

Univerza

v Ljubljani



MARKO STERMECKI

**GLOBALNA ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE
MONTAŽNIH ELEMENTOV INDUSTRIJSKIH PROSTOROV
ISKRA MEHANIZMI**

MAGISTRSKO DELO

**MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM
DRUGE STOPNJE GRADBENIŠTVO**

Ljubljana, 2020

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Kandidat/-ka:

MARKO STERMECKI

**GLOBALNA ANALIZA IN DIMENZIONIRANJE
MONTAŽNIH ELEMENTOV INDUSTRIJSKIH PROSTOROV
ISKRA MEHANIZMI**

Mentor:

doc. dr. Jože Lopatič, univ. dipl. inž. grad.

Somentor:

Marko Pavlinjek, univ. dipl. inž. grad.

Predsednik komisije:

Član komisije:

Ljubljana, 2020

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

"Ta stran je namenoma prazna."

BIBLIOGRAFSKO–DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.012.35(043.3)

Avtor: Marko Stermecki, dipl. inž. grad. (UN)

Mentor: doc. dr. Jože Lopatič

Somentor: Marko Pavlinjek, univ. dipl. inž. grad.

Naslov: Globalna analiza in dimenzioniranje montažnih elementov industrijskih prostorov Iskra mehanizmi

Tip dokumenta: Magistrsko delo

Obseg in oprema: 90 str., 67 preg., 75 sl., 5 pril.

Ključne besede: globalna analiza montažne konstrukcije, dimenzioniranje montažnih elementov, postopno obremenjevanje nosilcev, BIM

Izvleček

Magistrsko delo obsega globalno analizo in dimenzioniranje izbranih montažnih elementov novih industrijskih prostorov podjetja Iskra Mehanizmi, ki se bodo gradili v novi industrijski coni na Brniku. Obravnavana konstrukcija je armiranobetonska hala, nosilni elementi slednje so bodisi montažni bodisi izvedeni na licu mesta. Na začetku smo izvedli globalno analizo konstrukcije v programu Sofistik, rezultate te pa smo v nadaljevanju uporabili za dimenzioniranje montažnih stebrov. Poleg dimenzioniranja montažnih stebrov smo opravili tudi dimenzioniranje montažnih predhodno napetih nosilcev, ki smo jih, zaradi njihovega načina naleganja, lahko obravnavali kot izolirane elemente. Pri načinu montažne gradnje so nosilci v različnih fazah gradnje obremenjeni z različnimi obtežbami, zaradi naknadnega zalivanja dela nosilca (monolitizacije) po montaži, pa se spreminja tudi sama oblika prečnega prereza. V ta namen smo v programu Sofistik s pomočjo urejevalnika Teddy pripravili posebno podlogo, ki upošteva časovno spreminjanje prečnega prereza in obtežbe. Vzporedno smo izdelali tudi BIM model konstrukcije v programu Revit, ki smo ga na koncu uporabili za izdelavo montažnih načrtov obravnavanih elementov.

"Ta stran je namenoma prazna."

BIBLIOGRAPHIC–DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDK: 624.012.35(043.3)

Author: Marko Stermecki, B.Sc.

Supervisor: Prof. Jože Lopatič, Ph.D.

Cosupervisor: Marko Pavlinjek, univ. dipl. inž. grad.

**Title: Global analysis and design of prefabricated elements of industrial hall Iskra
Mehanizmi**

Document type: Master thesis

Scope and tools: 90 p., 67 tab., 75 fig., 5 ann.

Keywords: global analysis, design of prefabricated elements, BIM modelling, time-varying load

Abstract

In this master thesis global analysis and design of selected prefabricated elements of the new industrial hall of the company Iskra Mehanizmi, which will be built in the new industrial zone in Brnik was performed. Structure is a reinforced concrete hall and it is a combination of cast-in-place concrete elements and prefabricated elements made in factory. At the beginning global analysis of the structure using the Sofistik software was performed, results were later used in design of the prefabricated columns. In addition, design of prefabricated prestressed beams, considered as isolated elements was performed. In prefabricated type of construction, the beams in different phases are loaded differently and due to the subsequent concreting of the part of the beam after assembly, the shape of the cross section itself also changes. For this purpose, special script with the help of the Teddy editor in the Sofistik software was prepared, which takes into account the time-varying cross-section and load. In parallel, BIM model of the structure in the Revit program was developed, which was later used to make assembly plans of considered elements.

"Ta stran je namenoma prazna."

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju doc. dr. Jože Lopatič in somentorju Marku Pavlinjeku, univ. dipl. inž. grad. za pomoč pri izdelavi diplomskega dela. Posebna zahvala gre mojim bližnjim, ki so me skozi celoten študij spodbujali in mi stali ob strani.

"Ta stran je namenoma prazna."

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	OPIS OBJEKTA	2
2.1	Faze gradnje	2
2.2	Dilatiranje objekta na več ločenih konstrukcijskih enot	3
3	OPIS NOSILNE KONSTRUKCIJE OBJEKTA 1P	4
3.1	Konstrukcija strehe	7
3.2	Medetažna konstrukcija	8
3.3	Stebri	10
3.4	Stene	11
3.5	Temelji	12
4	KONSTRUKCIJSKI MATERIALI	13
4.1	Delni faktorji za material	13
4.2	Beton	13
4.3	Jeklo za armiranje	14
4.4	Kabli za prednapenjanje (adhezijsko napenjanje na progi)	14
5	ANALIZA ZUNANJIH VPLIVOV	15
5.1	Lastna teža konstrukcije	15
5.2	Stalna obtežba	15
5.2.1	Razvod inštalacij	16
5.2.2	Obešen strop	16
5.2.3	Vpliv težke opreme	16
5.3	Vpliv koristne obtežbe	16
5.4	Obtežba s snegom	18
5.4.1	Razporeditev obtežbe snega na strehi	18
5.4.2	Celotna obtežba snega na strehi	19
5.4.3	Povečanje obtežbe snega zaradi možnosti zastajanja vode	19
5.5	Obtežba z vetrom	20
5.5.1	Osnovna hitrost vetra	20
5.6	Potresni vplivi	21
5.6.1	Potresno območje	21
5.6.2	Identifikacija tipa temeljnih tal	21
5.6.3	Kategorija pomembnosti objekta	21
5.6.4	Osnovna vrednost faktorja obnašanja q_0	22
5.6.5	Kontrola pravilnosti objekta po višini	22
5.6.6	Določitev faktorja k_w	22
5.6.7	Vodoravni spekter odziva	23
5.6.8	Vertikalni spekter odziva	23
6	KOMBINACIJE VPLIVOV	24
6.1	Mejna stanja nosilnosti	24
6.2	Mejna stanja uporabnosti	24
7	POTRESNA ANALIZA KONSTRUKCIJE	25
7.1	Upoštevanje mas pri določanju potresnega vpliva	25
7.2	Kombinacija vplivov iz različnih smeri potresne akcije	26
7.3	Upoštevanje razpokanih prereзов	26
7.4	Izdelava statičnega modela	27
7.5	Podrobnejši opis modela	28
7.6	Nihajni časi konstrukcije	29
7.7	Upoštevanje vpliva naključne torzije	30

7.8	Upoštevanje vpliva teorije drugega reda ($P-\Delta$ efekt)	30
7.9	Omejitev vodoravnih premikov etaž pri potresnem projektnem stanju	31
8	Dimenzioniranje stebrov	34
8.1	Dimenzioniranje najbolj obremenjenega stebra	35
8.1.1	Geometrija in izbran material	35
8.1.2	Obremenitve	35
8.1.3	Določitev potrebne vzdolžne armature v prerezu	36
8.1.4	Učinki teorije drugega reda	37
8.1.5	Kontrola upogibne nosilnosti prereza	41
8.1.6	Zagotavljanje lokalne duktilnosti	42
8.1.7	Armatura kratke konzole	45
9	PREDNAPETI ARMIRANO BETONSKI NOSILCI	48
9.1	Računski model	49
9.2	Upoštevanje reoloških pojavov	49
9.3	Upoštevanje učinkov prednapetja	49
9.4	Upoštevanje postopne gradnje	49
9.5	Omejitev povosov nosilcev – Mejno stanje uporabnosti MSU	51
9.6	Obtežba	52
9.7	Razporeditev vzdolžne armature v prerezu	54
9.8	Izračun	55
9.8.1	Nosilci nad pritličjem v osi G med osmi 2-7 z oznako BM 01	55
9.8.2	Nosilci nad prvim nadstropjem v osi F med osmi 1-8 z oznako BM 02	69
9.8.3	Primarni strešni nosilci med osmi B in C z oznako BM 03	76
9.8.4	Π plošče nad pritličjem	82
10	ZAKLJUČEK	89
	VIRI	90

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Tipski notranji steber.....	10
Preglednica 2: Armiranobetonska jedra	11
Preglednica 3: Delni varnostni faktorji	13
Preglednica 4: Karakteristike kablov, ki so upoštevane v računski analizi.....	14
Preglednica 5: Specifične teže uporabljenih konstrukcijskih materialov	15
Preglednica 6: Stalna obtežba strehe	15
Preglednica 7: Stalna obtežba 2. etaže	15
Preglednica 8: Stalna obtežba 1. etaže	16
Preglednica 9: Privzete koristne obremenitve v etažah glede na namen uporabe prostorov.....	16
Preglednica 10: Kategorija pomembnosti za stavbe po SIST EN 1998-1: 2006.....	22
Preglednica 11: Tipi konstrukcij po SIST EN 1998-1: 2006	22
Preglednica 12: : Kombinacijski faktorji Ψ za obtežbo stavbe po SIST EN 1990: 2004.....	24
Preglednica 13: Koeficienti kombinacije za spremenljive vplive pri izračunu mas pri potresnem projektnem stanju	25
Preglednica 14: Nihajne oblike konstrukcije in odstotek pripadajoče aktivirane mase v smereh x in y.....	29
Preglednica 15: Kontrola potrebe po upoštevanju teorije drugega reda.....	31
Preglednica 16: Omejitve etažnih pomikov po SIST EN 1998-1.....	31
Preglednica 17: Pomiki konstrukcije v smereh x in y ob upoštevanju elastičnega spektra.....	32
Preglednica 18: Kontrola pomikov	33
Preglednica 19: Projektne bremenitve na dnu stebra	36
Preglednica 20: Projektne bremenitve na mestu največjega upogibnega momenta $M_{z,max}$	36
Preglednica 21: Vitkost in maksimalna vitkost elementa na območjih obravnavanih prereзов	38
Preglednica 22: Projektne obremenitve z upoštevanjem učinkov teorije drugega reda	40
Preglednica 23: Izračun $A_{s,main}$	46
Preglednica 24: Izračun $A_{s,link}$	47
Preglednica 25: Prečni prerezi montažnih nosilcev	48
Preglednica 26: Koraki obremenjevanja medetažnih nosilcev	50

Preglednica 27: Koraki obremenjevanja "II" plošč, kot elementov montažnega stropa	50
Preglednica 28: Koraki obremenjevanja strešnih nosilcev	50
Preglednica 29: Omejitve povosov stropov (plošče, nosilci).....	51
Preglednica 30: Lastne teže montažnih elementov vključno z obtežbo na račun zalivanja stikov.....	53
Preglednica 31: Dimenzije nosilca in podatki o prednapetju	55
Preglednica 32: Izračun časovno odvisnih izgub sile prednapetja	58
Preglednica 33: Linijska obtežba na nosilec.....	59
Preglednica 34: Pomiki na sredini nosilca.....	59
Preglednica 35: Omejitev deleža vzdolžne armature.....	63
Preglednica 36: Minimalno zahtevana strižna armatura.....	64
Preglednica 37: Dodatna vzdolžna armatura za prevzem prečne sile in izbrana vzdolžna armatura	64
Preglednica 38: Kontrola strižne odpornosti glede na nosilnost tlačne diagonale	65
Preglednica 39: Strižna odpornost strižno nearmiranega elementa	66
Preglednica 40: Izbrana strižna armatura in pripadajoča strižna odpornost	66
Preglednica 41: Izračun torzijske odpornosti glede tlačnih diagonal	68
Preglednica 42: Dimenzije nosilca in podatki o prednapetju	69
Preglednica 43: Linijska obtežba na nosilec.....	70
Preglednica 44: Pomiki na sredini nosilca.....	70
Preglednica 45: Omejitev deleža vzdolžne armature.....	74
Preglednica 46: Minimalno zahtevana strižna armatura.....	74
Preglednica 47: Dodatna vzdolžna armatura za prevzem prečne sile ter izbrana vzdolžna armatura ...	74
Preglednica 48: Kontrola strižne odpornosti glede na nosilnost tlačne diagonale	74
Preglednica 49: Strižna nosilnost strižno nearmiranega prereza	75
Preglednica 50: Izbrana strižna armatura in pripadajoča strižna odpornost	75
Preglednica 51: Dimenzije nosilca in podatki o prednapetju	76
Preglednica 52: Pomiki na sredini nosilca.....	78
Preglednica 53: Omejitev deleža vzdolžne armature.....	80

Preglednica 54: Minimalno zahtevana strižna armatura	80
Preglednica 55: Dodatna vzdolžna armatura za prevzem prečne sile in izbrana vzdolžna armatura	80
Preglednica 56: Kontrola strižne odpornosti glede na nosilnost tlačne diagonale	80
Preglednica 57: Strižna odpornost strižno nearmiranega prereza	81
Preglednica 58: Izbrana strižna armatura in pripadajoča strižna odpornost.....	81
Preglednica 59: Dimenzije II plošče in podatki o prednapetju	82
Preglednica 60: Linijska obtežba na ploščo	83
Preglednica 61: Pomiki na sredini plošče	83
Preglednica 62: Omejitev deleža vzdolžne armature	87
Preglednica 63: Minimalno zahtevana strižna armatura	87
Preglednica 64: Dodatna vzdolžna armatura za prevzem prečne sile in izbrana vzdolžna armatura	87
Preglednica 65: Kontrola strižne odpornosti glede na nosilnost tlačne diagonale	87
Preglednica 66: Strižna nosilnost strižno nearmiranega prereza.....	88
Preglednica 67: Izbrana strižna armatura in pripadajoča strižna odpornost.....	88

KAZALO SLIK

Slika 1: Faze gradnje	2
Slika 2: Predvidene dilatacije objekta	3
Slika 3: Tloris temeljev	4
Slika 4: Tloris etaže na višini +5 m.	5
Slika 5: Tloris etaže na višini +9.07 m.	5
Slika 6: Tloris nosilne konstrukcije strehe	6
Slika 7 : 3D prikaz nosilne konstrukcije objekta	6
Slika 8: Elementi nosilne konstrukcije strehe.....	7
Slika 9: Elementi medetažne konstrukcije.....	8
Slika 10: Naknadno zalivanje stikov PVP plošč	9
Slika 11: Monolitizacija PVP plošč z notranjim montažnim nosilcem	9
Slika 12: Monolitizacija PVP plošč z robnim montažnim nosilcem	9
Slika 13: Monolitizacija PVP plošč nad stenami.....	9
Slika 14: Čašasti temelj	12
Slika 15: Izvedba čašastega temelja	12
Slika 16: Konstitutivni zakon betona za račun mejne nosilnosti prerezov, vir: SIST EN 1992-1-1:2005	13
Slika 17: Barvna lestvica koristne obtežbe.....	17
Slika 18: Koristna obtežba v pritličju	17
Slika 19: Koristna obtežba v prvem nadstropju.....	17
Slika 20: Koristna obtežba v drugem nadstropju.....	17
Slika 21: Karta regij za določitev karakteristične obtežbe snega na ravnih tleh za področje Slovenije po SIST EN 1991-1-3: 2004/A101	18
Slika 22: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra po SIST EN 1991-1-4; 2005 A101	20
Slika 23: Projektni pospešek temeljnih tal za področje Slovenije (potres s povratno dobo 475 let), vir: Arso	21
Slika 24: Elastični in projektni spekter za potres s povratno dobo 475 let.....	23

Slika 25: Statični model konstrukcije za globalno analizo.....	28
Slika 26: Shematski prikaz oznak za izračun slučajne ekscentričnosti etažne mase.....	30
Slika 27: Statični model stebrov s kratkimi konzolami.....	34
Slika 28: Predpostavljeno vrtilišče nosilca.....	34
Slika 29: Shematski prikaz poteka upogibnih momentov M_z vzdolž stebra	35
Slika 30: Razporeditev vzdolžne armature v prerezu diagram, vir: Dias-P	36
Slika 31: Interakcijski diagram, vir: Dias-P	41
Slika 32: Spremenljivke pri izračunu faktorja učinkovitosti betonskega objekta, vir: SIST EN 1992-1-1:2005.....	42
Slika 33: Razporeditev armature v prečnem prerezu v kritičnem območju	44
Slika 34: Modeliranje kratke konzole z razporami in vezmi.....	45
Slika 35: Geometrija kratke konzole.....	45
Slika 36: Armatura kratke konzole.....	47
Slika 37: Definicija navpičnih pomikov.....	51
Slika 38: Razporeditev montažnih stropnih elementov stropa nad pritličjem.....	52
Slika 39: Razporeditev montažnih stropnih elementov stropa nad prvim nadstropjem	53
Slika 40: Razporeditev glavne vzdolžne armature v prerezu medetažnega nosilca	54
Slika 41: Razporeditev glavne vzdolžne armature v prerezu "II" plošče.....	54
Slika 42: Razporeditev glavne vzdolžne armature v prerezu strešnega nosilca	54
Slika 43: Dimenzije prečnega prereza in položaj kablov	55
Slika 44: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v fazi napenjanja	60
Slika 45: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v fazi monolitizacije.....	61
Slika 46: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v končnem stanju	61
Slika 47: Potrebna armatura v sloju 2	62
Slika 48: Potrebna armatura v sloju 1	62
Slika 49: Potrebna armatura v sloju 2	62
Slika 50: Potrebna armatura v sloju 1	62

Slika 52: Potrebna armatura v sloju 3.....	62
Slika 53: Dimenzije prečnega prereza in položaj kablov	69
Slika 54: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v fazi napenjanja.....	71
Slika 55: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v fazi monolitizacije	72
Slika 56: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v končnem stanju.....	72
Slika 57: Potrebna armatura v sloju 2.....	73
Slika 58: Potrebna armatura v sloju 2.....	73
Slika 59: Potrebna spodnja armatura v sloju 1	73
Slika 60: Potrebna armatura v sloju 1.....	73
Slika 61: Potrebna armatura v sloju 3.....	73
Slika 62: Dimenzije prečnega prereza in položaj kablov	76
Slika 63: Točkovne obtežbe na strešni nosilec	77
Slika 64: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v fazi napenjanja.....	78
Slika 65: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v končnem stanju.....	79
Slika 66: Potrebna armatura v sloju 2.....	79
Slika 67: Potrebna armatura v sloju 1.....	79
Slika 68: Dimenzije prečnega prereza in položaj kablov	82
Slika 69: Potek notranjih statičnih količin vzdolž II plošče v fazi napenjanja.....	84
Slika 70: Potek notranjih statičnih količin vzdolž II plošče v fazi monolitizacije	85
Slika 71: Potek notranjih statičnih količin vzdolž II plošče v končnem stanju.....	85
Slika 72: Potrebna armatura v sloju 2.....	86
Slika 73: Potrebna armatura v sloju 1.....	86
Slika 74: Potrebna armatura v sloju 1.....	86
Slika 75: Potrebna armatura v sloju 3.....	86

SEZNAM PRILOG

Priloga 1 : Montažni načrt stebra

Priloga 2: Montažni načrt etažnega nosilca BM 01

Priloga 3: Montažni načrt etažnega nosilca BM 02

Priloga 4: Montažni načrt strešnega nosilca BM 03

Priloga 5: Montažni načrt "IT" plošče

"Ta stran je namenoma prazna."

1 UVOD

V magistrskem delu je izvedena globalna analiza in v nadaljevanju dimenzioniranje montažnih armiranobetonskih elementov dela industrijskega objekta, ki se bo gradil v novi industrijski coni na Brniku. Obravnavan objekt je armiranobetonska hala, katere nosilna konstrukcija je razdeljena na elemente, ki se izvedejo na licu mesta (temelji in stene), in montažne elemente (stebri, nosilci, etažne plošče). Naknadno se na licu mesta izvaja še monolitizacijo montažnih elementov v povezano celoto. Ker gre za proizvodni objekt, je zahtevana velika fleksibilnost prostora, kar pomeni velike razpone, ki ob velikih obtežbah zahtevajo uporabo prednapetih elementov, iz katerih so sestavljene nosilne konstrukcije etaž in strehe.

V začetku magistrskega dela je kratek opis obravnavanega objekta s podrobnejšim opisom posameznih konstrukcijskih sklopov. V nadaljevanju se posvetimo globalni potresni analizi konstrukcije, ki smo jo opravili s pomočjo programskega orodja Sofistik. Pri tem je ključnega pomena, da izberemo računski model, ki se najbolj približa realnemu obnašanju konstrukcije, vse poenostavitve modela pa morajo biti takšne, da z njimi dobimo v elementih bolj neugodne obremenitve od dejanskih.

Rezultati globalne analize so nam v nadaljevanju služili pri dimenzioniranju montažnih armiranobetonskih stebrov, dimenzioniranje teh smo opravili s pomočjo programov Dias-P in Excel. Prikazano je dimenzioniranje najbolj obremenjenega stebra, ostale stebre lahko dimenzioniramo analogno.

Drug tip montažnih elementov, na katere smo se osredotočili, pa so montažni prednapeti armiranobetonski nosilci, ki predstavljajo primarno nosilno konstrukcijo etaž in strehe. Nosilce smo analizirali kot izolirane elemente v programu Sofistik, s katerim smo opravili tudi del dimenzioniranja, pri preostanku pa smo si pomagali s programom Excel, kjer smo pripravili pripomoček za dimenzioniranje. Pri načinu montažne gradnje so nosilci v različnih fazah gradnje obremenjeni z različnimi obtežbami, zaradi naknadnega zalivanja dela nosilca (monolitizacije) po montaži pa se spreminja tudi sama oblika prečnega prereza. V ta namen smo s pomočjo urejevalnika Teddy pripravili posebno podlogo, ki upošteva časovno spreminjanje prečnega prereza in obtežbe.

Vzporedno smo izdelali tudi BIM model konstrukcije v programu Revit, ki smo ga uporabili za izdelavo opaznih in armaturnih načrtov obravnavanih elementov.

2 OPIS OBJEKTA

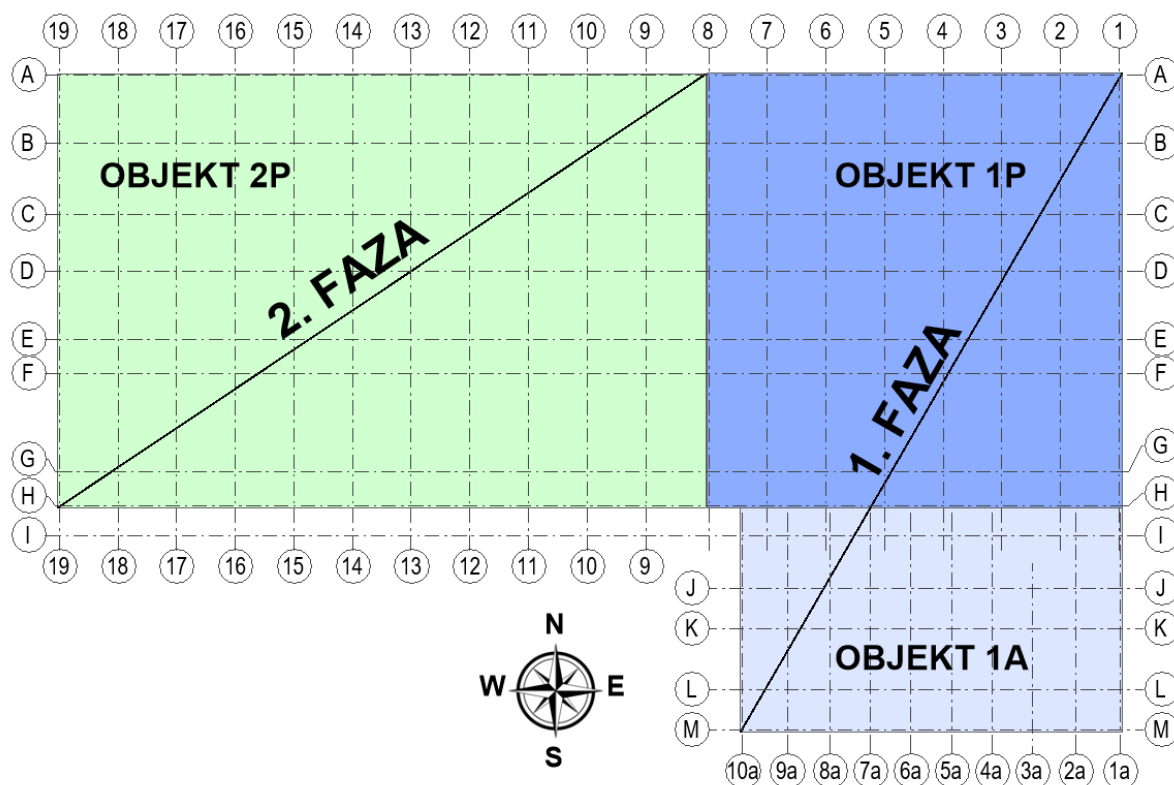
Investitor Iskra Mehanizmi d.o.o. se je odločil, da v predvideni novi industrijski coni na Brniku zgradi industrijski objekt, s katerim namerava na eni lokaciji združiti obstoječe proizvodne dejavnosti, ki jih trenutno izvaja dislocirano na dveh lokacijah, v Lipnici in Kamniku, in si tako zagotovi zadostne prostorske rezerve za nadaljnjo rast podjetja. Bodoči industrijski objekt Iskra Mehanizmi sestoji iz dveh delov: administrativnega dela in proizvodno-skladiščnega dela. V magistrskem delu je opravljena analiza prve faze proizvodno-skladiščnega dela (objekt 1P na sliki 1).

2.1 Faze gradnje

Gradnja industrijskega objekta Iskra Mehanizmi se izvaja fazno.

Prva faza obsega skladiščne, proizvodne in administrativne prostore v takem obsegu, da omogočajo preselitev dejavnosti podjetja na novo lokacijo. V tej fazi bosta zgrajena dva objekta, in sicer skladiščno-proizvodni in administrativni objekt, ki bosta medsebojno ločena z dilatracijo. Urejene bodo tudi pripadajoče zunanje površine za dovoz logističnih vozil in parkirišče za avtomobile zaposlenih. V tej fazi bodo tudi izvedeni vsi glavni priključki na komunalno infrastrukturo in vrtina za rabo talne vode za pridobivanje toplote oz. hladu.

V nadaljevanju se bo izvedla druga faza, ki pa se bo po obsegu prilagajala potrebam podjetja, nadaljnji rasti proizvodnje in investicijskim ciklom, ki bodo narekovali primeren investicijski obseg gradnje. Druga faza gradnje objekta se lahko izvede kot celota oziroma se deli v več posameznih, manjših sklopov.



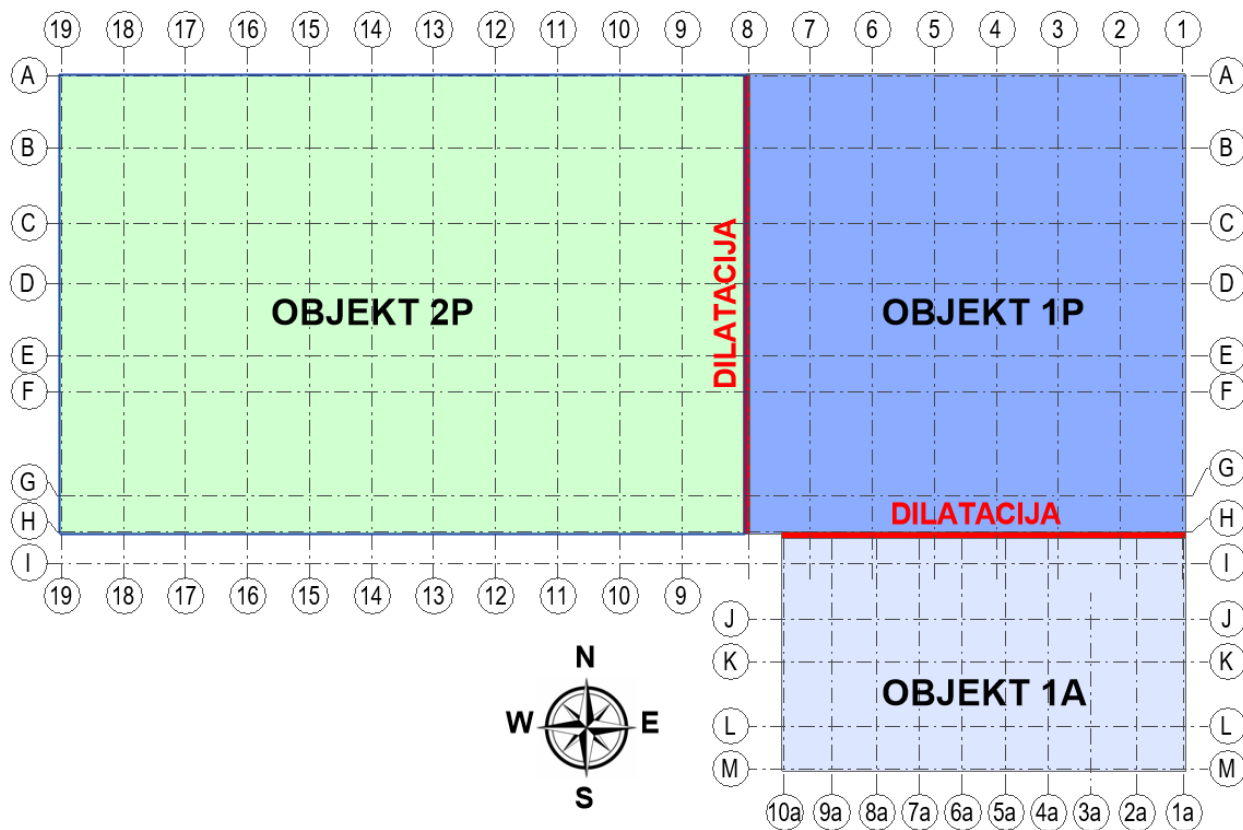
Slika 1: Faze gradnje

2.2 Dilatiranje objekta na več ločenih konstrukcijskih enot

Velikost predvidenega objekta, predvidena faznost gradnje, preskoki v etažnosti in predvideni različni nivoji obtežbe stropov v posameznih delih objekta pogojujejo in zahtevajo fizično konstrukcijsko delitev objekta na več t.i. dilatacijskih enot. Namen dilatacij je, da se razbremeni konstrukcijske elemente pred neugodnimi vplivi, kot so npr. reologija betona, diferenčni posedki objekta, vplivi med gradnjo ter temperaturni in potresni vplivi.

Slika 2 prikazuje predvidene dilatacije objekta. Prva dilatacija, ki poteka v smeri vzhod–zahod (v osi H), ločuje administrativni del z vmesnim povezovalnim delom (objekt 1A) od poslovno-skladiščnega dela (objekt 1P). V tej osi so predvideni dvojni stebri, ki ločeno podpirajo objekt administracije in objekt proizvodnje. Stebri so med seboj razmaknjeni za 150 mm.

Druga dilatacija, ki poteka v smeri sever–jug (v osi 8), sledi predvideni faznosti gradnje objekta. V tej osi so predvideni dvojni stebri, ki so med seboj razmaknjeni za 200 mm.



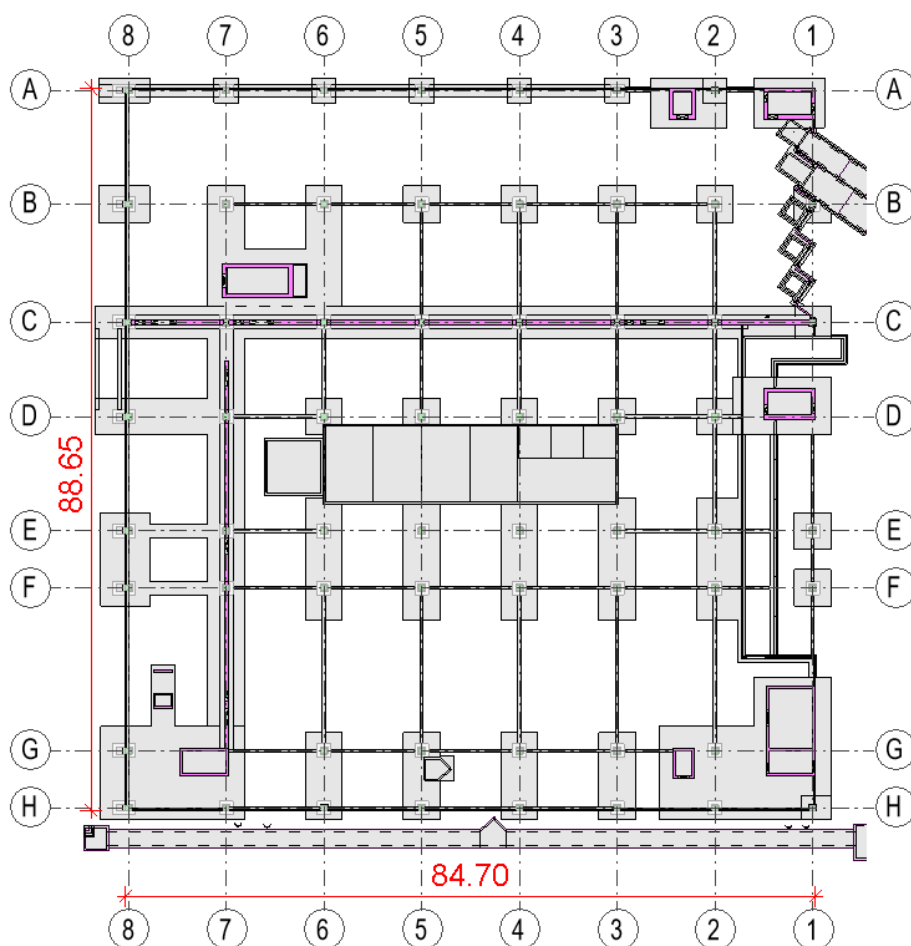
Slika 2: Predvidene dilatacije objekta

3 OPIS NOSILNE KONSTRUKCIJE OBJEKTA 1P

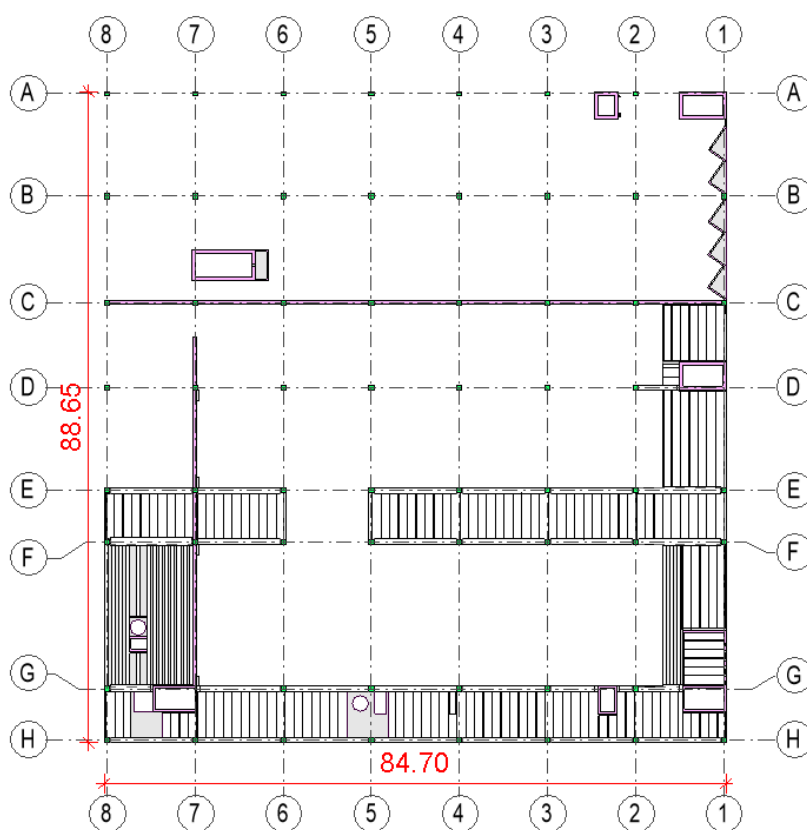
Celotna tlorisna dimenzija objekta je 84,7 x 88,7 m, višina slemena strehe je cca. 14 m. Streha je večkapna v naklonu 2% z izmeničnimi slemeni in žlotami v smeri sever–jug.

