

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:

Cunja, J., 2015. Analiza in dimenzioniranje armiranobetonske plošče. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Brank, B., somentorica Isaković, T.): 31 str.

Datum arhiviranja: 05-10-2015

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Cunja, J., 2015. Analiza in dimenzioniranje armiranobetonske plošče. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Brank, B., co-supervisor Isaković, T.): 31 pp.

Archiving Date: 05-10-2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

JAN CUNJA

**ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE
ARMIRANOBETONSKE PLOŠČE**

Diplomska naloga št.: 218/B-GR

**ANALYSIS AND DESIGN OF A REINFORCED
CONCRETE PLATE**

Graduation thesis No.: 218/B-GR

Mentor:

prof. dr. Boštjan Brank

Somentorica:

prof. dr. Tatjana Isaković

Ljubljana, 24. 09. 2015

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani, Jan Cunja, izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom "Analiza in dimenzioniranje armiranobetonske plošče".

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 21. 9. 2015

Jan Cunja

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM

UDK: 624.012.45(497.4)(043.2)

Avtor: Jan Cunja

Mentor: prof. dr. Boštjan Brank, univ. dipl. inž. grad.

Somentorica: prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.

Naslov: Analiza in dimenzioniranje armiranobetonske plošče

Tip dokumenta: Diplomaska naloga – Univerzitetni študij

Obseg in oprema: 31 str., 14 pregl., 19 sl., 2 graf., 4 pril.

Ključne besede: armiranobetonska plošča, analiza, računalniški program SAFE, dimenzioniranje, Evrokodi.

Izvleček

V diplomu sta prikazani analiza in dimenzioniranje medetažne armiranobetonske plošče šolskega objekta. Analiza je bila izvedena z metodo končnih elementov v programu SAFE^[4] za projektne obtežne kombinacije za kontrolo mejnega stanja nosilnosti in za kontrolo mejnega stanja uporabnosti za pomike in širine razpok. Na podlagi izračunanih notranjih sil je bila določena potrebna armatura in narisani armaturni načrti. Za račun pomikov je bilo izvedenih več analiz: linearno elastična, nelinearna z upoštevanjem razpokanosti betona ter nelinearna z upoštevanjem razpokanosti betona, lezenja in krčenja. Vse analize, kot tudi dimenzioniranje, so bile izvedene v skladu s standardi SIST EN 1990:2004^[1], SIST EN 1991-1-1:2004^[2] in SIST EN 1992-1-1:2005^[3].

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**UDC:** 624.012.45(497.4)(043.2)**Author:** Jan Cunja**Supervisor:** Prof. Boštjan Brank, Ph.D.**Cosupervisor:** Prof. Tatjana Isaković, Ph.D.**Title:** Analysis and desing of reinforced concrete slab**Document type:** Graduation Thesis – University studies**Notes:** 31 p., 14 tab., 19 fig., 2 graph., 4 ann.**Key words:** Eurocodes, reinforced concrete slab, finite element method, design, Safe computer code.**Abstract**

In my graduation thesis, the analysis and design of the concrete slab of a school structure is shown. The analysis was performed with load combinations with finite elements method using the SAFE^[4] computer code. In the analysis process, the ultimate limit states and the serviceability limit states were tested. Based on the calculated internal forces required, the reinforcement was calculated and the reinforcement plans were drawn. During the determination of displacements, various analyses were executed: linear, non-linear cracked and non-linear cracked considering the creep and shrinkage load. The analysis and design were carried out according to the design codes SIST EN 1990:2004^[1], SIST EN 1991-1-1:2004^[2] and SIST EN 1992-1-1:2005^[3].

ZAHVALE

Zahvaljujem se mentorju in somentorici za usmerjanje pri pisanju diplomske naloge.

Hvala družini in prijateljem za podporo pri študiju ter skupne trenutke.

Hvala sošolcem za pomoč pri študijskih obveznostih.

KAZALO VSEBINE

1	Uvod	1
2	Priprava modela za analizo plošče	1
2.1	Geometrija plošče	1
2.2	Geometrijski model za analizo	2
2.3	Uporabljeni podatki o materialih	3
2.4	Krovni sloj betona	4
3	Obtežbe	4
3.1	Lastna teža	4
3.2	Stalna obtežba	5
3.3	Koristna obtežba	6
3.4	Obtežba zaradi predelnih sten	6
3.5	Obtežba zaradi stopnišča	7
3.6	Pregled obtežb, ki delujejo na konstrukcijo	8
3.7	Kritične postavitve koristne obtežbe	8
3.8	Obtežne kombinacije za kontrolo mejnega stanja nosilnosti	11
3.9	Obtežne kombinacije za kontrolo mejnega stanja uporabnosti	12
4	Dimenzioniranje armature	12
4.1	Projektni momenti za določitev spodnje armature	12
4.2	Projektni momenti za določitev zgornje armature	13
4.3	Minimalna armatura in statična višina	13
4.4	Izračun potrebne armature	15
4.5	Projektna dolžina sidranja	18
4.6	Projektna dolžina prekrivanja	19
4.7	Armaturni načrt za spodnjo armaturo	19
4.8	Armaturni načrt za zgornjo armaturo	20
4.9	Strižna armatura	21
5	Kontrola povesov in širine razpok	22
5.1	Lezenje betona	23
5.2	Krčenje betona	24
5.3	Kontrola povesov	25
5.4	Kontrola širine razpok	27
6	Zaključek	29
7	Viri	30

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Podatki za beton C25/30	3
Preglednica 2: Podatki za armaturo S500	3
Preglednica 3: Stalna obtežba g_1	5
Preglednica 4: Stalna obtežba g_2	5
Preglednica 5: Stalna obtežba g_3	5
Preglednica 6: Lastna teža stopnišča na meter tlorisne dolžine	7
Preglednica 7: Obtežbe konstrukcije.....	8
Preglednica 8: Primerjava rezultatov izračuna potrebne armature.....	15
Preglednica 9: Najmanjše dovoljene dolžine sidranja glede na premer armaturnih palic ϕ za beton C25/30	19
Preglednica 10: Najmanjše dovoljene dolžine prekrivanja glede na premer armaturnih palic ϕ za beton C25/30.....	19
Preglednica 11: Karakteristike uporabljenih armaturnih mrež za spodnjo natezno armaturo (slika 16).....	20
Preglednica 12: Karakteristike uporabljenih armaturnih mrež za zgornjo natezno armaturo (slika 17)	21
Preglednica 13: Največji dejanski in dovoljeni mejni pomiki v poljih obravnavane konstrukcije	26
Preglednica 14: Največja dejanska širina razpok v poljih in robovih obravnavane konstrukcije	28

KAZALO SLIK

Slika 1: Obravnavana ploščna konstrukcija	2
Slika 2: Model za analizo s programom SAFE	3
Slika 3: Razporeditev obtežb zaradi finalne obdelave: g_1 je postavljena na modra polja, g_2 na zelena, g_3 pa na rumenozelena polja.....	6
Slika 4: Model stopnišča	7
Slika 5: Pozicija linijske obtežbe zaradi stopniščne rame	8
Slika 6: Pogovorno okno Load Patterns, program SAFE ^[4]	9
Slika 7: Pogovorno okno Load Combination Data, program SAFE ^[4] . Določitev kombinacije z uporabo ukaza <i>Range Add</i>	9
Slika 8: Pogovorno okno Load Combination Data, program SAFE ^[4] . Primer obtežne kombinacije za preverjanje mejnega stanja nosilnosti.	10
Slika 9: Kritična postavitev obtežbe za izračun maksimalnih momentov v poljih 1, 3, 4, in 7	10
Slika 10: Kritična postavitev obtežbe za izračun maksimalnih momentov v poljih 2, 5 in 8	11
Slika 11: Kritična postavitev obtežbe za izračun minimalnih momentov nad podporo med poljema 1 in 2 ter 4 in 5	11
Slika 12: Potrebna spodnja armatura v smeri x v programu SAFE ^[4] v cm^2/m	17
Slika 13: Potrebna spodnja armatura v smeri y v programu SAFE ^[4] v cm^2/m	17
Slika 14: Potrebna zgornja armatura v smeri x v programu SAFE ^[4] v cm^2/m	18
Slika 15: Potrebna zgornja armatura v smeri y v programu SAFE ^[4] v cm^2/m	18
Slika 16: Spodnja natezna armatura. Za načrt v merilu 1:120 glej dodatek C.....	20

Slika 17: Zgornja natezna armatura. Za načrt v merilu 1:120 glej dodatek D	21
Slika 18: Pogovorno okno, v katerem se s programom SAFE ^[4] upošteva količnik lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ ter končno vrednost krčenja betona $\epsilon_{cs}(\infty)$	23
Slika 19: Določitev količnika za linearno lezenje betona $\varphi(\infty, t_0)$	24

KAZALO DIAGRAMOV

Diagram 1: Diagram največjih dejanskih in dovoljenih mejnih pomikov v poljih obravnavane konstrukcije	27
Diagram 2: Dejanska širina razpok v primerjavi z mejno w_{max}	28

1 UVOD

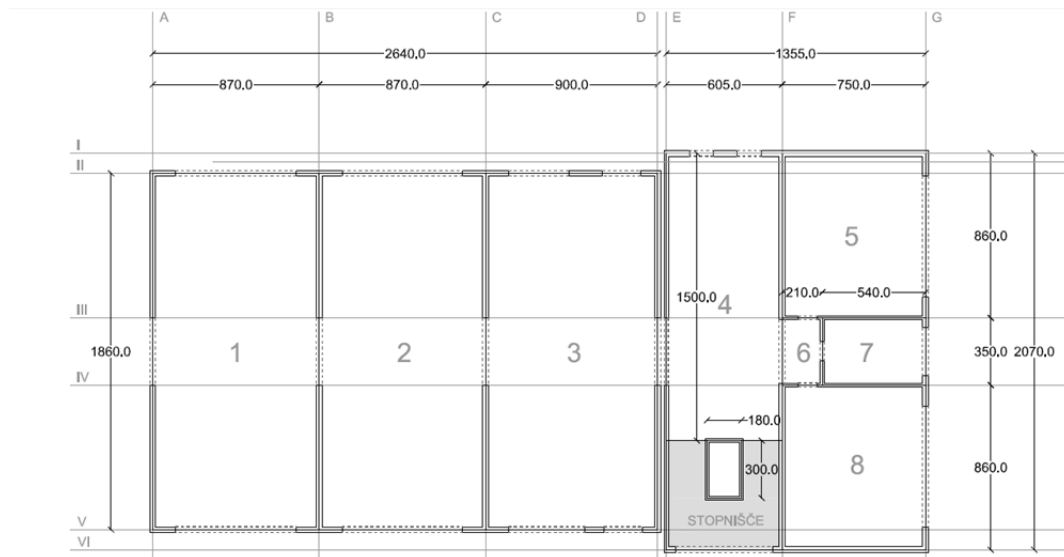
V diplomski nalogi sem analiziral in dimenzioniral etažno armiranobetonsko ploščo Osnovne šole Elvire Vatovec v Pradah. Nosilno ploščo četrte etaže omenjene stavbe sem analiziral na osnovne vplive z računalniškim programom SAFE^[4], ki uporablja metodo končnih elementov. Preveril sem mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti ter določil ustrezno armaturo in izrisal armaturni načrt. Analizo in dimenzioniranje sem izvedel v skladu s standardi SIST EN 1990:2004^[1], SIST EN 1991-1-1:2004^[2] in SIST EN 1992-1-1:2005^[3].

V 2. poglavju sem opisal geometrijo in model ploščne konstrukcije, uporabljene podatke o materialih ter določil krovni sloj betona. V 3. poglavju sem določil vso stalno in koristno obtežbo, ki deluje na konstrukcijo, kritične postavitve spremenljivih obtežb ter opisal, kako se po SIST EN 1990:2004^[1] upošteva mejna stanja nosilnosti ter mejna stanja uporabnosti. V 4. poglavju sem opisal postopek dimenzioniranja armature s programom SAFE, ponovil postopek določanja armature »pešč« (z uporabo programa Excel) ter primerjal rezultate. V tem poglavju sem določil tudi statično višino, minimalno armaturo, maksimalno armaturo in najmanjšo dovoljeno razdaljo med armaturnimi palicami. Poleg tega sem določil potrebne dolžine sidranja in prekrivanja armature ter opisal in narisal armaturni načrt. Na koncu poglavja sem preveril še pogoj odpornosti konstrukcije na strig. V 5. poglavju sem opisal vpliv lezenja in krčenja betona ter prikazal, kako se določita količnik lezenja ter deformacija krčenja. V tem poglavju sem preveril tudi kontrolo za mejno stanje povosov in mejno stanje razpok. Svoje zaključke sem strnil v poglavju 6. Za mejna stanja pomikov in mejna stanja razpok je bila v dodatku A opravljena še primerjava rezultatov povosov in širin razpok izračunanih po metodi iz SIST EN 1992-1-1:2005 ter rezultatov pridobljenih s pomočjo programa SAFE^[4]. Dodatek B je načrt geometrije analizirane plošče in podpor v merilu 1:120, dodatka C in D pa sta načrta spodnje in zgornje armature v merilu 1:120.

2 PRIPRAVA MODELA ZA ANALIZO PLOŠČE

2.1 Geometrija plošče

Obravnava armiranobetonska ploščna konstrukcija je prikazana na sliki 1. Na sliki 1 so s črtno črto označeni nosilci, s polno črto pa zidovi pod ploščno konstrukcijo. Ploščno konstrukcijo nosijo armiranobetonski zidovi višine 3,9 m. Večina zidov je debeline 30 cm, na nekaterih mestih pa so zidovi 10 cm tanjši. Zid debeline 20 cm je uporabljen v stopniščnem jedru, poteka pa tudi vzdolž osi E, III, IV ter ločuje polji 6 in 7, tako kot je vidno na sliki 1. Nad okni so nosilci višine 40 cm in širine 30 cm. Nosilci višine 50 cm in širine 30 cm so nad hodnikom v oseh A, B, C, D in F. V osi E je nad hodnikom nosilec višine 50 cm in širine 20 cm. Enaki nosilci so tudi nad odprtini za vrata v poljih 6 in 7. Ploščna in podporna konstrukcija sta razdvojeni z dilatacijo med osjo D in E. Armirano betonska plošča na levi strani dilatacije je debela 28 cm, na desni strani pa 22 cm.



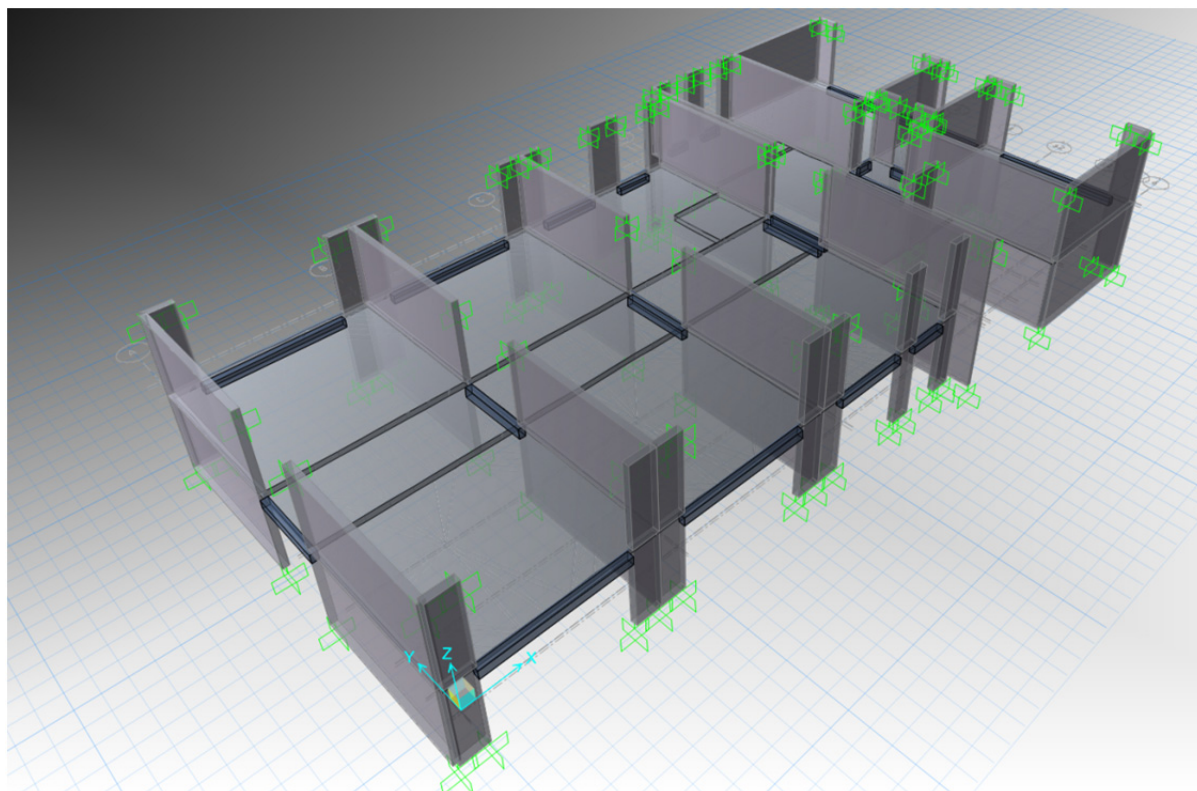
Slika 1: Obravnavana ploščna konstrukcija

2.2 Geometrijski model za analizo

Model, ki sem ga pripravil za analizo s programom SAFE^[4] (slika 2), sestavljajo dve plošči, zidovi nad in pod ploščama in nosilci pod ploščama. Gre pravzaprav za dve konstrukciji, po ena na vsaki strani dilatacije, ki medsebojno nista povezani. Na sliki 2 je vidna tudi smer in postavitve globalnih osi x, y in z.

