navedena omejitev širine razpok je določena za zagotavljanje sprejemljivega videza. Če glede videza ni posebnih zahtev, se lahko ta omejitev ublaži.	
OPOMBA 2:	Za te razrede izpostavljenosti je treba pri navidezno stalni kombinaciji obtežbe dodatno preveriti stanje dekompresije.	

Slika 21 – Preglednica 7.1N iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005

Iz preglednice odčitamo največjo dovoljeno širino razpoke za razred izpostavljenosti XC1, ki je $w_{\max} = 0,4$ mm. Pri tem je treba širino razpok preverjati pri navidezno stalni kombinaciji obtežb.

Izbrane vrednosti parametrov, ki so potrebni za dimenzioniranje armature, prikažemo še na sliki 22.

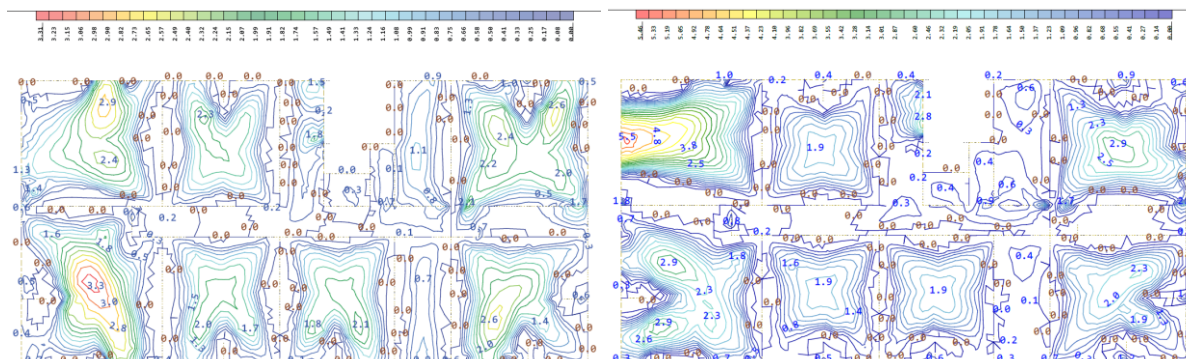
Design parameter

	Selection	Type	Direction and Distance	Reinforcement	Crack Control
1	Remaining Groups	No design			
2	30	Two Layers (orthogonal)	0.00° ; 0.00° 34.0mm ; 34.0mm ; 8.0mm ; 8.0mm ;	8 mm ; - ; - 8 mm ; - ; -	0.40mm ; 0.40mm 0.40mm ; 0.40mm

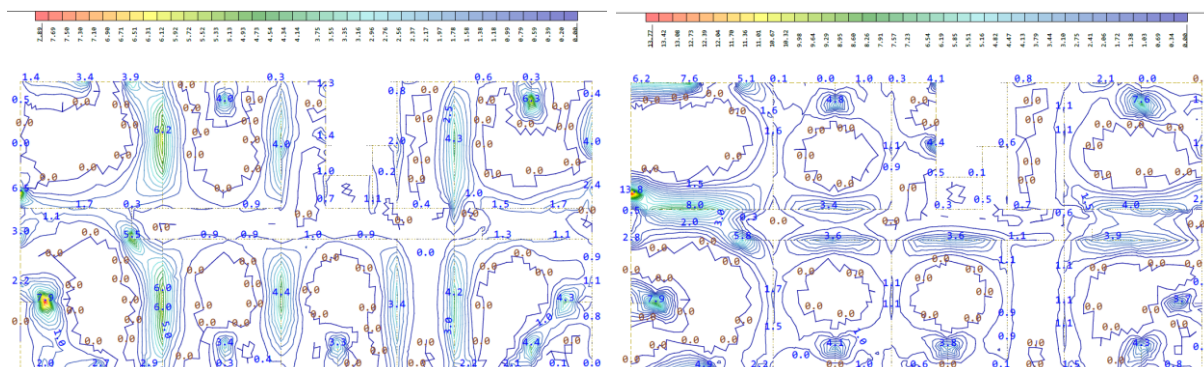
Slika 22 – Parametri za račun armature

5.2.5 Računsko potrebna armatura

Na slikah 23 in 24 prikazujemo ovojnice računsko potrebne armature (v cm^2/m) ob sočasnem upoštevanju pogojev iz MSN in MSU:



