

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 izvorna različica zaključnega dela.

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

Košmrlj, A., 2014. Analiza in dimenzioniranje rebričastih plošč. Diplomski nalogi. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Brank, B.): 134 str.

Datum arhiviranja: 05-11-2014

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Košmrlj, A., 2014. Analiza in dimenzioniranje rebričastih plošč. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Brank, B.): 134 pp.

Archiving Date: 05-11-2014

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

ALEŠ KOŠMRLJ

**ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE REBRIČASTIH
PLOŠČ**

Diplomska naloga št.: 3405/KS

ANALYSIS AND DESIGN OF RIBBED SLABS

Graduation thesis No.: 3405/KS

Mentor:

prof. dr. Boštjan Brank

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Član komisije:

izr. prof. dr. Violeta Bokan-Bosiljkov

prof. dr. Tatjana Isaković

Ljubljana, 24. 10. 2014

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Aleš Košmrlj izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Analiza in dimenzioniranje rebričastih plošč.«

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 1. 10. 2014

Aleš Košmrlj

BIBLIOGRASKO–DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.072.1:624.073(497.4)(043.2)
Avtor:	Aleš Košmrlj
Mentor:	prof. dr. Boštjan Brank
Naslov:	Analiza in dimenzioniranje rebričastih plošč
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	134 str., 28 pregl., 82 sl., 38 en.
Ključne besede:	reبریčasta plošča, kasetrirana plošča, plošče, armirano betonske konstrukcije, računski modeli

Izveček:

V diplomskem delu je prikazan nabor možnih zasnov za medetažno armirano betonsko ploščno konstrukcijo. Podrobneje so obravnavane rebričaste plošče - tako kasetirane kot rebraste. Za rebričaste plošče je prikazano: kdaj se lahko uporabijo, kakšen je potek projektiranja, kako se pripravi model v programu za analizo po metodi končnih elementov in kako poteka dimenzioniranje. Primerjamo nekaj računskih modelov za rebričaste plošče, prikažemo vpliv medosne oddaljenosti reber na odziv celotne ploščne konstrukcije in analiziramo različne sisteme rebričastih plošč s pasovnimi nosilci in spuščeni paneli. Podane so prednosti in slabosti rebričastih plošč v primerjavi z gladkimi ploščami.

BIBLIOGRAPHIC–DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.072.1:624.073(497.4)(043.2)
Author:	Aleš Košmrlj
Supervisor:	prof. Boštjan Brank, Ph.D.
Title:	Analysis and design of ribbed slabs
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Notes:	134 p., 28 tab., 28 fig., 38 eq.
Key words:	ribbed slab, waffle slab, slabs, reinforced concrete structures, analysis model

Abstract:

This graduation thesis comprises the range of possible design solutions for reinforced concrete slab structures with an emphasis on the ribbed and the waffle slabs. The scope of an application of such slabs has been shown, along with the design process, and preparation of a numerical model for the finite element analysis. The comparison of computational models for ribbed slabs has been made and the influence of different distances between ribs on the entire structure has been analysed. A comparison of different systems of ribbed slabs with band beams and drop panels has been made. The advantages and disadvantages of ribbed and waffle have been discussed in comparison to flat slabs.

ZAHVALA

Za pomoč pri izdelavi diplomskega dela se zahvaljujem mentorju prof. dr. Boštjanu Branku.

Zahvaljujem pa se tudi staršem za vso podporo v času študija, še zlasti pa v času priprave diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

UVOD	1
1 PLOŠČA KOT KONSTRUKCIJSKI ELEMENT	2
1.1 Definicija plošče	2
1.2 Delovanje plošče	2
1.3 Notranje sile v plošči	3
1.4 Delitev plošč	3
1.4.1 Enosmerna nosilna plošča	3
1.4.2 Dvosmerno nosilna plošča	4
2 SISTEMI PLOŠČ	6
2.1 Enosmerno nosilna plošča	9
2.2 Enosmerno nosilna plošča s pasovnimi nosilci	12
2.3 Enosmerno nosilna rebrasta plošča	14
2.4 Enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci	17
2.5 Enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino	19
2.6 Dvosmerna nosilna plošča	21
2.7 Kasetirana plošča	24
2.8 Kasetirana plošča s pasovnimi nosilci	27
2.9 Plošča na stebrih	29
2.10 Plošča na stebrih s kapiteli in ali spuščeni paneli	32
2.11 Kasetirana plošča na stebrih	34
2.12 Primerjava sistemov plošč	36
3 KONSTRUIRANJE PLOŠČ	38
3.1 Cilji konstruiranja	38
3.2 Okvirne zahteve Evrokod standardov	38
3.3 Varnost proti poružitvi	38
3.4 Deformiranost plošče	39
3.5 Omejitve razpok	39
3.6 Vibracije	40
3.7 Konzolne plošče	40
3.8 Kontinuirane plošče preko več polj	41
3.9 Prednapete plošče	42
3.10 Plošče z večjimi razponi	42
3.11 Krčenje in lezenje	43
3.12 Koraki pri konstruiranju plošče	44
4 KONSTRUIRANJE REBRIČASTIH PLOŠČ PO EVROKOD STANDARDIH	46
4.1 Projektiranje na mejna stanja	46
4.2 Računska analiza konstrukcije	46
4.3 Projektne vrednosti vplivov	47
4.4 Projektne vrednosti lastnosti materiala	48
4.5 Projektne vrednosti učinkov vplivov in projektna odpornost	49
4.6 Mejna stanja nosilnosti	50
4.7 Mejna stanja uporabnosti	50

5	IZBIRA ZAČETNIH DIMENZIJ REBRIČASTIH PLOŠČ	52
5.1	Požarna odpornost	52
5.1.1	Požarna odpornost vpetih rebrastih plošč nosilnih v dveh smereh	52
5.1.2	Požarna odpornost prostoležečih rebrastih plošč nosilnih v dveh smereh	54
5.1.3	Požarna odpornost rebrastih plošč nosilnih v eni smeri	54
5.1.3.1	Požarna odpornost reber prostoležečih rebrastih plošč nosilnih v eni smeri	55
5.1.3.2	Požarna odpornost reber vpetih rebrastih plošč nosilnih v eni smeri	55
5.1.3.3	Plošča oziroma pasnica pri enosmerno nosilni rebrasti plošči	57
5.1.4	Trajnost in krovni sloj betona	57
6	MODELIRANJE IN ANALIZA REBRIČASTIH PLOŠČ	58
6.1	Sodelujoča širina reber	58
6.2	Linearna elastična analiza	59
6.3	Prerazporeditev momentov	60
6.4	Nelinearna analiza	60
7	RAZLIČNI MODELI ZA REBRASTE IN KASETIRANE PLOŠČE	61
7.1	Modelirani plošči	61
7.2	Model iz linijskih nosilcev	62
7.3	Kombiniran model iz linijskih nosilcev in plošče	64
7.4	Enakovredna gladka plošča	66
7.5	Primerjava rezultatov	67
8	PRIMERJAVA VPLIVA MEDOSNIH ODDALJENOSTI REBER	75
8.1	Modelirane plošče	75
8.2	Primerjava rezultatov	79
9	PRIMERJAVA RAZLIČNIH SISTEMOV REBRIČASTIH PLOŠČ	84
9.1	Modelirani sistemi rebričastih plošč	84
9.2	Primerjava rezultatov	90
10	ZAKLJUČEK	108
	VIRI	110
	DODATEK: DOLOČITEV DOLGOTRAJNIH POMIKOV Z PROGARAMOM SAFE V SKLADU Z EVROKOD STANDARDI	118

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Širina stebrov, širina nosilcev in višina nosilcev	7
Preglednica 2: Širina in višina pasovnih nosilcev	7
Preglednica 3: Širina in višina spuščениh panelov	8
Preglednica 4: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe EN 1990 A.1.2.2 [20]	47
Preglednica 5: Koristne obtežbe na ploščah stavb EN 1991 6.3.1.2 [25]	48
Preglednica 6: Najmanjše dimenzije in osna oddaljenost armature vpetih rebričastih plošč nosilnih v dveh smereh [45]	53
Preglednica 7: Najmanjše dimenzije in osna oddaljenost armature prostoležečih rebričastih plošč nosilnih v dveh smereh [47]	54
Preglednica 8: Najmanjše dimenzije in osna oddaljenost armature reber prostoležečih rebričastih plošč nosilnih v eni smeri [49]	55
Preglednica 9: Najmanjše dimenzije in osna oddaljenost armature reber vpetih rebričastih plošč nosilnih v eni smeri [52]	56
Preglednica 10: Najmanjše dimenzije in osna oddaljenost armature plošče pri enosmerno nosilni rebričasti plošči [53]	57
Preglednica 11: Vrednosti modifikacijskih faktorjev za posamezne primere	67
Preglednica 12: Vrednosti primerjave za enosmerno nosilno rebričasto ploščo	69
Preglednica 13: Vrednosti primerjave za dvosmerno nosilno kasetirano ploščo	69
Preglednica 14: Upoštevane dimenzije polja in posameznih elementov plošče	77
Preglednica 15: Vrednosti primerjave različnih medosnih oddaljenosti reber	80
Preglednica 16: Vrednosti primerjave lastne teže	91
Preglednica 17: Tabele za enosmerno nosilne rebričaste plošče s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:	96
Preglednica 18: Tabele za dvosmerno nosilne rebričaste plošče s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:	97
Preglednica 19: Tabele za kasetirane plošče na stebrih s konstantno debelino in spuščениmi paneli:	98
Preglednica 20: Vrednosti primerjave prebojne strižne armature	100
Preglednica 21: Vrednosti primerjave strižne armature	102
Preglednica 22: Primerjava dolgotrajnih pomikov	103
Preglednica 23: Primerjava deleža dovoljenih dolgotrajnih pomikov	103
Preglednica 24: Primerjava dolgotrajnih pomikov rebričastih in navadnih plošč	104
Preglednica 25: Tabele za skupne količine materiala	106
Preglednica 26: Nazivne vrednosti neoviranega krčenja betona iz cementa CEM razreda N zaradi sušenja $\epsilon_{cd,o}$ [82]	121
Preglednica 27: Vrednosti k_h [83]	121
Preglednica 28: Primerjava rezultatov	134

KAZALO SLIK

Slika 1: Konstrukcijski element plošče [2]	2
Slika 2: Mreža spojenih pravokotnih nosilcev [3].....	2
Slika 3: Notranje sile v plošči [4]	3
Slika 4: Dvosmerno nosilna plošča [6].....	4
Slika 5: Primer samostojne pravokotne plošče.....	6
Slika 6: Enosmerno nosilna plošča [7]	9
Slika 7: Graf enosmerno nosilne plošče na linijskih podporah	10
Slika 8: Graf enosmerno nosilne plošče na nosilcih.....	11
Slika 9: Enosmerno nosilna plošča s pasovnimi nosilci [7]	12
Slika 10: Graf enosmerno nosilne plošče s pasovnimi nosilci	13
Slika 11: Enosmerno nosilna rebrasta plošča [7].....	14
Slika 12: Graf enosmerno nosilne rebraste plošče na linijskih podporah.....	15
Slika 13: Graf enosmerno nosilne rebraste plošče na nosilcih	16
Slika 14: Enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci [7].....	17
Slika 15: Graf enosmerno nosilne rebraste plošče s pasovnimi nosilci.....	18
Slika 16: Enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino [7]	19
Slika 17: Graf enosmerno nosilne rebraste plošče s pasovnimi nosilci in konstantno debelino	20
Slika 18: Dvosmerno nosilna plošča [7].....	21
Slika 19: Graf dvosmerno nosilne plošče na linijskih podporah	22
Slika 20: Graf dvosmerno nosilne plošče na nosilcih.....	23
Slika 21: Kasetirana plošča [7].....	24
Slika 22: Graf kasetirane plošče na linijskih podporah	25
Slika 23: Graf kasetirane plošče na nosilcih.....	26
Slika 24: Kasetirana plošča s pasovnimi nosilci [7]	27
Slika 25: Graf kasetirane plošče s pasovnimi nosilci	28
Slika 26: Plošča na stebrih [7]	29
Slika 27: Plošča na stebrih z robnim nosilcem [7]	30
Slika 28: Graf plošče na stebrih.....	31
Slika 29: Plošča na stebrih s kapiteli [7].....	32
Slika 30: Plošča na stebrih spuščeni paneli [7]	32
Slika 31: Graf plošče na stebrih s spuščeni paneli	33
Slika 32: Kasetirana plošča na stebrih [7]	34
Slika 33: Graf kasetirane plošče na stebrih	35
Slika 34: Pregled različnih sistemov plošč [7]	37
Slika 35: Robni nosilec.....	41
Slika 36: Kontinuirana plošča preko več polj [2].....	41
Slika 37: Upogib konzolnega dela plošče	43
Slika 38: Deformacije stebrov zaradi skrčka plošče.....	44
Slika 39: Shema zagotavljanja varnosti v računskem modelu [29].....	49
Slika 40: Ovojnica upogibne odpornosti nad podporami v pogojih požara [44]	53
Slika 41: Ovojnica upogibne odpornosti nad podporami v pogojih požara [44]	56
Slika 42: Določitev l_0 za račun sodelujoče širine pasnice [60].....	59
Slika 43: Parametri sodelujoče širine pasnice [62].....	59

Slika 44: Tloris obravnavanih rebrastih plošč.....	61
Slika 45: Prečni prerez rebraste plošče	62
Slika 46: Model linijskih nosilcev	62
Slika 47: Prečni prerez linijskega nosilca	63
Slika 48: Transformacija ploskove v linijsko obtežbo	64
Slika 49: Kombiniran model linijskih nosilcev in plošče	64
Slika 50: Prečni prerez linijskih nosilcev in ploskovnega elementa.....	65
Slika 51: Geometrijski pogoji za analizo z enakovredno gladko ploščo	66
Slika 52: Prerazporeditev upogibnih momentov.....	71
Slika 53: Primerjava upogibnih momentov M_{11} enosmerno nosilne rebraste plošče	73
Slika 54: Primerjava upogibnih momentov M_{11} dvosmerno nosilne kasetirane plošče.....	73
Slika 55: Primerjava upogibnih momentov M_{22} dvosmerno nosilne kasetirane plošče	74
Slika 56: Geometrijske predpostavke računskega modela.....	76
Slika 57: Tloris obravnavane rebraste plošče	77
Slika 58: Model konstrukcije v programu SAFE.....	78
Slika 59: Prikaz upogibnih momentov v programu SAFE	78
Slika 60: Primerjava normirane lastne teže.....	83
Slika 61: Primerjava stopnje armiranja rebra.....	83
Slika 62: Primerjava stopnje armiranja pasovnih nosilcev	83
Slika 63: Tloris obravnavane medetažne konstrukcije	85
Slika 64: Shema podpor stebrov	86
Slika 65: Prerez rebraste plošče	88
Slika 66: Tloris obravnavane enosmerno nosilne rebraste plošče s pasovnimi nosilci in konstantno debelino	89
Slika 67: Tloris obravnavane kasetirane plošče s pasovnimi nosilci in konstantno debelino..	89
Slika 68: Tloris obravnavane kasetirane plošče na stebrih s spuščeni paneli in konstantno debelino.....	90
Slika 69: Delež celotne faktorirane obtežbe glede na gladko ploščo na stebrih.....	92
Slika 70: Prikaz upogibnih momentov enosmerno nosilne rebraste plošče s pasovnimi nosilci	94
Slika 71: Prikaz upogibnih momentov dvosmerno nosilne kasetirane plošče s pasovnimi nosilci.....	94
Slika 72: Prikaz upogibnih momentov dvosmerno nosilne kasetirane plošče s spuščeni paneli.....	95
Slika 73: Računski model dvosmerno nosilne kasetirane plošče s spuščeni paneli	95
Slika 74: Primerjava dolgotrajnih pomikov	104
Slika 75: Primerjava skupnih količin materiala	107
Slika 76: Način določanja koeficienta lezenja $\phi(\infty, t_0)$ betona v običajnih pogojih okolja [78]	120
Slika 77: Shema razporeditve napetosti v nerazpokanem in razpokanem prerezu	124
Slika 78: Prikaz možnosti analize v programu SAFE.....	126
Slika 79: Prikaz obtežnih kombinacij v programu SAFE	128
Slika 80: Geometrija plošče	129
Slika 81: Prečni prerez plošče	130
Slika 82: Račun integrala po Verešaginu	133

UVOD

V konstrukterski praksi se srečujemo z izzivom konstruiranja optimalne in varne konstrukcije. Črpamo iz velikega nabora možnosti, a se hkrati soočamo tudi z veliko omejitvami, ki nam jih postavljajo tako materiali, ki jih uporabljamo, kot tudi želje in zahteve naročnika. Dobro poznavanje možnosti in omejitev je ključno za uspešno delo.

Kot cilj naloge sem si zastavil prikazati nabor možnih rešitev armirano betonske ploščne konstrukcije. Podrobneje želim opisati rebričaste plošče.

Rebričasta plošča, kjer pri prenosu obremenitev sodelujeta monolitno spojena plošča in rebra pod njo, prinaša kopico prednosti v primerjavi z drugimi, konstrukcijsko preprostejšimi oblikami izvedbe medetažne stropne konstrukcije, a nam hkrati prinese dodatne zahteve pri projektiranju.

Zanimalo me je, kje je področje uporabe takih plošč in kdaj je njihova izvedba upravičena. Prikazati sem hotel, kako se rebričaste plošče analizirajo, dimenzionirajo in kako se konstruktersko rešijo pomanjkljivosti, ki jih srečamo pri takšni ploščni konstrukciji.

V nalogi sta prikazana osnovna tipa rebričastih plošč; kasetirane in rebraste. Prve so plošče, pri katerih ojačitvena rebra tvorijo ortogonalno mrežo, druge pa imajo rebra razporejena samo v eni smeri. Razlikujeta se glede na področje uporabe in poteka analize, si pa delita prednosti in slabosti rebričastih plošč. Glede koncepta prenosa obremenitev, sta si oba tipa plošč zelo podobna, zaradi česar jih je smiselno obravnavati in kasneje tudi uporabljati eno ob drugi.

Za zaključek sem želel prikazati potek projektiranja rebričaste plošče. Račun vsebuje zasnovo konstrukcije, pripravo modela v programu za analizo z metodo končnih elementov in dimenzioniranje.

1 PLOŠČA KOT KONSTRUKCIJSKI ELEMENT

1.1 Definicija plošče

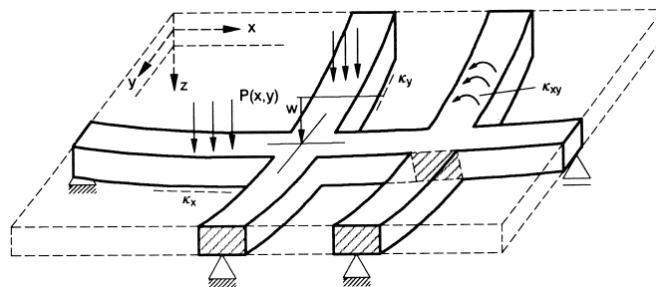
Ploščo najprej definira njena geometrija. Gre za ploskoven in raven konstrukcijski element, pri katerem je debelina majhna v primerjavi s širino in dolžino. Najmanjša razpetina ni krajša od 5 kratne debeline plošče [1]. Poleg geometrije ploščo definira tudi obtežba, ki deluje pravokotno na ravnino plošče. Geometrija in obtežba ustvarita specifičen način prenašanja obremenitev po plošči.



Slika 1: Konstrukcijski element plošče [2]

1.2 Delovanje plošče

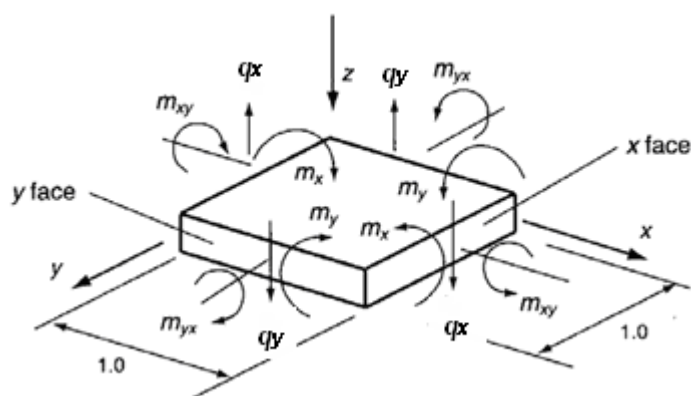
Plošče prenašajo obtežbo z upogibom v eni ali dveh smereh. Da dobimo sliko prenosa obtežbe, si lahko ploščo zamislimo kot mrežo med seboj spojenih pravokotnih nosilcev, ki se upogibajo in sukajo okoli lastne osi. Sodelovanje namišljenih nosilcev in prenos obremenitev tudi s torzijo daje ploščam veliko učinkovitost pri prenosu obtežbe. V kolikšni meri se aktivira sodelovanje med namišljenimi pravokotnimi nosilci, je odvisno od geometrije plošče in načina podpiranja plošče po robovih. Prenos obtežbe v dveh smereh je učinkovitejši kot upogib v eni smeri, zaradi česa težimo k izbiri take geometrije in načina podpiranja, ki ga bosta v čim večji meri aktivirala.



Slika 2: Mreža spojenih pravokotnih nosilcev [3]

1.3 Notranje sile v plošči

Po teoriji tankih plošč predpostavljamo, da se upogibne napetosti po debelini plošče porazdelijo linearno. Z integracijo napetosti po debelini plošče dobimo upogibne momente in prečne sile. Notranje sile v ploščah označujemo glede na napetosti, ki jih povzročajo, le te pa označimo glede na globalni koordinatni sistem. V plošči se pojavita upogibna momenta m_{xx} in m_{yy} , torzijski moment m_{xy} , ter prečni sili q_{xz} in q_{yz} . Notranje sile v ploščah so definirane na 1 m dolžine.



Slika 3: Notranje sile v plošči [4]

1.4 Delitev plošč

Plošče lahko delimo glede na obliko, način podpiranja, uporabo, prerez in smer prenosa obtežbe. Glede na osnovni mehanizem prenosa obtežbe, delimo plošče na enosmerno in dvosmerno nosilne plošče.

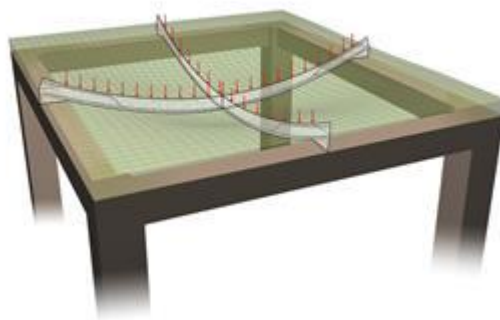
1.4.1 Enosmerna nosilna plošča

V eni smeri nosilne plošče so podprte na dveh med seboj vzporednih robovih. Izrazita smer prenosa obtežbe je pravokotno na podprta robova, zaradi česa imamo ploščo za nosilno le v eni smeri. Evrokod dovoljuje, da ploščo, ki je izpostavljena pretežno enakomerni razporejeni obtežbi, obravnavamo kot nosilno v eni smeri, v kolikor ima dva prosta (nepodprta) robova in dva približno vzporedna robova [1].

Pri ploščah, nosilnih v eni smeri, se pojavi izrazit upogib v smeri pravokotno na podpore in z njim tudi največji upogibni moment. Kljub temu pa plošča, v primeru lokalnih obremenitev ali sprememb v togosti, manjši del obtežbe prenaša tudi z upogibom v smeri vzporedno na podpore. Ker je ta učinek majhen, dimenzioniramo take plošče kot sklop pasovnih nosilcev v dominantni smeri upogiba. Vseeno pa zagotovimo zadostno odpornost plošče tudi v nedominantni smeri.

Pri ploščah, nosilnih v eni smeri, se potreba po vzdolžni armaturi pojavi v smeri upogiba. Poleg primarne armature moramo zagotoviti tudi armaturo vzporedno s podporami. Evrokod zahteva, da se pri ploščah, ki so nosilne v eni smeri, v drugi smeri namesti prečno armaturo, ki ni manjša od 20 % vzdolžne armature. V območju podpor prečna armatura ni potrebna če tam ni vzdolžnega momenta [5]. Potrebna je posebna izvedba armature ob prostih robovih.

1.4.2 Dvosmerno nosilna plošča



Slika 4: Dvosmerno nosilna plošča [6]

Dvosmerne nosilne plošče so plošče, ki so podprte na vseh štirih robovih. Plošče obtežbo prenašajo v obeh smereh. V kateri smeri plošča prevzame več obremenitve, je odvisno od geometrije. Za take plošče je najbolj ugodna čim manjša razlika v dolžini med sosednjimi stranicami. Bolj izrazita je pravokotnost plošče, bolj izrazit je prenos obtežbe v smeri manjše dimenzije. Če je razmerje med daljšo in krajšo stranico večje od 2, se tudi pri teh ploščah formira izrazit nosilni mehanizem v smeri manjše dimenzije. V tem primeru imamo tudi take plošče za nosilne v eni smeri. Evrokod dovoljuje, da ploščo, ki je izpostavljena pretežno enakomerno razporejeni obtežbi, obravnavamo kot nosilno v eni smeri, v kolikor gre za osrednji del približno pravokotne plošče, pri čemer je razmerje daljše proti krajši razpetini večje od 2 [1].

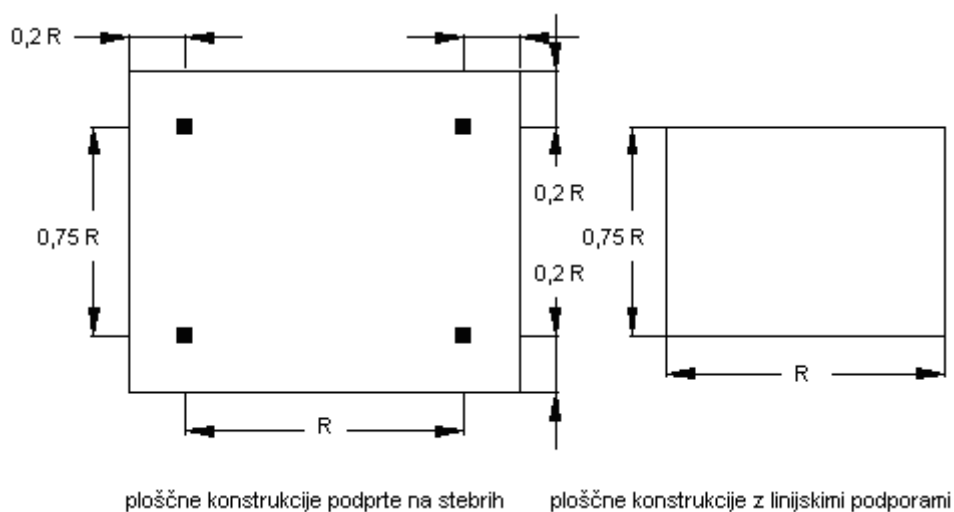
Dvosmerno nosilne plošče obtežbo prenašajo z upogibom v dveh med seboj pravokotnih smereh. Kot posledica se pojavita upogibna momenta m_{xx} in m_{yy} ter torzijski upogibni moment m_{xy} . Razmerje med njimi v glavnem določata geometrija in način podpiranja. Razvidno je, da je potrebno odpornost plošče zagotoviti v obeh glavnih smereh, pri tem pa tudi upoštevati vplive torzijskega momenta. Odpornost plošč dokazujemo za obe glavni smeri ločeno.

2 SISTEMI PLOŠČ

Armiranobetonske medetažne plošče so pri modernih konstrukcijah nepogrešljive. Njihova široka uporaba je privedla do razvoja različnih oblik medetažnih ploščnih konstrukcij in njihovega podpiranja.

V nadaljevanju pregledam nekaj oblik ploščnih konstrukcij. Podajam njihove značilnosti in področja uporabe. Za posamezne sisteme ploščnih konstrukcij sem izdelal grafe, ki podajajo sovisnost med debelino plošče [mm] in razponom R [m] glede na največje dovoljene dolgotrajne pomike v mejnem stanju uporabnosti, upoštevajoč učinke razpokanosti prerezov, krčenja in lezenja betona. Pogoj za omejitvev dolgotrajnih pomikov je velikokrat merodajen pri izbiri debeline ploščnih konstrukcij. Grafi prav tako predstavljajo oceno togosti različnih sistemov ploščne konstrukcije.

Grafi v nadaljevanju so izdelani za posamezen primer samostojne pravokotne plošče z razmerjem stranic 1:0,75. Tloris plošče za dva različna podporna primera je prikazan na sliki 5. Plošča je podprta ali s kvadratnimi stebri ali s členkastimi linijskimi podporami na robovih. Pri izdelavi grafov sem upošteval kriterij omejitve dolgotrajnega pomika na $R/250$, kjer je R razpon daljše stranice plošče pri enosmerno nosilnih ploščah in razpon krajše stranice pri dvosmerno nosilnih ploščah. Grafe sem izdelal s pomočjo programa SAFE. Postopek izračuna dolgotrajnih pomikov plošč z programom SAFE je podan v dodatku.



Slika 5: Primer samostojne pravokotne plošče

Izbran je beton C35. Elastični modul betona se za beton C35 v skladu z EC2 oceni na 34 GPa. Za Poissonov količnik se upošteva 0,2. Predpostavljena je uporaba armature S460.

Na ploščo deluje lastna teža plošče, stalna obtežba velikosti 1,5 kN/m² in koristna obtežba 2,5, 5,0, 7,5 ali 10,0 kN/m². Upoštevana lastna teža materiala je 25 kN/m³.

Koeficient lezenja je ocenjen na $\varphi=2,5$. Za koeficient krčenja je privzeta vrednost $\varepsilon_{c0}=0,0005$. Vrednosti sta običajni za medetažne konstrukcije stavb.

Pri rebričastih ploščah je v grafih prikazana skupna debelina reber in plošče. Pri rebričastih ploščah je privzeta debelina plošče 80 mm, osna oddaljenost reber 750 mm in širina reber 200 mm. Geometrijske predpostavke stebrov, nosilcev, pasovnih nosilcev in spuščanih panelov so podane v preglednicah 1, 2 in 3.

Preglednica 1: Širina stebrov, širina nosilcev in višina nosilcev

<i>R [m]</i>	<i>širina stebrov R/20 [cm]</i>	<i>širina nosilcev R/20 [cm]</i>	<i>višina nosilcev R/10 [cm]</i>
4	20	20	40
5	25	25	50
6	30	30	60
7	35	35	70
8	40	40	80
9	45	45	90
10	50	50	100
11	55	55	110
12	60	60	120
13	65	65	130
14	70	70	140

Preglednica 2: Širina in višina pasovnih nosilcev

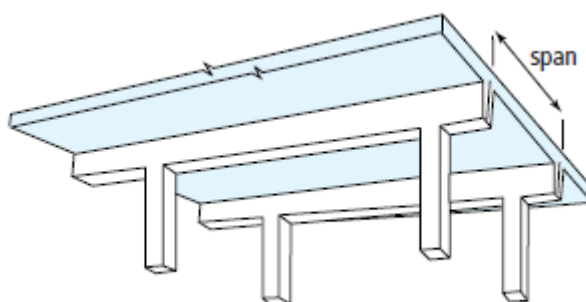
<i>R [m]</i>	<i>širina pasovnih nosilcev R/5 [cm]</i>	<i>višina pasovnih nosilcev R/20 [cm]</i>
4	80	20
5	100	25
6	120	30
7	140	35
8	160	40
9	180	45
10	200	50
11	220	55
12	240	60
13	260	65
14	280	70

Preglednica 3: Širina in višina spuščениh panelov

<i>R [m]</i>	<i>širina spuščениh panelov R/2,5 [cm]</i>	<i>višina spuščениh panelov R/20 [cm]</i>
6	240	30
7	280	35
8	320	40
9	360	45
10	400	50
11	440	55
12	480	60
13	520	65
14	560	70

2.1 Enosmerno nosilna plošča

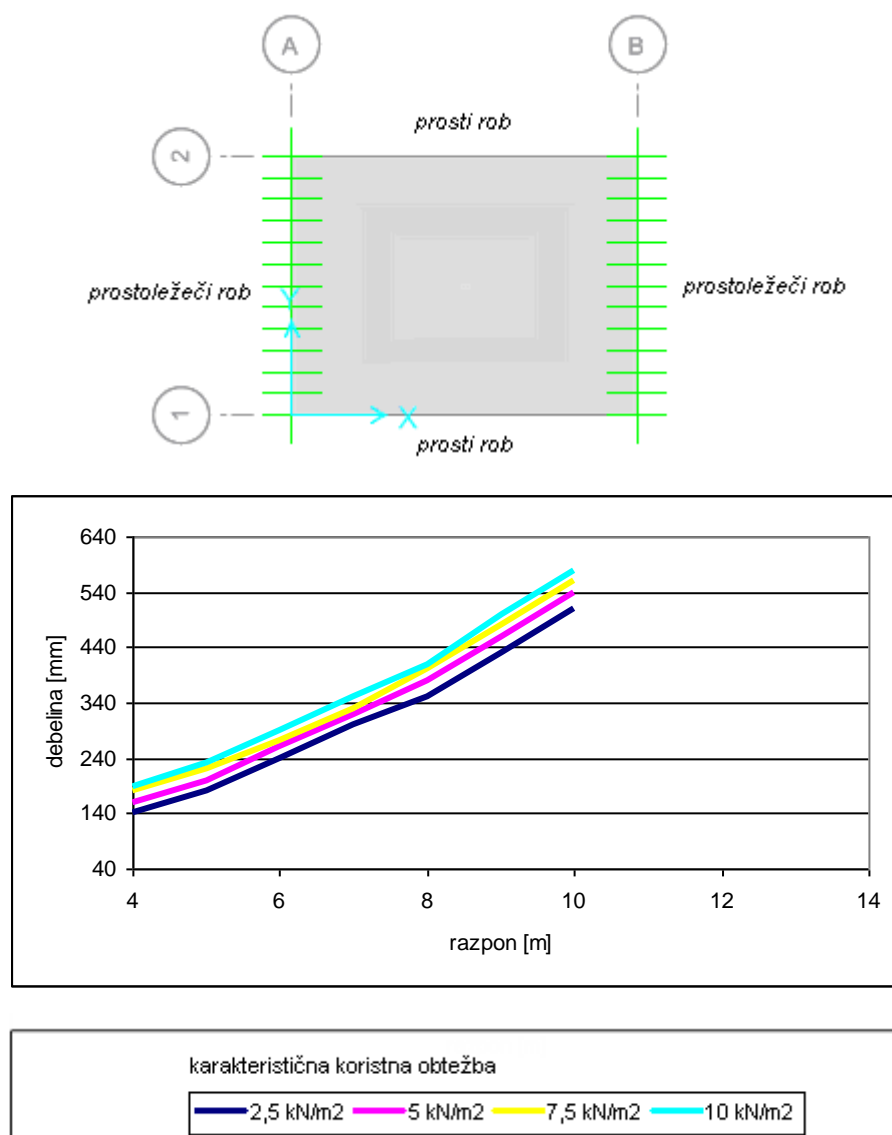
Enosmerno nosilna plošča na nosilch je osnovna oblika ploščne konstrukcije nosilne v eni smeri. Konstrukcijo sestavljajo vzporedni podporni nosilci in z njimi monolitno spojena gladka plošča.



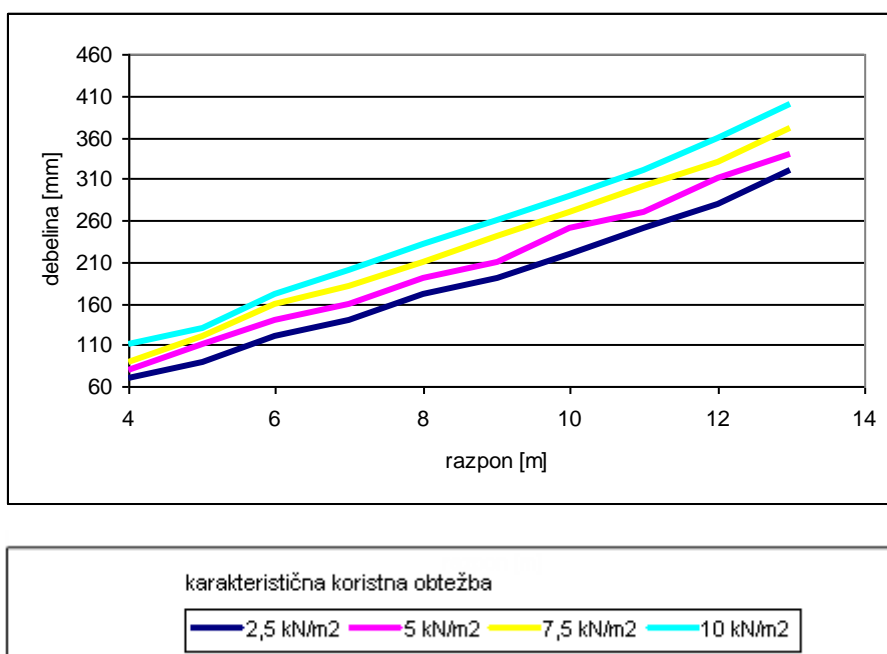
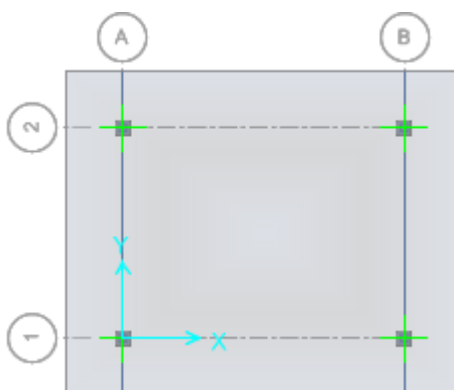
Slika 6: Enosmerno nosilna plošča [7]

Togost konstrukcije v smeri prečno na nosilce je bistveno manjša kot v smeri nosilcev, zaradi česar se formira nosilni mehanizem v pretežno v tej smeri. Ponavadi so kritični pomiki v mejnem stanju uporabnosti. Velikokrat je potrebna večja količina natezne armature, da pri določeni debelini plošče povečamo razpone. Zaradi nosilcev in s tem povečane celotne debeline stropne konstrukcije so potrebne večje etažne višine. Zaradi regularne oblike mreže nosilcev in stebrov je tlorisna postavitev stebrov omejena. Formiranje opaža za nosilce in stebre je zahtevno. Pri vertikalnih odprtinah plošče načeloma ni težav, spuščeni nosilci pa ovirajo umeščanje inštalacijskih vodov.

Za ekonomične plošče se po priročniku »Economic concrete frame elements« ocenjuje gladke enosmerno nosilne plošče z razponi med 4 in 8 metrov [7].

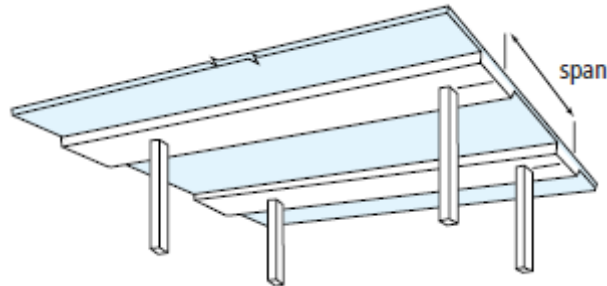


Slika 7: Graf enosmerno nosilne plošče na linijskih podporah



Slika 8: Graf enosmerno nosilne plošče na nosilcih

2.2 Enosmerno nosilna plošča s pasovnimi nosilci

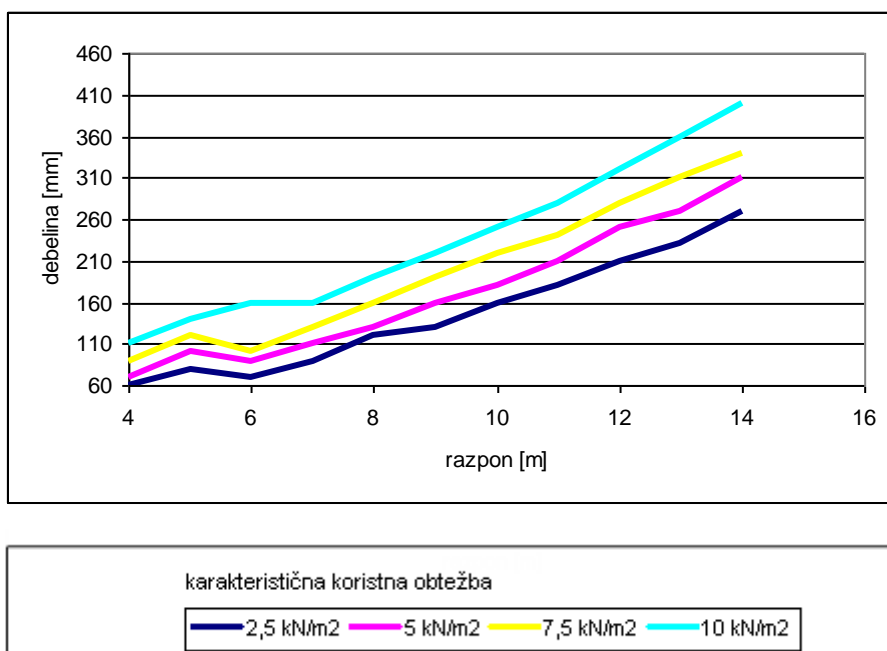
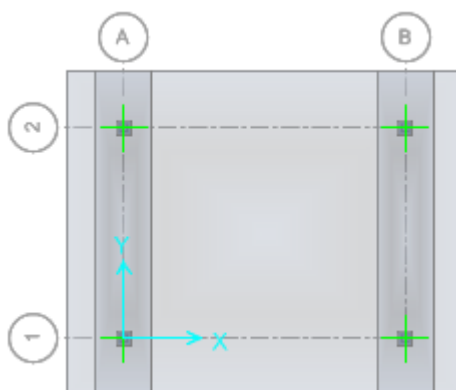


Slika 9: Enosmerno nosilna plošča s pasovnimi nosilci [7]

Enosmerna nosilna plošča s pasovnimi nosilci je stropna konstrukcija iz vzporednih širokih in plitvih nosilcev in plošče nad njimi.