Plošči sta z zidovi in nosilci toga povezani. Zidovi pod ploščo so na svojem spodnjem robu toga vpeti. Prav tako so toga vpeti zidovi nad ploščo na svojem zgornjem robu.

Program SAFE^[4] nosilce avtomatično postavi tako, da je njihova zgornja ploskev v ravnini $z=0$, ki sovpada z zgornjo ravnino ploščne konstrukcije. S pomočjo ukaza *Assign > Beam Data > Insertion point* sem nosilce premaknil tako, da se zgornje ploskve nosilcev dotikajo spodnje ravnine plošče. Pri analizi tako postavljenih nosilcev, je potrebno k njihovi višini prišteti še debelino plošče, ki jo nosijo.



Slika 2: Model za analizo s programom SAFE

2.3 Uporabljeni podatki o materialih

Predpostavim, da so ploščna konstrukcija, stene in nosilci narejeni iz betona C25/30. Karakteristike takšnega betona so podane v preglednici 1. Nadalje predpostavim, da je uporabljena armatura kvalitete S500-B. Karakteristike te armature so podane v preglednici 2.

Preglednica 1: Podatki za beton C25/30

Karakteristična tlačna trdnost	$f_{ck} = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Srednja tlačna trdnost	$f_{cm} = 3,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Karakteristična natezna trdnost	$f_{ctm} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Modul elastičnosti	$E_c = 3100 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Poissonov količnik	$\nu = 0,2$
Materialni varnostni faktor	$\gamma_c = 1,5$

Preglednica 2: Podatki za armaturo S500

Karakteristična meja elastičnosti	$f_{yk} = 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Modul elastičnosti	$E_s = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Natezna trdnost	$f_{uk} = k f_{yk} = 1,08 * 50 \frac{kN}{cm^2} = 54,0 \frac{kN}{cm^2}$
Materialni varnostni faktor	$\gamma_s = 1,15$

2.4 Krovni sloj betona

Krovni sloj betona je zaščita, ki je pomembna za zagotavljanje trajnosti konstrukcije. Krovni sloj mora izpolnjevati pogoje glede razreda izpostavljenosti, vplivov obtežbe, vzdrževanja in življenjske dobe konstrukcije.^[3]

Razred izpostavljenosti se odčita v SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica 4.1. Razred izpostavljenosti za suho okolje je XC1. V SIST EN 1992-1-1:2005, dodatek E, preglednica E.1N, so zbrani orientacijski trdnostni razredi glede na razred izpostavljenosti. Za XC1 je orientacijski trdnostni razred C20/25, kar ustreza uporabljenemu trdnostnemu razredu betona C25/30.

Priporočena kategorija življenjske dobe konstrukcije se določi s pomočjo SIST EN 1992-1-1:2005, tabela 2.1. Priporočena življenjska doba za stavbe in običajne konstrukcije je 50 let, kar ustreza kategoriji S4.^[3] V SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica 4.3N, se odčitajo priporočene prilagoditve kategorije konstrukcije. V primeru obravnavane konstrukcije kategorija ostane nespremenjena.^[3]

Za obravnavano ploščno konstrukcijo velja

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

kjer je $c_{min,b} = 10 \text{ mm}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti, glej SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica 4.2,^[3] $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$ je zahtevana najmanjša debelina krovnega sloja glede na trajnost pri jeklih za armiranje (kategorija konstrukcije S4, razred izpostavljenosti XC1), glej SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica 4.4N,^[3] $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ je priporočena vrednost za dodatni varnostni sloj, glej SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 4.4.1.2,^[3] $\Delta c_{dur,st} = 0$ je priporočena vrednost za zmanjšanje debeline krovnega sloja, če je za armiranje uporabljeno nerjavno jeklo, glej SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 4.4.1.2^[3] in $\Delta c_{dur,add} = 0$ je priporočena vrednost za zmanjšanje debeline krovnega sloja pri uporabi dodatne zaščite, glej SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 4.4.1.2.^[3]

Nominalna debelina krovnega sloja za obravnavano ploščno konstrukcijo je

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 \text{ mm}$$

Kjer je c_{min} najmanjši krovni sloj betona, določen zgoraj, glej SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 4.4.1.2,^[3] $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ pa je priporočena vrednost za dovoljeno odstopanje debeline krovnega sloja, glej SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 4.4.1.3.^[3]

3 OBTEŽBE

3.1 Lastna teža

Lastna teža plošče je določena z njeno debelino in specifično težo materiala. Program SAFE^[4] samodejno izračuna in upošteva lastno težo podanih plošč, sten in nosilcev. Lastna teža plošč je:

$$g_{lt,22cm} = h_{pl} * \gamma_c = 0,22 \text{ m} * 25 \frac{kN}{m^3} = 5,5 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{lt,28cm} = h_{pl} * \gamma_c = 0,28 \text{ m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

kjer je h_{pl} debelina armirano betonske plošče, γ_c pa specifična teža armiranega betona.

3.2 Stalna obtežba

Stalne obtežbe so podane v preglednicah 3-5. Razpored stalnih obtežb je prikazan na sliki 3. Polja 1, 2 in 3 so na delu, kjer poteka hodnik, obremenjena s stalno obtežbo g_3 , povsod drugje pa z obtežbo g_1 , razen v majhnem delu polja 3, ki je obremenjeno z obtežbo g_2 . Del polja 4 je obremenjen z obtežbo g_2 , del pa z obtežbo g_3 . Polja 5, 7 in 8 so obremenjena z obtežbo g_1 . Polje 6 je obremenjeno z obtežbo g_3 . Viri, iz katerih sem pridobil debeline ter specifične teže (oziroma površinske obtežbe), ki sem jih podal v preglednicah 3-5, so navedeni v poglavju 7.

Preglednica 3: Stalna obtežba g_1

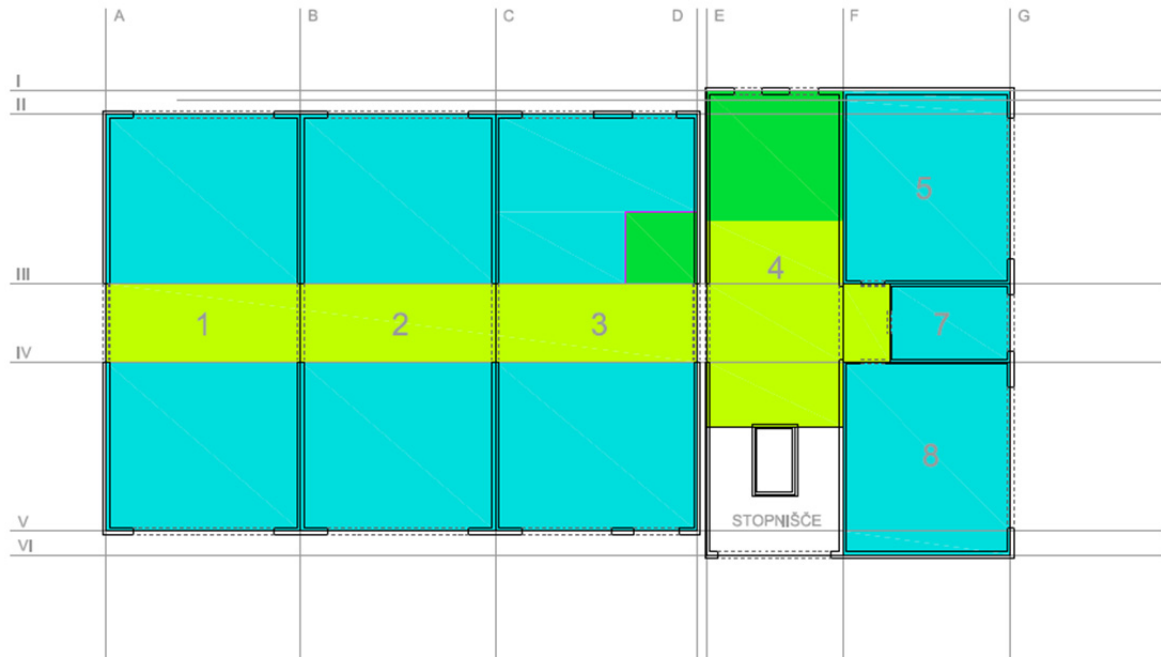
Material	Debelina [cm]	Specifična teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Parket	2,1	6,8	0,14
Cementni estrih	6	22	1,3
PE folija	0,02	9,3	0,002
EPS 100	2	0,2	0,004
Spuščeni strop	3,6	/	0,40
Skupaj			1,85

Preglednica 4: Stalna obtežba g_2

Material	Debelina [cm]	Specifična teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Keramične ploščice + lepilo	1,8	/	0,24
Cementni estrih	6	22	1,3
Spuščeni strop	3,6	/	0,4
Skupaj			1,94

Preglednica 5: Stalna obtežba g_3

Material	Debelina [cm]	Specifična teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Guma	0,4	/	0,051
Cementni estrih	6	22	1,76
PE folija	0,02	9,3	0,002
EPS 100	2	0,2	0,004
Spuščeni strop	3,6	/	0,4
Skupaj			2,22



Slika 3: Razporeditev obtežb zaradi finalne obdelave: g_1 je postavljena na modra polja, g_2 na zelena, g_3 pa na rumenozelena polja.

3.3 Koristna obtežba

Koristna obtežba površin je odvisna od namena njihove uporabe. Vrednosti iz SIST EN 1991-1-1: 2004 upoštevajo običajno uporabo površin, kar se tiče ljudi, pohištva in premičnih stvari; predvidevajo tudi redke dogodke, kot je koncentracija ljudi ali pohištva v nekem delu prostora. ^[2: 6.1]

Površine obravnavane armiranobetonske ploščne konstrukcije se razvrstijo v kategorijo uporabe po preglednici 6.1 iz SIST EN 1991-1-1: 2004. ^[2: 6.3.1.2] Vse površine, vključno s stopniščem, se uvrstijo v kategorijo C1, kar sledi iz preglednice 6.2 v SIST EN 1991-1-1: 2004. ^[2: 6.3.1.2] Koristna obtežba obeh plošč je $q_{np,C1} = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, koristna obtežba stopnišča pa je $q_{s,C1} = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

3.4 Obtežba zaradi predelnih sten

Iz SIST EN 1991-1-1: 2004, točka 6.3.1.2(8), sledi, da lahko lahke predelne stene upoštevamo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo, ki jo prištejemo vplivu koristne obtežbe, ki je določena na podlagi kategorije uporabe. Določiti je potrebno težo predelne stene na meter njene dolžine in glede na to vrednost iz točke 6.3.1.2(8) odčitati dodaten vpliv q_{ps} .

V primerih, ko je predelna stena težja od $3,0 \text{ kN/m}$, standard SIST EN 1991-1-1: 2004, točka 6.3.1.2(9), določa, da je potrebno pri projektiranju upoštevati mesto, smer ter konstrukcijsko obliko stene.

Izračunal sem težo uporabljenih predelnih sten na tekoči meter Q_{ps} s pomočjo kataloga URSA (Ostali viri, poglavje 9.1), iz katerega sem pridobil površinsko maso m_{ps} predelne stene za izračun specifične teže γ_{ps} .

$$\gamma_{ps} = m_{ps} * \frac{1}{l} * g = 49 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * \frac{1}{\text{m}} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Višina predelne stene h_{ps} je 3,5 m, debelina d_{ps} pa 15 cm. Obtežbo Q_{ps} na tekoči meter sem izračunal tako kot kaže spodnji izračun.

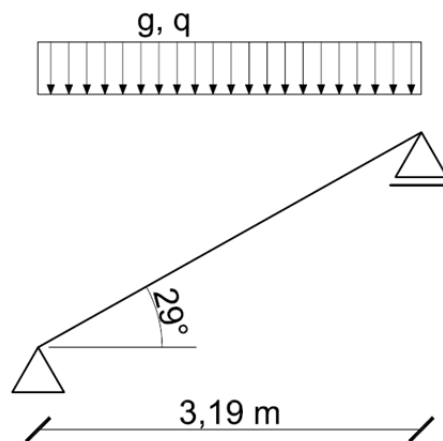
$$Q_{ps} = \gamma_{ps} * h_{ps} * d_{ps} = 0,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 3,5 \text{ m} * 0,15 \text{ m} = 0,252 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Po SIST EN 1991-1-1: 2004, točka 6.3.1.2(8), sem določil dodatno obtežbo q_{ps} , ki se prišteje koristni v poljih 1, 2, 3 in 4.

$$Q_{ps} = 0,252 \frac{\text{kN}}{\text{m}} < 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow q_{ps} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

3.5 Obtežba zaradi stopnišča

Model, ki sem ga uporabil za določitev obtežbe zaradi stopnišča, je poševni prostoležeči nosilec s porazdeljeno obtežbo (slika 4). Obtežbo sem v preglednici 6 preračunal na meter tlorisne dolžine.



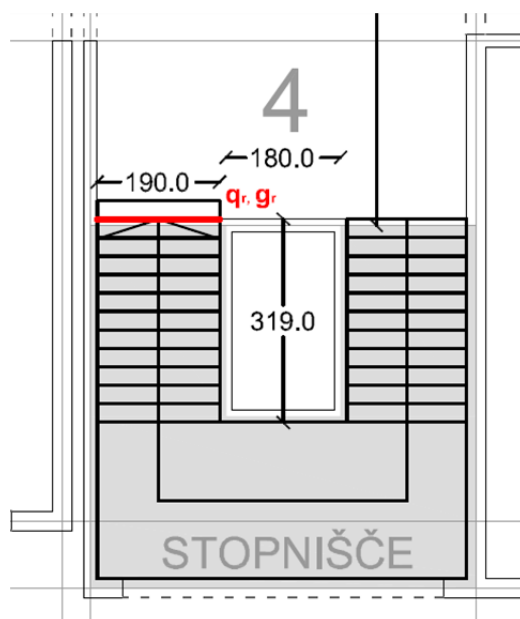
Slika 4: Model stopnišča

Preglednica 6: Lastna teža stopnišča na meter tlorisne dolžine

Material	Obtežba [kN/m ²]
Obloga guma	$3,5 * 9,81/1000/0,29$
AB stopnice	$(0,29 * 0,1625)/2 * 25/0,29$
AB plošča	$0,16 * 25/\cos 29^\circ$
Omet	$0,02 * 18/\cos 29^\circ$
Skupaj:	7,15

Obtežba $g_s = 7,15 \text{ kN/m}^2$ je stalna ploskovna obtežba stopnišča na meter tlorisne dolžine.

Polovica celotne obtežbe stopniščne rame se prenese na obravnavano AB ploščo, polovica pa na podest. Na stiku s ploščo, na robu polja 4, se obtežba stopniščne rame prenese v obliki linijske obtežbe, kot je prikazano na sliki 5.



Slika 5: Pozicija linijske obtežbe zaradi stopniščne rame

Linijsko obtežbo g_r zaradi stalne ploskovne obtežbe stopnišča izračunamo kot sledi.

$$g_r = g_s * \frac{L}{2} = 7,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{3,19 \text{ m}}{2} = 11,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Enako dobimo tudi linijsko obtežbo q_r zaradi koristne obtežbe stopniščne rame.

$$q_r = q_s * \frac{L}{2} = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{3,19 \text{ m}}{2} = 4,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3.6 Pregled obtežb, ki delujejo na konstrukcijo

V preglednici 7 so zbrane vse obtežbe, ki sem jih upošteval pri računanju ploščne konstrukcije s programom SAFE^[4].