Slika 23 – Ovojnice armature v spodnji coni plošče (levo zgornji sloj v smeri ↖, desno spodnji sloj v smeri ↘)



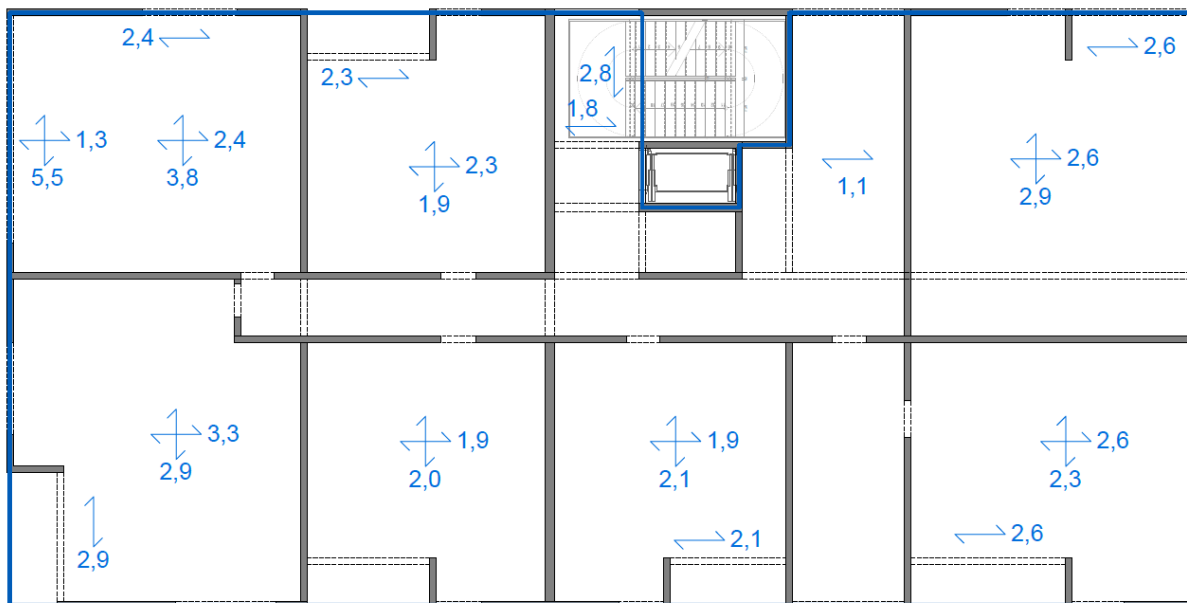
Slika 24 – Ovojnice armature v zgornji coni plošče (levo zgornji sloj v smeri ↖, desno spodnji sloj v smeri ↘)

V spodnji coni plošče potrebujemo več armature v sredini posameznih polj, ko se pojavijo velike natezne obremenitve na spodnjem robu plošče (količine armature znašajo med 1,9 in 5,5 cm^2/m), v zgornji coni plošče pa potrebujemo več armature v območju podpor, takrat pa se velike natezne obremenitve pojavijo na zgornjem robu plošče (med 3,4 in 8,0 cm^2/m).

Zaradi upoštevanja pogoja o največji dovoljeni širini razpok (MSU) se količine potrebne armature v plošči glede na zahteve iz MSN bistveno ne spremenijo.