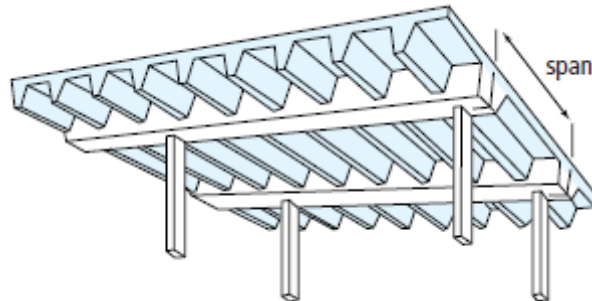
Pasovni nosilci potekajo nad stebri. Pasovni nosilci so pasovi s povečano debelino plošče. Ploščna konstrukcija je navadno kontinuirana, pri čem pasovni nosilci prevzamejo večjo obremenitev kot plošča. Pasovni nosilci so nosilni tudi v prečni smeri, zaradi česar se jih ne sme obravnavati kot linijske nosilce. Ker plošča premošča le efektivno razdaljo med robovi pasovnih nosilcev je lahko manjše debeline. Dolgotrajne deformacije so lahko problematične, zaradi česar je potrebno prednapenjanje ali druga konstrukcijska rešitev. Takšna stropna konstrukcija se uporablja za večje razpone, pri čem so pasovni nosilci velikokrat prednapeti, plošča pa ima mehko armaturo. Pasovni nosilci so relativno široki in nizki. Razponi so podobni, kot jih lahko dosežemo pri bolj tradicionalnem sistemu plošče z nosilci. Zmanjšana je potreba po večjih etažnih višinah. Sistem omogoča preprost opaz. Omogočena je uporaba opaznih sistemov, kar se odraža v dobrem razmerju med ceno in časom izdelave. Vertikalni preboji za inštalacije skozi pasovne nosilce so težko izvedljivi.

Kot ekonomične plošče se po priročniku »Economic concrete frame elements« ocenjujejo enosmerno nosilne plošče s pasovnimi nosilci z razponi med 9 in 15 metrov [7].



Slika 10: Graf enosmerno nosilne plošče s pasovnimi nosilci

2.3 Enosmerno nosilna rebrasta plošča



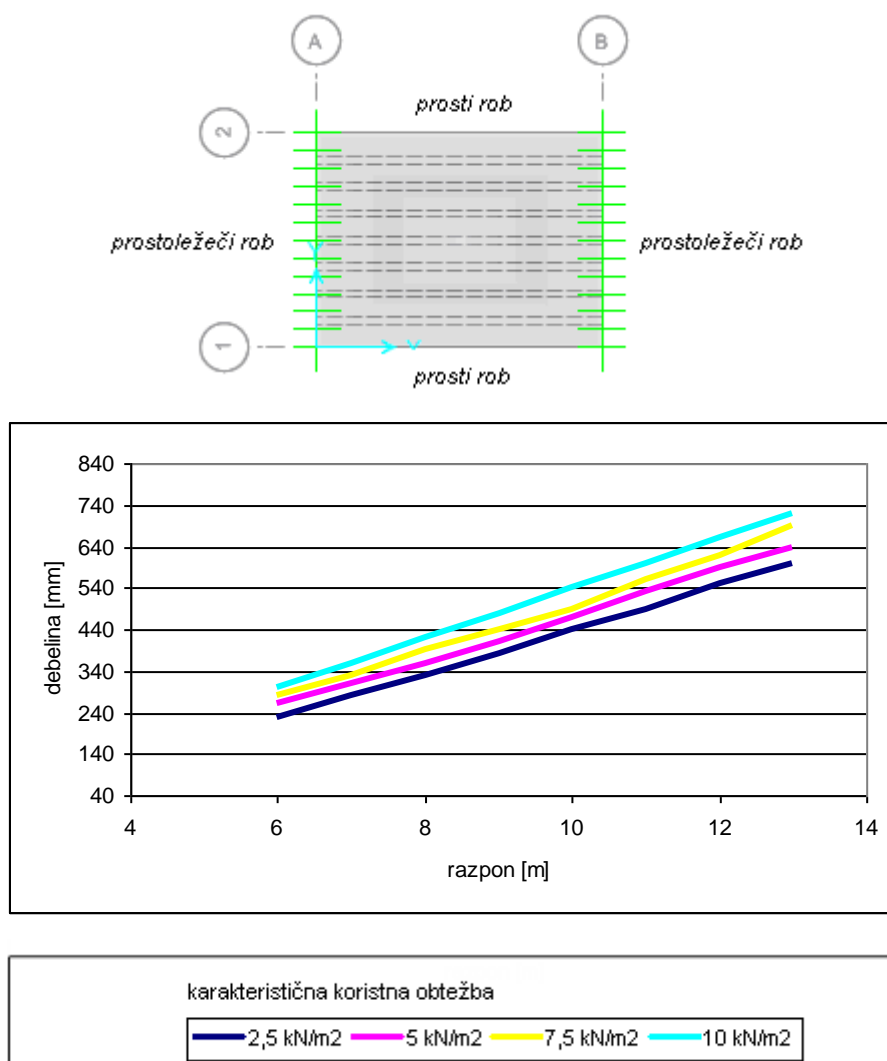
Slika 11: Enosmerno nosilna rebrasta plošča [7]

Rebraste plošče so nadgradnja gladkih plošč na nosilcih. Rebraste so plošče, pri katerih sta monolitno spojena plošča in rebra pod njo. Ojačitvena rebra zagotavljajo togost in mehansko odpornost, hkrati pa zmanjšujejo lastno težo v primerjavi z ekvivalentno gladko ploščo. Rebraste plošče sledijo principu odvzemanja materiala, kjer ta ni izkoriščen. Ker so rebra spojena z ploščo, pri upogibu sodelujejo tako rebra, kot plošča. Za vsako rebro se formira nadomestni T prerez. Od razmerja togosti reber in plošče ter od razporeditve ojačitvenih reber je odvisno kako bo ploščna konstrukcija prenašala obtežbo.

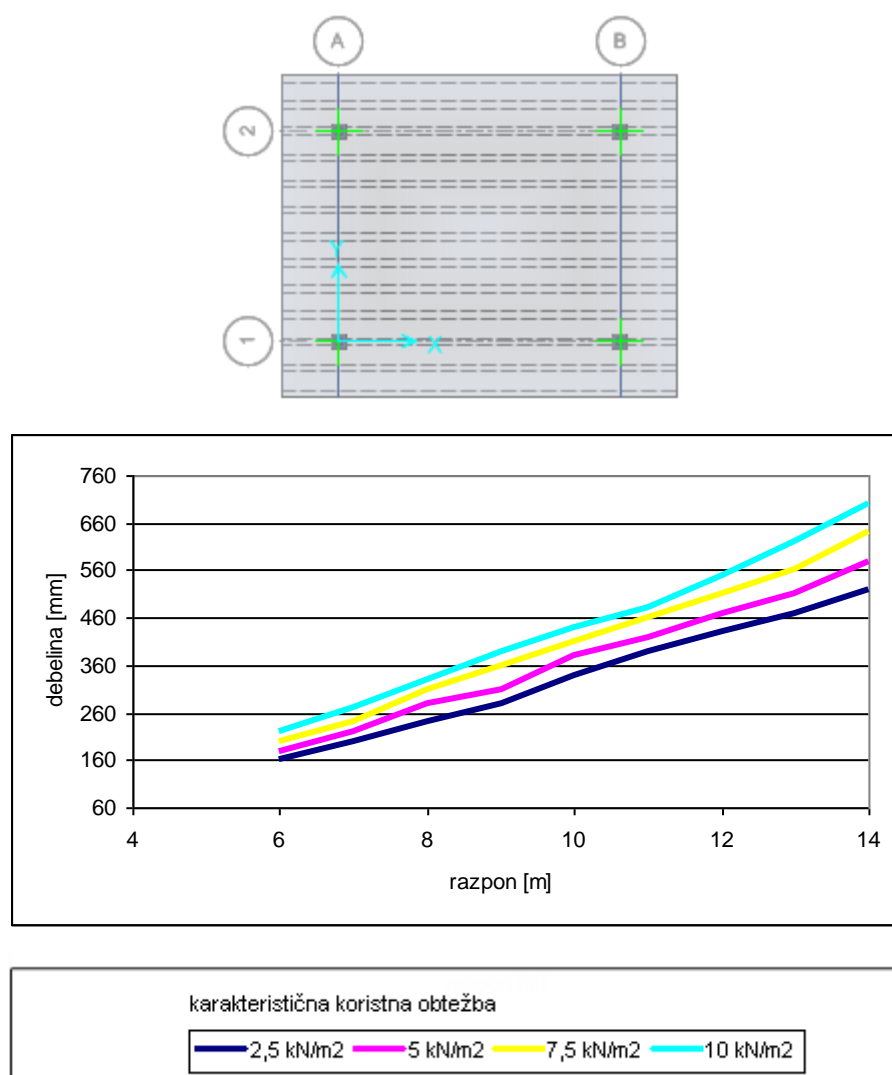
Pri enosmerno nosilni rebrasti plošči so rebra razporejena samo v eni smeri. Taka konstrukcija izkazuje večjo togost in nosilnost v smeri reber in bistveno manjšo prečno na njih. Smiselno jo je uporabiti kot alternativo gladkim enosmerno nosilnih ploščam, pri katerih je izrazit upogib v eni smeri.

Rebraste plošče so primerne tudi za večje obtežbe, premoščajo lahko večje razpone. Z vpeljavo vmesnih prostorov med rebri, zmanjšamo lastno težo in povečano učinkovitost konstrukcije. Prednosti manjše porabe materiala se velikokrat izničijo z večjo zahtevnostjo priprave opaža. V glavnem se uporabljajo opažni sistemi iz polistirena ali steklene volne, ki gradnjo pospešijo. Potrebna je večja debelina stropne konstrukcije, vendar bolj toga konstrukcija omogoča premoščanje večjih razponov. V primerjavi z drugimi oblikami ploščnih konstrukcij so potrebne nekoliko večje medetažne višine. Sama plošča je zaradi reber relativno malo obremenjena. Debelino plošče med rebri lahko določa požarna odpornost in ne nosilnost. Preboji plošče med rebri ne predstavljajo težav, večje odprtine med etažami pa so težje izvedljive.

Kot ekonomične plošče se po priročniku »Economic concrete frame elements« ocenjujejo enosmerno nosilne rebraste plošče na nosilcih z razponi med 8 in 12 metrov [7].

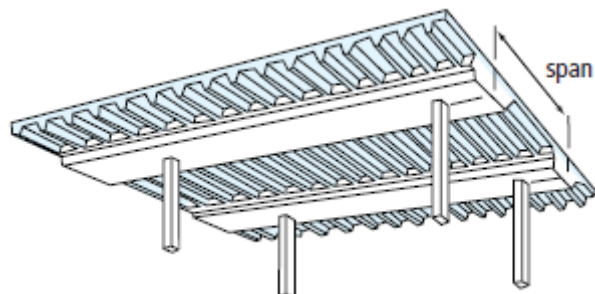


Slika 12: Grafenosmerno nosilne rebričaste plošče na linijskih podporah



Slika 13: Grafenosmerno nosilne rebraste plošče na nosilcih

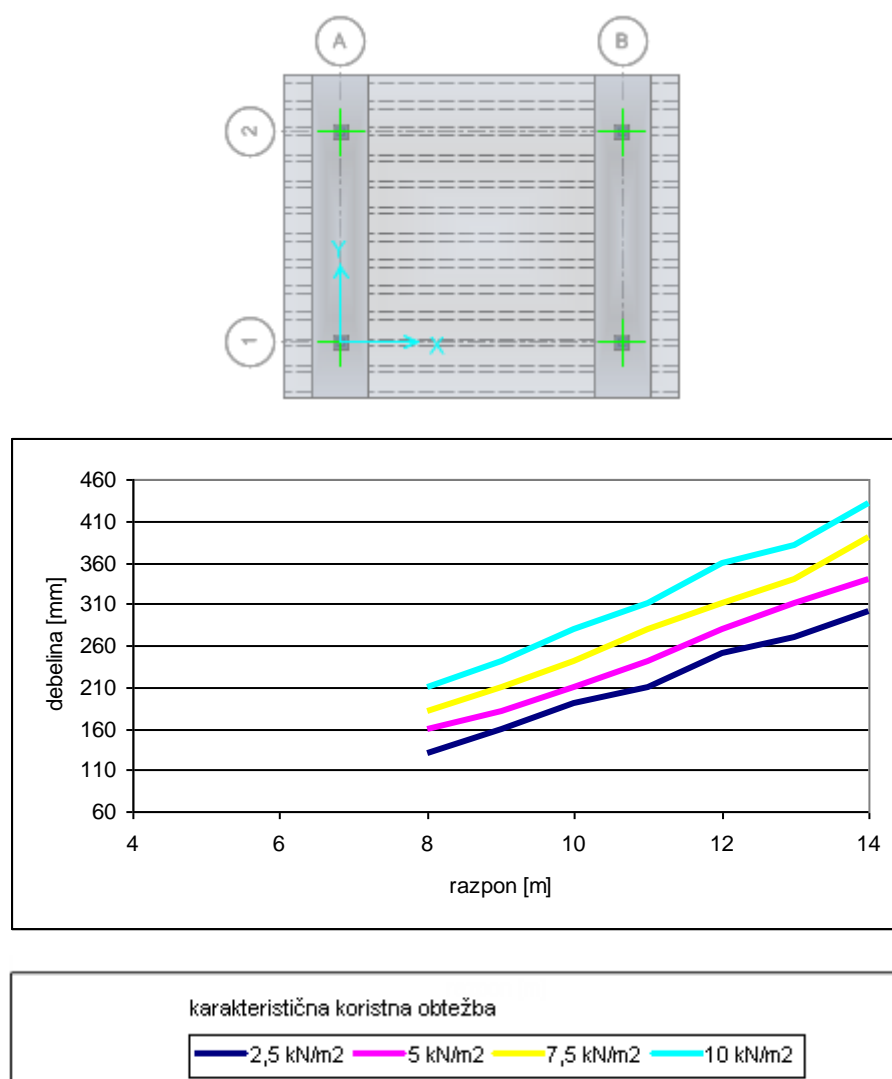
2.4 Enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci



Slika 14: Enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci [7]

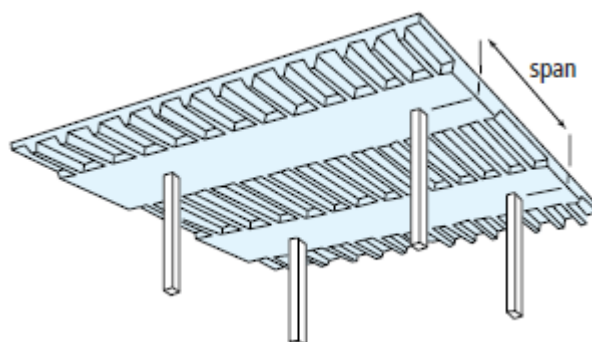
Oblika rebraste plošče z relativno plitvimi in širokimi pasovnimi nosilci je lahka in učinkovita medetažna konstrukcija. Pasovni nosilci imajo relativno široke pasove z malo višino, ki pri mali celotni debelini stropne konstrukcije omogoča podobne razpone, kot jih lahko dosežemo pri bolj tradicionalnem sistemu ploščne konstrukcije z nosilci. V primerjavi izvedbe s tradicionalnimi nosilci, se zmanjša skupna debelina stropne konstrukcije in hkrati povečajo izvedljivi razponi. Omejevalni faktor so ponavadi povesi. Priprava opaža in postavitev armature je zahtevnejša, dražja in počasnejša kot pri drugih oblikah ploščnih konstrukcij.

Kot ekonomične plošče se po priročniku »Economic concrete frame elements« ocenjujejo enosmerno nosilne rebraste plošče s pasovnimi nosilci z razponi med 10 in 16 metrov [7].



Slika 15: Graf enosmerno nosilne rebraste plošče s pasovnimi nosilci

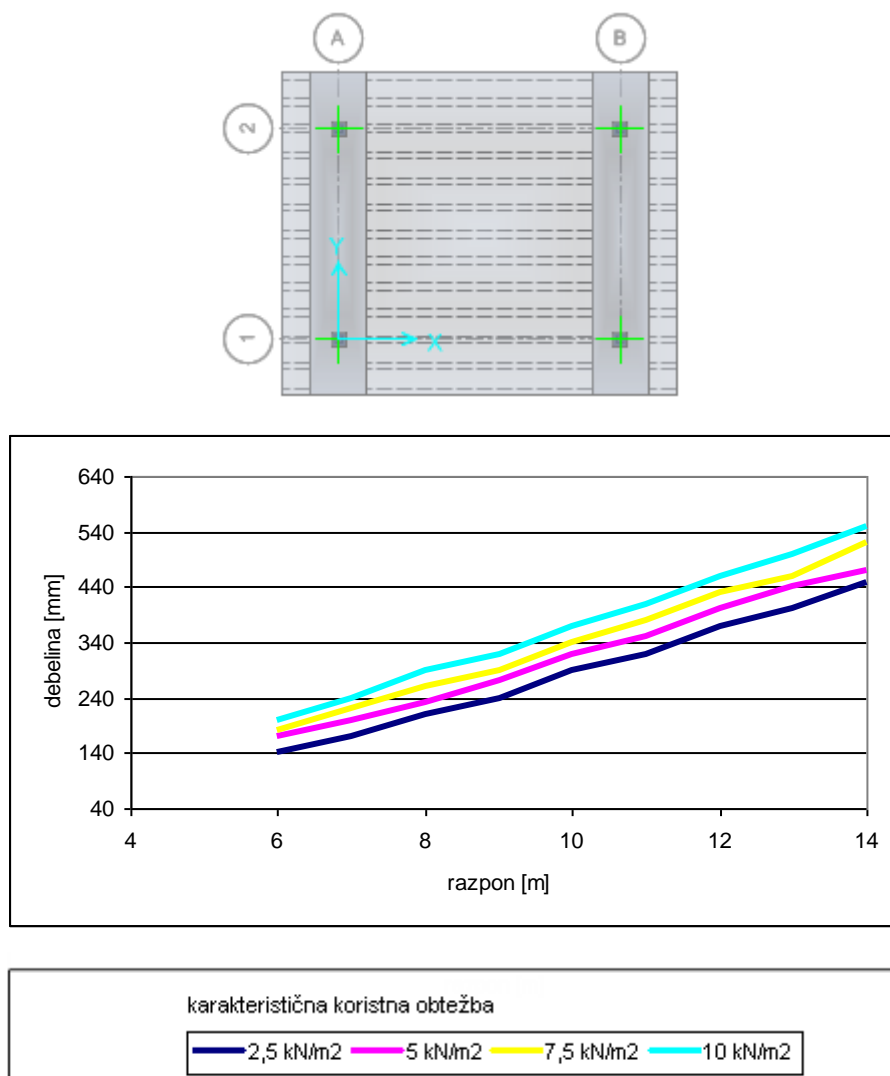
2.5 Enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino



Slika 16: Enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino [7]

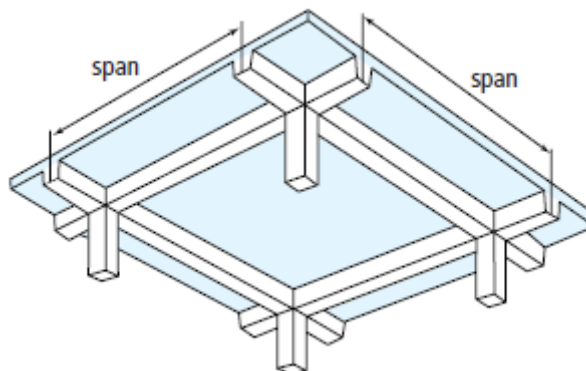
Rebraste plošče z konstantno debelino povezujejo prednosti rebrastih plošč z enakomerno debelino stropne konstrukcije. Konceptualno so nekje med rebrastimi ploščami s pasovnimi nosilci in ploščami na stebrih. Take enosmerno nosilne plošče obtežbo prenašajo podobno kot plošče z pasovnimi nosilci. Celotna debelina stropa je v veliki meri odvisna od potrebe po statični višini v pasovnem nosilcu. Merodajne so ponavadi deformacije pasovnega nosilca. Predvsem zaradi manjše lastne teže in nekoliko večje togosti, so s takimi ploščami izvedljivi večji razponi kot z enosmerno nosilnimi gladkimi ploščami. Povečanje togosti je v večji meri rezultat večjih debelin stropne konstrukcije.

Kot ekonomične plošče se po priročniku »Economic concrete frame elements« ocenjujejo enosmerno nosilne rebraste plošče s pasovnimi nosilci in konstantno debelino z razponi do 12 metrov [7].



Slika 17: Graf enosmerno nosilne rebraste plošče s pasovnimi nosilci in konstantno debelino

2.6 Dvosmerna nosilna plošča

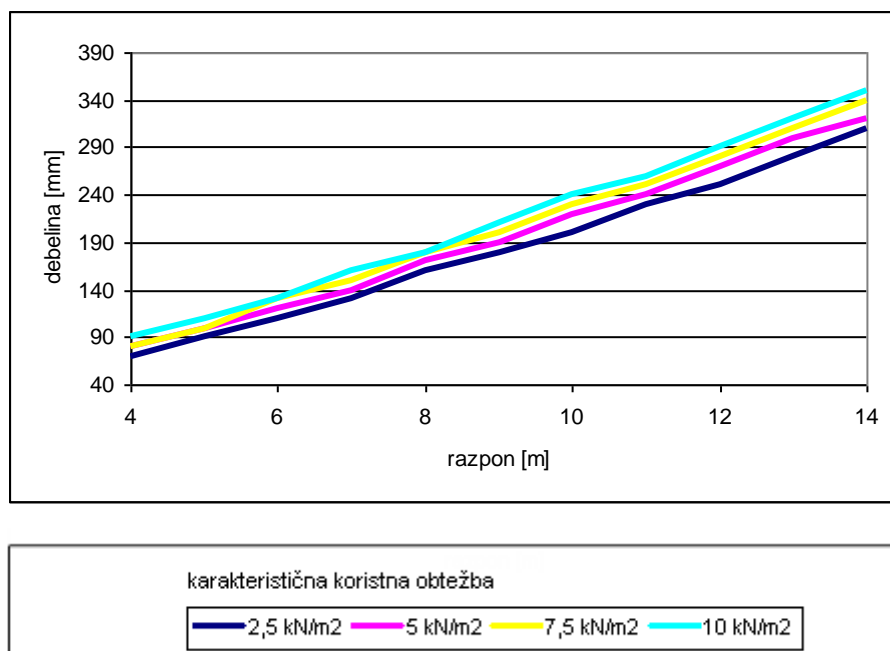
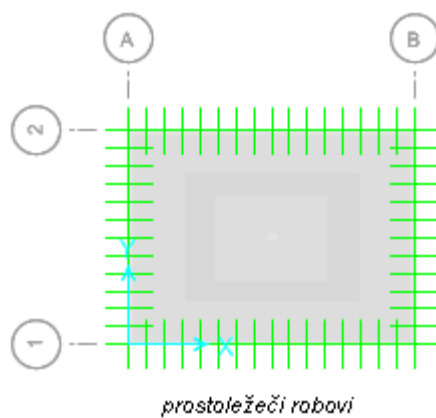


Slika 18: Dvosmerno nosilna plošča [7]

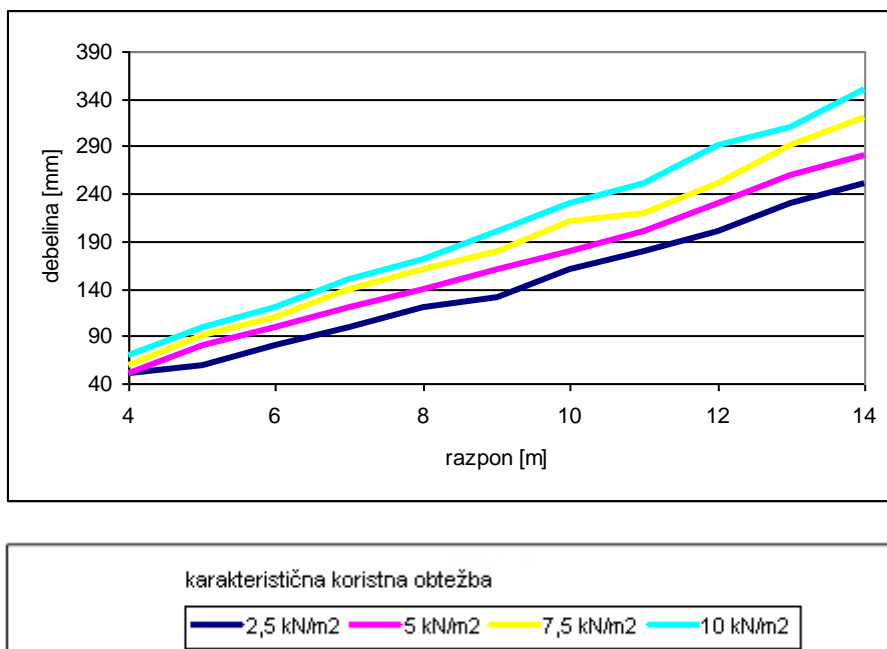
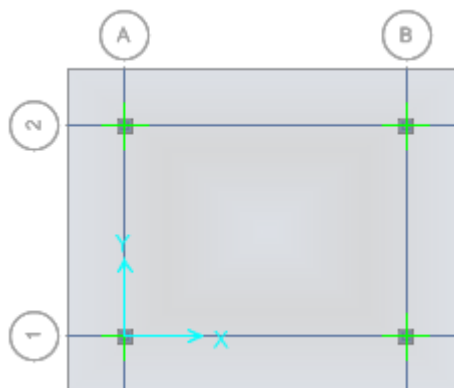
Gladka dvosmerno nosilna plošča na nosilcih je osnovna oblika plošče nosilne v dveh smereh. Sistem sestoji iz nosilcev in stebrov, ki podpirajo gladko ploščo med nosilci. Pristop je zelo tradicionalen. Relativno visoki nosilci nudijo plošči togo podporo in s tem veliko togost celotnega sistema. Togost take konstrukcije omogoča ekonomičnost večjih razponov pri večjih obremenitvah.

Zaradi relativno visokih nosilcev in s tem povečane celotne debeline stropne konstrukcije se pojavi potreba po večjih etažnih višinah. Merodajen faktor za debelino plošče je ponavadi upogibna deformacija le-te in ne trdnost. Zaradi regularnih oblik mreže nosilcev in stebrov je omejena možnost postavitve stebrov v tloris. Zahtevnejše je formiranje opaža za nosilce in stebre. Znotraj mreže nosilcev pri vertikalnih prebojih skozi ploščo načeloma ni težav, spuščeni nosilci pa ovirajo umeščanje inštalacijskih vodov pod ploščo.

Kot ekonomične plošče se po priročniku »Economic concrete frame elements« ocenjujejo dvosmerno nosilne plošče na nosilcih z razponi med 9 in 12 metrov [7].

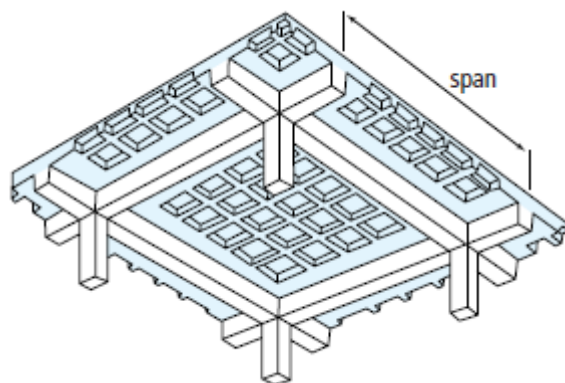


Slika 19: Graf dvosmerno nosilne plošče na linijskih podporah



Slika 20: Graf dvosmerno nosilne plošče na nosilcih

2.7 Kasetirana plošča



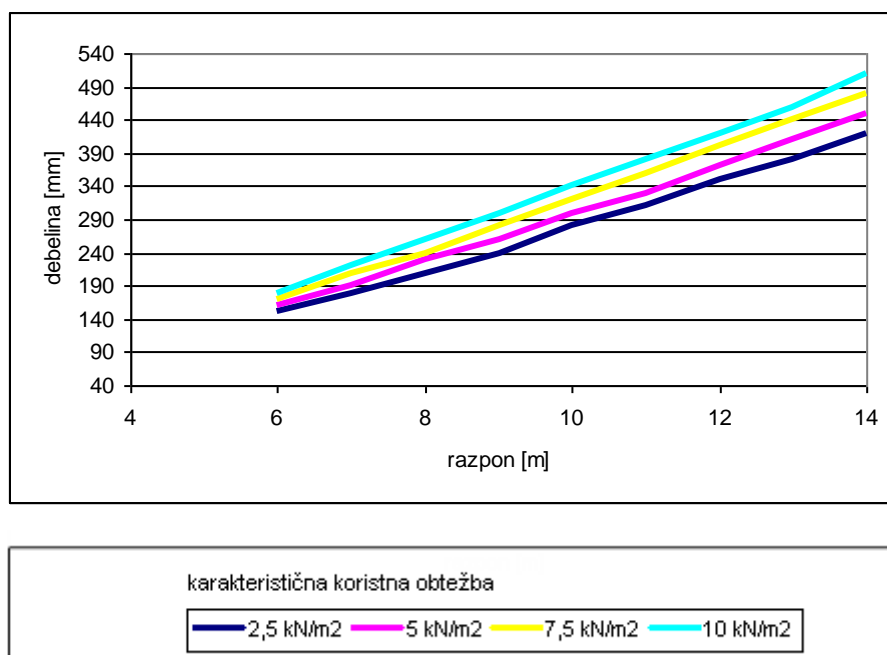
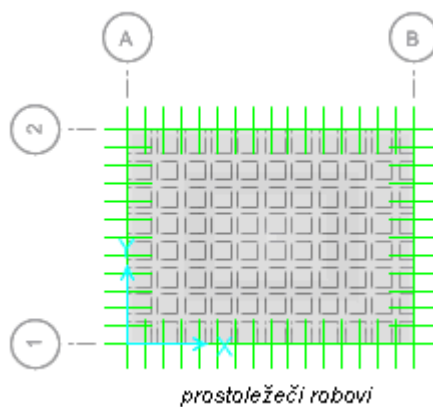
Slika 21: Kasetirana plošča [7]

Pri dvosmerno nosilnih kasetiranih ploščah ojačitvena rebra tvorijo ortogonalno mrežo. Rebra potekajo v obeh ortogonalnih smereh, torej v obeh smereh zagotavljajo dodatno togost in nosilnost. Predstavljajo alternativo dvosmerno nosilnim gladkim ploščam, pri katerih je izrazit upogibni mehanizem v obeh smereh. Zaradi specifične geometrije jih imenujemo tudi »waffle« plošče.

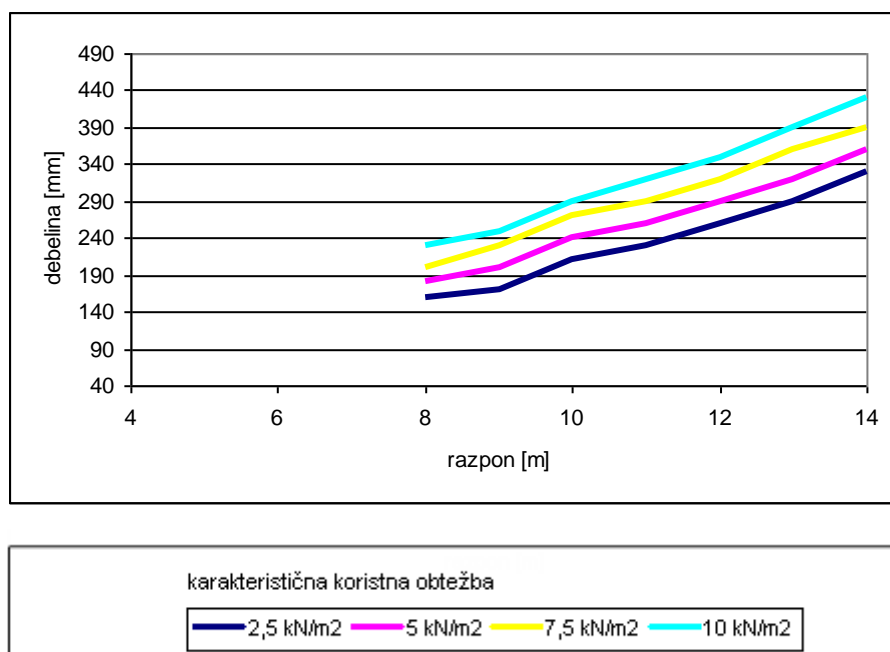
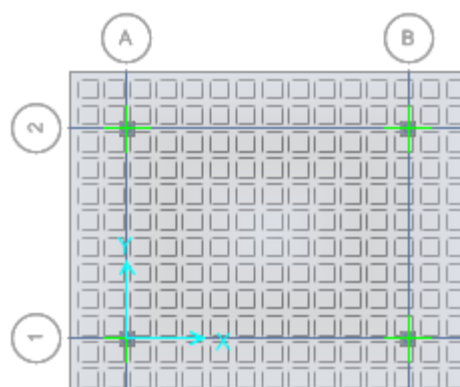
Kot pri rebrastih ploščah nosilnih v eni smeri tudi pri tej obliki plošče ojačitvena rebra zagotavljajo togost konstrukcije in večjo mehansko odpornost. Odvzet material med rebri omogoča zmanjšanje obremenitev lastne teže v primerjavi z ekvivalentnimi gladkimi ploščami. Rebraste plošče sledijo vodilu odzemanja materiala, kjer ta ni izkoriščen.

Zmanjšanje porabe materiala se velikokrat izravna z večjo zahtevnostjo formiranja opaža, stroški in izgubo časa, ki ga le-ta zahteva. V glavnem se uporabljajo ponovno uporabni opažni sistemi iz polistirena ali steklene volne, ki gradnjo pospešijo. Pri dvosmerno nosilnih rebrastih ploščah je zahtevno tudi formiranje armature. Potrebna je večja debelina stropne konstrukcije, vendar bolj toga plošča omogoča premoščanje večjih razponov. V primerjavi z drugimi oblikami plošč so potrebne nekoliko večje medetažne višine. Sama plošča je v sistemu z rebri relativno malo obremenjena, vendar debelino plošče med rebrih lahko določa požarna odpornost in ne nosilnost. Preboji plošče med rebri ne predstavljajo težav, večje odprtine med etažami pa so težje v izvedbi. Zaradi vsečne geometrije so posebej primerne, ko je spodnja stran plošče vidna.

Kot ekonomične plošče se po priročniku »Economic concrete frame elements« ocenjujejo kasetirane plošče na nosilcih z razponi med 9 in 14 metrov [7].

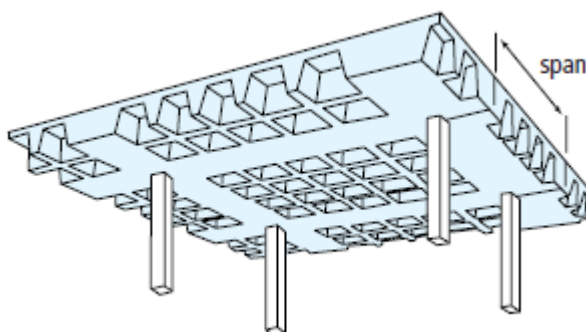


Slika 22: Graf kasetirane plošče na linijskih podporah



Slika 23: Graf kasetirane plošče na nosilcih

2.8 Kasetirana plošča s pasovnimi nosilci

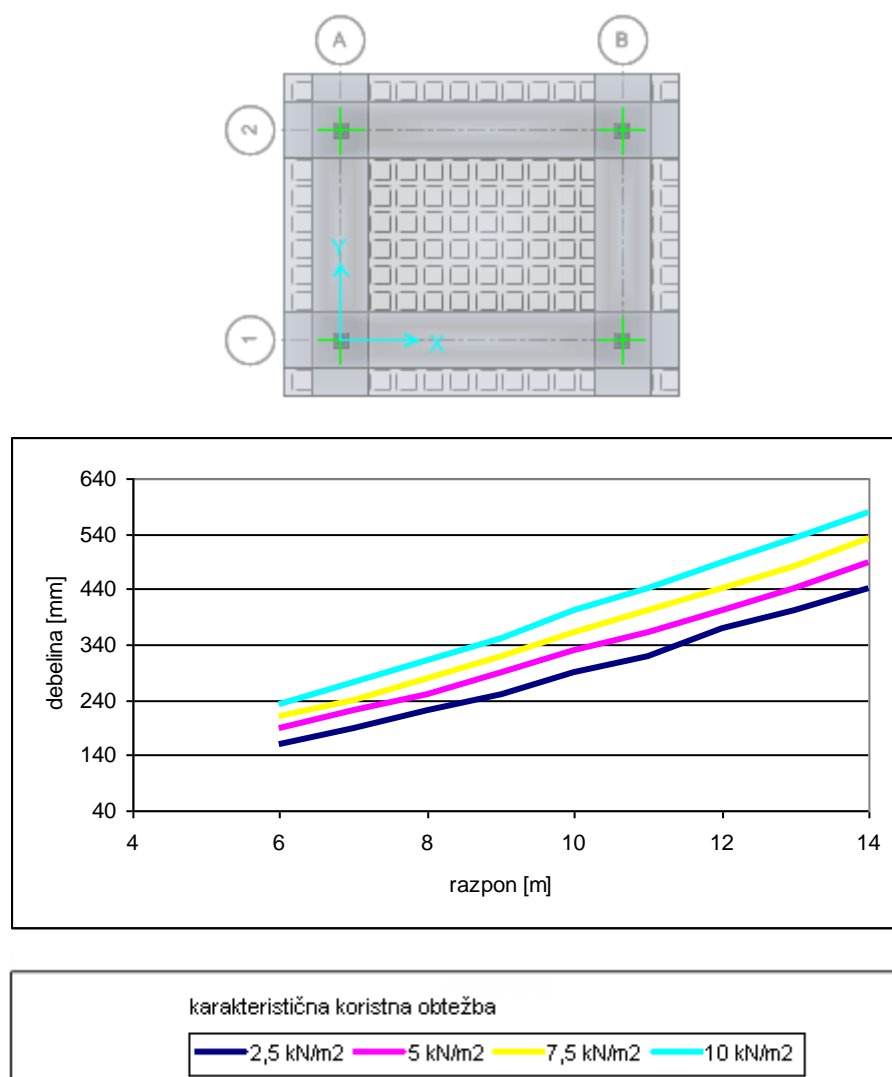


Slika 24: Kasetirana plošča s pasovnimi nosilci [7]

Kasetirane rebričaste plošče s konstantno debelino povezujejo prednosti rebrastih plošč z enakomerno debelino stropne konstrukcije.

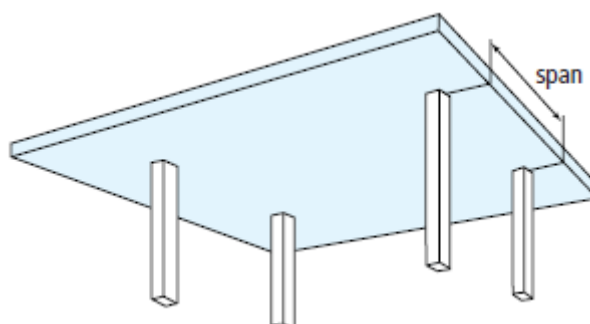
Rebraste plošče izkazujejo prednosti v območju pozitivnih momentov. V tem območju učinkovito zmanjšamo količino betona, ki pri prenosu obtežbe ne sodeluje. V območju negativnih momentov je geometrija rebrastih plošč manj primerna. V teh območjih zmanjšanje količine betona ni prednostno. Smiselne so dodatne ojačitve v obliki integriranih pasovnih nosilcev v tem območju. Celotna debelina stropa je v veliki meri odvisna od potrebe po statični višini v pasovnem nosilcu. Merodajne so ponavadi deformacije pasovnega nosilca. Predvsem zaradi manjše lastne teže in nekoliko večje togosti, so s takimi ploščami izvedljivi večji razponi kot z enosmerno nosilnimi gladkimi ploščami. Povečanje togosti je v večji meri rezultat večjih debelin stropne konstrukcije.

Kot ekonomične plošče se po priročniku »Economic concrete frame elements« ocenjujejo kasetirane rebraste plošče s pasovnimi nosilci in konstantno debelino z razponi do 10 metrov [7].



Slika 25: Graf kasetirane plošče s pasovnimi nosilci

2.9 Plošča na stebrih

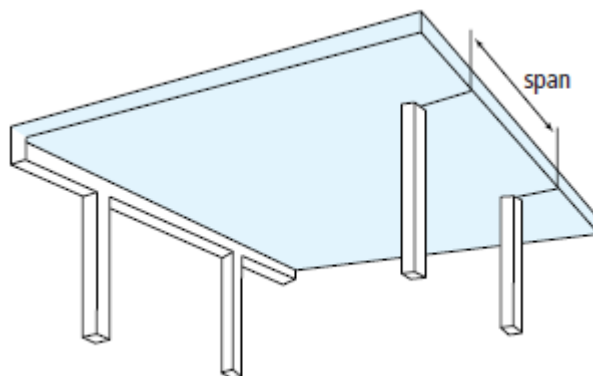


Slika 26: Plošča na stebrih [7]

Gladke plošče na stebrih so dvosmerno nosilni sistemi plošče direktno podprt z stebri. Je najpogosteje uporabljen sistem plošče. Glavna značilnost takih plošč je enaka ali skoraj enaka debelina plošče in ravna spodnja površina, zaradi česa je izvedba poenostavljena in hitra. Ker ni nosilcev, sistem omogoča veliko fleksibilnost pri vodenju inštalacij. Zaradi majhne debeline plošče je potreba po etažni višini zmanjšana. Vertikalni preboji, posebno v bližini stebrov, so lahko problematični. Taka oblika plošče ima relativno malo togost, zaradi česar je omejitev povesev ključna. Zaradi povesev je lahko problematično stikanje s krhkimi nenosilnimi elementi. V splošnem ta oblika plošče ni primerna za prenos večjih obtežb.