Preglednica 7: Obtežbe konstrukcije

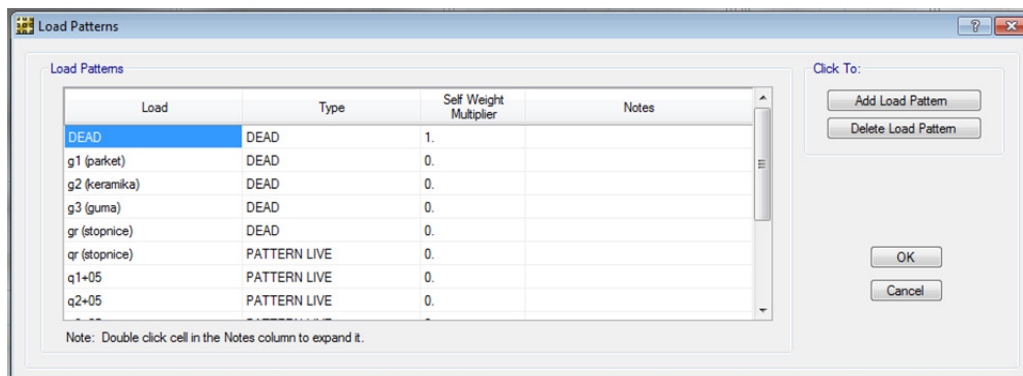
Ime obtežbe	Polja	Linijska obtežba [kN/m]	Ploskovna obtežba [kN/m ²]
Lastna teža za ploščo $h=22\text{cm}$	4-8	/	5,5
Lastna teža za ploščo $h=28\text{cm}$	1-3	/	7
Stalna g_1	1, 2, 3, 5, 7, 8	/	1,9
Stalna g_2	3, 4	/	1,9
Stalna g_3	1, 2, 3, 4, 6	/	2,2
Koristna notranji prostori	5-8	/	3,0
Koristna + predelne stene	1-4	/	3,0 + 0,5 = 3,5
Stalna g_r	4	11,4	/
Koristna q_r	4	4,8	/

3.7 Kritične postavitev koristne obtežbe

Kritično postavitev koristne obtežbe lahko določimo s pomočjo vplivnic. ^[6: 1-36] V programu SAFE^[4] lahko uporabimo tip kombinacije *Range Add*, ki omogoča izračun notranjih sil ter pomikov pri

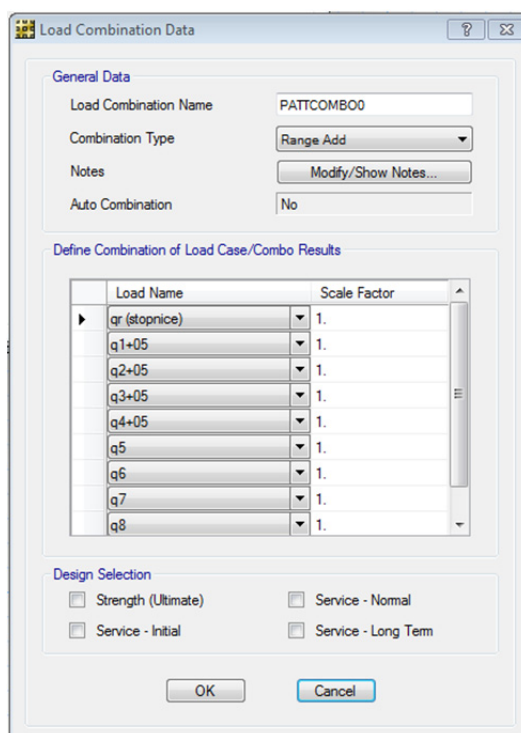
kritičnih postavitvah koristne obtežbe, pri čemer ni potrebno biti pozoren na vplivnice. Prav tako ni potrebna določitev obtežnih kombinacij za vsako kritično postavitev koristne obtežbe posebej.

V pogovornem oknu *Load Patterns (Define > Load Patterns)* za vsako koristno obtežbo določimo tip obtežbe kot »PATTERN LIVE« (slika 6).



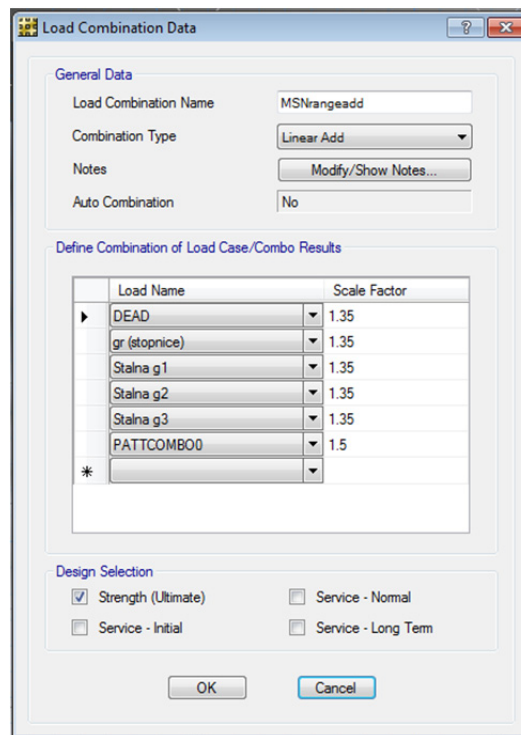
Slika 6: Pogovorno okno *Load Patterns*, program SAFE^[4]

Nato z uporabo ukaza *Combination Type: Range Add* v pogovornem oknu *Load Combination Data (Define > Load Combinations > Add New Combo)* kombiniramo koristno obtežbo »PATTCOMBO0«, kot je prikazano na sliki 7.



Slika 7: Pogovorno okno *Load Combination Data*, program SAFE^[4]. Določitev kombinacije z uporabo ukaza *Range Add*

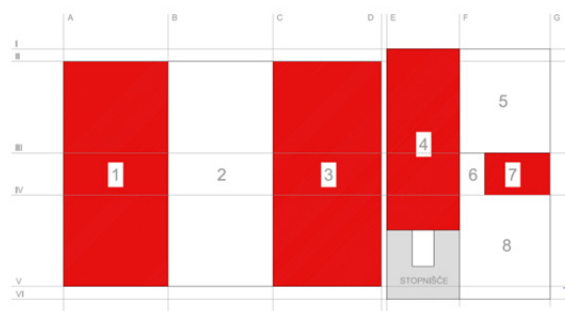
Dobljeno kombinacijo »PATTCOMBO0« nato uporabimo v kombinacijah s stalnimi vplivi. Na sliki 8 je prikazan primer kombinacije za preverjanje mejnega stanja nosilnosti.^{[4],[9]}



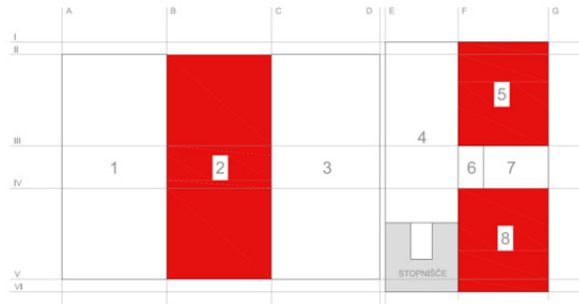
Slika 8: Pogovorno okno Load Combination Data, program SAFE^[4]. Primer obtežne kombinacije za preverjanje mejnega stanja nosilnosti.

Ukaz *Combination Type: Range Add* izračuna ovojnice rezultatov (notranjih statičnih količin ter pomikov) za vse možne permutacije postavitve koristnih obtežb definiranih kot »PATTERN LIVE«. ^[9]

Če bi želeli izračunati kritične vrednosti notranjih statičnih količin in pomikov z uporabo tipa kombinacije *Linear Add*, bi morali najprej na podlagi vplivnic določiti kritično obtežbo za posamezno polje in nato za vsako polje določiti svojo kombinacijo v pogovornem oknu Load Combination. Prav tako bi za prikaz rezultatov analize morali za vsako polje posebej izbrati pripadajočo, prej določeno, kombinacijo. Na sliki 9 je prikazana kritična postavitve obtežbe za izračun maksimalnih momentov in pomikov v poljih 1, 3, 4 in 7, na sliki 10 pa je prikazana kritična postavitve za polja 2, 5 in 8. Za maksimalni moment in pomike v polju 6, postavimo obtežbo na le-to polje. Za izračun minimalnih statičnih količin na robovih, obtežimo polji, ki se stikata na obravnavanem robu (slika 11). Ker je med osema D in E dilatacija (glej sliko 1), postavitev obtežbe na poljih levo od dilatacije ne vpliva na polja desno od dilatacije in obratno.



Slika 9: Kritična postavitve obtežbe za izračun maksimalnih momentov v poljih 1, 3, 4, in 7



Slika 10: Kritična postavitev obtežbe za izračun maksimalnih momentov v poljih 2, 5 in 8



Slika 11: Kritična postavitev obtežbe za izračun minimalnih momentov nad podporo med poljema 1 in 2 ter 4 in 5

3.8 Obtežne kombinacije za kontrolo mejnega stanja nosilnosti

Pri mejnih stanjih nosilnosti je potrebno preveriti statično ravnotežje konstrukcije ter mejno stanje notranje odpovedi konstrukcije s pogojem $E_d \leq R_d$, kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov in R_d projektna odpornost konstrukcije.^[1]

Stalno in začasno projektno stanje kombinacije vplivov

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Nezgodno projektno stanje kombinacije vplivov

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ali } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Potresno projektno stanje kombinacije vplivov

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

kjer so:

$G_{k,j}$ karakteristične vrednosti stalnih vplivov

P vpliv prednapetja

$Q_{k,1}$ karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva

$Q_{k,i}$ karakteristične vrednosti neprevladujočih spremenljivih vplivov

A_d projektna vrednost neugodnega vpliva (požar ali trk)

A_{Ed} projektna vrednost vpliva potresa

"+" pomeni »kombinirano z«

Σ pomeni kombiniran učinek

Faktorji $\gamma_{G,j}$, $\gamma_{Q,1}$, $\gamma_{Q,i}$, γ_P so varnostni faktorji stalne in spremenljive obtežbe ter obtežbe prednapetja ki jih najdemo v SIST EN 1990:2004, preglednice A.1.2(A), A.1.2(B) in A.1.2(C).

Faktorji $\psi_{0,i}$, $\psi_{1,1}$, $\psi_{2,1}$, $\psi_{2,i}$ so kombinacijski faktorji podani v SIST EN 1990:2004, preglednica A.1.1, glede na kategorijo uporabe.

3.9 Obtežne kombinacije za kontrolo mejnega stanja uporabnosti

Pri mejnih stanjih uporabnosti je potrebno zagotoviti, da je projektna vrednost učinkov vplivov, določena z ustrežno kombinacijo, manjša ali enaka mejni projektni vrednosti ustreznega kriterija uporabnosti.^[1]

Karakteristična kombinacija vplivov

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Pogosta kombinacija vplivov

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Navidezno stalna kombinacija vplivov

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

4 DIMENZIONIRANJE ARMATURE

Program SAFE^[4] določi projektne momente za določitev armature, m_{ux}^{sp} , m_{uy}^{sp} , m_{ux}^{zg} in m_{uy}^{zg} , po metodi Wood-Armer (glej priložnik SAFE Key Features and Terminology^[7], podpoglavje 6.2). Enačbe Wood-Armerjevega algoritma so podane v nadaljevanju. Program na podlagi projektnih momentov nato dimenzionira potrebno armaturo v skladu z izbranim standardom, SIST EN 1992-1-1:2005.^[5:224]

4.1 Projektni momenti za določitev spodnje armature

Za določitev spodnje armature v x in y smereh (za smeri koordinat glej eno od slik 12-15) se določita projektna momenta^[5]

$$m_{ux}^{sp} = m_{xx} + |m_{xy}|$$

$$m_{uy}^{sp} = m_{yy} + |m_{xy}|$$

kjer je m_{xx} moment, ki povzroča tlake in natege v smeri x , m_{yy} moment, ki povzroča tlake in natege v smeri y , m_{xy} pa torzijski moment. Pri pozitivnem momentu m_{xx} ali m_{yy} se natezne napetosti pojavijo na spodnji strani, pri negativnem, pa na zgornji strani.

Če je ali m_{uy}^{sp} ali m_{ux}^{sp} negativen, se zgornji enačbi spremenita. Namesto negativne vrednosti se privzame 0 in uporabi ustrezno spodnjo enačbo ^[5]

$$m_{uy}^{sp} = 0, \quad m_{ux}^{sp} = m_{xx} + \left| \frac{m_{xy}^2}{m_{yy}} \right|$$

$$m_{ux}^{sp} = 0, \quad m_{uy}^{sp} = m_{yy} + \left| \frac{m_{xy}^2}{m_{xx}} \right|$$

V primeru, da sta negativna tako m_{ux}^{sp} kot m_{uy}^{sp} , spodnja armatura ni potrebna. ^[5]

4.2 Projektni momenti za določitev zgornje armature

Za določitev zgornje armature v x in y smereh se projektna momenta določi kot ^[5]

$$m_{ux}^{zg} = m_{xx} - |m_{xy}|$$

$$m_{uy}^{zg} = m_{yy} - |m_{xy}|$$

V primeru, da je ali m_{uy}^{zg} ali m_{ux}^{zg} pozitiven, se privzame 0 in uporabi ustrezno spodnjo enačbo ^[5]

$$m_{uy}^{zg} = 0, \quad m_{ux}^{zg} = m_{xx} - \left| \frac{m_{xy}^2}{m_{yy}} \right|$$

$$m_{ux}^{zg} = 0, \quad m_{uy}^{zg} = m_{yy} - \left| \frac{m_{xy}^2}{m_{xx}} \right|$$

V primeru, da sta pozitivna tako m_{ux}^{zg} kot m_{uy}^{zg} , zgornja armatura ni potrebna. ^[5]

4.3 Minimalna armatura in statična višina

Najmanjši in največji dovoljeni prerez vzdolžne natezne armature $A_{s,min}$ in $A_{s,max}$ določimo v skladu s podpoglavjem 9.2.1.1 v SIST EN 1992-1-1:2005. Najmanjši prerez natezne armature določimo zato, da ne bi prišlo do krhkih porušitev, širokih razpok in da se prevzamejo sile zaradi vsiljenih vplivov.

^[3:9.2.1.1] Za vsako smer velja:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c$$

kjer je $A_{s,min}$ najmanjši prerez natezne armature na meter dolžine plošče, $b_t = 100 \text{ cm}$ je širina natezne cone plošče, d je statična višina plošče, $A_{s,max}$ je največji prerez natezne armature na meter dolžine plošče, A_c je betonski prerez plošče.

Statični višini izračunamo po spodnjih dveh izrazih:

$$d_x \leq h_{pl} - c_{nom} - \frac{\phi}{2}$$

$$d_y \leq h_{pl} - c_{nom} - \frac{\phi}{2} - \phi$$

kjer je h_{pl} je višina plošče, c_{nom} je krovni sloj betona, ϕ je premer armaturne palice. Armaturo v smeri x sem postavil bližje robu zato, ker imajo v tej smeri vsa polja (z izjemo polja 7) krajšo razpetano, kar pomeni da se v tej smeri pojavijo večji momenti in je zaželjena večja statična višina.

$$h_{pl} = 22 \text{ cm} :$$

$$d_x \leq h_{pl} - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 22 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - \frac{1 \text{ cm}}{2} = 19,5 \text{ cm} \rightarrow d_x = 19 \text{ cm}$$

$$d_y \leq h_{pl} - c_{nom} - \frac{\phi}{2} - \phi = 22 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - \frac{1 \text{ cm}}{2} - 1 \text{ cm} = 18,5 \text{ cm} \rightarrow d_y = 18 \text{ cm}$$

$$h_{pl} = 28 \text{ cm} :$$

$$d_x \leq h_{pl} - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 28 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - \frac{1 \text{ cm}}{2} = 25,5 \text{ cm} \rightarrow d_x = 25 \text{ cm}$$

$$d_y \leq h_{pl} - c_{nom} - \frac{\phi}{2} - \phi = 28 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - \frac{1 \text{ cm}}{2} - 1 \text{ cm} = 24,5 \text{ cm} \rightarrow d_y = 24 \text{ cm}$$

Kot najmanjši prerez vzdolžne natezne armature se za ustrezno debelino plošče izbere večja od spodnjih vrednosti.

$$h_{pl} = 22 \text{ cm} :$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d_x = 2,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 0,0013 b_t d_x = 2,47 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d_y = 2,43 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 0,0013 b_t d_y = 2,34 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$h_{pl} = 28 \text{ cm} :$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d_x = 3,38 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 0,0013 b_t d_x = 3,25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d_y = 3,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 0,0013 b_t d_y = 3,12 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Merodajna minimalna količina armature za ploščo debeline 22 cm je $2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$, za ploščo debeline 28 cm pa $3,38 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Za največji prerez vzdolžne natezne armature so merodajne naslednje vrednosti.

$$h_{pl} = 22 \text{ cm} :$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 * 22 \text{ cm} * 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}} = 88 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$h_{pl} = 28 \text{ cm} :$$

$$A_{smax} = 0,04 A_c = 0,04 * 28 \text{ cm} * 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}} = 112 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Največja dovoljena količina armature za ploščo debeline 22 cm je $88 \text{ cm}^2/\text{m}$, za ploščo debeline 28 cm pa $112 \text{ cm}^2/\text{m}$.

SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 8.2, določa, da medsebojna oddaljenost vzporednih palic ne sme biti manjša od maksimalne sledečih vrednosti: ϕ , $d_g + 5 \text{ mm}$, 20 mm . Pri tem je ϕ premer armaturnih palic, d_g pa največje zrno agregata. Minimalna oddaljenost palic je torej:

$$a_{min} = \{\phi = 10 \text{ mm}; d_g + 5 \text{ mm} = 37 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\} = 37 \text{ mm}$$

Velja, da se palice na mestih stikovanja lahko dotikajo druga druge.