Večina objekta je dvoetažnega z vmesno etažo na višini +9.07 m nad finalno koto tlaka pritličja. Manjši del objekta ima dodatno vmesno etažo na višini +5 m. Na spodnjih slikah so v tlorisu prikazani temelji, obe etaži in streha. Za boljšo predstavbo je na zadnji sliki še 3D prikaz objekta.

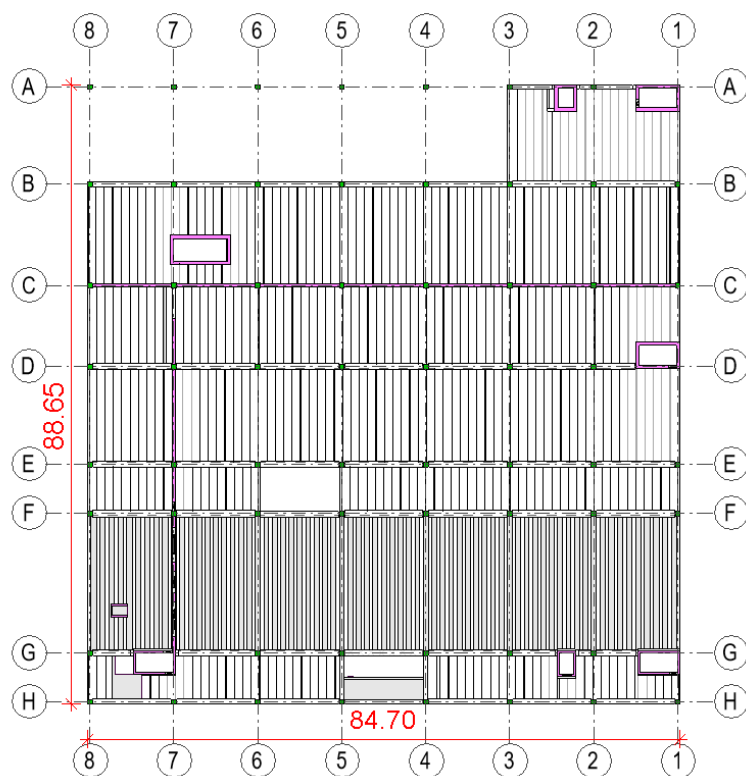
V nadaljnjih podpoglavjih je opis nosilne konstrukcije objekta 1P po posameznih sklopih.



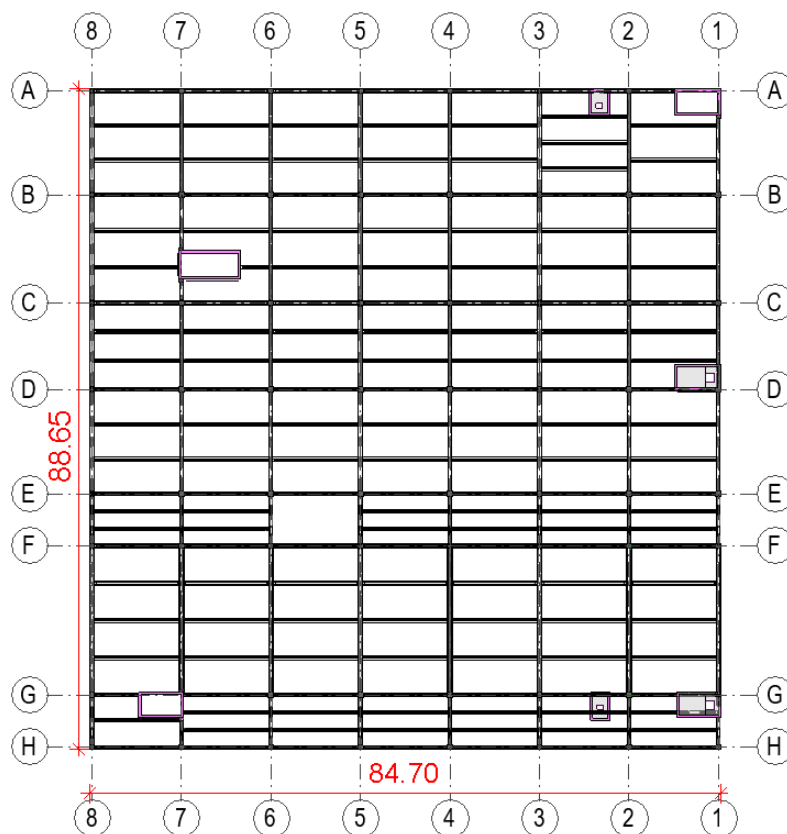
Slika 3: Tloris temeljev



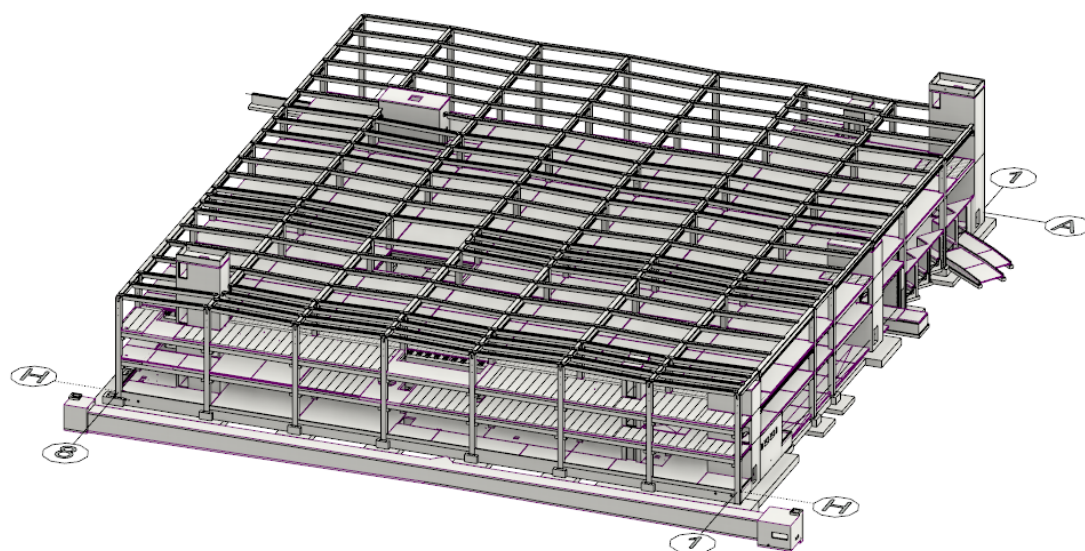
Slika 4: Tloris etaže na višini +5 m.



Slika 5: Tloris etaže na višini +9.07 m.



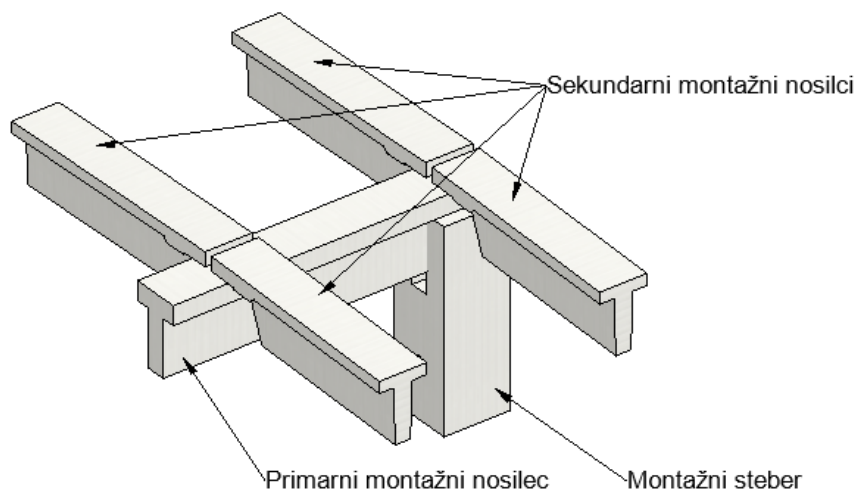
Slika 6: Tloris nosilne konstrukcije strehe



Slika 7 : 3D prikaz nosilne konstrukcije objekta

3.1 Konstrukcija strehe

Strešna konstrukcija je sestavljena iz primarnih prednapetih armiranobetonskih montažnih nosilcev s T prerezom in višino od 0.8 do 1.0 m in sekundarnih armiranobetonskih montažnih nosilcev s T prerezom in višino 0.7m. Raster sekundarnih nosilcev se giblje med 3,25 in 5 m. Celotna streha je pokrita z nosilno visoko profilirano vroče cinkano trapezno pločevino debeline 1 mm in višine 150 mm. Pločevina služi kot nosilna podlaga zaključnim slojem položne strehe. Trapezno pločevino se polaga kontinuirano preko treh polji sekundarnih nosilcev.



Slika 8: Elementi nosilne konstrukcije strehe

3.2 Medetažna konstrukcija

Nosilni konstrukciji etaž na nivojih +5 m in +9.07 m sta predvideni kot montažni armiranobetonski konstrukciji. Glavni montažni nosilci različnih oblik potekajo v oseh od A do H in imajo razpone 11.2 m. Glavni nosilci nalegajo na kratke konzole montažnih stebrov oz. na kratke konzole na monolitnih stenah. Montažne nosilce se izdelava v delavnici iz betona kvalitete C50/60 in se jih adhezijsko prednapene.

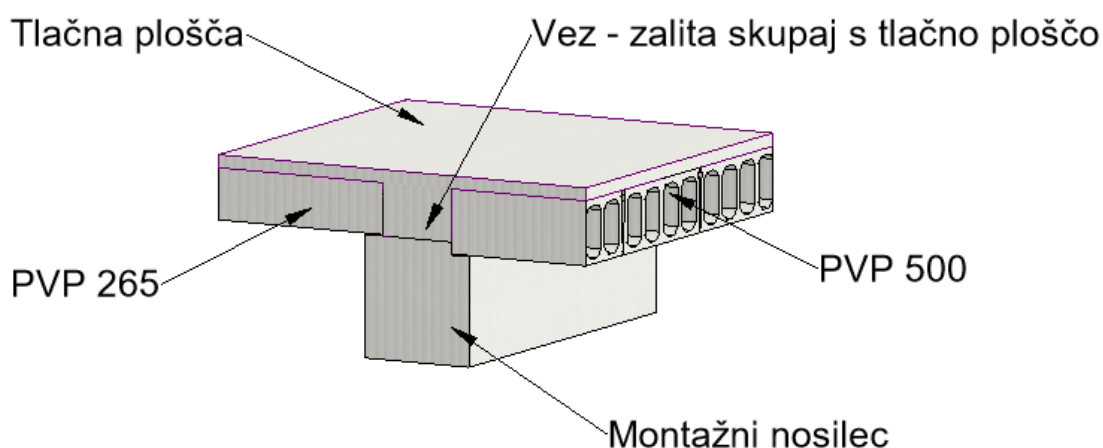
Stropna nosilna konstrukcija je predvidena "II" plošč višine 80 cm ter prednapetih votlih plošč (v nadaljevanju PVP) višin od 26.5 cm do 50 cm, ki nalegajo na glavne nosilce. "II" plošče se izdelava v delavnici iz betona kvalitete C40/50 in se jih adhezijsko prednapne.

Vse elemente stropne montažne konstrukcije je potrebno ustrezno medsebojno povezati (monolitizirati) tako, da se potresne sile preko stropov prenesejo na vertikalne nosilne elemente, predvsem monolitne stene objekta. Glavni del monolitizacije je izvedba tlačne plošče, ki je predvidena v debelini 10 cm in se jo izvaja preko vseh montažnih nosilcev, "II" plošč in PVP plošč. Tlačno ploščo se izdelava iz betona trdnostnega razreda C35/45. Betonski mešanici za izvedbo talne plošče se dodaja dodatek za omejitev krčenja.

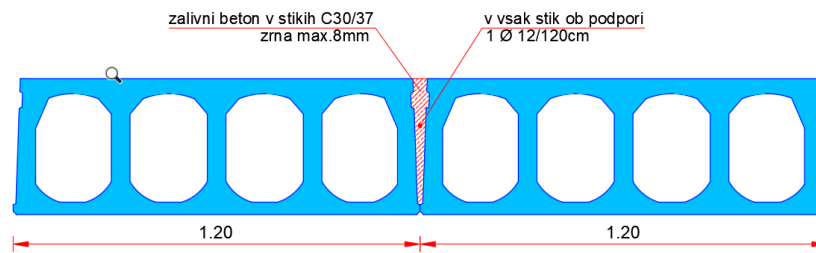
Konstrukcijsko je tlačna plošča povezana z armaturnimi zankami, ki so puščene iz vseh sten, iz vseh montažnih nosilcev in iz vseh "II" plošč. Pri PVP ploščah se monolitizacija izvaja s pomočjo vstavljanja armaturnih palic v stike med posameznimi ploščami ter z lokalnimi izvotlitvami v PVP ploščah, ki se jih armira in zalije skupaj s tlačno ploščo (slike od 10 do 13).

Pred izvedbo tlačne plošče se na površine "II" plošč in PVP plošč nanese polimero modificirano cementno malto (PMCM) v debelini cca. 20 mm.

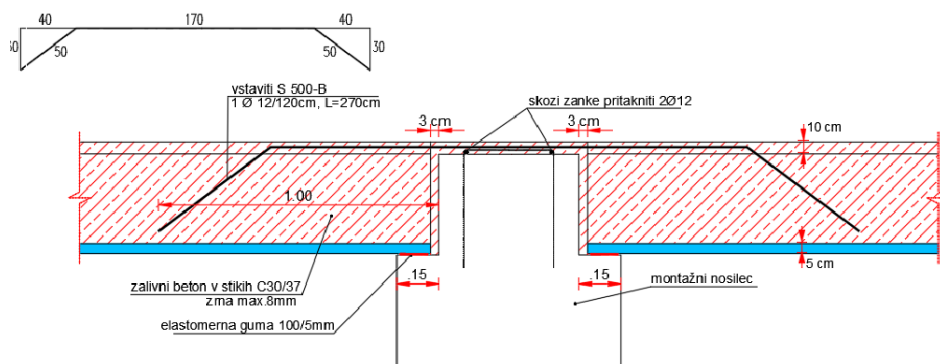
Vse montažne nosilce, "II" plošče in PVP plošče se ob vidnih ploskvah izvede v vidnem betonu VB3.



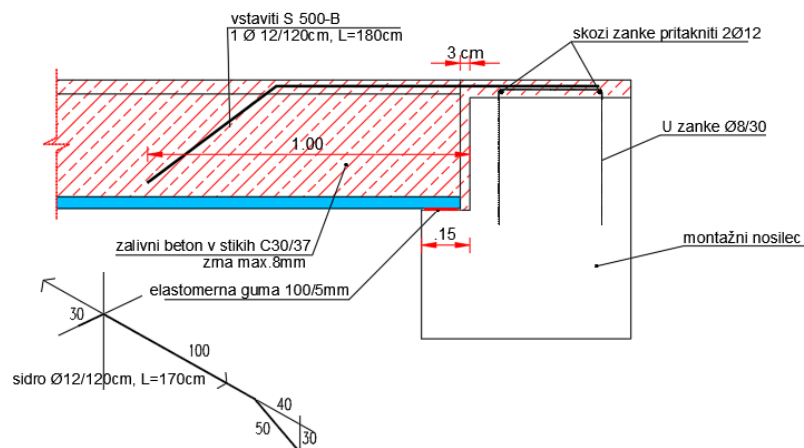
Slika 9: Elementi medetažne konstrukcije



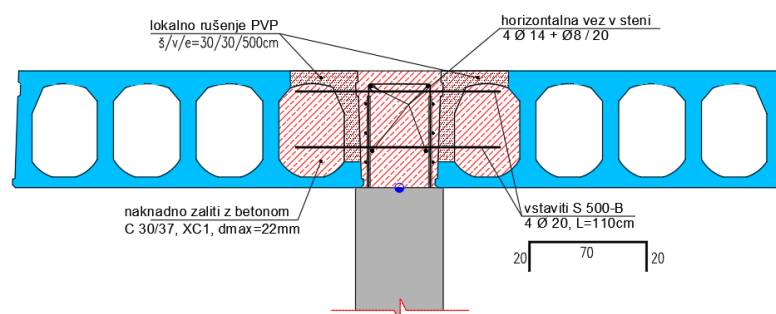
Slika 10: Naknadno zalivanje stikov PVP plošč



Slika 11: Monolitizacija PVP plošč z notranjim montažnim nosilcem



Slika 12: Monolitizacija PVP plošč z robnim montažnim nosilcem



Slika 13: Monolitizacija PVP plošč nad stenami

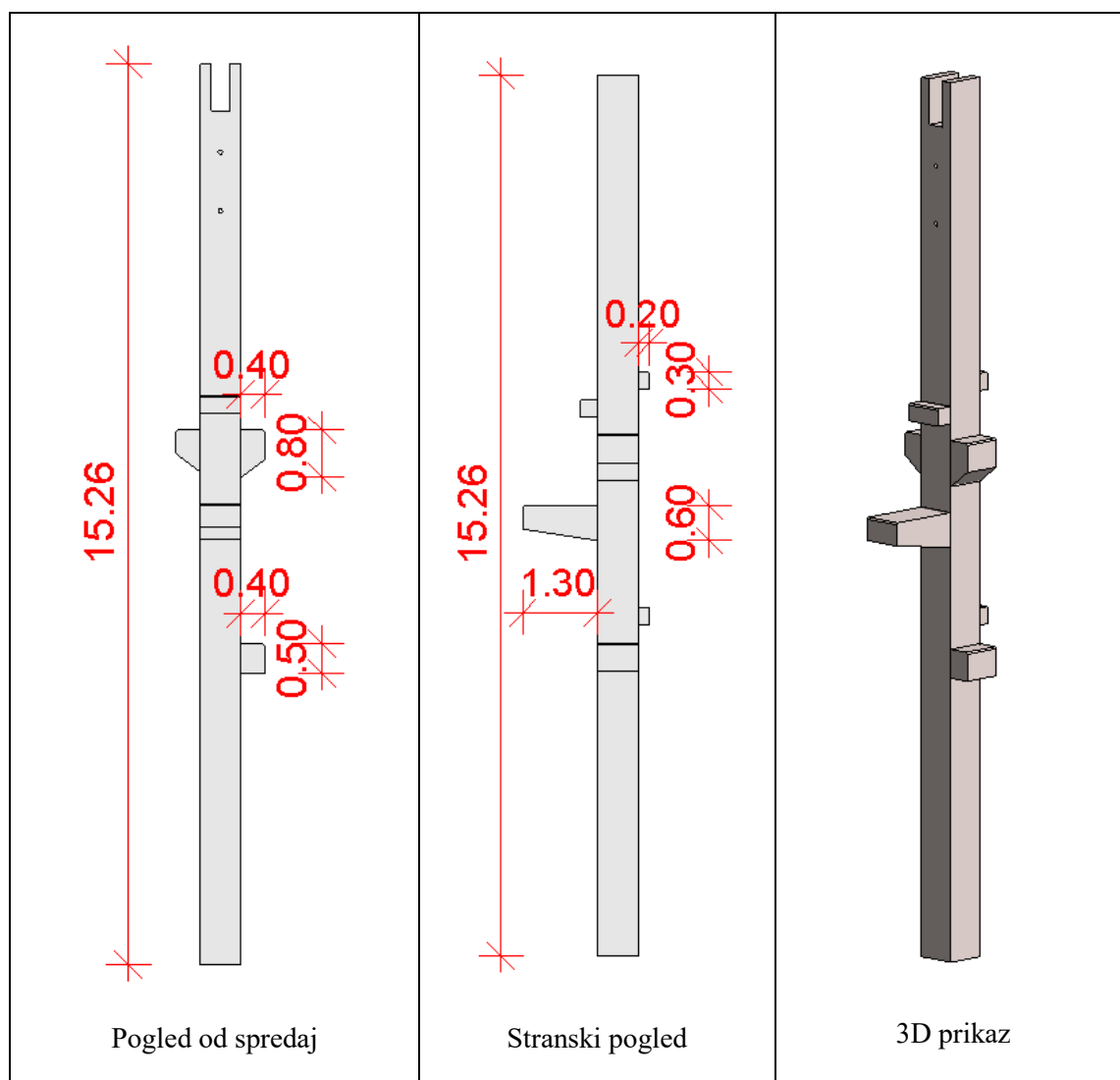
3.3 Stebri

Glavni vertikalni nosilni konstrukcijski elementi objekta so montažni armiranobetonski stebri. Stebri imajo kvadraten prečni prerez z dimenzijami 70/70 cm, razen v fasadnih oseh A in H, kjer imajo stebri pravokoten prečni prerez z dimenzijami 60/70 cm. Stebri imajo na mestih naleganja etažne konstrukcije kratke konzole iz katerih so puščeni trni za strižno povezavo z montažnimi nosilci. Na območju žerjavnih prog imajo stebri dodatne dolge konzole na katere nalega žerjavna proga. Na vrhu vseh stebrov so vilice, ki služijo za naleganje in povezavo s primarnimi strešnimi nosilci.

Vsi betonski stebri se izdelajo v delavnici v jeklenih opažih. Predpisana je kvaliteta betona C40/50. Stebri se armirajo z rebrasto armaturo B500 B. Vse stebre se izvede v vidnem betonu VB3.

Pri vseh stebrih, kjer obstaja nevarnost trka viličarja v steber, se v spodnjem delu stebra do višine 2.5 nad tlakom vgradi zaščitne jeklene kotnike LNP 60/60mm. Jekleni kotniki so vroče cinkani.

Preglednica 1: Tipski notranji steber



3.4 Stene

Objekt, poleg vertikalnih stebrov, vključuje tudi močne armiranobetonske stene, ki so ali stene stopniščnih komunikacijskih jeder ali samostojne strižne stene. Stene potrebujemo za zagotovitev potresne stabilnosti objekta predvsem zaradi velike mase medetažnih konstrukcij.

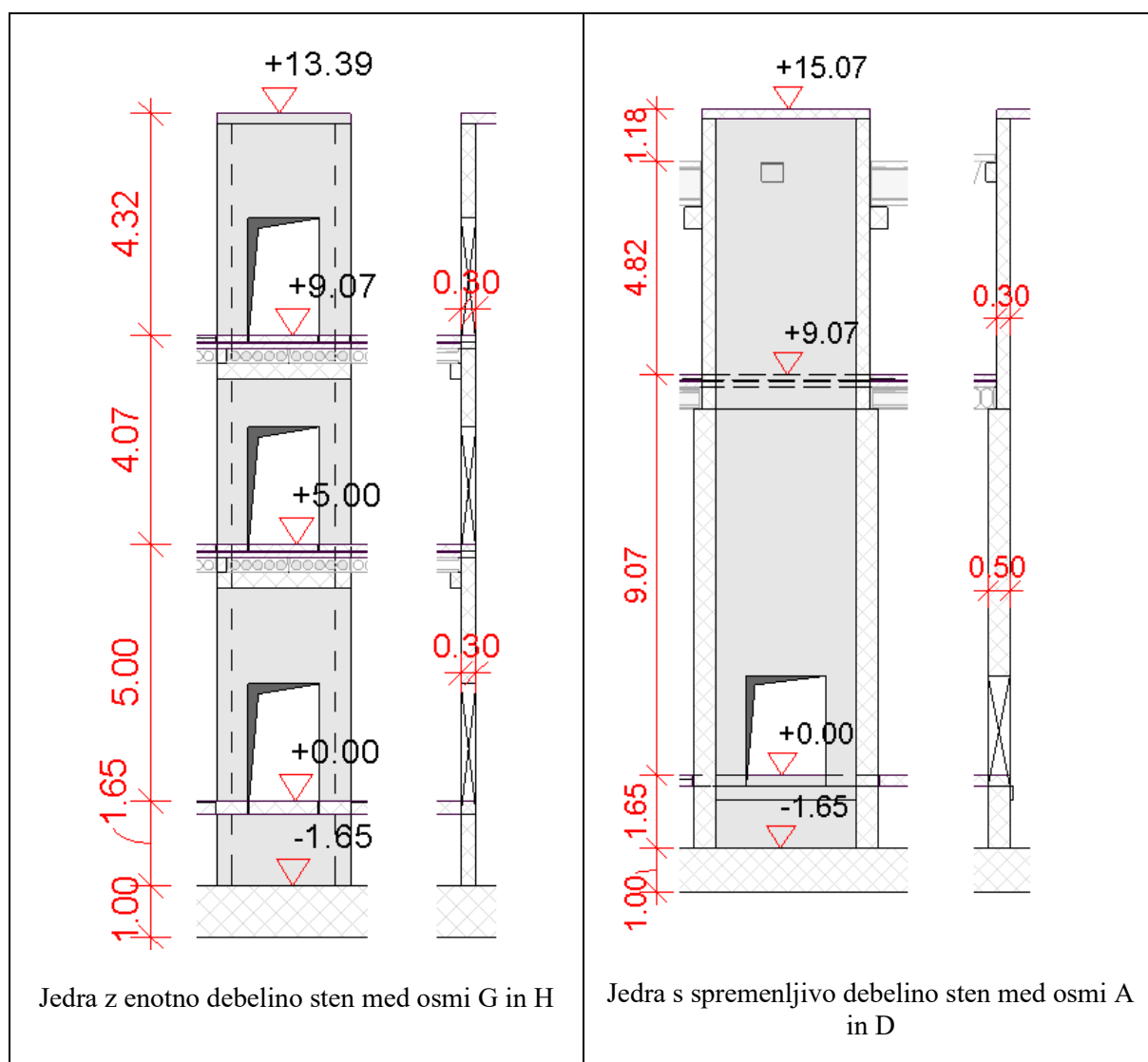
Armiranobetonske stene stopniščnih jeder in dvigalnih jaškov potekajo kontinuirano od temeljev do strešne konstrukcije. Na območju med osmi G in H (območje dveh etaž) so enotne debeline 30 cm po celotni višini. Na območju med osmi A in D (območje ene etaže) pa so spodaj debele 50 cm, nad etažo pa se zožijo na 30 cm.

Samostojne strižne stene v oseh C in 7 so debeline 50 cm in segajo od temeljev do druge etaže.

Vse armiranobetonske stene se betonira na mestu samem. Do višine +9,07m se stene izvede z betonom trdnostnega razreda C35/45, nad to višino pa z betonom trdnostnega razreda C30/37. Stene so armirane z rebrasto armaturo B500 B.

Vse stene se izvede v vidnem betonu VB3.

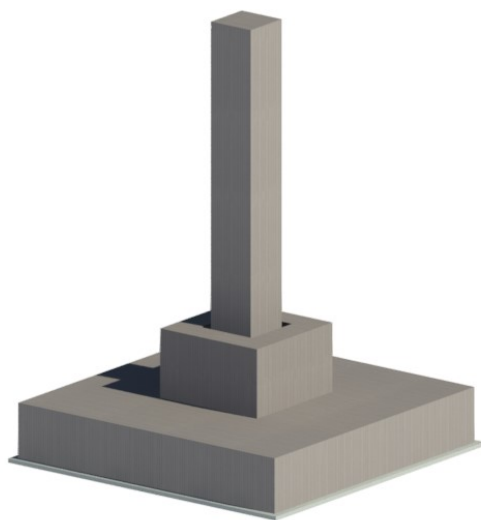
Preglednica 2: Armiranobetonska jedra



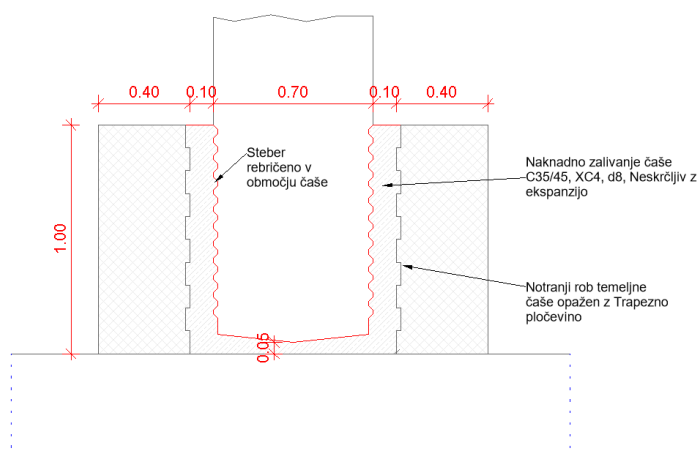
3.5 Temelji

Pod stebri so predvideni točkovni temelji, na katerih se izvede čaše, ki so potrebne za sidranje oz. vpetje montažnih stebrov. Debeline temeljnih pet so od 60 do 80 cm. Na peti se izvede čaša višine 1 m z debelino sten 40 cm, ki služi za montažo stebra. Tlorisne dimenzije pet točkovnih temeljev se prilagajajo obtežbi in se gibljejo od 3.00 x 3.00 do 4.50 x 4.50 m.

Nosilne armirano betonske stene se temeljijo na pasovnih temeljih širine 4.0 m in debeline 80 cm. Nosilne stene stopniščnih jeder se temeljijo na temeljni plošči debeline do 100 cm.



Slika 14: Člašasti temelj



Slika 15: Izvedba člašastega temelja

4 KONSTRUKCIJSKI MATERIALI

V tem poglavju so opisane lastnosti uporabljenih konstrukcijskim materialov. Podani so tudi varnostni faktorji, ki jih upoštevamo pri dimenzioniranju posameznih elementov

4.1 Delni faktorji za material

Preglednica 3: Delni varnostni faktorji

Armirno betonske konstrukcije (SIST EN 1992-1-1)				
Material	Simbol	Projektno stanje (MSN)		
		Stalno & začasno	Potresno	Nezgodno
Beton	γ_c	1,5	1.50	1.20
Armatura	γ_s	1,15	1.15	1.00
Prednapeta armatura	γ_s	1,15	1.15	1.00

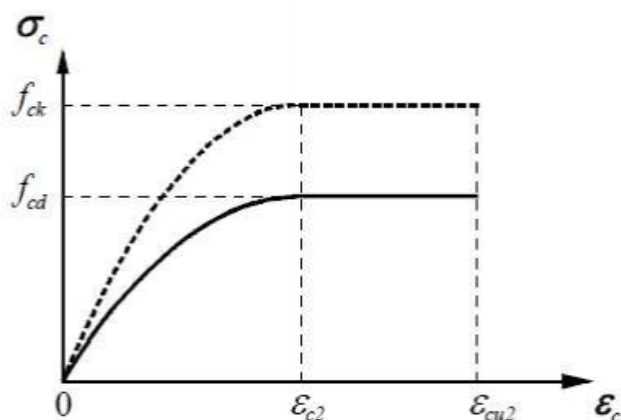
4.2 Beton

Poenostavljeni konstitutivni zakon betona za račun mejne nosilnosti oziroma za dimenzioniranje betonskih konstrukcij je podan s spodnjima izrazoma.

$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} ; \quad \sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} ; \quad \sigma_c = f_{cd} \quad (4.2)$$

Vrednosti mejnih deformacij za trdnostne razrede betonov uporabljenih v magistrski nalogi znašajo: $\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$ in $\varepsilon_{cu2} = 3,5\text{‰}$.



Slika 16: Konstitutivni zakon betona za račun mejne nosilnosti prerezov, vir: SIST EN 1992-1-1:2005

4.3 Jeklo za armiranje

Za armiranje se uporabi mehko rebrasto armaturo kvalitete B 500. Obvezna je uporaba armaturnega jekla z duktilnostjo razreda B ali C (po SIST EN 1992-1-1: 2005, dodatek C, preglednica C1).

$$\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$E = 200 \text{ GPa}$$

$$G = 81 \text{ GPa}$$

$$\nu = 0.30$$

Kjer so:

γ ... gostota,

E ... modul elastičnosti,

G ... strižni modul,

ν pa Poissonov količnik.

4.4 Kabli za prednapenjanje (adhezijsko napenjanje na progi)

Predvideni so kabli z adhezijskim prenosom sile napenjanja v beton – Hoyer sistem napenjanja na progi. Uporabljeni so kabli s sedmimi prameni premera 5 mm.

Preglednica 4: Karakteristike kablov, ki so upoštevane v računski analizi

	f_{pk} [Mpa]	$f_{p0,1k}$ [Mpa]	E_p [Gpa]	ρ_{1000} [%]	A_p [mm ²]
Kabli za prednapenjanje	1860	1670	195	2,5	150

Kjer so:

f_{pk} ... karakteristična natezna trdnost,

$f_{p0,1k}$... karakteristična napetost kjer po razbremenitvi ostane 0.1% nepovratne deformacije,

E_p ... elastični modul,

ρ_{1000} ... relaksacija pri napetosti $0.7 f_{pk}$ v času 1000 ur po napenjanju,

A_p ... pa presek enega kabla oz. vrvi.

Napenjalna sila kabla ne sme preseči vrednosti P_{max} . Sila kabla, ki deluje na beton po odštetih začetnih izgubah, pa ne sme preseči vrednosti P_{m0} .

$$P_{max} = \min \left\{ \frac{0.8 \cdot A_p \cdot f_{pk}}{0.9 \cdot A_p \cdot f_{p0,1k}} \right\} = \min \left\{ \frac{0.8 \cdot 150 \cdot 10^{-2} \cdot 186}{0.9 \cdot 150 \cdot 10^{-2} \cdot 167} \right\} = 223 \text{ kN} \quad (4.3)$$

$$P_{m0} = \min \left\{ \frac{0.75 \cdot A_p \cdot f_{pk}}{0.85 \cdot A_p \cdot f_{p0,1k}} \right\} = \min \left\{ \frac{0.75 \cdot 150 \cdot 10^{-2} \cdot 186}{0.85 \cdot 150 \cdot 10^{-2} \cdot 167} \right\} = 209 \text{ kN} \quad (4.4)$$

5 ANALIZA ZUNANJIH VPLIVOV

V tem poglavju so predstavljeni vplivi na nosilno konstrukcijo z izjemo lasne teže nosilne konstrukcije, ki je avtomatsko zajeta v računskem modelu.