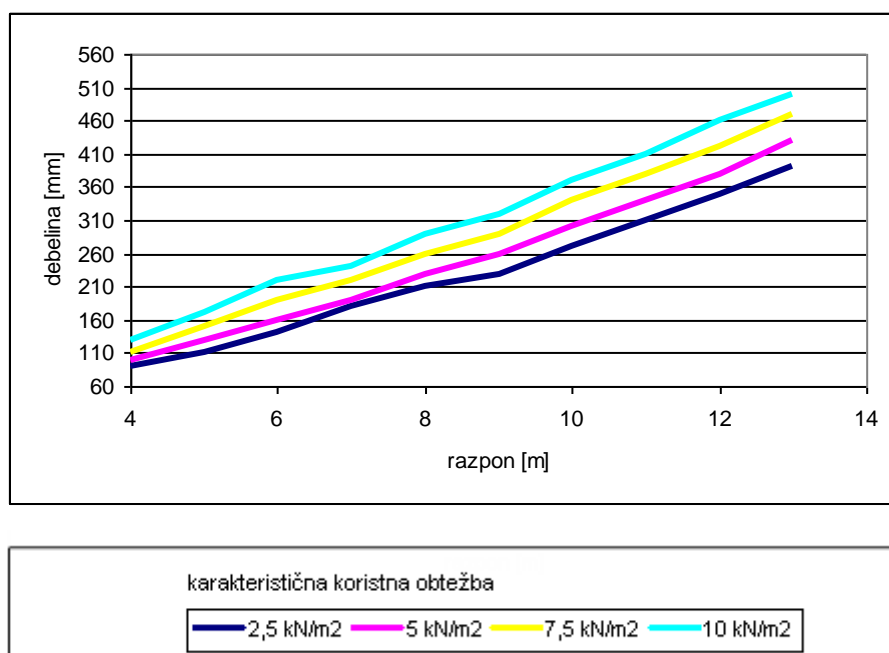
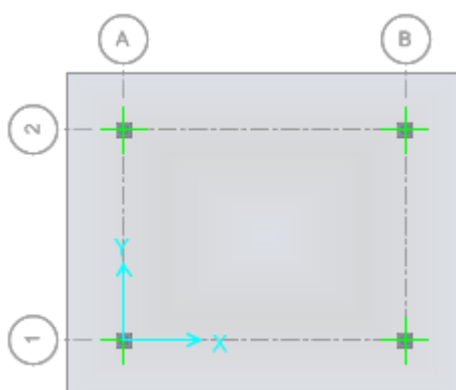
Zaradi omejene presečne površine stebra se na stiku med ploščo in stebrom pojavijo velike strižne obremenitve, ki predstavljajo največji izziv pri konstruiranju plošče na stebrih. Ploščo je v področju stikanja potrebno ojačati s strižno armaturo, ki preprečuje preboj stebra skozi ploščo. Tem manjše so prečne dimenzije stebra, tem večje so strižne napetosti, ki se v tem območju pojavijo. Posebno pozornost je potrebno posvetiti neuravnoteženem upogibnem momentu, ki se v steber prenaša preko strižnega mehanizma, ko je reakcija podpore ekscentrična glede na kontrolni obseg. Slednje je predvsem res ko sistem ni bočno zavarovan in bočno stabilnost nudi kot okvirni sistem.

Z uvedbo robnih nosilcev lahko omejimo težave z strigom ob robnih stebrih in hkrati omejimo povese na robu plošče.



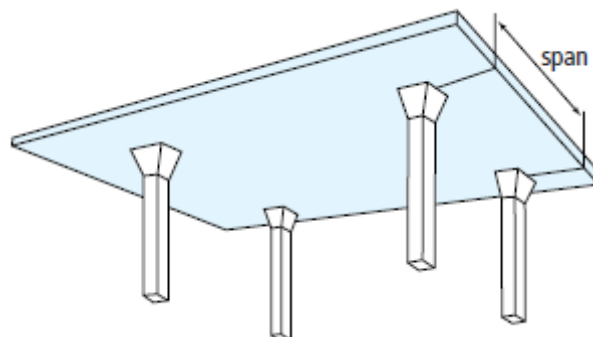
Slika 27: Plošča na stebrih z robnim nosilcem [7]

Sistem omogoča izvedbo srednje dolgih razponov z kvadratnimi polji. Kot ekonomične plošče se po priročniku »Economic concrete frame elements« ocenjujejo plošče na stebrih z razponi med 5 in 9 metrov [7].

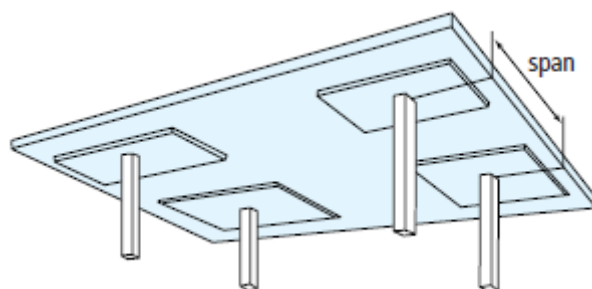


Slika 28: Graf plošče na stebrih

2.10 Plošča na stebrih s kapiteli in ali spuščeni paneli



Slika 29: Plošča na stebrih s kapiteli [7]

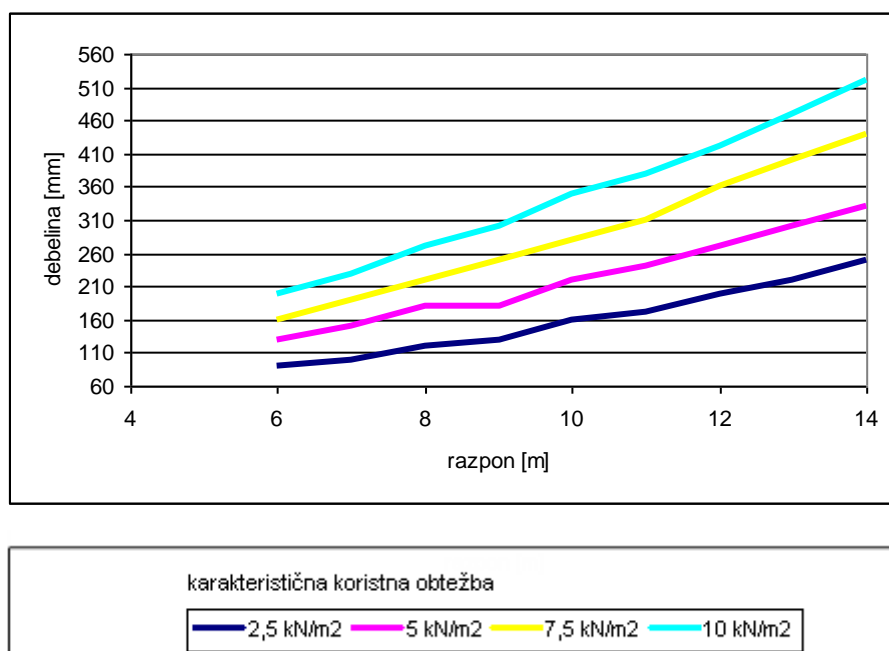
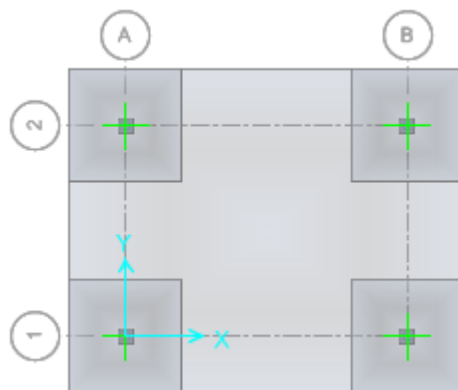


Slika 30: Plošča na stebrih spuščeni paneli [7]

Strižno odpornost v območju stebrov lahko povečamo s kapiteli stebrov ali s spuščeni paneli. Kapiteli so lahko piramidne ali konusne oblike. Spuščeni paneli pa se odražajo kot lokalno povečana debelina plošče in so navadno v tlorisu kvadratni. Izvedba kapitelov je zahtevnejša in lahko upočasnijo gradnjo. Ojačitve ne glede na način izvedbe opravljajo isto nalogo: zmanjšajo strižne napetosti, ki se pojavijo pri preboju stebra, dodatno pa pripomorejo tudi k povečanju togosti plošče v tem območju. Ker lahko v preostalem delu plošče debelino zmanjšamo, sledijo vodilu odvzemanja materiala, kjer ga ne potrebujemo in povečanja debeline v območjih največjih obremenitev. Ojačitve povečajo odpornost glede na preboj, povečajo togost celotnega sistema in tako povečajo ekonomične razpone. V splošnem je potrebno na preboj preveriti kontrolne prereze v neojačani plošči in v kapitelu. Pri ploščah s krožnimi kapiteli in če je ojačitev stebra takšna, da višina ojačitve presega polovično širino ojačitve od stebra, Evrokod zahteva dokaz napetosti pri preboju le za kontrolni prerez zunaj kapitela [8].

Sistem omogoča izvedbo srednje dolgih razponov s kvadratnimi polji. Kot ekonomične plošče se po priručniku »Economic concrete frame elements« ocenjujejo plošče na stebrih s kapiteli z razponi med

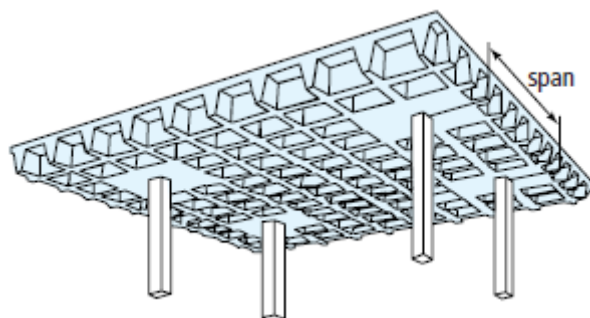
6 in 10 metrov in plošče na stebrih s spuščeni paneli z razponi med 5 in 10 metrov [7].



Slika 31: Graf plošče na stebrih s spuščeni paneli

2.11 Kasetirana plošča na stebrih

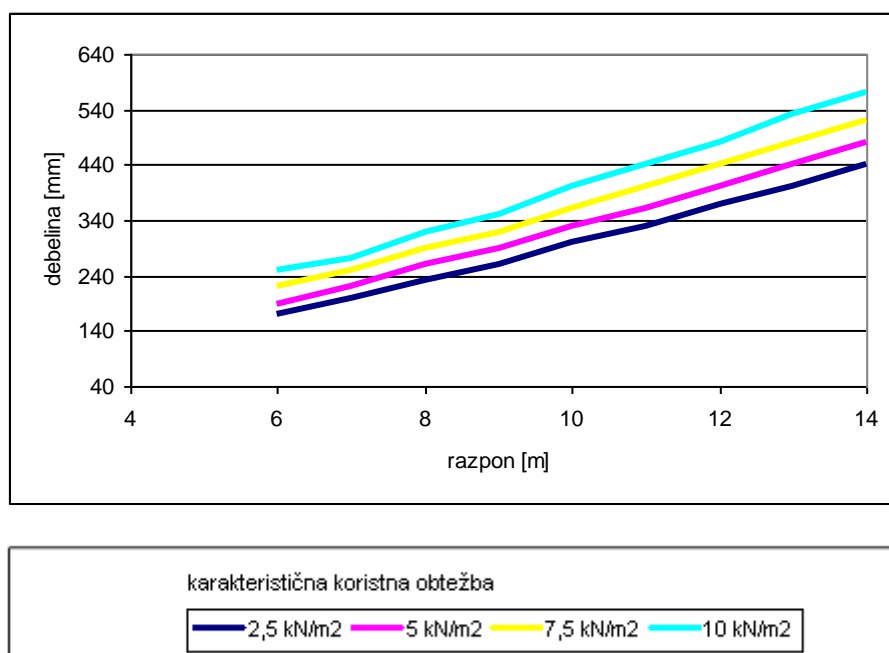
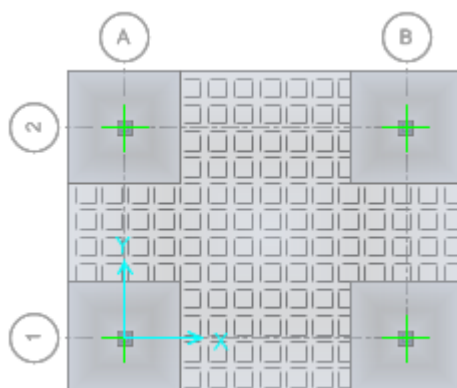
Kasetirane rebraste plošče velikokrat podpiramo direktno na stebrih.



Slika 32: Kasetirana plošča na stebrih [7]

Kasetirane rebraste plošče izkazujejo prednosti v območju pozitivnih momentov. V tem območju učinkovito zmanjšamo količino betona, ki pri prenosu obtežbe ne sodeluje. Zaradi omejene presečne površine stebra, se na stiku med ploščo in stebrom pojavijo velike strižne obremenitve in negativni upogibni momenti. V območju negativnih momentov in v območju preboja stebra, je geometrija rebričastih plošč manj primerna. V teh območjih zmanjšanje količine betona ni prednostno. Smiselno je, da v območju stebra opustimo geometrijo reber in na ta način povečamo strižno in upogibno odpornost. Debelino stropa največkrat določajo upogibi plošče, odpornost na preboj stebrov in strižna odpornost reber.

Sistem je najbolj primeren za izvedbo z kvadratnimi polji. Kot ekonomične plošče se po priročniku »Economic concrete frame elements« ocenjujejo rebričaste plošče na stebrih s konstantno debelino z razponi do 12 metrov [7].



Slika 33: Graf kasetirane plošče na stebrih

2.12 Primerjava sistemov plošč

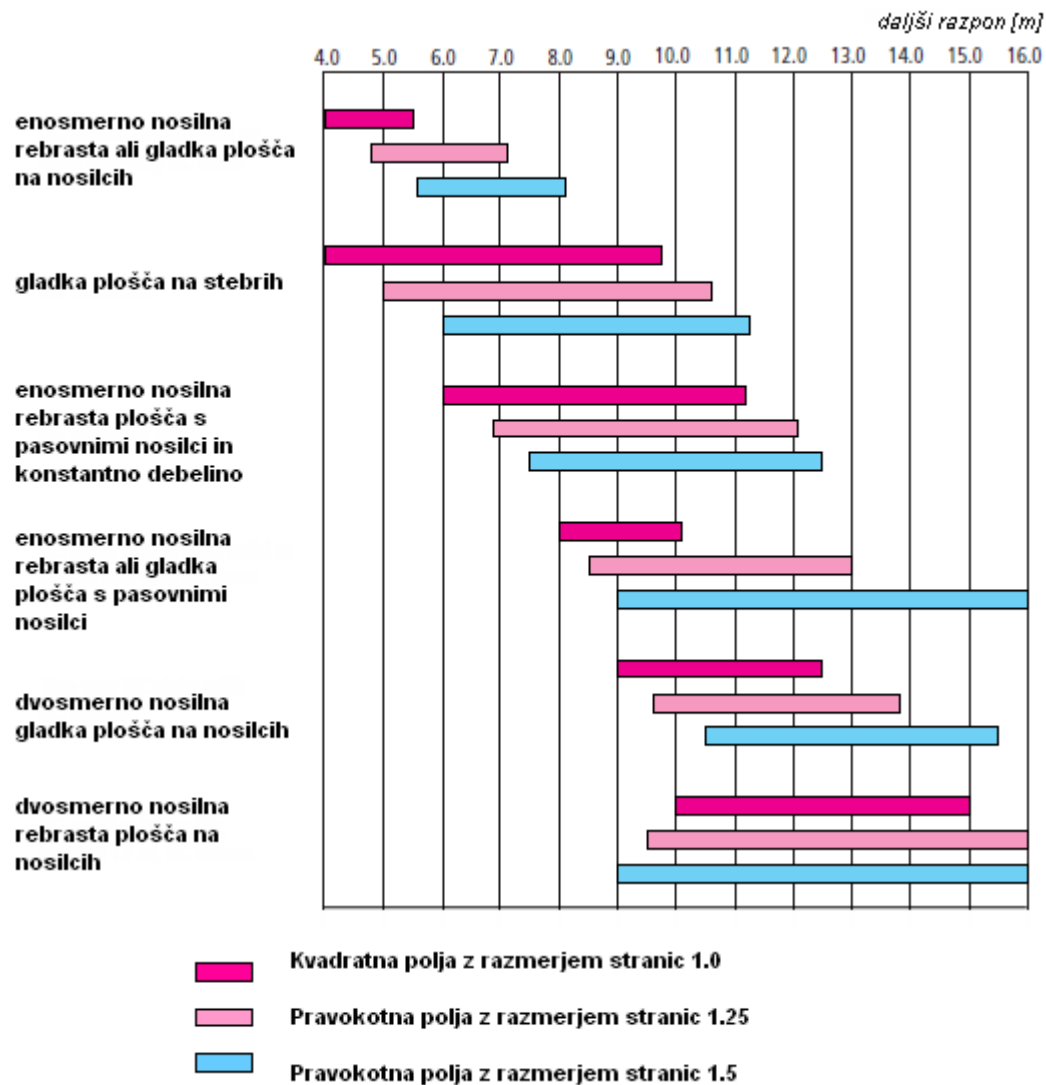
Obstaja več sistemov plošč med katerimi izbiramo najbolj ekonomično in tehnično zadovoljivo. Iz priložnika »Economic concrete frame elements« je povzet pregled različnih sistemov plošč [7]. S pomočjo grafikona na sliki 34 lahko na grobo ocenimo katere tipe plošč je pri določenem razponu smiselno uporabiti oziroma katere tipe plošč vključiti v preliminarno analizo s katero določimo sistem plošče.

V glavnem dimenzije in lastnosti določimo predhodno in nato analiziramo konstrukcijo in njene dele z ustreznimi vplivi. Primerne dimenzije določimo iz izkušenj in z uporabo splošnih pravil, kot so razmerja med debelino in razponom. Dimenzije prilagodimo, če se izkaže, da je del konstrukcije predimenzioniran ali poddimenzioniran ali če so presežene omejitve mejnega stanja uporabnosti ali katerega drugega mejnega stanja. Za zadovoljivo obnašanje konstrukcije je potrebno zagotoviti tudi zadostno stopnjo duktilnosti. Za oceno potrebne debeline plošče si lahko pomagamo s predstavljenimi grafi izdelane analize. Zavedati pa se je potrebno, da priporočila uporabimo le kot osnovo za natančnejše določanje potrebne debeline plošče.

Ker gradnja z betonom omogoča veliko svobodo pri oblikovanju, je velikokrat ekonomičnih več različnih izvedb plošč. Najpogosteje se razdalje med stebri in razponi plošč v večnadstropnih stavbah gibljejo v območju med 6 in 9 metrov, kar zagotavlja ekonomičnost in preprostost izvedbe. V modernih konstrukcijah pa se večkrat pojavijo potrebe po večjih površinah brez stebrov in sten, kar predstavlja dodatne zahteve za konstrukcijski element armiranobetonske plošče. V takih primerih se izvajajo plošče z razponi med 9 in 16 metrov. Za plošče z velikimi razponi lahko smatramo navadne armiranobetonske plošče z razponi večjimi od 6 metrov. Če gre za ploščo navadnega ali velikega razpona je odločilno za izbiro ustreznega nosilnega sistema plošče. Pri izboru sistema plošče je potrebno uskladiti arhitekturne, konstrukcijske in izvajalske zahteve. Ko izberemo ustrezen sistem plošče, s preliminarnim dimenzioniranjem določimo geometrijske karakteristike plošče, ki jih potrebujemo za analizo.

Plošče se izvajajo v vseh oblikah in dimenzijah. Plošče ki se izvajajo, se med seboj razlikujejo v kopici lastnosti, kot so različne dolžine razponov, zamaknjeni razponi, konzolne plošče, stopnja kontinuitete, vpliv nosilcev, stebrov in sten na obnašanje plošče. Vse različne vplive je pri priporočilih za določitev začetnih dimenzij nemogoče upoštevati, zaradi česa je nujno skozi proces preliminarne

analize plošče, s pomočjo ustrezne programske opreme, iz vrednosti iz priporočil dodatno preveriti in ustrezno prilagoditi konkretni situaciji.



Slika 34: Pregled različnih sistemov plošč [7]

3 KONSTRUIRANJE PLOŠČ

3.1 Cilji konstruiranja

Cilj pri konstruiranju je zagotoviti ustrezno zanesljivost in ekonomičnost plošče. Zanesljiva plošča zagotavlja zadostno nosilnost, kot tudi zadostno togost, ki omejuje pomike in vibracije, prav tako pa je potrebno zadovoljiti zahteve glede požarne varnosti, trajnosti, izgleda in druge specifične zahteve. Ekonomičnost se zagotovi z optimalnim razmerjem med stroški materiala in stroški dela, zaradi česa konstrukcija z najmanjšo težo ni nujno najbolj ekonomična. Za uspešno konstruiranje je potrebno razumeti kako plošča prenaša obtežbo in kakšne reakcijske sile se pojavijo v podporni konstrukciji.

3.2 Okvirne zahteve Evrokod standardov

Plošča mora zadostovati zahtevam Evrokod standardov. Armiranobetonske konstrukcije in s tem tudi armiranobetonske plošče obravnava Evrokod 2 [9]. Evrokod 2 se nanaša na zahteve po mehanski odpornosti, uporabnosti, trajnosti in požarni odpornosti. Nosilna konstrukcija mora zadoščati zahtevam glede potrebne varnosti, uporabnosti, trajnosti in požarne odpornosti [10]. Pri snovanju armirano betonskih konstrukcij morajo biti izpolnjene vse zahteve v zvezi s potrebnimi dokazi varnosti konstrukcije v mejnem stanju nosilnosti MSN in zahteve v zvezi z potrebnimi dokazi glede funkcionalnosti, primerne videza in trajnosti konstrukcije v mejnem stanju uporabnosti MSU. Določiti je potrebno vplive za mejna stanja in analizirati konstrukcije in njene dele z primernimi kombinacijami in faktoriranimi obtežbami.

3.3 Varnost proti poružitvi

Po Evrokod standardu v okviru mejnega stanja nosilnosti z ustreznimi računskimi postopki dokazujemo potrebno varnost konstrukcije proti poružitvi oziroma izvajamo ustrezno dimenzioniranje konstrukcije [10]. Predpostavimo, da je potrebna varnost zagotovljena, če je mejna nosilnost v vseh prerezih (oziroma elementih konstrukcije) večja ali enaka pripadajoči mejni obremenitvi za vse možne kombinacije obtežbe. Pri dimenzioniranju izhajamo iz zahteve, da je mejna nosilnost prereza (oziroma elementa konstrukcije) enaka pripadajoči mejni obremenitvi prereza (oziroma elementa konstrukcije). Odziv konstrukcije pod ustreznimi vplivi mora biti takšen, da ne presega odpornosti konstrukcije ali njenih delov.

3.4 Deformiranost plošče

Po Evrokod standardu v okviru mejnega stanja uporabnosti preverjamo zlasti deformabilnost oziroma pomike konstrukcije pod vplivom redne obtežbe brez upoštevanja varnostnih faktorjev. Ti morajo biti v takšnih mejah, da omogočajo nemoteno uporabo in ne povzročajo neugodnih psiholoških učinkov [10]. Potrebno se je zavedati, da je kontrola mejnih stanj pomikov prav tako pomembna kot preverjanje mejnih stanj nosilnosti. Posebej pri tanjših ploščah je prav pomik merodajen za izbiro debeline plošče. Običajno se šteje za primerno, če povesi upogibnih elementov, ki se razvijejo po končani gradnji pod vplivom navidezno stalne obtežne kombinacije, ne prekoračijo $l/500$ [11]. Pri povesu konstrukcije $l/250$ sta lahko njen izgled in uporabnost že občutno poslabšana, vendar pri ploščah v večini primerov ta omejitve šteje za ustrezno. Pri ploščah z velikim razponi je večkrat potrebno uporabiti strožje kriterije in poleg tega omejiti tudi absolutni pomik. Prav tako je pri dvosmerno nosilnih ploščah na stebrih potrebno dodatno omejiti povese v ravnini stebrov, da lahko omejimo pomike v sredini polja plošče. Za omejitve dolgotrajnih pomikov lahko plošče tudi nadvišamo. Nadvišanje se lahko uporabi za izravnavo dela ali celotnega povesa, vendar nadvišanje opaza na splošno ne sme prekoračiti $1/250$ razpetine. Omejiti je potrebno povese plošče, ki lahko povzročijo nenamerni prenos obremenitev na nenosilne zidove in druge občutljive dele konstrukcije. Toge zidove podpiramo z togimi sistemi plošč, kot so plošče na nosilcih, ki imajo omejene dolgotrajne pomike. Posebno previdnost je potrebno nameniti prednapetim ploščam, katerih pomiki so poleg obtežbe in lezenja odvisni tudi od izgube sile prednapetja. Pri takih ploščah se lahko pojavijo tudi ukrivljenosti v smeri navzgor.

3.5 Omejitve razpok

Razpoke je treba omejiti do takšne meje, da ne poslabšajo uporabnosti ali trajnosti konstrukcije, niti ne povzročijo nesprijemljivega videza [12]. V okviru dokaza ustrezne trajnosti konstrukcije, preverjamo zlasti širine razpok, ki morajo biti v takšnih mejah, da ne omogočajo prodiranja vlage in plinov skozi krovni sloj betona in s tem korozije armature. Poleg tega v okviru zagotavljanja trajnosti armiranobetonskih konstrukcij določamo tudi potrebne debeline krovnih slojev betona. Pri armiranobetonskih konstrukcijah so razpoke neizogibne, vendar je potrebno zaradi zagotovitve trajnosti in izgleda njihovo širimo omejiti. Razpoke nastanejo v nateznih conah konstrukcije, njihovo širino pa lahko omejimo z vgradnjo dodatne lahke armature ob površinah nateznih con.

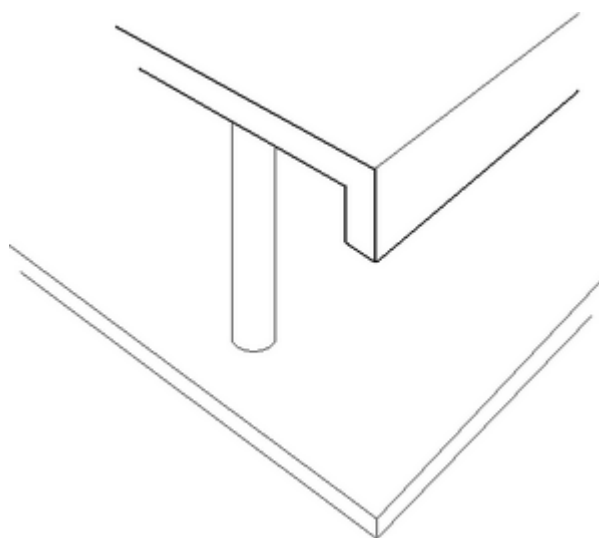
Največjo dovoljeno računsko širino razpoke je treba določiti z upoštevanjem predvidene uporabe in narave konstrukcije ter stroškov omejitve razpokanosti. Sprejemljiva širina razpok je odvisna od agresivnosti okolja in od tega če je konstrukcija prednapeta. Za okolje v stavbah Evrokod 2 predpisuje za navadne armiranobetonske konstrukcije omejitve razpok na 0,3 mm, za prednapete betonske elemente pa na 0,2 mm [12]. Razpoke lahko preprečimo ali vsaj omejimo tudi z prednapetjem. Pri armiranih in prednapetih ploščah stavb, ki so obremenjene na upogib brez pomembne osne sile, posebni ukrepi za omejitve razpok niso potrebni, kadar celotna višina ne presega 200 mm in so upoštevana nekatera določila detajliranja.

3.6 Vibracije

Za omejitve vibracij je potrebna zadostna togost konstrukcije, razmisliti pa je potrebno tudi o lastnih frekvencah konstrukcije, ker je neugodno če sovpadajo s frekvenco. V primeru dinamično obremenjenih konstrukcij, kot so industrijski objekti, telovadnice, plesišča in podobno, preverjamo lastne frekvence nihanja konstrukcij, ki morajo biti dovolj različne od pričakovane frekvence vzbujevalca, da ne pride do resonance.

3.7 Konzolne plošče

Konzolne plošče se velikokrat uporabijo za balkone, ob zunanjih robovih stavbe da uravnotežijo notranja polja plošč ali da povečamo strižno odpornost ob robnih stebrih. Ne glede na izbrani sistem plošče, je pri konzolnih ploščah potreben dodaten razmislek. Konzolne plošče so v glavnem omejene na 25-30% razpona zaledne plošče [13]. Podpirati jih je potrebno s togimi podporami kot so nosilci in stebri. Povesi konzolnih plošč so občutljivi na rotacije v podporah. Dolge konzole s kratkimi zalednimi ploščami lahko izkazujejo občutne povesi navzdol, medtem ko se kratke konzole z dolgimi zalednimi ploščami lahko občutno deformirajo navzgor. Pri tankih konzolnih ploščah, podprtih na stebrih, se pojavljajo upogibi med vrstami stebrov. Kjer so ti diferencialni povesi nespremenljivi, je potrebno robove dodatno ojačati z robnimi ali pasovnimi nosilci. Zaradi razmeroma velikih deformacij in slabe možnosti prerazporejanja obtežbe, je pri tem tipu konstrukcij večja možnost nastanka razpok zaradi nepredvidenih obremenitev. Razpokam se lahko v večji meri izognemo tako, da z lahko armaturo ob površini armiramo nearmirane dele konstrukcije, kar rezultira v manjši širini razpok ob izrednih obremenitvah.



Slika 35: Robni nosilec

3.8 Kontinuirane plošče preko več polj

Če je več plošč ob podporah med seboj monolitno spojenih, delujejo kot celota. Formira se mehanizem kontinuirane plošče preko več polj. Plošče posameznih polj med seboj sodelujejo, kar se izraža v prerazporeditvi notranjih sil in zmanjšanju upogibov plošč v posameznih poljih v primerjavi z samostoječimi ploščami. Tak mehanizem zagotavlja večjo togost in zanesljivost. Pri ploščah je, za razliko nosilcev običajnih dimenzij, faktor, ki določa debelino plošče velikokrat največja dovoljena deformacija v polju. Upogib plošče in s tem pomik v polju je posledica pozitivnega upogibnega momenta. S povečanjem togosti vpetja v podporah, povečamo negativni upogibni moment ob podporah in tako učinkovito zmanjšamo pozitivni moment v polju. Govorimo o prerazporeditvi upogibnih momentov, ki se pozitivno odraža v zmanjšanju deformacij v poljih. Napačno bi bilo na kontinuirano ploščo gledati kot na zaporedje togo vpetih plošč. Bolj kot se sosednje plošče med seboj razlikujejo, bodisi v geometriji, togosti ali obtežbi večje je odstopanje takega modela od realnega obnašanja kontinuirane plošče.



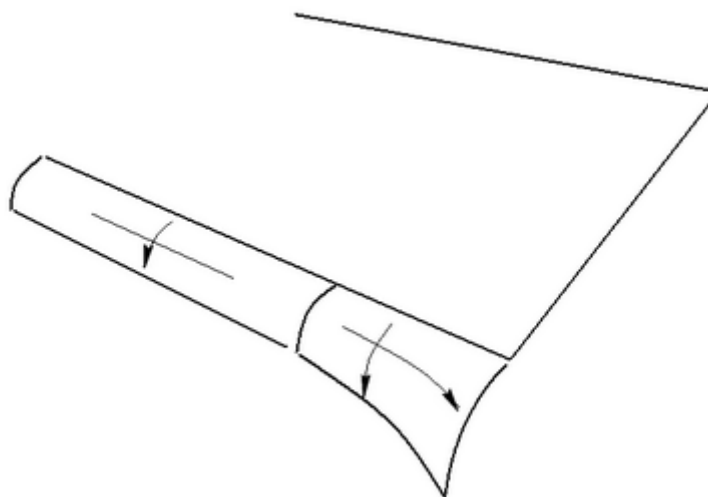
Slika 36: Kontinuirana plošča preko več polj [2]

3.9 Prednapete plošče

Navadno so plošče ojačane z jeklenimi palicami, armaturnim mrežami ali s prednapetimi kabli s katerimi v beton vnesemo tlačne napetosti. Ob ustrezni izbiri sile prednapetja in kabske linije lahko uravnotežimo učinke obtežbe in prednapetja in tako izničimo upogib plošče. Pri ploščah velikih razponov je to velika prednost. S tem izničimo potrebo po nadvišanju in povečanju statične višine. Pogosta je tudi uporaba delnega prednapetja, ki je konceptualno nekje med običajnim armiranjem in polnim prednapetjem. Prednost tega sistema je, da lahko z delnim prednapetjem kontroliramo deformacije in razpoke, hkrati pa ohranimo ekonomičnost armiranega betona. Pri ploščah lahko kombiniramo nosilni sistem s prednapetjem v eni smeri z nosilnim sistemom z mehko armaturo v drugi, manj obremenjeni smeri. Tudi pri polno prednapetih sistemih so potrebne ojačitve z mehko armaturo. Z njo zagotavljamo duktilnost konstrukcije, omejimo širino razpok in ojačano beton v območju prevzema sidrnih sil. V mejnem stanju uporabnosti je potrebno omejiti tlačne napetosti betona, natezne napetosti v armaturi in srednjo vrednost napetosti v prednapetih kablkih.

3.10 Plošče z večjimi razponi

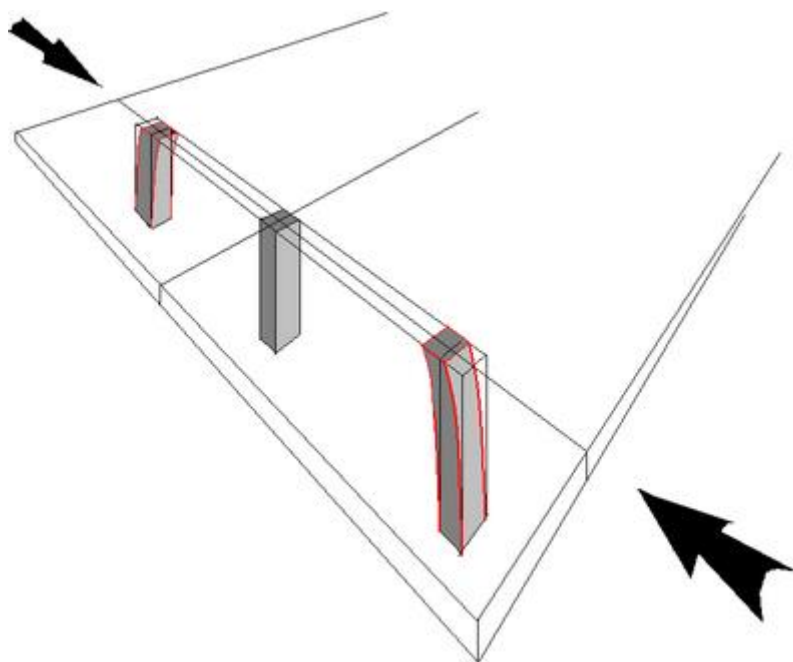
Z uporabo plošč z večjimi razponi je prišla v ospredje potreba po togosti konstrukcije, saj so ponavadi pri takih ploščah pri izbiri dimenzij merodajne deformacije in ne nosilnost. Plošče z večjimi razponi imajo načeloma večje statične višine, večjo lastno težo, so zahtevnejše v pogledu deformacij in vibracij ter dražje v izvedbi. Večja cena izvedbe takih plošč pa je lahko upravičena v širšem kontekstu. Kljub temu je potrebno premisliti razporeditev podporne konstrukcije in morebiti zahteve glede tlora zadovoljiti z manjšimi razponi. Dobra zasnova razporeditve stebrov in nosilnih sten je ključna za zagotovitev učinkovitega in ekonomičnega nosilnega sistema. Zmanjšanje razpona zunanega polja na 75 do 80% notranjega razpona lahko zmanjša potrebo po večjih statičnih višinah v teh poljih. Podobno lahko uporabimo konzolne plošče, da uravnotežimo notranja polja. Posebno pozornost je treba posvetiti konzolnemu kotnemu delu plošče, kjer se pri manjši togosti robnih nosilcev lahko pojavi nosilni sistem v dveh smereh.



Slika 37: Upogib konzolnega dela plošče

3.11 Krčenje in lezenje

Krčenje in lezenje sta časovno odvisni lastnosti betona, ki prispevata k povečanju pomikov plošče po končani gradnji. Krčenje in lezenje betona se pojavita pri vseh sistemih plošč. Pri prednapetih ploščah je pojavu potrebno posvetiti dodatno pozornost, saj ob povečanju končnih pomikov vpliva tudi na silo prednapetja. Zaradi skrčka plošče se posledično lahko, zaradi togih stebrov in sten, v plošči pojavijo velike sile. Pojav je posebno izrazit, če je toga podporna konstrukcija v bližini robov plošče in je ta vzporedna s smerjo prednapenjanja. Pojavijo se lahko razpoke. Pojav omejimo s povezavo med ploščo in stenami in stebri, ki dopušča zdr. Na splošno je treba učinke upoštevati pri preverjanju mejnih stanj uporabnosti. V mejnem stanju nosilnosti je treba učinke lezenja in krčenja upoštevati le takrat, kadar so pomembni. Upoštevati jih ni potrebno če sta zagotovljena zadostna duktilnost in rotacijska sposobnost konstrukcije [14].



Slika 38: Deformacije stebrov zaradi skrčka plošče

3.12 Koraki pri konstruiranju plošče

Konstruiranje plošče poteka v zaporedju nekaterih korakov. Izbrati je potrebno izvedljiv nosilni sistem za ploščo. Določiti je potrebno okvirno debelino plošče, dimenzije pasovnih nosilcev, reber, podporne stebre in podporne stene, ter njihovo razporeditev. Cilj je zagotoviti optimalno obnašanje konstrukcije, da je ta ekonomična in učinkovita. To zahteva preliminarno analizo in oceno več variant. Izbira je odvisna od izkušenj, specifičnih zahtev projekta ali tudi od zahtev izvajalca.

- Poznati je potrebno osnovne konstrukcijske kriterije, kot so namembnost stavbe, požarne zahteve, zvočne zahteve, agresivnost okolja in zahteve trajnosti ter ostale specifične zahteve.
- V prvi fazi preliminarne dimenzioniranja je potrebno določiti minimalne dimenzije plošče glede na osnovne konstrukcijske kriterije in z izbranimi materialnimi lastnostmi betona in zahtevanimi krovni sloji armature, s pomočjo priporočenih vrednosti za razmerje med debelino in razponom, določiti začetno debelino plošče.

- Izbrati je potrebno zadovoljivo debelino plošče, ki izpolnjuje zahteve za poves, ki je večja ali enako debelini, dobljeni v prvi fazi preliminarne dimenzioniranja. Če sistem plošče ni zadosti debel, je potrebno izbrati večjo debelino in ponoviti proces izbire.
- Določiti je potrebno stalne in spremenljive vplive, vključujoč vplive vetra in potresa pri ploščah, ki so del okvirnega konstrukcijskega sistema.
- V skladu z Evrokod standardi se nato določi odziv konstrukcije. Priprava računskega modela za analizo rebraste konstrukcije je podrobneje opisana v nadaljevanju.
- Zahtevana je detajlna analiza sistema plošče in dimenzioniranje armature. Če se izkaze, da je količina potrebne strižne ali upogibne armature pretirana, je potrebno ponoviti izborni proces primerne debeline.
- Izračunati je potrebno poves konstrukcije. Če so plošče stavb dimenzionirane tako, da ustrezajo omejitvam razmerij med razpetino in statično višino, ki so podane v Evrokodu 2 se lahko šteje, da povesi ne pesegajo omejitev [15]. Upogib je možno preveriti z zahtevnejšimi analizami ali z informacijami proizvajalca, kjer je to dopustno. Če je potrebno, izberemo velikost nadvišanja ali ponovimo izborni proces, dokler ne najdemo primerne debeline.
- Izvesti je treba dokončno detajlno analizo glede na vse zahteve konkretnega projekta in izdelati dokumentacijo. Podati je potrebno tudi navodila za podpiranje in stabiliziranje konstrukcije v času gradnje.

4 KONSTRUIRANJE REBRIČASTIH PLOŠČ PO EVROKOD STANDARDIH

4.1 Projektiranje na mejna stanja

Konstrukcijo je potrebno projektirati tako, da bo v predvideni življenjski dobi, s primerno zanesljivostjo in ob primernih stroških, prenašala vse vplive in služila svojemu namenu. Konstruirati jo je potrebno tako, da bo konstrukcijsko odporna, uporabna in trajna. Zahtevana je tudi zadostna požarna odpornost. Evrokod standardi se naslanjajo na načelo projektiranja po metodi mejnih stanj [16]. Razlikovati je potrebno mejna stanja nosilnosti in mejna stanja uporabnosti. Mejna stanja nosilnosti se nanašajo na varnost ljudi in na varnost konstrukcije, medtem ko se mejna stanja uporabnosti nanašajo na delovanje konstrukcije ali konstrukcijskega elementa v normalnih pogojih, udobje ljudi ali videz objekta. Projektiranje konstrukcije na mejna stanja temelji na uporabi računskih modelov konstrukcije in obtežbe za ustrezna mejna stanja. Preveriti je potrebno, če je katero izmed mejnih stanj preseženo. V modelih uporabimo projektne vrednosti vplivov, lastnosti materiala in geometrije konstrukcije.

4.2 Računska analiza konstrukcije

Računsko analizo konstrukcije je potrebno opraviti na ustreznem računskem modelu, ki upošteva pomembne spremenljivke. Računski model se izbere tako, da omogoča napoved obnašanja konstrukcije s sprejemljivo natančnostjo in je primeren za obravnavana mejna stanja. Računski model mora temeljiti na uveljavljeni inženirski teoriji in praksi. Robni pogoji na računskem modelu morajo predstavljati predvidene pogoje na konstrukciji [17].

Po metodi delnih faktorjev je treba preveriti ali so mejna stanja presežena za katero od ustreznih projektnih stanj. Določiti je potrebno projektne vrednosti vplivov, projektne vrednosti učinkov vplivov, projektne vrednosti lastnosti materiala in projektno odpornost, ter jih upoštevati v računskih modelih. Za vsak kritični obtežni primer je treba določiti projektne vrednosti učinkov vplivov E_d s kombiniranjem vrednosti vplivov, za katere se ocenjuje da se bodo pojavili sočasno. Kot geometrijske podatke za analizo in račun se lahko upoštevajo mere določene iz projekta. Geometrijske nepopolnosti pri ploščah ni potrebno upoštevati. Za vsak stalni vpliv je treba upoštevati po celi konstrukciji ali

najmanjšo ali največjo vrednost, odvisno katera učinkuje neugodnejše.

4.3 Projektne vrednosti vplivov

Vplive glede na njihovo časovno spremenljivost ločimo na stalne G , spremenljive Q in neugodne vplive A . Karakteristična vrednost vpliva mora biti določena v skladu z EN 1991 [18]. Iz karakteristične vrednosti vplivov izhajajo vrednosti za kombinacijsko vrednost $\psi_0 Q_k$, pogosto vrednost $\psi_1 Q_k$ in navidezno stalno vrednost $\psi_2 Q_k$. Kombinacijske vrednosti vplivov za stavbe določimo sklicujoč se na normativni dodatek A1 Evrokoda EN 1990 [19]. Vsebuje kombinacijske faktorje ψ za uporabo v stavbah. Priporočene projektne vrednosti stalnih, spremenljivih in neugodnih vplivov se določijo upoštevajoč EN 1991 [18]. Učinki vplivov, ki se ne morejo pojaviti sočasno, se ne upoštevajo v skupnih kombinacijah.

Preglednica 4: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe EN 1990 A.1.2.2 [20]

Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kategorija A: bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: pisarne	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišča	1,0	0,9	0,8

Projektna vrednost vpliva F_d je določena z izrazom: [21]

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \tag{1}$$
$$F_{rep} = \psi F_k$$

kjer je F_{rep} reprezentativna vrednost vpliva, γ_f delni faktor, ki upošteva možnost neugodnega odklona vpliva od reprezentativne vrednosti, ψ pa faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva.