4.4 Izračun potrebne armature

Za kontrolo, rezultatov izračunanih s programom SAFE^[4], sem postopek ponovil še »peš« s pomočjo programa Excel. V programu SAFE^[4] sem v najbolj obremenjenih točkah odčital momente m_{xx} , m_{yy} in m_{xy} ter s pomočjo enačb iz podpoglavij 4.1 ter 4.2 izračunal projektne momente m_{ux}^{sp} , m_{uy}^{sp} , m_{ux}^{zg} in m_{uy}^{zg} . Za vsako od teh točk, sem odčital največjega od momentov m_{xx} , m_{yy} in m_{xy} nato pa na istem mestu še ostala dva. Nato sem določil potrebno armaturo a_x^{sp} , a_y^{sp} , a_x^{zg} in a_y^{zg} . Količino armature sem izračunal po spodnjih izrazih.

$$k_d = \frac{m_{ui}^j}{\frac{f_{ck}}{\gamma_c} b d_i^2}$$

$$k_s = k_s(k_d)$$

$$a_i^j = k_s \frac{m_{ui}^j * 100}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} d_i}$$

kjer je k_d koeficient izkoriščenosti betonskega prereza, k_s pa koeficient natezne armature, ki sem ga pri deformaciji betona 3,5‰ in deformaciji jekla 2,17‰ odčital iz Priročnika^[6], stran 2-102. V enačbah upoštevam pas plošče širine $b = 1 \text{ m}$. Indeks i je ali x ali y , indeks j pa ali sp ali zg .

V preglednici 8 so nanizani odčitki m_{xx} , m_{yy} in m_{xy} , količina armature a_x^{sp} , a_y^{sp} , a_x^{zg} in a_y^{zg} , vse izračunano s pomočjo programa SAFE^[4]. Prav tako so podani s programom Excel izračunani projektne momenti m_{ux}^{sp} , m_{uy}^{sp} , m_{ux}^{zg} in m_{uy}^{zg} ter potreben prerez armature a_x^{sp} , a_y^{sp} , a_x^{zg} in a_y^{zg} . Za oznake polj in robov glej sliko 1.

Preglednica 8: Primerjava rezultatov izračuna potrebne armature

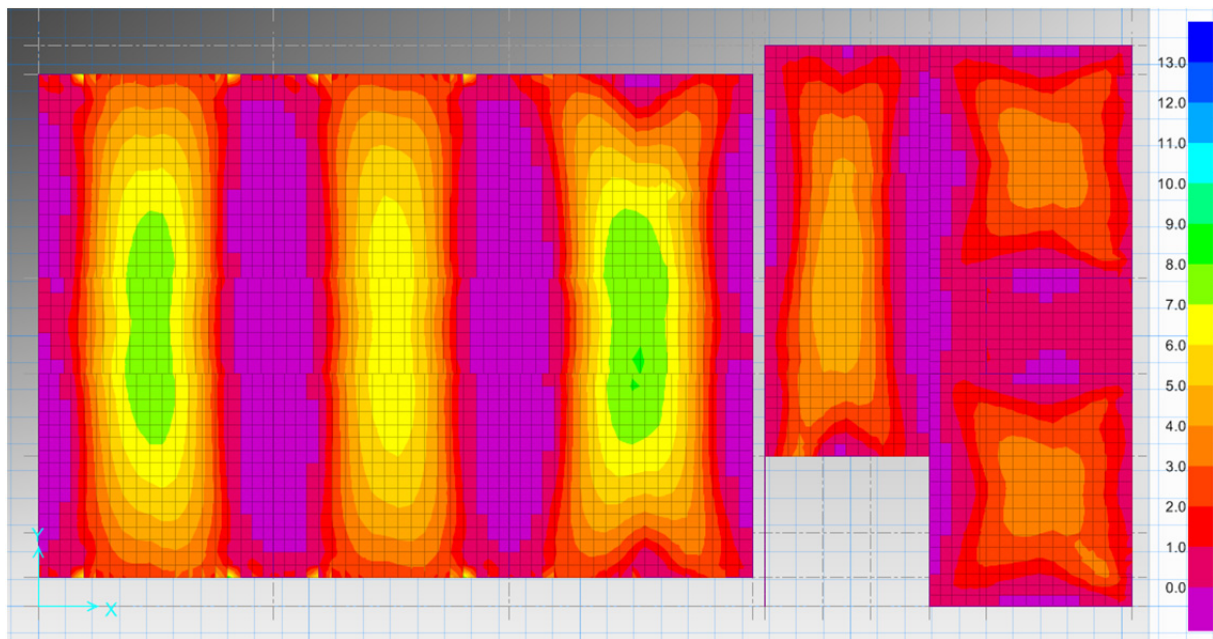
Polje / rob	m_{xx} [kNm]	m_{yy} [kNm]	m_{xy} [kNm]	$m_{ux,sp}$ [kNm]	$m_{uy,sp}$ [kNm]	$m_{ux,zg}$ [kNm]	$m_{uy,zg}$ [kNm]	Excel $a_{x,sp}$ [cm ² /m]	SAFE $a_{x,sp}$ [cm ² /m]	Excel $a_{y,sp}$ [cm ² /m]	SAFE $a_{y,sp}$ [cm ² /m]	Excel $a_{x,zg}$ [cm ² /m]	SAFE $a_{x,zg}$ [cm ² /m]	Excel $a_{y,zg}$ [cm ² /m]	SAFE $a_{y,zg}$ [cm ² /m]
1	63.32	21.97	0.04	63.36	22.01	0.00	0.00	7.84	7.66	2.84	2.80	0.00	0.00	0.00	0.00
2	55.89	15.89	0.00	55.89	15.89	0.00	0.00	6.92	6.73	2.05	2.02	0.00	0.00	0.00	0.00
3	66.86	24.91	0.00	66.86	24.91	0.00	0.00	8.27	8.07	3.21	3.24	0.00	0.00	0.00	0.00
4	31.14	8.78	-0.04	31.17	8.82	0.00	0.00	5.08	4.90	1.52	1.57	0.00	0.00	0.00	0.00
5	24.21	24.93	-0.08	24.30	25.01	0.00	0.00	3.96	3.79	4.30	4.39	0.00	0.00	0.00	0.00

6	-4.34	0.10	-0.08	0.00	0.11	-4.41	0.00	0.00	0.09	0.02	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.73	4.85	0.12	0.85	4.97	0.00	0.00	0.14	0.24	0.85	0.88	0.00	0.00	0.00	0.00
8	24.33	24.34	-0.32	24.65	24.66	0.00	0.00	4.01	3.81	4.24	4.43	0.00	0.00	0.00	0.00
1-2	-109.90	-25.97	-2.95	0.00	0.00	-112.85	-28.92	0.00	0.00	0.00	0.00	13.96	13.53	3.73	3.60
2-3	-101.38	-24.94	-2.20	0.00	0.00	-103.58	-27.14	0.00	0.00	0.00	0.00	12.82	13.30	3.50	3.68
4-5	-41.99	-8.30	-1.33	0.00	0.00	-43.32	-9.63	0.00	0.00	0.00	0.00	7.05	7.00	1.66	1.64
4-6	-32.64	-12.92	-5.51	0.00	0.00	-38.16	-18.43	0.00	0.00	0.00	0.00	6.21	6.46	3.17	2.89
4-8	-42.56	-7.77	0.68	0.00	0.00	-43.24	-8.45	0.00	0.00	0.00	0.00	7.04	6.96	1.45	1.40
5-6	-5.31	-25.39	-2.75	0.00	0.00	-8.06	-28.14	0.00	0.00	0.00	0.00	1.31	1.31	4.84	4.85
5-7	-7.87	-40.67	-0.17	0.00	0.00	-8.04	-40.84	0.00	0.00	0.00	0.00	1.31	1.33	7.02	6.82
6-7	-1.88	0.66	-0.31	0.00	0.71	-2.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.33	0.39	0.00	0.00
6-8	-4.68	-27.93	2.23	0.00	0.00	-6.91	-30.16	0.00	0.00	0.00	0.00	1.13	1.29	5.18	4.97
7-8	-7.28	-40.47	0.26	0.00	0.00	-7.54	-40.73	0.00	0.00	0.00	0.00	1.23	1.32	7.00	6.78
A-1	-89.11	-36.92	-18.18	0.00	0.00	-107.29	-55.10	0.00	0.00	0.00	0.00	13.28	13.20	7.10	7.22
D-3	-90.73	-37.58	-18.28	0.00	0.00	-109.01	-55.86	0.00	0.00	0.00	0.00	13.49	13.42	7.20	7.56
II-1	-75.78	-37.75	5.78	0.00	0.00	-81.56	-43.53	0.00	0.00	0.00	0.00	10.09	10.69	5.61	5.97
II-2	-77.48	-34.16	2.56	0.00	0.00	-80.04	-36.72	0.00	0.00	0.00	0.00	9.90	10.21	4.73	4.89
II-3	-17.79	-58.54	-5.22	0.00	0.00	-23.01	-63.76	0.00	0.00	0.00	0.00	2.85	2.46	8.22	8.55
E-4	-36.07	-13.26	7.34	0.00	0.00	-43.41	-20.60	0.00	0.00	0.00	0.00	7.07	7.02	3.54	3.87
I-4	-4.58	-25.05	-2.12	0.00	0.00	-6.70	-27.17	0.00	0.00	0.00	0.00	1.09	1.50	4.67	4.22
I-5	-7.45	-40.90	-0.25	0.00	0.00	-7.70	-41.15	0.00	0.00	0.00	0.00	1.25	1.41	7.07	6.79
G-5	-19.53	-43.48	3.75	0.00	0.00	-23.28	-47.23	0.00	0.00	0.00	0.00	3.79	4.33	8.12	8.23
G-7	-0.14	0.42	-0.63	0.49	1.05	-0.76	-0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	0.12	0.04	0.01
G-8	-18.29	-39.49	-6.17	0.00	0.00	-24.46	-45.66	0.00	0.00	0.00	0.00	3.98	4.53	7.85	7.82
VI-8	-7.87	-42.59	-0.21	0.00	0.00	-8.08	-42.80	0.00	0.00	0.00	0.00	1.32	1.37	7.36	6.96
F-8	-40.27	-7.32	0.25	0.00	0.00	-40.52	-7.57	0.00	0.00	0.00	0.00	6.60	6.30	1.30	1.41
stop-4	15.24	1.89	-7.07	22.31	8.96	0.00	-1.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	0.24	1.55

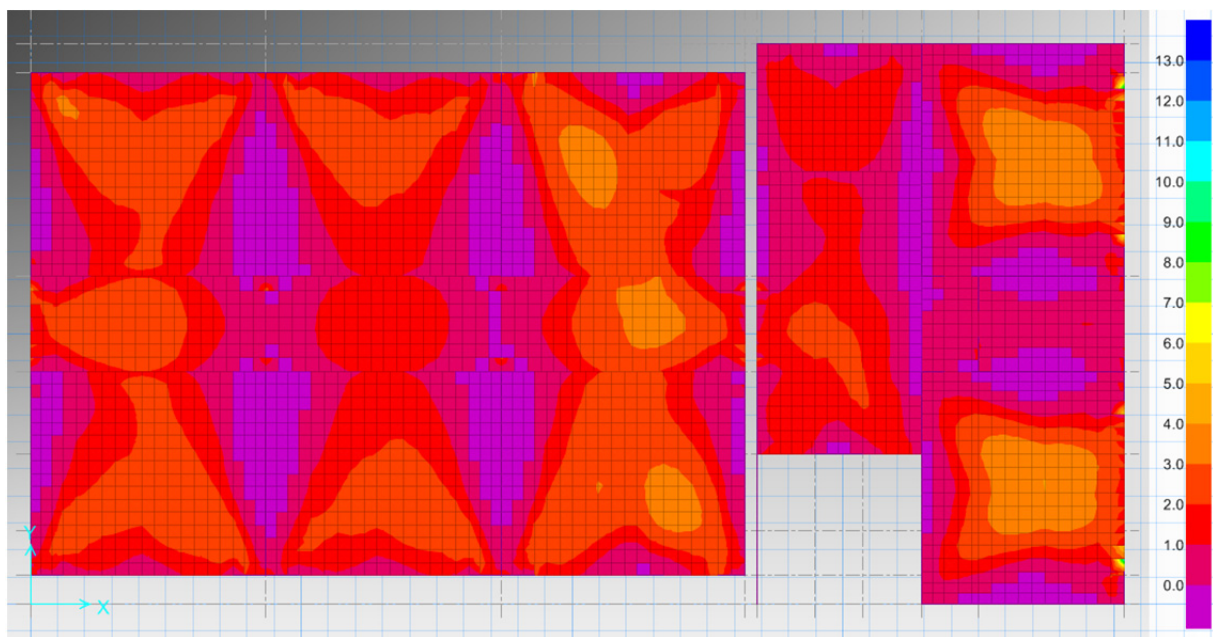
Primerjava rezultatov iz zgornje preglednice 8 pokaže, da pride pri primerjavi rezultatov količine armature izračunane s pomočjo programa SAFE^[4] ter izračunane armature s programom Excel, do manjših odstopanj.

Tam kjer so prerezi armature manjši od minimalnih izračunanih v poglavju 4.3 je potrebno uporabiti ustrezno minimalno armaturo. Merodajna minimalna količina armature za ploščo debeline 22 cm je $2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$, za ploščo debeline 28 cm pa $3,38 \text{ cm}^2/\text{m}$. Rezultati iz preglednice 8 ne prekoračijo maksimalne armature torej je tudi ta pogoj izpolnjen.

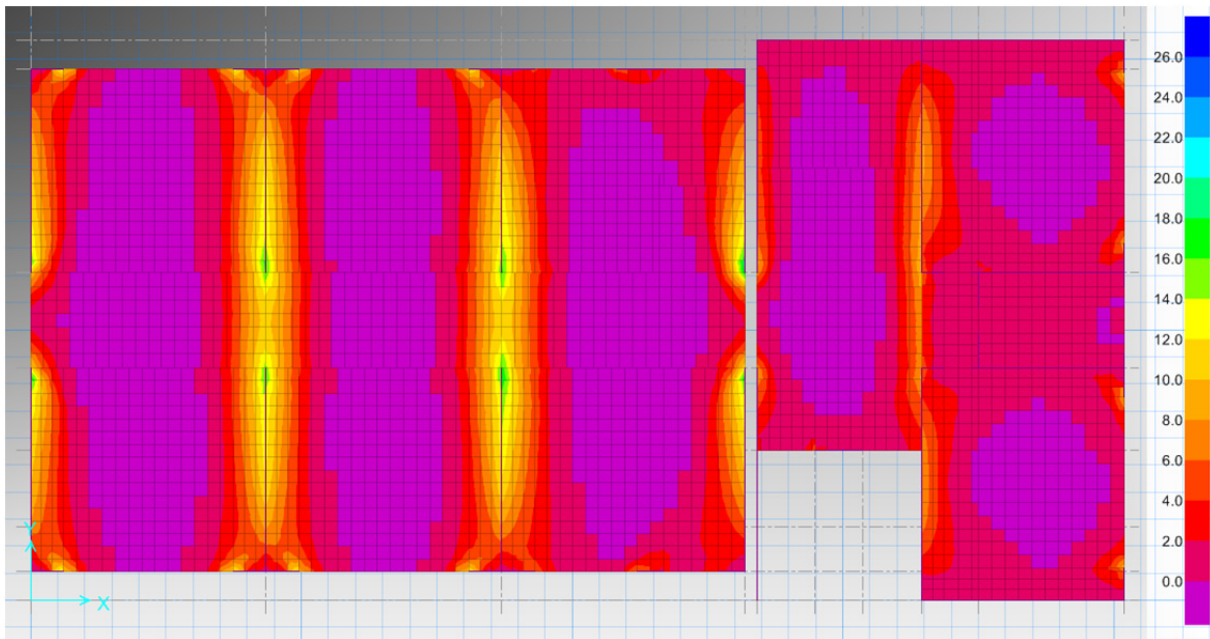
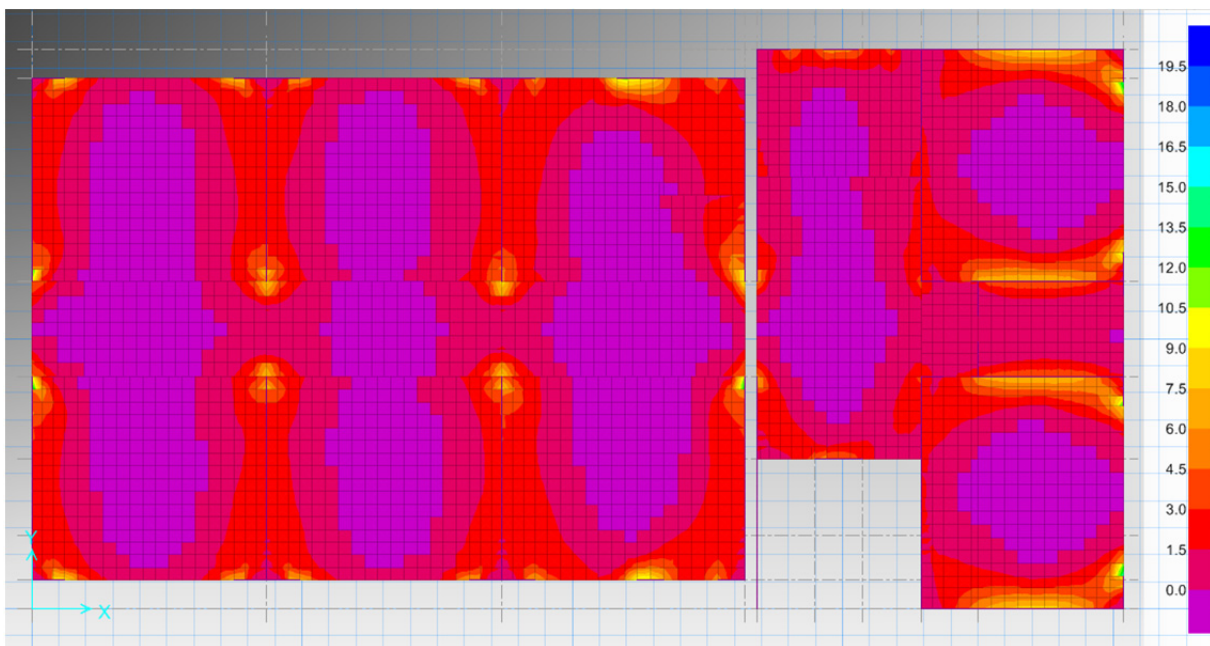
Na slikah 12-15 je prikazana razporeditev potrebne količine armature, izračunana s programom SAFE^[4].