5.1 Lastna teža konstrukcije

Specifične teže materialov, uporabljenih pri gradnji, so navedene v standardu SIST EN 1991-1-1.

Preglednica 5: Specifične teže uporabljenih konstrukcijskih materialov

Material	γ [kN/m ³]
Nearmirani strjen beton	23.0
Nearmirani mokri beton v času sušenja	25.0
Armirani strjen beton	25.0
Armirani mokri beton v času sušenja	26.0
Konstrukcijsko jeklo	78.6
Aluminij	27.5
Les (suha smreka, srednjega trdnostnega razreda)	5.0

5.2 Stalna obtežba

V spodnjih preglednicah je prikazana obtežba za posamezne sloje sestava nad nosilno konstrukcijo.

Preglednica 6: Stalna obtežba strehe

Streha			
Sloj	d [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
PVC folija	0.18	0.0	0.00
Toplotna izolacija (mineralna volna)	26.00	2.0	0.52
AL/PE folija	0.10	0.0	0.00
Visokoprofilirana trapezna pločevina FISCHER 150/280/1	15.00		0.14
SKUPAJ			0.66

Preglednica 7: Stalna obtežba 2. etaže

Tla etaže +9.07 m			
Sloj	d [cm]	γ [kN/m ³]	g_k [kN/m ²]
Industrijski tlak – AB plošča	14.00	25.0	3.50
Ločilni sloj – PE folija	0.36	11.0	0.04
XPS 300	4.00	0.3	0.01
Tlačna plošča	10.00	25.0	2.50
SKUPAJ			6.05

Preglednica 8: Stalna obtežba 1. etaže

Tla etaže +5.0 m			
Sloj	$d[\text{cm}]$	$\gamma[\text{kN/m}^3]$	$g_k[\text{kN/m}^2]$
Industrijski tlak – AB plošča	12.00	25.0	3.00
Ločilni sloj – PE folija	0.36	11.0	0.04
XPS 300	4.00	0.3	0.01
Tlačna plošča	10.00	25.0	2.50
SKUPAJ			5.55

5.2.1 Razvod inštalacij

Na vseh stropovih, vključno s streho, je upoštevana obtežba obešenja podstropnih inštalacij $g_{in}=0.20 \text{ kN/m}^2$.

5.2.2 Obešen strop

Nad pisarnami je dodatno upoštevana obtežba obešenega stropa $g_{ci}=0.20 \text{ kN/m}^2$.

5.2.3 Vpliv težke opreme

Težka oprema je vsaka oprema, ki povzroča vpliv večji od 2.0 kN/m^2 .

Težko opremo proizvodnje upoštevamo kot nadomestno koristno obtežbo, ki je povečana z dinamičnimi faktorji. Izbrana koristna obtežba je prikazana v naslednjem poglavju.

5.3 Vpliv koristne obtežbe

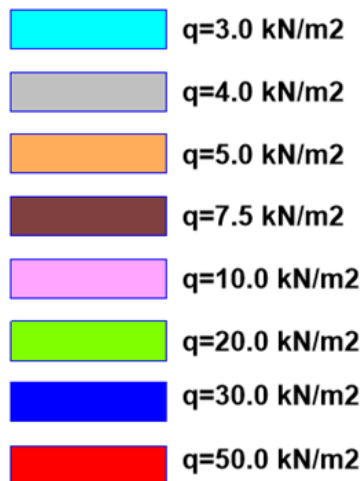
Koristne obtežbo določa standard SIST EN 1991-1-1. Obremenitve, manjše od tistih, ki jih določa standard, niso dopustne. Zaradi vpliva težke opreme je vpliv koristne obtežbe na določenih območjih konstrukcije večji od predpisanega.

Preglednica 9: Privzete koristne obremenitve v etažah glede na namen uporabe prostorov

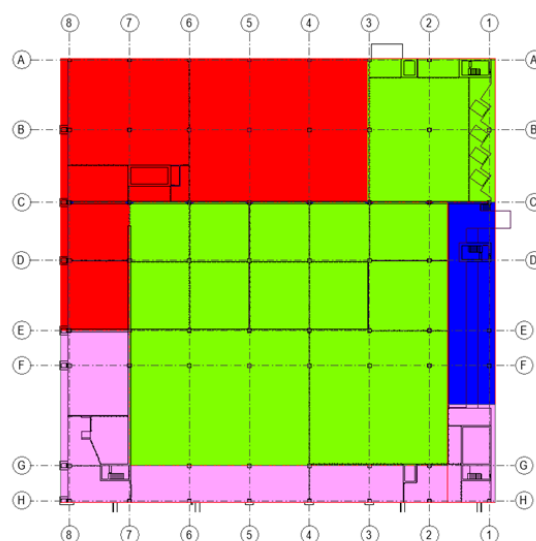
Namembnost	kategorija površine	$q_k[\text{kN/m}^2]$
Garderober, WC-ji, pomožni prostori	A	2.00
Pisarne, hodniki, govorilnice	B	3.00
Jedilnica, sprejemnica – recepcija, stopnišča, sejne sobe	C1	3.00
Konferenčna dvorana, večnamenska dvorana	C2	4.00
Predverje, avla, igrišče, terase	C3	5.00
Arhiv	E1	5.00
Logistika (VRS regali) v pritličju	E1	50.00
Dobava in oprema v pritličju, ekološki otok	E1	30.00
Proizvodnja v pritličju	E2	20.00
Orodjarja v prvem nadstropju	E2	10.00
Skladišče gotovih izdelkov in FIFO regali v drugem nadstropju	E1	7.50
Montaža v drugem nadstropju	E2	5.00

Na slikah so prikazani izbrani nivoji koristne obtežbe, ki deluje na nivoju posameznih etaž objekta.

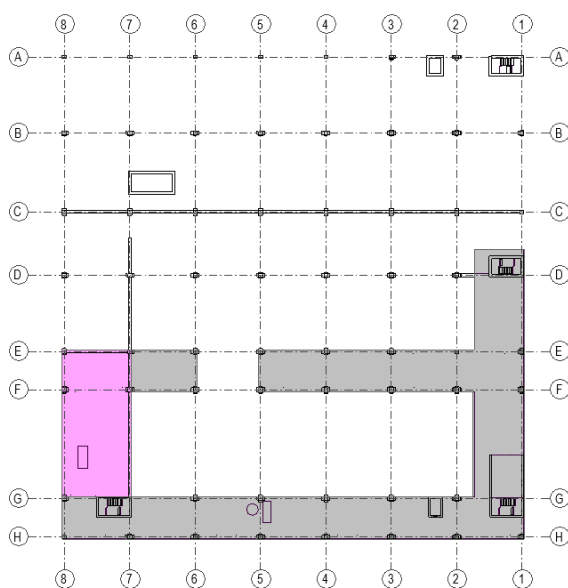
KORISTNA OBTEŽBA



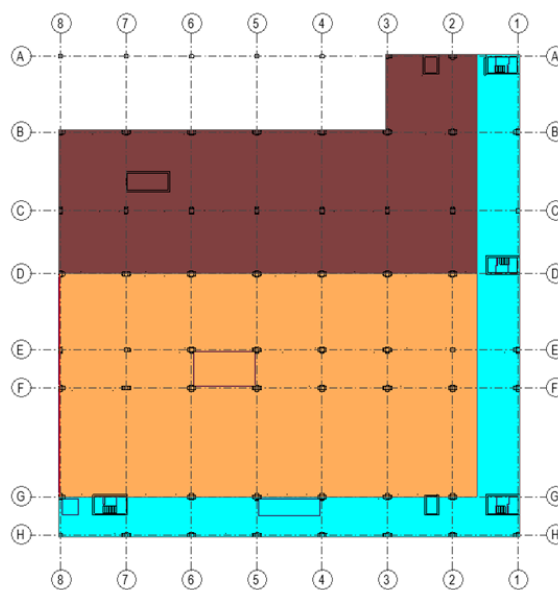
Slika 17: Barvna lestvica koristne obtežbe



Slika 18: Koristna obtežba v pritličju



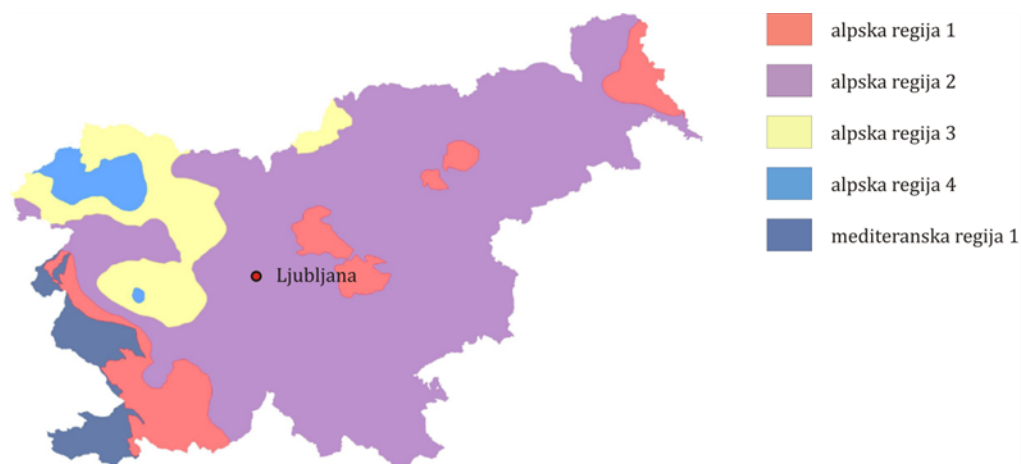
Slika 19: Koristna obtežba v prvem nadstropju



Slika 20: Koristna obtežba v drugem nadstropju

5.4 Obtežba s snegom

Vpliv snega na konstrukcijo je bil določen po standardu SIST EN 1991-1-3. Skladno z nacionalnim dodatkom standarda SIST EN 1991-1-3: 2004/A101 se stavba nahaja v drugi alpski regiji A2.



Slika 21: Karta regij za določitev karakteristične obtežbe snega na ravnih tleh za področje Slovenije po SIST EN 1991-1-3: 2004/A101

Objekt se nahaja na nadmorski višini 400 m, za katero znaša karakteristična obtežba snega na ravnih tleh:

$$s_k = 1.293 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1.293 \left[1 + \left(\frac{400}{728} \right)^2 \right] = \mathbf{1.68 \text{ kN/m}^2} \quad (5.1)$$

5.4.1 Razporeditev obtežbe snega na strehi

Skladno s točko 5.2.(1) v SIST EN 1991-1-3 je potrebno upoštevati dve osnovni porazdelitvi obtežbe – nakopičen in nenakopičen sneg na strehi.

Projektna obtežba snega na strehah za trajna/začasna projektna stanja se določi z naslednjo formulo:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (5.2)$$

kjer μ predstavlja oblikovni koeficient obtežbe snega, faktorja C_e in C_t pa sta koeficienta izpostavljenosti in toplotni koeficient. Koeficienti so odvisni od vrste in oblike strehe.

Koeficient izpostavljenosti C_e

Koeficient izpostavljenosti C_e se določi skladno s točko 5.2 (7) standarda SIST EN 1991-1-3. Za naš primer velja:

$$C_e = 1.0 \quad (5.3)$$

Toplotni koeficient C_t

Toplotni koeficient se upošteva za zmanjšanje obtežbe snega na strehah z veliko toplotno prevodnostjo ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$), zlasti pri steklenih strehah, kjer se sneg topi zaradi izgub. V vseh ostalih primerih velja $C_t = 1.0$. Za naš primer velja:

$$C_t = 1.0 \quad (5.4)$$

Oblikovni koeficient

Po točki 5.3.2. (2) standarda SIST EN 1991-1-3 oblikovni koeficient za strehe z naklonom manjšim od 30° znaša 0.8.

5.4.2 Celotna obtežba snega na strehi

Nenakopičen sneg na strehi:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.68 = 1.35 \text{ kN/m}^2 \quad (5.5)$$

5.4.3 Povečanje obtežbe snega zaradi možnosti zastajanja vode

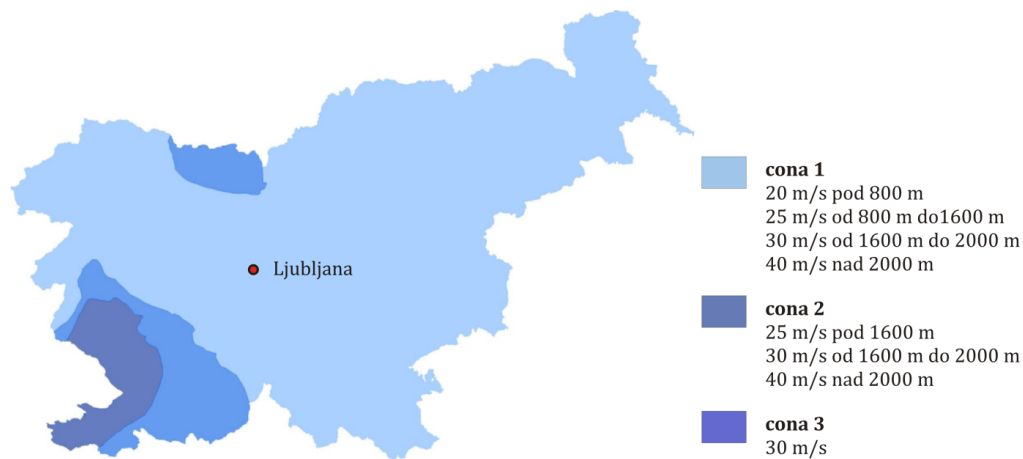
Kadar sneg in led lahko preprečita odtok vode s strehe, je treba upoštevati 50-odstotno povečanje obtežbe zaradi zastajanja vode, ki lahko nastane zaradi oblike strehe ali dvignjenih robov strehe.

$$s_d = 1.5 \cdot s = 1.5 \cdot 1.35 = 2.03 \text{ kN/m}^2 \quad (5.6)$$

5.5 Obtežba z vetrom

5.5.1 Osnovna hitrost vetra

Po standardu SIST EN 1991-1-4 se stavba nahaja v coni 1, in sicer na 400 m nadmorske višine. Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra zato znaša $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$.



Slika 22: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra po SIST EN 1991-1-4; 2005 A101

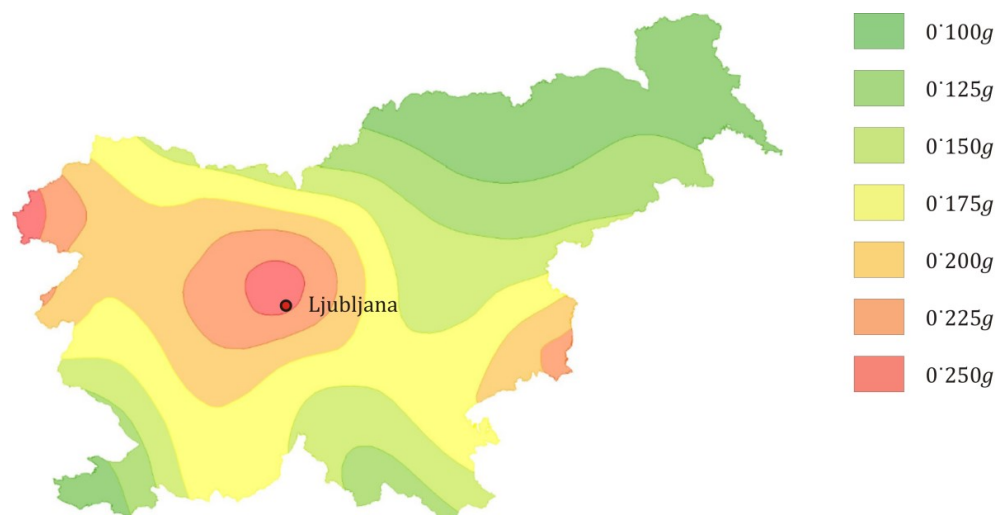
Obtežba z vetrom je pri dimenzioniranju nosilne konstrukcije zanemarljiva, zato je v tej nalogi nismo upoštevali. Obtežba z vetrom je pri takšnem objektu prevladujoča pri izračunu sekundarnih nosilnih konstrukcij, kot je na primer fasadna podkonstrukcija.

5.6 Potresni vplivi

Upoštevan je standard SIST EN 1998-1-1: 2006.

5.6.1 Potresno območje

Objekt je na Brniku, kjer se upošteva projektni pospešek temeljnih tal $a_g = 0.225 g$



Slika 23: Projektni pospešek temeljnih tal za področje Slovenije (potres s povratno dobo 475 let), vir: Arso

5.6.2 Identifikacija tipa temeljnih tal

Upoštevali smo **tip tal kategorije C**.

Tipu tal kategorije C ustrezajo srednje gosta tla debeline več sto metrov, kjer je dosežena povprečna vrednost hitrosti strižnega valovanja $v_{s,30}$ med 180-360 m/s, število udarcev NSPT presega 15-50 udarcev / 30 cm globine vdora, vrednost c_u pa presega 70-250 kPa.

$S = 1.15$... faktor tal določen za tla tipa C po preglednici 3.2 v SIST EN 1998-1: 2006

5.6.3 Kategorija pomembnosti objekta

SIST EN 1998-1: 2006 razvršča objekte v štiri kategorije pomembnosti. Kategorije pomembnosti so odvisne od vrste rabe objekta. Tako so na primer objekti strateške pomembnosti razvrščeni v višje kategorije, objekti splošne rabe pa v nižje.

S spremembo namembnosti objekta se spremeni tudi pomembnost objekta, s tem pa nivo potresne obtežbe na objekt. S tem je tudi določeno, da se mora v primeru spremembe namembnosti prostorov v objektu izdelati nova statična presoja celotne konstrukcije objekta.

Preglednica 10: Kategorija pomembnosti za stavbe po SIST EN 1998-1: 2006

Kategorija pomembnosti	Stavbe
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno

Objekt smo razvrstili v **kategorijo II**.

5.6.4 Osnovna vrednost faktorja obnašanja q_0

Preglednica 11: Tipi konstrukcij po SIST EN 1998-1: 2006

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtinami)	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3.0	$4,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2.0	3.0
Sistem obrnjenega nihala	1.5	2.0

Iz modalne analize je razvidno, da je prva nihajna oblika torzijska, kar pomeni, da upoštevamo torzijsko podajen sistem. Pri srednji stopnji duktilnosti (DCM) dobimo vrednost faktorja obnašanja $q_0=2,0$.

5.6.5 Kontrola pravilnosti objekta po višini

Objekt je po višini pravilne oblike.

5.6.6 Določitev faktorja k_w

Za torzijsko fleksibilne sisteme se po standardu SIST EN 1998-1: 2006 faktor k_w izračuna po enačbi:

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1 \quad (5.7)$$

Faktor α_0 predstavlja prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskemu sistemu. V našem primeru večino potresne obtežbe prenesajo armiranobetonska jedra, ki imajo razmerje med višino in dolžino dosti večje od 2, zato faktor k_w znaša 1.

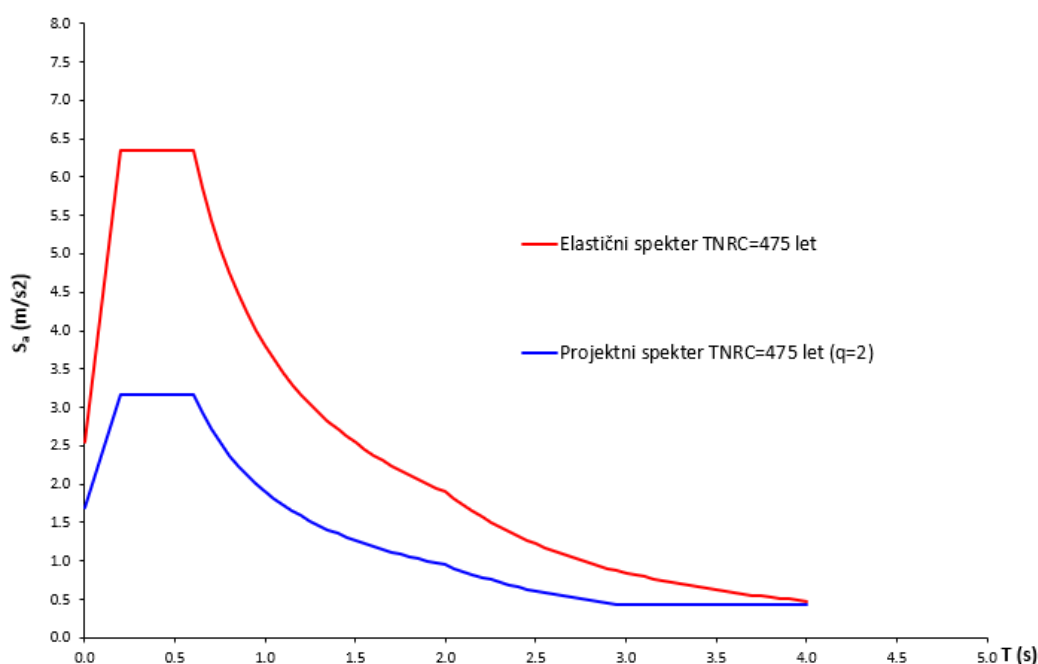
Računska vrednost faktorja obnašanja

$$1.5 \leq q = 1.0 \cdot q_0 \cdot k_w = 1.0 \cdot 2.0 \cdot 1 = 2.0 \leq \rightarrow \text{izberemo } q = 2.00 \quad (5.8)$$

5.6.7 Vodoravni spekter odziva

Za mejno stanje nosilnosti je potrebno preveriti potresne vplive, ki jih povzroči potres s povratno dobo $T_{NRC} = 475$ let. Pri tem mejnem stanju se konstrukcija delno plastificira in s tem trajno poškoduje, ne pride pa do lokalne ali globalne porušitve.

Odziv objekta pri potresu lahko približno opišemo s spektrom odziva. V ta namen uporabimo idealiziran diagram pospeškov konstrukcije v odvisnosti od njihovega nihajnega časa. Potek diagrama je odvisen od maksimalnega pospeška in tipa tal. Na sliki 24 sta prikazana elastični in projektni spekter odziva na območju obravnavanega objekta.



Slika 24: Elastični in projektni spekter za potres s povratno dobo 475 let.

5.6.8 Vertikalni spekter odziva

Vertikalne komponente potresne obtežbe ni potrebno upoštevati, če velja, da je $a_{vg} \leq 0.25 \cdot g$.

6 KOMBINACIJE VPLIVOV

Kombinacije vplivov so določene v SIST EN 1991-1-1.

6.1 Mejna stanja nosilnosti

- Stalna in začasna projektna stanja:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.1)$$

- Nezgodna projektna stanja:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\Psi_{1,1} \text{ ali } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.2)$$

- Potresno projektno stanje:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.3)$$

6.2 Mejna stanja uporabnosti

- Karakteristična kombinacija: »MSU-KAR«

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.4)$$

- Pogosta kombinacija: »MSU-POG«

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.5)$$

- Navidezno stalna kombinacija: »MSU-NAV«

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.6)$$

Preglednica 12: : Kombinacijski faktorji Ψ za obtežbo stavbe po SIST EN 1990: 2004

OBTEŽBA	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Kategorija A: stanovanjske površine	0.7	0.5	0.3
Kategorija B: pisarne	0.7	0.5	0.3
Kategorija C: prostori, kjer se zbirajo množice ljudi	0.7	0.7	0.6
Kategorija D: trgovine	0.7	0.7	0.6
Kategorija E: skladišča	1.0	0.9	0.8
Kategorija F: vozila teže ≤ 30 kN	0.7	0.7	0.6
Kategorija G: vozila teže > 30 kN in < 60 kN	0.7	0.5	0.3
Kategorija H: nepovozne strehe	0.0	0.0	0.0
Sneg za n.v. ($h > 1000$ m)	0.7	0.5	0.2
Sneg za n.v. ($h < 1000$ m)	0.5	0.2	0.0
Veter	0.6	0.2	0.0
Temperatura (razen požar) v stavbah	0.6	0.5	0.0

7 POTRESNA ANALIZA KONSTRUKCIJE

Potresno analizo konstrukcije smo opravili s pomočjo programskega paketa Sofistik. Izvedena je bila linearna analiza, in sicer modalna analiza s spektri odziva v obeh horizontalnih smereh. Spekter odziva smo podali tabelarično s pomočjo besedilnega urejevalnika Tedy v programu Sofistik. Vplivi različnih nihajnih oblik so kombinirani s pomočjo CQC metode.

7.1 Upoštevanje mas pri določanju potresnega vpliva

Izračun mas zajema vse težnostne sile, ki so zajete v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (7.1)$$

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (7.2)$$

Pri tem je φ ... faktor, ki upošteva, kako so etaže medsebojno odvisne pri njihovi zasedenosti.

Preglednica 13: Koeficienti kombinacije za spremenljive vplive pri izračunu mas pri potresnem projektnem stanju

Vrsta spremenljivega vpliva	ψ_2	vrhnja etaža		zasedba nekaterih etaž je povezana		etaže so zasedene neodvisno	
		φ	Ψ_{Ei}	φ	Ψ_{Ei}	φ	Ψ_{Ei}
Kategorija A: bivalni prostori	0.30	1.00	0.30	0.80	0.24	0.50	0.15
Kategorija B: pisarne	0.30	1.00	0.30	0.80	0.24	0.50	0.15
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0.60	1.00	0.60	0.80	0.48	0.50	0.30
Kategorija D: trgovine	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60
Kategorija E: skladišča	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80
Kategorija F: prometne površine (teža vozil do 30 kN)	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60
Kategorija G: prometne površine (teža vozil med 30 kN in 160 kN)	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30
Kategorija H: strehe	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00
Sneg (nadmorska višina nad 1000 m)	0.20	1.00	0.20	1.00	0.20	1.00	0.20
Sneg (nadmorska višina pod 1000 m)	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00

Večina objekta spada v kategorijo E, z izjemo pisarn, ki spadajo v kategorijo B.

7.2 Kombinacija vplivov iz različnih smeri potresne akcije

Učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva se lahko izračuna z naslednjima kombinacijama:

$$E_{Edx} "+" 0.3 E_{Edy} \quad (7.3)$$

oziroma:

$$0.3 E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (7.4)$$

Kjer so:

"+"... kombinirano z,

E_{Edx} ...učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž vodoravne smeri x konstrukcije,

E_{Edy} ...pa učinek potresnega vpliva zaradi delovanja istega potresnega vpliva vzdolž pravokotne vodoravne smeri y konstrukcije.

7.3 Upoštevanje razpokanih prereзов

Razpokane prereze upoštevamo tako, da upoštevamo njihovo polovično togost. Polovično togost upoštevamo s polovičnim elastičnim in strižnim modulom. Razpokane prereze upoštevamo v vseh nosilnih stenah in stebrih.

$$E_{c,r} = \frac{E_{cm}}{2} \quad (7.5)$$

$$G_{c,r} = \frac{G_c}{2} = \frac{E_{c,r}}{2 \cdot (1 + \nu_r)} \quad (7.6)$$

$$\nu_r = 0 \quad (7.7)$$

Kjer so:

E_{cm} ... modul elastičnosti nerazpokanega betona,

$E_{c,r}$... modul elastičnosti razpokanega betona,

G_c ... strižni modul nerazpokanega betona,

$G_{c,r}$... strižni modul razpokanega betona,

ν_r ... pa Poissonov količnik pri razpokanem betonu.

7.4 Izdelava statičnega modela

Statični model konstrukcije smo izdelali s pomočjo dodatka SOFiPLUS-(X), ki je del programskega paketa Sofistik. Dodatek omogoča izdelavo celotnega statičnega modela v programu Autocad. Model smo nato izvozili v program SSD (Sofistik Structural Desktop), kjer smo izvedli globalno analizo konstrukcije. Program Sofistik omogoča avtomatsko generiranje mreže končnih elementov, katere gostoto določi uporabnik.

Statični model mora čim bolj opisati obnašanje realne konstrukcije. V vsakem primeru pa morajo biti rezultati na varni strani.

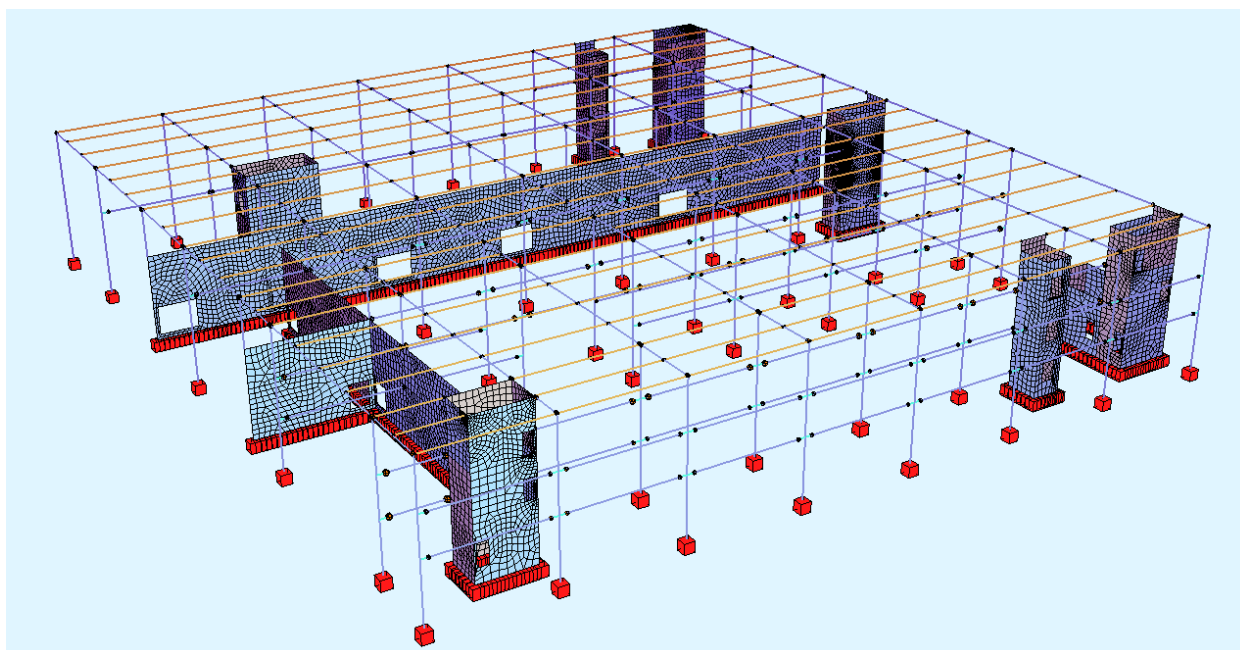
Pri izdelavi statičnega modela je ključnega pomena, da zelo dobro razumemo, kako poteka prenos obtežbe na nosilno konstrukcijo. V etažah prenos obtežbe poteka preko industrijskega tlaka in tlačne plošče na montažno konstrukcijo, preko slednje na medetažne nosilce in nato preko kratkih konzol v stebre in stene ter preko njih v temelje. Na strehi prenos obtežbe poteka preko trapezne pločevine na sekundarne nosilce in nato preko primarnih nosilcev v stebre in stene.

Najbolj realen model dobimo, če vso obtežbo etaž in strehe s pomočjo vplivnih površin pretvorimo v linijsko obtežbo na nosilce, ki jih na nivojih etaž priključujemo členkasto na kratke konzole stebrov in sten, na nivoju strehe pa jih priključimo členkasto direktno na stebre.

Pojavi se tudi vprašanje, ali tlačna plošča zagotavlja zadostno togost, da lahko strop upoštevamo kot togo diafragmo na nivoju etaže. V standardu je določeno, da lahko kot togo v svoji ravnini upoštevamo ploščo debeline najmanj 70 mm, ki je v obeh straneh z vsaj najmanjšo armaturo določeno v EN 1992-1-1:2004. V našem primeru je tlačna plošča debeline 100 mm, tako da je zahtevi zadoščeno. Kot je že navedeno v opisu nosilne konstrukcije, je tlačna plošča na mestih, kjer je možno, povezana z montažno konstrukcijo. Strižna povezava je možna pri montažnih nosilcih in "II" ploščah, iz katerih so puščene armaturne zanke. Pri PVP ploščah pa se povezavo izvaja z lokalnimi izvotlitvami PVP plošč, v katere se namesti armaturo in se jih naknadno zalije. S temi povezavami še dodatno izboljšamo togost plošče v svoji ravnini.

7.5 Podrobnejši opis modela

Stebre smo modelirali s pomočjo linijskih končnih elementov, stene pa s pomočjo ploskovnih končnih elementov. V stene smo vnesli tudi vse odprtine za okna in vrata. Na dnu stebrov in sten smo upoštevali togo vpetje. Medetažne nosilce smo členkasto priključili na kratke konzole na stebrih in stenah (podrobneje opisano v poglavju 8), strešne montažne nosilce pa smo zaradi njihovega načina naleganja priključili členkasto direktno na steber ali steno. Vso obtežbo, vključno z lastno težo montažne konstrukcije (razen lastne teže montažnih nosilcev, ki so vključeni v modelu), tlačne plošče ter industrijskega tlaka smo s pomočjo vplivnih površin podali kot linijsko obtežbo na nosilce in kot linijsko obtežbo na stene, v primerih, kjer stropna konstrukcija leži na kratki stenski konzoli. Na nivoju etaž in strehe smo upoštevali togo diafragmo. To smo dosegli tako, da smo na območju tlačne plošče modelirali ploskovni končni element, ki se obnaša kot membrana s teoretično neskončno (zelo veliko) osno togostjo.



Slika 25: Statični model konstrukcije za globalno analizo

7.6 Nihajni časi konstrukcije

Vplivi različnih nihajnih oblik so kombinirani s pomočjo kompletne kvadratne kombinacije, imenovane tudi CQC metoda. Uporabljenih mora biti toliko nihajnih oblik, da vsota efektivnih modalnih mas znaša več kot 90% celotne mase konstrukcije.

Preglednica 14: Nihajne oblike konstrukcije in odstotek pripadajoče aktivirane mase v smereh x in y

Nihajna oblika	Frekvenca [Hz]	Nihajni čas [s]	smer X[%]	smer Y[%]
1	3.36	0.30	14.2	35.3
2	4.79	0.21	22.1	24.1
3	4.89	0.20	0.9	0.5
4	4.92	0.20	0.0	0.0
5	4.92	0.20	0.0	0.0
6	4.92	0.20	0.0	0.0
7	4.92	0.20	0.0	0.0
8	5.62	0.18	3.1	0.2
9	5.65	0.18	0.1	0.1
10	5.67	0.18	0.0	0.0
11	5.70	0.18	0.0	0.0
12	5.73	0.17	0.0	0.0
13	5.94	0.17	10.6	0.1
14	8.71	0.11	0.1	31.3
15	9.60	0.10	29.3	0.1
16	10.25	0.10	1.0	0.1
17	11.21	0.09	0.2	0.0
18	11.25	0.09	0.0	0.0
19	11.44	0.09	0.2	0.0
20	11.87	0.08	0.2	0.0
21	12.10	0.08	0.0	0.0
22	12.68	0.08	0.1	0.0
23	12.85	0.08	2.4	0.1
24	12.96	0.08	0.0	0.0
25	12.97	0.08	0.0	0.0
26	13.44	0.07	2.5	0.1
27	13.47	0.07	0.0	0.0
28	13.65	0.07	6.2	0.3
29	14.30	0.07	0.0	0.0
30	14.40	0.07	0.0	0.0
31	14.92	0.07	0.0	0.0
32	15.07	0.07	0.0	0.0
33	15.22	0.07	0.0	0.0
34	15.27	0.07	0.0	0.0
35	15.64	0.06	0.0	0.0
36	15.67	0.06	0.0	0.0
37	15.70	0.06	0.0	0.0
38	16.27	0.06	0.0	0.0
39	17.48	0.06	0.0	0.0
40	17.74	0.06	0.6	2.5
		Skupaj:	93.5	94.6

Kot je razvidno iz preglednice 14, aktivirana masa v obeh horizontalnih smereh presega 90%, s čimer je zadoščeno pogoju iz standarda. Kot je razvidno iz preglednice, sta prva in druga nihajna oblika torzijski, trinajsta, štirinajsta in petnajsta pa so translatorne. Naštete nihajne oblike so tudi prevladujoče, saj se pri njih aktivira 76 odstotkov mase v smeri x in 91 odstotkov mase v smeri y.