Dimenzioniranje konstrukcijskih elementov se preveri z uporabo projektnih vrednosti vplivov sklicujoč se na normativni dodatek A1 Evrokoda EN 1990 [22]. Če je vpliv neugoden, se upoštevajo delni faktorji $\gamma_G=1,35$, $\gamma_{Q1}=1,5$ in $\gamma_{Qi}=1,5$. V primeru, da so vplivi ugodni pa upoštevamo vrednosti $\gamma_G=1,0$, $\gamma_{Q1}=0$ in $\gamma_{Qi}=0$. Z majna stanja uporabnosti so delni faktorji γ enaki 1. Indeks G se nanaša na stalne vplive, indeks $Q1$ na prevladujoči spremenljivi vpliv, indeks Qi pa na spremljajoči spremenljivi vpliv.

Gostoto materialov, ki jo potrebujemo za določitev vpliva lastne teže, pa razberemo z dodatka A k

Evrokodu EN 1991 [23]. Za običajen beton z običajnim odstotkom armiranja je ta vrednost 25 kN/m^3 .

Koristne obtežbe v stavbah določimo v skladu z EN 1991 [24]. Pri projektiranju konstrukcije v neki etaži je treba upoštevati koristno obtežbo razporejeno na najneugodnejših delih vplivne površine glede na obravnavani učinek vpliva. Za zagotavljanje lokalne odpornosti talne konstrukcije, jo je potrebno preveriti s koncentrirano obtežbo, ki pa je ne kombiniramo z drugimi spremenljivimi vplivi po površini etaž.

Površine plošče je potrebno kategorizirati in jih projektirati s ustreznimi karakterističnimi vrednostmi za enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo q_k in koncentrirano obtežbo Q_k .

Preglednica 5: Koristne obtežbe na ploščah stavb EN 1991 6.3.1.2 [25]

Kategorije površin			q_k [kN/m ²]	Q [kN]
A	Bivalni prostori	tla na splošno	1,5 – 2,0	2,0 – 3,0
		balkoni	2,5 – 4,0	2,0 – 3,0
B	Pisarne		2,0 – 3,0	1,5 – 4,5
C	Površine, kjer je zbirajo ljudje	C1: Površine z mizami	2,0 – 3,0	3,0 – 4,0
		C2: Površine z pritrjenimi sedeži	3,0 – 4,0	2,5 – 7,0 (4,0)
		C3: Površine brez ovir za gibanje ljudi	3,0 – 5,0	4,0 – 7,0
		C4: Površine za telesno kulturne dejavnosti	4,5 – 5,0	3,5 – 7,0
		C5: Površine na katerih lahko pride do gneče	5,0 – 7,5	3,5 – 4,5
D	Trgovine	D1: Površine v trgovini na drobno	4,0 – 5,0	3,5 – 7,0 (4,0)
		D2: Površine v veleblagovnicah	4,0 – 5,0	3,5 – 7,0

4.4 Projektne vrednosti lastnosti materiala

Tudi lastnosti materiala je potrebno predstaviti z karakterističnimi vrednostmi, ki jih razberemo z EN 1992. [26]

Projektna vrednost X_d lastnosti materiala je mogoče izraziti kot: [27]

$$X_d = \eta X_k / \gamma_m \quad (2)$$

kjer je X_k karakteristična vrednost lastnosti materiala, η srednja vrednost faktorja pretvorbe in γ_m delni varnostni faktor lastnosti materiala, ki upošteva možnost neugodnih odklonov lastnosti materiala od karakterističnih vrednosti. Faktor pretvorbe upošteva učinke prostornine, vlage in temperature.

γ_M je delni varnostni faktor za material, s katerim se upošteva nezanesljivost lastnosti materiala,

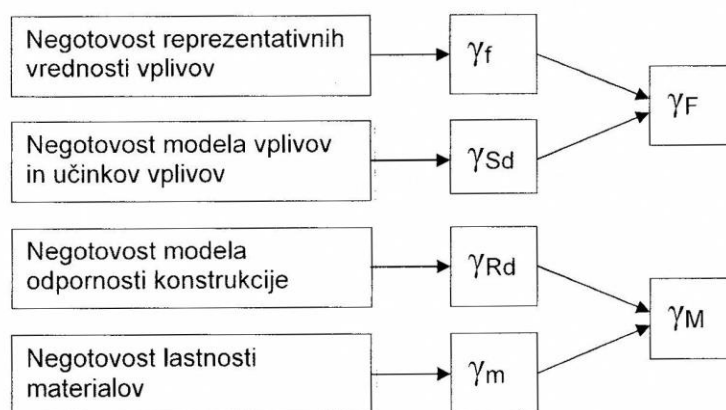
geometrijska odstopanja in nezanesljivost uporabljenega računskega modela.

Za stalna in začasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti sta delna varnostni faktorja za lastnosti materiala $\gamma_m = 1,5$ za beton in $\gamma_m = 1,15$ za mehko armaturo. Pri preverjanju v mejnem stanju uporabnosti upoštevamo vrednosti obeh faktorjev γ_m za beton in mehko armaturo kot 1,0.

4.5 Projektne vrednosti učinkov vplivov in projektna odpornost

Morebitno negotovost računskega modela glede projektnih učinkov vplivov in projektne odpornosti upoštevamo z delnima faktorjema γ_F in γ_M . Upoštevamo jih lahko na sledeč način: [28]

$$\begin{aligned} \gamma_{F,i} &= \gamma_{Sd} \gamma_{f,i} \\ \gamma_{M,i} &= \gamma_{Rd} \gamma_{m,i} \end{aligned} \tag{3}$$



Slika 39: Shema zagotavljanja varnosti v računskem modelu [29]

Varnostne faktorje za posamezne sklope računskega modela uporabimo na sledeč način: [30] [31] [32] [33]

$$\begin{aligned} F_d &= \gamma_f F_{rep} \\ E_d &= \gamma_{sd} E \\ X_d &= \frac{X_k}{\gamma_m} \end{aligned} \tag{4}$$

$$R_d = \frac{R}{\gamma_{Rd}}$$

kjer je F_d projektna vrednost vpliva, F_{rep} reprezentativna vrednost vpliva, γ_f delni faktor za vplive, E_d projektna vrednost učinka vpliva, E učinek vpliva, γ_{sd} delni faktor za negotovost modela ali učinka vpliva, X_d projektna vrednost lastnosti materiala, X_k karakteristična vrednost lastnosti materiala, γ_m delni faktor za lastnosti materiala, R_d projektna vrednost odpornosti in R_k karakteristična vrednost odpornosti, γ_{Rd} delni faktor za negotovost modela odpornosti

4.6 Mejna stanja nosilnosti

V mejnem stanju nosilnosti MSN je treba preveriti konstrukcijo na notranjo odpoved ali pretirano deformacijo, pri čemer je odločilna trdnost materiala.

Kjer se obravnava mejno stanje porušitve ali prevelikih deformacij prereza, je potrebno preveriti: [34]

$$E_d \leq R_d \quad (5)$$

kjer sta E_d projektna vrednost učinkov vplivov, kot so notranje sile in momenti, ter R_d projektna vrednost pripadajoče odpornosti.

Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja se lahko izrazi kot: [35]

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_i \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

kjer so γ delni faktorji, ki upoštevajo možnost neugodnega odklona vrednosti vpliva od reprezentativne vrednosti, ψ pa faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva.

4.7 Mejna stanja uporabnosti

V mejnih stanjih uporabnosti MSU je potrebno preveriti: [36]

$$E_d \leq C_d \quad (7)$$

kjer sta E_d projektna vrednost učinkov vplivov, glede na kriterij uporabnost določena na podlagi ustrezne kombinacije, ter C_d mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti.

Za kriterije uporabnosti se upoštevajo omejitve navpičnih premikov konstrukcije. Nacionalni dodatek Evrokoda EN 1990 določa omejitev pomikov za stropne na $L/250$, kjer je L razpon med podporami ali dvojna dolžina konzole [37]. Za stropne, ki podpirajo stebre, nosijo krhke obloge ali zelo toge predelne stene, je potrebno pomike dodatno omejiti.

Pomiki se izračunajo v skladu z EN 1992 z uporabo karakteristične kombinacije vplivov. Za mejna stanja uporabnosti so delni faktorji γ_M za lastnosti materialov enaki 1.

Za preverjanje v mejnih stanjih uporabnosti se v splošnem uporabi karakteristična kombinacija vplivov, ki se lahko izrazi kot: [38]

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_i \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (8)$$

Pri preverjanju delovanja ali poškodb nekonstrukcijskih delov, kot so predelne stene, se upoštevajo le tisti učinki vplivov, ki se pojavijo po gradnji teh delov.

Če se preverja videz konstrukcije ali dolgotrajni učinki, se uporabi navidezno stalna kombinacija vplivov, ki se lahko izrazi kot: [39]

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9)$$

Kadar je primerno se preverjajo trajne deformacije zaradi krčenja relaksacije ali lezenja, pri čemer se upoštevajo učinki stalnih vplivov in navidezno stalnih vrednosti spremenljivih vplivov.

5 IZBIRA ZAČETNIH DIMENZIJ REBRIČASTIH PLOŠČ

Preden lahko začnemo z detajlno analizo konstrukcije, je potrebno zbrati konstrukcijske informacije, ki vključujejo predvideno življenjsko dobo, vplive na konstrukcijo, razporeditev vplivov, kombinacije vplivov, metodo analize, materialne lastnosti, stabilnost in nepopolnosti, potrebne krovne sloje betona in dovoljene širine razpok. Življenjska doba konstrukcije se določa v skladu z EN 1990. Za stavbe in druge običajne konstrukcije, je predvidena življenjska doba 50 let [40]. Vrednosti se uporabijo za določitev zahtev glede trajnosti armiranobetonskih konstrukcij.

Ustrezen nosilni sistem plošče izberemo glede na tlorisne dimenzije, podporni sistem in obtežbo. S pomočjo priporočil v literaturi in preglednic 6-9 določimo dimenzije prečnega prereza rebraste konstrukcije. Pri tem upoštevamo zahteve za požarno odpornost in zahteve glede krovne sloja betona.

5.1 Požarna odpornost

Evrokod 2 v delu 1-2 daje možnost zahtevnejših, poenostavljenih ali tabelaričnih metod za določitev požarne odpornosti [41]. Če analiziramo posamezne elemente za standardni požar, lahko uporabimo tabelirane vrednosti. Z tabelami najhitreje določimo najmanjše dimenzije in krovni sloj betona za plošče. Tabelarične metode dajejo minimalne zahteve za oddaljenost težišča glavne armature od izpostavljene površine in zahtevane debeline plošče in reber.

5.1.1 Požarna odpornost vpetih rebrastih plošč nosilnih v dveh smereh

Za požarno odpornost rebrastih plošč, nosilnih v dveh smereh, se lahko privzame, da je ustrezna, če so upoštevane vrednosti iz preglednice 6 povzete po EN 1992-1-2 [41]. Vrednosti veljajo za rebraste plošče s pretežno enakomerno porazdeljeno obtežbo. Preglednica velja za rebraste plošče, nosilne v dveh smereh, z vsaj enim vpetim robom. Za standardno požarno odpornost R90 ali višjo, prerez zgornje armature nad vsako vmesno podporo do oddaljenosti $0,3 l_{eff}$ učinkovite razpetine l_{eff} od osi podpore ne sme biti manjša kot $A_{s,req}$. [42] [43].

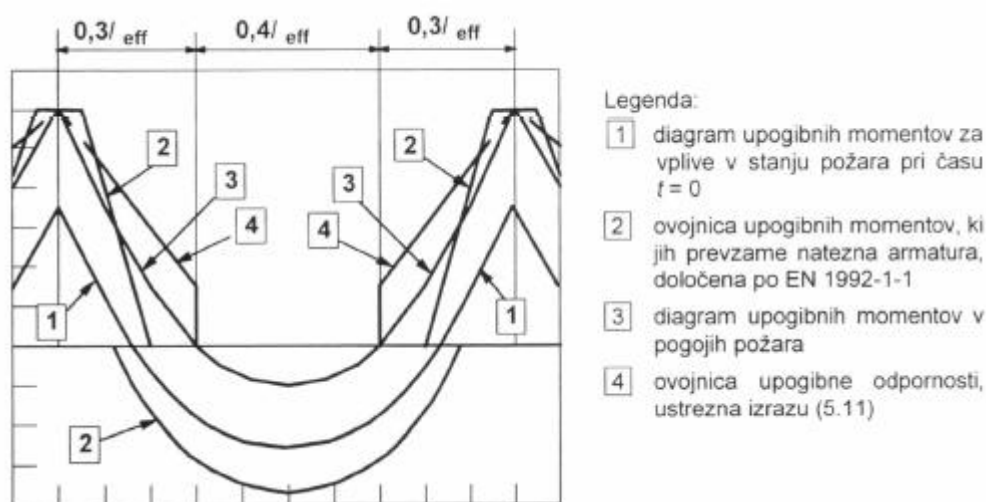
$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) (1 - 2,5x / l_{eff}) \quad (10)$$

x – oddaljenost obravnavanega prereza od osi podpore

$A_{s,req}(0)$ – potreben prerez zgornje armature nad podporo v skladu z EN 1992-1-1 [9]

$A_{s,req}(x)$ – najmanjši potreben prerez zgornje armature na oddaljenosti x glede na zahteve požarne odpornosti

l_{eff} - učinkovita razpetina. Če sta razpetini sosednjih polj različni se upošteva sosednja razpetina.



Slika 40: Ovojnica upogibne odpornosti nad podporami v pogojih požara [44]

Preglednica 6: Najmanjše dimenzije in osna oddaljenost armature vpetih rebričastih plošč nosilnih v dveh smereh [45]

Standardna požarna odpornost	Možne kombinacije povprečne osne oddaljenosti armature a in širine reber b_{min} [mm]			Debelina plošče h_s in osna oddaljenost armature v pasnici oziroma plošči [mm]
REI 30	$b_{min} = 80$ $a = 10$			$h_s = 80$ $a = 10$
REI 60	$b_{min} = 100$ $a = 25$	120 15	> 200 10	$h_s = 80$ $a = 10$
REI 90	$b_{min} = 120$ $a = 35$	160 25	> 250 15	$h_s = 100$ $a = 15$
REI 120	$b_{min} = 160$ $a = 45$	190 40	> 300 30	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{min} = 310$ $a = 60$	260 70	> 410 60	$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{min} = 450$ $a = 70$	350 75	> 500 70	$h_s = 175$ $a = 40$

Omejena je tudi stranska osna oddaljenost vogalnih palic a_{sd} pri nosilcih z enim samim slojem armature. [45]

$$a_{sd} = a + 10 \text{ mm} \quad (11)$$

Zavedati se je potrebno, da je pri manjših vrednostih osne oddaljenosti armature a merodajen krovni sloj betona, ki je zahtevan v EC2-1-1 [46]. Širina raber večja od 125 mm je v glavnem potrebna za vgradnjo upogibne in strižne armature.

5.1.2 Požarna odpornost prostoležečih rebrastih plošč nosilnih v dveh smereh

Preglednica 7: Najmanjše dimenzije in osna oddaljenost armature prostoležečih rebrastih plošč nosilnih v dveh smereh [47]

Standardna požarna odpornost	Možne kombinacije povprečne osne oddaljenosti armature a in širine raber b_{min} [mm]			Debelina plošče h_s in osna oddaljenost armatura v pasnici oziroma plošči [mm]
REI 30	$b_{min} = 80$ $a = 15$			$h_s = 80$ $a = 10$
REI 60	$b_{min} = 100$ $a = 35$	120 25	> 200 15	$h_s = 80$ $a = 10$
REI 90	$b_{min} = 120$ $a = 45$	160 40	> 250 30	$h_s = 100$ $a = 15$
REI 120	$b_{min} = 160$ $a = 60$	190 55	> 300 40	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{min} = 220$ $a = 75$	260 70	> 410 60	$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{min} = 280$ $a = 90$	350 75	> 500 70	$h_s = 175$ $a = 40$

Omejena je tudi stranska osna oddaljenost vogalnih palic a_{sd} pri nosilcih z enim samim slojem armature. [47]

$$a_{sd} = a + 10 \text{ mm} \quad (12)$$

5.1.3 Požarna odpornost rebrastih plošč nosilnih v eni smeri

Za oceno požarne odpornosti rebrastih plošč, nosilnih v eni smeri, upoštevamo glede raber pravila za požarno odpornost nosilcev, glede pasnic oziroma plošče pa pravila za gladke plošče nosilne v dveh smereh [48].

5.1.3.1 Požarna odpornost reber prostoležečih rebrastih plošč nosilnih v eni smeri

Preglednica 8: Najmanjše dimenzije in osna oddaljenost armature reber prostoležečih rebrastih plošč nosilnih v eni smeri [49]

Standardna požarna odpornost	Možne kombinacije povprečne osne oddaljenosti armature a in širine reber b_{min} [mm]			
	b_{min}	a	b_{min}	a
REI 30	80 25	120 20	160 15	200 15
REI 60	120 40	160 35	200 30	300 25
REI 90	150 55	200 45	300 40	400 35
REI 120	200 65	240 60	300 55	500 50
REI 180	240 80	300 70	400 65	
REI 240	280 90	350 80	500 75	

Omejena je tudi stranska osna oddaljenost vogalnih palic a_{sd} pri nosilcih z enim samim slojem armature. [49]

$$a_{sd} = a + 10 \text{ mm} \quad (13)$$

5.1.3.2 Požarna odpornost reber vpetih rebrastih plošč nosilnih v eni smeri

Vrednosti za rebra v vpetih ploščah veljajo le, če so upoštevana pravila za konstruiranje in prerazporeditev upogibnih momentov pri dimenzioniranju za normalne temperature ne presega 15 %. V nasprotnem primeru rebra obravnavamo kot prostoležeče nosilce. Upoštevan je razred stojine nosilca WA, kar je skladno z slovenskim nacionalnim aneksom. Za standardno požarno odpornost R90 ali višjo prerez zgornje armature nad vsako vmesno podporo do oddaljenosti 0,3 učinkovite razpetine l_{eff} od osi podpore ne sme biti manjša kot $A_{s,req}$. [50] [51].

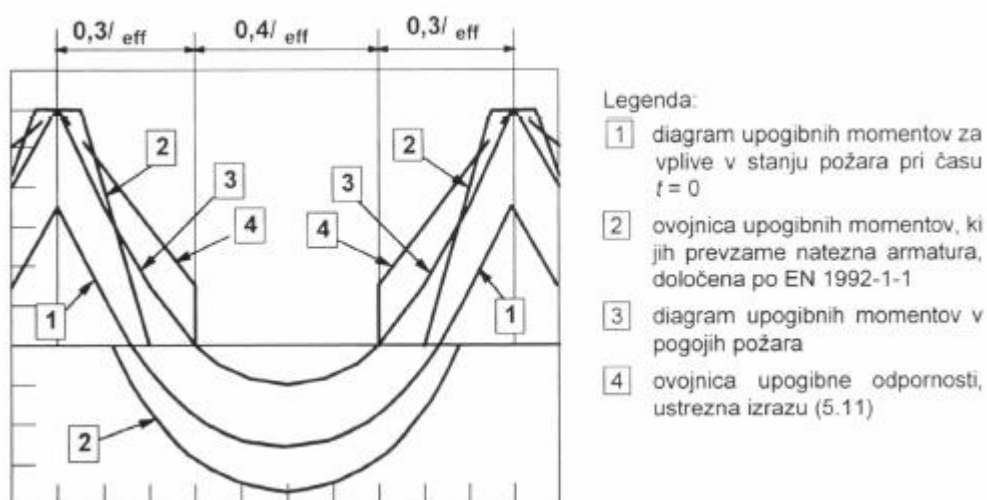
$$A_{s,req}(x) = A_{s,req}(0) (1 - 2,5x / l_{eff}) \quad (14)$$

x – oddaljenost obravnavanega prereza od osi podpore

$A_{s,req}(0)$ – potreben prerez zgornje armature nad podporo v skladu z EN 1992-1-1

$A_{s,req}(x)$ – najmanjši potreben prerez zgornje armature na oddaljenosti x glede na zahteve požarne odpornosti

l_{eff} - učinkovita razpetina. Če sta razpetini sosednjih polj različni se upošteva sosednja razpetina.



Slika 41: Ovojnica upogibne odpornosti nad podporami v pogojih požara [44]

Preglednica 9: Najmanjše dimenzije in osna oddaljenost armature reber vpetih rebrastih plošč nosilnih v eni smeri [52]

Standardna požarna odpornost	Možne kombinacije povprečne osne oddaljenosti armature a in širine reber b_{min} [mm]	
REI 30	$b_{min} = 80$ $a = 15$	160 12
REI 60	$b_{min} = 120$ $a = 25$	200 12
REI 90	$b_{min} = 150$ $a = 35$	250 25
REI 120	$b_{min} = 200$ $a = 45$	300 35
REI 180	$b_{min} = 240$ $a = 60$	400 50
REI 240	$b_{min} = 280$ $a = 75$	500 60

Omejena je tudi stranska osna oddaljenost vogalnih palic a_{sd} pri nosilcih z enim samim slojem armature [52].

$$a_{sd} = a + 10 \text{ mm} \quad (15)$$

5.1.3.3 Plošča oziroma pasnica pri enosmerno nosilni rebrasti plošči

Preglednica 10: Najmanjše dimenzije in osna oddaljenost armature plošče pri enosmerno nosilni rebrasti plošči [53]

Standardna požarna odpornost	Debelina plošče h_s [mm]	Osna oddaljenost armature a [mm]
REI 30	60	10
REI 60	80	15
REI 90	100	20
REI 120	120	25
REI 180	150	40
REI 240	175	50

Ob končnih podporah neprekinjenih plošč je potrebno v primeru, da tam z ustreznim konstruiranjem armature ni zagotovljeno togo vpetje, vgraditi najmanjši prerez negativne armature $A_s > 0,005 A_c$ [54].

5.1.4 Trajnost in krovni sloj betona

Za določitev trajnosti in krovnega sloja betona je potrebno prvo določiti razred izpostavljenosti. Za notranje betonske elemente po EN 206-1 predpostavimo razred izpostavljenosti XC1 [55]. Ustrezno trajnost potrdimo z izbiro zadostnega krovnega sloja betona c_{nom} . Določi se z vsoto najmanjšega krovnega sloja c_{min} in dovoljenega projektnega odstopanja c_{dev} , ki je priporočena kot 10 mm [56][57].

$$c_{nom} = c_{min} + c_{dev} \quad (16)$$

Z najmanjšo debelino krovnega sloja c_{min} je treba zagotoviti varen prenos sidrnih sil, zaščito jekla pred korozijo in ustrezno požarno varnost [58].

$$c_{min} = \max \{ c_{min, b}; c_{min, dur}; 10 \text{ mm} \} \quad (17)$$

Za varen prenos sidrnih sil pri betonu, kjer nazivni premer največjega zrna agregata ni večji od 32 mm, je zahtevan $c_{min,b}$ enak premeru posamične palice. Za elemente z geometrijo plošče je glede zagotovitve trajnosti pri konstrukcijah razreda izpostavljenosti XC1 in življenjsko dobo 50 let zahtevan $c_{min,dur} = 10$ mm. Enako velja za elemente druge geometrije ob predpostavki, da je uporabljen trdnostni razred betona vsaj C30/37. V nasprotnem primeru je potrebno za c_{dur} izbrati 15 mm.

6 MODELIRANJE IN ANALIZA REBRIČASTIH PLOŠČ

Računska projektna stanja je treba izbrati ustrezno okoliščinam, v katerih bo delovala konstrukcija. Razvrstimo jih v trajna, začasna, nezgodna in potresna projektna stanja. Projektna stanja morajo biti dovolj zahtevna in raznolika, da zavzamejo vse predvidljive pogoje, ki se bodo lahko zgodili med gradnjo in uporabo konstrukcije.

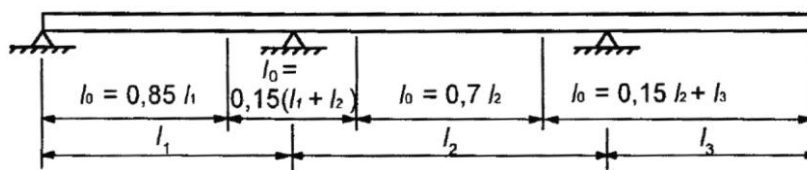
Vplive na konstrukcije določimo v skladu z SIST EN 1991 1-1 [18]. Standard podaja vrednosti za splošne vplive, gostote materialov, lastno težo in vsiljene obremenitve za stavbe.

V kombinacijah vplivov se celotna lastna teža konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov upošteva kot en sam vpliv. Pri površinah, ki so izpostavljene različnim vrstam obtežbe, je treba upoštevati kritični obtežni primer. V projektnih stanjih, v katerih so poleg koristne obtežbe upoštevani tudi drugi spremenljivi vplivi, je potrebno upoštevati celotno koristno obtežbo stavbe kot posamezni vpliv.

Namen analize je ugotoviti razpored tako notranjih sil kakor tudi napetosti, deformacij in pomikov po celi ali delu konstrukcije. Za analizo se uporabljata idealizirana geometrija in idealizirano obnašanje konstrukcije. Izbrane idealizacije morajo ustrezati obravnavanemu problemu. Idealizacija geometrije se ponavadi izvede z ustreznimi linijskimi in ravninskimi elementi. Obnašanje konstrukcije idealiziramo z linearnim ali nelinearnim obnašanjem.

6.1 Sodelujoča širina reber

Pri nosilcih T-oblike je sodelujoča širina pasnice, za katero se po širini lahko privzame konstantna napetost, odvisna od dimenzij stojine in pasnice, vrste obtežbe, razpetine, pogojev podpiranja in prečne armature. Sodelujoča širina mora temeljiti na medsebojni razdalji momentnih ničelnih točk l_0 . Če je dolžina konzole manjša od polovične razdalje priležnega polja, razmerje razpetin sosednjih polj pa je med $2/3$ in $3/2$, lahko za določitev l_0 uporabimo sliko 42 [59].



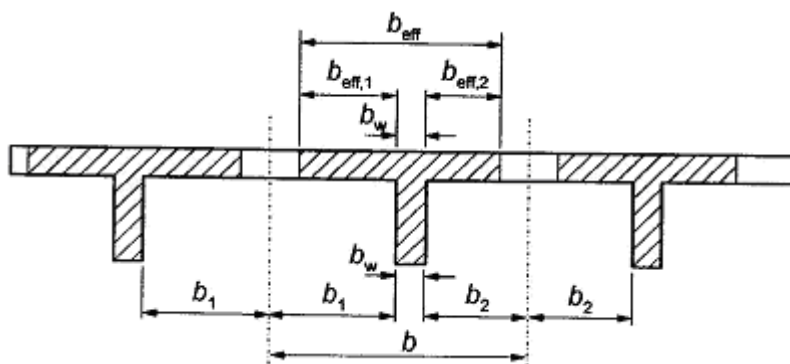
Slika 42: Določitev l_0 za račun sodelujoče širine pasnice [60]

Sodelujoča širina pasnice b_{eff} nosilca T- ozirna L-oblike se lahko določi z izrazom: [61]

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (18)$$

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i$$



Slika 43: Parametri sodelujoče širine pasnice [62]

Kadar se ne zahteva velike natančnosti, se lahko pri analizi konstrukcije po celi dolžini razpetine privzame konstantna širina pasnice v vrednosti sodelujoče širine v polju.

6.2 Linearna elastična analiza

Linearna elastična analiza, ki temelji na teoriji elastičnosti, se lahko uporablja za mejna stanja nosilnosti in mejna stanja uporabnosti. Za določitev učinkov vplivov se privzamejo nerazpokani prerezi, linearna sovisnost med napetostjo in deformacijo in srednja vrednost modula elastičnosti. V mejnem stanju nosilnosti se pri določitvi upogibkov in krčenja lahko upoštevajo zmanjšane togosti razpokanih prerezov. Pri tem se lahko prispevek nateznega dela betonskega prereza k togosti zanemari, upoštevati pa je potrebno učinke lezenja. V mejnem stanju uporabnosti je treba upoštevati postopen razvoj razpok [63].

6.3 Prerazporeditev momentov

Upogibni momenti, ki so določeni z uporabo linearne teorije elastičnosti, se v mejnem stanju nosilnosti lahko prerazporedijo, če so rezultirajoče notranje sile v ravnotežju z delujočo obtežbo. V neprekinjenih ploščah, ki so pretežno izpostavljeni upogibu, pri katerih je uporabljena armatura razreda A in beton trdnosti ne večje od 50 Mpa ter pri katerih je razmerje priležnih razpetin v mejah od 0,5 do 2, se lahko prerazporeditev upogibnih momentov izvede brez posebnega preverjanja rotacijske sposobnosti, če se zagotovi: [64] [65]

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 x_m / d \quad (19)$$

kjer je

δ - razmerje med upogibnim momentom po prerazporeditvi in upogibnim momentom po teoriji elastičnosti

x_u - višina tlačne cone v mejnem stanju nosilnosti po prerazporeditvi

d – statična višina prereza

Pri dimenzioniranju stebrov prerazporeditve momentov ne smemo upoštevati.

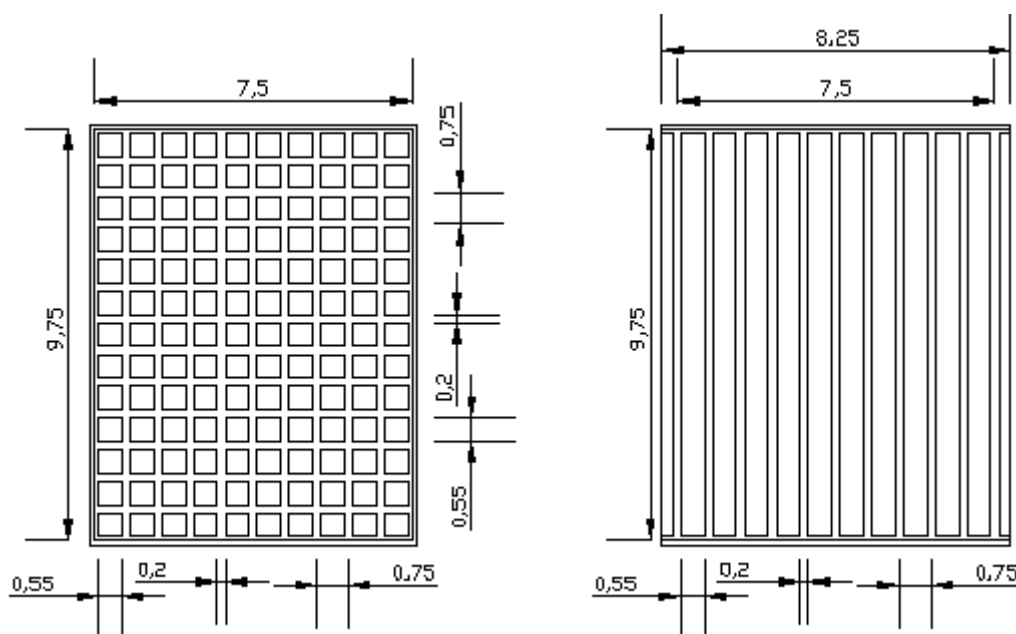
6.4 Nelinearna analiza

Metode nelinearne analiza se lahko uporabljajo v mejnem stanju nosilnosti in v mejnem stanju uporabnosti, če so izpolnjeni pogoji ravnotežja, kompatibilnosti in je privzeto ustrezno nelinearno obnašanje materiala. Upoštevati je potrebno modele materialov, ki realistično opisujejo obnašanjem [66].

7 RAZLIČNI MODELI ZA REBRASTE IN KASETIRANE PLOŠČE

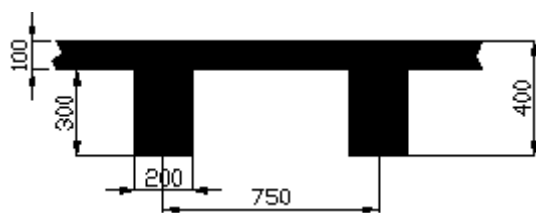
7.1 Modelirani plošči

Primerjavo med različnimi pristopi k modeliranju rebraste in kasetirane plošče sem izvedel na primeru prostoležeče plošče tlorisnih dimenzij 9,75 m in 7,5m. Izdelal sem primerjavo za enosmerno nosilno rebrasto ploščo in dvosmerno nosilno kasetirano ploščo. V primeru enosmerno nosilne rebraste plošče je predpostavljeno, da je le-ta podprta na krajših stranicah. V primeru dvosmerno nosilne plošče so podprti vsi robovi plošče. V podporah so onemogočeni vertikalni in horizontalni pomiki plošče. Material je beton C35.



Slika 44: Tloris obravnavanih rebrastih plošč

V izdelani analizi je privzeta debelina rebričaste stropne konstrukcije 400 mm. Plošča ima debelino 100 mm. Rebra so razporejena na medosni razdalji 750 mm. V primeru enosmerno nosilne plošče rebra potekajo v smeri daljše stranice. V primeru dvosmerno nosilne kasetirane plošče rebra potekajo v obeh smereh z enako medosno razporeditvijo 750 mm. Debelina rebra je 200 mm.

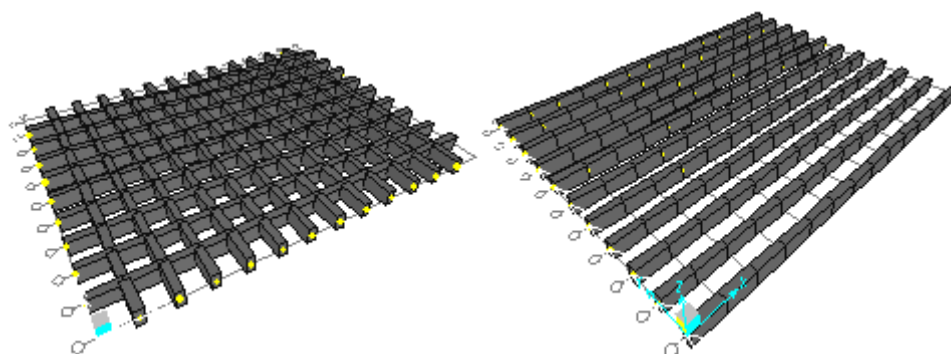


Slika 45: Prečni prerez rebraste plošče

Na ploščo deluje lastna teža plošče, stalna obtežba $1,5 \text{ kN/m}^2$ in koristna obtežba $3,0 \text{ kN/m}^2$. Upoštevana je opisana geometrija konstrukcije, specifična teža materiala 25 kN/m^3 in varnostni faktorji za mejno stanje uporabnosti. Pri kasetirani plošči skupen faktoriran vpliv predstavlja enakomerno porazdeljeno obtežbo $14,58 \text{ kN/m}^2$, pri enosmerno nosilni rebrasti plošči pa enakomerno porazdeljeno obtežbo $12,6 \text{ kN/m}^2$.

Zanimal me je vpliv različnih pristopov modeliranja na dobljene rezultate računalniške analize konstrukcije z metodo končnih elementov. Za analizo rebrastih plošč je potrebno izdelati poenostavljen računski model konstrukcije, ki z zadostno natančnostjo in zanesljivostjo opisuje obnašanje tega tipa plošč. Rebraste plošče računsko opišemo z linijskimi elementi, ploskovnimi elementi ali s kombinacijo obeh. Izdelal sem primerjavo med različnimi pristopi k izdelavi računskega modela. Rebraste plošče sem modeliral z linijskimi nosilci, z kombinacijo ploskovnih končnih elementov in linijskih nosilcev in kot ekvivalentno gladko ploščo, kjer so uporabljeni le ploskovni končni elementi. Uporabil sem programsko opremo SAP 2000 in SAFE.

7.2 Model iz linijskih nosilcev

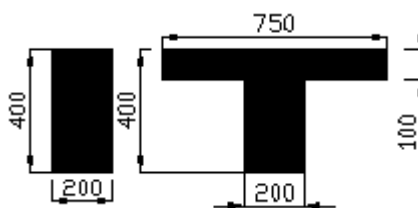


Slika 46: Model linijskih nosilcev

Najpreprostejši model rebraste plošče je model linijskih nosilcev. Ploščo analiziramo kot posamezno

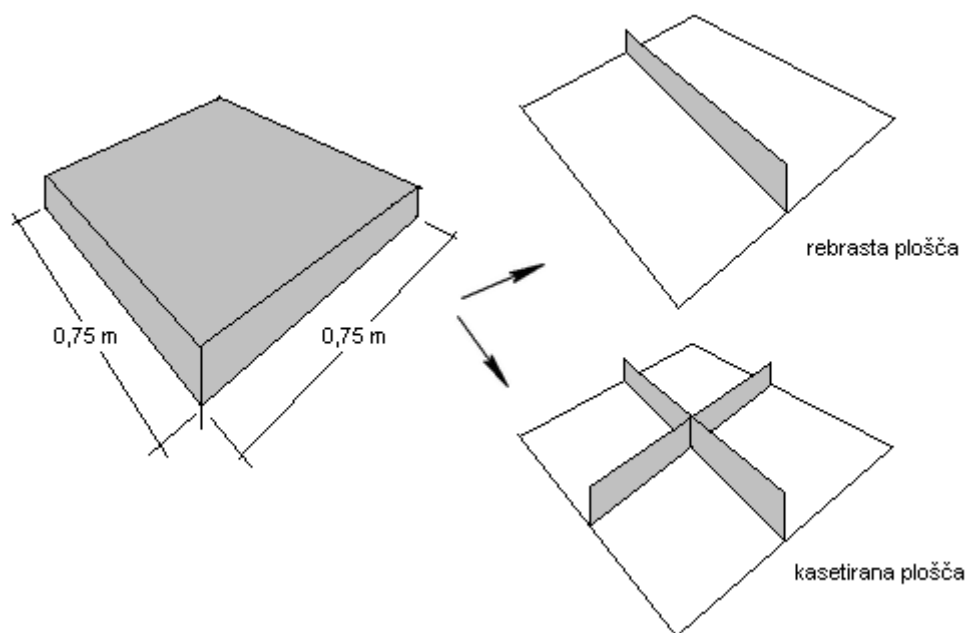
rebro ali med seboj spojeno mrežo reber. Rebra modeliramo z linijskimi nosilci, ki prevzamejo pripadajoči del obtežbe ploščne konstrukcije. Obtežba je na linijske nosilce podana kot linijska obtežba.

Izdelal sem računske modele za enosmerno in dvosmerno nosilno ploščo, pri katerem je kot prerez linijskega nosilca upoštevan pravokotni prerez in T prerez rebra. Pri pravokotnem nosilcu je kot višina prereza upoštevana celotna debelina ploščne konstrukcije 400 mm in širina 200 mm. V primeru nosilca T prereza je upoštevana širina pasnice 750 mm, širina stojine 200 mm in višina prereza 400 mm. Pri izbiri ustrezne geometrije za računsko analizo je potrebno upoštevati tudi zahteve EC2 glede sodelujoče širine pasnice [67]. Geometrija prečnega prereza je pri opisanem primeru izbrana tako, da v skladu z EC2 sodelujoča širina pasnice v polju sovpada z prečo razdaljo med rebri [67]. Slednje pomeni, da lahko pri računu upoštevamo celotni razpoložljiv material v območju pasnice v polju. Uporabil sem programsko opremo SAP 2000.



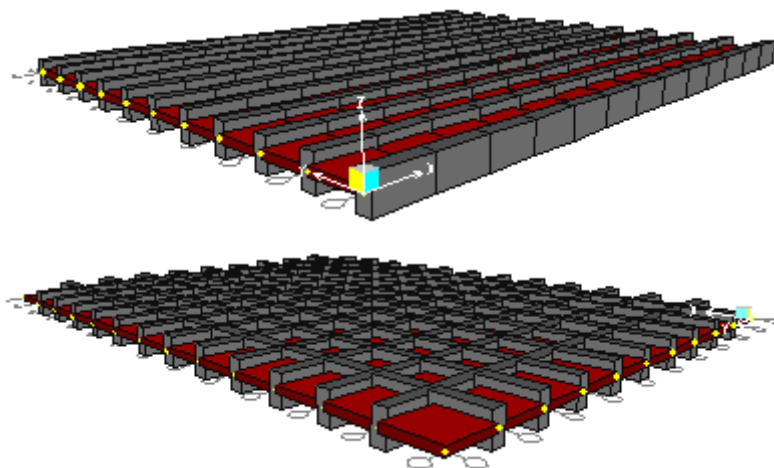
Slika 47: Prečni prerez linijskega nosilca

Linijski nosilec prevzame pripadajoči del obtežbe plošče. Obtežba ploščne konstrukcije je modelirana kot enakomerna linijska obtežba po celotni dolžini nosilcev. Za model z linijskimi nosilci je bilo potrebno enakomerno porazdeljeno obtežbo plošče spremeniti v linijsko obtežbo na nosilec. Pri tem sem obtežbo, ki deluje na modul velikosti 0,75 x 0,75 m, podal kot linijsko obtežbo na nosilec. V primeru enosmerno nosilne rebričaste plošče je pripadajoča faktorirana linijska obtežba na nosilec 9,45 kN/m, v primeru dvosmerno nosilne kasetirane plošče pa 5,47 kN/m.



Slika 48: Transformacija ploskove v linijsko obtežbo

7.3 Kombiniran model iz linijskih nosilcev in plošče

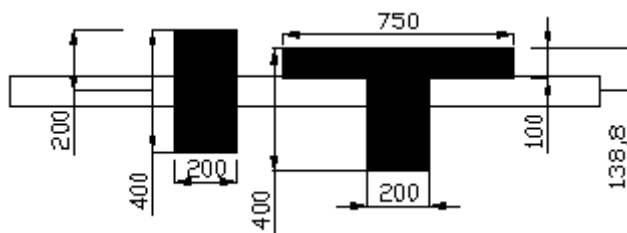


Slika 49: Kombiniran model linijskih nosilcev in plošče

Kombiniran model linijskih nosilcev in ploskovnih končnih elementov je računski model, pri katerem rebra modeliramo z linijskimi nosilci, ploščo rebraste konstrukcije pa z ravninskim modelom plošče. Predpostavljeno je, da so linijski in ploskovni končni elementi med sabo togo spojeni. Obtežbo v

razmerju togosti prevzamejo nosilci in plošča. Pri tem pristopu k modeliranju plošče so rebra in plošča konstrukcije modelirana tako, da je del materiala upoštevan pri prerezu nosilca in plošče hkrati. Geometrija le teh se delno prekriva. Plošča rebraste konstrukcije opravlja funkcijo dela tlačnega pasu rebra in hkrati deluje, kot samostojen element z upogibno in torzijsko togostjo.