Slika 12: Potrebna spodnja armatura v smeri x v programu SAFE^[4] v cm²/m



Slika 13: Potrebna spodnja armatura v smeri y v programu SAFE^[4] v cm²/m

Slika 14: Potrebna zgornja armatura v smeri x v programu SAFE^[4] v cm²/mSlika 15: Potrebna zgornja armatura v smeri y v programu SAFE^[4] v cm²/m

4.5 Projektna dolžina sidranja

Sidranje mora biti izvedeno tako, da se sile iz armaturnih palic varno prenesejo na okoliški beton ter da se prepreči nastajanje vzdolžnih razpok in cepljenje elementa.^[3: 8.4.1] Glede na SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 8.4, se projektno dolžino sidranja l_{bd} določi po spodnji formuli:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

kjer so $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ koeficienti, ki upoštevajo vplive oblike krivljenja palic, najmanjšega krovnega sloja betona, objeta s prečno armaturo, privarjenih prečnih palic in tlačnih napetosti. Vrednosti koeficientov so $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1, \alpha_4 = 0,7$, glej SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica 8.2.

$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$ je osnovna potrebna sidrna dolžina pri privzeti konstantni sprjemni napetosti f_{bd} , $l_{b,min}$ pa je najmanjša sidrna dolžina, če ni drugih omejitev; $l_{b,min} > \max\{3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$ pri sidranju palic v nategu, $l_{b,min} > \max\{6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$ pri sidranju palic v tlaku. ϕ je premer armaturnih palic.

V preglednici 9 so podane izračunane vrednosti za l_{bd} in $l_{b,min}$. Vrednosti $l_{b,rqd}$ za beton C25/30 so prepisane iz preglednice 2-20 v Priročniku.^[6]

Preglednica 9: Najmanjše dovoljene dolžine sidranja glede na premer armaturnih palic ϕ za beton C25/30

ϕ [mm]	$l_{b,rqd}$ [cm]	l_{bd} [cm]	$l_{b,min}$ [cm]
7	28	20	10
8	32	22	10
9	36	25	11
10	40	28	12
14	56	39	17

4.6 Projektna dolžina prekrivanja

Projektno dolžino prekrivanja l_0 se določi po spodnji formuli:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

kjer je $l_{0,min}$ je najmanjša dolžina prekrivanja, $l_{0,min} > \max\{3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\}$, α_3 in α_6 sta koeficienta podana v SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica 8.3, α_6 pri konkretni konstrukciji znaša 1,5 za 100% delež prekrivanja armaturnih mrež, $\alpha_3 = 1 - \kappa\lambda$ pa znaša 0,87 ob predpostavki, da mreže stikujemo na mestih kjer je izkoriščenost armature 50 odstotna ali manj in so palice, ki sestavljajo armaturne mreže debeline 10mm ali manj. ^[3: 8.7.3] ϕ je premer armaturnih palic.

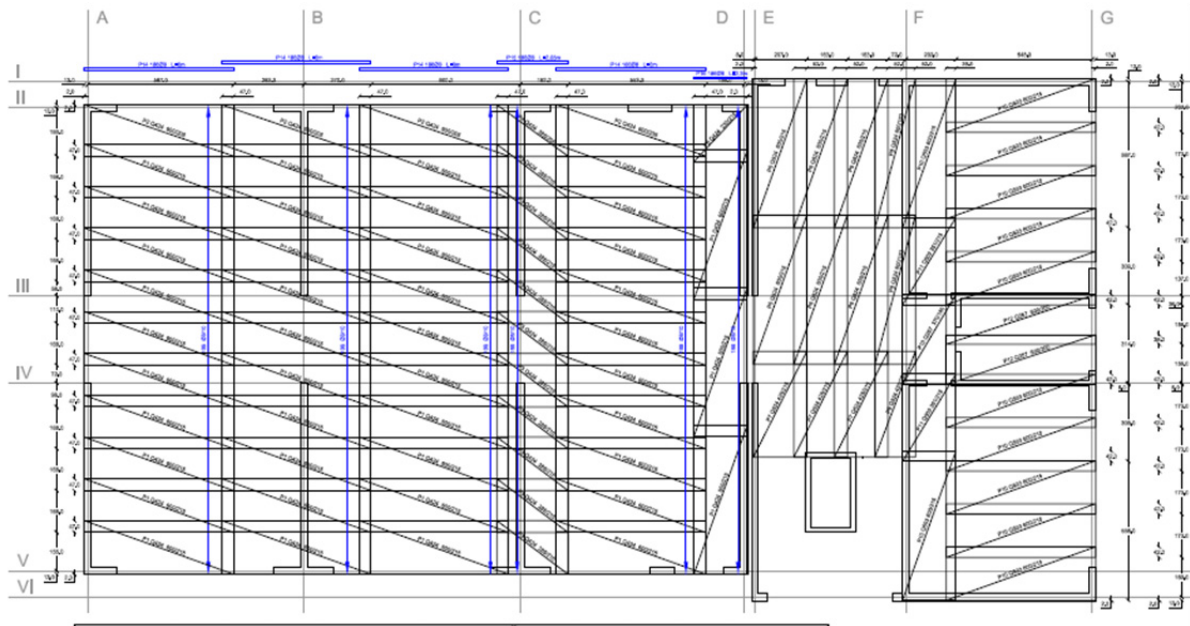
V preglednici 10 so podane izračunane vrednosti za l_0 in $l_{0,min}$. Vrednosti $l_{b,rqd}$ za beton C25/30 so prepisane iz preglednice 2-20 v Priročniku.^[6]

Preglednica 10: Najmanjše dovoljene dolžine prekrivanja glede na premer armaturnih palic ϕ za beton C25/30

ϕ [mm]	$l_{b,rqd}$ [cm]	l_0 [cm]	$l_{0,min}$ [cm]
7	24	31	20
8	32	42	20
9	36	47	20
10	40	52	20
14	56	73	26

4.7 Armaturni načrt za spodnjo armaturo

Natezno armaturo na spodnji strani ploščne konstrukcije (slika 16) tvorijo Q mreže ter palice v smeri x v poljih 1, 2 in 3, tako da so dosežene računске vrednosti armature določene v preglednici 8 in je izpolnjen pogoj minimalne armature. Za armaturni načrt spodnje armature v merilu 1:120 glej dodatek C. Premer uporabljenih armaturnih palic je 8 mm. Karakteristike uporabljenih armaturnih mrež so izpisane v preglednici 11.



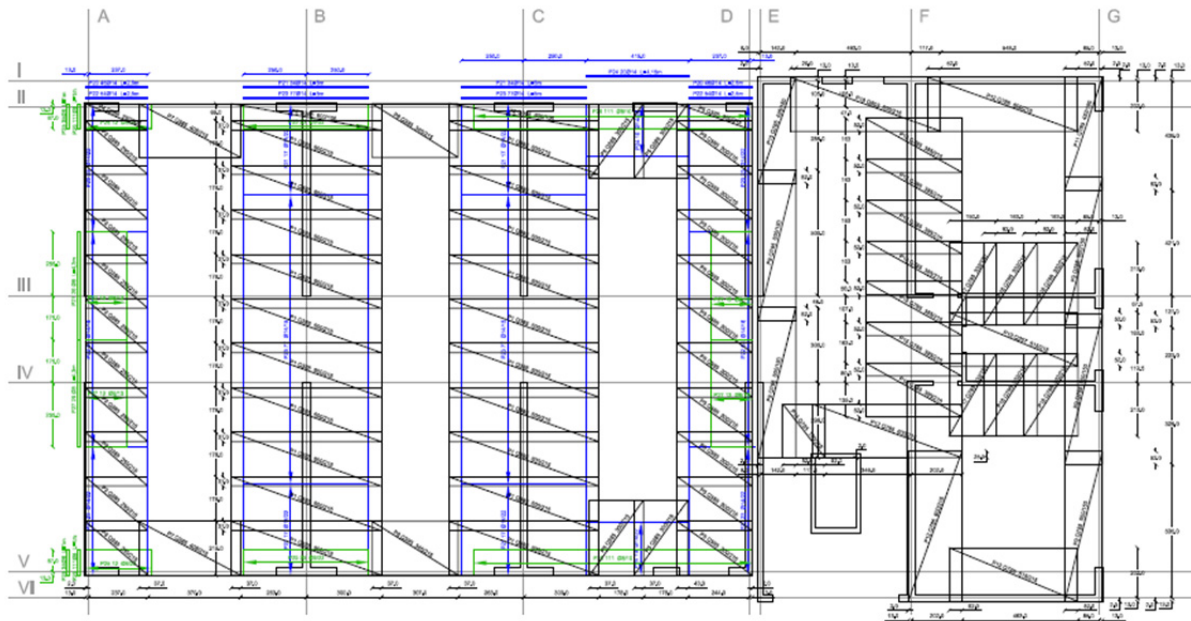
Slika 16: Spodnja natezna armatura. Za načrt v merilu 1:120 glej dodatek C.

Preglednica 11: Karakteristike uporabljenih armaturnih mrež za spodnjo natezno armaturo (slika 16)

	ϕ [mm]	Razmak med palicami [cm]	Dimenzije mreže [cm]	Prerez armature [cm ² /m]
Q257	7	15	600x215	2,57
Q424	9	15	600x215	4,24
Q503	8	10	600x215	5,03
Q524	10	15	600x215	5,24

4.8 Armaturni načrt za zgornjo armaturo

Za zgornjo natezno armaturo (slika 17) so uporabljene Q mreže ter dodatna ojačitev z armaturnimi palicami v x in y smeri, tako da so dosežene računске vrednosti armature določene v preglednici 8 in je izpolnjen pogoj minimalne armature. Za armaturni načrt zgornje natezne armature v merilu 1:120 glej dodatek D. Premer uporabljenih armaturnih palic je 8 mm oziroma 14 mm. Karakteristike uporabljenih armaturnih mrež so izpisane v preglednici 12.



Slika 17: Zgornja natezna armatura. Za načrt v merilu 1:120 glej dodatek D

Preglednica 12: Karakteristike uporabljenih armaturnih mrež za zgornjo natezno armaturo (slika 17)

	ϕ [mm]	Razmak med palicami [cm]	Dimenzije mreže [cm]	Prerez armature [cm ² /m]
Q257	7	15	600x215	2,57
Q385	7	10	600x215	3,85
Q503	8	10	600x215	5,03
Q785	10	10	600x215	7,85

4.9 Strižna armatura

Kot sledi iz podpoglavja 9.3.2 v SIST EN 1992-1-1:2005, je pri ploščah z debelino večjo od 200 mm, med katere spada tudi obravnavana, po spodnjem postopku potrebno preveriti še odpornost na strig.

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

V zgornji enačbi je $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$ reducirana natezna trdnost betona, ^[6:2-46] $k = 1 +$

$\sqrt{\frac{200}{d [\text{mm}]}} \leq 2$ je koeficient višine prereza, ^[6:2-46] $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$ je delež ustrezno zasidrane vzdolžne armature, ^[6:2-46] $b_w = 1000$ mm je najmanjša širina med natezno armaturo in nevtralno osjo, ^[6:2-46] d je povprečna statična višina za ploščo manjše debeline, $f_{ck} = 25$ MPa je tlačna trdnost betona, ^[6:2-46] $v_{min} = 0,035 k^{2/3} f_{ck}^{1/2}$ je vplivni koeficient trdnostnega razreda betona ^[6:2-46] in $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd}$ je napetost zaradi tlačne osne sile. Izbira vrednosti $\sigma_{cp} = 0$ je na varni strani. ^[6:2-46]

$h_{pl} = 22 \text{ cm} :$

$$C_{Rd,c} = 0,12, d = 185 \text{ mm}, k = 1 + \sqrt{\frac{200}{185}} = 2,04 \leq 2 \rightarrow k = 2, \rho_l = \frac{257 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{1000 \cdot 185 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,0014 \leq$$

$$0,02 \rightarrow \rho_l = 0,014, v_{min} = 0,035 * 2^{\frac{2}{3}} 25^{\frac{1}{2}} = 0,495 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d = 67238,31 \frac{\text{N}}{\text{m}} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 91570,33 \frac{\text{N}}{\text{m}} \rightarrow$$

$$\rightarrow V_{Rd,c} = 91,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$h_{pl} = 28 \text{ cm} :$

$$C_{Rd,c} = 0,12, d = 245 \text{ mm}, k = 1 + \sqrt{\frac{200}{245}} = 1,90 \leq 2 \rightarrow k = 1,90, \rho_l = \frac{338 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{1000 \cdot 245 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,0014 \leq$$

$$0,02 \rightarrow \rho_l = 0,014, v_{min} = 0,035 * 1,90^{\frac{2}{3}} 25^{\frac{1}{2}} = 0,460 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d = 84553,62 \frac{\text{N}}{\text{m}} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 112599,40 \frac{\text{N}}{\text{m}} \rightarrow$$

$$\rightarrow V_{Rd,c} = 112,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

V primeru, ko je projektna prečna sila V_{Ed} manjša od odpornosti $V_{Rd,c}$, računski armatura ni potrebna in v skladu s podglavjem 9.2.2 iz SIST EN 1992-1-1:2005 uporabimo le minimalno stremensko armaturo. ^[6:2-46]

V programu SAFE^[4] sem odčital vrednosti prečnih sil. Na ploščni konstrukciji debeline $h_{pl} = 22 \text{ cm}$ (desno od dilatacije) je najmanj ugodna prečna sila $q_{xz} = 83,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, pripadajoča prečna sila q_{yz} pa znaša $32,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$. Prečna sila q_{max} je definirana kot

$$q_{max} = \sqrt{q_{xz}^2 + q_{yz}^2} = \sqrt{\left(83,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)^2 + \left(32,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)^2} = 89,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ in je v obravnavanem primeru}$$

nižja od $V_{Rd,c,22cm} = 91,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$. Pogoji sem preveril še za ploščno konstrukcijo debeline $h_{pl} = 28 \text{ cm}$

(levo od dilatacije), kjer je najmanj ugodna prečna sila $q_{xz} = 96,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, pripadajoča prečna sila q_{yz}

znaša $58,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, iz česar sledi $q_{max} = \sqrt{\left(96,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)^2 + \left(58,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)^2} = 111,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ in je v

obravnavanem primeru spet nižja od $V_{Rd,c,28cm} = 112,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$. Pogoji $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$ je izpolnjen.

Dodatna strižna armatura torej ni potrebna.