7.7 Upoštevanje vpliva naključne torzije

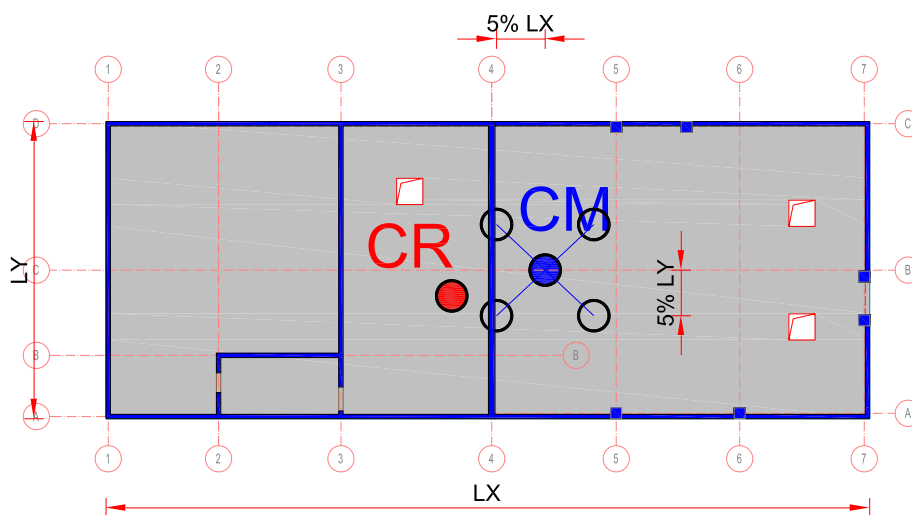
Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti, ki je zajeta v modalni analizi, je potrebno zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži »i« iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost

$$e_{ai} = \pm 0,05 * L_i \quad (7.8)$$

Pri tem sta:

e_{ai} ... naključna ekscentričnost mase v etaži »i« glede na nazivni položaj in

L_i ... tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.



Slika 26: Shematski prikaz oznak za izračun slučajne ekscentričnosti etažne mase

V programu Sofistik to lahko naredimo s pomočjo urejevalnika Teddy. Uporabimo program Sofiloadd, kjer nam ukaz ACCE omogoča premik masnega središča v posamezni etaži za slučajno ekscentričnost.

7.8 Upoštevanje vpliva teorije drugega reda (P-Δ efekt)

Kontrolo smo izvedli na razpokani konstrukciji, ki daje bolj neugodne rezultate. Pri pomikih smo upoštevali elastični spekter, pri silah pa projektnega. Ker bo tu razmerje med pomikom in strižno silo največje, bo rezultat kontrole največji količnik občutljivosti. Večja kot je redukcija potresnih sil, bolj prihaja do izraza občutljivost konstrukcije na TDR.

Po SIST EN 1998-1: 2006, točka 4.4.2.2 (2) velja sledeče:

Vpliva teorije drugega reda (P-Δ efekt) ni potrebno upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj:

$$\theta_i = \frac{P_{tot,i} \cdot d_{r,i}}{V_{tot,i} \cdot h_i} \leq 0.10 \quad (7.9)$$

Vrednost koeficienta Θ_i ne sme biti večja od 0.30. Če velja $0.1 \leq \Theta_i \leq 0.2$, se lahko približno upošteva vpliv teorije drugega reda tako, da se ustrezni učinki potresnega vpliva povečajo s faktorjem, ki je enak:

$$k_{P-\Delta} = \frac{1}{1-\Theta_i} \quad (7.10)$$

Pri tem so:

Θ ... koeficient občutljivosti za etažne pomike,

$P_{tot,i}$... celotna sila težnosti v obravnavani i -ti etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektnem stanju,

$V_{tot,i}$... celotna prečna sila v obravnavani i -ti etaži zaradi reducirane potresne sile

$d_{r,i} = q \cdot d_{e,i}$... projektni etažni pomik (razpokana konstrukcija pri elastičnem spektru $q=1.0$), določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in dnu obravnavane etaže,
 h_i ... pa etažna višina.

Izračun parametrov za določitev faktorjev občutljivosti, izveden ločeno za potres v smeri X in potres v smeri Y je prikazan v spodnji preglednici. Iz rezultatov je razvidno, da učinkov teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.

Preglednica 15: Kontrola potrebe po upoštevanju teorije drugega reda

Etaža	h_i [m]	P_{tot} [MN]	$V_{X,EX}$ [MN]	$V_{Y,EY}$ [MN]	$d_{r,X,EX}$ [mm]	$d_{r,Y,EY}$ [mm]	Θ_X	Θ_Y
1.etaža	5.00	205.0	29.70	20.30	6.9	9.7	0.010	0.020
2.etaža	4.00	140.3	11.00	6.40	8.3	11.0	0.026	0.060
Vpliva teorije drugega reda (P-Δ efekt) ni potrebno upoštevati!						$\Theta_{max} =$	0.026	0.060
						$k_{P-\Delta} =$	1.00	1.00

7.9 Omejitev vodoravnih premikov etaž pri potresnem projektnem stanju

Etažne pomike konstrukcije je potrebno omejiti, da se izognemo poškodbam nekonstrukcijskih elementov.

Omejitve poškodb se preverja pri potresu z večjo verjetnostjo od projektnega, to je potres s povratno dobo 95 let. To približno upoštevamo tako, da elastične pomike pomnožimo s faktorjem v , ki za kategorijo pomembnosti II znaša 0,5.

Preglednica 16: Omejitve etažnih pomikov po SIST EN 1998-1

Vrsta stavbe	Največji dovoljeni etažni pomik $d_r \cdot v$
Stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov	$0,005 \cdot h_i$
Stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi	$0,0075 \cdot h_i$
Stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo	$0,010 \cdot h_i$

Kjer so:

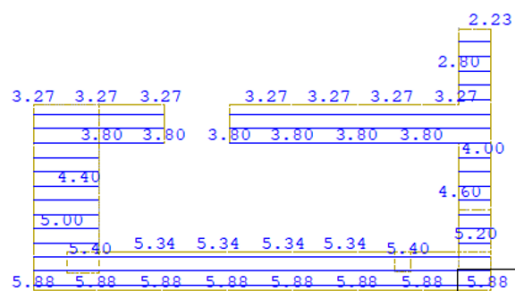
d_r ... projektni etažni pomik, izračunan kot razlika med povprečnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu etaže,

d_s ... pomik konstrukcije pri elastičnem spektru ob upoštevanju razpokanih prereзов,

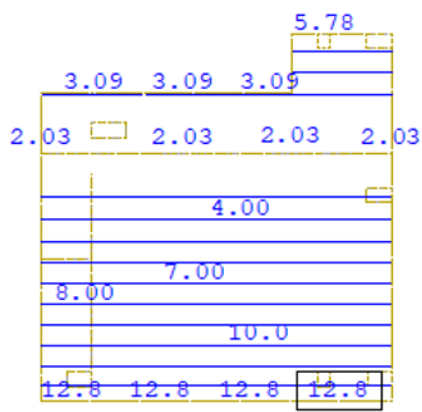
v ... redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb,

h_i ... etažna višina.

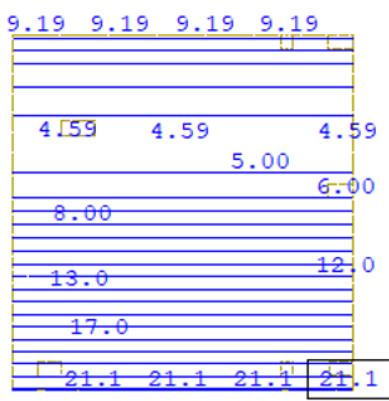
Preglednica 17: Pomiki konstrukcije v smereh x in y ob upoštevanju elastičnega spektra



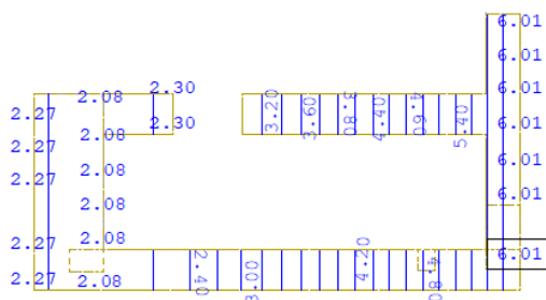
Pomik prve etaže v smeri x, max = 5.88 mm



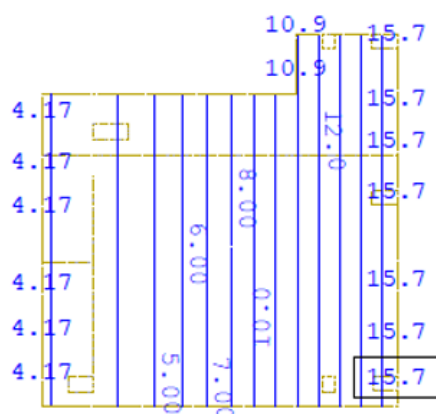
Pomik druge etaže v smeri x, max = 12.8 mm



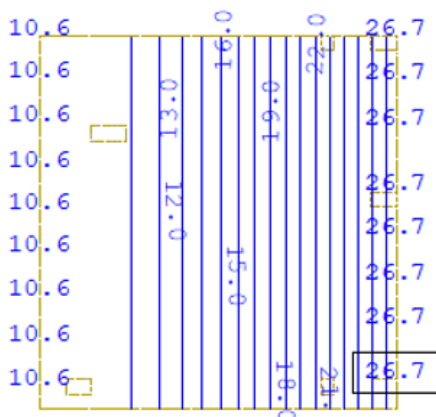
Pomik strehe v smeri x, max = 21.1 mm



Pomik prve etaže v smeri y, max = 6.01 mm



Pomik druge etaže v smeri y, max = 15.7 mm



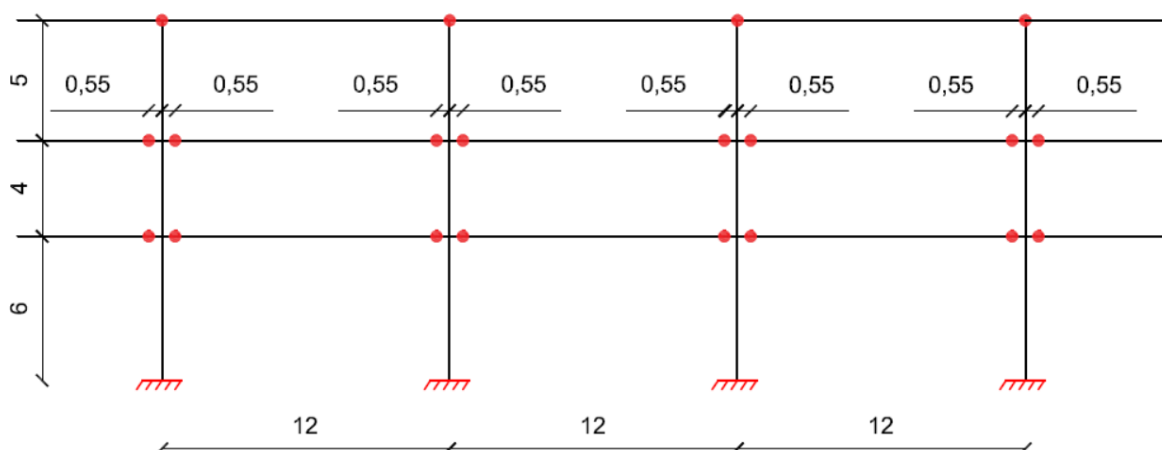
Pomik strehe v smeri y, max =26.7 mm

Preglednica 18:Kontrola pomikov

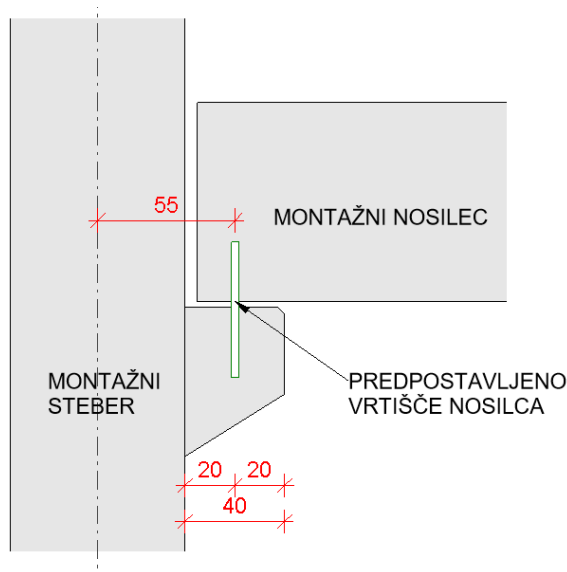
Etaža	hi[m]	dr,ex [mm]	dr,ey [mm]	dr,max[mm]	Dovoljeno [mm]
1. etaža	5	6.9	9.7	9.7	75
2. etaža	4	8.3	11	11	60

8 Dimenzioniranje stebrov

Pri dimenzioniranju stebrov smo uporabili rezultate globalne analize, kjer smo pripravili obtežne kombinacije opisane v poglavju 6 z izjemo kombinacije za nezgodna projektna stanja. Kot je bilo že na kratko opisano v poglavju 7.5 smo stebre priključili členkasto na kratke konzole na stebrih. To smo naredili tako, da smo na steber tega priključili linijski element, kot je prikazano na sliki 27. Dolžino linijskega elementa določa oddaljenost vrtišča nosilca od središčne osi stebra. Dolžina kratkih konzol znaša 40 cm, na razdalji 20 cm od roba konzole se nahaja sidro, zato to točko predpostavimo za mesto vrtišča nosilca. Vrtišče nosilca je tako 55 cm oddaljeno od središčne osi stebra, kot je prikazano na sliki 28.



Slika 27: Statični model stebrov s kratkimi konzolami



Slika 28: Predpostavljeno vrtišče nosilca

8.1 Dimenzioniranje najbolj obremenjenega stebra

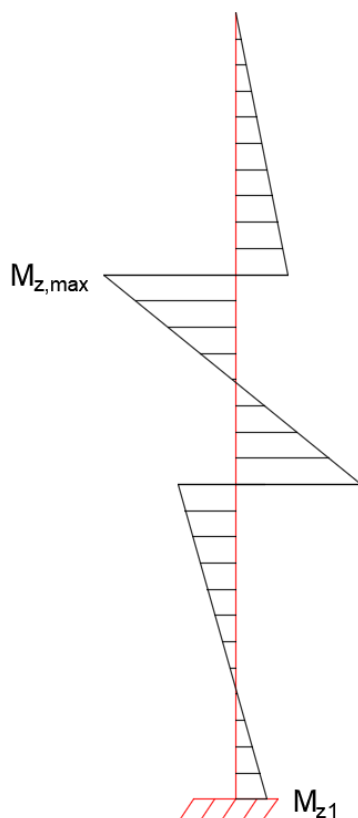
Za najbolj obremenjen steber se izkaže robni steber v presečišču osi 1 in F. Merodajna je kombinacija mejnega stanja nosilnosti kot pri veliki večini stebrov, saj se skoraj vsa potresna obtežba prenese na armiranobetonska jedra zaradi njihove zelo velike togosti.

8.1.1 Geometrija in izbran material

Prečni prerez stebra je kvadraten, dimenzij $b/h = 70/70$ cm. Dolžina stebra znaša 16 m. Izbran material stebra je beton trdnostnega razreda C40/50.

8.1.2 Obremenitve

Glavna obremenitev, ki se pojavi v stebru je upogibni moment okoli osi z, ki nastane zaradi delovanja stalne in koristne obtežbe. Posledično se kot merodajno izkaže kombinacija mejnega stanja nosilnosti (MSN). Na sliki 29 je shematski prikaz poteka upogibnega momenta M_z vzdolž stebra. V preglednicah 19 in 20 so podane obremenitve pri merodajnih kombinacijah MSN E (potresna obtežna kombinacija) in MSN STR (kombinacija mejnega stanja nosilnosti) na dnu stebra (M_{z1} na sliki 29) in na mestu največjega upogibnega momenta M_z ($M_{z,max}$ na sliki 29).



Slika 29: Shematski prikaz poteka upogibnih momentov M_z vzdolž stebra

Preglednica 19: Projektne bremenitve na dnu stebra

Kombinacija	N_{ED} [kN]	$M_{y,ED}$ [kNm]	$M_{z1,ED}$ [kNm]
MSN E	3672	31	121
MSN STR	5526	0	201

Preglednica 20: Projektne bremenitve na mestu največjega upogibnega momenta $M_{z,max}$

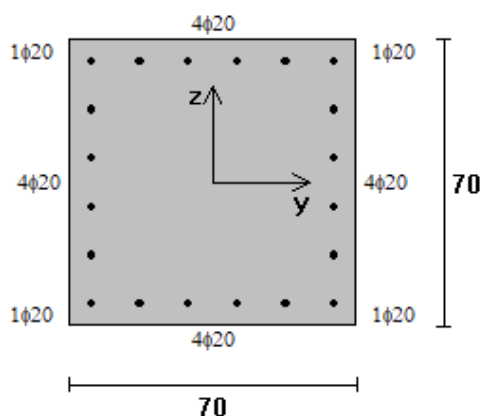
Kombinacija	N_{ED} [kN]	$M_{y,ED}$ [kNm]	$M_{z,max,ED}$ [kNm]
MSN E	223	18	485
MSN STR	532	0	841

8.1.3 Določitev potrebne vzdolžne armature v prerezu

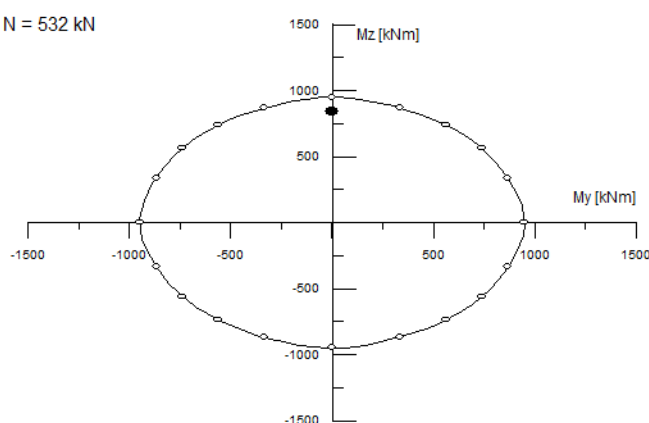
Ker za določitev vplivov teorije drugega reda s poenostavljeno metodo potrebujemo ploščino vzdolžne armature v prerezu smo jo določili s pomočjo programa Dias-P na podlagi največjih obremenitev v stebri na mestu največjega upogibnega momenta M_z . Razlog zakaj nismo uporabili obremenitev na dnu stebra je v tem, da bomo v stebri vgradili palice, ki bodo potekale od dna stebra do višine 12 metrov s katerimi bomo zagotovili zadostno nosilnost prereza na mestu največjega upogibnega momenta M_z .

Če bi želeli optimizirati količino armature, bi lahko zaradi manjših obremenitev na dnu stebra uporabili palice manjšega premera in na mestu največjega upogibnega momenta vgradili dodatne palice.

Na sliki 30 je prikazana razporeditev vzdolžne armature v prečnem prerezu, na sliki 31 pa interakcijski diagram, iz katerega je razvidno, da prerez prenese projektne obremenitve. Pri določanju odpornosti prereza smo upoštevali krojni sloj betona 3 cm ter odmik zunanega roba vzdolžne armature od roba prereza 4,5 cm. Skupna ploščina vzdolžne armature v prečnem prerezu je $62,8 \text{ cm}^2$, kar znaša 1,28 odstotka ploščine prečnega prereza.



Slika 30: Razporeditev vzdolžne armature v prerezu



Slika 31: Interakcijski diagram, vir: Dias-P

8.1.4 Učinki teorije drugega reda

Učinek teorije drugega reda upoštevamo s poenostavljeno metodo, ki temelji na nazivni ukrivljenosti, skladno s členom 5.8.8 standarda SIST EN 1992-1. Po tej metodi dobimo dodatni upogibni moment zaradi učinkov teorije drugega reda, ki ga prištejemo upogibnemu momentu, dobljenemu iz globalne analize.

Učinke teorije drugega reda se lahko zanemari, če je vitkost stebra λ manjša od vrednosti λ_{lim} , ki je definirana kot:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \quad (8.1)$$

Kot poenostavitev se lahko uporabi vrednosti $A = 0.7$, $B = 1.1$, $C = 0.7$.

n ... normirana osna sila, ki se izračuna po enačbi :

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (8.2)$$

Kjer sta:

A_c ... površina prečnega prereza,

f_{cd} ... pa projektna tlačna trdnost izbranega betona.

Vitkost stebrov λ je določena z izrazom:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (8.3)$$

Kjer sta:

l_0 ... uklonska dolžina in

i ... vztrajnostni polmer nerazpokanega betonskega prereza.

Vztrajnostni polmer prereza izračunamo po enačbi:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (8.4)$$

Kjer sta:

I ... vztrajnostni moment prereza okoli težiščne osi in

A ... ploščina prečnega prereza

V preglednici 21 je prikazan izračun vitkosti in mejne vitkosti elementov na območju obravnavanih prereзов. Iz rezultatov je razvidno, da je upogibne momente zaradi učinkov teorije drugega reda treba povečati samo v prerezu na dnu stebra

Preglednica 21: Vitkost in maksimalna vitkost elementa na območjih obravnavanih prereзов

Količina	Enota	Prerez na mestu maksimalnega momenta	Prerez na dnu stebra
N_{Ed}	kN	532	5526
l_0	m	4	6
A_c	cm ²	4900	4900
f_{cd}	kN/cm ²	2.67	2.67
I	cm ⁴	2000833	2000833
i	cm	20.21	20.21
n	/	0.04	0.42
λ	/	19.79	29.69
λ_{lim}	/	53.43	16.58

Ker je na območju prereza na dnu stebra vitkost elementa večja od mejne vitkosti λ_{lim} , moramo projektni upogibni moment povečati zaradi učinkov teorije drugega reda, in sicer

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (8.5)$$

Kjer sta:

M_{Ed} ... upogibni moment po teoriji prvega reda in

M_2 ... nazivni upogibni moment po teoriji drugega reda.

Nazivni upogibni moment po teoriji drugega reda M_2 se izračuna kot:

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (8.6)$$

Kjer sta:

N_{Ed} ... projektna vrednost osne sile in

e_2 ... upogibek.

Upogibek e_2 je definiran kot:

$$e_2 = (1/r) \frac{l_0^2}{c} \quad (8.7)$$

Kjer so:

$1/r$... ukrivljenost,

l_0 ... uklonska dolžina in

c ... faktor, ki je odvisen od poteka ukrivljenosti (za konstantne prereze $c = 10$).

Ukrivljenost se pri elementih s konstantnimi prečnimi prerezi izračuna kot:

$$(1/r) = K_r \cdot K_\phi \cdot (\varepsilon_{yd}/0.45d) \quad (8.8)$$

Kjer so:

K_r ... korekcijski faktor, ki je odvisen od osne sile,

K_ϕ ... faktor, s katerim se upošteva lezenje in

d ... statična višina.

Korekcijski faktor K_r je določen kot:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \quad (8.9)$$

Kjer so:

n ... normirana osna sila,

$$n_u = 1 + \omega, \quad \omega = (A_s f_{yd}) / (A_c f_{cd}),$$

A_s ... celoten prerez armature,

A_c ... ploščina betonskega prereza in

η_{bal} ... vrednost normirane osne sile na mestu največje upogibne odpornosti (lahko se upošteva vrednost 0,4).

Izračun korekcijskega faktorja K_r :

$$\omega = (A_s f_{yd}) / (A_c f_{cd}) = (62,8 \text{ cm}^2 * 43,48 \text{ kN/cm}^2) / (4900 \text{ cm}^2 * 2,67 \text{ kN/cm}^2) = 0,21$$

$$n_u = 1 + 0,21 = 1,21$$

$$K_r = \frac{1,21 - 0,42}{1,21 - 0,4} = 0,975$$

Učinek lezenja K_φ je določen kot:

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (8.10)$$

Kjer sta:

φ_{ef} ... učinkoviti koeficient lezenja in

$$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150.$$

Učinkoviti koeficient lezenja lahko izračunamo po enačbi:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} * M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (8.11)$$

Kjer so:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$... končna vrednost koeficienta lezenja,

M_{0Eqp} ... upogibni moment po teoriji prvega reda zaradi navidezno stalne kombinacije obtežbe v mejnem stanju uporabnosti (MSU) in

M_{0Ed} ... upogibni moment po teoriji prvega reda zaradi kombinacije projektne obtežbe v mejnem stanju nosilnosti (MSN).

Učinkoviti koeficient lezenja moramo izračunati za obe glavni smeri, saj imamo različna upogibna momenta okoli osi y in z. Okoli osi y je upogibni moment v obeh kombinacijah 0, oziroma zanemarljiv, zato za razmerje upogibnih momentov upoštevamo vrednost 1.

Učinkoviti koeficient lezenja za upogib okoli osi y:

$$\varphi_{ef,y} = 2,1 * 1 = 2,1$$

Učinkoviti koeficient lezenja za upogib okoli os z:

$$\varphi_{ef,z} = 2,1 * \frac{143 \text{ kNm}}{201 \text{ kNm}} = 1,5$$

Učinek lezenja K_{φ} za upogib okoli osi y:

$$K_{\varphi y} = 1 + 0,34 * 2,1 = 1,7$$

Učinek lezenja K_{φ} za upogib okoli osi z:

$$K_{\varphi z} = 1 + 0,34 * 1,5 = 1,51$$

Ukrivljenost za upogib okoli osi y:

$$(1/r)_y = 0,975 * 1,7 * \left(\frac{2,17 * 10^{-3}}{0,45 * 66} \right) = 1,21 * 10^{-4}$$

Ukrivljenost za upogib okoli osi z:

$$(1/r)_z = 0,976 * 1,5 * \left(\frac{2,17 * 10^{-3}}{0,45 * 66} \right) = 1,07 * 10^{-4}$$

Upogibek okoli osi y:

$$e_{2y} = 1,21 * 10^{-4} * \frac{600^2}{10} = 4,36 \text{ cm}$$

Upogibek okoli osi z:

$$e_{2z} = 1,07 * 10^{-4} * \frac{600^2}{10} = 3,85 \text{ cm}$$

Nazivni upogibni moment po teoriji drugega reda okoli osi y:

$$M_{2y} = 5526 \text{ kN} * \frac{4,36 \text{ cm}}{100} = 241 \text{ kNm}$$

Nazivni upogibni moment po teoriji drugega reda okoli osi z:

$$M_{2z} = 5526 \text{ kN} * \frac{3,85 \text{ cm}}{100} = 213 \text{ kNm}$$

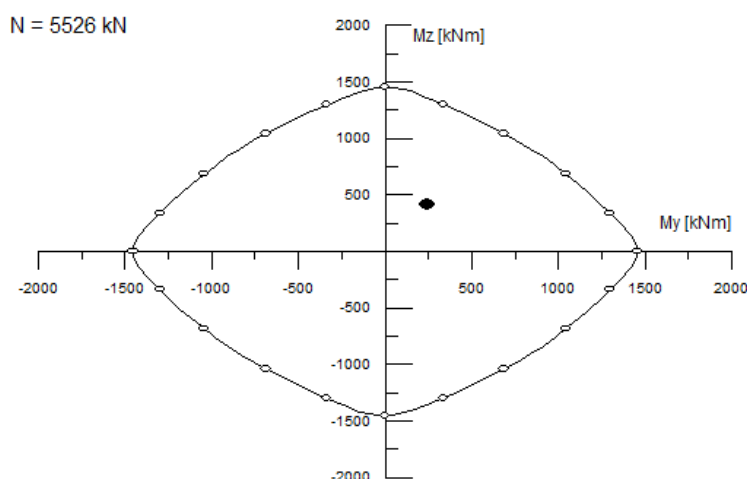
V preglednici 22 so prikazane projektne obremenitve obtežne kombinacije MSN STR povečane zaradi učinkov teorije drugega reda v prerezu na dnu stebra.

Preglednica 22: Projektne obremenitve z upoštevanjem učinkov teorije drugega reda

Kombinacija	N _{ED} [kN]	M _{y,ED} + M _{2y} [kNm]	M _{z,ED} + M _{2z} [kNm]
MSN STR	5526	241	414

8.1.5 Kontrola upogibne nosilnosti prereza

Potrebno armaturo v prerezu na mestu največjega upogibnega momenta smo že določili na strani 36. Preverili smo ali določena armatura zadošča za prevzem obremenitev tudi v prerezu na dnu stebra, prikazanih v preglednici 22. Na sliki 32 je prikazan interakcijski diagram, pripravljen s programom DIAS-P, iz katerega je razvidno da prerez prikazan na sliki 30 prenese projektne obremenitve.



Slika 32: Interakcijski diagram, vir: Dias-P

Vzdolžna armatura stebrov je navzgor in navzdol omejena na:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 N_{Ed} / f_{yd} \\ 0,003 A_c \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \cdot \frac{5531}{43,48} = 19,1 \text{ cm}^2 \\ 0,003 \cdot 4900 = 14,7 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \quad (8.12)$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 196 \text{ cm}^2 \quad (8.13)$$

$$A_{s,min} \leq A_{s,dej} = 69,9 \text{ cm}^2 \leq A_{s,max} \quad (8.14)$$

Razdalja med prečnimi palicami je s standardom SIST EN 1992-1-1 omejena z:

$$s_{cl,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 d_{bL} \\ \min(b, h) \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot 28 = 336 \text{ mm} \\ 700 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right\} = 300 \text{ mm} \quad (8.15)$$

Vrednost normirane osne sile v_d v primarnih potresnih stebrih pri potresni kombinaciji glede na SIST EN 1998-1, člen 5.4.3.2.1(3)P, ne sme preseči 0,65:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{3672 \text{ kN}}{4900 \text{ cm}^2 \cdot 2,67 \text{ kN/cm}^2} = 0,28 \leq 0,65 \quad (8.16)$$

8.1.6 Zagotavljanje lokalne duktilnosti

V kritičnih območjih stebrov moramo, skladno s členom 5.4.3.2.2 standarda SIST EN 1998-1, zadostiti zahtevam lokalne duktilnosti. To preverjamo z neenačbo:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\varphi} \nu_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (8.17)$$

Pri čemer so:

α ... faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra,

ω_{wd} ... mehanski volumski delež zaprtih stremen,

μ_{φ} ... zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost,

ν_d ... normirana projektna osna sila,

$\varepsilon_{sy,d}$... projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo,

b_c ... širina celega betonskega prereza in

b_0 ... širina objetega jedra (merjena do srednje črte stremen).

Zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_{φ} za armaturo tipa B je določena kot:

$$\mu_{\varphi} = 1,5 \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) \quad (8.18)$$

Mehanski volumski delež ω_{wd} mora v kritičnem območju znašati vsaj 0,08 in ga izračunamo kot:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0,08 \quad (8.19)$$

Faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra je definiran kot $\alpha = \alpha_s \alpha_n$:

- Za pravokotne prereze velja:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s}{2h_0} \right) \quad (8.20)$$

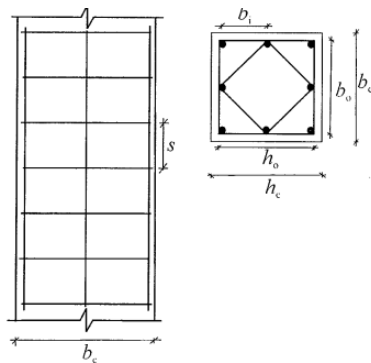
$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_0 h_0 \quad (8.21)$$

Pri čemer sta:

n ...število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena ali prečne vezi in

b_i ...razdalja med sosednjima podprtima palicama.

Spremenljivke v računu faktorja učinkovitosti so prikazane na sliki 33.



Slika 33: Spremenljivke pri izračunu faktorja učinkovitosti betonskega objetja, vir: SIST EN 1992-1-1:2005

8.1.6.1 Izračun

$$N_{Ed} = 3672 \text{ kN}$$

$$q_0 = 2$$

$$T_1 = 0,3 \text{ s}$$

Krovni sloj: $c = 3 \text{ cm}$

$$f_{cd} = 2,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{sy,d} = 0,0022$$

Izbrana armatura:

Vzdolžna armatura

število palic: $n = 20$

razmak med palicami: $b_i = 16 \text{ cm}$

Strižna armatura:

razmak med palicami: $s = 10 \text{ cm}$

ploščina stremena: $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

dolžine stremen:

$$l_1 = 248 \text{ cm}$$

$$l_2 = 184 \text{ cm}$$

$$l_3 = 184 \text{ cm}$$

Normirana osna sila:

$$\nu_d = \frac{3672 \text{ kN}}{70 \text{ cm} * 70 \text{ cm} * 2,67 \text{ kN/cm}^2} = 0,28$$

Faktor učinkovitosti objekta betonskega jedra:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{10 \text{ cm}}{2 * 64 \text{ cm}}\right) * \left(1 - \frac{10 \text{ cm}}{2 * 64 \text{ cm}}\right) = 0,85$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{28 * 16^2}{6 * 64 * 64} = 0,71$$

$$\alpha = \alpha_s * \alpha_n = 0,602$$

Prostornina stremen za objetje:

$$\omega_{wd} = \frac{(248 \text{ cm} + 184 \text{ cm} + 184 \text{ cm}) * \frac{100 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} * 1,13 \text{ cm}^2}{64 \text{ cm} * 64 \text{ cm} * 100 \text{ cm}} * \frac{43,48 \text{ kN/cm}^2}{2,67 \text{ kN/cm}^2} = 0,277$$

Zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost:

$$\mu_\varphi = 1,5 \left(1 + 2(2 - 1) \frac{0,6}{0,3}\right) = 7,5$$

Kontrola lokalne duktilnosti:

$$\alpha\omega_{wd} = 0,602 * 0,277 = 0,167$$

$$30\mu_{\phi}v_d\varepsilon_{sy,d}\frac{b_c}{b_0} - 0,035 = 30 * 7,5 * 0,28 * 0,0022 * \frac{70}{64} - 0,035 = 0,117$$

Kritična območja stebra l_{cr} so s členom 5.4.3.2.2(4) standarda SIST EN 1998-1, opredeljena kot:

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ l_{cl}/6 \\ 0,45 \text{ m} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 70 \text{ cm} \\ 100 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\} = 100 \text{ cm} \quad (8.22)$$

Kjer sta:

h_c ... večja dimenzija prečnega prereza stebra in

l_{cl} ... svetla višina stebra v metrih.