Izdelal sem računske modele enosmerno in dvosmerno nosilne plošče. Rebra sem modeliral z linijskimi nosilci. Glede na primer sem kot prerez linijskega nosilca sem upošteval pravokotni prerez in T prerez rebra. Predpostavke geometrije prečnega prereza pravokotnih in T nosilcev so povzete iz modela z linijskimi nosilci. Plošča je modelirana kot plošča debeline 100 mm. Uporabil sem ploskovni lupinski končni element. Linijski in ploskovni elementi so v izdelanih modelih postavljeni v skupno ravnino. Slednje predpostavlja, da težišči linijskega nosilca in plošče sovpadata. Ker so linijski in ploskovni elementi v modelu postavljeni v skupno ravnino, se ustvarja nosilni mehanizem, ki nekoliko odstopa od nosilnega mehanizma rebraste plošče. Uporabil sem programsko opremo SAP 2000.



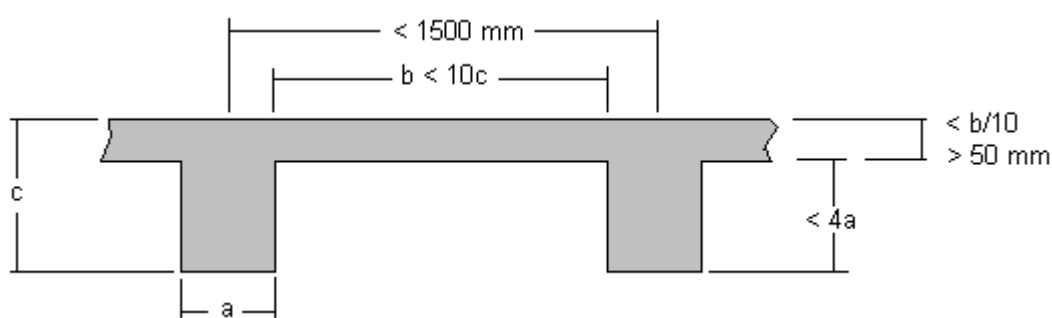
Slika 50: Prečni prerez linijskih nosilcev in ploskovnega elementa

Obtežba je podana kot enakomerna porazdeljena obtežba na ploskovne končne elemente. Pri kombiniranem modelu je potrebno oceniti skupne notranje količine, saj je potrebno upoštevati notranje sile linijskih nosilcev in ploskovnih elementov. Ker v ravninskem računskem modelu ni osnih obremenitev v ploskovnih in linijskih elementih, lahko vrednosti za upogibne momente združimo neposredno z seštevanjem. Predstavljene vrednosti za notranje sile reber predstavljajo seštevek vrednosti notranjih sil linijskih nosilcev in notranjih sil ploskovnih elementov. Notranje sile ploskovnih elementov se nanašajo na vplivno širino posameznega rebra. Vplivna širina rebra je enaka medosni razdalji reber 0,75 m.

7.4 Enakovredna gladka plošča

Rebrasto ploščo lahko modeliramo kot enakovredno gladko ploščo s ploskovnimi končnimi elementi. Rebrasto ploščo modeliramo tako, da z ustreznimi faktorji modificiramo togostne parametre ploskovnega končnega elementa. Zmanjšati je potrebno faktorja za upogibno in torzijsko togost plošče. Model je preprosto izdelati, a je potrebna previdnost pri oceni modifikacijskih faktorjev. Modifikacijske faktorje in vpliv na odziv računskega modela, ki ga ta modifikacija ima je zahtevno pravilno oceniti.

Standard EC 2 v poglavju o idealizaciji konstrukcij dovoljuje, da rebra rebrastih oziroma kasetiranih stropov v analizi ni potrebno obravnavati kot samostojne elemente, če se zagotovi, da imajo pasnica oziroma tlačna plošča in prečna rebra zadostno torzijsko togost [68]. Privzame se lahko, da je zadostna togost zagotovljena, če razdalja med rebri ni večja od 1500 mm, višina reber pod pasnico ne preseže 4 kratne širine rebra, da je višina pasnice najmanj 1/10 svetle razdalje med rebri, vendar pa ne manjša od 50 mm ter da so prečna rebra nameščena na svetlih medsebojnih razdaljah, ki niso večje od 10 kratne celotne višine stropa. Najmanjša debelina pasu, ki znaša 50 mm, se lahko zmanjša na 40 mm, kadar so med rebra vgrajena stalna polnila [69]. Geometrija prečnega prereza je pri opisanem primeru izbrana tako, da so te zahteve izpolnjene.



Slika 51: Geometrijski pogoji za analizo z enakovredno gladko ploščo

V izdelanem modelu sem rebrasto ploščo modeliral s ploskovnimi lupinskimi končnimi elementi. Za debelino plošče je upoštevana celotna višina prereza rebraste plošče. Rebrasta plošča je modelirana z enakovredno ploščo debeline 400 mm. Modifikacijski faktorji togosti odražajo pričakovano spremembo obnašanja rebraste plošče pri prenosu obtežbe v primerjavi z gladko ploščo enake

debeline. Za boljšo predstavitev učinka faktorjev modifikacije sem izdelal tri modele. Prvi model poskuša zajeti pričakovano zmanjšanje upogibne in torzijske togosti za rebrasto ploščo. Pri enosmerni rebrasti plošči je upogibna togost v smeri reber zmanjšana za 25 %, v smeri prečno na rebra pa za 80 %. Torzijska togost je zmanjšana za 90 %. Pri modelu dvosmerno nosilne kasetirane plošče je upogibna togost v obeh smereh zmanjšana za 25 %, torzijska togost pa za 75 %. Pri določitvi modifikacijskih faktorjev za drugi model sem upošteval večje redukcije togosti. Z izbiro večjih redukcijskih vrednosti sem želel prikazati odzivnost takega računskega modela na izbiro modifikacijskih faktorjev. Pri enosmerni rebrasti plošči je upogibna togost v smeri reber zmanjšana za 50 %. V smeri prečno na rebra je plošča modelirana kot podajna. V primeru kasetirane plošče je predpostavljeno zmanjšanje upogibne togosti v obeh smereh za 50 %. Torzijska togost enosmerno in dvosmerno nosilne plošče v primeru drugega modela ni upoštevana. Za primerjavo učinkov modifikacije sem izdelal tudi tretji model pri katerem togosti ploskovnega elementa niso zmanjšane. Vrednosti tretjega modela predstavljajo osnovo za oceno spremembe obnašanja rebraste plošče modelirane z enakovredno gladko ploščo v primerjavi z ploščo debeline 400 mm. Vrednosti modifikacijskih faktorjev za posamezne primere so podane v preglednici 11. Uporabil sem programsko opremo SAP 2000.

Preglednica 11: Vrednosti modifikacijskih faktorjev za posamezne primere

	<i>modifikacijski faktorji</i>	<i>1. enakovreden model z gladko ploščo</i>	<i>2. enakovreden model z gladko ploščo</i>	<i>3. model z gladko ploščo</i>
<i>dvosmerno nosilna plošča</i>	f_{m11}	0,75	0,5	1,0
	f_{m22}	0,75	0,5	1,0
	f_{m12}	0,25	0	1,0
<i>enosmerno nosilna plošča</i>	f_{m11}	0,75	0,5	1,0
	f_{m22}	0,2	0	1,0
	f_{m12}	0,1	0	1,0

7.5 Primerjava rezultatov

Rebraste plošče računsko opišemo z linijskimi končnimi elementi, ploskovnimi končnimi elementi ali s kombinacijo obeh. Kateri pristop modeliranja je v dani situaciji ustrezen je odvisno od tega, v koliki meri lahko obnašanje plošče predvidimo in računski model ustrezno poenostavimo. Zanimala me je ustreznost linijskega modela v primerjavi z modeli, ki uporabijo tudi ploskovni končni element in odstopanja, ki se med njimi pojavijo. Zanimal me je red velikosti prerazporeditve notranjih sil, kot posledica uporabe ploskovnega končnega elementa in razlike v upoštevani togosti različnih modelov.

Rebrasta plošča je glede prenosa obtežbe skupek obnašanja plošče in mreže podpornih reber. V koliki meri se aktivira kateri mehanizem je težje oceniti. Na obnašanje rebraste plošče vpliva več faktorjev.

Vpliv imajo tlorisna geometrija plošče, razporeditev in togost podpor, razporeditev reber, razmerje med togostjo plošče in reber.

Zavedati se je potrebno, da je primerjava izvedena na preprostem primeru geometrije plošče in podpor, zaradi česa bi bilo napačno zaključke primerjave brez predhodnega razmisleka upoštevati tudi pri modeliranju kompleksnejših primerov. Primerjava ponuja grobo oceno vpliva različnih pristopov k modeliranju. Prikazan je vpliv različnih pristopov modeliranja na rezultate računske analize pravokotne prostoležeče plošče. Rebraste plošče sem konceptualno modeliral z nosilci, s kombinacijo plošče in z njo spojenih nosilcev ter kot oslABLjeno gladko ploščo.

V nadaljevanju so v preglednicah 12 in 13 podane vrednosti, dobljene z različnimi računskimi modeli rebraste plošče. Prikazane so največja elastična deformacija pri obtežni kombinaciji mejnega stanja nosilnosti, največji upogibni moment v s smeri daljše stranice M_{11} in največji upogibni moment v s smeri krajše stranice M_{22} . Vrednosti upogibnih momentov predstavljajo upogibni moment, ki odpade na posamezno, najbolj obremenjeno rebro. Podane vrednosti se tako nanašajo na vplivno širino rebra 0,75 m. Ker program podaja vrednosti za notranje sile v linijskih in ploskovnih elementih ločeno, so tudi le te podane v tabelah. Ker v ravninskem računskem modelu ni osnih obremenitev v ploskovnih in linijskih elementih, skupni upogibni moment, ki odpade na rebro predstavlja »seštevek« upogibnega momenta linijskega in upogibnega momenta ploskovnega računskega elementa na vplivni širini rebra 0,75 m. Na enak način so predstavljene tudi največje vrednosti prečne sile V_{13} in V_{23} , ki se pojavijo v posameznih rebrih v podporah. Smer 1 se nanaša na daljšo stranico, smer 2 pa na krajšo stranico plošče. Za boljšo preglednost rezultatov so skupne vrednosti izražene tudi kot delež vrednosti referenčnega modela. Za izdelavo referenčnega modela sem uporabil program SAFE, ki vključuje neposredno modeliranje rebrastih in kasetiranih plošč. Program SAFE uporablja pristop enakovredne gladke plošče. Modifikacijske faktorje za notranje sile program generira iz geometrijskih karakteristik rebraste plošče. Vrednosti referenčnega modela so pridobljene z pomočjo konstrukcijskih pasov »design strip« širine 0,75 m, ki sovpadajo s posameznimi rebri. Znotraj konstrukcijskega pasu program SAFE integrira notranje količine ploskovnega končnega elementa v prečni smeri.

Preglednica 12: Vrednosti primerjave za enosmerno nosilno rebrasto ploščo

enosmerno nosilna rebrasta plošča		model linijskih nosilcev		kombiniran model linijskih nosilcev in plošče		enakovredna gladka plošča			referenčni model
		pravokotni prerez	T prerez	pravokotni prerez in plošča	T prerez in plošča	1.enakovreden model z gladko ploščo	2.enakovreden model z gladko ploščo	3. model z gladko ploščo	
elastičen pomik [mm]		30,8	17,8	29,5	17,4	11,9	15,5	8,4	20,1
	%	153	89	147	86	59	77	42	100
upogibni moment M_{11} [kNm/rebro]	linijski element	112,3	112,3	107,3	109,9	0,0	0,0	0,0	0,0
	ploskovni element	0,0	0,0	6,3	3,7	123,3	111,6	115,4	122,5
	skupna vrednost	112,3	112,3	113,6	113,6	123,3	111,6	115,4	122,5
	%	92	92	93	93	101	91	94	100
strižna sila V_{11} [kN/rebro]	linijski element	-46,1	-46,1	-40,5	-41,7				0,0
	ploskovni element			-3,5	-2,4	-46,1	-42,5	-41,6	-44,8
	skupna vrednost	-46,1	-46,1	-44,0	-44,1	-46,1	-42,5	-41,6	-44,8
	%	103	103	98	98	103	95	93	100

Preglednica 13: Vrednosti primerjave za dvosmerno nosilno kasetirano ploščo

dvosmerno nosilna kasetirana plošča		model linijskih nosilcev		kombiniran model linijskih nosilcev in plošče		enakovreden model z gladko ploščo			referenčni model
		pravokotni prerez	T prerez	pravokotni prerez in plošča	T prerez in plošča	1. enakovreden model z gladko ploščo	2. enakovreden model z gladko ploščo	3. model z gladko ploščo	
elastičen pomik [mm]		10,2	6,0	8,9	5,6	2,8	5,0	1,5	5,0
	%	203	120	178	111	56	100	30	100
upogibni moment M_{11} [kNm/rebro]	linijski element	33,2	34,5	29,3	31,7	0,0	0,0	0,0	0,0
	ploskovni element	0,0	0,0	2,5	1,6	37,1	45,1	27,3	41,2
	skupna vrednost	33,2	34,5	31,8	33,3	37,1	45,1	27,3	41,2
	%	81	84	77	81	90	109	66	100
strižna sila V_{11} [kN/rebro]	linijski element	-29,8	-28,4	-21,9	-22,4	0,0	0,0	0,0	0,0
	ploskovni element	0,0	0,0	-3,1	-2,2	-21,9	-22,7	-20,7	-26,1
	skupna vrednost	-29,8	-28,4	-25,0	-24,6	-21,9	-22,7	-20,7	-26,1
	%	114	109	96	94	84	87	79	100
upogibni moment M_{22} [kNm/rebro]	linijski element	60,9	62,8	54,0	58,2	0,0	0,0	0,0	0,0
	ploskovni element	0,0	0,0	3,7	2,3	55,2	66,8	40,7	60,9
	skupna vrednost	60,9	62,8	57,7	60,5	55,2	66,8	40,7	60,9
	%	100	103	95	99	91	110	67	100
strižna sila V_{22} [kN/rebro]	linijski element	-38,5	-38,1	-29,8	-31,4	0,0	0,0	0,0	0,0
	ploskovni element	0,0	0,0	-3,8	-2,7	-29,5	-32,8	-25,3	-33,9
	skupna vrednost	-38,5	-38,1	-33,6	-34,1	-29,5	-32,8	-25,3	-33,9
	%	113	112	99	101	87	97	75	100

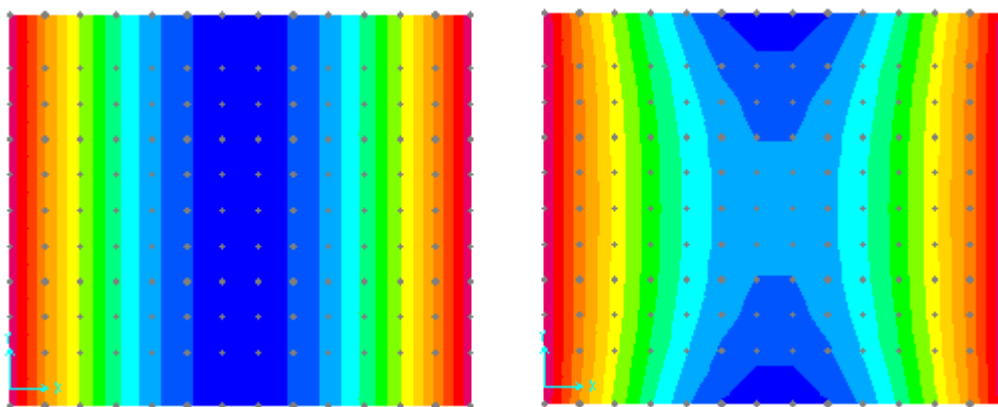
Kljub preprosti geometriji in načinu podpiranja plošče v opisanem primeru je iz tabel razvidno, da se pri vrednostih, ki jih dajejo različni računski modeli, pojavljajo nekatere razlike. Ključna pri vrednotenju ustreznosti modelov sta upoštevana togost in razporeditev notranjih sil po konstrukciji. Zavedati se je potrebno prednosti in slabosti posameznih pristopov in to upoštevati pri vrednotenju rezultatov.

Ker je upoštevana obtežba v vseh primerih enaka, je elastičen pomik posameznega modela indikator za togost modela konstrukcije. Razvidno je, da pri izbiri računskega modela, pri katerem rebra modeliramo z linijskimi nosilci, modeliranje s pravokotnimi prerezi rebra glede vidika togosti ni ustrezno in daje prevelike elastične pomike. Za realistično oceno deformacij konstrukcije je rebra plošče potrebno modelirati tako, da je upoštevan tudi prispevek pasnice rebra. Formirati je potrebno T nosilce. Slednje je posebej pomembno pri dvosmerno nosilni plošči, kjer je odstopanje od referenčnega modela večje v primerjavi z enosmerno nosilno ploščo.

Presenetljivo je, da dodatna togost ploskovnega končnega elementa pri kombiniranem modelu linijskih in ploskovnih elementov ne vpliva bistveno na velikost elastičnih pomikov. Togost 100 mm plošče je v primerjavi z rebri majhna, je pa vpliv nekoliko izrazitejši v primeru dvosmerno nosilne plošče.

Pri modeliranju konstrukcije z enakovredno gladko ploščo je togost plošče odvisna od izbranih modifikacijskih faktorjev. Pri izdelanih modelih 1 in 2 je opazno bistveno povečanje elastičnih pomikov v primerjavi z nemodificirano ploščo v modelu 3, vseeno pa so dobljene vrednosti manjše od vrednosti referenčnega modela. Glede pomikov je v primerjavi z referenčnim modelom ustrežnejši 2. model enakovredne gladke plošče.

Od izbire računskega modela je odvisno, kako se obtežba prenaša do podpor. V primeru enosmerno nosilne plošče je pri nekaterih pristopih modeliranja opazna prerazporeditev obremenitev iz osrednjega dela plošče na robno rebro. V primeru linijskega modela ta prerazporeditev ni možna, se pa pojavi v računskih modelih s ploskovnimi končnimi elementi. V primeru kombiniranega modela linijskih nosilcev in ploskovnih elementov razlika v upogibnem momentu robnega in sredinskega rebra sicer ni izrazita, a je opazna. Upogibna obremenitev rebra v robnem delu plošče je v primerjavi z obremenitvijo reber v osrednjem delu za 5% večja.



Slika 52: Prerazporeditev upogibnih momentov

Pri računskih modelih enakovredne plošče je velikost prerazporeditve odvisna od izbranih modifikacijskih faktorjev. Predvsem ima vpliv upoštevana upogibna togost nadomestne plošče v smeri prečno na rebra. Pri prvem modelu enakovredne gladke plošče je upogibni moment robnega rebra v primerjavi z rebrom v osrednjem delu večji za 15%. Pri drugem modelu enakovredne gladke plošče, zaradi zanemarjene upogibne togosti v smeri prečno na rebra, prerazporeditve ni. Upogibni moment je tako v smeri prečno na rebra konstanten in sovpada z vrednostmi linijskega modela enosmerno nosilne plošče. Referenčni model daje razliko med robnim in srednjim rebrom 15%. Prerazporeditev upogibnih momentov pri enosmerno nosilni plošči je glavni razlog za različne vrednosti največjega upogibnega momenta glede na pristop modeliranja podan v preglednici 12.

Podobno kot pri upogibnih momentih, se prerazporeditev proti robnemu rebri pojavi tudi v primeru prečnih sil ob podporah. Red velikosti prerazporeditve je primerljiv s prerazporeditvijo upogibnih obremenitev v posameznih primerih. Dodati je potrebno, da na vrednost največje prečne sile rebra, podane v tabeli, poleg prerazporeditve vpliva tudi uporabljen končni element. Zaradi narave delovanja ploskovnega končnega elementa del obtežbe odpade na podprte točke v podporah. Razlika med največjo prečno silo v ploskovnem končnem elementu in reakcijo podpore se z zgoščevanjem mreže končnih elementov zmanjšuje. Pri linijskem modelu vrednosti največje prečne sile v rebrih sovpadajo z reakcijo podpore.

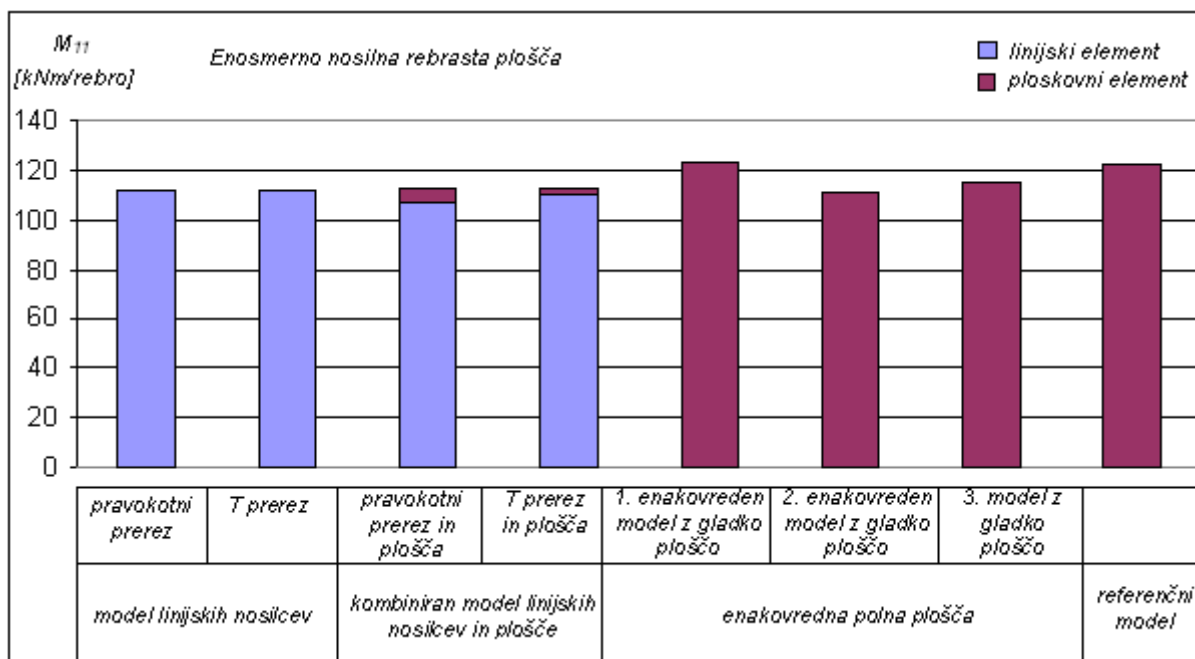
Modeliranje rebra s pravokotnimi ali T prerezi in posledična sprememba togosti linijskega elementa, ne izkazuje bistvenega vpliva na izračunane skupne notranje količine prikazanega primera. V primeru kombiniranega modela s pravokotnimi nosilci, ploskovni element prevzema večji delež upogibne in

strižne obremenitve kot pri modelu z T nosilci. Kljub temu sta skupni vrednosti pričakovano zelo podobni.

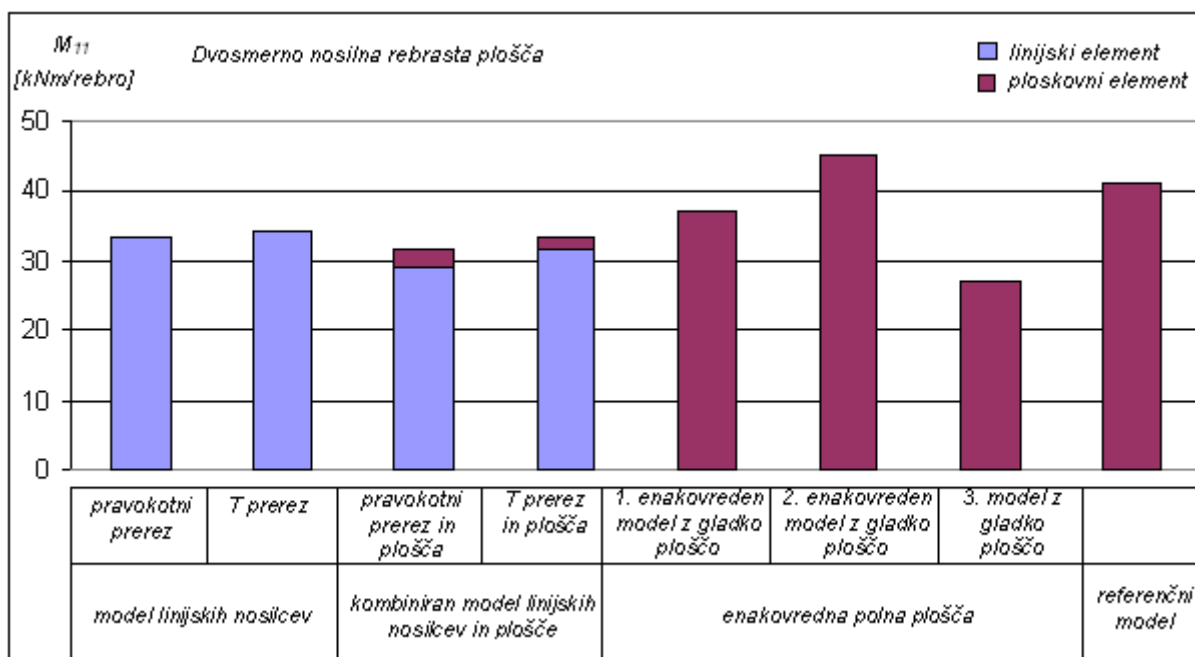
V primeru dvosmerno nosilne plošče, se indeks 1 nanaša na smer daljše stranice plošče, indeks 2 pa na smer krajše stranice. Vrednosti največjega upogibnega momenta M_{22} so, ne glede na izbran pristop modeliranja, zelo podobne, prihaja pa do odstopanj pri upogibnem momentu M_{11} . Opaziti je, da se med seboj razlikujejo modeli, pri katerih so rebra modelirana z nosilci in modeli, ki uporabljajo le ploskovne končne elemente. Razlika je opazna, če primerjamo razmerje med upogibnim momentom M_{11} in M_{22} pri posameznih primerih. Razmerje je pri modelih, kjer rebra modeliramo z linijskimi nosilci, bodisi z ali brez plošče, enako 0,55. Pri modelih z enakovredno ploščo in referenčnem modelu pa je to razmerje 0,67.

Iz primerjave med pristopi modeliranja rebrastih plošč lahko zaključim, da kljub opisanim razlikam predstavljeni modeli ustrezno opišejo obnašanje take plošče. V okviru inženirske natančnosti so razlike v notranjih količinah med modeli sprejemljive. Dobljene vrednosti lahko predstavljajo osnovo za določitev potrebne armature. Če modeliramo rebra z linijskimi nosilci je vsekakor priporočljivo uporabiti T prerez nosilca. Dodatno modeliranje plošče s ploskovnimi elementi v kombiniranih modelih je nepotrebno, saj so razlike v rezultatih zaradi goste razporeditve reber majhne. Modeliranje rebrastih plošč z enakovrednimi gladkimi ploščami je sprejemljivo, vendar je zahtevno ustrezno določiti modifikacijske faktorje. Tak tip modeliranja predpostavlja večjo prerezporeditev upogibnih momentov, kot linijski ali kombinirani modeli. Določitev elastičnih pomikov rebraste konstrukcije je zahtevno in ne glede na pristop modeliranja pri uporabi rezultatov zahteva večjo mero previdnosti. Modeliranje z nadomestno gladko ploščo v splošnem daje manjše vrednosti elastičnih pomikov, kot če rebra modeliramo z linijskimi nosilci.

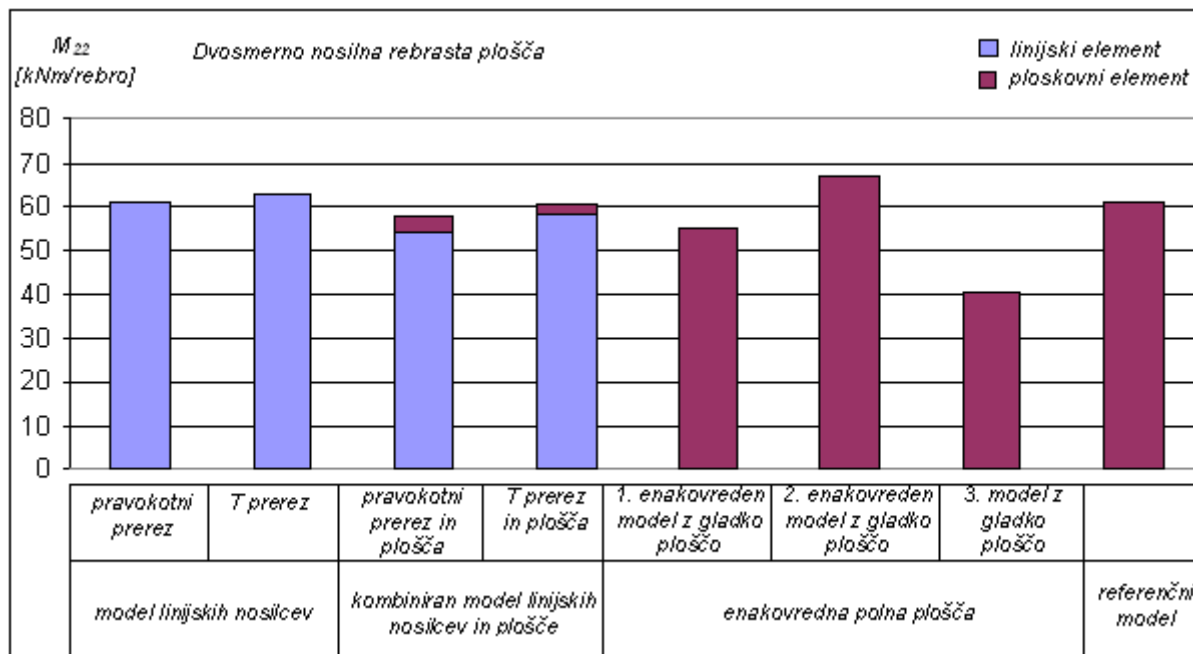
Analiza potrjuje ustreznost modeliranja ploščne konstrukcije z uporabo programske opreme SAFE, ki sem ga uporabil pri nadaljnji analizi kontinuirane ploščne konstrukcije.



Slika 53: Primerjava upogibnih momentov M_{11} enosmerno nosilne rebričaste plošče



Slika 54: Primerjava upogibnih momentov M_{11} dvosmerno nosilne kasetirane plošče



Slika 55: Primerjava upogibnih momentov M_{22} dvosmerno nosilne kasetirane plošče

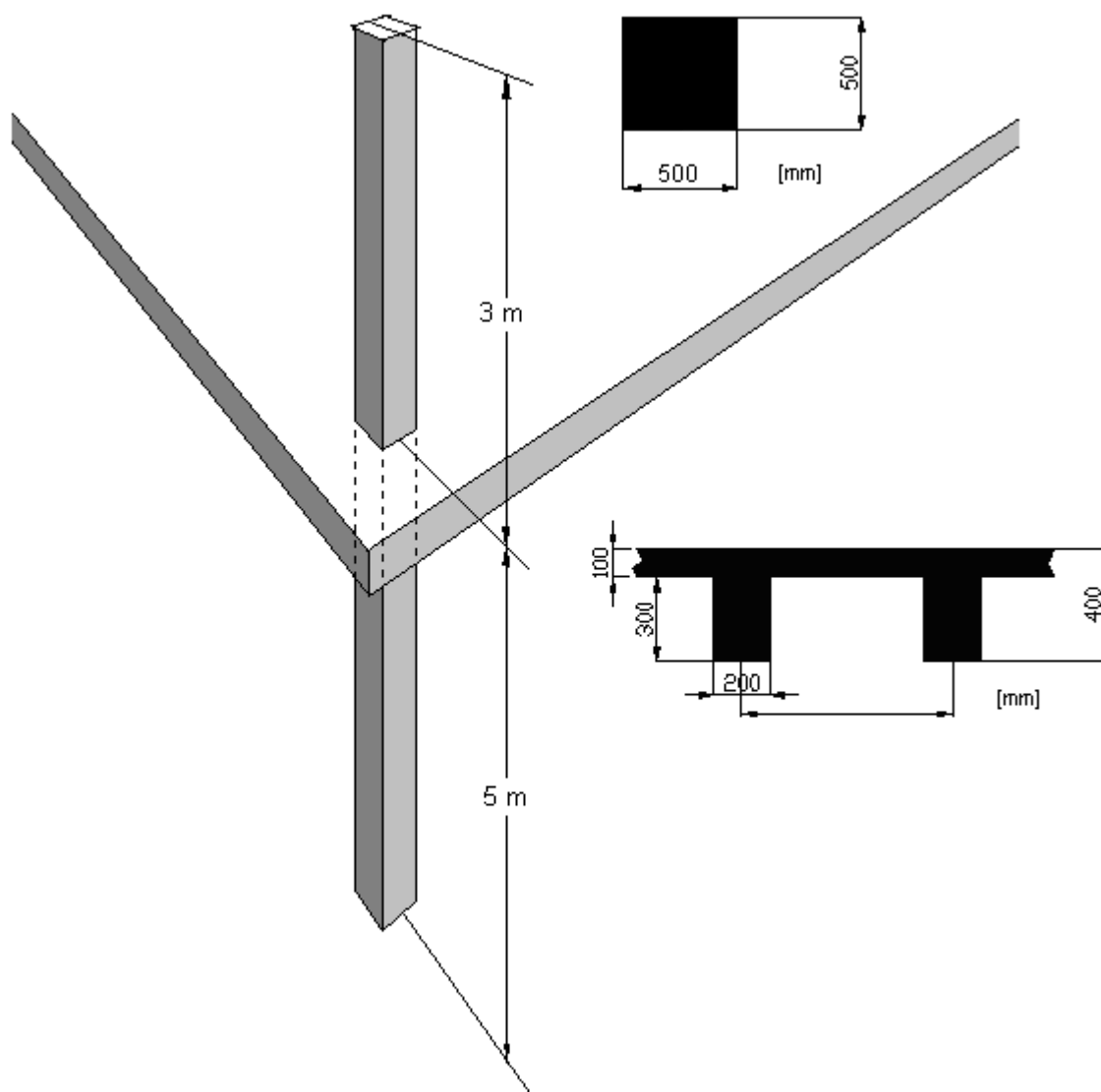
8 PRIMERJAVA VPLIVA MEDOSNIH ODDALJENOSTI REBER

8.1 Modelirane plošče

Ob upoštevanju pravil glede požarne varnosti, lahko geometrijo prečnega prereza rebrastih plošč izbiramo svobodno. Pravila glede požarne varnosti v EN 1992-1-2 [41] nam za različne stopnje požarne odpornosti predpisujejo zahtevane kombinacije debeline plošče, širine reber in potrebne osne oddaljenosti armature od izpostavljenih površin. Nadaljnje dimenzioniranje rebraste plošče sloni na presoji projektanta, ki izbere prerez s katerim zadovolji tudi druge zahteve standardov in naročnika.

Določitev debeline plošče rebraste konstrukcije v veliki meri določujejo zahteve glede požarne varnosti. Plošča zaradi omejene statične višine v primerjavi z rebri zagotavlja manjši del upogibne odpornosti rebraste konstrukcije. Prav tako je potrebno pri izboru širine reber upoštevati zahteve glede požarne varnosti konstrukcije. Pri zahtevani stopnji požarne odpornosti nam izbrana širina reber narekuje najmanjše potrebne osne oddaljenosti armature od izpostavljenih površin. Pri izboru manjše širine reber je potrebno zahtevano varnost zagotoviti z večjimi osnimi oddaljenostmi armature. Potrebna oddaljenost armature od požarno izpostavljenih površin rebra nam neposredno vpliva na statično višino, ki jo pri izbrani debelini stropne konstrukcije lahko zagotovimo. Zahtevana bočna oddaljenost armature od stranskih površin rebra nam posredno omejuje količino armature, ki jo lahko smiselno vgradimo v prerez rebra. Zaradi naštetega je ekonomičen izbor širine reber omejen, kar posebej velja, ko so zahtevane višje stopnje požarne odpornosti. V večji meri je projektantu prepuščena izbira debeline rebraste ploščne konstrukcije in izbor osne oddaljenosti reber, s katero se lahko zadovolji tudi ostale zahtevam projekta.

Izdelal sem primerjavo med različnimi izbori osne razdalje med rebri. Primerjava je izvedena na primeru dvosmerno nosilne kasetirane plošče na pasovnih nosilcih. Konstrukcija je podprta na stebrih kvadratnega prereza 500 x 500 mm. Stebri potekajo skozi ploščo. Etažna višina pod konstrukcijo je 5 m, nad konstrukcijo pa 3 m. Predpostavljeno je, da so spodnji stebri toga vpeti v podlago. Pri zgornjih stebrih je predpostavljeno, da so onemogočeni zasuki v naslednji etaži. Predpostavljena je toga povezava med ploščo in stebrom. Debelina rebraste ploščne konstrukcije in pasovnih nosilcev je 400 mm. Plošča je debeline 100 mm. Predpostavljena širina reber je 200 mm. Vrednosti so izbrane ob upoštevanju ekonomičnosti in požarnih zahtev REI 60.

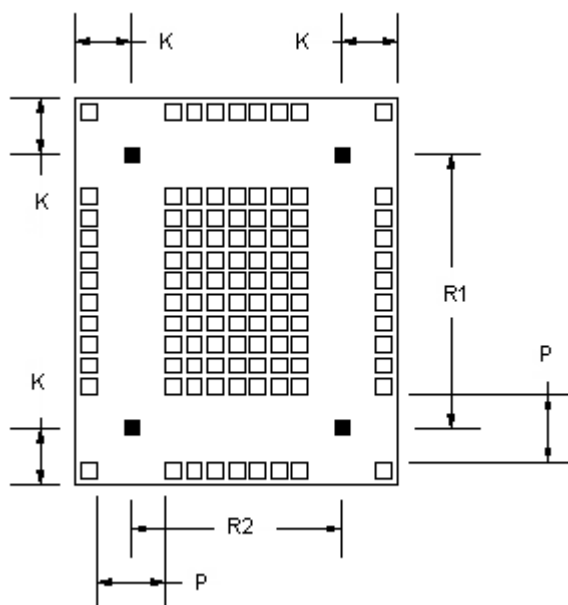


Slika 56: Geometrijske predpostavke računskega modela

Tlorisna postavitev stebrov, širina pasovnih nosilcev in razporeditev reber je podrejena izboru modularne mreže. Raster modularne mreže odraža izbor medosne razdalje med rebri. Dimenzije polja plošče, pasovnih nosilcev in konzolnih delov plošče so prilagojene izboru modularne mreže in se od primera do primera nekoliko razlikujejo. Širina pasovnih nosilcev predstavlja tri polja modularne mreže kasetirane plošče. Povečana širina pasovnih nosilcev v primeru večje medosne oddaljenosti reber odraža večjo potrebo po strižni odpornosti plošče v robnem območju reber. S povečano medosno oddaljenostjo reber je zmanjša sposobnost rebrastega dela plošče za prevzem prečnih sil.

Zaradi primerljivosti med različnimi primeri sem modularno mrežo izbral tako, da se dimenzije polja plošče med stebri približajo razponu polja 10 m, s krajšo stranico 7.5 m. V posameznem primeru upoštevane dimenzije polja plošče in posameznih elementov plošče so podane v preglednici 14.

Računske modele sem izdelal v programu SAFE. Z uporabo tega programskega orodja je bilo mogoče izdelati nekoliko bolj kompleksne modele, kot so modeli izdelani v točki 7. SAFE omogoča natančnejše modeliranje rebraste konstrukcije in pasovnih nosilcev, a uporabniku ni omogočen vpogled in modifikacija togostnih koeficientov rebraste plošče, ki jih generira program. Izbran je beton C35 in armatura S460.

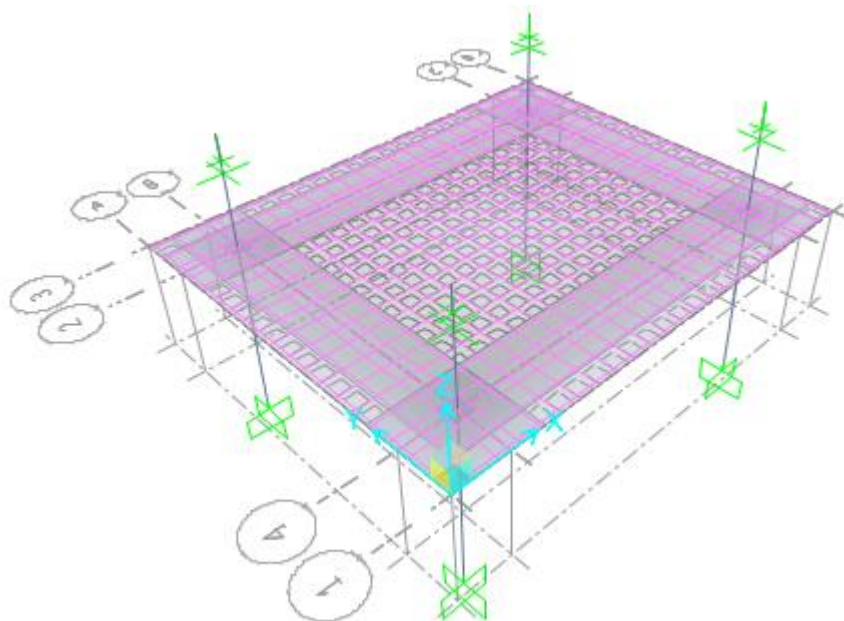


Slika 57: Tloris obravnavane rebraste plošče

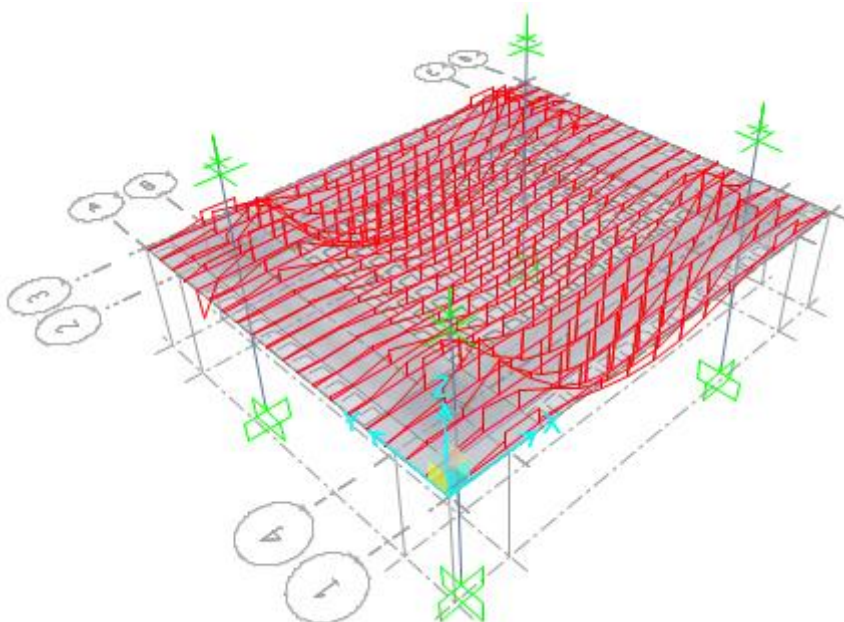
Preglednica 14: Upoštevane dimenzije polja in posameznih elementov plošče

osna razdalja med rebri [mm]	550	650	750	850	950	1050
daljši razpon R1 [m]	9,9	9,75	9,75	10,2	10,45	10,5
krajši razpon R2 [m]	7,7	7,8	7,5	7,65	7,6	7,35
širina pasovnega nosilca P [m]	1,85	2,15	2,45	2,75	3,05	3,35
dolžina konzolnega roba K [m]	1,48	1,73	1,98	2,23	2,48	2,72

Na ploščo deluje lastna teža plošče, stalna obtežba velikosti $1,5 \text{ kN/m}^2$ in koristna obtežba $3,0 \text{ kN/m}^2$. Upoštevana je opisana geometrija konstrukcije, lastna teža materiala 25 kN/m^3 in ustrezni varnostni faktorji za mejno stanje nosilnosti.