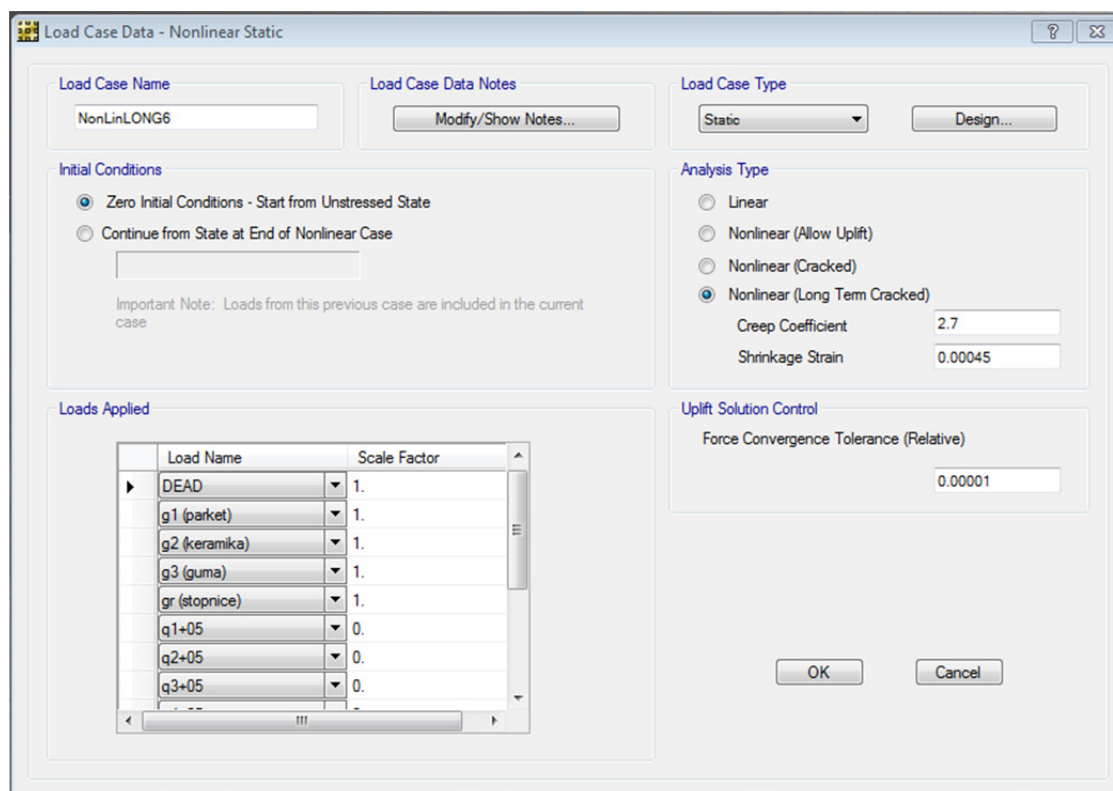
5 KONTROLA POVESOV IN ŠIRINE RAZPOK

Učinke krčenja in lezenja betona upoštevamo pri preverjanju mejnih stanj uporabnosti. Pojava sta časovno odvisna. ^[3: 2.3.2.2]

5.1 Lezenje betona

Na lezenje vplivajo predvsem starost betona ob nanosu obtežbe, vlaga, temperatura okolja, konsistenca in trdnostni razred betona, dimenzije betonskega prereza, delež cementnega kamna v betonu, trajanje obtežbe in velikost napetosti.^[6:2-8]

S programom SAFE^[4] lahko količnik lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ upoštevamo v vrstici »Creep Coefficient« v pogovornem oknu *Load Case Data (Load Cases > Modify/Show Case)* (slika 18) in sicer z izbiro tipa analize *Nonlinear (Long Term Cracked)*.

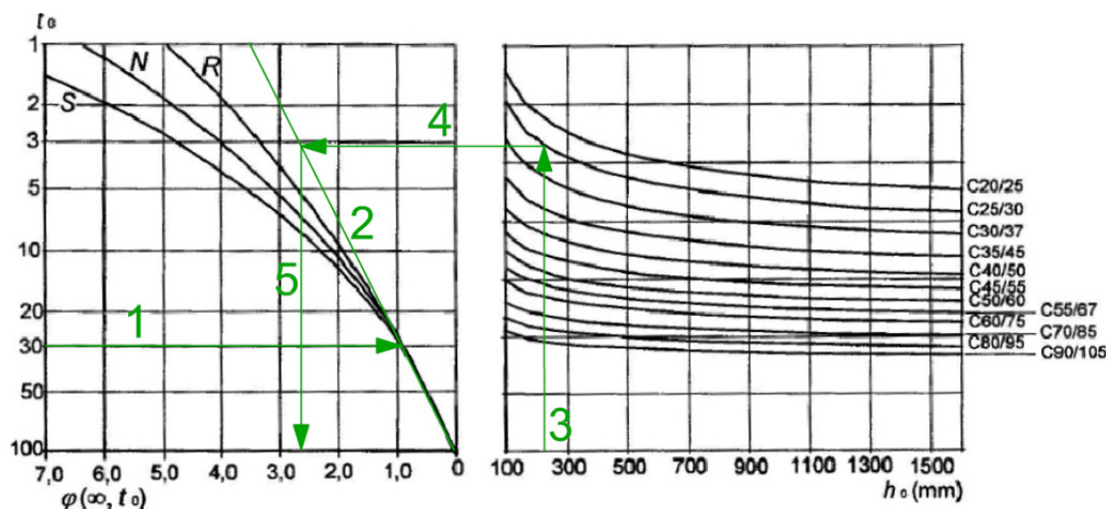


Slika 18: Pogovorno okno, v katerem se s programom SAFE^[4] upošteva količnik lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ ter končno vrednost krčenja betona $\varepsilon_{cs(\infty)}$

V podpoglavju 3.1.4 v SIST EN 1992-1-1:2005 so podani diagrami, s pomočjo katerih lahko odčitamo količnik linearnega lezenja betona $\varphi(\infty, t_0)$.

Za konstrukcije v suhem notranjem okolju je v SIST EN 1992-1-1:2005, slika 3.1, podan diagram (slika 19). Uporabljen cement je normalno vezoči (N), beton pa C25/30 in ga obremenimo v času $t_0 = 30$ dni.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 22 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}}{200 \text{ cm}} = 22 \text{ cm} = 220 \text{ mm}$$
 je nazivna velikost prečnega prereza, kjer je A_c ploščina prečnega prereza betona, u pa sušenju izpostavljeni obseg betona. Količnik lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ odčitamo po postopku, ki je prikazan na sliki 19.



Slika 19: Določitev količnika za linearno lezenje betona $\varphi(\infty, t_0)$.

Odčitana vrednost količnika linearnega lezenja za ploščo debeline 22 cm je $\varphi(\infty, 30 \text{ dni}) = 2,7$, za ploščo debeline 28 cm pa $\varphi(\infty, 30 \text{ dni}) = 2,5$.

5.2 Krčenje betona

Na krčenje betona vplivajo isti parametri kot pri lezenju betona, razen napetosti, ki na krčenje ne vplivajo.^[6:2-10]

S programom SAFE^[4] lahko končno vrednost krčenja betona $\varepsilon_{cs(\infty)}$ upoštevamo v vrstici »Shrinkage Strain« v pogovornem oknu *Load Case Data (Load Cases > Modify/Show Case)* (slika 18) z izbiro tipa analize *Nonlinear (Long Term Cracked)*.

Končna vrednost krčenja betona $\varepsilon_{cs(\infty)}$ se določi po standardu SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 3.1.4. Krčenje betona ε_{cs} se obravnava kot seštevek deformacij, ki so posledica avtogenega krčenja ε_{ca} in krčenja zaradi sušenja ε_{cd} .

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Končna vrednost deformacije $\varepsilon_{cd(\infty)}$ zaradi sušenja se določi po izrazu $\varepsilon_{cd(t)} = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$, kjer je $\beta_{ds}(t, t_s)$ funkcija časovnega krčenja zaradi sušenja, k_h pa koeficient nazivne velikosti prereza. Nazivna vrednost deformacije zaradi sušenja $\varepsilon_{cd,0}$ se za predpostavljeno relativno vlažnost okolja 50% odčita v SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica 3.2. Koeficient nazivne velikosti prereza k_h , ki je odvisen od h_0 , se dobi z interpolacijo vrednosti v SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica 3.3. Ker nas zanima vpliv krčenja v končnem času, velja $\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t-t_s}{(t-t_s)-0,04*\sqrt{h_0^3}} = 1$ za $t = \infty$.^[3:3.1.4]

$$h_0 = 22 \text{ cm:} \quad \varepsilon_{cd(\infty)} = k_h \varepsilon_{cd,0} = 0,83 * 0,000535 = 0,000444$$

$$h_0 = 28 \text{ cm:} \quad \varepsilon_{cd(\infty)} = k_h \varepsilon_{cd,0} = 0,77 * 0,000535 = 0,000412$$

Razvoj krčenja zaradi avtogenega krčenja je upoštevan z izrazom $\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty)$, kjer je $\beta_{as}(t)$ funkcija časovnega razvoja avtogenega krčenja. Ker nas zanima vpliv krčenja v končnem času, velja $\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) = 1$ za $t = \infty$.

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) * 10^{-6} = 0,0000375$$

kjer je $f_{ck} = 25$ MPa karakteristična tlačna trdnost betona.

Skupna deformacija zaradi sušenja za ploščo debeline 22 cm je $\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,000482$, za ploščo debeline 28 cm pa $\varepsilon_{cs}(\infty) = 0,000450$.

5.3 Kontrola povесov

Povesе omejiјo zato, da deformacija elementov oziroma konstrukcije ne bi vplivala na njeno nemoteno uporabo ali videz. Kot je določeno v SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 7.4.1, računski poves grede, konzole ali plošče pod vplivom navidezno stalne kombinacije vplivov ne sme preseгati 1/250 razpetine, zato da se videz in splošna uporabnost ne poslabšata. [3:7.4.1]

Omejitev računskih povesov v SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 7.4.1, na 1/500 razpetine zagotavlja, da se po končani gradnji ne poškodujejo predelne stene, zasteklitve, obloge, inštalacije in zaključni sloji. Pri določanju povesov se upošteva navidezno stalno kombinacijo vplivov. [3:7.4.1]

Mejno stanje se dokaže z omejitvijo razmerja med razpetano in statično višino plošče ali s primerjavo izračunanega povesa z mejno vrednostjo, v skladu s SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 7.4.3. [3:7.4.1]

Elementi konstrukcije, v katerih zaradi obremenitve ni presežena natezna trdnost betona, se obravnavajo kot nerazpokani. Kjer je natezna trdnost betona presežena, je merodajno neko vmesno stanje med nerazpokanim in popolnoma razpokanim prereзom. Deformacijski parameter α se oceni s spodnjim izrazom. [3:7.4.3]

$$\alpha = \zeta\alpha_{II} + (1 - \zeta)\alpha_I$$

kjer je α obravnavani deformacijski parameter, ki je lahko deformacija, ukrivljenost ali zasuk. Kot poenostavitev se lahko uporabi tudi poves. α_I je deformacijski parameter za nerazpokan prereз, α_{II} je deformacijski parameter za razpokan prereз, $\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2$ je razdelitveni koeficient, s katerim se upošteva sodelovanje betona pri prevzemu nateznih napetosti ($\zeta = 0$ za nerazpokane prereze), β je koeficient, ki upošteva vpliv trajanja obtežbe ($\beta = 1,0$ za enkratno kratkotrajno obtežbo, $\beta = 0,5$ pa za dolgotrajno ali ponavljajočo se obtežbo), σ_s je napetost natezne armature pri razpokanem prereзу, σ_{sr} je napetost natezne armature pri nerazpokanem prereзу v trenutku nastanka prve razpoke.

Namesto $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ se pri upogibu lahko uporabi tudi razmerje $\frac{M_{cr}}{M}$, pri čemer je M_{cr} upogibni moment, ki povzroči nastanek prve razpoke, M pa je moment pri navidezno stalni obtežni kombinaciji. [3:7.4.3]

V primerih, ko je prisoten pojav lezenja, se celotna deformacija, vključno z vplivom lezenja, izračuna z uporabo učinkovitega modula elastičnosti $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$. [3:7.4.3]

Ukrivljenost elementa zaradi krčenja $\frac{1}{r_{cs}}$ se določi po izrazu $\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs}\alpha_e \frac{S}{I}$, kjer je ε_{cs} deformacija zaradi neoviranega krčenja betona, S je statični moment prereза armature glede na težišče prereза, I je vztrajnostni moment prereза, $\alpha_e = E_{cm}/E_{c,eff}$. [3:7.4.3]

Program SAFE^[4] za izračun pomikov razpokanega prereza prav tako uporablja zgornji postopek, kar sledi iz primera EXAMPLE 16 v SAFE Verification^[8] priročniku. Z uporabo tega postopka sem na primeru prostoležečega nosilca izračunal pomike ter rezultate primerjal z odčitki iz programa SAFE^[4]. Izračun in primerjava rezultatov sta prikazana v dodatku A.

Program SAFE pri analizi pomikov izračuna ukrivljenost glede na pripadajoči upogibni moment za vsak končni element posebej in na podlagi teh podatkov nato izračuna še pomike. Ta metoda je bolj natančna, kot če se, tako kot v dodatku A, upošteva enak efektivni vztrajnostni moment po celotni dolžini nosilca. ^[8: 16-1]

V preglednici 13 sem nanizal odčitke največjih dejanskih pomikov v poljih konstrukcije. Pomike razpokanega prereza z upoštevanjem lezenja in krčenja je potrebno primerjati z dovoljenimi pomiki po končani gradnji, za katere velja omejitev, da ne smejo presežati 1/500 krajše razpetine polja. Rezultate sem tudi grafično prikazal (diagram 1).

Preglednica 13: Največji dejanski in dovoljeni mejni pomiki v poljih obravnavane konstrukcije

	Pomik nerazpokanega prereza brez upoštevanja lezenja in krčenja [mm]	Pomik razpokanega prereza brez upoštevanja lezenja in krčenja [mm]	Pomik razpokanega prereza z upoštevanjem lezenja in krčenja [mm]	Dovoljeni pomik po končani gradnji glede na SIST EN 1992-1-1:2005 [mm]
Polje 1	3,94	5,17	14,93	17,40
Polje 2	2,98	3,90	12,88	17,40
Polje 3	4,41	5,74	17,03	18,00
Polje 4	2,04	2,18	7,37	12,10
Polje 5	2,58	2,68	10,71	15,00
Polje 6	0,03	0,03	0,13	4,20
Polje 7	0,02	0,02	0,51	7,00
Polje 8	2,63	2,72	10,71	15,00

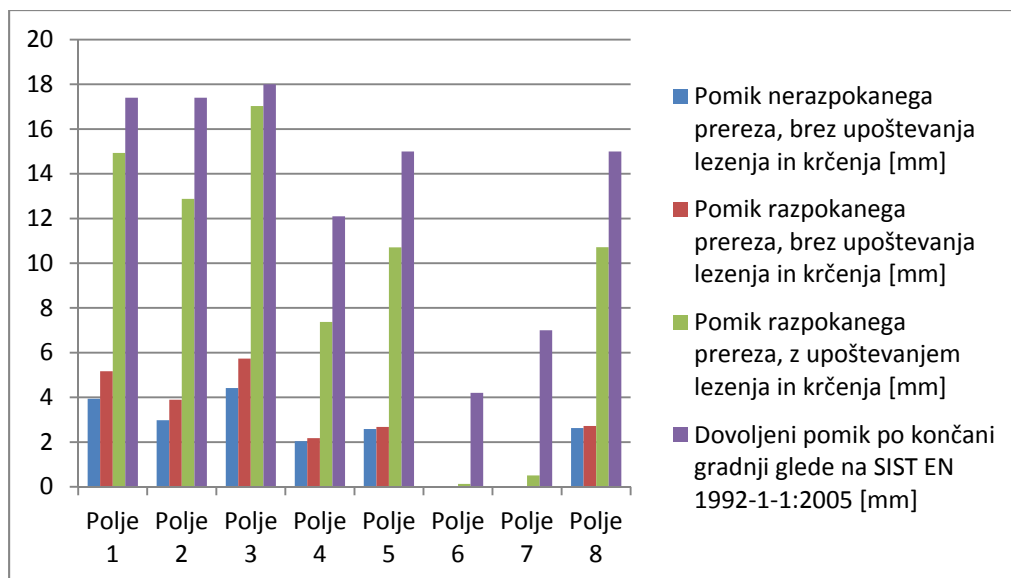


Diagram 1: Diagram največjih dejanskih in dovoljenih mejnih pomikov v poljih obravnavane konstrukcije

Kot prikazujeta preglednica 13 in diagram 1, so vsi pomiki znotraj mejnih vrednosti.

5.4 Kontrola širine razpok

Razpoke omejimo zato, da se izognemo pojavitvi nesprejemljivega videza konstrukcije ter da se ne poslabšajo normalne funkcije ali trajnost konstrukcije. Zadošča, da jih omejimo glede na njihovo največjo dovoljeno računsko širino w_{max} , ki je podana glede na stopnjo agresivnosti okolja in vrsto konstrukcije v SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica 7.1N. ^[3: 7.3.1]

Največja dovoljena računška širina razpok w_{max} za armiranobetonске elemente in razred izpostavljenosti XC1 znaša 0,4 mm.