Razmik med stremeni s v kritičnih območjih je s členom 5.4.3.2.2(11) omejen kot:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} b_0/2 \\ 175 \text{ mm} \\ 8d_{bL} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 610/2 \text{ mm} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \cdot 20 \text{ mm} \end{array} \right\} = 160 \text{ mm} \quad (8.23)$$

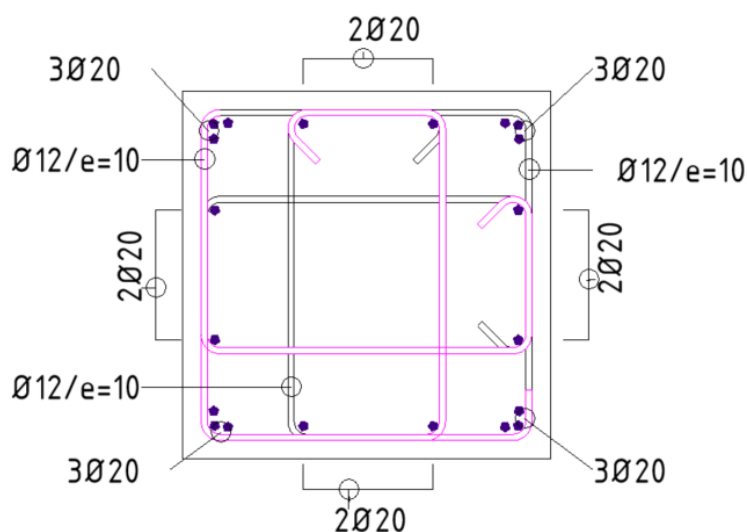
Kjer sta:

d_{bL} ... premer palic vzdolžne armature in

b_0 ... širina objetega betonskega jedra.

Zahtevam lokalne duktilnosti smo zadostili tako, da smo v kritičnem območju namestili strižno armaturo premera 12 mm/10 cm, tako da s tremi stremeni objamemo vse vzdolžne palice.

Razporeditev strižne in vzdolžne armature v kritičnem območju stebra je prikazana na sliki 34.

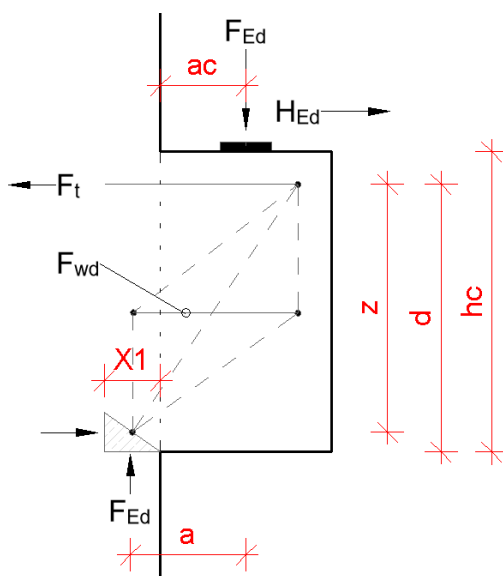


Slika 34: Razporeditev armature v prečnem prerezu v kritičnem območju

8.1.7 Armatura kratke konzole

Kratke konzole ($a < z$ na sliki 35) se lahko dimenzionirajo z uporabo modelov z razporami in vezmi. Pri dimenzioniranju upoštevamo še dodatno horizontalno obremenitev H_{Ed} na vrhu konzole.

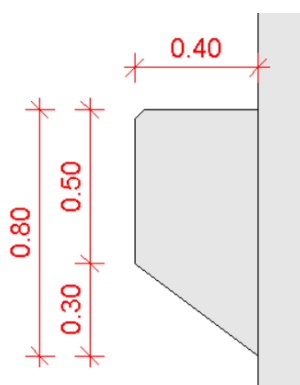
$$H_{Ed} = \pm 0.10 \cdot F_{Ed} \quad (8.24)$$



Slika 35: Modeliranje kratke konzole z razporami in vezmi

8.1.7.1 Geometrija in obtežba kratke konzole

Geometrija izbrane kratke konzole je prikazana na sliki 36.



Slika 36: Geometrija kratke konzole

Projektna obtežba F_{Ed} , ki deluje na kratko konzolo znaša 2500 kN.

8.1.7.2 Natezna armatura v zgornji coni konzole

Natezno armaturo $A_{s,zg}$ v zgornji coni izračunamo po enačbi:

$$A_{s,main} = (F_{t,Ed} + H_{Ed})/f_{yd} \quad (8.25)$$

Izpeljava enačbe za izračun horizontalne sile v vezi $F_{t,Ed}$:

$$x_1 = \left(\frac{F_{Ed} - A_{sl,st}(f_{yd} - \sigma_{1,Rd,max})}{b_c \cdot \sigma_{1,Rd,max}} \right), x_{1,min} = 5cm \quad (8.26)$$

$$\sigma_{1,Rd,max} = k_1 * (1 - f_{ck}/250) * f_{cd} \quad (8.27)$$

$$k_1 = 1 \quad (8.28)$$

$$a = a_c * \frac{x_1}{2} \quad (8.29)$$

$$z = 0,9 * d \quad (8.30)$$

$$F_{t,Ed} = F_{Ed} * \frac{a}{z} \quad (8.31)$$

$$y_1 = 0.2 * d \quad (8.32)$$

$$\sigma_{1Ed} = F_{Ed}/(b_c * 2 * y_1) \leq \sigma_{1Rd,max} \quad (8.33)$$

Izračun:

Preglednica 23: Izračun $A_{s,main}$

F_{Ed}	2210	kN
H_{Ed}	221	kN
b_c	70	cm
a_c	20	cm
d	76	cm
z	68.4	cm
f_{ck}	4	kN/cm ²
f_{cd}	2,67	kN/cm ²
f_{yd}	43,48	kN/cm ²
$A_{sl,st}$	49,28	cm ²
$\sigma_{1,Rd,max}$	2,24	kN/cm ²
x_1	5	cm
a	22.5	cm
$F_{t,Ed}$	727	kN
$A_{s,main}$	21,8	cm²
y_1	15,2	cm
$\sigma_{1,Ed}$	1,04	OK

Ker v našem primeru velja pogoj $a_c \leq 0,5h_c$ je treba poleg glavne natezne armature še dodatno namestiti zaprta vodoravna ali nagnjena stremena s skupnim prerezom $A_{s,Link}$.

$$A_{s,Link} = \max \left\{ \frac{F_{wd}/f_{yd}}{0.25 \cdot A_{s,main}} \right\} \quad (8.34)$$

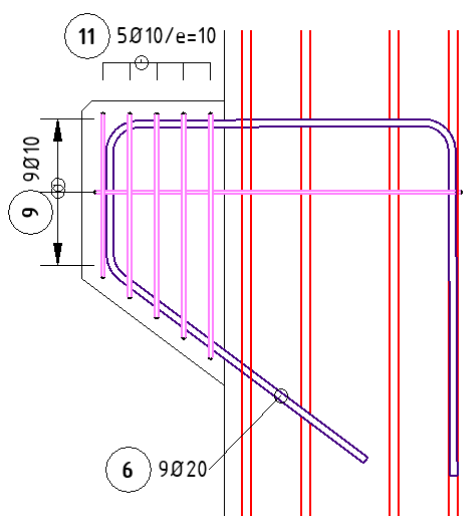
$$F_{wd} = F_{t,Ed} * \left(2 * \frac{z}{a} - 1 \right) / \left(3 + \frac{F_{Ed}}{F_{t,Ed}} \right) \quad (8.35)$$

Izračun:

Preglednica 24: Izračun $A_{s,link}$

F_{wd}	611	kN
$A_{s,link}$	14,1	cm ²

Izbrana armatura kratke konzole je prikazana na sliki 37. V zgornji natezni coni smo uporabili 9 palic premera 20 mm, s skupnim presekom 28,3 cm², kar je več od zahtevane armature $A_{s,main}$. Zahtevam po vodoravni armaturi $A_{s,link}$ smo zadostili z 9 zaprtimi stremene premera 10 mm, s skupnim presekom 14,14 cm².

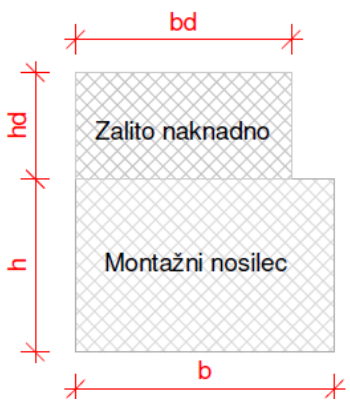
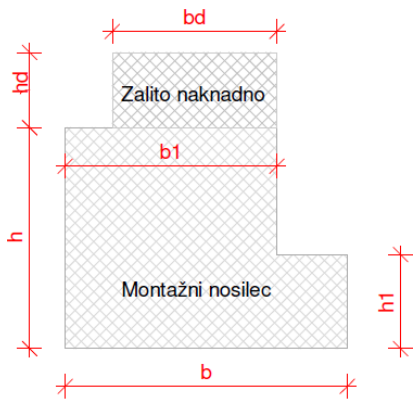
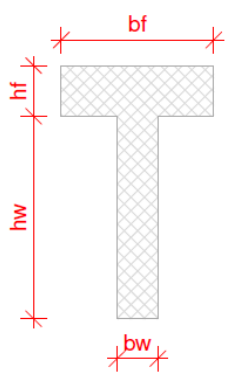
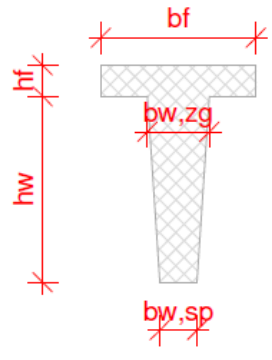


Slika 37: Armatura kratke konzole

9 PREDNAPETI ARMIRANO BETONSKI NOSILCI

Kot je že opisano v poglavju 3 primarno nosilno konstrukcijo stropov in strehe predstavljajo montažni prednapeti armiranobetonski nosilci različnih oblik. V preglednici 25 so prikazani prečni prerezi stropnih in strešnih nosilcev. Nosilci so sestavljeni iz montažnega dela in dela, ki se ga po montaži naknadno zabetonira (monolitizira). Prečni prerez stropnih nosilcev je bodisi pravokotne (Tip A) ali L oblike (Tip B), strešni nosilci pa imajo prečni prerez T oblike.

Preglednica 25: Prečni prerezi montažnih nosilcev

STROPNI NOSILCI	
TIP A	TIP B
	
STREŠNI NOSILCI	
PRIMARNI NOSILEC	SEKUNDARNI NOSILEC
	

9.1 Računski model

Analiza montažnih nosilcev je bila izvedena s pomočjo programskega paketa Sofistik. Nosilci so obravnavani kot izolirani elementi s členkastimi vrtljivimi podporami. Analiza je izdelana po teoriji 1. reda, z upoštevanjem vplivov lezenja in krčenja betona ter postopne gradnje (Construction stage).

9.2 Upoštevanje reoloških pojavov

Reološki pojavi (lezenje in krčenje betona) se v programskem paketu Sofistik upoštevajo s pomočjo modula Construction Stage Manager, v katerem definiramo obtežbo, število korakov, temperaturo, relativno vlažnost ter trajanje posamezne faze lezenja in krčenja.

9.3 Upoštevanje učinkov prednapetja

Učinki prednapetja so upoštevani v skladu s poglavjem 5.10 standarda SIST EN 1992-1-1. V mejnih stanjih nosilnosti je upoštevana projektna sila prednapetja $P_{d,t}$:

$$P_{d,t} = \gamma_p P_{m,t}(x), \quad (9.1)$$

kjer je varnostni faktor $\gamma_p=1.0$ in $P_{m,t}(x)$ srednja vrednost sile prednapetja v kablu po izvršenih izgubah (do trenutka t) na razdalji x od začetka kabla. V mejnih stanjih uporabnosti sta upoštevani zgornja in spodnja vrednost sile prednapetja:

$$P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t}(x) \quad (9.2)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}(x) \quad (9.3)$$

V primeru predhodno napetih kablov upoštevamo vrednosti $r_{sup}=1,05$ ter $r_{inf}=0,95$.

9.4 Upoštevanje postopne gradnje

Analiza nosilcev upošteva časovno spreminjanje prereza in velikosti obtežbe na nosilcu. Za to skrbi modul imenovan Construction stage, ki je vgrajen v programski paket Sofistik. Postopek analize se razlikuje za tri različne tipe nosilcev, in sicer:

- nosilci v etažah, kjer se po napenjanju nosilca in postavitvi na objekt izvede nalaganje stropnih "II" ali PVP plošč na nosilce ter kasneje zalivanje nosilca z monolitnim delom in tlačno ploščo. Nato nosilec obremenimo še z obtežbo tlakov in koristno obtežbo (preglednica 26);
- "II" plošče, kjer se po napenjanju plošče in postavitvi na objekt izvede naknadno zalivanje s tlačno ploščo. Nato plošče obremenimo še z obtežbo tlakov in koristno obtežbo (preglednica 27);
- nosilci na strehi, kjer se ne izvaja naknadno zalivanje. Strešne nosilce obremenimo z lastno težo sestave strehe ter obtežbo snega (preglednica 28).

Pri analizi so upoštevani tudi časovno spremenljivi prerezi z oznako 1 in 2 (preglednice 26, 27 in 28).

- Prerez 1 upošteva montažni del nosilca.
- Prerez 2 upošteva povečanje nosilca zaradi izvedene monolitizacije na objektu.

Preglednica 26: Koraki obremenjevanja medetažnih nosilcev

LC	Obtežba	trajanje obtežbe t [dni]	starost betona t [dni]	Oblika prereza
1	Napenjanje nosilca		2	1
10	Lastna teža nosilca		2	1
15-19	Lezenje in krčenje 1.faza	20	2 do 22	1
20	Postavitev stropnih plošč na objektu		22	1
25-29	Lezenje in krčenje 2.faza	10	22 do 32	1
30	KORISTNA delovna obtežba $q=2.0 \text{ kN/m}^2$		32	1
31	STALNA obtežba: sveži beton tlačne plošče		32	1
35-39	Lezenje in krčenje 3.faza	20	32 do 52	1
40	STALNA obtežba: Tlaki, inštalacije		52	2
45-49	Lezenje in krčenje 4.faza	150	52 do 202	2
50	KORISTNA preostala obtežba		202	2
55-59	Lezenje in krčenje končno leta	10000	202 naprej	2

Preglednica 27: Koraki obremenjevanja "II" plošč, kot elementov montažnega stropa

LC	Obtežba	trajanje obtežbe t [dni]	starost betona t [dni]	Oblika prereza
1	Napenjanje plošče		2	1
10	Lastna teža plošče		2	1
15-19	Lezenje in krčenje 1.faza	20	2 do 22	1
20	KORISTNA delovna obtežba $q=2.0 \text{ kN/m}^2$		22	1
25-29	Lezenje in krčenje 2.faza	10	22 do 32	1
30	STALNA obtežba: sveži beton tlačne plošče		32	1
35-39	Lezenje in krčenje 3.faza	20	32 do 52	2
40	STALNA obtežba: Tlaki, inštalacije		52	2
45-49	Lezenje in krčenje 4.faza	150	52 do 202	2
50	KORISTNA preostala obtežba		202	2
55-59	Lezenje in krčenje končno	10000	202 naprej	2

Preglednica 28: Koraki obremenjevanja strešnih nosilcev

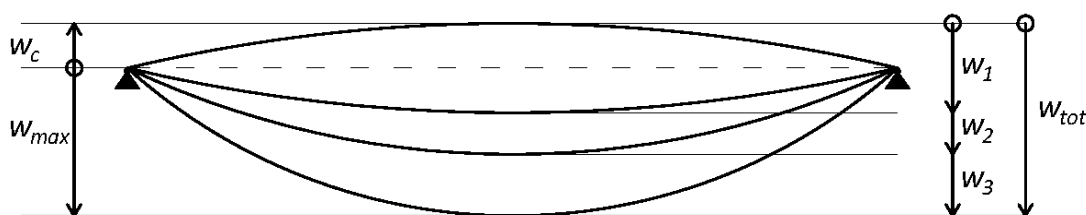
LC	Obtežba	trajanje obtežbe t [dni]	starost betona t [dni]	Oblika prereza
1	Napenjanje nosilca		2	1
10	Lastna teža nosilca		2	1
15-19	Lezenje in krčenje 1.faza	20	2 do 22	1
20	STALNA obtežba: sestave na strehi		22	1
25-29	Lezenje in krčenje 2.faza	30	22 do 52	1
30	STALNA obtežba: obešeni strop		52	1
31	STALNA obtežba: podstropni razvod inštalacij		52	1
35-39	Lezenje in krčenje 3.faza	20	52 do 72	1
40	SNEG		72	1
55-59	Lezenje in krčenje končno	10000	72 naprej	1

9.5 Omejitev povesov nosilcev – Mejno stanje uporabnosti MSU

Omejitve navpičnih pomikov konstrukcij so podane v SIST EN 1990 A101, preglednica N1.

Preglednica 29: Omejitve povesov stropov (plošče, nosilci)

Del konstrukcije	Mejne vrednosti pri karakteristični kombinaciji	
	w_{max}	$w_2 + w_3$
Strehe nasploh	$L / 200 *$	$L / 250$
Pohodne strehe (ne le pri vzdrževanju)	$L / 250$	$L / 300$
Stropovi nasploh	$L / 250$	$L / 350$
Strehe in stropovi, ki nosijo krhke obloge (npr. mavec), in zelo toge predelne stene	$L / 300$	$L / 350$
Stropovi, ki podpirajo stebre, razen v primerih, če so ti upogibki izračunani pri celoviti analizi konstrukcije	$L / 400$	$L / 500$
V primeru, da je w_{max} pomemben za videz konstrukcije	$L / 250$	



Slika 38: Definicija navpičnih pomikov

Simboli imajo naslednji pomen:

- w_c ... nadvišanje neobremenjenega konstrukcijskega elementa,
- w_1 ... začetni del upogibka zaradi stalnih vplivov pri ustrezni kombinaciji,
- w_2 ... del upogibka zaradi dolgotrajnega delovanja stalne obtežbe,
- w_3 ... dodatni del upogibka zaradi spremenljivih vplivov pri ustrezni kombinaciji,
- w_{tot} ... celoten upogibek kot vsota w_1 , w_2 , in w_3 in
- w_{max} ... končni upogibek z upoštevanjem nadvišanja (upogibek pod zveznico podpor).

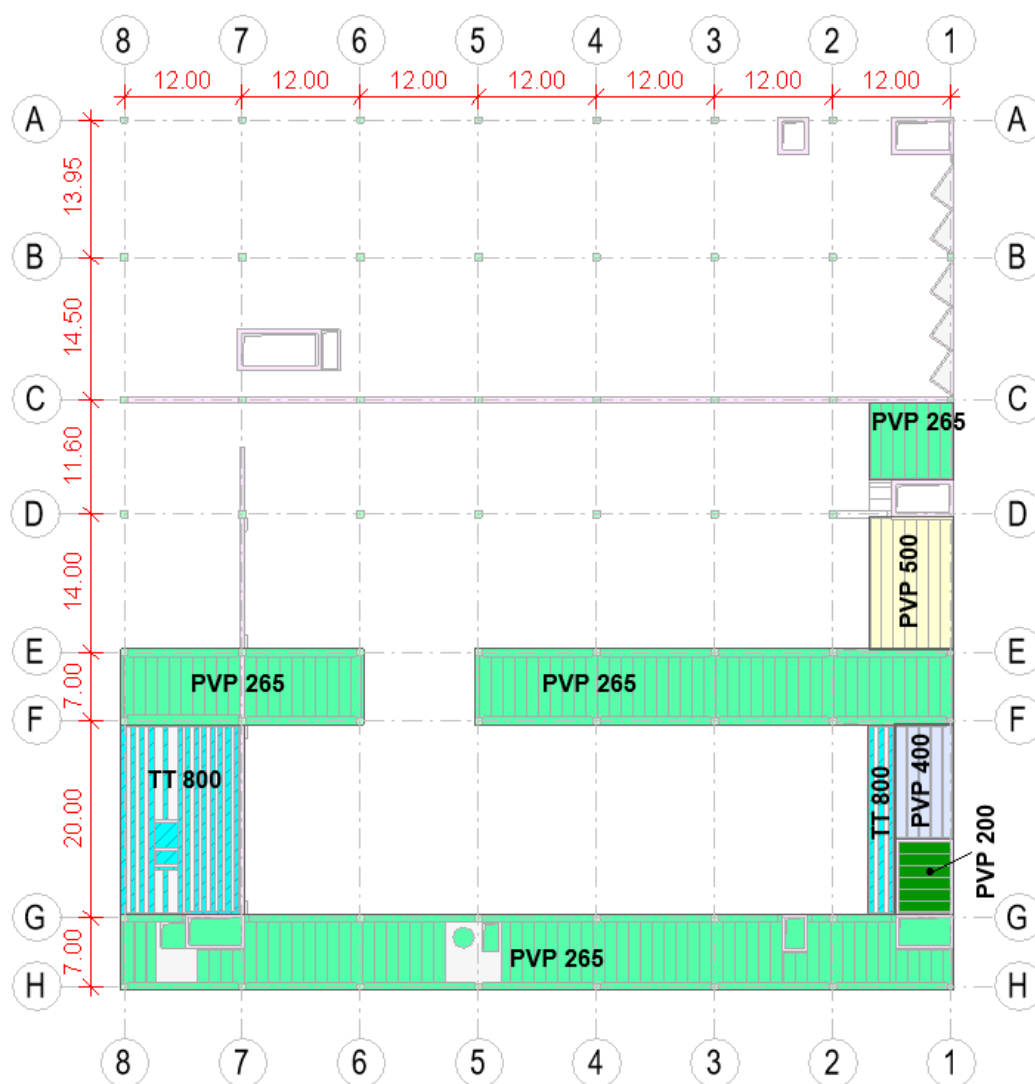
V standardu SIST EN 1992-1-1 je navedeno, da se videz in splošna uporabnost konstrukcije lahko poslabšata, če računski poves grede, plošče ali konzole pod vplivom navidezno stalne obtežbe preseže $1/250$ razpetine, nadvišanje opaža pa ne sme preseči $1/250$ razpetine. Standard tudi navaja omejitev povesov v primeru, da bi lahko prišlo do poškodb nekonstrukcijskih elementov, kar se v našem primeru ne more zgoditi.

Pri dimenzioniranju elementov smo zaradi zagotavljanja večje verjetnosti izpolnjevanja pogojev mejnega stanja uporabnosti upoštevali naslednje strožje omejitve povesov pri navidezno stalni obtežni kombinaciji:

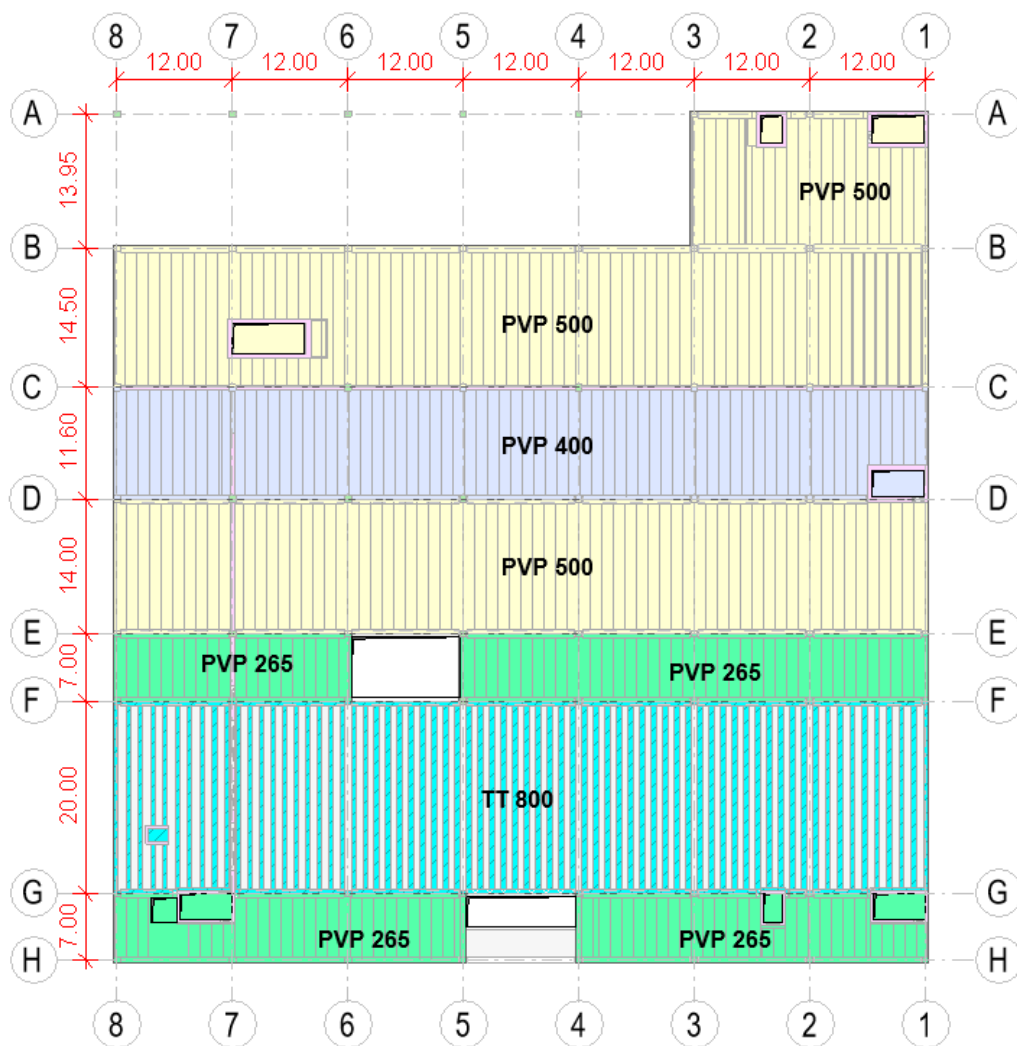
- Končni pomik: $w_{max} \leq 1/300$ razpona
- Pomik zaradi dolgotrajnega delovanja stalnih vplivov in končnih spremenljivih vplivov: $w_2 + w_3 \leq 1/350$ razpona

9.6 Obtežba

Stalna obtežba tlakov ter koristna obtežba, ki delujeta na montažno konstrukcijo stropov in montažno konstrukcijo strehe sta določeni v poglavju 5. Za določitev preostalega dela stalne obtežbe na montažne nosilce etaž pa moramo poznati še tip stropne montažne konstrukcije ("II" ali PVP plošče), ki je prikazan na slikah 39 in 40, in lastne teže posameznih tipov (preglednica 30). Pri določitvi dimenzij in lastne teže smo uporabili tabele proizvajalca montažnih elementov Oberndorfer. V primeru PVP plošč je poleg njihove lastne teže upoštevana še teža betona, s katerim se naknadno zalije stike med njimi. Številka za oznako PVP ali "II" na slikah in v tabeli predstavlja višino posamezne montažne plošče v milimetrih. PVP 265 tako na primer predstavlja prednapeto votlo ploščo višine 265 mm.



Slika 39: Razporeditev montažnih stropnih elementov stropa nad pritličjem



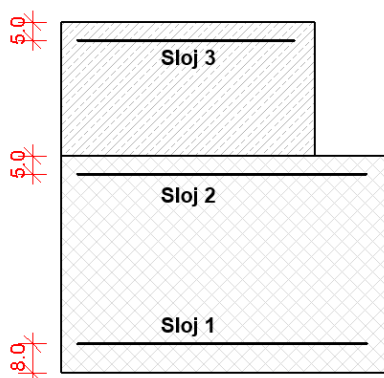
Slika 40: Razporeditev montažnih stropnih elementov stropa nad prvim nadstropjem

Preglednica 30: Lastne teže montažnih elementov vključno z obtežbo na račun zalivanja stikov

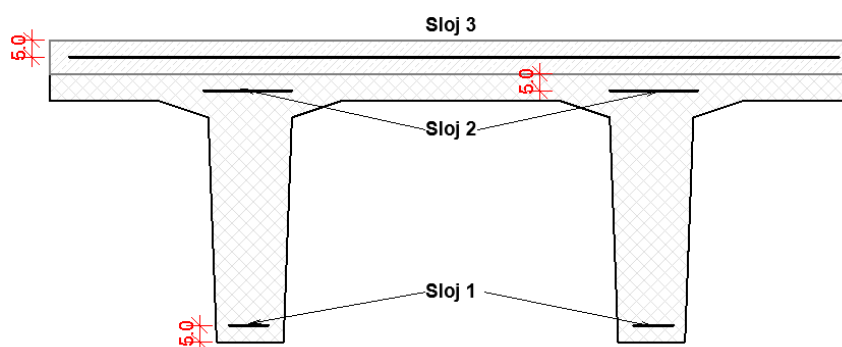
Montažni element	Lastna teža (kN/m2)
PVP 200	2.8
PVP 265	3.75
PVP 400	5
PVP 500	6.3
II 800	8.3

9.7 Razporeditev vzdolžne armature v prerezu

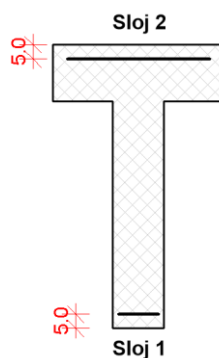
Podatke o geometriji prereza in položaju vzdolžne armature smo podali s pomočjo posebnega programskega jezika v programu Sofistik v urejevalniku Teddy. Na slikah od 41 do 43 so prikazani prečni prerezi treh tipov montažnih elementov z označenimi sloji vzdolžne armature. Na slikah so označeni tudi odmiki težišč vzdolžne armature od roba betonskega prereza, ki so bili predpostavljeni na podlagi določenega krovnega sloja elementa, ki znaša 3 cm, ki mu je bil prištet premer predpostavljene strižne armature (1,2 cm) in polovica premera predpostavljene vzdolžne armature (0,8 cm). Predpostavljena vrednost je povsod 5 cm, razen v sloju 1 pri medetažnem nosilcu, kjer je predvidena armatura v dveh vrstah, zato smo predpostavili odmik 8 cm.



Slika 41: Razporeditev glavne vzdolžne armature v prerezu medetažnega nosilca



Slika 42: Razporeditev glavne vzdolžne armature v prerezu "II" plošče



Slika 43: Razporeditev glavne vzdolžne armature v prerezu strešnega nosilca

9.8 Izračun

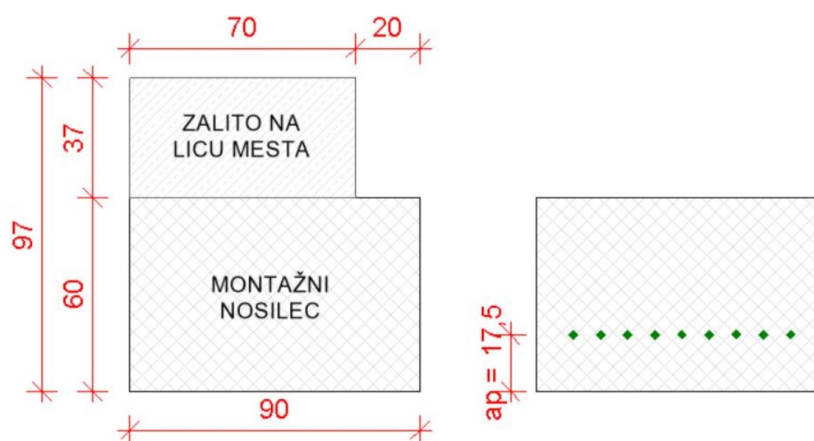
V tem poglavju je opisano dimenzioniranje dveh stropnih nosilcev, enega strešnega nosilca in "II" plošče. Na podlagi izbranih dimenzij in določene armature smo s pomočjo programa Revit izdelali še opazne in armaturne načrte, ki so podani v prilogah.

9.8.1 Nosilci nad pritličjem v osi G med osmi 2-7 z oznako BM 01

Na te nosilce stropna konstrukcija nalega samo iz ene strani (slika 39), in sicer PVP plošče višine 26,5 cm. Upoštevali smo 20 cm naleganja. Pri delu nosilca, ki se naknadno zalije, smo kot višino upoštevali višino PVP in debelino tlačne plošče, kar skupaj znaša 37 cm.

9.8.1.1 Dimenzije in podatki o prednapetju

Na sliki 44 so prikazane dimenzije prečnega prereza ter položaj uporabljenih kablov za prednapenjanje. Uporabili smo 9 ravnih kablov prečnega prereza 150 mm^2 , katerih lastnosti so opisane v poglavju 4.4. Računski model za določitev notranjih statičnih količin je prostoležeč nosilec dolžine 11,2 m.



Slika 44: Dimenzije prečnega prereza in položaj kablov

Preglednica 31: Dimenzije nosilca in podatki o prednapetju

BM 01	
l [m]	11.2
h [cm]	60
b [cm]	90
h_d [cm]	37
b_d [cm]	70
n_p	9
A_p [cm ²]	13.5
a_p [cm]	17.5
P_{max} [kN]	2007

Kjer so:

- n_p ... število kablov za prednapenjanje,
- A_p ... skupni prečni prerez kablov,
- a_p ... oddaljenost težišča kablov od spodnjega roba prereza,
- $P_{0,max}$...pa maksimalna sila prednapetja.

9.8.1.2 Izgube sile prednapetja

Izgube sile prednapetja so sestavljene iz začetnih izgub, ki se pojavijo med predhodnim napenjanjem in časovno odvisnih izgub. Upoštevati je treba naslednje začetne izgube:

- med postopkom napenjanja: izgube zaradi zdrsa v sidrskih glavah,
- pred prenosom prednapetja na beton: izguba zaradi relaksacije predhodno napetih kablov v času, ki poteče med napenjanjem kablov in prednapetjem betona,
- ob prenosu prednapetja na beton: izguba zaradi elastične deformacije betona, ki je posledica delovanja kablov po sprostitvi v sidriščih.

Začetne izgube sile prednapetja so že upoštevane v programu Sofistik, zato smo določili samo časovno odvisne izgube po enačbi:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_{sp} * \Delta \sigma_{c+s+r} = A_{sp} * \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_{xc}} * \left(1 + \frac{A_{xc}}{I_{yc}} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]} \quad (9.4)$$

Kjer so:

$\Delta \sigma_{c+s+r}$...absolutna vrednost spremembe napetosti v kablji na mestu x v času t zaradi lezenja, krčenja in relaksacije,

ε_{cs} ...absolutna vrednost ocenjene deformacije krčenja,

E_p ...modul elastičnosti prednapetega jekla,

E_{cm} ...modul elastičnosti betona,

$\Delta \sigma_{pr}$...absolutna vrednost spremembe napetosti v kablji na mestu x v času t zaradi relaksacije prednapetega jekla. Določena je kot začetna napetost v kablji zaradi začetnega prednapetja in navidezno stalnega vpliva,

$\varphi(t, t_0)$...koeficient lezenja v času t pri nastopu obtežbe v času t_0 ,

$\sigma_{c,QP}$...napetost betona ob kablji zaradi lastne teže, začetnega prednapetja in drugih ustreznih navidezno stalnih vplivov.