Slika 58: Model konstrukcije v programu SAFE



Slika 59: Prikaz upogibnih momentov v programu SAFE

8.2 Primerjava rezultatov

V nadaljevanju je podana preglednica 15, ki prikazuje vrednosti za posamezne primere plošč. Prikazane so vrednosti za največji upogibni moment, najmanjši upogibni moment in največjo prečno silo. Zbrane so ekstremne vrednosti notranjih sil, ki se pojavijo v pasovnih nosilcih in v rebrih med pasovnimi nosilci. Vrednosti za rebra se nanašajo na vplivno širino rebra, ki je enaka medosni razdalji reber pri posameznem primeru. Vrednosti za pasovne nosilce se nanašajo na celotno širino pasovnega nosilca. Zaradi podajnosti pasovnih nosilcev se ekstremne vrednosti tako v rebrih kot v pasovnih nosilcih vselej pojavijo v smeri daljše stranice plošče.

Za boljšo predstavbo vpliva osne razporeditve reber na nadaljnjo dimenzioniranje plošče je ob vrednostih za upogibne momente podan tudi potreben prerez natezne armature in stopnja armiranaja rebra oziroma pasovnega nosilca. Ob vrednosti največje strižne sile je podan tudi delež obremenitve glede na strižno odpornost minimalno armiranega elementa. Osna oddaljenost težišča armature od spodnjega roba prereza je ocenjena na 3,5 cm. Upoštevana je mejna deformacija betona 0,0035 in deformacije armature 0,001. Zahtevana minimalna stopnja armiranja je 0,0018. Maksimalna stopnja armiranja je 0,04.

V tabeli so podane vrednosti največjega dolgotrajnega pomika plošče in delež le-tega v primerjavi z dovoljenim pomikom v mejnem stanju uporabnosti. Upoštewane so obtežne kombinacije za mejno stanje uporabnosti. Upoštevan je koeficient lezenja 2,5 in koeficient krčenja 0,0005. Za določitev dolgotrajnih pomikov je privzet razpokan prerez. Dovoljena vrednost dolgotrajnega pomika je $R/250$, kjer je R krajša razdalja med stebri. Omejitev je v skladu z priporočili, ki ji podaja Evrokod 2 [70]. Račun dolgotrajnega pomika je natančneje opisan v dodatku.

V tabeli so podane tudi vrednosti lastne teže konstrukcije. Upoštevana je lastna teža betona 25 kN/m^3 . Pri posameznih primerih je zaradi nekoliko spremenjene skupne površine plošče predstavljena tudi vrednost lastne teže normirana na enoto površine. Vrednosti so podane v preglednici 15.

Preglednica 15: Vrednosti primerjave različnih medosnih oddaljenosti reber

največji dolgotrajni pomiki konstrukcije							
osna razdalja med rebri [mm]		550	650	750	850	950	1050
dovoljen dolgotrajni pomik [mm] *		30,8	31,2	30,0	30,6	30,4	29,4
dolgotrajni pomik [mm]		15,5	14,9	14,2	15,6	16,5	15,4
izkoriščenost [%]		50,3	47,8	47,2	51,0	54,4	52,4
lastna teža konstrukcije							
osna razdalja med rebri [mm]		550	650	750	850	950	1050
lastna teža konstrukcije [kN]		1162,1	1230,2	1281,6	1467,3	1703,3	1797,5
normirana lastna teža [kN/m ²]		8,5	8,3	8,2	8,3	8,8	8,8
rebro [vrednosti na rebro]							
osna razdalja med rebri [mm]		550	650	750	850	950	1050
največji upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	45,7	48,9	49,7	54,3	57,5	57,5
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	3,5	3,8	3,8	4,2	4,4	4,4
	stopnja armiranja	0,0048	0,0051	0,0052	0,0057	0,0060	0,0060
najmanjši upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	-20,4	-9,9	-6,2	-5,0	-0,9	0,1
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	1,6	0,8	0,5	0,4	0,1	0,0
	stopnja armiranja	0,0021	0,0010	0,0007	0,0005	0,0001	0,0000
strižna sila	strižna sila na rebro [kN]	28,2	24,9	26,0	28,5	36,8	33,9
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] **	81,3	71,8	74,9	82,1	106,1	97,7
pasovni nosilec [vrednosti na širino nosilca]							
osna razdalja med rebri [mm]		550	650	750	850	950	1050
največji upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	262,5	294,5	308,8	365,5	447,6	477,5
	potrebna armatura [cm ² /m]	20,15	22,61	23,71	28,06	34,37	36,66
	stopnja armiranja	0,0030	0,0029	0,0027	0,0028	0,0031	0,0030
najmanjši upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	-325,0	-340,8	-370,0	-440,7	-507,0	-555,2
	potrebna armatura [cm ² /m]	25,0	26,2	28,4	33,8	38,9	42,6
	stopnja armiranja	0,0037	0,0033	0,0032	0,0034	0,0035	0,0035
strižna sila	strižna sila [kN/m]	262,7	284,7	306,3	336,9	398,5	420,7
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] ***	81,8	76,3	72,1	70,6	75,3	72,4

* Dovoljena vrednost dolgotrajnega pomika glede na kriterij $R/250$, kjer je R krajša razdalja med stebri.

** Izkoriščenost glede na strižno odpornost rebra zagotovljeno ob vgradnji minimalne stopnje vzdolžnega armiranja 0,0018. $V_{Rd,c} = 34,7$ kN/rebro.

*** Izkoriščenost glede na strižno odpornost pasovnega nosilca zagotovljeno ob vgradnji minimalne stopnje vzdolžnega armiranja 0,0018. $V_{Rd,c} = 173,5$ kN/m.

Medosna razporeditev reber je le ena izmed več geometrijskih lastnosti rebričaste ploščne konstrukcije, ki skupaj omogočajo njeno dobro funkcioniranje in ekonomičnost. S povečevanjem medosne razdalje med rebri se zmanjša lastna teža rebričastega dela konstrukcije. Pri medosni razdalji med rebri 55 cm, lastna teža rebričastega dela plošče predstavlja nefaktoriran vpliv $7,0 \text{ kN/m}^2$. Pri medosni razporeditvi 105 cm, se vpliv lastne teže zmanjša na $5,1 \text{ kN/m}^2$. Za primerjavo: pri gladki plošči enake debeline predstavlja lastna teža 10 kN/m^2 .

Iz vidika lastne teže rebričastega dela konstrukcije je večja medosna razporeditev reber ugodna, a je pri snovanju celotne konstrukcije potrebno upoštevati tudi druge dejavnike. S povečanjem medosne razporeditve reber se zmanjšuje togost konstrukcije. Ker je omejitev pomikov pri ploščah na stebrih velikokrat ključnega pomena, je v tem primeru potrebno pomike omejiti z drugimi ukrepi. V prikazanih primerih so dolgotrajni pomiki, ne glede na izbrano medosno razporeditev, reda velikosti 15,5 mm. Slednje je doseženo s povečanjem širine pasovnih nosilcev in konzolnega roba plošče.

S povečanjem medosne razdalje med rebri se povečuje tudi vplivna širina rebra in s tem obremenitev, ki jo posamezno rebro prevzema. Pri rebrih konstrukcijah so neugodni predvsem negativni upogibni momenti in strižna obremenitev. V območjih plošče, kjer se pojavijo negativni upogibni momenti in večje strižne obremenitve, je smiselno geometrijo reber opustiti. Izbira večje medosne razdalje med rebri tako zahteva tudi večjo širino pasovnih nosilcev, kar pa na skupno lastno težo konstrukcije vpliva neugodno. Iz primerjave največjih strižnih sil v rebrih je razvidno, da je širina pasovnih nosilcev v opisanih primerih izbrana tako, da so vrednosti istega velikostnega reda. Ob vgradnji minimalne vzdolžne armature, razen v primeru osne oddaljenosti 95 cm, prečna armatura računsko ni potrebna.

Največji pozitivni upogibni momenti v rebrih naraščajo s povečevanjem razdalje med rebri. Pri povečanju medosne razdalje med rebri s 55 na 105 cm je povečanje največjega upogibnega momenta v polju 25 %. Povečanje obremenitev je zaradi povečanja vplivne širine rebra pričakovano, vendar glede na veliko povečanje razdalje med rebri ni izrazito. Razlog za slednje je večja togost pasovnih nosilcev in večja širina konzolnega roba v primerih z večjo medosno razporeditvijo reber. Večja togost pasovnih nosilcev omogoča, da le-ti prevzamejo večji del obtežbe. Širši konzolni rob plošče z učinki kontinuitete ugodno vpliva na upogibne momente v polju plošče. Obremenitev pasovnih nosilcev narašča z večanjem medosne razdalje med rebri.

Negativni upogibni momenti v rebrih so bistveno manjši od pozitivnih upogibnih momentov. Zaradi povečanja širine pasovnih nosilcev pri večjih medosnih oddaljenostih, se absolutne vrednosti

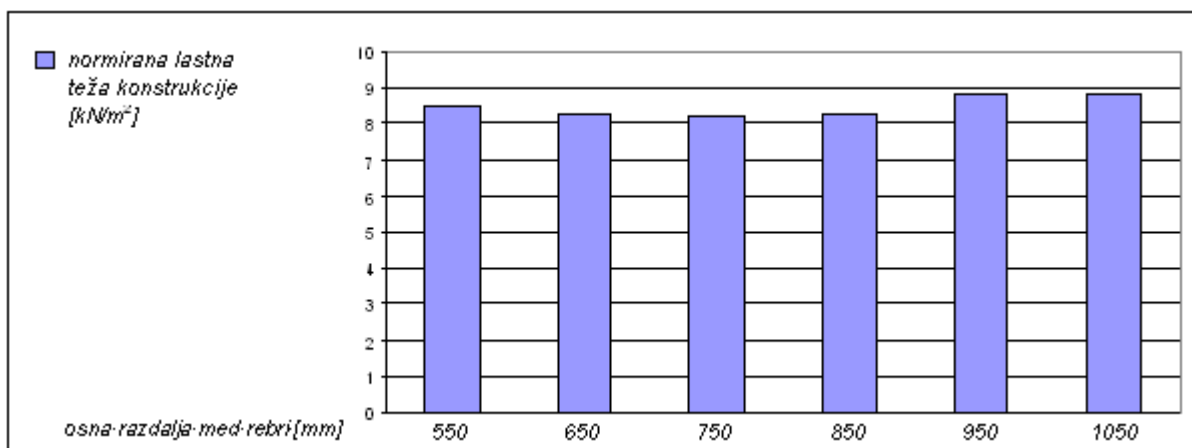
negativnih momentov s povečanjem razdalje med rebri zmanjšujejo. Pri primeru osne oddaljenosti 105 cm se v rebrastem delu plošče pojavijo le pozitivne vrednosti upogibnih momentov.

Izbira večjih medosnih razdalj reber zaradi drugih ukrepov, ki jih je potrebno izvesti za ugodno delovanje take plošče, z vidika porabe materiala ni nujno najbolj ekonomična. V tabeli so prikazane vrednosti lastne teže celotne konstrukcije in vrednosti lastne teže normirane na površino konstrukcije. Iz primerjave normiranih vrednosti v tabeli je razvidno, da med primeri z razdaljami med rebri 65 in 85 cm ni velike razlike. Pri večjih ali manjših medosnih oddaljenostih so vrednosti normirane lastne teže nekoliko večje. V primerih z večjo medosno razdaljo med rebri se zaradi večje širine pasovnih nosilcev poveča normirana lastna teža konstrukcije. Kot najugodnejša se v izvedeni primerjavi izkaže izbira 75 cm razmika reber.

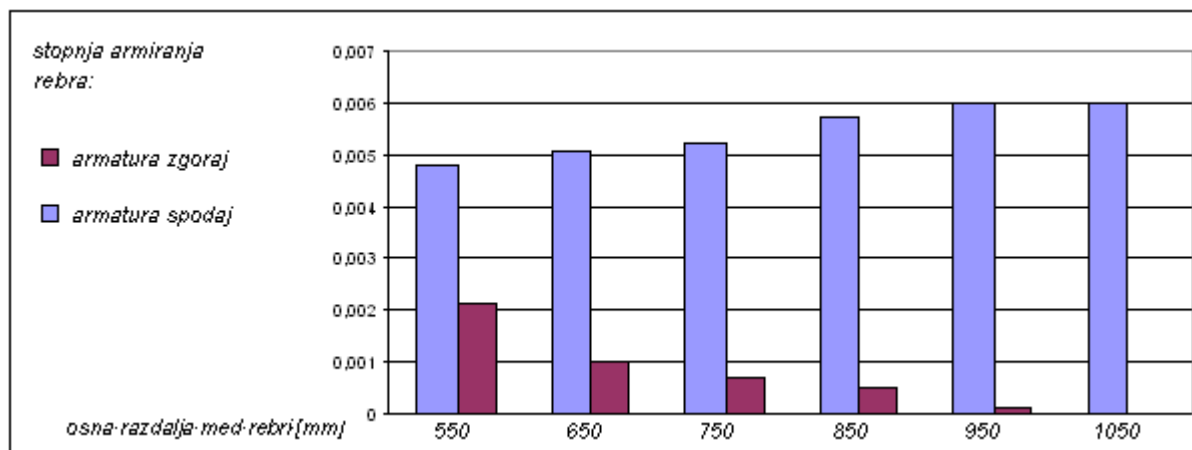
Pri primerjavi stopnje armiranja v rebrih in pasovnih nosilcih je razvidno, da se le-ta v primeru pasovnih nosilcev ne spreminja bistveno. Vrednosti so reda velikosti 0,003 za pozitivne in 0,0035 za negativne upogibne momente. Stopnja potrebnega vzdolžnega armiranja v rebrih se z večanjem medosne oddaljenosti sicer povečuje, je pa tudi ta razlika relativno majhna. Vrednosti se med primerom osne oddaljenosti 55 in 105 cm povečajo iz 0,005 na 0,006.

V analizi predstavljenih primerov kasetirane plošče s pasovnimi nosilci se izkaže, da je težko oceniti najprimernejšo osno oddaljenost reber. Izbira najugodnejše razporeditve je v večji meri odraz zahteve po ekonomičnosti in enostavnosti izdelave, ki pa jo v sklopu izvedene analize ni bilo mogoče prikazati. Iz izdelanih primerov se vidi, da je območje izvedljivih rešitev široko in, da bi bilo napačno govoriti o eni pravilni izbiri.

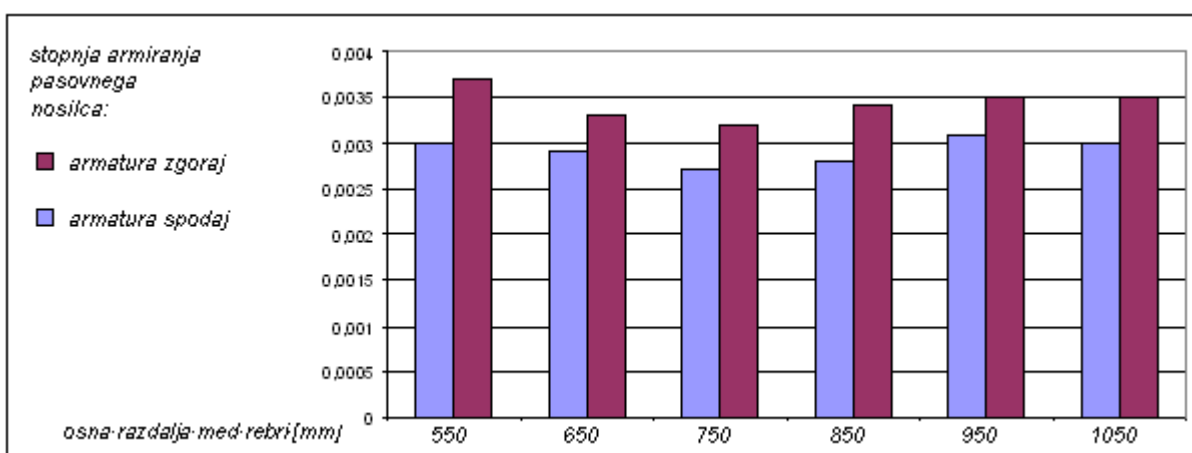
Analiza potrjuje ustreznost izbire medosne razporeditve reber 750 mm, ki sem jo uporabil pri nadaljnji analizi kontinuirane ploščne konstrukcije.



Slika 60: Primerjava normirane lastne teže



Slika 61: Primerjava stopnje armiranja rebra



Slika 62: Primerjava stopnje armiranja pasovnih nosilcev

9 PRIMERJAVA RAZLIČNIH SISTEMOV REBRIČASTIH PLOŠČ

Izbira ustreznega nosilnega sistema in debeline rebraste konstrukcije sta zahtevna naloga. Ob zahtevah glede nosilnosti in omejitve pomikov je potrebno zadovoljiti tudi zahtevo po ekonomični gradnji. Izbira ustreznega nosilnega sistema je iteracijski postopek, pri kateri je po navadi glavna ciljna funkcija ekonomičnost. Proces zahteva vpogled v obnašanje različnih sistemov rebrastih konstrukcij. Grobo oceno zadostne ekonomičnosti zasnove lahko preverimo s pomočjo grafov za primerjavo različnih vrst plošč v poglavju 2 ali v priročnikih in strokovni literaturi [7][71].

9.1 Modelirani sistemi rebričastih plošč

V analizo sem vključil tri nosilne sisteme rebričastih plošč na stebrih. V primerjavo so vključeni sistemi rebričastih plošč z konstantno debelino konstrukcije tudi v območju stebrov. Slednji so poleg estetskega vidika zaželeni tudi zaradi lažjega umeščanja horizontalnih inštalacij in sekundarnih predelnih sten, z njimi pa je zagotovljena tudi enakomerna višina po etaži. Take rebraste plošče združujejo prednosti rebrastih plošč s prednostmi plošč brez reber s konstantno debelino. Izdelana je primerjava med enosmerno nosilno rebrasto ploščo s pasovnimi nosilci, dvosmerno nosilno kasetirano ploščo s pasovnimi nosilci in kasetirano ploščo na stebrih s spuščnimi paneli enake debeline. Za izdelavo računskih modelov sem uporabil program SAFE, ki vključuje neposredno modeliranje rebrastih in kasetiranih plošč. Program SAFE uporablja pristop enakovredne gladke plošče.

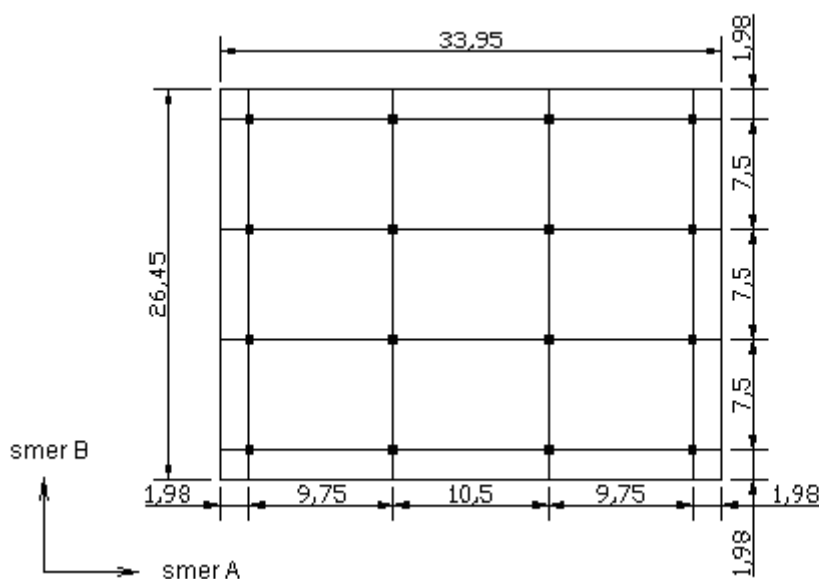
Za ugodno delovanje nosilnega sistema je potrebno ustrezno izbrati več parametrov, ki definirajo ploščno konstrukcijo. V skladu z zahtevami projekta je potrebno v tloris umestiti stebre na način, da zagotovimo najbolj ugodno delovanje plošče. Pomembna je razdalja med stebri, odmik stebrov od roba ploščne konstrukcije, razmerje med razponi sosednjih polj plošče in razmerje med odmiki stebrov v glavnih smereh plošče.

Izbor razporeditve stebrov po tlorisu konstrukcije in sistema rebraste plošče sta v splošnem povezana. Pri enosmerno nosilni rebrasti plošči pasovni nosilci potekajo prečno na smer reber in s tem prečno na smer večje togosti rebrastega dela plošče. Da zagotovimo ustrezno enosmerno delovanje take rebraste konstrukcije, je potrebno zagotoviti ustrezno togost pasovnih nosilcev. Ker je višina pasovnih nosilcev, in s tem togost, ki jo lahko zagotovimo, omejena, je smiselno razporeditev stebrov prilagoditi tako, da so razponi v smeri pasovnih nosilcev manjši kot razponi v smeri reber. V splošnem je tako raster

razporeditve stebrov pravokoten. Plošča v smeri reber premošča večji razpon z daljšimi razmiki stebrov v smeri reber.

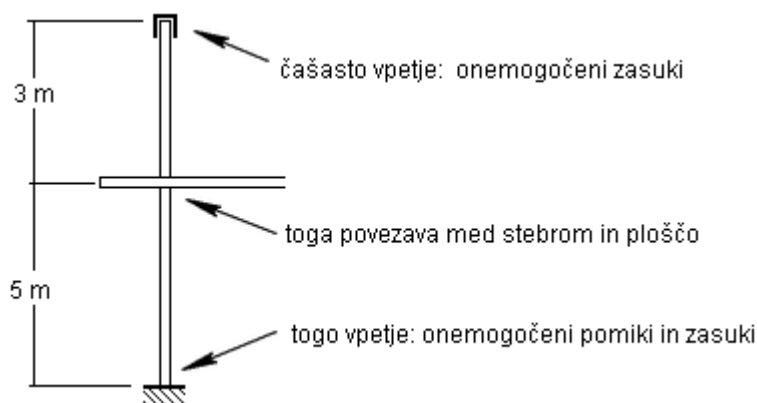
Pri dvosmerno nosilnih sistemih kasetiranih plošč, bodisi s pasovnimi nosilci bodisi s spuščeni paneli, je razporeditev stebrov v tlorisu manj pomembna kot pri enosmerno nosilnih sistemih. Kljub temu pa je potrebno zagotoviti enakomeren raster razporeditve stebrov v obeh smereh. Zaradi simetrične togosti kasetiranih plošč v obeh smereh lahko kvadratni raster stebrov predpostavimo kot najugodnejši.

Zaradi boljše primerljivosti je analiza različnih sistemov plošč izdelana na enakem primeru tlorisne razporeditve stebrov na plošči enakih tlorisnih dimenzij. Izbran je nekoliko pravokoten raster razporeditve stebrov, ki omogoča zadovoljivo obnašanje tako enosmerno, kot dvosmerno nosilnega sistema. Primerjava med različnimi sistemi rebričastih plošč je izdelana na primeru kontinuirane plošče na stebrih. Plošča poteka preko treh polj v obeh smereh, tako da tvori celotno stropno konstrukcijo. Najdaljši razpon med stebri je 10.5 m. Za doseganje ugodnejše razporeditve upogibnih momentov po celotni konstrukciji sta priležna razpona nekoliko krajša. Prav tako zaradi ugodnejše razporeditve upogibnih momentov in omejitve pomikov na robnih poljih konstrukcije je predpostavljen konzolni rob 1.98 m. Razporeditev stebrov in posameznih polj kontinuirane plošče je prikazana na sliki 63. Skupne dimenzije ploščne konstrukcije so v daljši smeri 33.95 m in v krajši smeri 26.45 m. Primer predstavlja medetažno konstrukcijo stavbe. Neto površina medetažne konstrukcije je 898 m².



Slika 63: Tloris obravnavane medetažne konstrukcije

V izdelani analizi je konstrukcija podprta na stebrih kvadratnega prereza 500x500 mm. Stebri potekajo skozi ploščo. Etažna višina pod konstrukcijo je 5 m, nad konstrukcijo pa 3 m. Predpostavljeno je, da so spodnji stebri toga vpeti v podlago. Pri zgornjih stebrih je predpostavljeno, da so onemogočeni zasuki v naslednji etaži. Predpostavljena je toga povezava med ploščo in stebrom.



Slika 64: Shema podpor stebrov

Upoštevan je beton C35. Elastični modul betona se za beton C35 v skladu z EC2 oceni na 34 GPa. Upoštevan je Poissonov količnik 0,2. Predpostavljena je uporaba armature S460.

Ploščna konstrukcija je sklop stavbne konstrukcije. Vpliv koristne obtežbe določimo glede na namembnost stavbe. Za kategorijo B, pisarne, EC 2 ocenjuje vpliv koristne obtežbe med 2 in 3 kN/m². Na ploščo deluje lastna teža, stalna obtežba velikosti 1,5 kN/m² in koristna obtežba 3,0 kN/m². Upoštevana lastna teža betona je 25 kN/m³.

Pri obravnavanih primerih je predpostavljena zahtevana požarna odpornost je REI 60.

Za določitev dolgotrajnih pomikov je potrebno določiti koeficient lezenja in koeficient krčenja betona. Napotki za ustrezno določitev faktorjev so podani v Evrokodu 2. Dolgotrajni pomiki so izračunani s pomočjo programa SAFE, ki pri izračunih upošteva metodo reduciranega modula elastičnosti betona, ki je prav tako podana v Evrokodu 2 [72]. Pri izračunu dolgotrajnih pomikov so upoštevane obtežne kombinacije ki so izdelane v skladu z Evrokod standardi [73] in priporočili proizvajalca programske opreme. Upoštevan je koeficient lezenja 2,5 in koeficient krčenja 0,0005.

Določitev najugodnejše debeline ploščne konstrukcije je vezana na izbiro nosilnega sistema plošče. Za ustrezen izbor debeline ploščne konstrukcije pri posameznem nosilnem sistemu je potrebno izvesti primerjalno analizo.

Za oceno ekonomičnih in izvedljivih debelin rebričaste ploščne konstrukcije si lahko pomagamo s strokovno literaturo. V priročniku Economic Long Span Concrete Floor Slabs [71] so navedeni izvedeni primeri rebričastih in kasetiranih medetažnih konstrukcij v poslovnih stavbah. Primerljive konstrukcije so bile izvedene z debelino konstrukcije med 300 in 550 mm. Priročnik Economic concrete frame elements [7] kot ekonomične ocenjuje konstrukcije primerljive zasnove z debelino med 425 in 550 mm.

Za oceno ustreznosti sistema rebričaste konstrukcije in za izbiro potrebne debeline sem v programu SAFE izdelal računske modele za opisane tri nosilne sisteme. Pri vsakemu izmed nosilnih sistemov sem v analizo vključil debeline stropne konstrukcije 300, 400 in 500 mm.

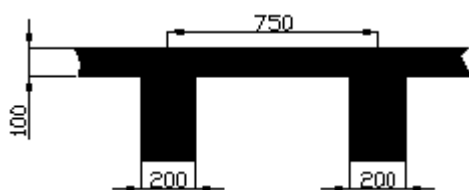
Za zadovoljivo obnašanje rebričaste ploščne konstrukcije je ob ustrezni izbiri rastra stebrov potrebno izbrati tudi nekatere druge elemente take konstrukcije. Izbrati je potrebno prečno geometrijo rebričastega dela plošče. Izbira vključuje določitev geometrije reber, debelino plošče in določitev debeline rebričaste ploščne konstrukcije.

Glede požarnih zahtev Evrokod 1992-1-2 [41] določa nekatere minimalne dimenzije konstrukcije in potrebne osne oddaljenosti armature od izpostavljenih površin. Za požarno odpornost enosmerno nosilne rebričaste plošče REI 60, ki zagotavlja nosilnost, celovitost in izolativnost pri izpostavljenosti standardnemu požaru 60 minut, je zahtevana minimalna debelina plošče 80 mm pri minimalni osni oddaljenosti armature 15 mm. Pri rebrih je možno izbrati več kombinacij širine reber in osnih oddaljenosti armature. Pri širini reber 200 mm je zahtevana oddaljenost armature 30 mm. Pri določitvi širine reber je potrebno upoštevati tudi bočno osno oddaljenost armature, ki ne sme biti manjša od 40 mm.

Podobno kot za enosmerno ploščo določimo tudi požarne zahteve glede minimalnih dimenzij za dvosmerno nosilno kasetirano rebričasto ploščo. Tudi tu standard dovoljuje izbiro med več kombinacijami debeline plošče, širine reber in osnih oddaljenosti armature od požarno izpostavljenih površin. Potrebna debelina plošče za REI 60 je 80 mm pri osni oddaljenosti armature 10 mm. Pri širini

reber vsaj 200 mm je zahtevana oddaljenost armature 15 mm. Bočna oddaljenost armature od stranske površine rebra ne sme biti manjša od 25 mm.

Upoštevajoč osnovna priporočila in zahteve se lahko izbere debelina plošče, širina reber in medosno razdaljo med rebri. Za enosmerno nosilno rebrasto ploščo in dvosmerno nosilno kasetirano ploščo je v nadaljnji analizi izbrana debelino plošče 100 mm z rebri razporejenimi na osni razdalji 750 mm. V vseh primerih je izbrana širina reber 200 mm. Izbira medosne razporeditve reber odraža tudi izsledke izdelane primerjave različnih medosnih oddaljenosti reber v poglavju 8.

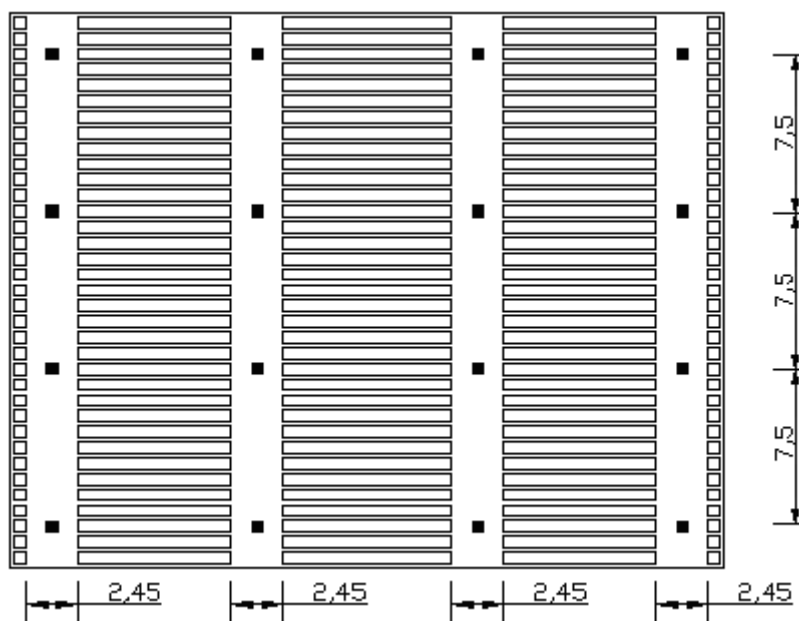


Slika 65: Prerez rebraste plošče

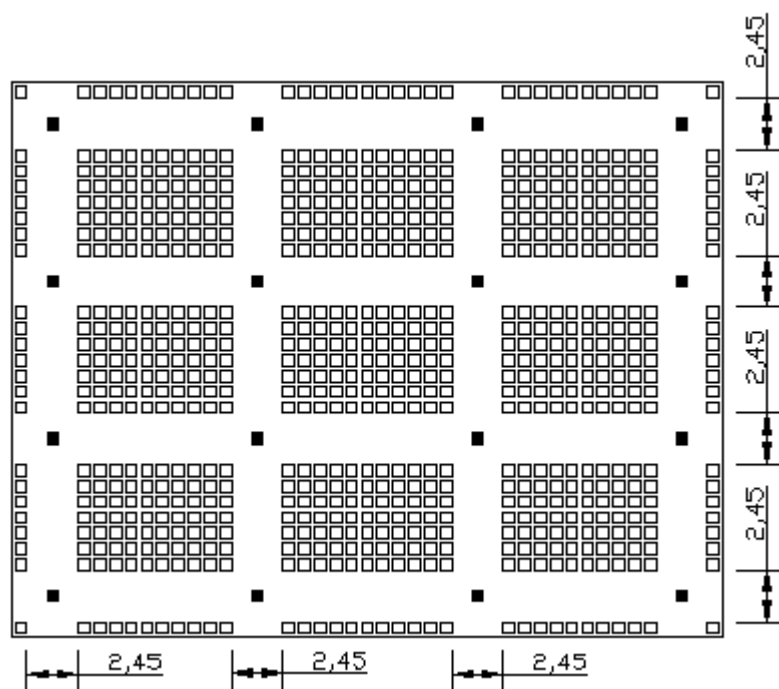
V primerjalno analizo so vključeni trije nosilni sistemi rebrastih plošč. Primerjava je izdelana za enosmerno nosilno rebrasto ploščo s pasovnimi nosilci, dvosmerno nosilno kasetirano ploščo s pasovnimi nosilci in za kasetirano ploščo na stebrih s spuščeni paneli enake debeline.

Razporeditev reber, širina pasovnih nosilcev in tlorisne dimenzije spuščeni panelov so izbrane glede na modularno mrežo rebraste plošče. Širina pasovnih nosilcev je 2,45 m, spuščeni paneli pa imajo kvadraten tloris z stranico 3,95 m. Dimenzije so izbrane tako, da omogočajo dobro delovanje stropne konstrukcije pri vseh obravnavanih debelinah. V območju večjih negativnih momentov in prečnih sil je smiselno rebrasto geometrijo opustiti. Zadostna togost konstrukcije in odpornost v območju stebrov je zagotovljena z pasovnimi nosilci in spuščeni paneli. Debelina pasovnih nosilcev in spuščeni panelov je enaka debelini rebraste plošče.

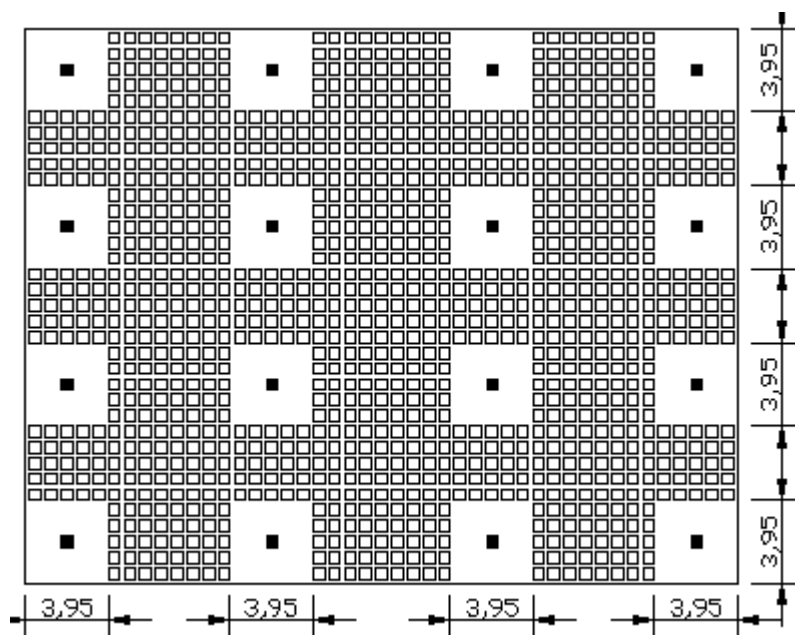
Na slikah 66, 67 in 68 je prikazana upoštevana tlorisna geometrija rebrastih ploščnih konstrukcij, ki so vključene v analizo. Prikazana je tlorisna razporeditev reber in drugih elementov rebrastih plošč v tloris opisane stropne konstrukcije na stebrih.



Slika 66: Tloris obravnavane enosmerno nosilne rebričaste plošče s pasovnimi nosilci in konstantno debelino



Slika 67: Tloris obravnavane kasetirane plošče s pasovnimi nosilci in konstantno debelino



Slika 68: Tloris obravnavane kasetirane plošče na stebrih s spuščeni paneli in konstantno debelino

9.2 Primerjava rezultatov

Izbira ustreznega nosilnega sistema in debeline rebraste konstrukcije je kompleksna naloga. V ta namen sem v sklopu izdelane študije zbral nekatere pomembnejše parametre. Ker je izbira debeline in sistema rebraste plošče odraz kopice faktorjev, bi bilo napačno govoriti o eni pravilni izbiri. Osnovna naloga projektanta je zadovoljiti zahteve naročnika in zasnovati ekonomično konstrukcijo.

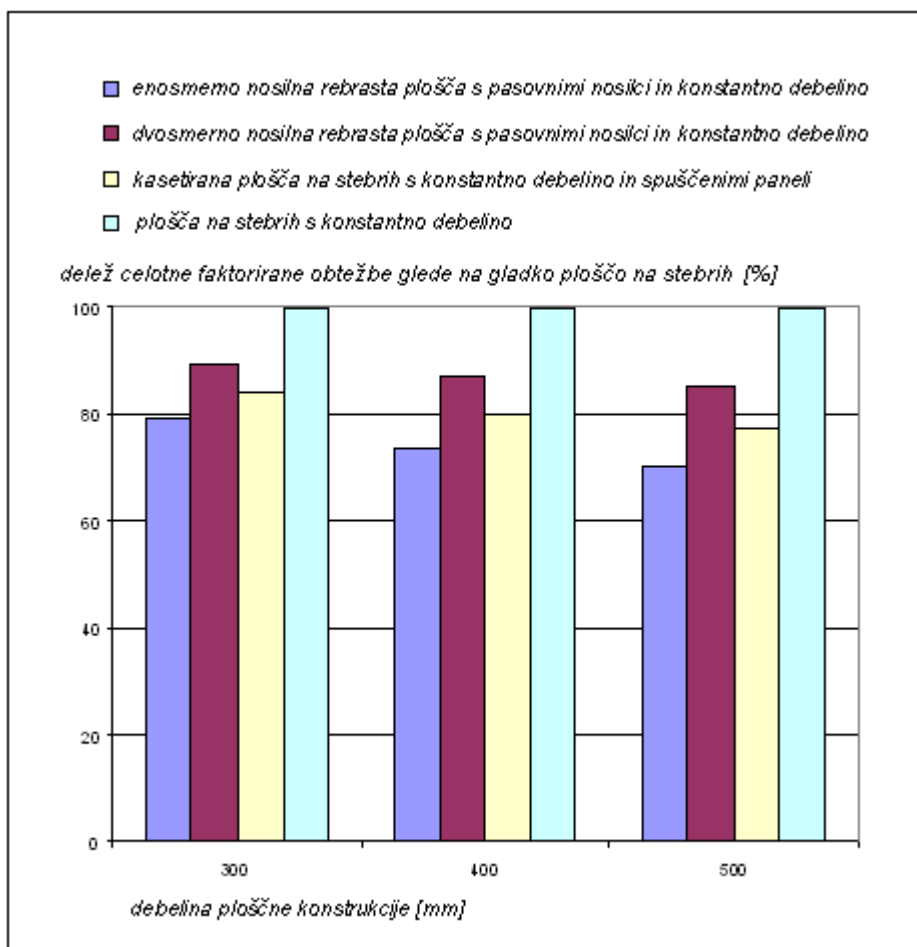
V nadaljevanju so v obliki preglednic podane vrednosti analize različnih sistemov rebrastih ploščnih konstrukcij za različne debeline. Vrednosti analize so zbrane za posamezne sisteme rebrastih plošč tako, da je možna primerjava med primeri debelin 300, 400 in 500 mm. Izdelane so tudi preglednice, ki omogočajo nekoliko boljše medsebojno primerjavo sistemov stropnih konstrukcij s poudarkom na skupni količini potrebnih materialov.

Delež lastne teže glede na celotno obremenitev konstrukcije se povečuje z večjo debelino. V preglednici 16 so zbrane faktorirane vrednosti vpliva lastne teže za mejno stanje nosilnosti. Vrednosti so normirane na kvadratni meter, upoštevana pa je celotna obtežba konstrukcije z lastno težo. Podana je tudi normirana celotna faktorirana obtežba za mejno stanje nosilnosti in delež lastne teže. Predstavljene so vrednosti za vse obravnavane sisteme rebrastih plošč.

Razvidno je, da pri rebrastih konstrukcijah na lastno težo poleg debeline vpliva tudi izbor nosilnega sistema. Z vidika lastne teže se tako kot najugodnejša izkaže enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci. Vpliv lastne teže je največji pri dvosmerno nosilni rebrasti plošči s pasovnimi nosilci. Kot alternativo rebrastim stropnim sistemom lahko predpostavimo gladko ploščo na stebrih, zato so v preglednici 16 za primerjavo dodane tudi vrednosti l_e -te. Celotna faktorirana obtežba v mejnem stanju nosilnosti za posamezen primer rebraste konstrukcije je izražena tudi kot delež celotne obtežbe gladke plošče enake debeline. Z izbiro rebrastega nosilnega sistema lahko v primerjavi z gladko ploščo na stebrih zmanjšamo celotno faktorirano obtežbo na konstrukcijo za 10 do 30 %. Rebraste plošče so v tej primerjavi ugodnejše čim večja je izvedena debelina stropne konstrukcije.