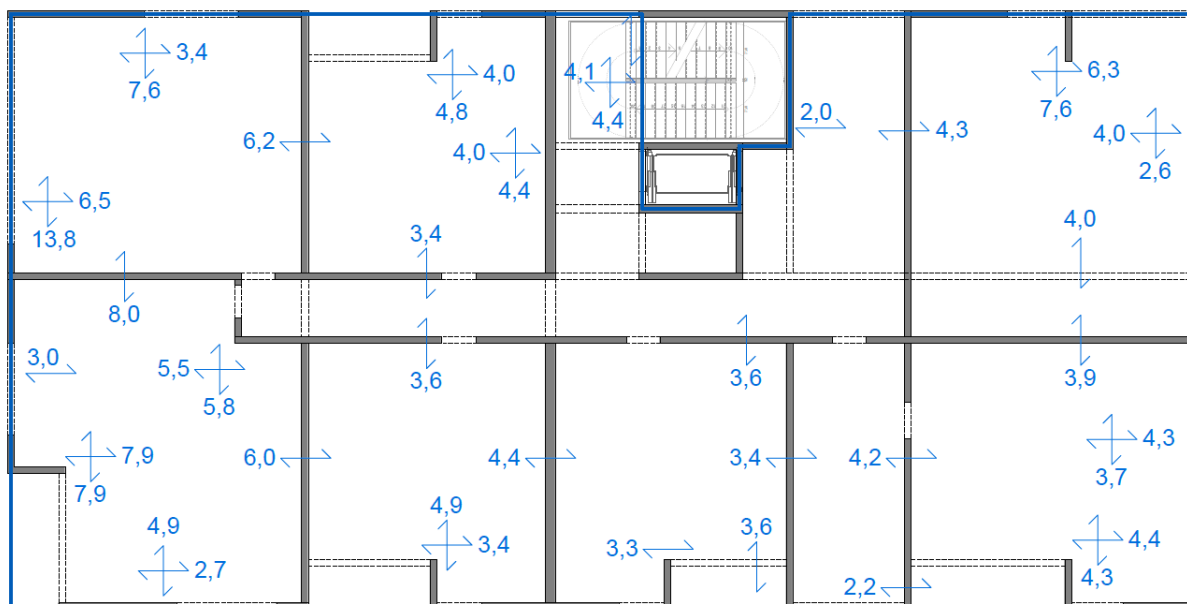
5.2.6 Izvleček potrebne armature v stropni konstrukciji nad pritličjem

Računsko potrebna armatura v spodnji coni stropne plošče:



Slika 25 – Izvleček potrebne armature spodnje cone plošče

Računsko potrebna armatura v zgornji coni stropne plošče:



Slika 26 – Izvleček potrebne armature zgornje cone plošče

5.3 Mejno stanje povosov

Skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005, točko 7.4.2 (2) lahko na poenostavljen način preverimo zagotavljanje mejnih stanj povosov. Povesi konstrukcije niso prekoračeni in njihov račun ni potreben, ko lahko zadostimo geometrijskemu kriteriju »omejitve razmerja med razpetino in statično višino prereza, ki bosta v normalnih okoliščinah preprečila prevelike pomike« (SIST EN 1992-1-1, 2005, p. 130).

Izraz za mejno razmerje razpetine in statične višine prereza je sledeč:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{mej}} = K * \left[11 + 1,5 * \sqrt{f_{ck}} * \frac{\rho_o}{\rho} + 3,2 * \sqrt{f_{ck}} * \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1\right)^{\frac{3}{2}} \right], \text{ če je } \rho < \rho_o \quad (15)$$

V izrazu (15) so (povzeto po SIST EN 1992-1-1:2005, 7.4.2 (2)):

$(l/d)_{\text{mej}}$ mejno razmerje med razpetino in statično višino prereza

K faktor, s katerim upoštevamo vpliv različnih statičnih sistemov

ρ_o referenčno razmerje armiranja (za C30/37 je 0,00548)

ρ zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine (pri konzolah nad podporo), ki je potrebna za prevzem momenta zaradi projektnih obtežb

f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona v MPa (za C30/37 je 30)

Geometrijski kriterij preverimo za polje P01, v katerem program izračuna največje povese (glej sliko 16. Razpetina polja vzdolž prostega robu plošče znaša 785 cm, izračunana potrebna vzdolžna armatura v MSN na tem mestu pa je 5,5 cm² (glej sliko 22). Za faktor K izberemo vrednost 1,5, ki velja za obojestransko vpeto ploščo.

Sledi izračun:

$$\frac{l}{d} = \frac{785 \text{ cm}}{21,6 \text{ cm}} = 36,3 \quad (16)$$

$$\rho_o = \sqrt{f_{ck}} * 10^{-3} = \sqrt{30 \text{ MPa}} * 10^{-3} = 0,00548 \quad (17)$$

$$\rho = \frac{A_{s,\text{potrebni}}}{b * d} = \frac{5,5 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} * 21,6 \text{ cm}} = 0,0025 \quad (18)$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{mej}} = 1,5 * \left[11 + 1,5 * \sqrt{30} * \frac{0,00548}{0,0025} + 3,2 * \sqrt{30} * \left(\frac{0,00548}{0,0025} - 1\right)^{\frac{3}{2}} \right] = 77,7 \quad (19)$$

Pogoj je torej izpolnjen, povesi ne bodo prekoračeni, zato jih ni potrebno dodatno preverjati:

$$\frac{l}{d} = 36,3 < \left(\frac{l}{d}\right)_{\text{mej}} = 77,7 \quad (20)$$

6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo analizirali in dimenzionirali stropno konstrukcijo več–etažne poslovno–stanovanjske stavbe. Arhitekturne podloge stavbe na nivoju idejne zasnove smo pridobili s strani podjetja IRGO Consulting, d. o. o., iz Ljubljane oziroma Arhitekturnega biroja ACMA, d. o. o., Postojna. Analizo in dimenzioniranje smo izvedli s pomočjo 3D računskega modela, ki smo ga izdelali v računalniškem programu SOFiSTiK. Analizo smo izvedli v skladu z Evrokod standardi, pri čemer smo upoštevali zahteve in določila mejnih stanj nosilnosti in uporabnosti (omejitve širine razpok in povesov).

Vplive na stropno konstrukcijo smo določili s pomočjo standarda SIST EN 1991-1: 2004, pri čemer smo upoštevali lastno težo plošče ter stalno in koristno obtežbo glede na predvideno namembnost prostorov stavbe. Predpostavili smo, da bo nosilna konstrukcija iz betona trdnostnega razreda C30/37, uporabljeno jeklo za armiranje pa razreda B-500B.

Po izvedeni analizi ter preverbi mejnih stanj nosilnosti in uporabnosti smo lahko potrdili, da je bila izbrana debelina obravnavane stropne konstrukcije ustrezna. Za armiranje betonske stropne plošče predvidimo uporabo armaturnih mrež Q335 v spodnji coni ter R524 v zgornji coni. Na mestih, kjer je potrebna večja količina armature, predvidimo dodatne armaturne palice.

Rezultate analize in dimenzioniranja stropne plošče nad pritličjem bi lahko uporabili tudi pri dimenzioniranju ostalih stropnih konstrukcij obravnavane stavbe, saj se dimenzije in obtežbe teh stropov ne razlikujejo bistveno od analizirane stropne etaže. Ločeno analizo pa bi morali izvesti za strešno ploščo in ploščo nad kletjo.

VIRI

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 1991-1-1:2004/A101:2005 (sl). Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek, 2005 (Tehnični odbor SIST/TC KON Konstrukcije, Slovenija).

SIST EN 1991-1-2:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-2. del: Splošni vplivi – Vplivi požara na konstrukcije.

SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.

SIST EN 1991-1-4:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.

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

SIST EN 1992-1-1:2005/A101 (sl). Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek, 2006 (Tehnični odbor SIST/TC KON Konstrukcije, Slovenija).

Berg D. Pogačnik A. 2017. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih – 2. izdaja. Inženirska zbornica Slovenije, Ljubljana: I-53 – 2-173.

SOFiSTiK AG, 2023, Software for building design, <https://www.sofistik.com/solutions/software-for-building-design> (Pridobljeno dne 10.09.2023).

31 Tomaževič, M. 2023. Analiza in dimenzioniranje karakteristične stropne konstrukcije več-etažne poslovno-stanovanjske stavbe.

Dipl. nal. Ljubljana, UL FGG, Univerzitetni študijski program prve stopnje Gradbeništvo.

SEZNAM PRILOG

Priloga A: KONČNO POROČILO IZ PROGRAMA SOFISTIK