A_p ...prerez vseh prednapetih kablov na mestu x,

A_{xc} ...ploščina betonskega prereza,

I_{yc} ...vztrajnostni moment betonskega prereza in

z_{cp} ...medsebojna razdalja med težiščem betonskega prereza in težiščem kablov.

Končno deformacijo krčenja ε_{cs} določimo po enačbi:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} \quad (9.5)$$

Kjer sta:

$\varepsilon_{cd,\infty}$...del končne deformacije krčenja zaradi sušenja in

$\varepsilon_{ca,\infty}$...del končne deformacije krčenja zaradi avtogenega krčenja.

Del končne deformacije zaradi sušenja $\varepsilon_{cd,\infty}$ izračunamo po enačbi:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad (9.6)$$

Kjer sta:

$\varepsilon_{cd,0}$...nazivna vrednost neoviranega krčenja zaradi sušenja, podana v preglednici 3.2 standarda SIST EN 1992-1-1;2005 in

k_h ...koeficient podan v preglednici 3.3 standarda SIST EN 1992-1-1;2005.

Del končne deformacije zaradi avtogenega krčenja $\varepsilon_{ca,\infty}$ izračunamo po enačbi:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 * (f_{ck}[MPa] - 10) * 10^{-6} \quad (9.7)$$

Koeficient lezenja v času t pri nastopu obtežbe v času t_0 določimo po sliki 3.1 standarda SIST EN 1992-1-1;2005. Pri čemer upoštevamo, da nosilec napnemo po treh dneh.

Izgube zaradi relaksacije prednapetega jekla $\Delta\sigma_{pr}$, ob upoštevanju vrvi z nizko stopnjo relaksacije (razred 2 po SIST EN 1992-1-1;2005) izračunamo po enačbi:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 * \rho_{1000} * e^{9,1\mu} * \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75*(1-\mu)} * 10^{-5} \quad (9.8)$$

Kjer so:

t ...čas od napenjanja izražen v urah,

σ_{pi} ...največja natezna napetost kabla pri predhodnem napenjanju, zmanjšana za takojšnje izgube, ki se izvršijo med postopkom napenjanja,

ρ_{1000} ...vrednost izgube zaradi relaksacije v % pri povprečni temperaturi 20 ° C, 1000 ur po napenjanju,

μ ...faktor, ki ga izračunamo po enačbi: $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$ in

f_{pk} ...karakteristična natezna trdnost jekla za prednapenjanje.

Upoštevamo, da tisoč urna relaksacija jekla ρ_{1000} znaša 2,5%. Pri določitvi končne vrednosti izgube sile prednapetja zaradi relaksacije smo upoštevali čas 50000 h, kar je približno 57 let.

Izračun:

V spodnji preglednici je prikazan izračun časovno odvisnih izgub sile prednapetja. Iz rezultatov je razvidno da ocenjene izgube znašajo 8,4 odstotka. Z namenom, da zagotovimo večjo varnost smo pri izračunu obremenitev potrebnih za določitev potrebne armature upoštevali 20 odstotne časovno odvisne izgube sile prednapetja (v primeru uporabe jekla z višjo stopnjo relaksacije so lahko na primer izgube dosti večje). Ta vrednost je upoštevana tudi pri vseh nosilcih v nadaljevanju.

Preglednica 32: Izračun časovno odvisnih izgub sile prednapetja

Material	
E_p [kN/cm ²]	19500
E_{cm} [kN/cm ²]	3500
Geometrija	
l [m]	11.2
A_x [cm ²]	7990
I_y [cm ⁴]	6482138
e_p [cm]	28.22
Obtežba	
g [kN/m]	34
q [kN/m]	14
N_p [kN]	-1921
M_p [kNm]	-542
M_g [kNm]	533
$\Psi_2 M_q$ [kNm]	176
$\sigma_{c,QP}$ [kN/cm ²]	-0.168
Končna deformacija zaradi krčenja	
u [cm]	247
h_0 [cm]	64.7
$\varepsilon_{cd,0}$	0.21
k_h	0.7
$\varepsilon_{cd,\infty}$	1.47E-04
$\varepsilon_{ca,\infty}$	1.00E-04
ε_{cs}	2.47E-04
Končni koeficient lezenja betona	
$\varphi_{(\infty,3)}$	1.8
Izgube zaradi relaksacije jekla	
σ_{pi} [kN/cm ²]	142.3
f_{pk} [kN/cm ²]	186
μ	0.765
ρ_{1000} [%]	2.5
t [h]	50000
$\Delta\sigma_{pr}$ [kN/cm ²]	7.41
Končna izguba napetosti	
$\Delta\sigma_{c+s+r}$ [kN/cm ²]	11.9
ΔP_{c+s+r} [kN]	160.6
Končna izguba [%]	8.4

9.8.1.3 Vnos sile prednapetja

Upoštevali smo, da se sila prednapetja vnese v nosilec linearno od vrednosti 0 na razdalji 1,5 m od začetka in konca nosilca, kar je razvidno iz diagrama osne sile na sliki 45. Posledično se na tem območju spreminja tudi velikost upogibnega momenta, ki nastane zaradi prednapetja.

9.8.1.4 Linijska obtežba na nosilec

Obtežbo na nosilec smo podali linijsko, in sicer s pomočjo vplivnih površin. Pripravili smo več obtežnih primerov, ki smo jih upoštevali pri postopnem obremenjevanju nosilca, opisanem v poglavju 9.4. V spodnji preglednici so podane vrednosti karakterističnih linijskih obtežb za posamezne obtežne primere. Nivo koristne obtežbe v končnem stanju se razlikuje od nivoja koristne obtežbe med montažo. S tem namenom smo pripravili dva obtežna primera (koristna delovna in koristna končna obtežba).

Preglednica 33: Linijska obtežba na nosilec

Obtežni primer	Linijska obtežba (kN/m)
PVP plošče	13.2
Tlačna plošča	8.8
Taki in inštalacije	12
Koristna delovna obtežba	7
Koristna končna obtežba	14

9.8.1.5 Pomiki nosilca po končanih korakih obremenjevanja

Preverili smo končni vertikalni pomik ($w_{\max}$) ter pomik zaradi dolgotrajnega delovanja stalnih vplivov in končnih spremenljivih vplivov (w_2+w_3) pri navidezno stalni kombinaciji. Pomika smo preverili na sredini razpona, kjer sta največja. Pri določitvi pomika $w_{\max}$ smo upoštevali vse faze obremenjevanja nosilca prikazanega v preglednici 26, pri določitvi pomika w_2+w_3 pa samo zadnji dve fazi (končna koristna obtežba in končna faza lezenja). Kot je razvidno iz preglednice 34 mejni vrednosti pomikov, določeni v poglavju 9.5, nista preseženi.

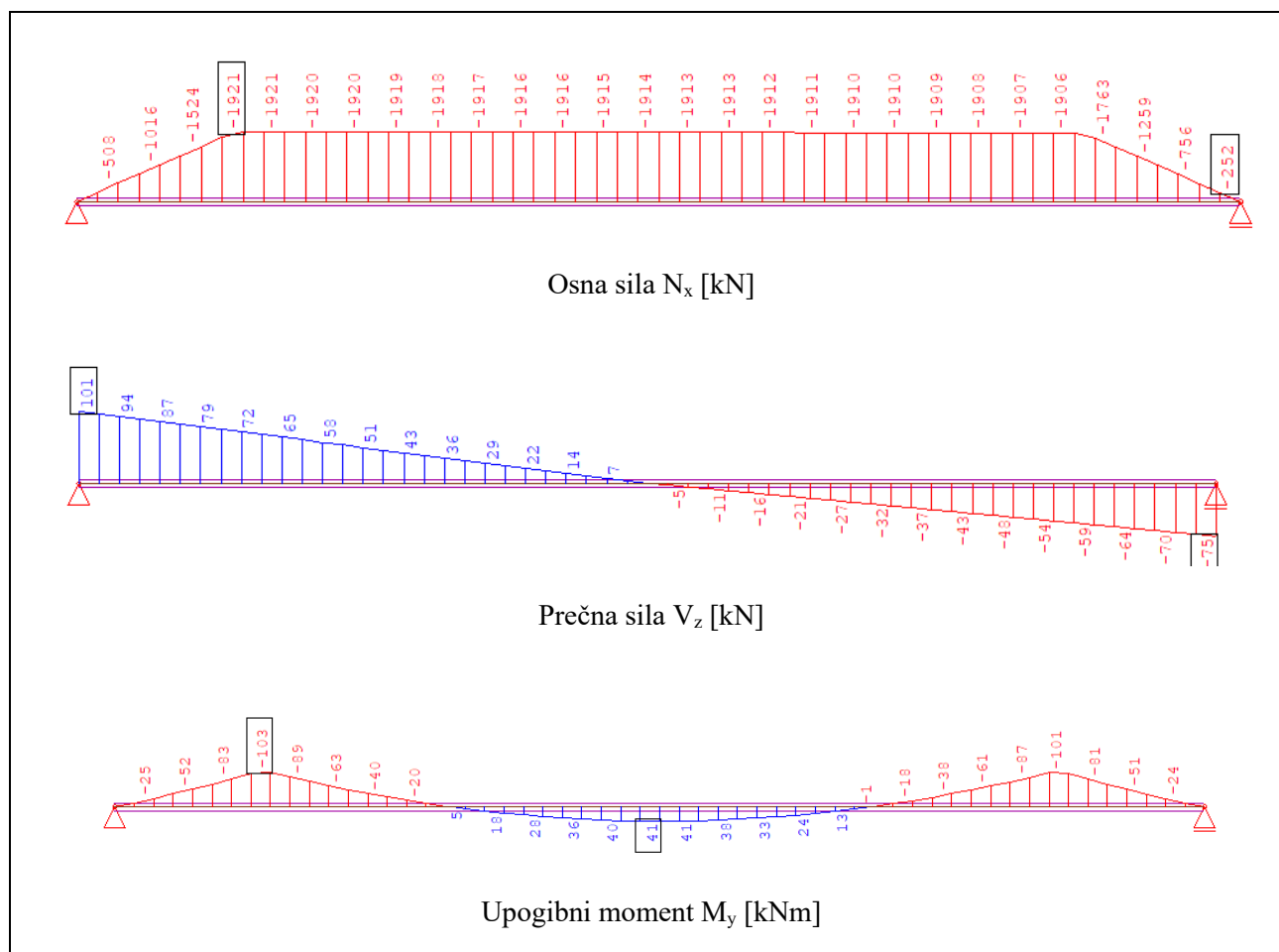
Preglednica 34: Pomiki na sredini nosilca

Oznaka	Računska vrednost [cm]	Mejna vrednost [cm]
$w_{\max}$	2.7	3.7
w_2+w_3	0.2	3.2

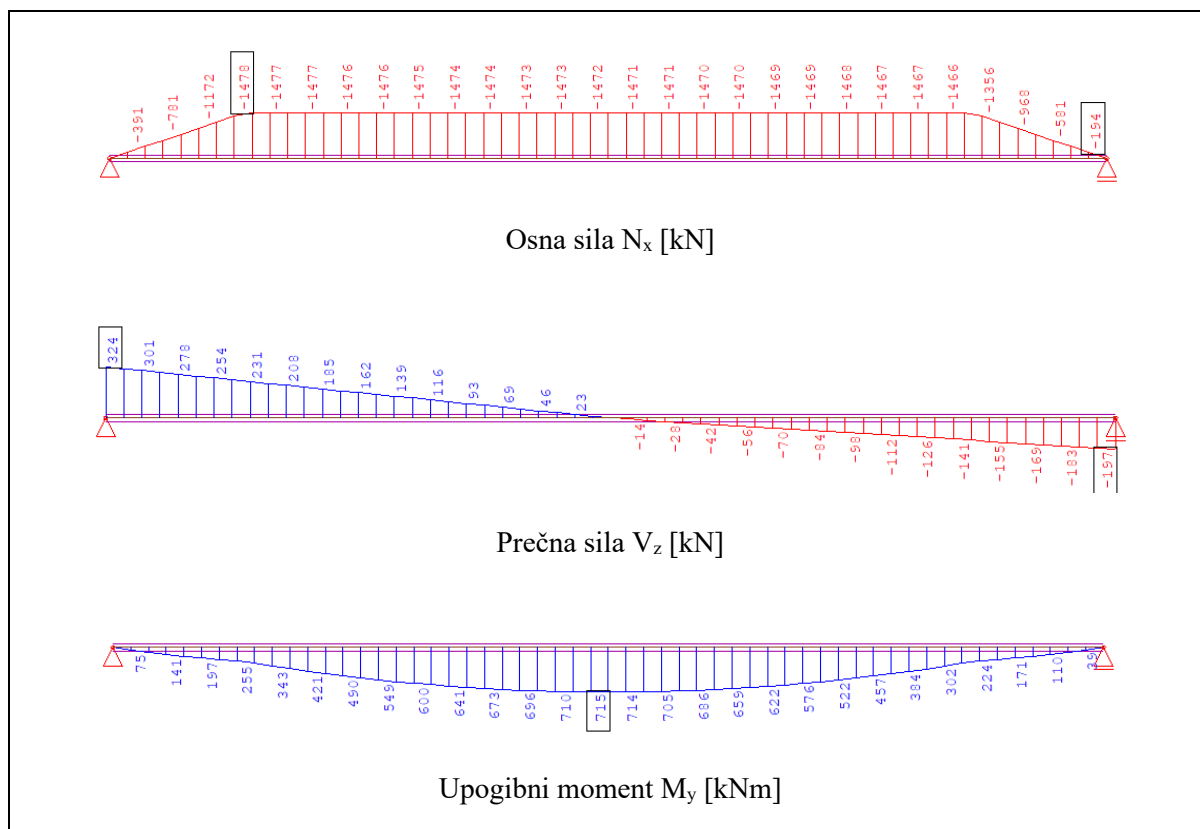
9.8.1.6 Notranje sile v nosilcu

Notranje sile v nosilcu izračunam posebej za posamezne faze obremenjevanja nosilca:

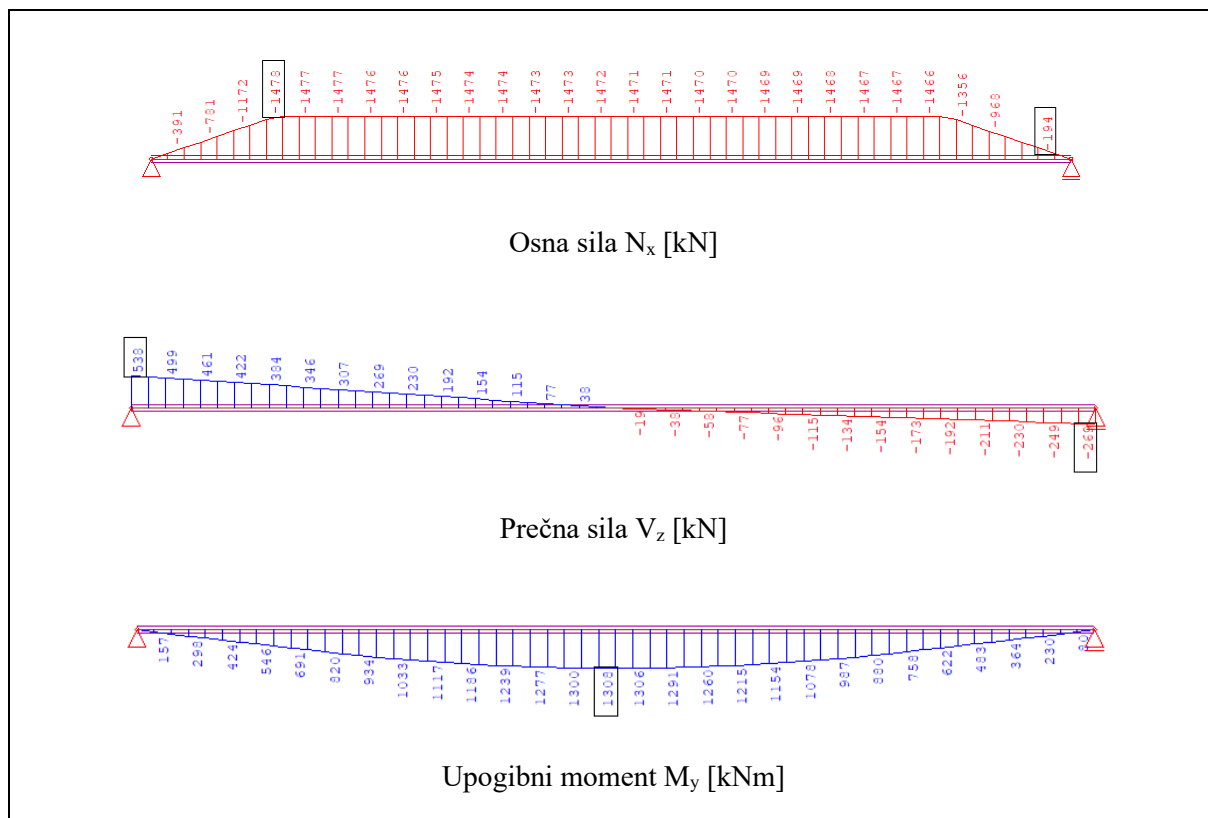
- **faza napenjanja**, ko je nosilec obremenjen s silo prednapetja in lastno težo. V tej fazi upoštevamo samo montažni del nosilca (oblika prereza 1 v preglednici 26);
- **faza monolitizacije**, ko je nosilec obremenjen s silo prednapetja z izgubami, lastno težo, težo montažnega stropa, težo svežega betona tlačne plošče in koristno delovno obtežbo. V tej fazi upoštevamo samo montažni del nosilca (oblika prereza 1 v preglednici 26);
- **končno stanje**, ko je nosilec obremenjen z vso obtežbo in so izvršene vse izgube sile prednapetja. V tej fazi upoštevamo celotno višino nosilca skupaj z naknadno zalitim delom (oblika prereza 2 v preglednici 26).



Slika 45: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v fazi napenjanja



Slika 46: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v fazi monolitizacije

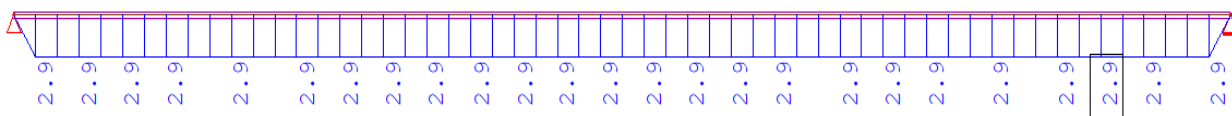


Slika 47: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v končnem stanju

9.8.1.7 Potrebna vzdolžna armatura

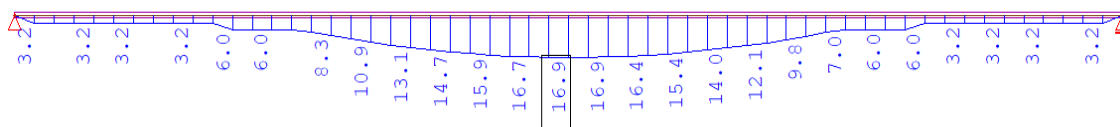
Potrebno glavno vzdolžno armaturo v posameznih slojih v prečnem prerezu (slika 41) smo določili za posamezne faze, opisane v prejšnjem poglavju. V fazi napenjanja dobimo zaradi negativnega upogibnega momenta samo zgornjo armaturo v sloju 2. V fazi monolitizacije dobimo armaturo v slojih 1 in 2. V končnem stanju pa dobimo še armaturo v sloju 3, torej v tlačni plošči. Na spodnjih slikah so prikazane vrednosti potrebne armature v posameznih slojih v treh fazah obremenjevanja. Za armiranje nosilca upoštevamo največje vrednosti iz posameznih faz. Pri armiranju sloja 1 in 3 upoštevamo armaturo iz faze končnega stanja, pri armiranju sloja 2 pa armaturo iz faze napenjanja.

Potrebna vzdolžna armatura v fazi napenjanja

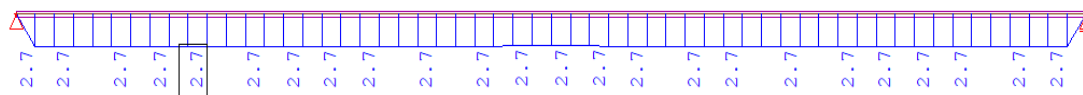


Slika 48: Potrebna armatura v sloju 2

Potrebna vzdolžna armatura v fazi monolitizacije

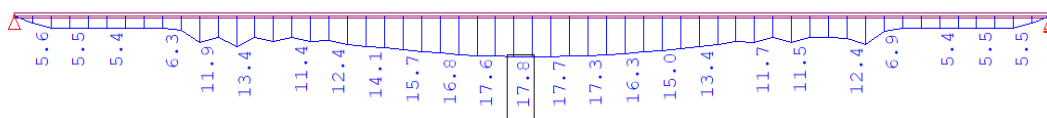


Slika 49: Potrebna armatura v sloju 1

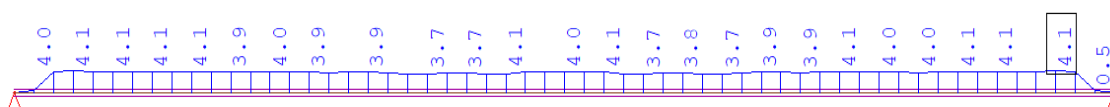


Slika 50: Potrebna armatura v sloju 2

Potrebna vzdolžna armatura v končnem stanju



Slika 51: Potrebna armatura v sloju 1



Slika 52: Potrebna armatura v sloju 3

9.8.1.8 Omejitev deleža vzdolžne armature

Prerez vzdolžne natezne armature ne sme biti manjši kot $A_{s,min}$. Prečni prerez natezne oziroma tlačne armature izven območja stikovanja s prekrivanjem ne sme biti večji od $A_{s,max}$.

$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max} \quad (9.9)$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yL}} \cdot b_t \cdot d \right. \\ \left. 0.0013 \cdot b_t \cdot d \right. \quad (9.10)$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \quad (9.11)$$

Kjer so:

b_t ... srednja širina natezne cone,

d ... statična višina elementa,

f_{ctm} ... srednja vrednost natezne trdnosti betona in

f_{yk} ... karakteristična meja elastičnosti vzdolžne armature.

Omejitve deleža vzdolžne armature za posamezne faze so prikazane v preglednici 35.

Preglednica 35: Omejitev deleža vzdolžne armature

BM 01	A_c [cm ²]	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_{yk} [MPa]	$\rho_{L,min}$ [%]	$\rho_{L,max}$ [%]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_{s,max}$ [cm ²]
Faza monolitizacije	5400	50	4.07	500	0.21	4.0	10.48	216
Končno stanje	7990	50	4.07	500	0.21	4.0	13.63	320

9.8.1.9 Minimalno zahtevana strižna armatura

V elemente, kjer strižna armatura računsko ni potrebna je v skladu s standardom potrebno namestiti minimalno strižno armaturo. Minimalna stopnja armiranja s strižno armaturo znaša:

$$\rho_{w,min} = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \cdot 100 \quad (9.12)$$

Kjer sta:

f_{ck} ... karakteristična tlačna trdnost betona na valju pri 28-ih dneh (podano v MPa) in

f_{yk} ... karakteristična meja elastičnosti vzdolžne armature (podano v MPa).

Minimalni prerez strižne armature tako znaša:

$$a_{sw,min} = A_{sw}/s = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha \quad (9.13)$$

Kjer sta:

s ... razmak med stremeni,

b_w ... pa širina stojine elementa.

9.8.1.10 Omejitev razmika med stremeni

Največja medsebojna oddaljenost skupin strižne armature ne sme biti večja od s_{max} .

$$s_{max} = 0,75 d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (9.14)$$

Kjer sta:

d... statična višina elementa in

α ...naklon strižne armature glede na vzdolžno os elementa.

Preglednica 36: Minimalno zahtevana strižna armatura

BM 01	b_w [cm]	izbrani beton	izbrana armatura	f_{ck} [MPa]	f_{yk} [MPa]	$\rho_{w,min}$ [%]	$a_{sw,min}$ [cm ² /m]
Faza monolitizacije	90	C 50/60	B 500-B	50	500	0.113	10.18
Končno stanje	70	C 50/60	B 500-B	50	500	0.113	7.92

9.8.1.11 Dodatna vzdolžna armatura za prevzem prečne sile in izbrana vzdolžna armatura

Dodatna natezna sila ΔF_{td} , ki jo v vzdolžni armaturi povzroči prečna sila V_{Ed} , se lahko izračuna z izrazom:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (9.15)$$

V preglednici 37 je prikazan izračun dodatne vzdolžne armature za prevzem prečne sile ΔA_{SL} , ki jo prištejemo vzdolžni armaturi dobljeni s pomočjo izračuna v programu Sofistik $A_{SL,main}$. V zadnjem stolpcu preglednice je prikazana izbrana vzdolžna armatura $A_{SL,dej}$.

Preglednica 37: Dodatna vzdolžna armatura za prevzem prečne sile in izbrana vzdolžna armatura

BM 01	V_{Ed} [kN]	ΔF_{td} [kN]	ΔA_{SL} [cm ²]	$A_{SL,main}$ [cm ²]	Izberemo $A_{SL,dej}$ [cm ²]
Faza monolitizacije	324	162	3.7	0	15.0
Končno stanje (L=0,0 m)	538	269	6.2	0	15.0
Končno stanje (L=2.5 m)	298	149	3.4	11	15.0
Končno stanje (L=4 m)	154	77	1.8	15	25
Končno stanje (L=5.5 m)	10	5	0.1	17.8	25

9.8.1.12 Strižna odpornost glede na nosilnost tlačne diagonale

Strižna nosilnost elementa je odvisna od nosilnosti tlačnih razpor. Prečna sila, ki deluje na element mora biti manjša od vrednosti $V_{Rd,max}$.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot \vartheta + \tan \vartheta) \quad (9.16)$$

Kjer so:

- v_1 ... redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega elementa,
- α_{cw} ... koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu,
- b_w ... najmanjša širina prereza med tlačnim in nateznim pasom,
- d ... statična višina prereza,
- f_{cd} ... projektna tlačna trdnost betona in
- N_{Ed} ... osna sila v prerezu, ki jo povzroča obtežba ali sila prednapetja.

Za določitev redukcijskega faktorja v_1 se lahko uporabi enačbo 6.6N iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005.

$$v_1 = 0,6 * \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (9.17)$$

Koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu lahko za prednapete elemente v odvisnosti od njihove srednje tlačne napetosti σ_{cp} izračunamo po enačbah:

$$\alpha_{cw} = \begin{cases} 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} & 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & 0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ 2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) & 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1.0 \cdot f_{cd} \end{cases} \quad (9.18)$$

Pri računu upoštevamo da so betonske tlačne razpore nagnjene glede na vzdolžno os elementa pod kotom 45° .

$$\vartheta = 45^\circ \rightarrow \cot \vartheta = \tan \vartheta = 1.0 \quad (9.19)$$

Preglednica 38: Kontrola strižne odpornosti glede na nosilnost tlačne diagonale

BM 01	v_1	σ_{cp} [MPa]	σ_{cp}/f_{cd}	α_{cw}	ϑ [°]	$V_{Rd,max}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
Faza monolitizacije (L=0.0 m)	0.48	0,00	0,0	1.0000	45	3564	324
Končno stanje (L=0.0 m)	0.48	0,00	0,0	1.0000	45	5962	538
Končno stanje (L=2.5 m)	0.48	1,85	0,1	1.0069	45	6293	298
Končno stanje (L=4 m)	0.48	1,85	0,1	1.0069	45	6293	154
Končno stanje (L=5.5 m)	0.48	1,85	0,1	1.0069	45	6293	10

Pri izračunu ostalih nosilcev strižne nosilnosti glede tlačne diagonale nismo upoštevali vpliva prednapetja, saj je v vseh primerih nosilnost bistveno večja od obremenitve, tako da dodatne nosilnosti pri dokazu odpornosti ne potrebujemo.

9.8.1.13 Strižna odpornost strižno nearmiranega elementa

Na območjih kjer projektna prečna sila ne preseže vrednosti $V_{Rd,c}$ strižne armature ni potrebno računati in lahko v skladu s standardom namestimo samo minimalno strižno armaturo.

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right. \\ \left. \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right. \quad (9.20)$$

Kjer so:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0,$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2},$$

$$\rho_L = A_{SL} / (b_w \cdot d) \leq 0.02,$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.5 = 0.12,$$

$$k_1 = 0.15,$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 \cdot f_{cd},$$

$$A_c = b_w \cdot d$$

A_{SL} ... ploščina natezne armature, ki jo je potrebno voditi najmanj za razdaljo $l_{bd} + d$ preko obravnavanega prečnega prereza,

N_{Ed} ... osna sila v prerezu, ki jo povzroča obtežba ali sila prednapetja in b_w ... najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone.

Preglednica 39: Strižna odpornost strižno nearmiranega elementa

BM 01	A_{SL} [cm ²]	ρ_L [%]	k	k_1	$C_{Rd,c}$ [MPa]	v_{min} [MPa]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	strižna armatura
Faza monolitizacije	15.0	0.303	1.06	0.15	0.12	0.27	156	324	Potrebna
Končno stanje (L=0.0 m)	15.0	0.233	1.05	0.15	0.12	0.26	183	538	Potrebna
Končno stanje (L=2.5 m)	15.0	0.233	1.05	0.15	0.12	0.26	205	298	Potrebna
Končno stanje (L=4 m)	30.0	0.466	1.05	0.15	0.12	0.26	253	154	Ni potrebna
Končno stanje (L=5.5 m)	30.0	0.466	1.05	0.15	0.12	0.26	253	10	Ni potrebna

9.8.1.14 Izbrana strižna armatura in pripadajoča strižna odpornost

Pri elementih armiranih z navpično strižno armaturo vrednost prečne sile ne sme preseči vrednosti $V_{Rd,s}$.

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot f_{ydw} \cdot A_{sw} / s \quad (9.21)$$

Potrebno strižno armaturo v elementu izračunamo po enačbi:

$$a_{sw,potr} = A_{sw} / s = V_{Ed} / (0.9 \cdot d \cdot f_{ydw}) \quad (9.22)$$

Preglednica 40: Izbrana strižna armatura in pripadajoča strižna odpornost

BM 01	vertikalna stremena	$a_{sw,dej}$ [cm ² /m]	$a_{sw,min}$ [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
Faza monolitizacije	Φ 12/10, 4-strižno	45.2	10.2	974	324
Končno stanje (L=0,0 m)	Φ 12/10, 4-strižno	45.2	7.9	1629	538
Končno stanje (L=2.5 m)	Φ 12/10, 4-strižno	45.2	7.9	1629	298
Končno stanje (L=4 m)	Φ 12/15, 4-strižno	30.2	7.9	1086	154
Končno stanje (L=5.5 m)	Φ 12/20, 2-strižno	11.3	7.9	407	10

9.8.1.15 Torzija

Ker je nosilec obremenjen ekscentrično se v njemu posledično pojavi torzijski moment. V tem poglavju smo določili potrebno armaturo za prevzem torzije in preverili, če do sedaj izbrana armatura zadošča še za prevzem torzije.

Pri računu torzijskega momenta smo upoštevali, da obtežba deluje 5 cm od desnega roba prečnega prereza. Račun smo izvedli ločeno za fazo monolitizacije, ko na nosilcu slonijo samo PVP plošče ter za fazo končnega stanja, ko je na nosilcu vsa obtežba.

Projektni torzijski moment v prerezu na začetku nosilca v fazi monolitizacije (poleg teže PVP plošč smo upoštevali še delovno obtežbo 2,5 kN/m²):

$$T_{Ed} = 0.4m * \frac{11,2m}{2} * (1,35 * 13,2 \text{ kN/m} + 1,5 * 8.8 \text{ kN/m}) = 69,5 \text{ kNm}. \quad (9.23)$$

Projektni torzijski moment v končnem stanju v prerezu na nosilca:

$$T_{Ed} = 0.4m * \frac{11,2m}{2} * (1,35 * (13,2 \text{ kN/m} + 19,4 \text{ kN/m}) + 1,5 * 14 \text{ kN/m}) = 146 \text{ kNm}. \quad (9.24)$$

Pri računu torzijske odpornosti glede tlačnih diagonal in potrebne torzijske armature smo upoštevali samo montažni del nosilca z pravokotnim prečnim prerezom b/h = 90/60 cm. V končnem stanju je dejanska torzijska odpornost zaradi naknadno zalitega dela nosilca večja in bi posledično dobili manj potrebne armature za prevzem torzije. Z izračunom smo tako na varni strani.

Prerez prenese projektno obremenitev z ozirom na tlačne diagonale, če je izpolnjen pogoj:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \leq 1. \quad (9.25)$$

Torzijsko odpornost glede tlačnih diagonal izračunamo po enačbi:

$$T_{Rd,max} = 2 * v * \alpha_{cw} * f_{cd} * A_k * t_{ef,min} * \sin\theta * \cos\theta. \quad (9.26)$$

Kjer so:

$t_{ef,min}$...najmanjša učinkovita debelina stene dejanskemu prečnemu prerezu enakovrednega zaprtega tankostenskega prereza,

A_k ...površina zaključenega poligona, ki ga omejuje sredinska črta vzdolž sten enakovrednega zaprtega tankostenskega prereza,

α_{cw} ... koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu, določen po enačbi 9.18,

v ... redukcijski faktor tlačne trdnosti določen po enačbi 9.17 in

θ ...kot med betonsko tlačno razporo in vzdolžno osjo nosilca.

Najmanjšo učinkovito debelino stene dejanskemu prečnemu prerezu enakovrednega zaprtega tankostenskega prereza izračunamo po enačbi:

$$t_{ef,min} = \frac{A}{u}. \quad (9.27)$$

Kjer sta:

A...ploščina prečnega prereza in

u...obseg prečnega prereza.

Površina zaključenega poligona, ki ga omejuje sredinska črta vzdolž sten enakovrednega zaprtega tankostenskega prereza izračunamo po enačbi:

$$A_k = z_h * z_v = (b - t_{ef,min}) * (h - t_{ef,min}). \quad (9.28)$$

Kjer sta b in h širina in višina prečnega prereza.

Izračun torzijske odpornosti glede tlačnih diagonal:

Preglednica 41: Izračun torzijske odpornosti glede tlačnih diagonal

Količina	Enota	Vrednost
b	cm	90
h	cm	60
v	/	0.48
α_{cw}	/	1
f_{cd}	kN/cm ²	3.33
$t_{ef,min}$	cm	18
A_k	cm ²	3024
θ	°	45
$T_{rd,max}$	kNm	870

Pri kontroli po enačbi 9.25 smo upoštevali vrednosti V_{Ed} , $V_{Rd,max}$ (preglednica 38) in T_{Ed} za končno stanje, $T_{Rd,max}$ pa smo določili za začetni prerez in smo s tem še dodatno na varni strani.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} = \frac{538 \text{ kN}}{5962 \text{ kN}} + \frac{146 \text{ kNm}}{870 \text{ kNm}} = 0,26 \leq 1$$

Iz rezultatov je razvidno, da element prevzame projektno obremenitev kombinacije prečne sile in torzije z ozirom na tlačne diagonale.