Preglednica 16: Vrednosti primerjave lastne teže

sistem rebraste plošče	debelina konstrukcije [mm]	faktorirana obtežba zaradi lastne teže [kN/m ²]	celotna faktorirana obtežba [kN/m ²]	delež lastne teže [%]	delež celotne faktorirane obtežbe glede na gladko ploščo na stebrih [%]
enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:	300	6,6	13,2	50,4	79,0
	400	8,3	14,8	55,9	74,0
	500	9,9	16,4	60,2	70,1
dvosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:	300	8,4	14,9	56,3	89,2
	400	10,9	17,4	62,6	87,0
	500	13,4	20,0	67,3	85,5
kasetirana plošča na stebrih s konstantno debelino in spuščeni paneli:	300	7,5	14,0	53,3	83,8
	400	9,5	16,0	59,3	80,0
	500	11,5	18,1	63,9	77,4
gladka plošča na stebrih:	300	10,1	16,7	60,8	100,0
	400	13,5	20,0	67,4	100,0
	500	16,9	23,4	72,1	100,0



Slika 69: Delež celotne faktorirane obtežbe glede na gladko ploščo na stebrih

Povečana debelina konstrukcije se odraža v večji lastni teži, zaradi česar so večje tudi upogibne in strižne obremenitve v konstrukciji.

V preglednicah 17, 18 in 19 so podane največje vrednosti notranjih sil, ki se pojavijo v konstrukciji. Posebej so zbrane največje vrednosti, ki se pojavijo v rebrih rebričastega dela konstrukcije in največje vrednosti notranjih sil v pasovnih nosilcih in spuščeni panelih. V vseh primerih so posebej podane vrednosti za smer A in smer B, pri čemer je smer A smer daljših razponov med stebri. Vrednosti notranjih sil so normirane na širino 75 cm, ki odraža medosno razporeditev reber.

Podobno kot na obremenitev zaradi lastne teže, ima na velikost notranjih sil ob debelini konstrukcije vpliv tudi sistem rebraste plošče. Opaziti je, da se zaradi različnega delovanja posameznih sistemov rebrastih plošč lahko, kljub manjši obremenitvi plošče, v konstrukciji pojavijo večje notranje sile. Pri enosmerno nosilni rebrasti plošči se v rebrih pojavijo večje obremenitve kot pri dvosmerno nosilnih

kasetiranih ploščah. Kasetirana plošča s spuščnimi paneli ima manjšo lastno težo kot kasetirana plošča s pasovnimi nosilci enake debeline, a se pri slednji pojavijo nekoliko večje obremenitve v rebrih. Iz primerjave lahko sklepamo, da na velikost največjih notranjih sil v rebričastem delu, ob velikosti obtežbe, opazno vpliva tudi izbor rebričastega nosilnega sistema.

V delih konstrukcije, kjer ni uporabljena struktura reber, je vpliv lastne teže bolj izrazit. Največje notranje sile v pasovnih nosilcih in spuščnih panelih odražajo velikost obtežbe konstrukcije. V območju stebrov se največji negativni momenti pojavijo v primeru dvosmerno nosilne rebraste plošče na pasovnih nosilcih. Najmanjši negativni upogibni momenti se v pasovnih nosilcih pojavijo v primeru enosmerno nosilne plošče. Slednje odraža sorazmerje velikosti obremenitev z lastno težo.

Na potrebno količino armature, ki jo je v prerezu potrebno vgraditi za zagotavljanje varnosti v mejnem stanju nosilnosti, vpliva poleg velikosti notranjih sil tudi izbrana debelina konstrukcije. Pri večjih debelinah konstrukcije lahko zagotovimo večjo statično višino in tako v splošnem zmanjšamo potrebno količino armature v prerezu.

Za boljšo predstavitev učinka debeline konstrukcije na dimenzioniranje v mejnem stanju nosilnosti, je ob vrednostih notranjih sil podan tudi potreben presek natezne armature in, v primeru strižnih sil, delež izkoriščenosti nosilnosti betona minimalno armiranega betonskega prereza. Vrednosti so podane v preglednicah 17, 18 in 19.

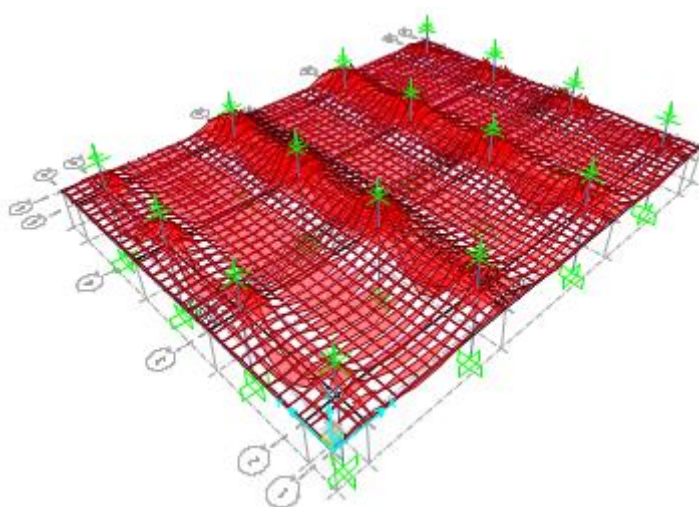
Oсна oddaljenost težišča armature od spodnjega roba prereza je v smeri A 3,5 cm, v smeri B pa 4,5 cm. Upoštevana mejna deformacija betona je 0,0035. Zahtevana minimalna stopnja armiranja je 0,0018.

S povečanjem debeline konstrukcije se kljub povečani lastni teži zmanjša potrebna količina armature. V preglednicah 17, 18 in 19 je prikazana potrebna armatura za najbolj obremenjene dele ploščne konstrukcije, v nadaljevanju pa je v preglednici 25 predstavljena tudi celotna količina natezne armature, ki je potrebna za izvedbo plošče.

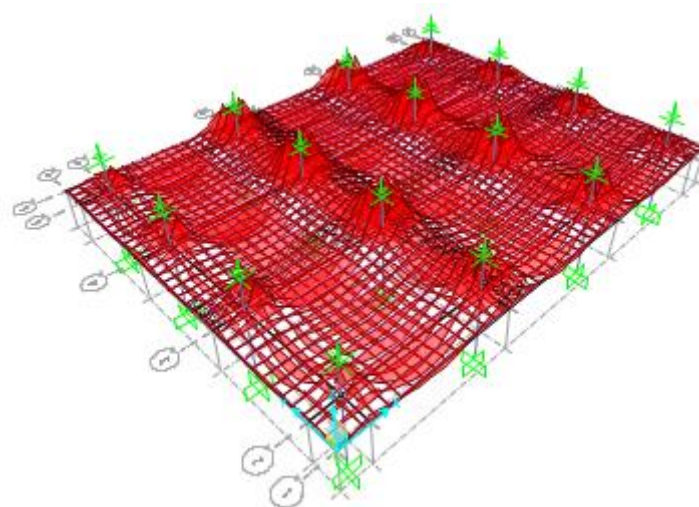
Za vse obravnavane sisteme rebrastih plošč lahko povemo, da se povečanje konstrukcijske debeline iz 300 na 400 mm odraža v zmanjšanju skupne količine armature za 15 %, v primeru povečanja debeline iz 300 na 500 mm pa lahko zmanjšanje ocenimo na 25 %.

Tudi lokalno, v najbolj obremenjenih prerezih konstrukcije, je zaznati podobno sovisnost med debelino konstrukcije in potrebno količino armature. Zmanjšanje količine armature v teh prerezih je istega velikostnega razreda kot zmanjšanje količine armature na ravni celotne konstrukcije.

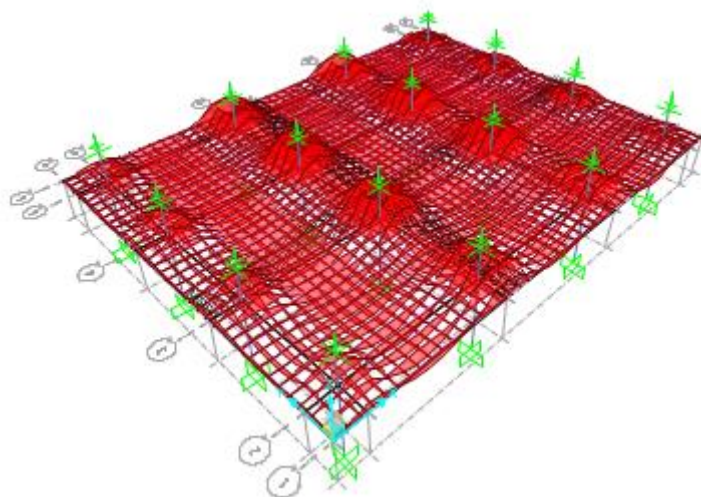
Ugoden učinek večje debeline konstrukcije na zmanjšanje količine armature v najbolj obremenjenih prerezih je nekoliko manj izrazit v primeru dvosmerno nosilne plošče na stebrih in nekoliko izrazitejši v primeru enosmerno nosilne rebraste plošče, kjer so lokalne koncentracije obremenitev večje. Slednje odraža večje koncentracije obremenitev v posameznih rebrih enosmerno nosilnega sistema.



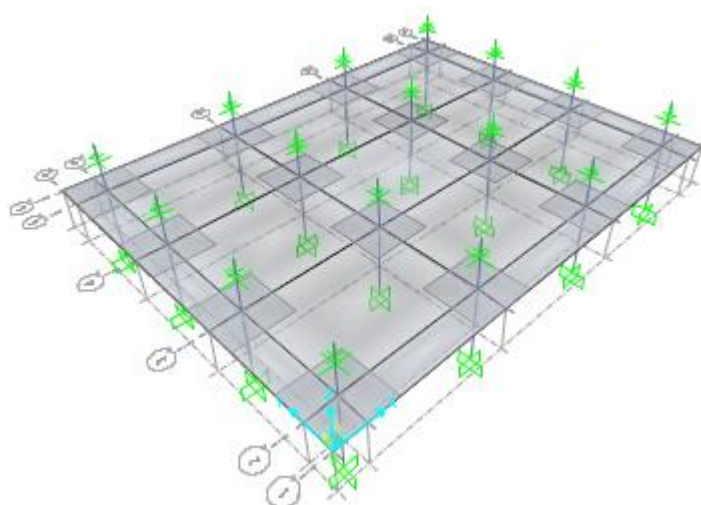
Slika 70: Prikaz upogibnih momentov enosmerno nosilne rebraste plošče s pasovnimi nosilci



Slika 71: Prikaz upogibnih momentov dvosmerno nosilne kasetirane plošče s pasovnimi nosilci



Slika 72: Prikaz upogibnih momentov dvosmerno nosilne kasetirane plošče s spuščeni paneli



Slika 73: Računski model dvosmerno nosilne kasetirane plošče s spuščeni paneli

Preglednica 17: Tabele za enosmerno nosilne rebraste plošče s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:

debelina ploščne konstrukcije [mm]		300	400	500
rebro smer A (vrednosti na 0,75 m širine)				
najmanjši upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	-63,9	-70,6	-77,8
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	6,8	5,2	4,4
	stopnja armiranja	0,0129	0,0071	0,0048
največji upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	36,7	42,9	49,9
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	3,6	3,0	2,8
	stopnja armiranja	0,0018	0,0011	0,0008
strižna sila	strižna sila na rebro [kN]	44,7	46,1	50,2
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] *	159,6	132,7	122,3
rebro smer B (vrednosti na 0,75 m širine)				
najmanjši upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	-7,3	-4,4	-3,0
	potrebna armatura [cm ² /m]	2,6	1,5	1,0
	stopnja armiranja	0,0046	0,0027	0,0018
največji upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	5,4	3,5	2,6
	potrebna armatura [cm ² /m]	1,9	1,2	0,9
	stopnja armiranja	0,0033	0,0022	0,0016
strižna sila	strižna sila [kN/m]	11,0	8,9	9,8
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] *	40,4	26,2	24,2

debelina ploščne konstrukcije [mm]		300	400	500
pasovni nosilec smer A (vrednosti na 0,75 m širine)				
najmanjši upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	-118,5	-127,6	-137,1
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	11,9	9,2	7,6
	stopnja armiranja	0,0060	0,0033	0,0022
največji upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	15,0	12,7	9,0
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	1,5	0,9	0,5
	stopnja armiranja	0,0007	0,0003	0,0001
strižna sila	strižna sila [kN/m]	121,8	134,7	149,6
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] **	115,9	103,5	97,2
pasovni nosilec smer B (vrednosti na 0,75 m širine)				
najmanjši upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	-116,0	-137,0	-154,5
	potrebna armatura [cm ² /m]	12,1	10,1	8,8
	stopnja armiranja	0,0063	0,0038	0,0026
največji upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	95,4	123,3	152,2
	potrebna armatura [cm ² /m]	9,9	9,1	8,8
	stopnja armiranja	0,0052	0,0034	0,0026
strižna sila	strižna sila [kN/m]	182,8	210,1	235,5
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] **	178,2	164,6	155,4

Preglednica 18: Tabele za dvosmerno nosilne rebaste plošče s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:

debelina ploščne konstrukcije [mm]		300	400	500
rebro smer A (vrednosti na 0,75 m širine)				
najmanjši upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	-37,9	-44,6	-51,5
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	3,8	3,2	2,9
	stopnja armiranja	0,0073	0,0044	0,0031
največji upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	33,8	42,8	52,5
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	3,3	3,0	2,9
	stopnja armiranja	0,0017	0,0011	0,0008
strižna sila	strižna sila na rebro [kN]	23,0	27,8	34,2
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] *	82,1	80,1	83,4
rebro smer B [vrednosti na 0,75 m širine]				
najmanjši upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	-21,1	-24,8	-28,9
	potrebna armatura [cm ² /m]	2,2	1,8	1,6
	stopnja armiranja	0,0043	0,0026	0,0018
največji upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	22,0	27,4	33,1
	potrebna armatura [cm ² /m]	2,2	2,0	1,9
	stopnja armiranja	0,0012	0,0007	0,0006
strižna sila	strižna sila [kN/m]	15,8	20,0	25,0
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] *	57,9	58,7	61,9

debelina ploščne konstrukcije [mm]		300	400	500
pasovni nosilec smer A (vrednosti na 0,75 m širine)				
najmanjši upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	-162,2	-194,0	-223,0
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	16,6	14,1	12,6
	stopnja armiranja	0,0084	0,0051	0,0036
največji upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	76,2	95,8	118,7
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	7,5	6,8	6,6
	stopnja armiranja	0,0038	0,0025	0,0019
strižna sila	strižna sila [kN/m]	175,1	204,8	234,2
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] **	166,6	157,4	152,2
pasovni nosilec smer B [vrednosti na 0,75 m širine]				
najmanjši upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	-130,6	-154,8	-176,9
	potrebna armatura [cm ² /m]	13,8	11,5	10,1
	stopnja armiranja	0,0072	0,0043	0,0030
največji upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	58,9	74,2	89,7
	potrebna armatura [cm ² /m]	6,0	5,4	5,1
	stopnja armiranja	0,0031	0,0020	0,0015
strižna sila	strižna sila [kN/m]	178,0	208,6	238,5
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] **	173,6	163,3	157,4

Preglednica 19: Tabele za kasetirane plošče na stebrih s konstantno debelino in spuščeni paneli:

debelina ploščne konstrukcije [mm]		300	400	500
rebro smer A (vrednosti na 0,75 m širine)				
najmanjši upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	-52,6	-63,7	-76,9
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	5,5	4,7	4,4
	stopnja armiranja	0,0103	0,0064	0,0047
največji upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	42,8	52,8	63,8
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	4,2	3,7	3,5
	stopnja armiranja	0,0021	0,0014	0,0010
strižna sila	strižna sila na rebro [kN]	43,3	48,6	54,4
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] *	154,6	140,0	132,5
rebro smer B (vrednosti na 0,75 m širine)				
najmanjši upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	-22,8	-27,7	-34,0
	potrebna armatura [cm ² /m]	2,4	2,0	1,9
	stopnja armiranja	0,0046	0,0029	0,0021
največji upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	30,4	38,5	46,4
	potrebna armatura [cm ² /m]	3,1	2,8	2,6
	stopnja armiranja	0,0016	0,0011	0,0008
strižna sila	strižna sila [kN/m]	37,4	42,2	46,5
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] *	136,7	123,9	115,0

debelina ploščne konstrukcije [mm]		300	400	500
pasovni nosilec smer A (vrednosti na 0,75 m širine)				
najmanjši upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	-110,7	-135,2	-161,7
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	11,1	9,7	9,1
	stopnja armiranja	0,0056	0,0035	0,0026
največji upogibni moment	upogibni moment na rebro [kNm]	17,8	31,7	46,3
	potrebna armatura na rebro [cm ²]	1,7	2,2	2,6
	stopnja armiranja	0,0009	0,0008	0,0007
strižna sila	strižna sila [kN/m]	81,4	94,0	106,5
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] **	77,4	72,2	69,2
pasovni nosilec smer B (vrednosti na 0,75 m širine)				
najmanjši upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	-94,6	-114,9	-137,3
	potrebna armatura [cm ² /m]	9,8	8,4	7,9
	stopnja armiranja	0,0051	0,0032	0,0023
največji upogibni moment	upogibni moment [kNm/m]	18,2	27,8	39,3
	potrebna armatura [cm ² /m]	1,8	2,0	2,2
	stopnja armiranja	0,0010	0,0008	0,0007
strižna sila	strižna sila [kN/m]	98,3	113,4	128,5
	strižna sila glede na $V_{Rd,c}$ [%] **	95,9	88,8	84,8

* Izkoriščenost glede na strižno odpornost rebra zagotovljeno ob vgradnji minimalne stopnje vzdolžnega armiranja 0,0018. Osa oddaljenost armature od zunanje površine je v smeri A 3,5 cm, v smeri B pa 4,5 cm.

rebra	debelina ploščne konstrukcije [mm]	300	400	500
	V_{Rdc} (smer A) [kN/rebra]	28	34,7	41
	V_{Rdc} (smer B) [kN/rebra]	27,3	34,1	40,4

** Izkoriščenost glede na strižno odpornost pasovnega nosilca zagotovljeno ob vgradnji minimalne stopnje vzdolžnega armiranja 0,0018. Osa oddaljenost armature od zunanje površine je v smeri A 3,5 cm, v smeri B pa 4,5 cm.

pasovni nosilec	debelina ploščne konstrukcije [mm]	300	400	500
	V_{Rdc} (smer A) [kN/0,75 m]	140,2	173,5	205,2
	V_{Rdc} (smer B) [kN/0,75 m]	136,7	170,3	202

V ploščah na stebrih je potrebno vgraditi strižno armaturo za preprečevanje preboja stebrov. Zaradi manjše lastne teže so rebraste plošče v tem pogledu nekoliko ugodnejše kot gladke plošče enake debeline, a ima na prebojno strižno nosilnost vpliv predvsem debelina plošče v območju stebra. Večja debelina plošče zagotavlja večjo odpornost konstrukcije.

V preglednici 20 je prikazana prebojna strižna obremenitev plošče v območju najbolj obremenjenega stebra. Obremenitev plošče je največja v območju stebrov v središčnem delu plošče. Ker se sosednji razponi v obravnavanem primeru ne razlikujejo za več kot 25 % in je predpostavljeno, da je horizontalna stabilnost konstrukcije zagotovljena in tako neodvisna od delovanja okvirjev iz stebrov in plošč, se lahko ekcentričnost obtežbe upošteva s koeficientom β [74]. Za notranje stebre je koeficient β enak 1,15. Pri vrednostih podanih v tabeli je upoštevan faktor β .

Ob vrednosti strižne obremenitve je podana tudi izkoriščenost prebojne nosilnosti plošč brez strižne armature. Vrednost je relevantna, saj se tudi v primeru strižnega armiranja upošteva 75 % te nosilnosti in nam vrednosti dajo vpogled v to kolikšen del nosilnosti je potrebno zagotoviti s strižno armaturo. V območju stebrov je predpostavljena stopnja vzdolžnega armiranja ρ_1 0,003.

Z izbiro rebrastega nosilnega sistema lahko v primerjavi z gladko ploščo na stebrih zmanjšamo prebojno strižno obremenitev za med 15 in 35 %. Slednje je posebej pomembno pri manjših debelinah konstrukcije, kjer je zadostno prebojno nosilnost težje zagotoviti. Izbira rebrastega sistema ploščne konstrukcije je z vidika prebojne strižne nosilnosti zelo ugodna, a je hkrati kljub manjši obremenitvi potrebno zagotoviti ustrezno debelino plošče v območju stebra. V obravnavanih primerih bi bila z vidika prebojne odpornosti smiselna izbira debeline vsaj 400 mm.

Preglednica 20: Vrednosti primerjave prebojne strižne armature

enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:			
debelina ploščne konstrukcije [mm]	300	400	500
prebojna obremenitev plošče [kN]	1244,4	1396,2	1546,6
obremenitev glede na prebojno nosilnosti plošče brez strižne armature za preboj [%] ¹	196,3	143,2	112,3
dvosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:			
debelina ploščne konstrukcije [mm]	300	400	500
prebojna obremenitev plošče [kN]	1427,0	1670,3	1908,8
obremenitev glede na prebojno nosilnosti plošče brez strižne armature za preboj [%] *	225,1	171,4	138,6
kasetirana plošča na stebrih s konstantno debelino in spuščeni paneli:			
debelina ploščne konstrukcije [mm]	300	400	500
prebojna obremenitev plošče [kN]	1363,0	1574,0	1780,7
obremenitev glede na prebojno nosilnosti plošče brez strižne armature za preboj [%] *	215,0	161,5	129,3
plošča na stebrih s konstantno debelino:			
debelina ploščne konstrukcije [mm]	300	400	500
prebojna obremenitev plošče [kN]	1640,9	1992,5	2337,0
obremenitev glede na prebojno nosilnosti plošče brez strižne armature za preboj [%] *	258,9	204,4	169,7

* Izkoriščenost prebojne nosilnosti plošč brez strižne armature $V_{Rd,c}$. Predpostavljena stopnja vzdolžnega armiranja je 0,003. Srednja osna oddaljenost armature od zunanje površine je 4,0 cm. Prebojna nosilnost plošč:

debelina ploščne konstrukcije [mm]	300	400	500
prebojna nosilnost plošč brez strižne armature za preboj $V_{Rd,c}$ [kN]	633,9	974,7	1377,0
največja prebojna nosilnost plošč z stebri $V_{Rd,max}$ [kN]	2722,1	3769,0	4816,0

Pri ploščah na stebrih se največje strižne obremenitve pojavijo v bližini stebrov. V tem območju je potrebno vgraditi strižno armaturo in zagotoviti ustrezno nosilnost. Pri gladkih ploščah je zagotovljena relativno velika strižna nosilnost betonskega prereza plošče. Enako velja za neoslabljene dele rebraste konstrukcije, kot so pasovni nosilci in spuščeni paneli. V območjih rebrastih konstrukcij, kjer je uporabljena struktura reber je strižna odpornost betonskega prereza omejena. Zaradi omejene statične višine plošče rebraste konstrukcije je strižna odpornost zagotovljena le z odpornostjo reber.

Zmanjšanje strižne nosilnosti betonskega prereza v območju, kjer je uporabljena struktura reber, je veliko. V obravnavanih primerih, ker so rebra širine 200 mm razporejena z medosno razporeditvijo 750 mm lahko zmanjšanje strižne odpornosti betonskega prereza ne glede na debelino konstrukcije konzervativno ocenimo na 73 %. Ocena odraža odpornost betonskega prereza rebra armiranega z minimalno vzdolžno armaturo. Strižno najbolj obremenjeni prerezi reber so večinoma armirani s količino vzdolžne armature, ki je večja od minimalne in je tako dejanska odpornost prereza nekoliko večja.

V preglednicah 17, 18 in 19 so podane vrednosti strižne obremenitve najbolj obremenjenega prereza rebra za vse obravnavane nosilne sisteme in debeline konstrukcije. Za boljšo predstavbo reda velikosti strižnih obremenitev je le-ta podana tudi kot delež izkoriščenosti strižne nosilnosti minimalno armiranega betonskega prereza rebra.

Iz preglednic je razvidno, da se pri enosmerno nosilni rebrasti plošči in kasetirani plošči s spuščnimi paneli lokalno v rebrih pojavijo obremenitve, ki presegajo odpornost minimalno armiranega betonskega prereza rebra. V teh najbolj obremenjenih prerezih reber je potrebno zagotoviti dodatno strižno armaturo.

V preglednici 21 so predstavljene skupne količine dodatne strižne armature, ki jo je potrebno vgraditi v rebrasti del konstrukcije. Pri računu je predpostavljeno, da je le-ta izvedena s stremeni premera 6 mm. Upoštevana je tudi računsko potrebna količina vzdolžne armature vgrajene v obravnavan prerez.

Strižna nosilnost betonskega prereza reber ni zagotovljena le v najbolj obremenjenih delih konstrukcije, zaradi česar so skupne količine dodatne strižne armature relativno majhne. Iz preglednice 21 je razvidno, da v primeru dvosmerno nosilne kasetirane plošče na pasovnih nosilcih dodatna strižna armatura ni potrebna. V primeru enosmerno nosilne plošče se pojavijo večje koncentracije strižnih obremenitev v rebrih, zaradi česa je potrebno vgraditi dodatno strižno armaturo. Podobno velja za kasetirano ploščo s spuščnimi paneli. Opazno je, da lahko s povečanjem debeline konstrukcije potrebno količino strižne armature v rebrih bistveno zmanjšamo. V primeru enosmerno nosilne rebraste konstrukcije lahko s povečanjem debeline iz 300 na 500 mm potrebno količino strižne armature v obremenjenih rebrih zmanjšamo za 65 %.

Vgradnji dodatne strižne armature v rebra se lahko izognemo tako, da nekoliko prilagodimo tlorisno geometrijo plošče. Odpornost rebrastega dela plošče je možno povečati z izbiro manjše medosne razporeditve reber, obremenitev reber pa zmanjšati z izbiro večje širine pasovnih nosilcev in spušenih panelov.

Preglednica 21: Vrednosti primerjave strižne armature

<i>enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:</i>			
<i>debelina ploščne konstrukcije [mm]</i>	300	400	500
<i>strižna armatura smer A [kg]</i>	117,4	48,7	40,3
<i>strižna armatura smer B [kg]</i>	0,00	0,00	0,00
<i>skupna strižna armatura [kg]</i>	117,4	48,7	40,3
<i>dvosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:</i>			
<i>debelina ploščne konstrukcije [mm]</i>	300	400	500
<i>strižna armatura smer A [kg]</i>	0,00	0,00	0,00
<i>strižna armatura smer B [kg]</i>	0,00	0,00	0,00
<i>skupna strižna armatura [kg]</i>	0,00	0,00	0,00
<i>kasetirana plošča na stebrih s konstantno debelino in spušenimi paneli:</i>			
<i>debelina ploščne konstrukcije [mm]</i>	300	400	500
<i>strižna armatura smer A [kg]</i>	95,3	74,1	72,0
<i>strižna armatura smer B [kg]</i>	39,1	29,3	10,9
<i>skupna strižna armatura [kg]</i>	134,4	103,4	82,9

Izbiro debeline konstrukcije lahko pogojuje tudi deformabilnost konstrukcije v mejnem stanju uporabnosti. Predvsem pri naknadni vgradnji krhkih, na deformacije občutljivih, sekundarnih predelnih sten in inštalacij, je potrebno pomikom konstrukcije posvetiti več pozornosti. V preglednici 22 so zbrane vrednosti za dolgotrajne pomike konstrukcije. Pri izračunu je upoštevan razpokan prerez, lezenje in krčenje betona. v preglednici 23 je predstavljen tudi delež dolgotrajne deformacije v primerjavi z dovoljenim pomikom. Pri tem je kot kriterij upoštevan R/250, kjer je R razdalja med podporami. Pri enosmerno nosilni plošči je kot razdalja med podporami upoštevana razdalja med stebri, ki sovpada z potekom reber. Dovoljen pomik pri tej plošči je 39 mm. Pri dvosmerno nosilnih ploščah je upoštevana krajša razdalja med stebri v pravokotnih smereh, zaradi česa je pri teh ploščah dovoljen pomik 30 mm.

V tabeli so zbrani dolgotrajni pomiki obravnavanih rebrastih konstrukcij pri različnih konstrukcijskih debelinah. Razvidno je, da debelina plošče bistveno vpliva na velikost dolgotrajnih pomikov. S

povečanju debeline konstrukcije iz 300 mm na 400 mm se dolgotrajni pomiki zmanjšajo za 50 do 55 %, pri povečanju debeline na 500 mm pa lahko v primerjavi z 300 mm debelo konstrukcijo dosežemo zmanjšanje dolgotrajnih pomikov med 60 in 65 %.

V preglednici 22 je razvidna tudi razlika med različnimi sistemi rebrastih plošč. Razlike v dolgotrajnih pomikih med različnimi sistemi so izraziti, a manjšega velikostnega razreda kot razlike med primeri različnih konstrukcijskih debelin. Dolgotrajni pomiki enosmerno nosilne rebraste plošče so v primerjavi z dvosmerno nosilno rebrasto ploščo s pasovnimi nosilci enake debeline večji za približno 30 %. Pomiki konstrukcije odražajo togost plošče, ki je povezana s količino odvzetega materiala med rebri in lastno težo. Izkaže se, da so sistemih rebrastih plošč, ki so najugodnejši z vidika lastne teže, hkrati tudi najmanj togi in se pri njih kljub manjši lastni teži pojavijo največje deformacije.

Preglednica 22: Primerjava dolgotrajnih pomikov

<i>debelina ploščne konstrukcije [mm]</i>	300	400	500
<i>enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:</i>	30,3 mm	14,4 mm	10,2 mm
<i>dvosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:</i>	22,9 mm	12,7 mm	8,5 mm
<i>kasetirana plošča na stebrih s konstantno debelino in spuščeni paneli:</i>	24,4 mm	13,4 mm	9,1 mm
<i>plošča na stebrih s konstantno debelino:</i>	20,5 mm	11,82 mm	8,1 mm

Preglednica 23: Primerjava deleža dovoljenih dolgotrajnih pomikov

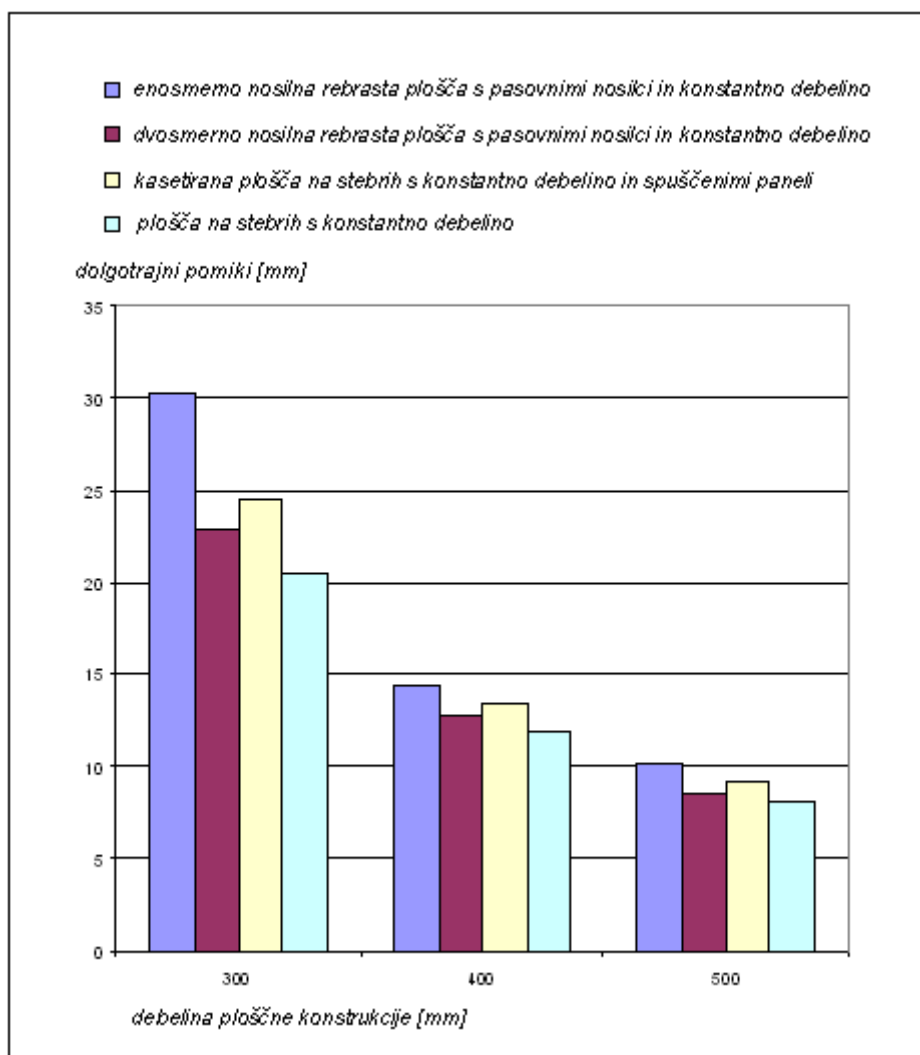
<i>debelina ploščne konstrukcije [mm]</i>	300	400	500
<i>enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:</i>	77,6 %	37,0 %	26,0 %
<i>dvosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:</i>	76,3 %	42,4 %	28,4 %
<i>kasetirana plošča na stebrih s konstantno debelino in spuščeni paneli:</i>	81,3 %	44,6 %	30,2 %
<i>plošča na stebrih s konstantno debelino:</i>	68,3 %	39,4 %	27,0 %

V preglednici 23 so predstavljeni deleži vrednosti največjih dolgotrajnih pomikov obravnavanih rebrastih plošč v primerjavi z dolgotrajnimi pomiki plošče na stebri konstantne debeline brez reber. Zaradi manjše togosti rebrastih ploščnih konstrukcij so dolgotrajni pomiki teh plošč v primerjavi s ploščo na stebrih konstantne debeline večji. Največja je razlika v primeru enosmerno nosilne rebraste

plošče, pri kateri je pomik večji za 25 do 48 %, odvisno od debeline konstrukcije. Pri relativno togi konstrukciji kasetirane plošče s pasovnimi nosilci je razlika manjša in sicer med 5 in 12 %. Pri večjih debelinah rebraste konstrukcije je povečanje pomikov v primerjavi s ploščo na stebrih enake debeline manj izrazito.

Preglednica 24: Primerjava dolgotrajnih pomikov rebrastih in navadnih plošč

delež dolgotrajnega pomika rebrastih sistemov plošč glede na gladko ploščo na stebrih [%]	300	400	500
enosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:	147,8	121,8	125,9
dvosmerno nosilna rebrasta plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:	111,7	107,4	104,9
kasetirana plošča na stebrih s konstantno debelino in spuščeni paneli:	119,0	113,4	112,3



Slika 74: Primerjava dolgotrajnih pomikov

V preglednici 25 so podane skupne količine materiala, ki je potreben za izvedbo obravnavanih rebričastih ploščnih konstrukcij. Upoštevana lastna teža betona je 25 kN/m^3 . Pri določitvi armature je upoštevana osna oddaljenost težišča armature od spodnjega roba prereza v smeri A 3,5 cm in v smeri B 4,5 cm. Upogibna armatura je izvedena s palicami premera 10 mm. Upoštevana mejna deformacija betona je 0,0035. Zahtevana minimalna stopnja armiranja je 0,0018.

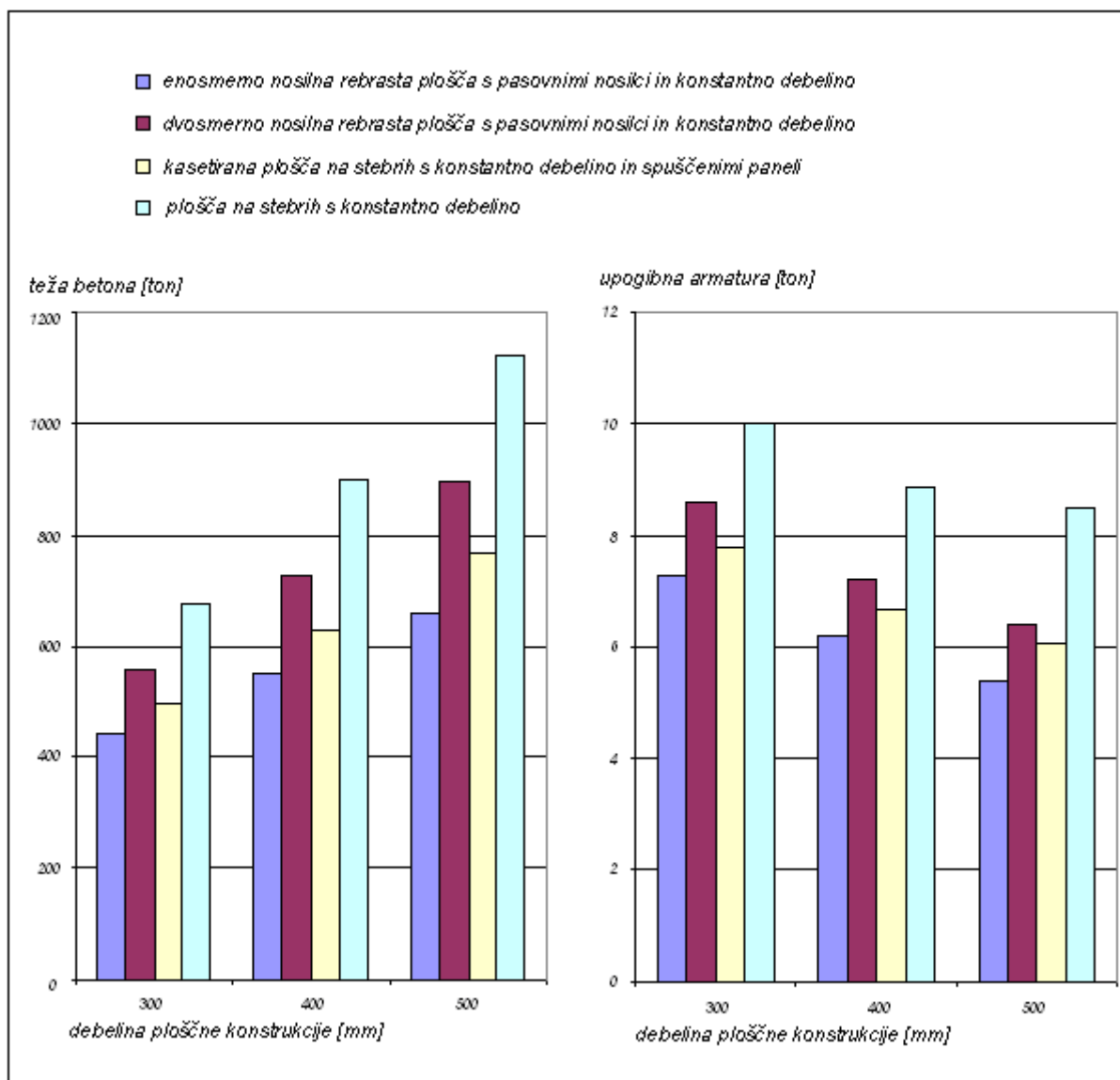
V tabelah so podane vrednosti teže betona in armature za obravnavane stropne konstrukcije. Podane so vrednosti za ploščne konstrukcije debeline 300, 400 in 500 mm. Iz tabel je razvidno, da je skupna količina armature pri ploščah z večjo konstrukcijsko debelino, kljub večji lastni teži le-teh, v primerjavi s konstrukcijami z manjšo konstrukcijsko debelino manjša. Ocenimo lahko, da se potreba po upogibni armaturi s povečanjem konstrukcijske debeline rebričastih konstrukcij iz 300 na 400 mm zmanjša za 15 %. Ugoden učinek povečanja konstrukcijske debeline na potrebno količino armature je manj izrazit v primeru navadne plošče na stebrih. Pri povečanju konstrukcijske debeline iz 300 na 400 mm je zaradi večjega povečanja lastne teže v primerjavi z rebričastimi konstrukcijami zmanjšanje količine armature 10 %.

Pri primerjavi stropnih konstrukcij z debelino 300 in 500 mm je opaziti podobne soodvisnosti, kot v primerjavi med konstrukcijami debelin 300 in 400 mm. V primeru rebričastih konstrukcij lahko zmanjšanje potrebne količine armature pri povečanju debeline iz 300 na 500 mm ocenimo na 25 %. Zmanjšanje je nekoliko manjše v primeru dvosmerno nosilnih kasetiranih plošč in nekoliko večje v primeru enosmerno nosilnih rebričastih plošč. V primeru kasetiranih plošč je zmanjšanje 22 %, v primeru enosmerno nosilne plošče pa se potreba po armaturi zmanjša za 26 %. Učinek povečanja konstrukcijske debeline na skupno količino armature je najmanjši v primeru navadne plošče na stebrih. Skupna količina armature se v primerjavi med konstrukcijami debelin 300 in 500 mm zmanjša za 15%.

Iz izvedene primerjave je možno oceniti vpliv povečanja debeline konstrukcije na porabo materiala. Povečana debelina konstrukcije se odraža v večji potrebni količini betona in manjši potrebni količini armature. Na podlagi izvedene študije bi bilo težko podati oceno ekonomičnosti posameznih variant, lahko pa nekoliko boljše ocenimo vpliv izbora nosilnega sistema in debeline le-tega na ekonomičnost. Razvidno je, da ima konstrukter pri snovanju stropne konstrukcije veliko možnost izbire in lahko konstrukcijo zasnuje tako, da zadovolji vsem zahtevam naročnika, tudi tisti po ekonomičnosti v dani situaciji.

Preglednica 25: Tabele za skupne količine materiala

<i>enosmerno nosilna rebrastra plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:</i>			
<i>debelina ploščne konstrukcije [mm]</i>	300	400	500
<i>teža betona [ton]</i>	441,0	549,3	657,6
<i>upogibna armatura [ton]</i>	7,3	6,2	5,4
<i>dvosmerno nosilna rebrastra plošča s pasovnimi nosilci in konstantno debelino:</i>			
<i>debelina ploščne konstrukcije [mm]</i>	300	400	500
<i>teža betona [ton]</i>	559,3	726,7	894,1
<i>upogibna armatura [ton]</i>	8,6	7,2	6,4
<i>kasetirana plošča na stebrih s konstantno debelino in spuščeni paneli:</i>			
<i>debelina ploščne konstrukcije [mm]</i>	300	400	500
<i>teža betona [ton]</i>	495,8	631,4	767,0
<i>upogibna armatura [ton]</i>	7,8	6,7	6,1
<i>plošča na stebrih s konstantno debelino:</i>			
<i>debelina ploščne konstrukcije [mm]</i>	300	400	500
<i>teža betona [ton]</i>	673,5	898,0	1122,5
<i>upogibna armatura [ton]</i>	10,0	8,9	8,5



Slika 75: Primerjava skupnih količin materiala

10 ZAKLJUČEK

Rebričaste plošče so nadgradnja gladkih plošč. Rebra zagotavljajo togost in mehansko odpornost, hkrati pa zmanjšujejo lastno težo v primerjavi z ekvivalentno gladko ploščo, kar ugodno vpliva na ekonomičnost celotne konstrukcije. Da zagotovimo zadostno togost rebričaste plošče so v primerjavi z gladkimi ploščami potrebne večje debeline ploščne konstrukcije. Potrebo po debelini rebričastih plošč lahko zmanjšamo z izvedbo pasovnih nosilcev ali spušenih panelov, ki so ugodni tudi z vidika prenosa obtežbe v območjih negativnih momentov in največjih prečnih sil.

Rebričaste plošče so glede prenosa obtežbe skupek obnašanja plošče in podpornih reber. Natančno modeliranje konstrukcije je zahtevno, a iz izdelane primerjave računskih modelov lahko sklepam, da v kolikor so rebra razporejena na običajnih medosnih razdaljah, tudi poenostavljeni modeli dajejo zadovoljive rezultate. Rebričaste plošče lahko modeliramo kot mrežo reber ali z enakovrednimi gladkimi ploščami, pri katerih je zmanjšana togost končnega elementa. Kombinirani modeli linijskih in ploskovnih elementov zaradi majhnega prispevka ploskovnega elementa k skupnim količinam ni smislen.

V nalogi je prikazan tudi postopek dimenzioniranja prečnega prereza rebričastih plošč. Pri tem je potrebno upoštevati zahteve glede požarne varnosti, ki nam svobodo izbire geometrije nekoliko omejujejo. Izbira medosne razporeditve reber in debelina konstrukcije je v večji meri prepuščena presoji projektanta. Iz izdelane primerjave med različnimi izbiri medosnih oddaljenosti reber je razvidno, da lahko ekonomičnost zagotovimo pri različnih osnih oddaljenostih med rebri. Potrebno je poudariti, da je na rebričasto ploščno konstrukcijo potrebno gledati kot na celoto. Hkrati z medosno oddaljenostjo reber je smiselno ustrezno prilagoditi tudi druge elemente plošče, kot so pasovni nosilci in spuščeni paneli. V obravnavanem primeru se je kot najustreznejša izkazala izbira medosne oddaljenosti med rebri med 750 in 950 mm.

V nalogi sem natančneje obravnaval sisteme rebričastih plošč s konstantno debelino konstrukcije. Izdelal sem primerjavo med enosmerno nosilno rebrasto ploščo s pasovnimi nosilci, dvosmerno nosilno kasetirano ploščo s pasovnimi nosilci in kasetirano ploščo na stebrih s spušenimi paneli enake debeline. Primerjava je pokazala, da lahko ima vsak sistem rebričaste ploščne konstrukcije svoje prednosti in slabosti. Z vidika lastne teže konstrukcije je najbolj ugodna enosmerno nosilna rebrasta plošča. Manjša lastna teža ugodno vpliva tudi na skupno količino armature, ki jo je potrebno vgraditi v

konstrukcijo. Kasetirane plošče imajo nekoliko večjo lastno težo kot rebraste plošče, a je ta še vedno občutno manjša kot pri gladkih ploščah enake debeline. Pri tem imajo kasetirane plošče s pasovnimi nosilci nekoliko večjo lastno težo, kot kasetirane plošče s spuščnimi paneli.

Izvedba stropnih konstrukcij z rebričastimi ploščami je vsekakor smiselna, a kot pokaže primerjava, obstaja direktna povezava med porabljeno količino materiala in togostjo konstrukcije, ki jo lahko pričakujemo pri izbrani debelini ploščne konstrukcije. Ugoden učinek manjše lastne teže je tako nekoliko uravnotežen z manjšo togostjo konstrukcije. Kasetirane plošče s pasovnimi nosilci ob manjši porabi materiala zagotavljajo primerljivo togost kot gladke plošče enake debeline, pri rebrastih ploščah pa je za podobno togost potrebno izvesti debelejšje plošče. Izbira sistema rebraste plošče je tako v glavnem podrejena potrebi po togosti in izvedljivosti potrebne debeline konstrukcije. Razvidno je, da je izvedba rebričastih ploščnih konstrukcij bolj upravičena pri ploščah z večjimi debelinami, razponi in zmerno obtežbo, kjer le-te predstavljajo dobro alternativo gladkim ploščam na stebrih.

VIRI

- [1] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.3.1.
- [2] Slika plošče. 2014.
<http://www.buildinghow.com/Default.aspx?ch=60> (Pridobljeno 1.6.2014.)
- [3] Kai Uwe Bletzinger. 2000. Theory of plates lecture notes. München, Technische universitat München: 11-13.
- [4] Slika notranjih sil v plošči. 2014.
http://www.fea-optimization.com/ETBX/update_help.html (Pridobljeno 1.6.2014.)
- [5] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 9.3.1.1 (2) .
- [6] Slika dvosmerno nosilne plošče. 2014.
<http://www.buildinghow.com/Default.aspx?ch=61&dir=+1> (Pridobljeno 1.6.2014.)
- [7] C. H. Goodchild. 1997. Economic concrete frame elements. Crowthorne, British cement association: 15-44.
- [8] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 6.4.2 (8) .
- [9] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1.
- [10] Darko Beg, Andrej pogačnik. 2009. Priročnik za prtojektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica slovenije: 2-16.

- [11] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 7.4.
- [12] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 7.4.3.
- [13] Cement and concrete association of australia. 2003. Guide to long-span concrete floors. Sydney: Cement and concrete association of australia: 6-8.
- [14] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 2.3.2.2 (2) .
- [15] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 7.4.2.
- [16] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 3.0.
- [17] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.1.
- [18] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije-1-1. del: 1.
- [19] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: dodatek A1, A.1.2.2.
- [20] Prirejeno po SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: A.1.2.2, preglednica A.1.1.
- [21] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.3.1 (6.1.a), (6.1.b).
- [22] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: dodatek A1, A.1.3.

- [23] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije-1-1. del: dodatek A.
- [24] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije-1-1. del: 6.3.1.2.
- [25] Prirejeno po SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije-1-1. del: 6.3.1.2, preglednica 6.2.
- [26] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 3.1.
- [27] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.3.3 (6.3).
- [28] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.3.2 (6.2.b), 6.3.5 (6.6.b).
- [29] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: dodatek C9, slika C3.
- [30] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.3.1 (6.1.a).
- [31] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.3.2 (6.2).
- [32] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.3.3 (6.3).
- [33] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.3.5 (6.6).
- [34] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.4.2 (6.8).
- [35] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.4.3.2 (6.10).
- [36] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.5.1 (6.13).

- [37] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: nacionalni dodatek, A1.4.2.(2).
- [38] Prirejeno po SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.5.3 (6.14.b).
- [39] Prirejeno po SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.5.3 (6.14.b).
- [40] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 2.3.
- [41] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2.
- [42] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2. del: 5.6.3 (3).
- [43] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2. del: 5.6.3 (5.11).
- [44] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2. del: 1-2 5.6.3, slika 5.6.
- [45] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2. del: 5.7.5, preglednica 5.11.
- [46] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 4.4.1.
- [47] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2. del: 5.7.5, preglednica 5.10.

- [48] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2. del: 5.7.5 (1).
- [49] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2. del: 5.6.2, preglednica 5.5.
- [50] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2. del: 5.6.3 (3).
- [51] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2. del: 5.6.3 (5.11).
- [52] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2. del: 5.6.3, preglednica 5.6.
- [53] Prirejeno po SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2. del: 5.7.5 (1), preglednica 5.8.
- [54] SIST EN 1992-1-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Projektiranje požarnovarnih konstrukcij-1-2. del: 5.7.3 (3).
- [55] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 4.2.
- [56] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 4.4.1.3 (1).
- [57] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 4.4.1.1 (4.1).
- [58] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 4.4.1.2 (4.2).

- [59] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.3.2.1.
- [60] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.3.2.1, slika 5.2.
- [61] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.3.2.1 (3) (5.7), (5.7.a), (5.7.b).
- [62] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.3.2.1, slika 5.3.
- [63] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.4.
- [64] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.5.
- [65] Prirejeno po SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.5 (4) (5.10.a), (5.10.b).
- [66] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.7.
- [67] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.3.2.1.
- [68] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.3.1 (6).
- [69] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.3.1 (6).

- [70] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 7.4.1 (4).
- [71] P. W. Matthew, D. F. H. Bennett. 1990. Economic long span concrete floors. Crowthorne: British cement association: 20-35.
- [72] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 5.8.6.
- [73] SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.4, 6.5.
- [74] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 6.4.3 (6).
- [75] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 3.1.4 (3.6).
- [76] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 3.1.4, slika 3.1.
- [77] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 3.1.4 (3.10).
- [78] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 3.1.4, slika 3.1.
- [79] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 3.1.4 (3.8).
- [80] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 3.1.4 (3.12).

- [81] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 3.1.4 (3.8).
- [82] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 3.1.4, preglednica 3.2.
- [83] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 3.1.4, preglednica 3.3.
- [84] Prirejeno po SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 7.4.3 (7.18).
- [85] Prirejeno po SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 7.4.3 (7.19).
- [86] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 7.4.3 (5) (7.20).
- [87] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 7.4.3 (6) (7.21).
- [88] Prirejeno po SIST EN 1990-1-1:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij-1-1. del: 6.5.3 (6.14.b).
- [89] Prirejeno po SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij, Splošna pravila in pravila za stavbe-1-1. del: 6.5.3 (6.16.b).

DODATEK: DOLOČITEV DOLGOTRAJNIH POMIKOV Z PROGRAMOM SAFE V SKLADU Z EVROKOD STANDARDI

Natančna določitev dolgotrajnih pomikov armiranobetonske konstrukcije je zahtevna. Medsebojno delovanje betona in armature pri delovnih napetostih je težko natančno predvideti in računsko opisati.

V splošnem nam poenostavljene računske analize ponujajo le oceno dejanskega stanja, saj pri računu uporabimo več predpostavk in poenostavitev.

1 REOLOŠKE LASNOSTI MATERIALA

Kot osnovo za določitev dolgotrajnih pomikov konstrukcije je potrebno opredeliti mehanske in reološke lastnosti materiala. Za določitev dolgotrajnih pomikov sta predvsem pomembna koeficient lezenja in koeficient krčenja betona.

Časovno odvisne deformacije zaradi pojava lezenja in krčenja so odvisne od več faktorjev. Nanje vplivajo sestava betona, dimenzije obravnavanega elementa in vlaga okolja. Lezenje je ob tem odvisno še od zrelosti betona ob nanosu obtežbe, velikosti obremenitve in trajanja le-te.

1.1 KOEFICIENT LEZENJA

Koeficient lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ se nanaša na tangentni modul elastičnosti E_c .

Kot tangentni modul elastičnosti E_c lahko upoštevamo $1,05 E_{cm}$, pri čemer je E_{cm} modul elastičnosti. E_{cm} je določen kot sekantni modul med napetostjo $\sigma_c=0$ in $\sigma=0,4f_{cm}$.

V primeru konstantne tlačne napetosti σ_c , ki je na beton nanešana v času t_0 lahko deformacije betona v času $t=\infty$ zaradi lezenja ε_{cc} opišemo z izrazom: [75]

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \left(\frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (20)$$

Enačbo lahko uporabimo le ob predpostavki linearnega lezenja. Predpostavka je veljavna, če tlačna

napetost betona σ_c v času t_0 ne preseže $0,45f_{ck}(t_0)$. V nasprotnem primeru je pri računu deformacij potrebno upoštevati nelinearnost lezenja. $f_{ck}(t_0)$ je srednja tlačna trdnost betona v času nanosa obtežbe.

Če lahko uporabimo predpostavko linearnega lezenja in pri računu ni zahtevana velika natančnost lahko koeficient lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ odčitamo iz grafov podanih v evrokodu 2 [76].

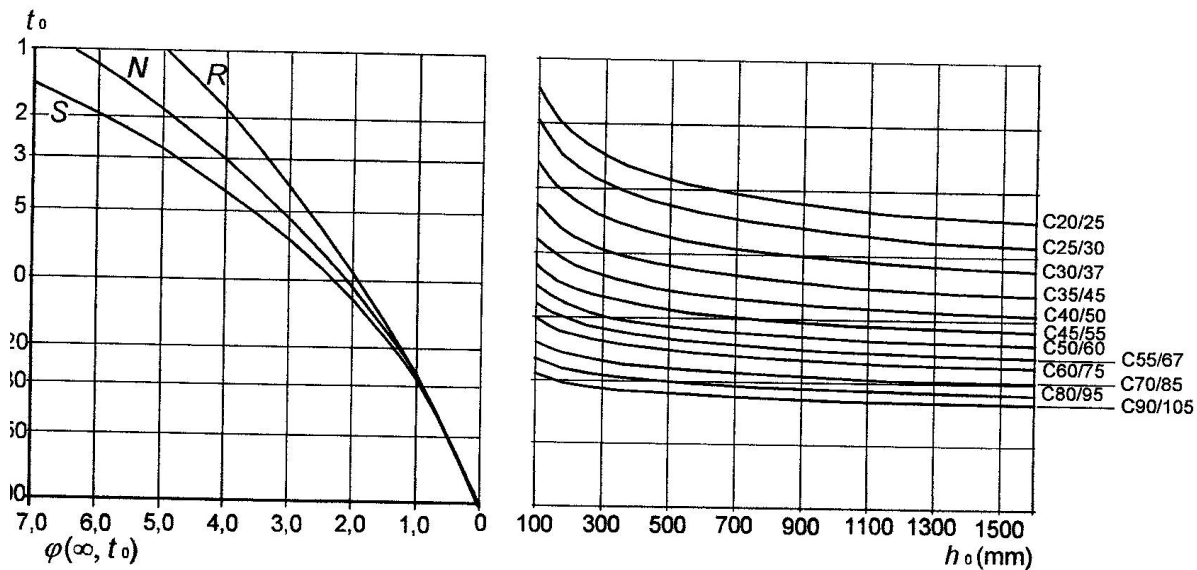
Evrokod 2 podaja grafe za suho notranje okolje in zunanje okolje. Pri prvem je predpostavljena relativna vlažnost $RH=50\%$.

Dimenzije betonskega elementa upoštevamo z nazivno velikostjo prereza h_0 , ki je določena z izrazom: [77]

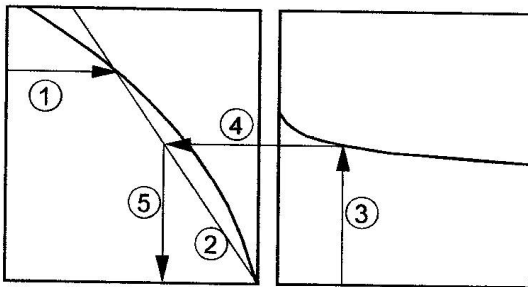
$$h_0 = \frac{2 A_c}{u}, \quad (21)$$

pri čemer je A_c ploščina prečnega prereza betona, u pa obseg dela betonskega prereza, ki je izpostavljen sušenju.

Pri določanju koeficienta lezenja s pomočjo grafov so upoštevane tudi tlačna trdnost betona, vrsta cementa in čas nanosa obremenitve t_0 .



a) suho notranje okolje - relativna vlažnost RH = 50 %



OPOMBA: – presečišče med črtama 4 in 5 je lahko tudi nad točko 1,
– za $t_0 > 100$ je dovolj natančno, če se privzamemo, da je $t_0 = 100$ (in se uporabi tangenta)

Slika 76: Način določanja koeficienta lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ betona v običajnih pogojih okolja [78]

1.2 KOEFICIENT KRČENJA

Celotna deformacija krčenja ε_{cs} je sestavljena iz dveh delov: deformacije zaradi avtogenega krčenja ε_{ca} in deformacije krčenja zaradi sušenja ε_{cd} . Prva je povezana z kemičnim procesom strjevanja betona, druga pa z izgubo vlage betona v okolje. Avtogeno krčenje se izvrši relativno hitro, medtem ko je krčenje zaradi sušenja dolgotrajnejši proces. Red velikosti obeh je v veliki meri odvisen od sestave betona, ki jo posredno upoštevamo preko tlačne trdnosti. Celotno deformacijo zaradi krčenja opišemo z enačbo: [79]

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (22)$$

1.2.1 AVTOGENO KRČEJE

Končno deformacijo zaradi avtogenega krčenja $\varepsilon_{ca,inf}$ v času $t=inf$ lahko določimo z izrazom: [80]

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (23)$$

1.2.2 KRČENJE ZARADI SUŠENJA

Končna deformacija krčenja zaradi sušenja $\varepsilon_{cd,inf}$ se določi z enačbo: [81]

$$\varepsilon_{cd,inf} = k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (24)$$

Nazivne vrednosti neoviranega krčenja betona zaradi sušenja $\varepsilon_{cd,0}$ lahko odčitamo iz tabele v evrokodu 2. Vrednost je odvisna od tlačne trdnosti betona in relativne vlažnosti.

Preglednica 26: Nazivne vrednosti neoviranega krčenja betona iz cementa CEM razreda N zaradi sušenja $\varepsilon_{cd,0}$ [82]

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relativna vlažnost (v %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Koeficient k_h , ki je v odvisnosti od nazivne velikosti h_0 , prav tako odčitamo iz tabele.

Preglednica 27: Vrednosti k_h [83]

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Dimenzije betonskega elementa upoštevamo z nazivno velikostjo prereza h_0 , ki je določena z izrazom: [77]

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (25)$$

pri čemer je A_c ploščina prečnega prereza betona, u pa obseg dela betonskega prereza, ki je izpostavljen sušenju.

2 RAČUN POVESOV

2.1 RAZPOKANOST ELEMENTA

Pri računu povesov je potrebno upoštevati razpokanost betonskih elementov. Če se pri obravnavanem elementu v betonu pojavijo napetosti, ki so večje od natezne trdnosti betona, se v tem področju pojavijo razpoke. Pri pretežno upogibno obremenjenem elementu se pričakujejo razpoke v natezni coni. Element ne razpoka v celoti. Obnašanje takega, delno razpokanega elementa je kombinacija med obnašanjem nerazpokanega in popolnoma razpokanega elementa. Ocena obnašanja delno razpokanega elementa je podana z enačbo: [84]

$$w = \zeta w_{II} + (1 - \zeta) w_I, \quad (26)$$

v kateri je w pomik, ζ pa razdelitveni koeficient. Indeks I se nanaša na nerazpokan prerez, indeks II pa na popolnoma razpokan prerez.

Razdelitveni koeficient ζ v splošnem določimo glede na razmerje napetosti v natezni armaturi in napetosti v armaturi pri obtežbi, pri kateri se v elementu pojavi prva razpoka. V primeru upogiba lahko napetosti v armaturi nadomestimo z upogibnimi momenti. Enačba se tako glasi: [85]

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad (27)$$

V enačbi je M_{cr} upogibni moment, pri katerem se v elementu pojavi prva razpoka, M pa upogibni moment zaradi obtežbe. β je koeficient, ki upošteva vpliv trajanja obtežbe. Za kratkotrajno obtežbo je koeficient β enak 1, pri trajni obtežbi pa je enak 0,5.

Pri kontrolah v mejnem stanju uporabnosti lahko poenostavimo delovni diagram betona in predpostavimo linearno zvezo med napetostmi in deformacijami betona. Upogibni moment M_{cr} lahko izračunamo kot:

$$M_{cr} = W f_{ctm} \quad (28)$$

V enačbi je f_{ctm} srednja natezna trdnost betona, W pa odpornostni moment, ki ga v primeru pravokotnega elementa lahko izračunamo iz višine h in širine elementa b kot:

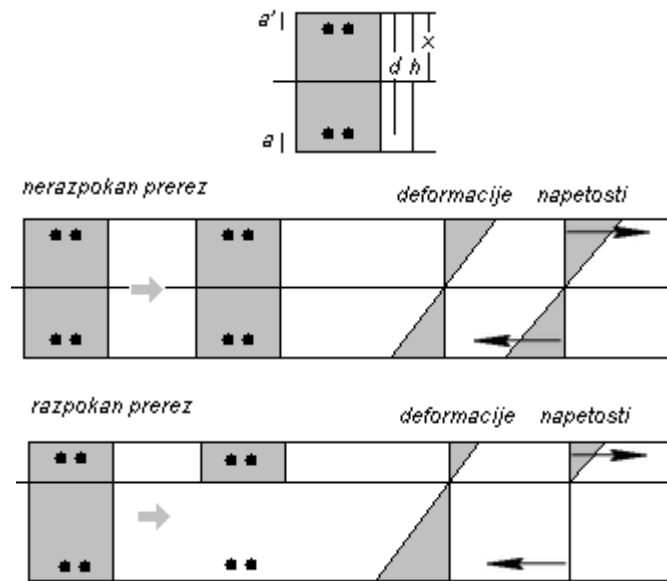
$$W = \frac{bh^2}{6} \quad (29)$$

Pri računu pomika nerazpokanega elementa w_I upoštevamo vztrajnostni moment nerazpokanega elementa II. Predpostavimo linearno zvezo med napetostmi in deformacijo betona. Za pravokoten element lahko vztrajnostni moment II in III izračunamo kot:

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + \alpha_e A_s (h/2 - a) \quad (30)$$

$$I_{II} = \frac{bx^3}{12} + \alpha_e A_s (d - x_{II})^2 + \alpha_e A_s' (x_{II} - a)^2 \quad (31)$$

$$x_{II} = \frac{1}{2b} (-2\alpha_e (A_s + A_s') + \sqrt{\alpha_e (4\alpha_e (A_s + A_s')^2 + 8b(dA_s + a'A_s')})$$



Slika 77: Shema razporeditve napetosti v nerazpokanem in razpokanem prerezu

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (32)$$

α_e je razmerje med elastičnim modulom jekla E_s in efektivnim elastičnim modulom betona $E_{c,eff}$. V primeru računa trenutnih pomikov elementa, reoloških učinkov lezenja ne upoštevamo. V tem primeru je $E_{c,eff}$ enak E_{cm} . V kolikor računamo dolgotrajne pomike je potrebno upoštevati tudi vpliv lezenja. Učinke lezenja betona na povečanje pomikov elementa zajamemo z uporabo reduciranega modula elastičnosti betona. Efektivni elastični modul betona določimo z enačbo: [86]

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi(\infty, t_0))} \quad (33)$$

2.2 KRČENJE

Ukrivljenost zaradi krčenja $1/r_{cs}$ določimo z uporabo izraza: [87]

$$\kappa = \frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (34)$$

V enačbi je ε_{cs} deformacija neoviranega krčenja, S je statični moment prereza armature, I pa vztrajnostni moment prereza. α_e je razmerje med elastičnim modulom jekla E_s in efektivnim elastičnim modulom betona $E_{c,eff}$.

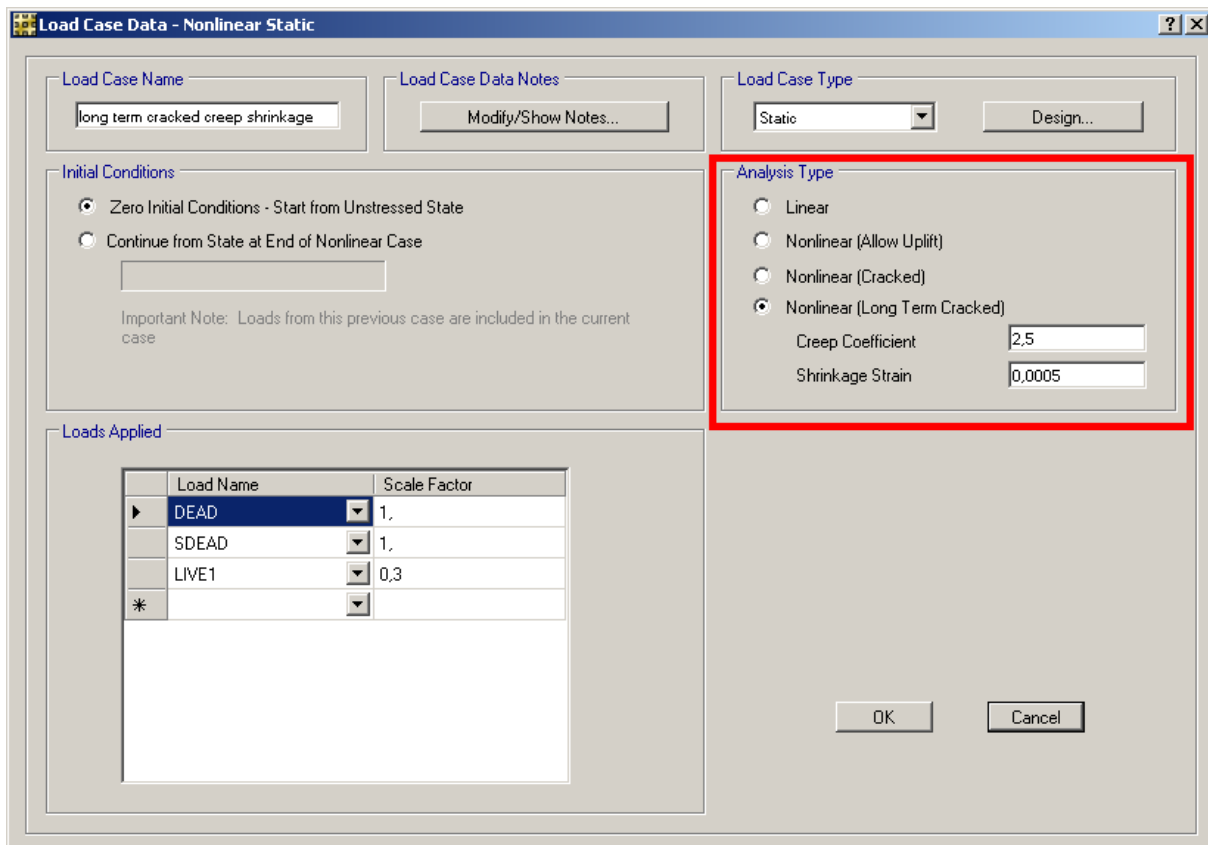
$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (35)$$

Ukrivljenost zaradi krčenja κ je potrebno izračunati za nerazpokano in popolnoma razpokano stanje. Pri tem je potrebno v primeru nerazpokanega prereza upoštevati statični moment S_I in vztrajnostni moment I_I , ter v primeru popolnoma razpokanega prereza S_{II} in I_{II} . Ukrivljenost elementa se določi z izrazom: [84]

$$\kappa = \zeta \kappa_{II} + (1 - \zeta) \kappa_I \quad (36)$$

3 RAČUN POVESOV Z PROGRAMOM SAFE

Program SAFE vključuje račun pomikov, ki temelji na opisanih postopkih Evrokod standardov. Program omogoča linearno analizo (linear), nelinearno analizo z razpokanim prerezom (nonlinear cracked) in nelinearno analizo z razpokanim prerezom ob upoštevanju dolgotrajnih učinkov lezenja in krčenja (nonlinear long term cracked).



Slika 78: Prikaz možnosti analize v programu SAFE

Efektivno togost program določi v več korakih:

- Izvede se linearna analiza z nerazpokanim prerezom,
- določi se armatura v plošči,
- določi se upogibni moment, pri katerem se pojavi prva razpoka in vztrajnostni moment za razpokan prerez za vsak element, za vsako smer upogibnega momenta in za zgornjo in spodnjo armaturo.
- določi se razdelilni koeficient ζ za obe smeri ploskovnega elementa.
- konstrukcija se ponovno analizira z uporabo efektivne togosti.

V primeru analize, ki upošteva tudi dolgotrajne učinke lezenja in krčenja (nonlinear long term cracked), je potrebno v program podati vrednosti koeficienta lezenja in deformacije zaradi krčenja.

Za preverjanje v mejnih stanjih uporabnosti se v splošnem uporabi karakteristična kombinacija vplivov, ki se lahko izrazi kot: [88]

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_i \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (37)$$

Če se preverjajo dolgotrajni učinki, se uporabi navidezno stalna kombinacija vplivov, ki se lahko izrazi kot: [89]

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (38)$$

Za ustrezno določitev dolgotrajnih pomikov je potrebno sestaviti tri obtežne primere in jih linearno združiti v skupno kombinacijo s pomočjo funkcije (linear add).

[[navidezno stalna kombinacija vplivov (razpokan prerez, lezenje krčenje)]

+

[karakteristična kombinacija vplivov (razpokan prerez)]

-

[navidezno stalna kombinacija vplivov (razpokan prerez)]

Pri konstrukciji obremenjeni z lastno težo, stalno obtežbo in koristno obtežbo, za katero je kombinacijski faktor ψ_2 enak 0,3 lahko enačbe zapišemo kot:

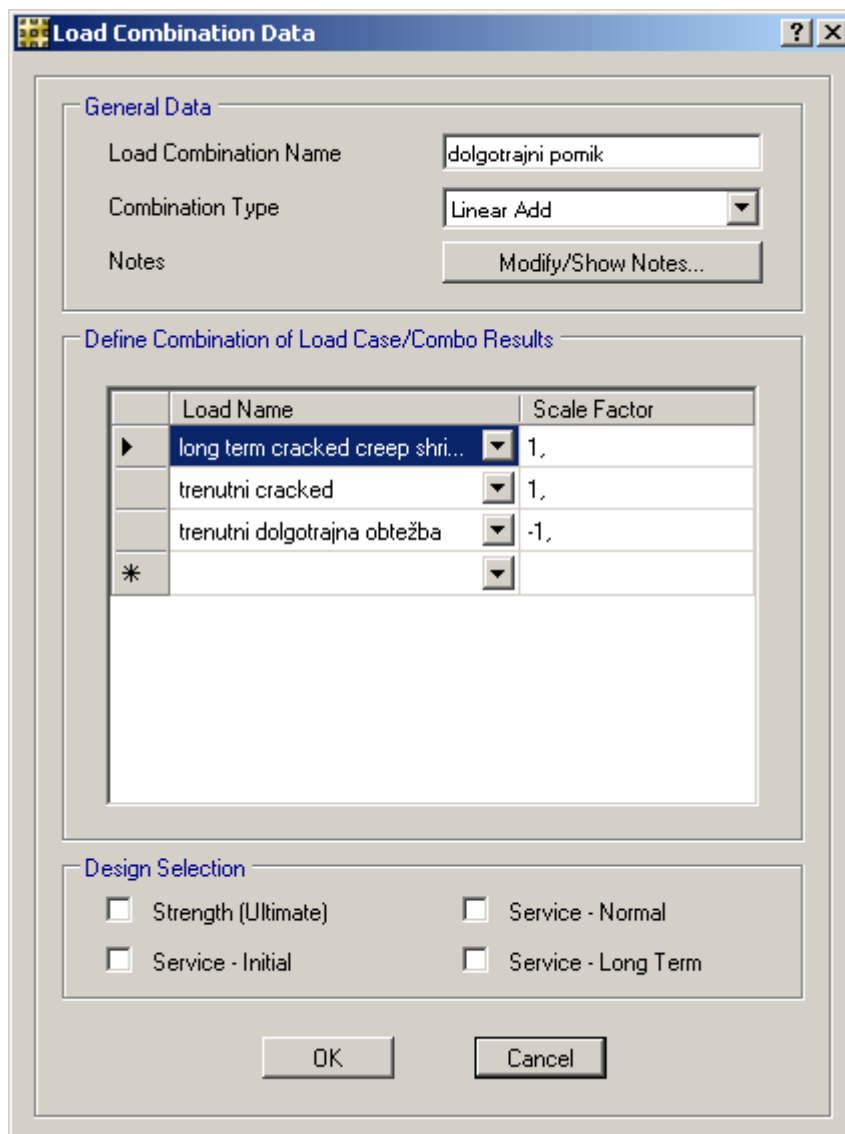
[[1,0 lastna teža + 1,0 stalna obtežba + 0,3 koristna obtežba (long term cracked)]

+

[1,0 lastna teža + 1,0 stalna obtežba + 1,0 koristna obtežba (cracked)]

-

[1,0 lastna teža + 1,0 stalna obtežba + 0,3 koristna obtežba (cracked)]



Slika 79: Prikaz obtežnih kombinacij v programu SAFE

4 PRIMER RAČUNA

4.1 Material

C30:

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

$$E_{cm} = 3200 \text{ kN/cm}^2$$

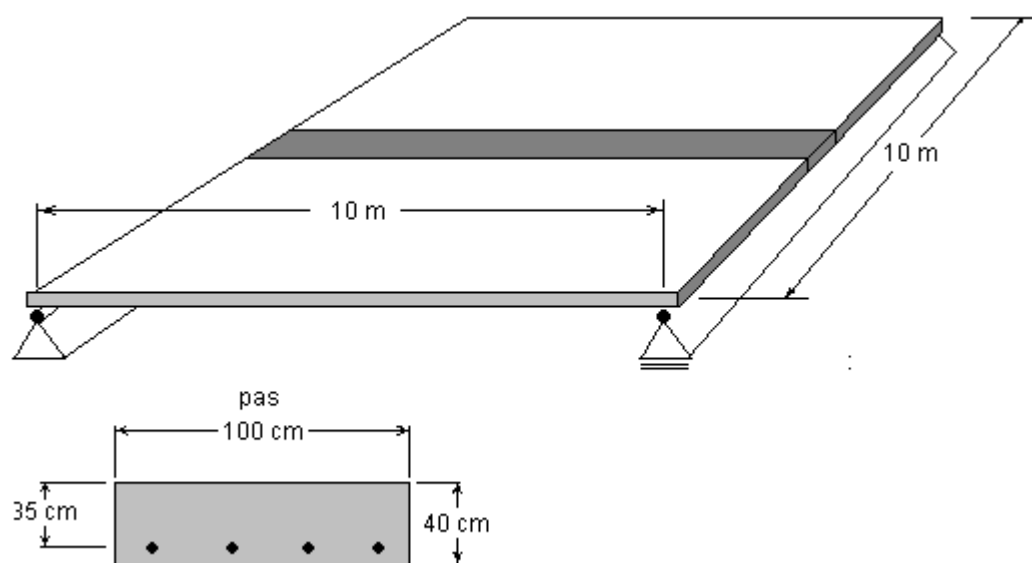
$$f_{cd} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

S400:

$$f_{sd} = 34,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

4.2 Geometrija



Slika 80: Geometrija plošče

4.3 Obtežba

$$g_1 = 0,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 25 = 10 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$g_2 = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q = 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

4.4 Obtežne kombinacije in dimenzioniranje armature

mejno stanje nosilnosti:

$$1,35 \cdot 10 + 1,35 \cdot 2,5 + 1,50 \cdot 5,0 = 24,38 \text{ kN} / \text{m}^2$$

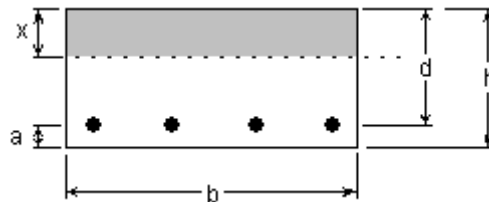
mejno stanje uporabnosti:

$$1,0 \cdot 10 + 1,0 \cdot 2,5 + 0,3 \cdot 1,0 \cdot 5,0 = 14 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

mejno stanje nosilnosti: $M_{Ed,MSN} = 304,75 \text{ kNm}$

mejno stanje uporabnosti: $M_{Ed,MSU} = 175,0 \text{ kNm}$



Slika 81: Prečni prerez plošče

$$k_{d, \text{potreben}} = \frac{M_{Eds, MSN}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{304,75 \cdot 100}{100 \cdot 35^2 \cdot 2,0} = 0,1244$$

deformacije $\varepsilon_c / \varepsilon_s = 0,25 / 1,0 \%$

$$k_d = 0,135$$

$$k_s = 1,085 \quad A_s = \frac{k_s M_{Eds, MSN}}{d \cdot f_{sd}} = \frac{1,085 \cdot 304,75 \cdot 100}{35 \cdot 34,8} = 27,15 \text{ cm}^2$$

$$k_x = 0,20$$

4.5 Začetni pomik, nerazpokan prerez

$$w_i = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_{cm} I_i} = \frac{5 \cdot 14 \cdot 1000^4}{384 \cdot 100 \cdot 3200 \cdot 571513,02} = 0,99 \text{ cm} = 9,9 \text{ mm}$$

$$I_i = \frac{bh^3}{12} + \alpha_e \cdot A_s \left(\frac{h}{2} - a\right)^2 = \frac{100 \cdot 40^3}{12} + 6,25 \cdot 27,15 \cdot \left(\frac{40}{2} - 5\right)^2 = 571513,02 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{20000}{3200} = 6,25$$

4.6 Začetni pomik, v celoti razpokan prerez

$$w_{ii} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_{cm} I_{ii}} = \frac{5 \cdot 14 \cdot 1000^4}{384 \cdot 100 \cdot 3200 \cdot 138887,6} = 4,101 \text{ cm} = 41,01 \text{ mm}$$

$$I_{ii} = \frac{bx^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s (d - x)^2 = \frac{100 \cdot 9,33^3}{3} + 6,25 \cdot 27,15 \cdot (35 - 9,33)^2 = 138887,6 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{20000}{3200} = 6,25$$

Ravnotežje na nevtralno os (statični moment)

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x) = 0$$

$$\frac{100 \cdot x^2}{2} - 6,25 \cdot 27,15 \cdot (35 - x) = 0$$

$$x \rightarrow 9,33 \text{ cm}$$

4.7 Kombinacija začetnega pomika, razpokan prerez

$$w = \zeta w_{ii} + (1 - \zeta) w_i = 0,8047 \cdot 41,01 + (1 - 0,8047) \cdot 9,9 = 34,93 \text{ mm}$$

$$\zeta = 1 - 1 \left(\frac{M_{1,razpoka}}{M_{MSU}} \right)^2 = 1 - 1 \left(\frac{77,33}{175} \right)^2 = 0,8047$$

$$M_{1,razpoka} = W \cdot f_{cm} = 26666,67 \cdot 0,29 = 77,33,3 \text{ kNm} = 77,33 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 40^2}{6} = 26666,67 \text{ cm}^3$$

4.8 Končni pomik, nerazpokan prerez

Vpliv lezenja:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)} = \frac{3200}{(1 + 2,3)} = 969,7 \text{ kN / cm}^2$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{20000}{969,7} = 20,62$$

$$w_i = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_{cm} I_i} = \frac{5 \cdot 14 \cdot 1000^4}{384 \cdot 100 \cdot 969,7 \cdot 659295,76} = 2,851 \text{ cm} = 28,51 \text{ mm}$$

$$I_i = \frac{bh^3}{12} + \alpha_e \cdot A_s \left(\frac{h}{2} - a\right)^2 = \frac{100 \cdot 40^3}{12} + 20,62 \cdot 27,15 \cdot \left(\frac{40}{2} - 5\right)^2 = 659295,76 \text{ cm}^4$$

4.9 Končni pomik, v celoti razpokan prerez

$$w_{ii} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E_{cm} I_{ii}} = \frac{5 \cdot 14 \cdot 1000^4}{384 \cdot 100 \cdot 969,7 \cdot 336431,85} = 5,59 \text{ cm} = 55,9 \text{ mm}$$

$$I_{ii} = \frac{bx^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s (d - x)^2 = \frac{100 \cdot 14,97^3}{3} + 20,62 \cdot 27,15 \cdot (35 - 14,97)^2 = 336431,85 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{20000}{969,7} = 20,62$$

Ravnotežje na nevtralno os (statični moment):

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x) = 0$$

$$\frac{100 \cdot x^2}{2} - 20,62 \cdot 27,15 \cdot (35 - x) = 0$$

$$x \rightarrow 14,97 \text{ cm}$$

4.10 Kombinacija končnega pomika, razpokan prerez

$$w = \zeta w_{ii} + (1 - \zeta) w_i = 0,9024 \cdot 55,88 + (1 - 0,9024) \cdot 28,51 = 53,20 \text{ mm}$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \left(\frac{M_{1,\text{razpoka}}}{M_{MSU}} \right)^2 = 1 - 0,5 \left(\frac{77,33}{175} \right)^2 = 0,9024$$

$$M_{1,\text{razpoka}} = W \cdot f_{cm} = 26666,67 \cdot 0,29 = 77,33,3 \text{ kNcm} = 77,33 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 40^2}{6} = 26666,67 \text{ cm}^3$$

4.11 Lezenje

$$\varepsilon_{cs} = 0,33 \cdot 10^{-3}$$

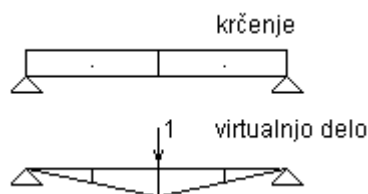
$$\frac{1}{r_{cs,i}} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_i}{I_i} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{A_s \cdot (d - h/2)}{I_i} = \frac{0,33 \cdot 10^{-3} \cdot 20,62 \cdot 27,15 \cdot (35 - 40/2)}{659295,76} = 4,2 \cdot 10^{-6}$$

$$\frac{1}{r_{cs,ii}} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_{ii}}{I_{ii}} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{A_s \cdot (d - h/2)}{I_i} = \frac{0,33 \cdot 10^{-3} \cdot 20,62 \cdot 27,15 \cdot (35 - 40/2)}{336431,85} = 8,237 \cdot 10^{-6}$$

$$\frac{1}{r_{cs}} = \zeta \frac{1}{r_{cs,ii}} + (1 - \zeta) \frac{1}{r_{cs,i}} = 0,9024 \cdot 8,237 \cdot 10^{-6} + (1 - 0,9024) \cdot 4,2 \cdot 10^{-6} = 7,84 \cdot 10^{-6}$$

$$\frac{1}{r_{cs}} = \kappa_{cs}$$

$$\int \kappa_{cs} \cdot \delta M \cdot dx = 2 \cdot \frac{l}{8} \cdot \frac{l}{2} \cdot \kappa_{cs} = 2 \cdot \frac{1000}{8} \cdot \frac{1000}{2} \cdot 7,84 \cdot 10^{-6} = 0,9804 \text{ cm} = 9,804 \text{ mm}$$



Slika 82: Račun integrala po Verešaginu

4.12 Primerjava rezultatov

Preglednica 28: Primerjava rezultatov

	<i>»peš« račun</i>	<i>SAFE</i>
<i>upoštevana armatura</i>	<i>27,2 cm²</i>	<i>27,1 cm²</i>
<i>začetni pomik, nerazpokan prerez</i>	<i>9,9 mm</i>	<i>10,1 mm</i>
<i>začetni pomik, razpokan prerez</i>	<i>34,9 mm</i>	<i>28,6 mm</i>
<i>končni pomik, razpokan prerez</i>	<i>53,2 mm</i>	<i>-</i>
<i>lezenje</i>	<i>9,8 mm</i>	<i>-</i>
<i>končni pomik, razpokan prerez, upoštevano lezenje</i>	<i>63,0 mm</i>	<i>60,8 mm</i>