Širino razpok w_k se izračuna v skladu s SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 7.3.4, in ne sme presežati w_{max} .

$$w_k = s_{rmax}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

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

kjer je $k_t = 0,4$ faktor odvisen od trajanja obtežbe (0,4 za dolgotrajno; 0,6 za kratkotrajno obtežbo), ^[3:7.3.4] $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$ je razmerje elastičnih modulov, ^[3:7.3.4] $\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ je učinkovita stopnja armiranja nateznega betona, ^[6:2-65] A_s je prerez armature na tekoči meter za MSN, $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ je natezna trdnost betona v času nastanka prve razpoke. V primeru, da beton ni dosegel starosti 28 dni, je $f_{ct,eff}$ manjši od f_{ctm} . ^[3:7.3.2] σ_s je absolutna vrednost največje dovoljene napetosti armature takoj po nastanku razpoke. ^[3:7.3.2] Za pravokoten prerez in enojno armiranje velja: $M_{Ed} = \sigma_s A_s \left(d - \frac{x}{3} \right) \rightarrow$

$$\sigma_s = \frac{3 M_{Ed}^{n.s.k.v.}}{A_s(3d-x)} \quad [6: 2-154]$$

Iz SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica 7.1N, sledi da se projektni moment $M_{Ed}^{n.s.k.v.}$ izračuna glede na navidezno stalno kombinacijo vplivov. V SIST EN 1990:2004, preglednica A.1.1, so navedeni faktorji $\Psi_{2,i}$. Za kategorijo konstrukcije C odčitam faktor $\Psi_{2,i} = 0,6$.^{[1], [3]}

$$s_r = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 233 \text{ mm}$$

kjer je $k_1 = 0,8$ odvisen od pogojev sidranja (0,8 za palice z dobro sprijemnostjo; 1,6 za palice z gladko površino).^[3:7.3.4] $k_2 = 0,5$ ker gre za upogib. Pri čistem nategu je k_2 enak 1,0, v primeru ekscentričnosti pa velja $k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \varepsilon_1}$.^[3:7.3.4] $k_3 = 3,4$ je priporočena vrednost podana v nacionalnem dodatku.^[3:7.3.4] $k_4 = 0,425$ je priporočena vrednost podana v nacionalnem dodatku.^[3:7.3.4] c je krovni sloj betona. ϕ je prerez vzdolžne armature.

V preglednici 14 so zabeležene širine razpok v kritičnih točkah, odčitane v programu SAFE^[4]. Kot je razvidno iz diagrama 2, dejanske vrednosti ne presegajo mejne.

Preglednica 14: Največja dejanska širina razpok v poljih in robovih obravnavane konstrukcije

Polje	Širina razpok [mm]	8	0.168	6-8	0.160	I-5	0.160
1	0.209	1-2	0.183	7-8	0.160	G-5	0.119
2	0.204	2-3	0.192	A-1	0.149	G-7	0.019
3	0.211	4-5	0.156	D-3	0.151	G-8	0.134
4	0.164	4-6	0.150	II-1	0.141	VI-8	0.161
5	0.163	4-8	0.159	II-2	0.112	F-8	0.160
6	0.008	5-6	0.145	II-3	0.177	stop-4	0.100
7	0.023	5-7	0.160	E-4	0.156		
		6-7	0.032	I-4	0.141		

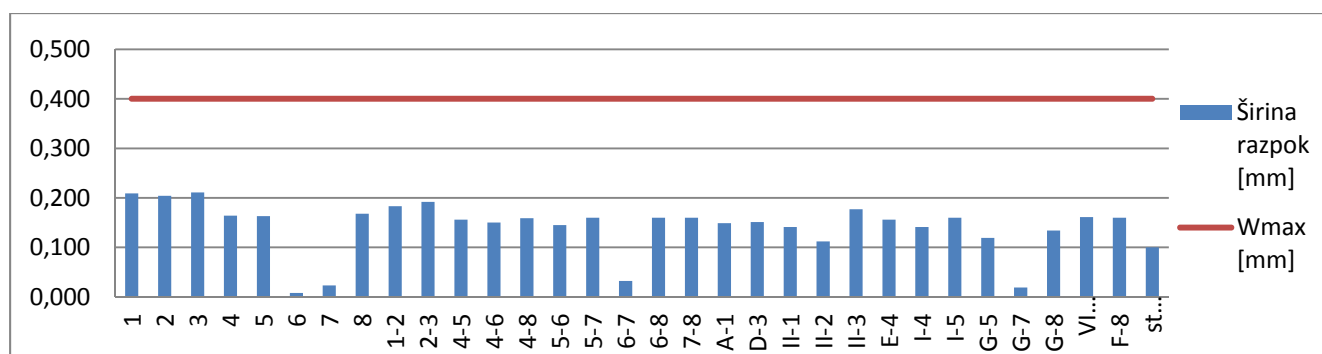


Diagram 2: Dejanska širina razpok v primerjavi z mejno w_{max}

Kot sledi iz primera EXAMPLE 17 v SAFE Verification^[8] priročniku, tudi program SAFE^[4] določi širino razpok na podlagi postopka opisanega v tem poglavju. Z uporabo tega postopka sem na primeru prostoležečega nosilca izračunal razpoke ter rezultate primerjal z odčitki iz programa SAFE^[4]. Izračun ter primerjava rezultatov sta prikazana v dodatku A.

6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi sem analiziral in dimenzioniral armiranobetonsko ploščno konstrukcijo četrte etaže Osnovne šole Elvire Vatovec v Pradah. Na podlagi geometrije ploščne konstrukcije sem v programu SAFE^[4] pripravil model za analizo. Po tem, ko sem določil obtežbe, ki delujejo na konstrukcijo, sem, s programom SAFE^[4], preveril mejna stanja nosilnosti in uporabnosti. V 4. poglavju sem opisal postopek dimenzioniranja armature s programom SAFE^[4], ponovil postopek določanja armature »pešč« (z uporabo programa Excel) ter primerjal rezultate. Ugotovil sem, da pride do manjših odstopanj teh rezultatov in je uporaba programa SAFE^[4] za izračun potrebne količine natezne armature torej zanesljiva. V istem poglavju sem kot rezultat analize mejnih stanj nosilnosti v preglednici 8 prikazal potrebne prereze armature na podlagi katerih sem izrisal armaturne načrte za spodnjo in zgornjo natezno armaturo. Preveril sem še pogoj odpornosti konstrukcije na strig in ugotovil, da za strižno armiranje zadostuje minimalna stremenska armatura. Pri analizi pomikov ob upoštevanju lezenja in krčenja sem ugotovil, da bo potrebno za ploščo levo od dilatacije začetno predpostavljeno višino 22 cm povečati na 28 cm, kar sem tudi storil. V dodatku A sem za prostoležeči nosilec izračunal povesi in širine razpok na dva načina (po metodi iz SIST EN 1992-1-1:2005^[3] ter s pomočjo programa SAFE^[4]) in jih primerjal. Kot je vidno v preglednici A.1 je odstopanje rezultatov izredno majhno. Uporaba programa SAFE^[4] za izračun mejnih stanj uporabnosti je torej zanesljiva.

Pri pisanju diplomske naloge sem uporabljal znanje, ki sem ga pridobil pri Betonskih konstrukcijah I in II, Masivnih konstrukcijah, Trdnosti, Statiki linijskih konstrukcij ter Ploskovnih konstrukcijah. Uporabljal sem programe Excel, AutoCAD in SAFE ter pridobival informacije v Evrokodih in drugih virih. Mislim, da sem se z uporabo in združevanjem tega znanja ter s pridobivanjem novega veliko naučil ter obnovil veliko tistega znanja, ki sem ga pridobil na prvi stopnji študija gradbeništva.

7 VIRI

- [1] SIST EN 1990:2004: Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo
- [2] SIST EN 1991-1-1:2004: Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. Del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo
- [3] SIST EN 1992-1-1:2005: Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. Del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo
- [4] SAFE Standard version 12.3.2. 2010. Berkeley, Computers & Structures, Inc.
- [5] Reinforced Concrete Slabs (2nd ed.). John Wiley & Sons
- [6] Beg, D. (ur.), Pogačnik A. (ur.) 2011. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije
- [7] SAFE Key Features and Terminology. 2009. Berkeley, Computers & Structures, Inc
- [8] SAFE Verification. 2009. Berkeley, Computers & Structures, Inc
- [9] Kalny, O., Napier J. Range-add load combination. CSI Knowledge Base. 2014.
<https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Range-add+load+combination> (Pridobljeno 7. 8. 2015.)

Ostali viri

Artigo - Stairs Fullstep. 2012. EFCOM d.o.o.. <http://www.efcom.si/talne-obloge-iz-gume-stairs-fullstep> (Pridobljeno 7. 8. 2015.)

Autodesk AutoCAD 2014. 2013. San Rafael, Autodesk, Inc.

Farmer D. Tile and Adhesive Weight Per sq metre. 2012. <http://www.scribd.com/doc/91713808/Tile-and-Adhesive-Weight-Per-Square-Metre-Weight-Per-Sq-Metre> (Pridobljeno 7. 8. 2015.)

Gostota lesa. 2015. Mizarstvo Hrovat Marko Hrovat s.p.. <http://hrovat.net/o-lesu/gostota-lesa/> (Pridobljeno 7. 8. 2015.)

Izolacija predelnih sten. 2009. URSA GLASSWOOL®.
http://www.topdom.si/files/www.topdom.si/01_ponudba/katalogi/katalog_ursa_izolacija_predelnih_sten.pdf (Pridobljeno 7. 8. 2015.)

Lightweight Screed. 2012. Tarmac Building Products Ltd.
<http://www.pozament.co.uk/products/lightweight-screed/> (Pridobljeno 7. 8. 2015.)

Mreže. 2009. Pittini Kovinar. <http://www.kovinar.pittini.it/sl/prodotti/reti/> (Pridobljeno 7. 8. 2015.)

PE-folija. 2015. LOGOCLIC®. <http://www.logoclic.info/sl-pe-folie> (Pridobljeno 7. 8. 2015.)

Stropni in podstrešni sistemi. 2013. Knauf Ljubljana d.o.o.. <http://www.knauf.si/tehnici-listi/stropni-in-podstresni-sistemi/> (Pridobljeno 7. 8. 2015.)

Talne obloge iz gume. 2012. EFCOM d.o.o.. <http://www.efcom.si/talne-obloge-iz-gume> (Pridobljeno 7. 8. 2015.)

Toplotne izolacije - stiropor. 2015. FRAGMAT TIM d.d.. <http://www.fragmat.si/slo/index.htm>

(Pridobljeno 7. 8. 2015.)

SEZNAM DODATKOV

DODATEK A: Primerjava povosov in širin razpok, izračunanih po SIST EN 1992-1-1:2005, z rezultati programa SAFE

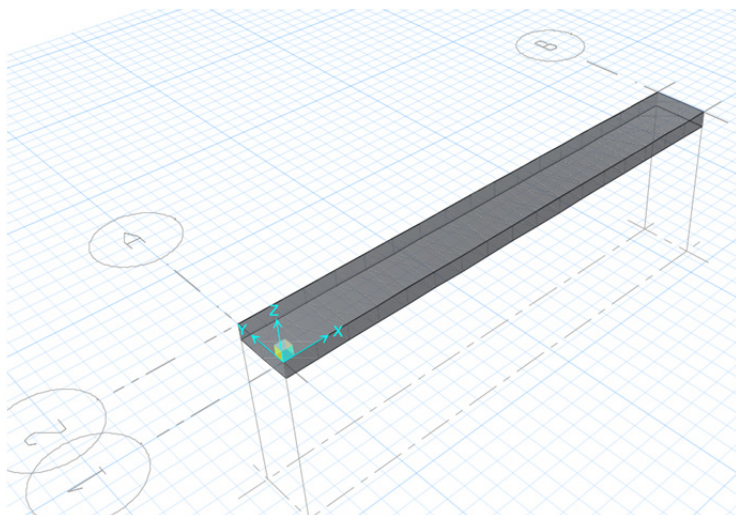
DODATEK B: Načrt geometrije analizirane plošče in podpore (Merilo 1:120)

DODATEK C: Načrt spodnje natezne armature (Merilo 1:120)

DODATEK D: Načrt zgornje natezne armature (Merilo 1:120)

DODATEK A: PRIMERJAVA POVESOV IN ŠIRIN RAZPOK, IZRAČUNANIH PO SIST EN 1992-1-1:2005, Z REZULTATI PROGRAMA SAFE

A.1 Opis modela



Slika A.1: Model nosilca v programu SAFE^[4]

Obraevavani element je prostoležeči nosilec z naslednjimi podatki:

$$h = 0,28 \text{ m}, b = 1,00 \text{ m}, L = 8,70 \text{ m}, q = 3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, g = 8,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$E_c = 3100 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}, f_{ck} = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}, f_{ctm} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}, \varphi(\infty, t_0) = 2,7, \varepsilon_{cs}(\infty) = 0,000482,$$

$$E_s = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}, a = 2,9 \text{ cm}, \Phi = 18 \text{ mm}, c = 2 \text{ cm},$$

program SAFE določi armaturo $A_s = 20,44 \text{ cm}^2$, nosilec je razdeljen na končne elemente s stranicami dolgimi 0,5 m.

A.2 Kontrola pomikov

Za kontrolo pomikov po SIST EN 1992-1-1:2005 uporabimo navidezno stalno kombinacijo vplivov. Za stavbe C kategorije se upošteva $\psi_{2,i} = 0,6$.

$$q_{Ed} = g + \psi_{2,i} * q = 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0,11 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

A2.1 Izračun pomika v času nanosa obtežbe

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6,45$$

$$I_1 = \alpha_e * A_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 + \frac{b * h^3}{12} = 199183 \text{ cm}^4$$

$$w_I = \frac{5 * l^4 * q_{Ed}}{384 * E_{cm} * I_1} = 0,1329 \text{ cm}$$

$w_I = 1,329 \text{ mm}$ je pomik na sredini nerazpokanega elementa.

$$d = h - a = 25,1 \text{ cm}$$

$$x = \frac{-2\alpha_e * A_s + \sqrt{\alpha_e * (8 * b * A_s * d + 4 * \alpha_e * A_s^2)}}{2b} = 6,924 \text{ cm}$$

$$I_2 = \alpha_e * A_s (d - x)^2 + \frac{b * x^3}{3} = 54635 \text{ cm}^4$$

$$w_{II} = \frac{5 * l^4 * q_{Ed}}{384 * E_{cm} * I_2} = 0,4845 \text{ cm}$$

$w_{II} = 4,845 \text{ mm}$ je pomik na sredini popolnoma razpokanega elementa.

$$W = \frac{b * h^2}{6} = 13066,7 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = f_{ctm} * W = 3397,33 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed}^{n.s.k.v.} = \frac{l^2 * q_{Ed}}{8} = 10407,4 \text{ kNcm}$$

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}^{n.s.k.v.}} \right)^2 = 0,893 \text{ pri } \beta = 1 \text{ za kratkotrajno obtežbo}$$

Pomik na sredini razpokanega prereza brez upoštevanja krčenja in lezenja znaša $w = (1 - \zeta)w_I + \zeta * w_{II} = 4,470 \text{ mm}$.

A.2.2 Izračun pomika v limitnem času ob upoštevanju lezenja in krčenja betona

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = 837,84 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 23,87$$

$$I_1 = \alpha_e * A_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 + \frac{b * h^3}{12} = 243056 \text{ cm}^4$$

$$w_I = \frac{5 * l^4 * q_{Ed}}{384 * E_{c,eff} * I_1} = 0,4029 \text{ cm}$$

$w_I = 4,029 \text{ mm}$ je pomik na sredini nerazpokanega elementa ob upoštevanju učinka lezenja.

$$d = h - a = 25,1 \text{ cm}$$

$$x = \frac{-2\alpha_e * A_s + \sqrt{\alpha_e * (8 * b * A_s * d + 4 * \alpha_e * A_s^2)}}{2b} = 11,515 \text{ cm}$$

$$I_2 = \alpha_e * A_s (d - x)^2 + \frac{b * x^3}{3} = 140950 \text{ cm}^4$$

$$w_{II} = \frac{5 * l^4 * q_{Ed}}{384 * E_{cm} * I_2} = 0,6948 \text{ cm}$$

$w_{II} = 6,948 \text{ mm}$ je pomik na sredini popolnoma razpokanega elementa ob upoštevanju učinka lezenja.

$$M_{cr} = 3397,33 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed}^{n.s.k.v.} = 10407,4 \text{ kNcm}$$

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}^{n.s.k.v.}} \right)^2 = 0,947 \text{ pri } \beta = 0,5 \text{ za kratkotrajno obtežbo}$$

Pomik na sredini razpokanega prereza ob upoštevanju učinka lezenja znaša $w_L = (1 - \zeta)w_I + \zeta * w_{II} = 6,793 \text{ mm}$.

$$S_1 = A_s \left(\frac{h}{2} - a \right) = 226,91 \text{ cm}^3$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 23,87$$

$$\kappa_1 = \frac{1}{r_{cs}} = \frac{\alpha_e * \varepsilon_{cs}(\infty) * S_1}{I} = 0,00001074$$

$$x = 11,515 \text{ cm}$$

$$S_2 = A_s (d - x) = 277,71 \text{ cm}^3$$

$$\kappa_2 = \frac{1}{r_{cs}} = \frac{\alpha_e * \varepsilon_{cs}(\infty) * S_2}{I} = 0,00002267$$

$$\kappa = \kappa_1 (1 - \zeta) + \kappa_2 * \zeta = 0,00002203$$

Pomik na sredini razpokanega prereza zaradi učinka krčenja znaša $w_K = \frac{\kappa * l^2}{8} = 0,2085 \text{ cm} = 2,085 \text{ mm}$.

Pomik v limitnem času ob upoštevanju učinkov lezenja in krčenja betona znaša:

$$w = w_L + w_K = 8,878 \text{ mm}$$

Po SIST EN 1992-1-1:2005, podpoglavje 7.4.1, velja za povese po končani gradnji za navidezno stalno kombinacijo vplivov omejitev povesev na 1/500 razpetine, če ni posebnih zahtev.

$$w = 8,878 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 17,4 \text{ mm}$$

A.3 Kontrola širine razpok

Za kontrolo širine razpok iz SIST EN 1992-1-1:2005, preglednica 7.1N, sledi, da se za armiranobetonske elemente uporabi navidezno stalna kombinacija vplivov. Za stavbe C kategorije se upošteva $\psi_{2,i} = 0,6$.

$$q_{Ed} = g + \psi_{2,i} * q = 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0,11 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.45$$

$$M_{Ed}^{n.s.k.v.} = \frac{l^2 * q_{Ed}}{8} = 10407,4 \text{ kNcm}$$

$$x = \frac{-2\alpha_e * A_s + \sqrt{\alpha_e * (8 * b * A_s * d + 4 * \alpha_e * A_s^2)}}{2b} = 6,924 \text{ cm}$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d), \frac{h - x}{3}, \frac{h}{2} \right\} = 7,025 \text{ cm}$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 702,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{3 M_{Ed}^{n.s.k.v.}}{A_s(3d - x)} = 22,34 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k_t = 0,4; \rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0,0291; f_{ct,eff} = f_{ctm} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}}{E_s} = 0,000905 \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,000670$$

Merodajna razlika povprečnih deformacij armature in betona med sosednjima razpokama znaša $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,000905$.

$$s_r = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}} = 233,005 \text{ mm}$$

$k_1 = 0,8$ je odvisen od pogojev sidranja (0,8 za palice z dobro sprijemnostjo; 1,6 za palice z gladko površino).

$k_2 = 0,5$ ker gre za upogib. Pri čistem nategu je k_2 enak 1,0, v primeru ekscentričnosti pa velja

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \varepsilon_1} \quad [3:7.3.4]$$

$k_3 = 3,4$ je priporočena vrednost podana v nacionalnem dodatku. ^[3:7.3.4]

$k_4 = 0,425$ je priporočena vrednost podana v nacionalnem dodatku. ^[3:7.3.4]

c je krovni sloj betona.

Φ je prerez vzdolžne armature.

$$w_k = s_{rmax}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 173,16 * 0,000905 = 0,157 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

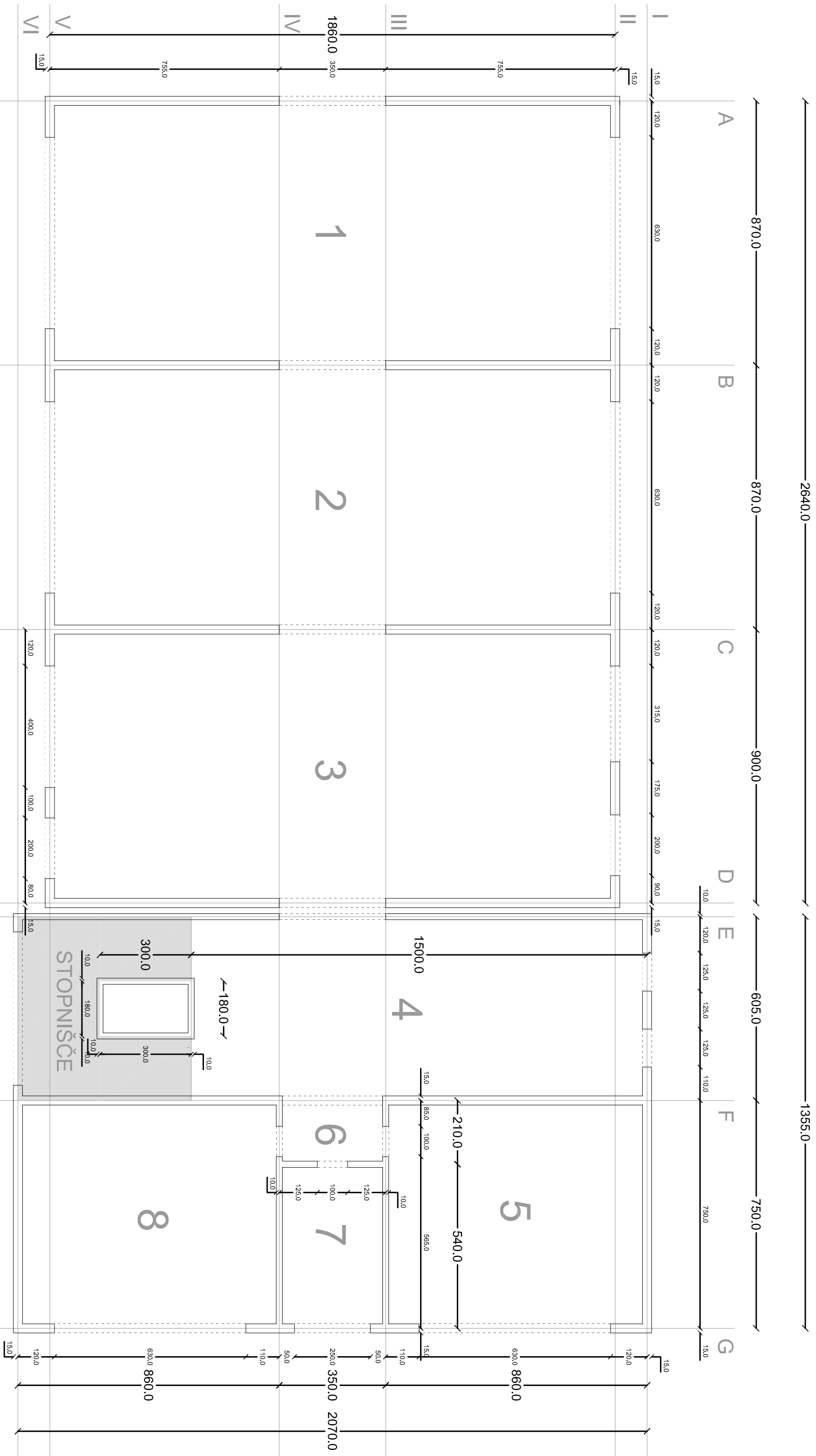
$w_{max} = 0,4$ mm je največja dovoljena računsko širina, ki je podana glede na stopnjo agresivnosti okolja in vrsto konstrukcije v preglednici 7.1N v SIST EN 1992-1-1:2005. ^[3:7.3.1]

A.4 Primerjava rezultatov

Preglednica A.1: Primerjava rezultatov za prerez na sredini obravnavanega nosilca

	SAFE rezultati	Izračun z uporabo metode opisane v SIST EN 1992-1-1:2005	Odstopanje rezultatov
Pomik nerazpokanega prereza brez upoštevanja lezenja in krčenja [mm]	1,444 mm	1,329 mm	8,65%
Pomik v času nanosa obtežbe brez upoštevanja lezenja in krčenja	4,602 mm	4,470 mm	2,95%
Pomik v limitnem času z upoštevanjem lezenja in krčenja	9,031 mm	8,878 mm	1,72%
Širina razpoke w_k	0,157 mm	0,157 mm	0,00%

Kot je vidno v preglednici A.1 je odstopanje rezultatov izredno majhno. Uporaba programa SAFE^[4] za izračun mejnih stanj uporabnosti je torej zanesljiva.



DODATEK B: Geometrija plošče in podpore

MERILO:

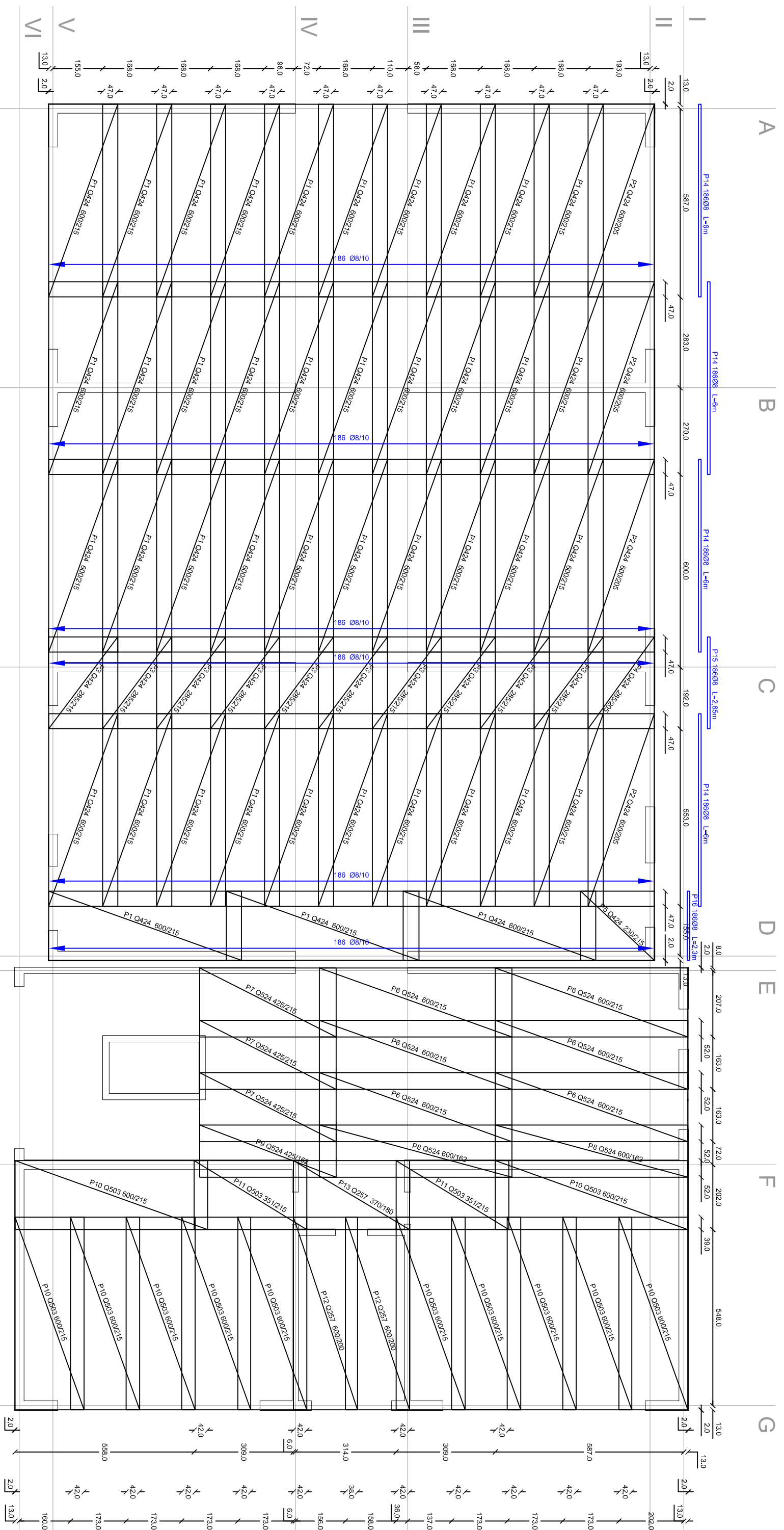
1:120

NARISAL:

Jan Cunja

DATUM:

13.8.2015



ARMATURNE MREŽE

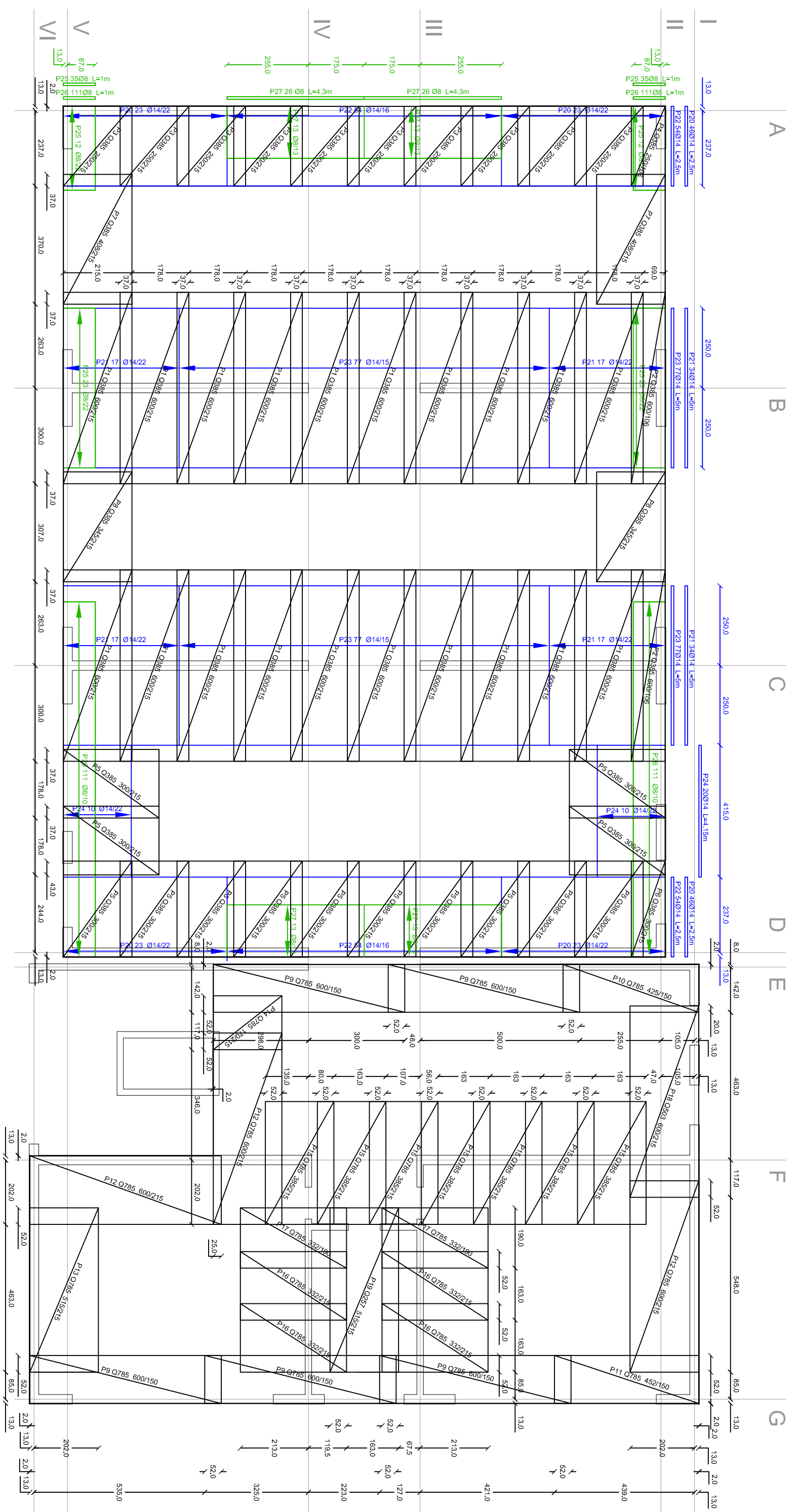
POZICIJA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
OZNAKA	Q424	Q424	Q424	Q424	Q425	Q524	Q524	Q524	Q524	Q503	Q503	Q257	Q257
DIMENZIJE [cm]	600/215	600/205	285/215	285/205	230/215	600/215	425/215	600/162	425/162	600/215	351/215	600/200	370/180
ŠT. KOSOV	43	4	10	1	1	6	3	2	1	12	2	1	
φ/a [mm/cm]	9/15	9/15	9/15	9/15	9/15	10/15	10/15	10/15	10/15	8/10	8/10	7/15	7/15

ARMATURNE PALICE

POZICIJA	14	15	16
PREMER [mm]	8	8	8
DOLŽINA [cm]	600	285	230
ŠT. KOSOV	558	186	186

DODATEK C: Spodnja natezna armatura

MERILO:	1:120	NARISAL:	Jan Cunja
DATUM:	13.8.2015		



ARMATURNE MREŽE

POZICIJA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
OZNAKA	Q385	Q385	Q385	Q385	Q385	Q385	Q385	Q385	Q785	Q785	Q785	Q785	Q785	Q785	Q785	Q785	Q785	Q503	Q275
DIMENZIJE [cm]	600/215	600/106	250/215	250/106	300/215	300/106	408/215	345/215	600/150	425/150	452/150	600/215	515/215	170/215	385/215	332/215	332/190	600/215	515/215
ŠT. KOSOV	20	2	10	1	14	1	2	2	5	1	1	3	1	1	7	4	2	1	1
φ/a [mm/cm]	7/110	7/110	7/110	7/110	7/110	7/110	7/110	7/110	10/110	10/110	10/110	10/110	10/110	10/110	10/110	10/110	10/110	8/110	7/115

ARMATURNE PALICE

POZICIJA	20	21	22	23	24	25	26	27
PREMER [mm]	14	14	14	14	14	8	8	8
DOLŽINA [cm]	250	500	250	500	415	100	100	430
ŠT. KOSOV	92	68	108	154	20	70	222	52

DODATEK D: Zgornja natezna armatura

MERILO:	1:120	NARISAL:	Jan Cunja
DATUM:	13.8.2015		