Potrebno strižno armaturo za prevzem torzije izračunamo po enačbi:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 * A_k * f_{ywd} * \cot \theta} * = \frac{146 \text{ kNm} * 100}{2 * 3024 \text{ cm}^2 * 43,48 \text{ kN/cm}^2 * 1} = 0,056 \text{ cm} = 5,6 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (9.29)$$

Potrebno vzdolžno armaturo za prevzem torzije pa po enačbi:

$$\Delta A_{sl} = \frac{T_{Ed} * \mu_k}{2 * A_k * f_{yd}} * \cot \theta = \frac{146 \text{ kNm} * 100 * 228 \text{ cm}}{2 * 3024 \text{ cm}^2 * 43,48 \text{ kN/cm}^2} * 1 = 12,6 \text{ cm}^2. \quad (9.30)$$

Potrebno strižno in vzdolžno armaturo za prevzem torzije, določeno po enačbah 9.29 in 9.30 je treba prišteti armaturi, ki je potrebna za prevzem ostalih obremenitev.

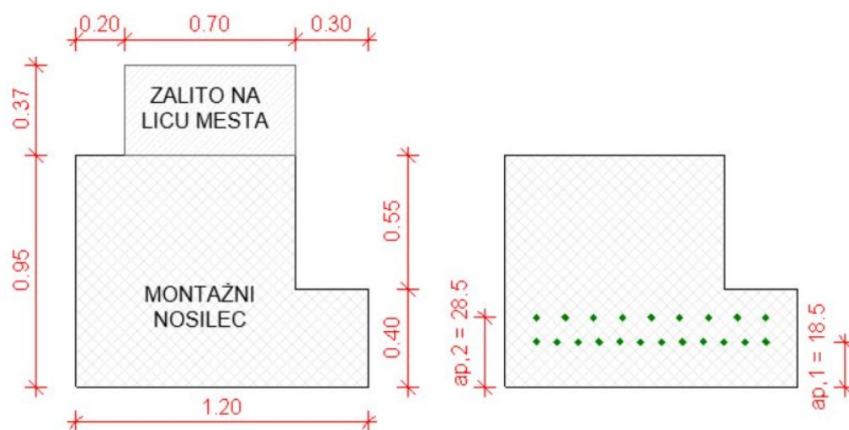
Če določimo potrebno strižno armaturo za prevzem prečne sile v prerezu na začetku nosilca po enačbi 9.22 dobimo 15 cm²/m, tej armaturi dodamo še 2 x 5,6 cm²/m = 11,2 cm²/m za prevzem torzije, kar skupaj znaša 26,2 cm²/m. Izbrana vrednost, razvidna iz preglednice 40 znaša 45,2 cm²/m, kar je mnogo več od zahtevane vrednosti. Potrebna vzdolžna armatura v prerezu na začetku nosilca je seštevek vzdolžne armature za prevzem prečne sile, določene v preglednici 37 in vzdolžne armature za prevzem torzije, kar skupaj znaša 18,8 cm². Del te armature pokrijemo s spodnjo vzdolžno armaturo v sloju 1 (preglednica 37), ostanek 3,8 cm² pa s tlačno in konstruktivno armaturo, pri tem pa se zavedamo dejstva, da v tlačnem področju prereзов vzdolžna torzijska armatura načeloma ni potrebna.

9.8.2 Nosilci nad prvim nadstropjem v osi F med osmi 1-8 z oznako BM 02

Na te nosilce stropna konstrukcija nalega iz obeh strani, in sicer PVP plošče višine 26,5 cm iz ene in "II" plošče višine 80 cm iz druge (slika 40). Pri PVP ploščah smo upoštevali 20 cm naleganja, pri "II" ploščah pa 30 cm. Pri delu nosilca, ki se naknadno zalije, smo kot višino upoštevali višino PVP in debelino tlačne plošče, kar skupaj znaša 37 cm.

9.8.2.1 Dimenzije in podatki o prednapetju

Na sliki 53 so prikazane dimenzije prečnega prereza ter položaj uporabljenih kablov za prednapenjanje. Uporabili smo 21 ravnih kablov prečnega prereza 150 mm^2 , katerih lastnosti so opisane v poglavju 4.4. Računski model za določitev notranjih statičnih količin je prostoležeč nosilec dolžine 11,2 m.



Slika 53: Dimenzije prečnega prereza in položaj kablov

Preglednica 42: Dimenzije nosilca in podatki o prednapetju

BM 02	
l [m]	11.2
h [cm]	95
b [cm]	120
h_d [cm]	37
b_d [cm]	70
b_1 [cm]	90
$n_{p,1}$	12
$n_{p,2}$	9
$a_{p,1}$ [cm]	18.5
$a_{p,2}$ [cm]	28.5
A_p [cm ²]	31.5
$P_{\max}$ [kN]	4683

Pri čemer so:

$n_{p,1}$... število kablov v prvi vrsti,

$n_{p,2}$... število kablov v drugi vrsti,

$a_{p,1}$... oddaljenost težišča prve vrste kablov od spodnjega roba prereza,

$a_{p,2} \dots$ oddaljenost težišča druge vrste kablov od spodnjega roba prereza,

$A_p \dots$ skupni prečni prerez kablov,

$P_{0,max} \dots$ pa maksimalna sila prednapetja.

9.8.2.2 Izgube sile prednapetja

Začetne izgube sile prednapetja so upoštevane v programu Sofistik. Kot je bilo predstavljeno v poglavju 9.8.1.2 smo pri računu upoštevali dvajset odstotne časovno odvisne izgube sile prednapetja.

9.8.2.3 Vnos sile prednapetja

Upoštevali smo, da se sila prednapetja vnese v nosilec linearno od vrednosti 0 na razdalji 1,5 m od začetka in konca nosilca, kar je razvidno iz diagrama osne sile na sliki 45. Posledično se na tem območju spreminja tudi velikost upogibnega momenta, ki nastane zaradi prednapetja.

9.8.2.4 Linijska obtežba na nosilec

Obtežbo na nosilec smo podali linijsko, in sicer s pomočjo vplivnih površin. Pripravili smo več obtežnih primerov, ki smo jih upoštevali pri postopnem obremenjevanju nosilca, opisanem v poglavju 9.4. V spodnji preglednici so podane vrednosti karakterističnih linijskih obtežb za posamezne obtežne primere. Nivo koristne obtežbe v končnem stanju se razlikuje od nivoja koristne obtežbe med montažo. S tem namenom smo pripravili dva obtežna primera (koristna delovna in koristna končna obtežba).

Preglednica 43: Linijska obtežba na nosilec

Obtežni primer	Linijska obtežba (kN/m)
PVP in "Π" plošče	96
Tlačna plošča	34
Taki in inštalacije	51
Koristna delovna obtežba	27
Koristna končna obtežba	68

9.8.2.5 Pomiki nosilca

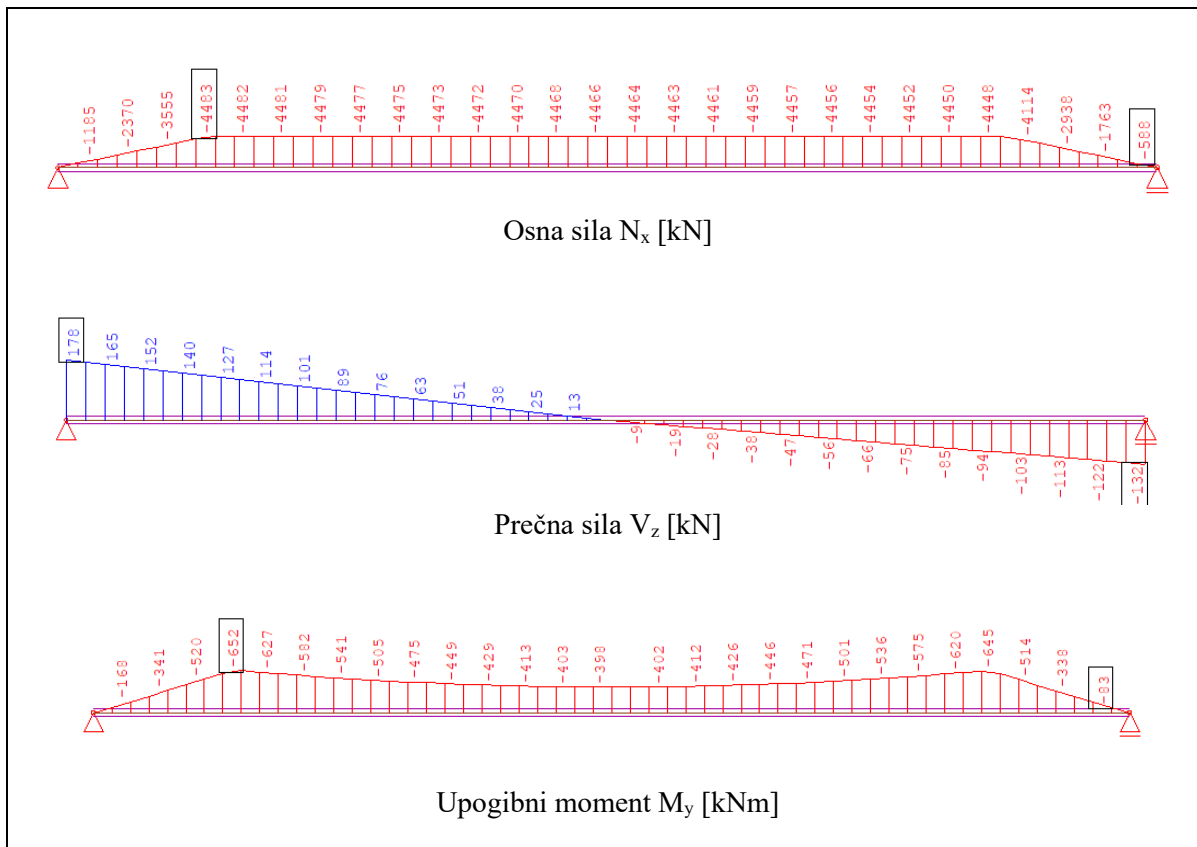
Preverili smo končni vertikalni pomik (w_{max}) ter pomik zaradi dolgotrajnega delovanja stalnih vplivov in končnih spremenljivih vplivov (w_2+w_3) pri navidezno stalni kombinaciji. Pomika smo preverili na sredini razpona, kjer sta največja. Pri določitvi pomika w_{max} smo upoštevali vse faze obremenjevanja nosilca prikazanega v preglednici 26, pri določitvi pomika w_2+w_3 pa samo zadnji dve fazi (končna koristna obtežba in končna faza lezenja). Kot je razvidno iz preglednice 44 mejni vrednosti pomikov, določeni v poglavju 9.5, nista preseženi.

Preglednica 44: Pomiki na sredini nosilca

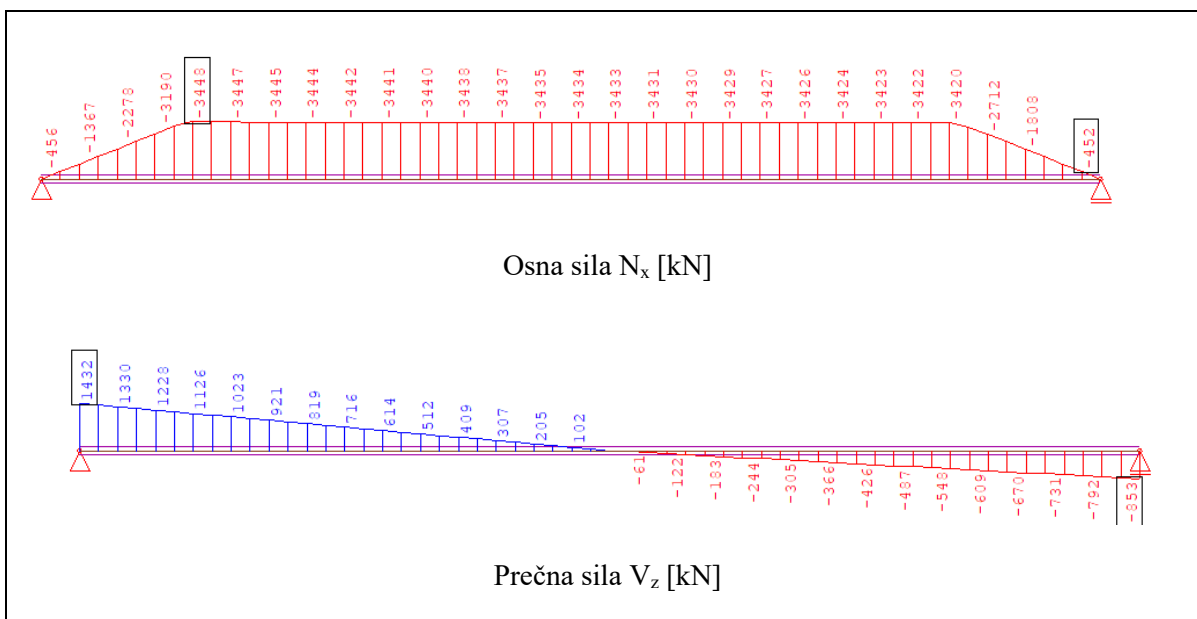
Oznaka	Računska vrednost [cm]	Mejna vrednost [cm]
w_{max}	2.6	3.7
w_2+w_3	0.4	3.2

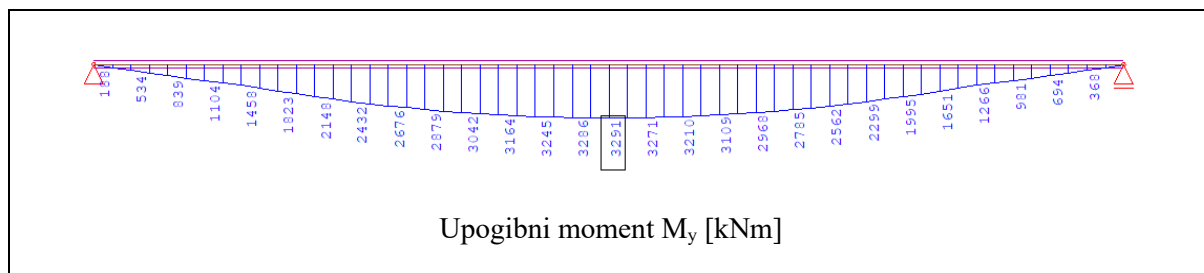
9.8.2.6 Notranje sile v nosilcu

Notranje sile v nosilcu smo izračunali za posamezne faze obremenjevanja nosilca, enako kot pri nosilcu BM 01 (podglavje 9.8.1.6).

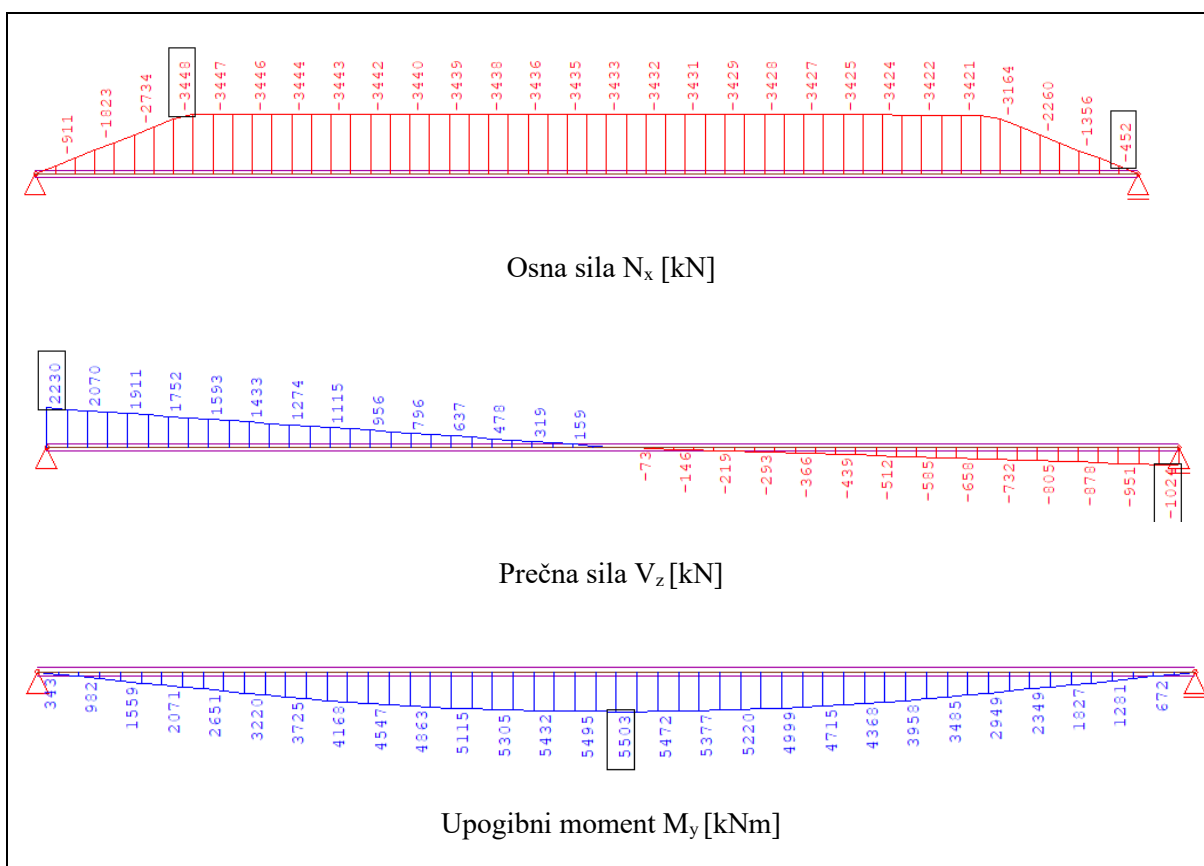


Slika 54: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v fazi napenjanja





Slika 55: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v fazi monolitizacije

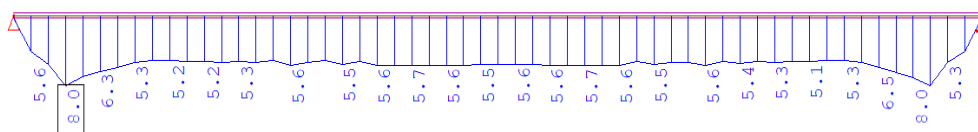


Slika 56: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v končnem stamju

9.8.2.7 Potrebna vzdolžna armatura

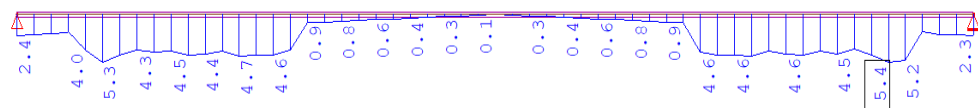
Potrebno glavno vzdolžno armaturo v posameznih slojih v prečnem prerezu (slika 41) smo določili za posamezne faze, opisane v poglavju 9.8.1.6. V fazi napenjanja dobimo zaradi negativnega upogibnega momenta samo zgornjo armaturo v sloju 2. V fazi monolitizacije dobimo armaturo v slojih 1 in 2. V končnem stanju pa dobimo še armaturo v sloju 3, torej v tlačni plošči. Na spodnjih slikah so prikazane vrednosti potrebne armature v posameznih slojih v treh fazah obremenjevanja. Za armiranje nosilca upoštevamo največje vrednosti iz posameznih faz. Pri armiranju slojev 1 in 3 upoštevamo armaturo iz faze končnega stanja pri armiranju sloja 2 pa armaturo iz faze napenjanja.

Faza napenjanja

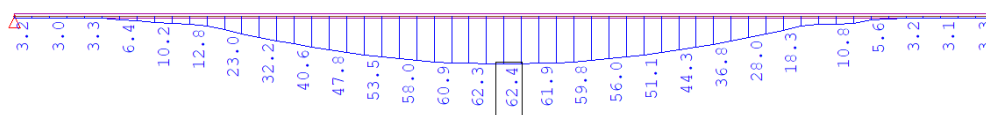


Slika 57: Potrebna armatura v sloju 2

Faza monolitizacije

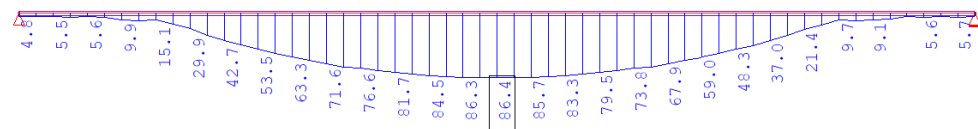


Slika 58: Potrebna armatura v sloju 2

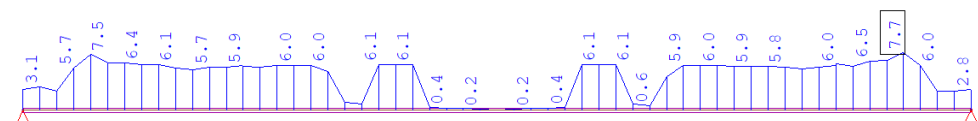


Slika 59: Potrebna spodnja armatura v sloju 1

Končno stanje



Slika 60: Potrebna armatura v sloju 1



Slika 61: Potrebna armatura v sloju 3

9.8.2.8 Omejitev deleža vzdolžne armature

Preglednica 45: Omejitev deleža vzdolžne armature

BM 02	A_c [cm ²]	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_{yk} [MPa]	$\rho_{L,min}$ [%]	$\rho_{L,max}$ [%]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_{s,max}$ [cm ²]
Faza monolitizacije	9750	50	4.07	500	0.21	4.0	17.14	390
Končno stanje	11884	50	4.07	500	0.21	4.0	20.70	475

9.8.2.9 Minimalno zahtevana strižna armatura

Preglednica 46: Minimalno zahtevana strižna armatura

BM 02	b_w [cm]	izbrani beton	izbrana armatura	f_{ck} [MPa]	f_{yk} [MPa]	$\rho_{w,min}$ [%]	$a_{sw,min}$ [cm ² /m]
Faza monolitizacije	90	C 50/60	B 500-B	50	500	0.113	10.18
Končno stanje	77	C 50/60	B 500-B	50	500	0.113	8.71

9.8.2.10 Dodatna vzdolžna armatura za prevzem prečne sile in izbrana vzdolžna armatura

Preglednica 47: Dodatna vzdolžna armatura za prevzem prečne sile ter izbrana vzdolžna armatura

BM 02	V_{Ed} [kN]	ΔF_{td} [kN]	ΔA_{SL} [cm ²]	$A_{SL,main}$ [cm ²]	Izberem $A_{SL,dej}$ [cm ²]
Faza monolitizacije	1350	675	15.5	0	50.0
Končno stanje (L=0,0 m)	2222	1111	25.6	0	50.0
Končno stanje (L=2.5 m)	1230	615	14.1	25	50.0
Končno stanje (L=4 m)	635	317	7.3	72	100.0
Končno stanje (L=5.5 m)	40	20	0.5	87	100.0

9.8.2.11 Strižna odpornost glede na nosilnost tlačne diagonale

Preglednica 48: Kontrola strižne odpornosti glede na nosilnost tlačne diagonale

BM 02	v_1	α_{cw}	ϑ [°]	$V_{Rd,max}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
Faza monolitizacije	0.48	1.0000	45	5832	1350
Končno stanje (L=0.0 m)	0.48	1.0000	45	7041	2222

9.8.2.12 Strižna odpornost strižno nearmiranega elementa

Preglednica 49: Strižna nosilnost strižno nearmiranega prereza

BM 02	$A_{sL,dej}$ [cm ²]	ρ_L [%]	k	k_1	$C_{Rd,c}$ [MPa]	V_{min} [MPa]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	strižna armatura
Faza monolitizacije	50.0	0.617	1.05	0.15	0.12	0.27	319	1350	Potrebna
Končno stanje (L=0,0 m)	50.0	0.511	1.04	0.15	0.12	0.26	359	2222	Potrebna
Končno stanje (L=2.5 m)	50.0	0.511	1.04	0.15	0.12	0.26	390	1230	Potrebna
Končno stanje (L=4 m)	100.0	1.023	1.04	0.15	0.12	0.26	483	635	Potrebna
Končno stanje (L=5.5 m)	100.0	1.023	1.04	0.15	0.12	0.26	483	40	Ni potrebna

9.8.2.13 Izbrana strižna armatura in pripadajoča strižna odpornost

Preglednica 50: Izbrana strižna armatura in pripadajoča strižna odpornost

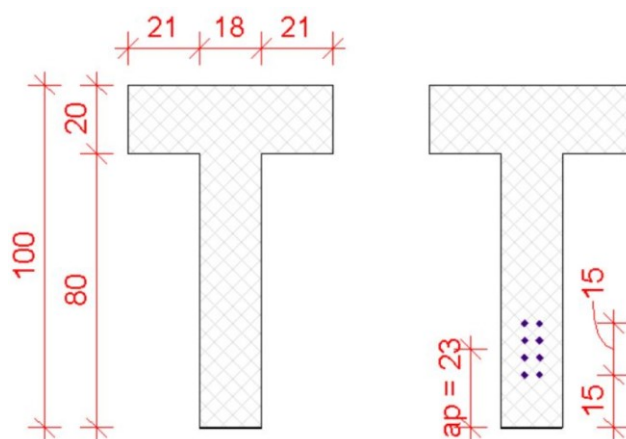
BM 02	vertikalna stremena	$\alpha_{sw,dej}$ [cm ² /m]	$\alpha_{sw,min}$ [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
Faza monolitizacije	Φ 12/10, 4-strižno	45.2	10.2	1593	1350
Končno stanje (L=0,0 m)	Φ 12/10, 4-strižno	45.2	8.7	2248	2222
Končno stanje (L=2.5 m)	Φ 12/15, 4-strižno	30.2	8.7	1499	1230
Končno stanje (L=4 m)	Φ 12/15, 2-strižno	15.1	8.7	749	635
Končno stanje (L=5.5 m)	Φ 12/20, 2-strižno	11.3	8.7	562	40

9.8.3 Primarni strešni nosilci med osmi B in C z oznako BM 03

Pri strešnih nosilcih ni faze monolitizacije. Tako imamo samo fazo napenjanja in končno stanje, ko je na nosilcu vsa obtežba.

9.8.3.1 Dimenzije in podatki o prednapetju

Na sliki 62 so prikazane dimenzije prečnega prereza ter položaj uporabljenih kablov za prednapenjanje. Uporabili smo 8 ravnih kablov prečnega prereza 150 mm^2 , katerih lastnosti so opisane v poglavju 4.4. Računski model za določitev notranjih statičnih količin je prosto ležeč nosilec dolžine 14,5 m.



Slika 62: Dimenzije prečnega prereza in položaj kablov

Preglednica 51: Dimenzije nosilca in podatki o prednapetju

BM 03	
l [m]	14.5
h [cm]	100
h_p [cm]	20
b_s [cm]	16
b_p [cm]	60
n_p	8
a_p [cm]	23
A_p [cm ²]	12
$P_{0,max}$ [kN]	1784

Kjer so:

n_p ... skupno število kablov,

a_p ... oddaljenost težišča kablov od spodnjega roba prereza,

A_p ... skupni prečni prerez kablov in

$P_{0,max}$...maksimalna sila prednapetja.

9.8.3.2 Izgube sile prednapetja

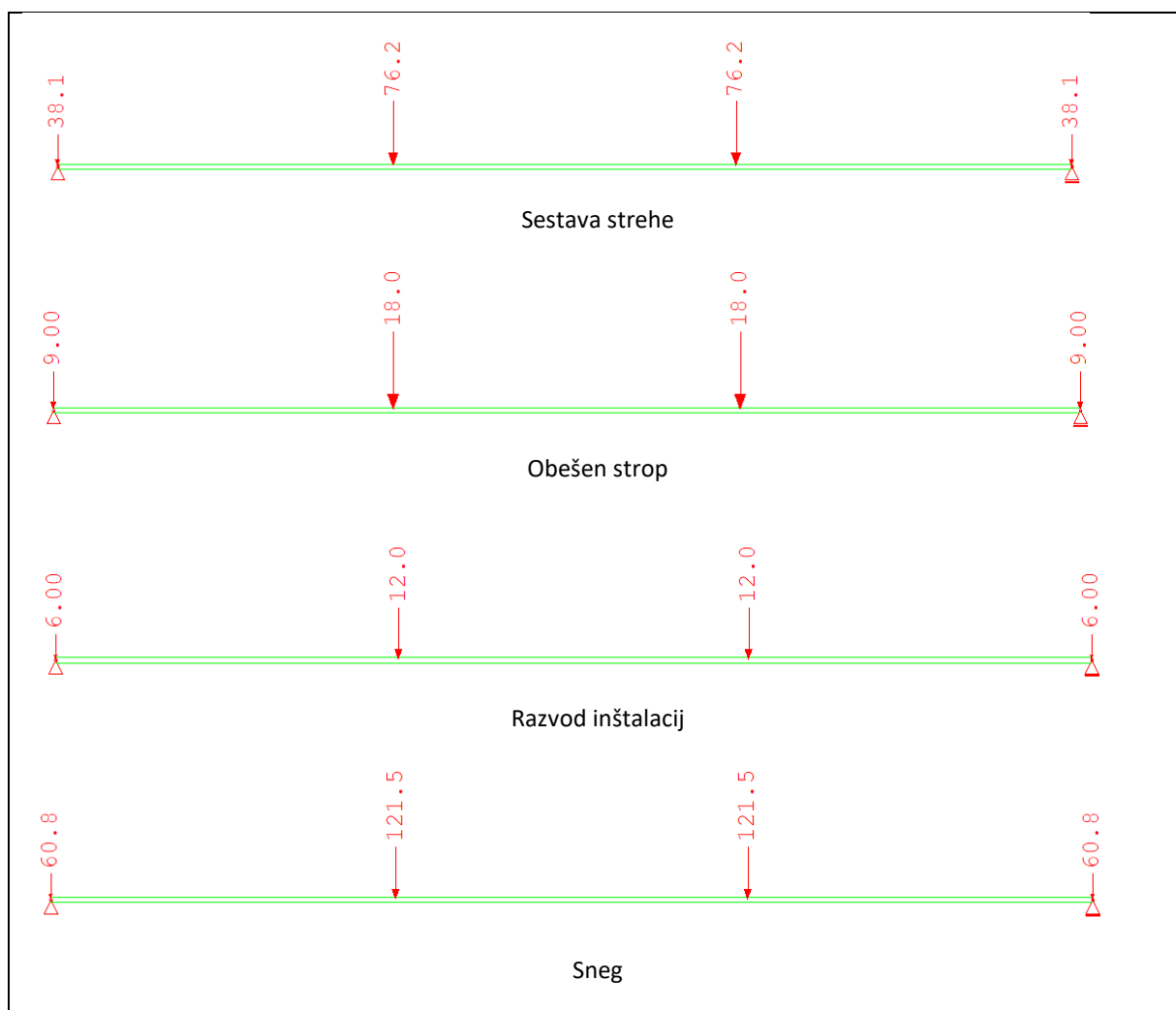
Začetne izgube sile prednapetja so upoštevane v programu Sofistik. Kot je bilo predstavljeno v poglavju 9.8.1.2 smo pri računu upoštevali dvajset odstotne časovno odvisne izgube sile prednapetja.

9.8.3.3 Vnos sile prednapetja

Upoštevali smo, da se sila prednapetja vnese v nosilec linearno od vrednosti 0 na razdalji 1,5 m od začetka in konca nosilca, kar je razvidno iz diagrama osne sile na sliki 64. Posledično se na tem območju spreminja tudi velikost upogibnega momenta, ki nastane zaradi prednapetja.

9.8.3.4 Obtežba na nosilec

Obtežba se iz strehe prenaša preko sekundarnih nosilcev na primarne nosilce, zato obtežbo na ta nosilec upoštevamo s štirimi točkovni silami na mestih naleganja sekundarnih nosilcev. Točkovne sile za posamezni obtežni primer smo določili s pomočjo vplivnih površin. Kot dodatno smo upoštevali še linijsko obtežbo obešenega stropa 0.3 kN/m in razvoda inštalacij 0.25 kN/m.



Slika 63: Točkovne obtežbe na strešni nosilec

9.8.3.5 Pomiki nosilca

Preverili smo končni vertikalni pomik ($w_{\max}$) ter pomik zaradi dolgotrajnega delovanja stalnih vplivov in končnih spremenljivih vplivov (w_2+w_3) pri navidezno stalni kombinaciji. Pomika smo preverili na sredini razpona, kjer sta največja. Pri določitvi pomika $w_{\max}$ smo upoštevali vse faze obremenjevanja nosilca prikazanega v preglednici 28, pri določitvi pomika w_2+w_3 pa samo zadnji dve fazi (obtežba snega in končna faza lezenja). Kot je razvidno iz preglednice 52 mejni vrednosti pomikov, določeni v poglavju 9.5, nista preseženi.

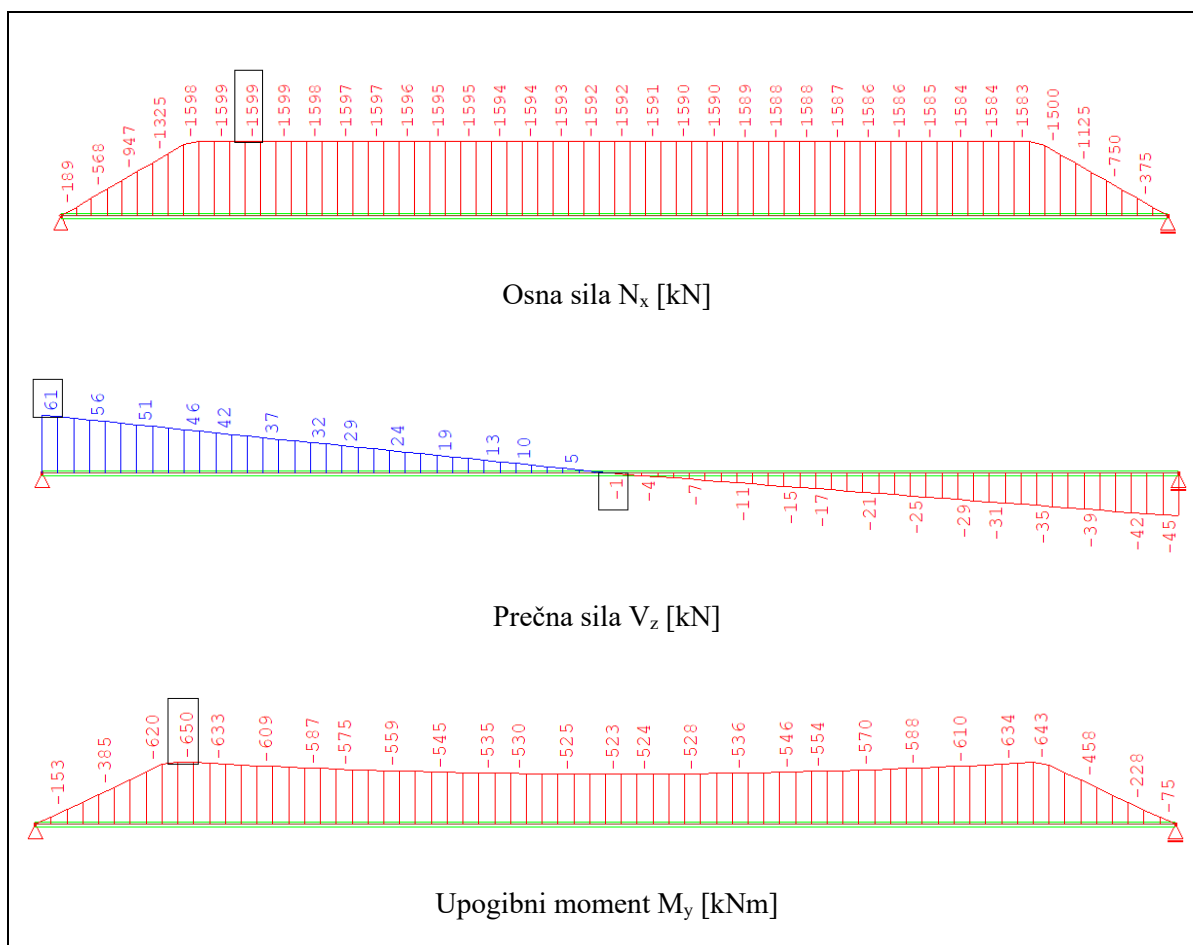
Preglednica 52: Pomiki na sredini nosilca

Oznaka	Računska vrednost [cm]	Mejna vrednost [cm]
$w_{\max}$	3.8	4.8
w_2+w_3	2.1	4.1

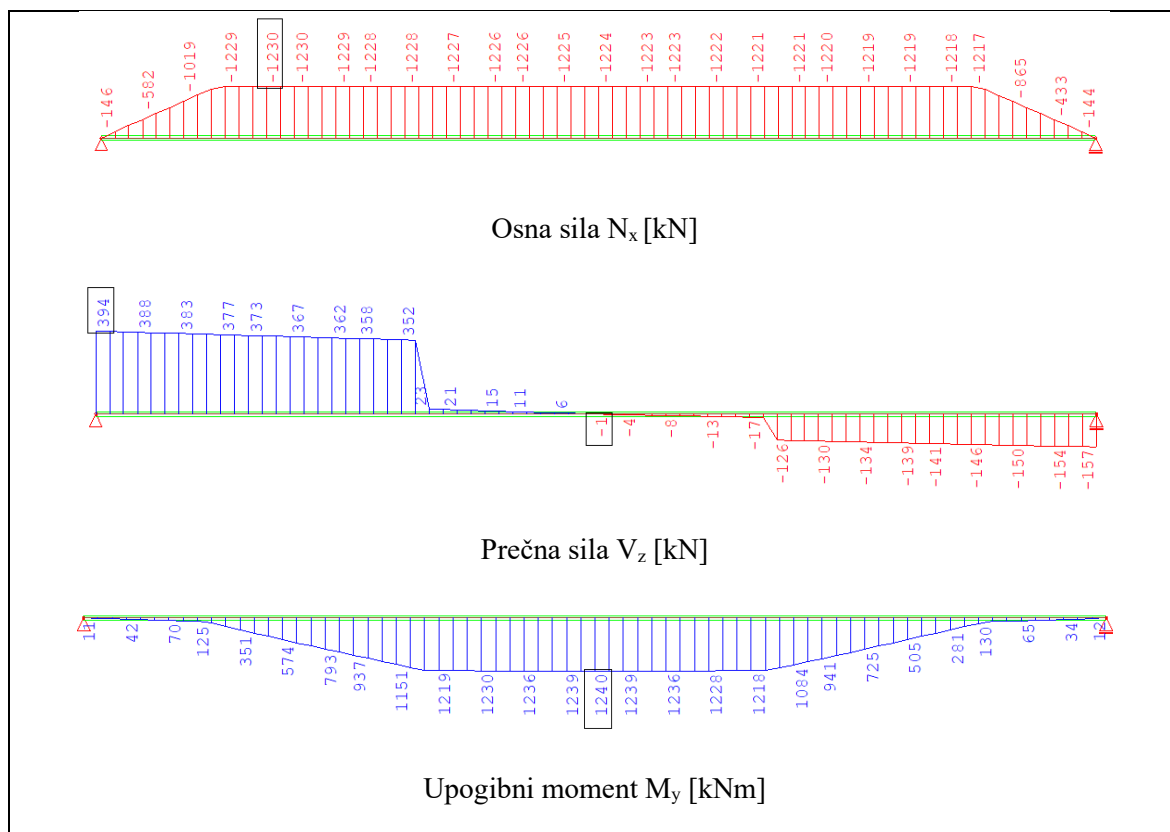
9.8.3.6 Notranje sile v nosilcu

Notranje sile v nosilcu smo izračunali posebej za posamezne faze obremenjevanja nosilca:

- **faza napenjanja**, ko je nosilec obremenjen z silo prednapetja in lastno težo;
- **končno stanje** ko je nosilec obremenjen z vso obtežbo in so izvršene vse izgube sile prednapetja.



Slika 64: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v fazi napenjanja

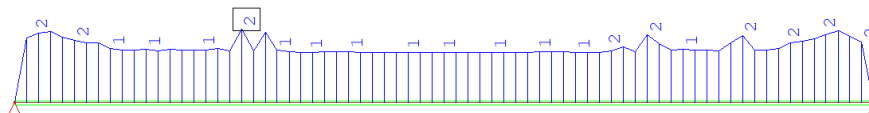


Slika 65: Potek notranjih statičnih količin vzdolž nosilca v končnem stanju

9.8.3.7 Potrebna vzdolžna armatura

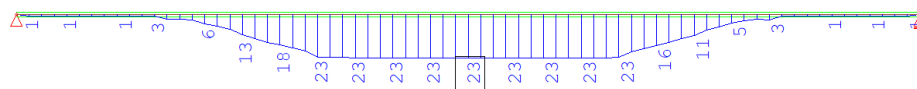
Potrebno glavno vzdolžno armaturo v posameznih slojih v prečnem prerezu (slika 43) smo določili za posamezne faze, opisane v prejšnjem poglavju. V fazi napenjanja dobimo, zaradi negativnega upogibnega momenta, samo zgornjo armaturo v sloju 2. V končnem stanju pa dobimo še spodnjo armaturo v sloju 1. Na spodnjih slikah so prikazane vrednosti potrebne armature v posameznih slojih v obeh fazah.

Faza napenjanja



Slika 66: Potrebna armatura v sloju 2

Končno stanje



Slika 67: Potrebna armatura v sloju 1

9.8.3.8 Omejitev deleža vzdolžne armature

Preglednica 53: Omejitev deleža vzdolžne armature

BM 03	A_c [cm ²]	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_{yk} [MPa]	$\rho_{L,min}$ [%]	$\rho_{L,max}$ [%]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_{s,max}$ [cm ²]
Končno stanje	2480	35	3.21	500	0.17	4.0	2.54	99

9.8.3.9 Minimalno zahtevana strižna armatura

Preglednica 54: Minimalno zahtevana strižna armatura

BM 03	b_w [cm]	izbrani beton	izbrana armatura	f_{ck} [MPa]	f_{yk} [MPa]	$\rho_{w,min}$ [%]	$a_{sw,min}$ [cm ² /m]
Končno stanje (L=0.0)	16	C 35/45	B 500-B	35	500	0.095	1.51
Končno stanje (L=2.5)	16	C 35/45	B 500-B	35	500	0.095	1.51
Končno stanje (L=6.5)	16	C 35/45	B 500-B	35	500	0.095	1.51

9.8.3.10 Dodatna vzdolžna armatura za prevzem prečne sile in izbrana vzdolžna armatura

Preglednica 55: Dodatna vzdolžna armatura za prevzem prečne sile in izbrana vzdolžna armatura

BM 03	V_{Ed} [kN]	ΔF_{td} [kN]	ΔA_{SL} [cm ²]	$A_{SL,main}$ [cm ²]	Izberem $A_{SL,dej}$ [cm ²]
Končno stanje (L=0.0)	394	197	4.5	0	15.0
Končno stanje (L=2.5)	258	129	3.0	8	15.0
Končno stanje (L=6.5)	41	20	0.5	23	30.0

9.8.3.11 Strižna odpornost glede na nosilnost tlačne diagonale

Preglednica 56: Kontrola strižne odpornosti glede na nosilnost tlačne diagonale

BM 03	v_1	α_{cw}	ϑ [°]	$V_{Rd,max}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
Končno stanje (L=0,0)	0.52	1.0000	45	830	394

9.8.3.12 Strižna odpornost strižno nearmiranega elementa

Preglednica 57: Strižna odpornost strižno nearmiranega prereza

BM 03	$A_{sL,dej}$ [cm ²]	ρ_L [%]	k	k_1	$C_{Rd,c}$ [MPa]	v_{min} [MPa]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	strižna armatura
Končno stanje (L=0,0)	15.0	0.987	1.05	0.15	0.12	0.22	62	394	Potrebna
Končno stanje (L=2.5)	15.0	0.987	1.05	0.15	0.12	0.22	69	258	Potrebna
Končno stanje (L=6.5)	30.0	1.974	1.05	0.15	0.12	0.22	85	41	Ni potrebna

9.8.3.13 Izbrana strižna armatura in pripadajoča strižna odpornost

Preglednica 58: Izbrana strižna armatura in pripadajoča strižna odpornost

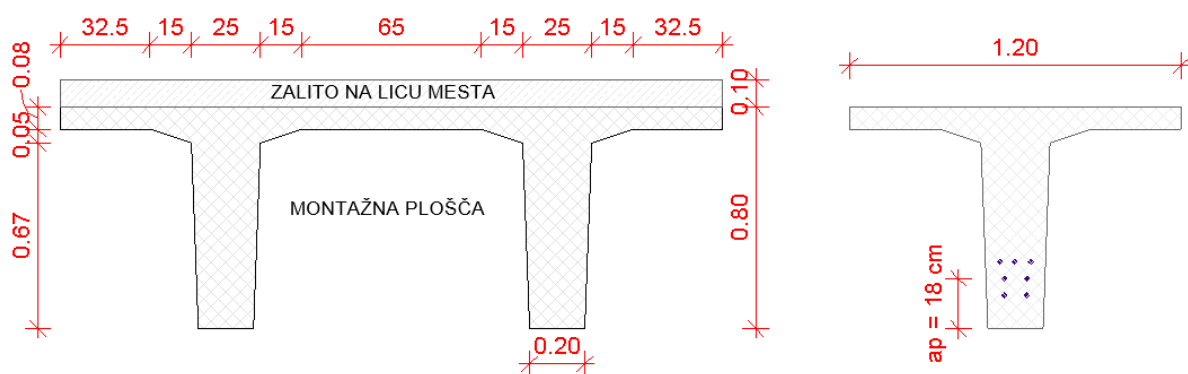
BM 03	vertikalna stremena	$a_{sw,dej}$ [cm ² /m]	$a_{sw,min}$ [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
Končno stanje (L=0.0)	Φ 10/10, 2-strižno	15.7	1.5	584	394
Končno stanje (L=2.5)	Φ 10/20, 2-strižno	7.9	1.5	292	258
Končno stanje (L=6.5)	Φ 10/20, 2-strižno	7.9	1.5	292	41

9.8.4 II plošče nad pritličjem

Pri II ploščah se po postavitvi na objekt izvaja monolitizacija s tlačno ploščo. Pri računu II plošč smo zaradi njihove geometrije lahko upoštevali samo polovico plošče (širina 1,2 m). To nam je omogočilo enostavnejše modeliranje prereza in kablov za prednapenjanje v programu Sofistik.

9.8.4.1 Dimenzije in podatki o prednapetju

Na sliki 68 so prikazane dimenzije prečnega prereza ter položaj uporabljenih kablov za prednapenjanje. V posameznem rebri II plošče smo uporabili 7 ravnih kablov prečnega prereza 150 mm^2 , katerih lastnosti so opisane v poglavju 4.4. Računski model za določitev notranjih statičnih količin je prosto ležeč nosilec dolžine 19,2 m.



Slika 68: Dimenzije prečnega prereza in položaj kablov

Preglednica 59: Dimenzije II plošče in podatki o prednapetju

II plošča	
l [m]	19.2
h [cm]	80
n_p	7
a_p [cm]	18
A_p [cm ²]	10.5
$P_{0,max}$ [kN]	1561

Pri čemer so:

n_p ... število kablov,

A_p ... skupni prečni prerez kablov,

a_p ... oddaljenost težišča kablov od spodnjega roba prereza,

$P_{0,max}$... pa maksimalna sila prednapetja.

9.8.4.2 Izgube sile prednapetja

Začetne izgube sile prednapetja so upoštevane v programu Sofistik. Kot je bilo predstavljeno v poglavju 9.8.1.2 smo pri računu upoštevali dvajset odstotne časovno odvisne izgube sile prednapetja.

9.8.4.3 Vnos sile prednapetja

Upoštevali smo, da se sila prednapetja vnese v nosilec linearno od vrednosti 0 na razdalji 1,5 m od začetka in konca nosilca, kar je razvidno iz diagrama osne sile na sliki 69. Posledično se na tem območju spreminja tudi velikost upogibnega momenta, ki nastane zaradi prednapetja.

9.8.4.4 Linijska obtežba na ploščo

Obtežbo na ploščo smo podali linijsko, in sicer s pomočjo vplivnih površin. Pripravili smo več obtežnih primerov, ki smo jih upoštevali pri postopnem obremenjevanju nosilca, opisanem v poglavju 9.4. V spodnji preglednici so podane vrednosti karakterističnih linijskih obtežb za posamezne obtežne primere. Nivo koristne obtežbe v končnem stanju se razlikuje od nivoja koristne obtežbe med montažo. S tem namenom smo pripravili dva obtežna primera (koristna delovna in koristna končna obtežba).

Preglednica 60: Linijska obtežba na ploščo

Obtežni primer	Linijska obtežba (kN/m)
Tlačna plošča	3
Taki in inštalacije	4.5
Koristna delovna obtežba	2.4
Koristna končna obtežba	6

9.8.4.5 Pomiki plošče

Preverili smo končni vertikalni pomik ($w_{\max}$) ter pomik zaradi dolgotrajnega delovanja stalnih vplivov in končnih spremenljivih vplivov (w_2+w_3) pri navidezno stalni kombinaciji. Pomika smo preverili na sredini razpona, kjer sta največja. Pri določitvi pomika $w_{\max}$ smo upoštevali vse faze obremenjevanja nosilca prikazanega v preglednici 27, pri določitvi pomika w_2+w_3 pa samo zadnji dve fazi (končna koristna obtežba in končna faza lezenja). Kot je razvidno iz preglednice 61 mejni vrednosti pomikov, določeni v poglavju 9.5, nista preseženi.

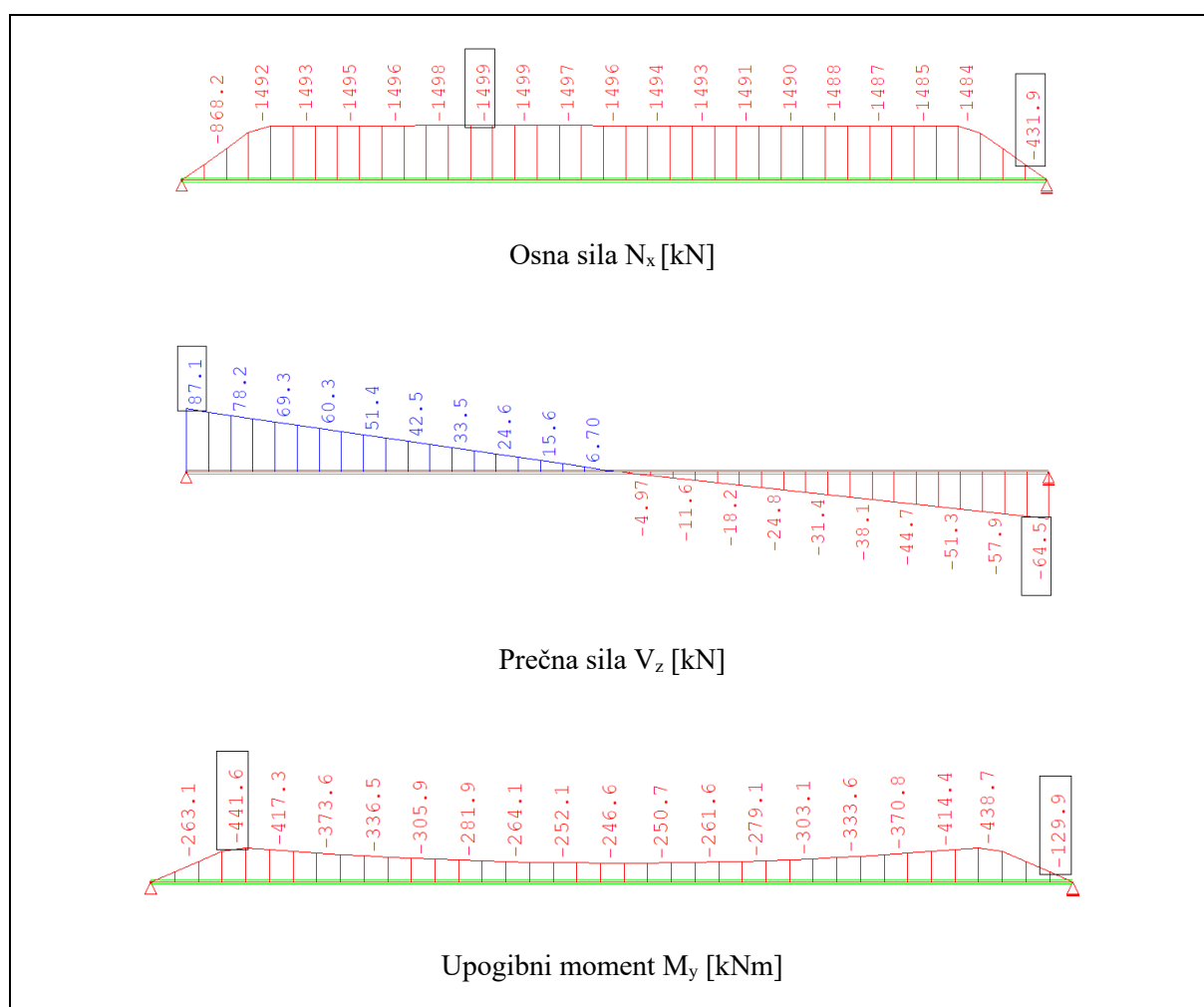
Preglednica 61: Pomiki na sredini plošče

Oznaka	Računska vrednost [cm]	Mejna vrednost [cm]
$w_{\max}$	2.3	6.4
w_2+w_3	1.9	5.5

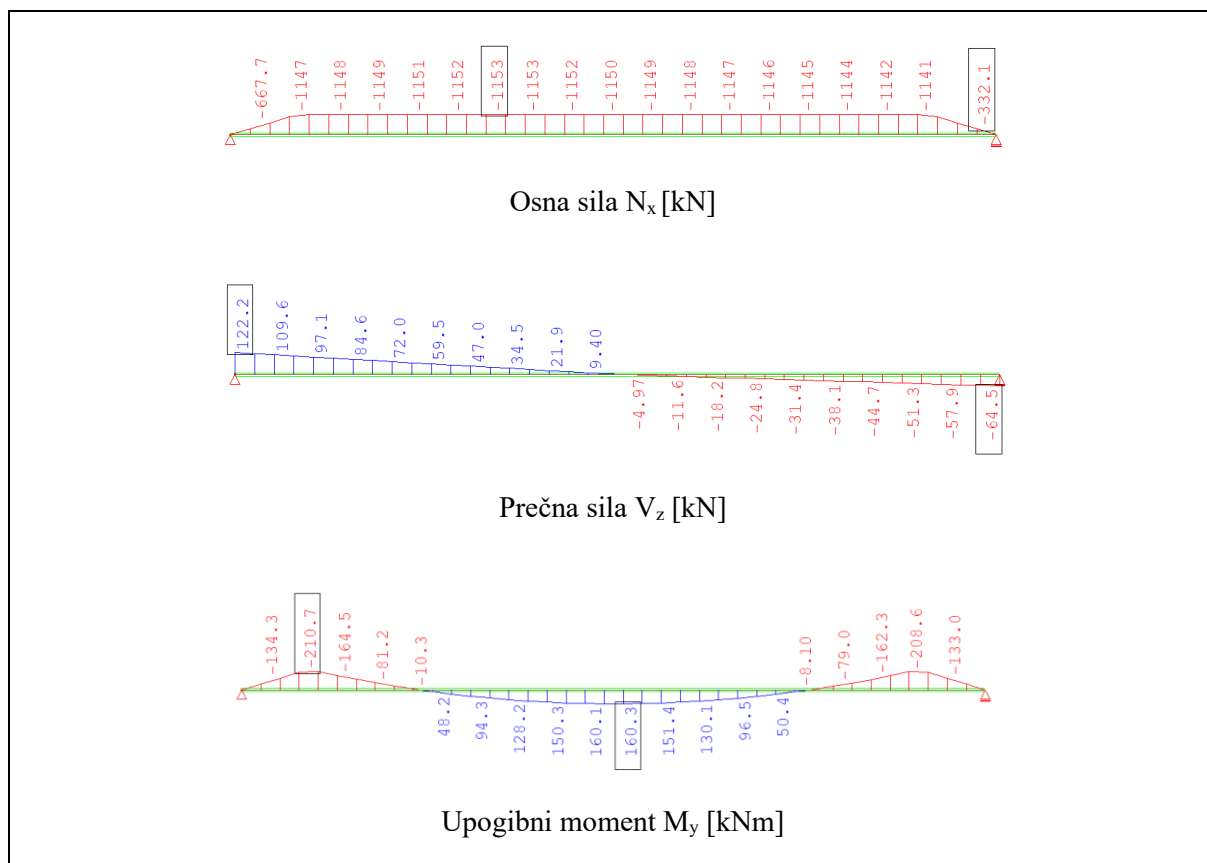
9.8.4.6 Notranje sile v plošči

Notranje sile v plošči smo izračunali za posamezne faze obremenjevanja:

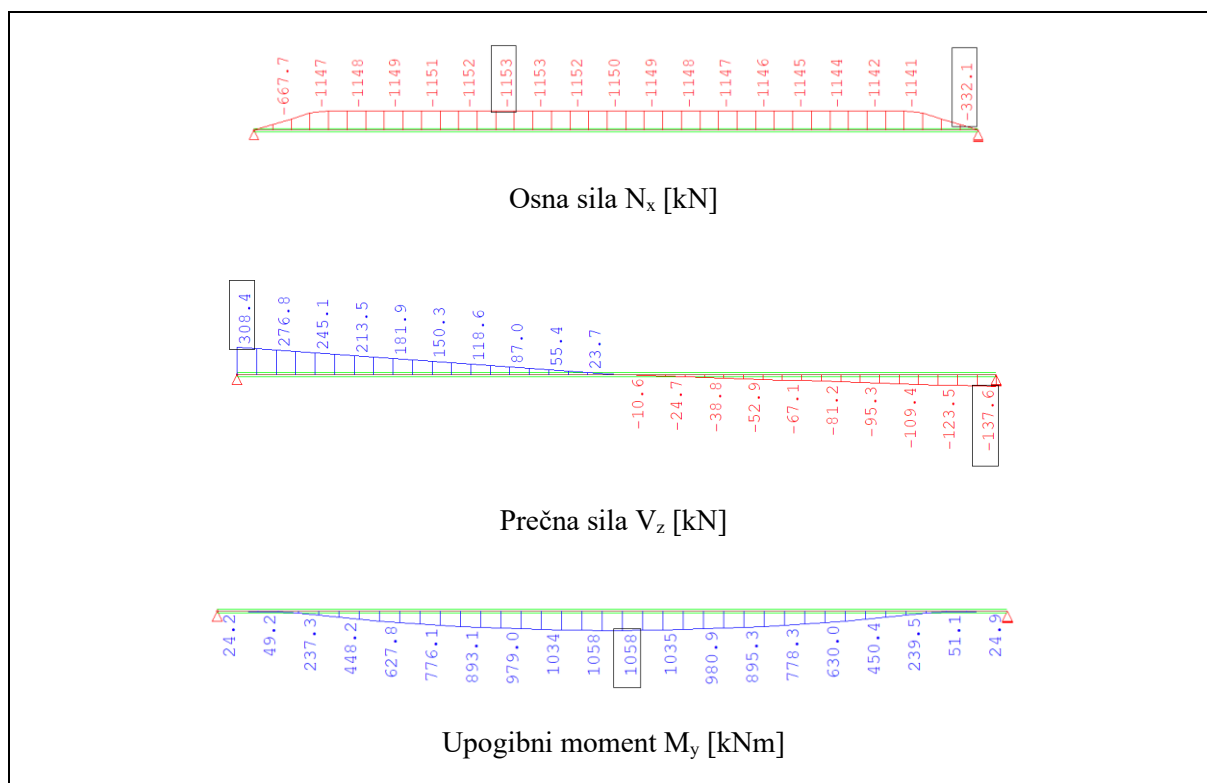
- **faza napenjanja**, ko je plošča obremenjena s silo prednapetja in lastno težo. V tej fazi upoštevamo samo montažni del plošče (oblika prereza 1 v preglednici 27);
- **faza monolitizacije**, ko je plošča obremenjena s silo prednapetja z izgubami, lastno težo, težo svežega betona tlačne plošče in koristno delovno obtežbo. V tej fazi upoštevamo samo montažni del plošče (oblika prereza 1 v preglednici 27);
- **končno stanje**, ko je plošča obremenjena z vso obtežbo in so izvršene vse izgube sile prednapetja. V tej fazi upoštevamo celotno višino plošče skupaj z naknadno zalitim delom (oblika prereza 2 v preglednici 27).



Slika 69: Potek notranjih statičnih količin vzdolž II plošče v fazi napenjanja



Slika 70: Potek notranjih statičnih količin vzdolž II plosče v fazi monolitizacije

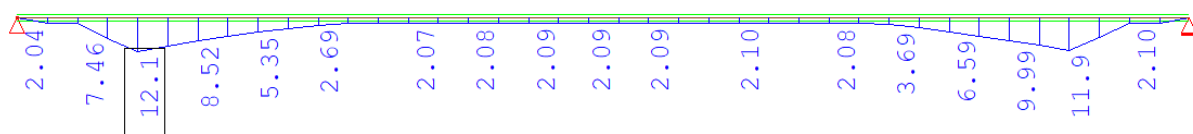


Slika 71: Potek notranjih statičnih količin vzdolž II plosče v končnem stanju

9.8.4.7 Potrebna vzdolžna armatura

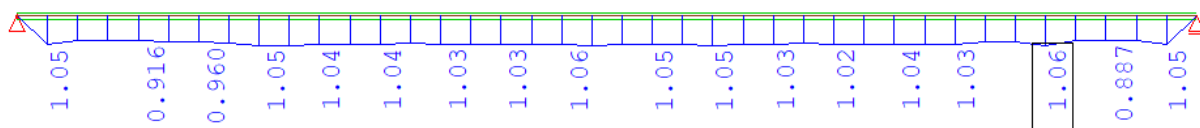
Potrebno glavno vzdolžno armaturo v posameznih slojih v prečnem prerezu (slika 42) smo določili za posamezne faze, opisane v prejšnjem poglavju. V fazi napenjanja dobimo zaradi negativnega upogibnega momenta samo zgornjo armaturo v sloju 2. V fazi monolitizacije dobimo armaturo v slojih 1 in 2. V fazi končnega stanja pa dobimo še armaturo v sloju 3, torej v tlačni plošči. Na spodnjih slikah so prikazane vrednosti potrebne armature v posameznih slojih v treh fazah obremenjevanja. Za armiranje nosilca upoštevamo največje vrednosti iz posameznih faz. Pri armiranju slojev 1 in 3 upoštevamo armaturo iz faze končnega stanja, pri armiranju sloja 2 pa armaturo iz faze napenjanja.

Faza napenjanja



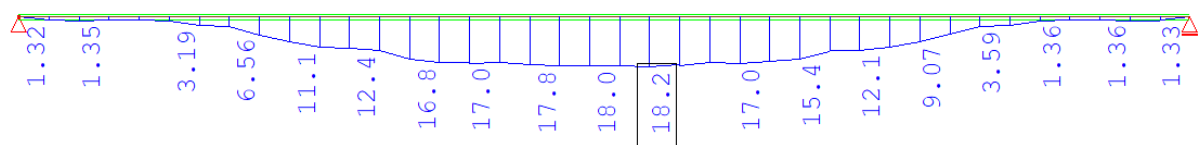
Slika 72: Potrebna armatura v sloju 2

Faza monolitizacije

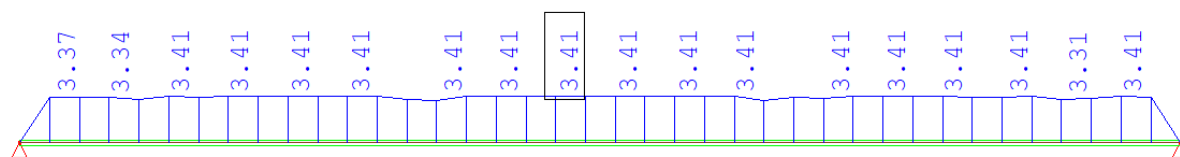


Slika 73: Potrebna armatura v sloju 1

Končno stanje



Slika 74: Potrebna armatura v sloju 1



Slika 75: Potrebna armatura v sloju 3

9.8.4.8 Omejitev deleža vzdolžne armature

Preglednica 62: Omejitev deleža vzdolžne armature

II plošča	A_c [cm ²]	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_{yk} [MPa]	$\rho_{L,min}$ [%]	$\rho_{L,max}$ [%]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_{s,max}$ [cm ²]
Faza monolitizacije	2000	40	3.51	500	0.18	4.00	3.42	80
Končno stanje	2250	40	3.51	500	0.18	4.0	3.88	90

9.8.4.9 Minimalno zahtevana strižna armatura

Preglednica 63: Minimalno zahtevana strižna armatura

II plošča	b_w [cm]	izbrani beton	izbrana armatura	f_{ck} [MPa]	f_{yk} [MPa]	$\rho_{w,min}$ [%]	$a_{sw,min}$ [cm ² /m]
Faza monolitizacije	25	C 40/50	B 500-B	40	500	0.101	2.53
Končno stanje	25	C 40/50	B 500-B	40	500	0.101	2.53

9.8.4.10 Dodatna vzdolžna armatura za prevzem prečne sile in izbrana vzdolžna armatura

Preglednica 64: Dodatna vzdolžna armatura za prevzem prečne sile in izbrana vzdolžna armatura

II plošča	V_{Ed} [kN]	ΔF_{td} [kN]	ΔA_{SL} [cm ²]	$A_{SL,main}$ [cm ²]	Izberem $A_{SL,dej}$ [cm ²]
Faza monolitizacije	122	61	1.4	0	10.0
Končno stanje (L=0.0 m)	310	155	3.6	0	10.0
Končno stanje (L=2.5 m)	229	115	2.6	4	10.0
Končno stanje (L=5.5 m)	132	66	1.5	12	20.0

9.8.4.11 Strižna odpornost glede na nosilnost tlačne diagonale

Preglednica 65: Kontrola strižne odpornosti glede na nosilnost tlačne diagonale

II plošča	v_1	α_{cw}	ϑ [°]	$V_{Rd,max}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
Faza monolitizacije	0.5	1.0000	45	1134	122
Končno stanje (L=0.0 m)	0.5	1.0000	45	1275	310

9.8.4.12 Strižna odpornost strižno nearmiranega elementa

Preglednica 66: Strižna nosilnost strižno nearmiranega prereza

II plošča	$A_{sL,dej}$ [cm ²]	ρ_L [%]	k	k_1	$C_{Rd,c}$ [MPa]	v_{min} [MPa]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	strižna armatura
Faza monolitizacije	10.0	0.533	1.05	0.15	0.12	0.24	66	122	Potrebna
Končno stanje (L=0.0 m)	10.0	0.471	1.05	0.15	0.12	0.24	71	310	Potrebna
Končno stanje (L=2.5 m)	10.0	0.471	1.05	0.15	0.12	0.24	89	229	Potrebna
Končno stanje (L=5.5 m)	20.0	0.941	1.05	0.15	0.12	0.24	108	132	Potrebna

9.8.4.13 Izbrana strižna armatura in pripadajoča strižna odpornost

Preglednica 67: Izbrana strižna armatura in pripadajoča strižna odpornost

II plošča	vertikalna stremena	$a_{sw,dej}$ [cm ² /m]	$a_{sw,min}$ [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
Faza monolitizacije	Φ 10/10, 2-strižno	15.7	2.5	461	122
Končno stanje (L=0.0 m)	Φ 10/10, 2-strižno	15.7	2.5	522	310
Končno stanje (L=2.5 m)	Φ 10/15, 2-strižno	10.5	2.5	348	229
Končno stanje (L=5.5 m)	Φ 10/20, 2-strižno	7.9	2.5	261	132

10 ZAKLJUČEK

Rezultati globalne potresne analize so pokazali, da več kot 90% potresne sile prevzamejo armiranobetonska jedra zaradi njihove velike togosti v primerjavi s togostjo montažnih armiranobetonskih stebrov. Pri dimenzioniranju montažnih stebrov se je posledično kot merodajno pokazala kombinacija mejnega stanja nosilnosti. Najbolj obremenjen montažni stebel je ob vpetju armiran z 1,28 odstotka vzdolžne armature glede na ploščino prečnega prereza, kar je bistveno manj od omejitve v standardu, ki znaša 4 odstotke.

V nadaljevanju smo izvedli analizo in dimenzioniranje prednapetih montažnih nosilcev kot izoliranih elementov. S pomočjo postopka postopnega obremenjevanja nosilcev v programu Sofistik smo določili dimenzije prečnih prerezov, število in položaje predhodno napetih kablov ter vzdolžno armaturo v vseh slojih v prečnem prerezu. Pri določanju strižne armature pa smo si pomagali s programom Excel, kjer smo pripravili posebno podlogo. Ta postopek dimenzioniranja se je izkazal za zelo učinkovitega, saj lahko z dobro pripravljenimi podlogami v obeh programih analizo in dimenzioniranje izvedemo pravilno in hitro.

Po končanem dimenzioniranju smo s pomočjo programa Revit izrisali opazne in armaturne načrte izbranih elementov. V programu Revit je armatura izrisana v 3D prostoru, kar pomeni, da se armaturna palica v modelu nahaja na točno določenem mestu v elementu. Tak način izrisa armature posledično privede do manjšega števila napak, kot so na primer križanje armature, prevelike višine stremen ter neizvedljivost izvedbe armature na gradbišču.

S pomočjo programa Revit smo izdelali tudi celoten BIM model konstrukcije. Način projektiranja montažnih konstrukcij s pomočjo BIM programov se je izkazal za zelo učinkovitega na več področjih. Poleg izboljšane koordinacije med posameznimi izdelovalci projekta se bistveno zmanjša tudi čas za pripravo načrtov in popisov. Pri uporabi ifc. modelov in ustreznih spletnih pregledovalnikov se bistveno izboljšata tudi koordinacija med samo gradnjo in sledenje spremembam.

VIRI

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja.

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

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

SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.

SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra – Nacionalni dodatek.

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

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

Scapelab d.o.o. 2018. Načrt arhitekture.

Stermecki, M. 2018. Iskra Mehanizmi Brnik - Objekt proizvodnje (faza 1) - Osnovni del. Ljubljana, Elea iC, 52 str.

Stermecki, M. 2018. Iskra Mehanizmi Brnik - Objekt proizvodnje (faza 1) – Aneks 1 – nosilna konstrukcija etaž in strehe. Ljubljana, Elea iC, 320 str.

Stermecki, M. 2018. Iskra Mehanizmi Brnik - Objekt proizvodnje (faza 1) – Aneks 2 – Armiranobetonski stebri. Ljubljana, Elea iC, 161 str.

Beg, D. 2011. Projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije.