

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Stanič, S., 2014. Analiza napetostnega in deformacijskega stanja prednapetega "V" nosilca. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S., somentor Čas, B.): 114 str.

Datum arhiviranja: 06-01-2015

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Stanič, S., 2014. Analiza napetostnega in deformacijskega stanja prednapetega "V" nosilca. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S., co-supervisor Čas, B.): 114 pp.

Archiving Date: 06-01-2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
gradbeništvo in
geodezijo



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

SANDI STANIČ

**ANALIZA NAPETOSTNEGA IN DEFORMACIJSKEGA
STANJA PREDNAPETEGA "V" NOSILCA**

Diplomska naloga št.: 3417/KS

**ANALYSIS OF THE STRESS AND STRAIN STATE OF
PRESTRESSED "V" BEAM**

Graduation thesis No.: 3417/KS

Mentor:

izr. prof. dr. Sebastjan Bratina

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

dr. Bojan Čas

Član komisije:

prof. dr. Boštjan Brank

Ljubljana, 18. 12. 2014

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

(ta stran je prazna)

IZJAVE

Podpisani **SANDI STANIČ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
**“ANALIZA NAPETOSTNEGA IN DEFORMACIJSKEGA STANJA
PREDNAPETEGA »V« NOSILCA”**.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana,

Sandi Stanič

(podpis kandidata)

(ta stran je prazna)

IZJAVA O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

(ta stran je prazna)

BIBLIOGRAFSKO–DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 624.072.2(043.2)
- Avtor:** Sandi Stanič
- Mentor:** izr. prof. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. gradb.
- Somentor:** dr. Bojan Čas, univ. dipl. inž. gradb.
- Naslov:** Analiza napetostnega in deformacijskega stanja prednapetega »V« nosilca
- Obseg in oprema:** 114 str., 15 pregl., 79 sl., 205 en.
- Ključne besede:** predhodno prednapeti »V« nosilec, izgube sile prednapetja, napetosti, deformacije, povesi, nosilnost, Evrokodi.

Izvodček:

V diplomski nalogi analiziramo in projektiramo prednapeti »V« nosilca dolžine 28,08 m ter višine 1,0 m, ki je del strešne konstrukcije armiranobetonske montažne hale. Nosilec je predhodno prednapet z 22 ravnimi kabli, katerih del je na obeh koncih nosilca nevtraliziran. Projektiranje izvajamo skladno z zahtevami iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. V prvem delu naloge preverimo napetostno deformacijsko stanje nosilca v mejnih stanjih uporabnosti ter nosilnosti. V mejnem stanju uporabnosti računsko preverimo napetosti, širino razpok ter povesi nosilca, v mejnih stanjih nosilnosti pa varnost proti upogibni in strižni nosilnosti. V izračunih upoštevamo začetne in časovno odvisne izgube prednapetja, vpliv toplotne obdelave betona na izgube ter mehanske karakteristike dejansko vgrajenih materialov. Analizo napetostnega in deformacijskega stanja prečnega prereza izvajamo s pomočjo aplikacije, ki jo izdelamo v programu Microsoft Excel. V drugem delu diplomske naloge predstavimo rezultate obremenilnega preizkusa, ki ga je izvedlo podjetje Pre System S.p.A iz Italije. V okviru preizkusa so se izvajale meritve ter račun povesov nosilca pri karakteristični kombinaciji vplivov. V tretjem delu diplomske naloge s pomočjo računalniškega programa NFIRA izvedemo nelinearno mehansko analizo prednapetega nosilca pri delovanju kratkotrajne statične obtežbe. Ugotovimo dobro medsebojno ujemanje rezultatov različnih analiz prednapetega »V« nosilca.

(ta stran je prazna)

BIBLIOGRAPHIC–DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.072.2(043.2)
Author: Sandi Stanič
Supervisor: Assoc. Prof. Sebastjan Bratina, Ph. D.
Cosupervisor: Bojan Čas, Ph. D.
Title: Analysis of the stress and strain state of prestressed »V« beam
Notes: 114 p., 15 tab., 79 fig., 205 eq.
Key words: prestressed »V« beam, loss of prestressing force, stress, strain, deflection, load-bearing capacity, Eurocodes.

Abstract:

In the thesis, we design and analyze a prestressed concrete "V" beam which is part of the roof structure of a reinforced prefabricated concrete hall. The beam is 28.08 m in length and 1.0 m in height. The beam is prestressed with 22 flat tendons and a part of them are neutralized on both ends. The calculation is made in accordance with the requirements of Standard SIST EN 1992-1-1:2005. In the first part of the thesis, we checked the stress and strain state of the beam for serviceability and ultimate limit state. In calculating its serviceability limit state we checked the stress, the width of cracks and deflection of the beam. In calculating its ultimate limit state we checked shear and the bending resistance of the beam. In our calculations, we took into account the loss of prestressing force, the effect of heat treatment on loss of prestressing force, and the mechanical characteristics of the actual installed materials. The analysis of stress and strain state of the cross-section was made using Microsoft Excel software. In the second part of the thesis, we present the results of the tests carried out by the Italian company Pre System S.p.A.. The test consisted of computer-calculated as well as measured deflection of a load test according to a characteristic combination of loads. In the third part of the thesis, we calculated the beam by using non-linear calculation methods with NFIRA computer software. We found that the results from all three parts of the thesis correspond well.

(ta stran je prazna)

ZAHVALA

Zahvala za pomoč pri izdelavi diplomske naloge gre izr. prof. dr. Sebastjanu Bratini, univ. dipl. inž. grad. ter somentorju dr. Bojanu Času, univ. dipl. inž. grad.. Zahvala gre tudi podjetju Pre System S.p.A., ki je pomagalo s podatki obravnavanega nosilca ter podjetju Projekt d.d., pri katerem sem zaposlen in so mi omogočili dokončanje študija.

Zahvala gre tudi mojemu dekletu in družini, ki so mi pomagali med izdelavo diplomske naloge.

(ta stran je prazna)

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	OSNOVNI PODATKI O PREDNAPETEM BETONSKEM "V" NOSILCU.....	5
2.1	Predstavitev prednapetega nosilca.....	5
2.1.1	Podatki o geometriji	5
2.1.2	Podatki o vgrajeni kabelski in mehki armaturi.....	6
2.2	Mehanske lastnosti uporabljenih materialov.....	9
2.2.1	Beton C55/67	9
2.2.2	Jeklo za armiranje S450.....	10
2.2.3	Jeklo za prednapenjanje	11
2.3	Nega in toplotna obdelava betona med procesom strjevanja	12
2.4	Zunanji vplivi in pogoji okolja	16
2.5	Idealiziran računski model prednapetega nosilca	16
2.5.1	Model prostoležečega linijskega nosilca	16
2.5.2	Geometrijske karakteristike prečnega prereza	17
2.6	Projektne obremenitve zaradi zunanjih vplivov.....	20
2.6.1	Mejna stanja uporabnosti.....	20
2.6.2	Mejna stanja nosilnosti	22
3	RAČUN ZAČETNE SILE PREDNAPETJA.....	25
3.1	Izbira napenjalne sile	25
3.2	Začetne izgube prednapetja med postopkom napenjanja	26
3.3	Začetne izgube prednapetja pred prenosom prednapetja na beton	27
3.3.1	Izgube zaradi kratkotrajne relaksacije kablov.....	27
3.3.2	Izgube prednapetja zaradi krčenja betona v času od betoniranja do rezanja kablov.....	31
3.4	Začetne izgube prednapetja zaradi elastične deformacije betona ob prenosu prednapetja na beton	32
3.5	Aplikacija za določitev napetostnega in deformacijskega stanja v prečnem prerezu prednapetega »V« nosilca.....	33
3.5.1	Osnovne predpostavke	33
3.5.2	Zagotovitev ravnotežja razpokanega prečnega prereza	35

3.6	Določitev začetne sile prednapetja.....	40
3.7	Vnos sile prednapetja v beton.....	48
4	DOLOČITEV LIMITNE KABELSKE SILE IN PREVERJANJE ZAHTEV V MEJNEM STANJU UPORABNOSTI.....	51
4.1	Račun časovno odvisnih izgub sile prednapetja.....	51
4.1.1	Izračun absolutne vrednosti spremembe napetosti v kablji zaradi relaksacije jekla.....	52
4.1.2	Izračun deformacij zaradi krčenja betona.....	52
4.1.3	Določitev koeficienta lezenja betona.....	54
4.1.4	Napetost v betonu na mestu kablov zaradi stalne obtežbe, začetnega prednapetja in drugih navidezno stalnih vplivov.....	55
4.2	Limitna kabelska sila.....	56
4.3	Kontrola napetosti na različne kombinacije zunanjih vplivov in določitev potrebne armature.....	58
4.3.1	Navidezno stalna kombinacija vplivov.....	58
4.3.2	Karakteristična kombinacija vplivov.....	61
4.3.3	Pogosta kombinacija vplivov.....	64
4.4	Določitev potrebne armature glede na omejitev širine razpok.....	66
4.4.1	Prečni prerez na sredini razpetine nosilca.....	67
4.4.2	Prečni prerez ob podpori nosilca tik po rezanju kablov.....	69
4.5	Račun širine razpok.....	70
4.5.1	Prečni prerez na sredini razpetine nosilca.....	70
4.5.2	Prečni prerez ob podpori nosilca tik po rezanju kablov.....	72
4.6	Omejitev povosov.....	73
5	KONTROLA VARNOSTI PREDNAPETEGA NOSILCA V MEJNIH STANJIH NOSILNOSTI.....	77
5.1	Osno-upogibna obremenitev.....	77
5.1.1	Račun ravnotežja prečnega prereza.....	79
5.1.2	Določitev potrebne mehke armature.....	82
5.1.3	Odpornost prereza.....	83
5.2	Strižna obremenitev in odpornost.....	84

6	ODZIV PREDNAPETEGA NOSILCA PRI DELOVANJU KRATKOTRAJNE	
	STATIČNE OBTEŽBE.....	89
6.1	Povzetek analize prednapetega nosilca, opravljene s strani proizvajalca.....	89
6.1.1	Račun upogibne nosilnosti in povesov nosilca v primeru modeliranja	
	zunanjih vplivov z enakomerno linijsko obtežbo	90
6.1.2	Račun upogibne nosilnosti in povesov nosilca v primeru modeliranja	
	zunanjih vplivov s točkovnimi silami.....	91
6.1.3	Obremenilni preizkus prednapetega nosilca.....	92
6.2	Nelinearna analiza mehanskega odziva prednapetega nosilca s programom	
	NFIRA	95
6.2.1	Osnovne predpostavke matematičnega modela.....	95
6.2.2	Upoštevani materialni modeli za mejna stanja uporabnosti	95
6.2.3	Upoštevani materialni modeli za mejna stanja nosilnosti.....	97
6.2.4	Idealiziran računski model nosilca	98
6.2.5	Mehanski odziv nosilca pri navidezno stalni kombinaciji vplivov.....	99
6.2.6	Mehanski odziv nosilca pri karakteristični kombinaciji vplivov	101
6.2.7	Mehanski odziv nosilca pri delovanju koncentriranih sil – modeliranje	
	obremenilnega preizkusa	102
6.2.8	Analiza napetostnega in deformacijskega stanja nosilca pri kombinaciji	
	obtežb za mejna stanja nosilnosti.....	104
6.2.9	Modeliranje mehanskega odziva nosilca pri delovanju kratkotrajne statične	
	obtežbe vse do računske porušitve	105
6.3	Primerjava rezultatov	106
7	ZAKLJUČKI	109
	VIRI	111

(ta stran je prazna)

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Maksimalne vrednosti projektnih obremenitev nosilca v mejnih stanjih uporabnosti	22
Preglednica 2: Maksimalne vrednosti projektnih obremenitev nosilca v mejnih stanjih nosilnosti.....	24
Preglednica 3: Izgube prednapetja zaradi relaksacija jekla brez upoštevanja učinka toplotne obdelave.....	30
Preglednica 4: Izgube prednapetja zaradi relaksacija jekla z upoštevanjem učinka toplotne obdelave.....	30
Preglednica 5: Prispevki posameznih lamel betonskega prereza k skupni odpornosti prečnega prereza prednapetega »V« nosilca tik po rezanju kablov.	41
Preglednica 6: Začetna sila prednapetja $P_{m,0}$ in pripadajoče napetosti $\sigma_{m,0}$ v različnih prečnih prerezih vzdolž nosilca	44
Preglednica 7: Napetosti v betonu na mestu kablov zaradi navidezno stalne kombinacije vplivov vzdolž nosilca.....	56
Preglednica 8: Limitne napetosti v kablji po izvršitvi vseh izgub.....	56
Preglednica 9: Potreben prirastek deformacije kablov pri kateri se le-ti plastificirajo	79
Preglednica 10: Primerjava vrednosti delnih faktorjev v mejnem stanju nosilnosti	89
Preglednica 11: Primerjava vrednosti delnih faktorjev za karakteristično kombinacijo vplivov	90
Preglednica 12: Rezultati meritev pomikov prednapetega »V« nosilca tipa »Wing 100« pri obremenilnem preizkusu.....	94
Preglednica 13: Primerjav rezultatov – računski povesi nosilca na sredini razpona:.....	106
Preglednica 14: Primerjav rezultatov – odpornostni moment prečnega prereza nosilca:.....	107
Preglednica 15: Primerjav rezultatov – dopustna enakomerno porazdeljena mejna obtežba:	107

(ta stran je prazna)

KAZALO SLIK

Slika 1: Armirano betonska odprta montažna hala. Strešna konstrukcija je sestavljena iz prednapetih »V« nosilcev tipa »Wing100«.	1
Slika 2: Prednapeti »V« nosilec tipa »Wing100« na gradbišču v Logatcu.	2
Slika 3: Vzdolžni pogled "V" nosilca tipa "Wing100" (dimenzije v cm).	5
Slika 4: Prečni prerez "V" nosilca tipa "Wing100" (dimenzije v cm).	5
Slika 5: Napenjalna steza s kalupom za "V" nosilce tipa "Wing".	6
Slika 6: Razporeditev prednapetih kablov po prečnem prerezu in nevtralizacija.	7
Slika 7: Razporeditev vzdolžne rebraste armature.	8
Slika 8: Razporeditev vgrajene strižne armature v območju podpore.	8
Slika 9: Računska sovisnost med napetostjo in deformacijo tlačno obremenjenega betona trdnostnega razreda C55/67.	10
Slika 10: Računska sovisnost med napetostjo in deformacijo jekla za armiranje trdnostnega razreda S450C.	11
Slika 11: Računska sovisnost med napetostjo in deformacijo jekla za prednapenjanje trdnostnega razreda 1670/1860.	12
Slika 12: AB montažni element med procesom parjenja ter negovanja.	13
Slika 13: Časovno spreminjanje temperature v kalupu med procesom parjenja.	13
Slika 14: Naraščanja tlačne trdnosti betona med procesom parjenja.	15
Slika 15: Idealiziran računski model prednapetega "V" nosilca.	16
Slika 16: Računalniški izpis geometrijskih karakteristik prečnega prereza prednapetega »V« nosilca.	17
Slika 17: Podroben prikaz razporeditve kablov v spodnji coni prečnega prereza "V" nosilca.	19
Slika 18: Potek projektne upogibnega momenta M_{Ed} [kNm] v mejnih stanjih uporabnosti.	21
Slika 19: Potek projektne prečne sile V_{Ed} [kN] v mejnih stanjih uporabnosti.	22
Slika 20: Potek projektne vrednosti upogibnega momenta M_{Ed} [kNm] v mejnih stanjih nosilnosti.	23
Slika 21: Potek projektne prečne sile V_{Ed} [kN] v mejnih stanjih nosilnosti.	23
Slika 22: Izmerjen in izračunan časovni razvoj izgube prednapetja zaradi relaksacije jekla do časa 120 ur.	28

Slika 23: Primerjava relaksacije jekla med enačbami in dejanskim testom z upoštevanjem temperaturne obdelave.	29
Slika 24: Prikaz deformacijskega in napetostnega stanja v značilnem prečnem prerezu obravnavanega prednapetega »V« nosilca, ki je razpokan.	34
Slika 25: Lege analiziranih prečnih prerezov vzdolž prednapetega »V« nosilca (dimenzije v cm)	35
Slika 26: Razdelitev prečnega prereza prednapetega »V« nosilca na 20 lamel.....	37
Slika 27: Izpis značilnih deformacij in napetosti v obravnavanem prerezu prednapetega »V« nosilca (Microsoft Excel 2010).....	39
Slika 28: Izpis prispevkov betona, armature in kablov k odpornosti prereza (Microsoft Excel 2010)	39
Slika 29: Potek začetne sile prednapetja $P_{m,0}$ tik po vnosu prednapetja na beton.....	44
Slika 30: Potek napetosti v betonu na spodnjem robu nosilca tik po prenosu prednapetja na beton.....	45
Slika 31: Potek deformacij v betonu na spodnjem robu nosilca tik po prenosu prednapetja na beton.....	45
Slika 32: Potek deformacij v betonu na zgornjem robu nosilca tik po prenosu prednapetja na beton.....	46
Slika 33: Potek napetosti v zgornji armaturi tik po prenosu prednapetja na beton.....	46
Slika 34: Prikaz deformacij v betonu vzdolž nosilca tik po rezanju kablov oziroma prenosu prednapetja na beton	47
Slika 35: Potek limitne kabelske sile $P_{m,\infty}$ vzdolž nosilca	57
Slika 36: Spreminjanje poteka sile prednapetja od faze napenjanja pa do končnega (stabiliziranega) stanja	57
Slika 37: Potek napetosti v betonu na spodnjem robu nosilca pri navidezno stalni kombinaciji vplivov (NSKV).....	58
Slika 38: Potek napetosti v betonu na zgornjem robu nosilca pri NSKV	59
Slika 39: Potek deformacij v betonu na spodnjem robu nosilca pri NSKV	59
Slika 40: Potek deformacij v betonu na zgornjem robu nosilca pri NSKV	60
Slika 41: Potek napetosti v zgornji armaturi pri NSKV.....	60
Slika 42: Potek napetosti v betonu na mestu kablov pri navidezno stalni kombinaciji vplivov (kontrola stanja dekompresije).....	61

Slika 43: Potek kabelske sile $P_{m,KKV}$ vzdolž nosilca pri karakteristični kombinaciji vplivov (KKV).....	62
Slika 44: Potek deformacij v betonu na spodnjem robu nosilca pri karakteristični kombinaciji vplivov (KKV).....	62
Slika 45: Potek deformacij v betonu na zgornjem robu nosilca pri KKV.....	63
Slika 46: Potek napetosti v zgornji armaturi pri KKV	63
Slika 47: Potek kabelske sile $P_{m,PKV}$ vzdolž nosilca pri pogosti kombinaciji vplivov (PKV)....	64
Slika 48: Potek deformacij v betonu na spodnjem robu nosilca pri pogosti kombinaciji vplivov (PKV)	65
Slika 49: Potek deformacij v betonu na zgornjem robu nosilca pri PKV.....	65
Slika 50: Potek napetosti v zgornji armaturi pri PKV	66
Slika 51: Upogibni moment vzdolž nosilca pri navidezno stalni kombinaciji zunanje obtežbe	74
Slika 52: Upogibni moment vzdolž nosilca zaradi vpliva prednapetja	74
Slika 53: Lega virtualne sile δF ter mesto iskanega pomika w_z	74
Slika 54: Upogibni moment vzdolž nosilca zaradi virtualne sile $\delta F=I$	75
Slika 55: Prikaz deformacijskega in napetostnega stanja v mejnem stanju nosilnosti v značilnem prečnem prerezu obravnavanega prednapetega »V« nosilca	77
Slika 56: Projektna vrednost sile prednapetja P_d in projektna nosilnost kablov P_{pd}	79
Slika 57: Potek deformacij v betonu na spodnjem robu nosilca v mejnih stanjih nosilnosti (MSN).....	80
Slika 58: Potek deformacij v betonu na zgornjem robu nosilca v MSN	81
Slika 59: Potek napetosti v zgornji armaturi v MSN.....	81
Slika 60: Potek napetosti v spodnji armaturi v MSN	82
Slika 61: Primerjava odpornostnega momenta M_{Rd} in projektne obremenitve v mejnih stanjih nosilnosti $M_{Ed,MSN}$	83
Slika 62: Računski strižni prerez nosilca.....	86
Slika 63: Shema vgrajene strižne armature ob podpori.....	87
Slika 64: Shema postavitve koncentriranih sil na računski model nosilca.....	91
Slika 65: Obremenilni preizkus primerljivega nosilca z betonskimi utežmi - "stebrički" in "sedli" (Pre-System S.p.A.,2011).....	93

Slika 66: Nanašanje betonskih uteži na primerljiv prednapeti nosilec med obremenilnim preizkusom (Pre-System S.p.A.,2011).....	93
Slika 67: Predstavitev sovisnosti med napetostjo in tlačno deformacijo betona C55/67 za analizo konstrukcij (SIST EN 1992-1-1:2005).	96
Slika 68: Konstitutivni model betona C55/67 v nategu po Berganu (Bergan in sod., 1979)...	96
Slika 69: Zakon stika med betonom in prednapetim kablom (Ayoub in sod., 2010).	97
Slika 70: Mreža končnih elementov za idealiziran model prostoležečega nosilca.	98
Slika 71: Prečni prerez nosilca razdeljenega na 20 lamel.	98
Slika 72: Primerjava poteka limitne kableske sile $P_{m,lim}$ s kablesko silo iz prvega dela naloge.	100
Slika 73: Prikaz razporeditve normalnih napetosti v betonu vzdolž nosilca za NSKV.....	100
Slika 74: Primerjava poteka kableske sile $P_{m,KKV}$ s silo iz prvega dela naloge.	101
Slika 75: Prikaz razporeditve normalnih napetosti v betonu vzdolž nosilca za KKV.	102
Slika 76: Razporeditev koncentriranih sil na računskem modelu nosilca.	103
Slika 77: Prikaz razporeditve normalnih napetosti v betonu vzdolž nosilca za KKV pri obtežbi modelirani s koncentriranimi silami.	103
Slika 78: Primerjava poteka kableske sile $P_{m,MSN}$ s potekom kableske sile iz prvega dela naloge.	104
Slika 79: Prikaz spreminjanja pomika w v odvisnosti od obtežbe q	105

1 UVOD

Zamisel glede vsebine diplomske naloge se mi je porodila kar med službo, ki jo opravljam na podjetju Projekt d.d., ki se ukvarja s projektiranjem. Med delom se namreč večkrat srečam z montažnimi konstrukcijami in elementi. Torej zakaj ne bi svojega znanja še dodatno nadgradil?

Podjetje, v katerem sem zaposlen, med drugim sodeluje tudi s podjetjem Pre-System S.p.A. iz Italije, ki nam je za potrebe projektiranja objekta v bližini Benetk posredovalo dokumentacijo (rezultate obremenilnega preizkusa in armaturne načrte) predhodno prednapetega nosilca z oznako »Wing100«. Omenjeni nosilec je en izmed kompleksnejših montažnih elementov, ki jih proizvajalec ponuja na tržišču, kar je samo še povečalo zanimanje in željo po podrobnejši analizi takega elementa.



Slika 1: Armirano betonska odprta montažna hala. Strešna konstrukcija je sestavljena iz prednapetih »V« nosilcev tipa »Wing100«.

Montažne konstrukcije in elementi, med katere uvrščamo tudi obravnavani prednapeti nosilec »Wing100«, so v uporabi že dlje časa. Prednost takšne konstrukcije je enostavnost izvedbe, predvsem pa časovno zelo hitra gradnja. Elementi so izdelani v proizvodnji, nato so prepeljeni na gradbišče ter vgrajeni na ustrezno mesto na konstrukciji. Tak način gradnje je učinkovit, če je čim več nosilnih elementov med seboj enakih ali podobnih, saj prevelika razgibanost pomeni kompleksnejšo in posledično dražjo proizvodnjo. Montažne konstrukcije so se zaradi

omenjenega najbolj uveljavile v gradnji industrijskih objektov. Obravnavan prednapeti nosilec se uporablja kot sekundarni element strešne konstrukcija, kot to prikazujemo na sliki 1.

Tipični nosilni elementi montažnih konstrukcij so stebri, nosilci, plošče in fasadni paneli. Montažni elementi niso nujno prednapeti, kot je obravnavan nosilec. Prednapetje izvajamo pri elementih, kjer s klasično armaturo ne moremo zagotoviti ustrezne nosilnosti. Pri izdelavi elementov v proizvodnih obratih se v večini uporablja adhezijsko oziroma predhodno prednapenjanje, poimenovano tudi Hoyerjev sistem prednapetja. Omenjeni način prednapetja izvajamo po naslednjem postopku. V kalupu predhodno napnemo potrebno število kablov ter vgradimo potrebno mehko armaturo. Kalup zapolnimo z betonom, ki ga negujemo dokler ne doseže zelenih mehanskih lastnosti. Nato kable sprostimo, sila prednapetja pa se prenese na beton. Običajno proizvodnja poteka na celotni dolžini napenjalne steze, ki je dolga več deset metrov. Tako lahko sočasno izdelamo več enakih elementov. Pred odstranitvijo kalupov moramo elemente razrezati na želeno dolžino. Pri obravnavanem nosilcu so zaradi nevtralizacije kablov med elementi postavljeni jekleni distančniki, tako da na tem mestu režemo le kable.

S prednapetjem v beton vnesemo tlačno obremenitev. Znano je, da beton zelo dobro prenaša tlačne napetosti, medtem ko že pri majhnih nateznih napetostih razpoka. Tako kable uporabljamo na tistih mestih v nosilcu, kjer pričakujemo natezne obremenitve zaradi delovanja zunanjih vplivov.



Slika 2: Prednapeti »V« nosilec tipa »Wing100« na gradbišču v Logatcu.

Analiza in dimenzioniranje prednapetega nosilca poteka skladno s načeli in pravili, ki jih določa veljavni standard Evrokod.

Diplomska naloga ima poleg uvoda in zaključkov še 5 poglavij. V drugem poglavju podamo osnovne podatke o prednapetem »V« nosilcu, v tretjem poglavju izračunamo začetno silo prednapetja, v četrtem poglavju določimo limitno kabelsko silo ter preverimo zahteve v mejnih stanjih uporabnosti, v petem poglavju preverimo varnost nosilca v mejnih stanjih nosilnosti, v šestem poglavju pa analiziramo odziv nosilca pri delovanju kratkotrajne statične obtežbe ter rezultate analize primerjamo z rezultati obremenilnega preizkusa.

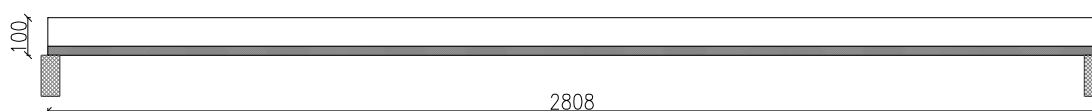
(ta stran je prazna)

2 OSNOVNI PODATKI O PREDNAPETEM BETONSKEM "V" NOSILCU

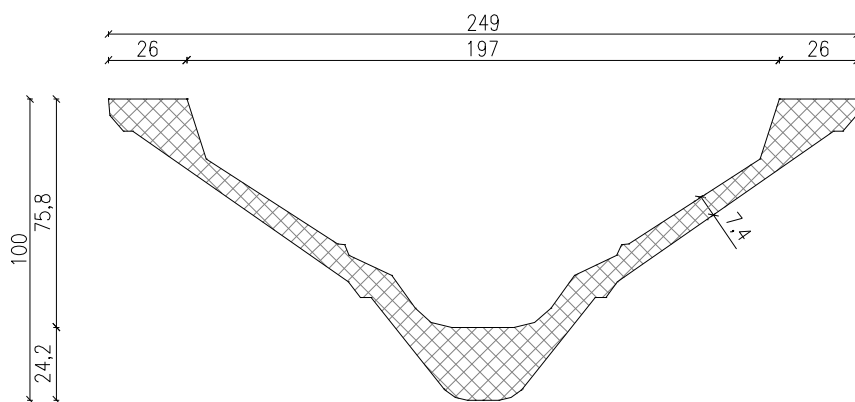
2.1 Predstavitev prednapetega nosilca

2.1.1 Podatki o geometriji

V diplomski nalogi analiziramo in dimenzioniramo prednapeti betonski »V« nosilec tipa »Wing100«. Nosilec je dolžine 28,08 m. Višina nosilca znaša 100 cm, medtem ko je širina 249 cm. Nosilec je del strešne konstrukcije armiranobetonske (v nadaljevanju AB) montažne hale. Na obeh koncih nalega na prečne AB nosilce, ki pa niso predmet diplomske naloge. Prazen prostor med dvema vzporednima »V« nosilcema je običajno prekrit z lahko polkrožno jekleno kritino (sendvič paneli) ali pa s svetlobniki. Na sliki 3 prikazujemo vzdolžni pogled, na sliki 4 pa prečni prerez obravnavanega »V« nosilca.



Slika 3: Vzdolžni pogled "V" nosilca tipa "Wing100" (dimenzije v cm)



Slika 4: Prečni prerez "V" nosilca tipa "Wing100" (dimenzije v cm)

Prečni prerez nosilca ima obliko črke »V« in se vzdolž nosilca ne spreminja. Izdelava elementa se izvaja na stezi skupne dolžine 87 m (glej sliko 5). Kalup je v celoti jeklen, kar daje izjemen vizualen izgled nosilca. Glede na predvideno dolžino posameznega nosilca lahko na stezi hkrati izdelajo več enakih nosilcev.



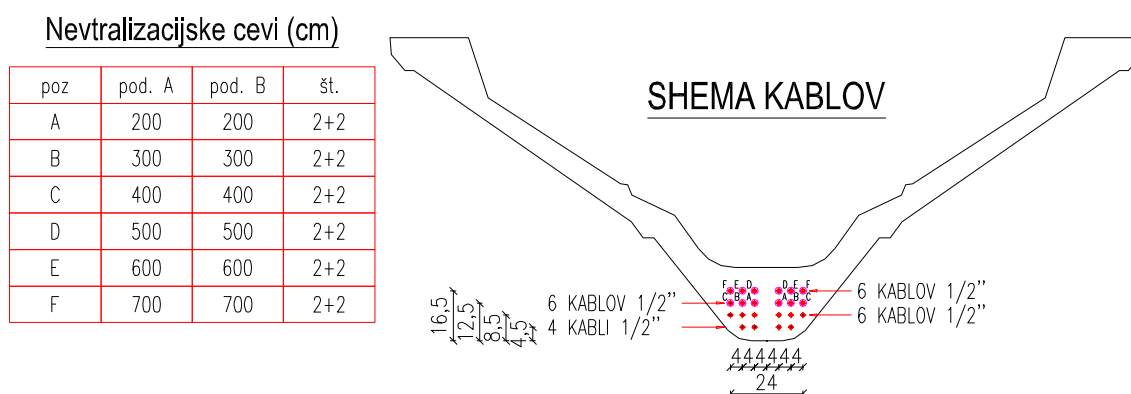
Slika 5: Napenjalna steza s kalupom za "V" nosilce tipa "Wing"

Slabost opisanega postopka izdelave je v tem, da je kalup namenjena izključno eni vrsti nosilcev. Spreminjamo lahko le količino in razporeditev armature, število kablov ter dolžino posameznega nosilca.

2.1.2 Podatki o vgrajeni kabelski in mehki armaturi

Nosilec je prednapet z ravnimi kablji, ki so položeni v spodnjem delu prereza, ter armiran z vzdolžno in prečno rebrasto armaturo. Jekleni kablji za prednapenjanje so položeni v štirih vrstah, kot prikazujemo na sliki 6. Število vseh kablov je 22, pri čemer so kablji v zgornjih

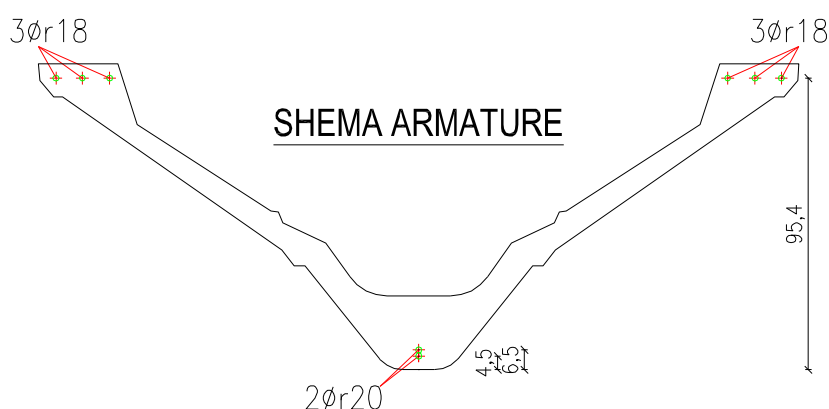
dveh vrstah nevtralizirani na obeh koncih nosilca. Nevtralizacija kablov se izvaja v plastičnih ceveh, simetrično z obeh koncev na dolžini od 2,0 do 7,0 m po koraku 1,0 m in sicer po dva kabla hkrati tako kot prikazujemo v preglednici na sliki 6. Vsi kabli imajo enak nazivni premer 12,5 mm (7 žic $\varnothing 4$ mm). Ploščina prečnega prereza posameznega prednapetega kabla znaša 93 mm^2 .



Slika 6: Razporeditev prednapetih kablov po prečnem prerezu in nevtralizacija

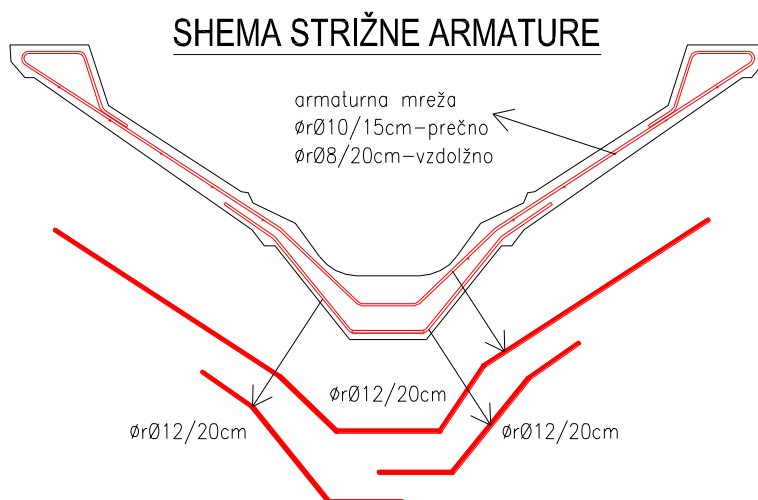
Glede na predvideno lego kablov je potrebno ustrezno pripraviti tudi napenjalno opremo ter kalup. Kot smo že predhodno omenili, pri obravnavanem nosilcu kabli potekajo le spodaj, vendar pa lahko v primeru previsnega nosilca (glej sliko 1) kable namestimo tudi v zgornjo cono.

Rebrasta armatura je razporejena po celotnem prečnem prerezu. Glavna vzdolžna armatura je postavljena v spodnji ter zgornji coni, kot to prikazujemo na sliki 7. Zgornje armaturne palice $6\varnothing r18$ potekajo po celotni dolžini nosilca. Spodnji palici $2\varnothing r20$ sta dolžine 12,0 m oziroma 8,0 m in sta postavljeni na sredini razpetine nosilca. V okviru računske analize, ki sledi bomo preverili, ali izračuni potrjujejo izbiro omenjenih količin in pozicij vzdolžne armature.



Slika 7: Razporeditev vzdolžne rebraste armature

Nosilec ima poleg vzdolžne armature vgrajeno tudi prečno oziroma strižno armaturo v obliki posameznih palic ter armaturnih mrež. Tudi strižna armatura je razporejena vzdolž celotne dolžine nosilca. Na sliki 8 prikazujemo razporeditev strižne armature v prečnem prerezu ob podpori. V okviru analize bomo preverili tudi ustreznost izbrane strižne armature.



Slika 8: Razporeditev vgrajene strižne armature v območju podpore

V nosilcu je vgrajena tudi ostala armatura, ki je namenjena prevzemu koncentriranih sil, dvigovanju nosilca na gradbišču, transportu in drugo, in ne bo predmet analize.

2.2 Mehanske lastnosti uporabljenih materialov

V nadaljevanju predstavljamo uporabljene materiale ter podajamo njihove mehanske lastnosti ter sovisnosti med napetostmi in deformacijami, ki jih uporabljamo pri analizi in dimenzioniranju.

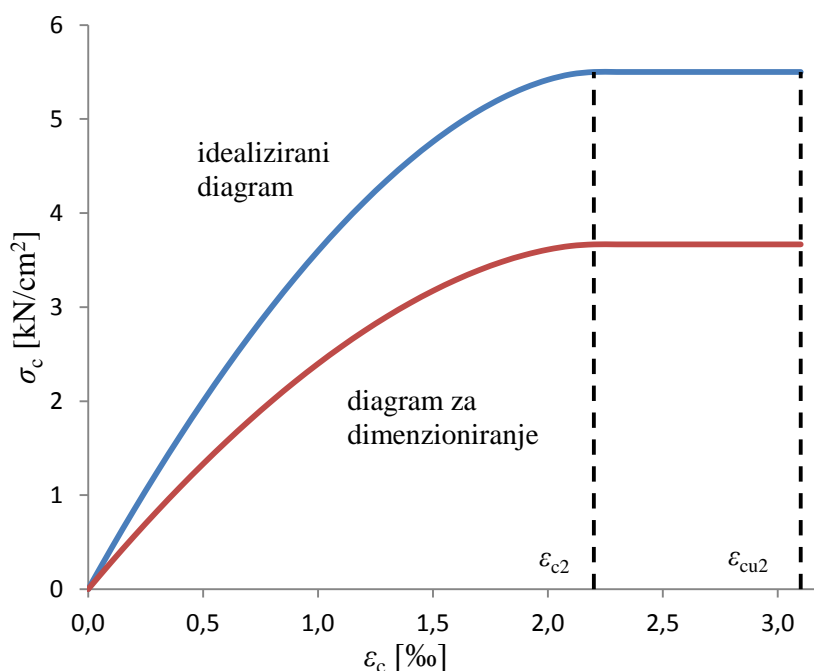
2.2.1 Beton C55/67

Iz obstoječe projektne dokumentacije smo ugotovili, da je bil pri izdelavi montažnega »V« nosilca uporabljen beton trdnostnega razreda C55/67. Zaradi zahtevane kvalitetnejše izdelave ter zahtevne oblike opaža se uporabljajo tako imenovani samozgoščevalni betoni (SCC betoni). Takšni betoni zaradi svoje lastne teže in ustrezne konsistence sami zapolnijo opaž in oblijejo armaturo brez dodatnih procesov kompaktiranja. Takšni betoni se tudi samostojno odzračijo ter znivelirajo brez stranskih učinkov segregacije. So pa samozgoščevalni betoni občutljivejši na spremembe, saj že manjša odstopanja pri komponentah betonske mešanice pomenijo odstopanje od zahtevane kvalitete betona oziroma projektne trdnosti. Značilne mehanske lastnosti betona trdnostnega razreda C55/67 so:

- karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določena na valju:
 $f_{ck} = 5,5 \text{ kN/cm}^2$,
- projektna vrednost tlačne trdnosti betona: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 3,67 \text{ kN/cm}^2$,
- srednja vrednost tlačne trdnosti betona, določena na valju: $f_{cm} = 6,3 \text{ kN/cm}^2$,
- srednja vrednost osne natezne trdnost betona: $f_{ctm} = 0,42 \text{ kN/cm}^2$,
- karakteristična natezna trdnost betona: $f_{ctk,0.05} = 0,30 \text{ kN/cm}^2$,
- (sekantni) modul elastičnosti 28 dni starega betona: $E_{cm} = 3800 \text{ kN/cm}^2$.

Pri računu projektne trdnosti f_{cd} v mejnih stanjih nosilnosti upoštevamo delni varnostni faktor za beton $\gamma_c = 1,50$.

Na sliki 9 podajamo sovisnost med napetostjo in deformacijo tlačno obremenjenega betona, ki jo uporabljamo za dimenzioniranje. Sovisnost je podana s parabolo in premico. Pri tem je deformacija pri doseženi največji tlačni napetosti $\varepsilon_{c2} = 2,2 \text{ ‰}$, mejna tlačna deformacija pa $\varepsilon_{cu2} = 3,1 \text{ ‰}$. Tlačne deformacije in napetosti prikazujemo kot pozitivne.



Slika 9: Računska sovisnost med napetostjo in deformacijo tlačno obremenjenega betona trdnostnega razreda C55/67

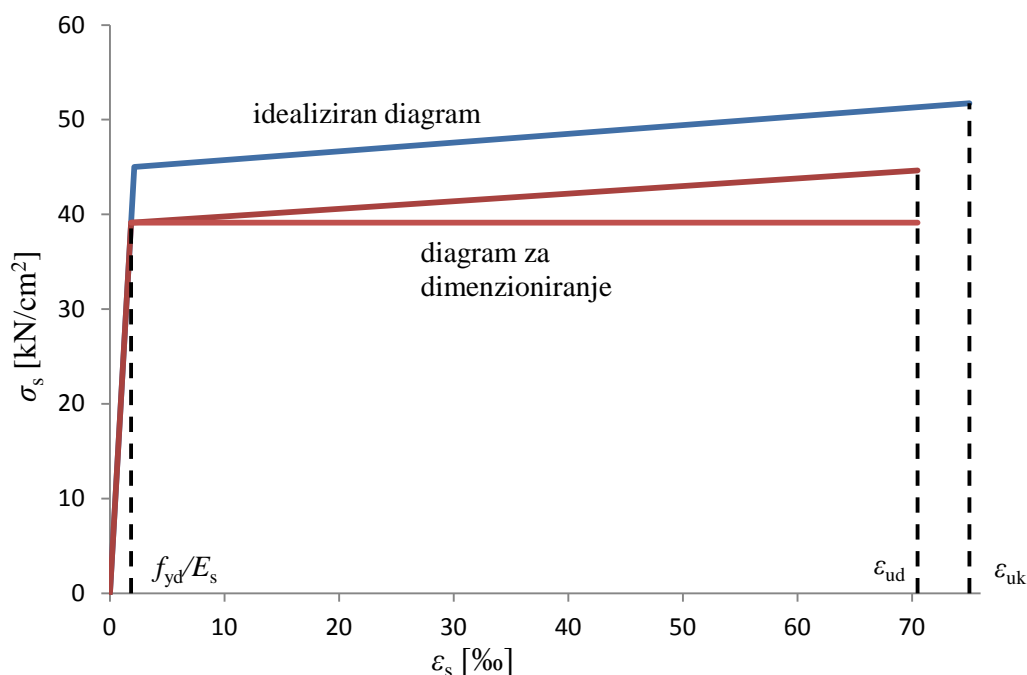
2.2.2 Jeklo za armiranje S450

Mehka rebrasta armatura, ki je vgrajena v obravnavani prednapeti nosilec, je trdnostnega razreda S450 (B450A ter B450C – oznake proizvajalca). Značilne mehanske lastnosti takšnega jekla so:

- karakteristična vrednost meje elastičnosti jekla za armiranje: $f_{yk} = 45 \text{ kN/cm}^2$,
- natezna trdnost jekla za armiranje: $f_t = 51,75 \text{ kN/cm}^2$,
- projektna vrednost meje elastičnosti jekla: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 39,13 \text{ kN/cm}^2$,
- projektna vrednost modula elastičnosti jekla za armiranja: $E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$.

Pri računu projektne meje elastičnosti f_{yd} v mejnih stanjih nosilnosti upoštevamo delni varnostni faktor za jeklo $\gamma_s = 1,15$.

Na sliki 10 prikazujemo računsko sovisnost med napetostjo in deformacijo jekla za armiranje. Sovisnost je bi-linearna in velja za nateg in tlak. Z ε_{uk} označimo mejno karakteristično deformacijo jekla. V analizi upoštevamo $\varepsilon_{uk} = 75 \text{ ‰}$ (SIST EN 1992-1-1, Preglednica C.1) in $\varepsilon_{ud} = 0,94 \cdot \varepsilon_{uk} \approx 70 \text{ ‰}$.



Slika 10: Računska sovisnost med napetostjo in deformacijo jekla za armiranje trdnostnega razreda S450C.

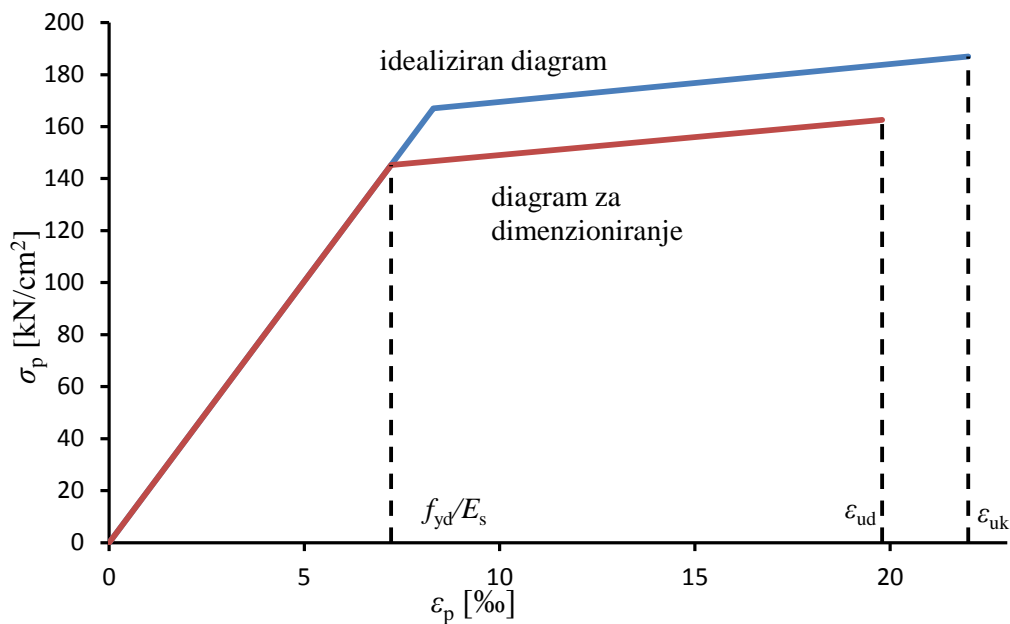
2.2.3 Jeklo za prednapenjanje

Kot smo že predhodno omenili, za prednapenjanje uporabljamo kable z nazivnim premerom 1/2" (12,5 mm). Vsak kabel je sestavljen iz sedmih žic $\varnothing 4$ mm. Ploščina prečnega prereza kabla je tako $A_p = 93 \text{ mm}^2$. Podatke o lastnostih jekla za prednapenjanje smo pridobili s strani proizvajalca. V nadaljevanju navajamo značilne mehanske lastnosti:

- karakteristična 0,1-odstotna dogovorna napetost jekla za prednapenjanje:
 $f_{p0,1k} = 167 \text{ kN/cm}^2$,
- karakteristična natezna trdnost jekla za prednapenjanje: $f_{pk} = 186 \text{ kN/cm}^2$,
- projektna vrednost napetosti jekla: $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 145,22 \text{ kN/cm}^2$,
- projektna vrednost modula elastičnosti jekla za prednapenjanje: $E_p = 20100 \text{ kN/cm}^2$

Pri računu projektne vrednosti napetosti jekla f_{pd} v mejnih stanjih nosilnosti upoštevamo delni varnostni faktor za jeklo $\gamma_s = 1,15$.

Na sliki 11 prikazujemo bi-linearno računsko sovisnost med napetostjo σ_p in deformacijo ε_p jekla za prednapenjanje z upoštevanjem utrjevanja. Z ε_{uk} označimo mejno karakteristično deformacijo jekla. V analizi upoštevamo $\varepsilon_{uk} = 22 \text{ ‰}$ in $\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk} \approx 20 \text{ ‰}$.



Slika 11: Računska sovisnost med napetostjo in deformacijo jekla za prednapenjanje trdnostnega razreda 1670/1860

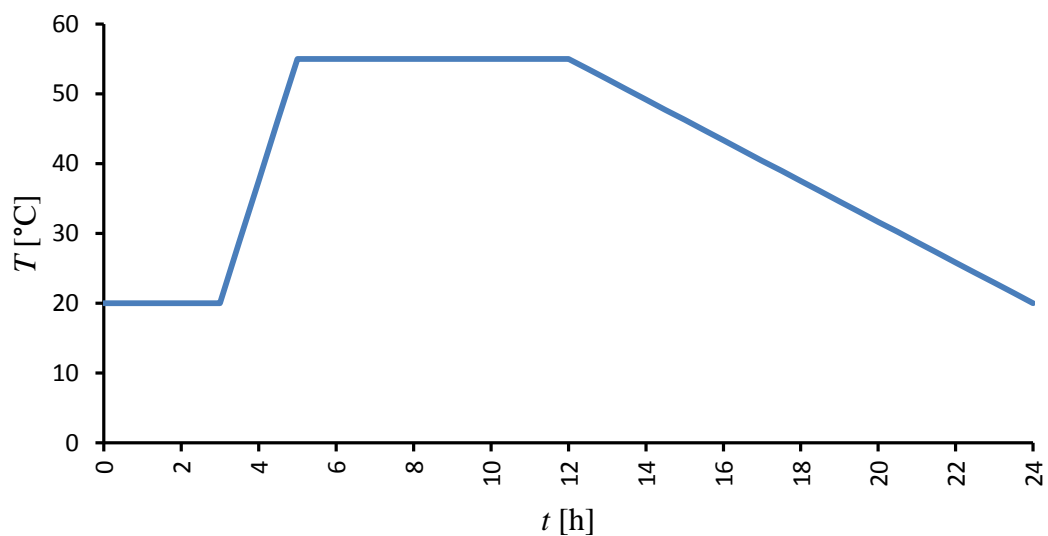
2.3 Nega in toplotna obdelava betona med procesom strjevanja

Pri proizvodnji montažnih elementov je pomembno, da elementi čim hitreje dosežejo zadostno zgodnjo trdnost, da jih lahko odstranimo iz kalupa ter nadaljujemo s proizvodnjo novih elementov. Tako je proizvodnja časovno in ekonomsko učinkovitejša. Pri prednapetih elementih je zadostna tlačna trdnost potrebna tudi zaradi vnosa velikih koncentriranih sil v beton ob rezanju kablov. Zato betonski element takoj po betoniranju s t.i. procesom parjenja izpostavimo povišani temperaturi in vlagi ter pospešimo »staranje« betona. Na sliki 12 prikazujemo betonski element med procesom parjenja. Za zagotovitev ustrezne vlažnosti je element pokrit s ponjavami.



Slika 12: AB montažni element med procesom parjenja ter negovanja.

Tudi obravnavan prednapeti betonski element je bil med procesom strjevanja betona izpostavljen procesu parjenja. Časovno spreminjanje temperature med procesom parjenja povzamemo od proizvajalca ter ga prikazujemo na sliki 13.



Slika 13: Časovno spreminjanje temperature v kalupu med procesom parjenja.

Po končanem betoniranju je nosilec najprej miroval tri ure. Nato se je temperatura v času dveh ur povišala iz 20°C na 55°C. Tej temperaturi je bil nosilec izpostavljen nadaljnjih sedem ur. Sledil je proces ohlajanja, ki se je zaključil 24 ur po končanem betoniranju. Po procesu toplotne obdelave je sledilo rezanje kablov ter odstranitev nosilca iz kalupa. Ker je nosilec zelo vitek (tanek prerez), v računski analizi predpostavimo, da se je temperatura med procesom parjenja enakomerno spreminjala po prečnem prerezu v skladu s temperaturnim režimom na sliki 13.

Betonskim elementom, ki so med procesom strjevanja izpostavljeni povišanim temperaturam, lahko ustrezno prilagodimo starost. Skladno z dodatkom B v standardu SIST EN 1992-1-1:2005 starost betona t nadomestimo s t.i. učinkovito starostjo t_T , ki jo ocenimo s pomočjo naslednjega izraza:

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i e^{\left[13,65 - \frac{4000}{273+T(\Delta t_i)}\right]} = 2,72 \text{ dni.} \quad (2.1)$$

Pri tem je $T(\Delta t_i)$ srednja temperatura v i -tem časovnem intervalu Δt_i .

24-urni postopek toplotne obdelave obravnavanega nosilca razdelimo na časovne intervale $\Delta t_i = 0,5$ h. Učinkovita starost betona po končanem procesu parjenja je $t_T = 2,72$ dni. Sedaj lahko ocenimo še mehanske lastnosti betona po končanem parjenju in sicer s pomočjo koeficienta $\beta_{cc}(t_T)$, ki je odvisen od starosti betona in je (glej izraz (3.2) v SIST EN 1992-1-1:2005):

$$\beta_{cc}(t_T) = e^s \left[1 - \left(\frac{28}{t_T}\right)^{\frac{1}{2}}\right] = 0,643. \quad (2.2)$$

V izrazu (2.2) je s koeficient, ki je odvisen od vrste cementa. Za hitro vezoči cement trdnostnega razreda 42,5 (oznaka CEM 42,5 R) upoštevamo $s = 0,2$.

Trdnostne in deformacijske lastnosti betona po končanem procesu parjenja so:

$$f_{cm}(t_T) = \beta_{cc}(t_T) \cdot f_{cm} = 4,05 \text{ kN/cm}^2, \quad (2.3)$$

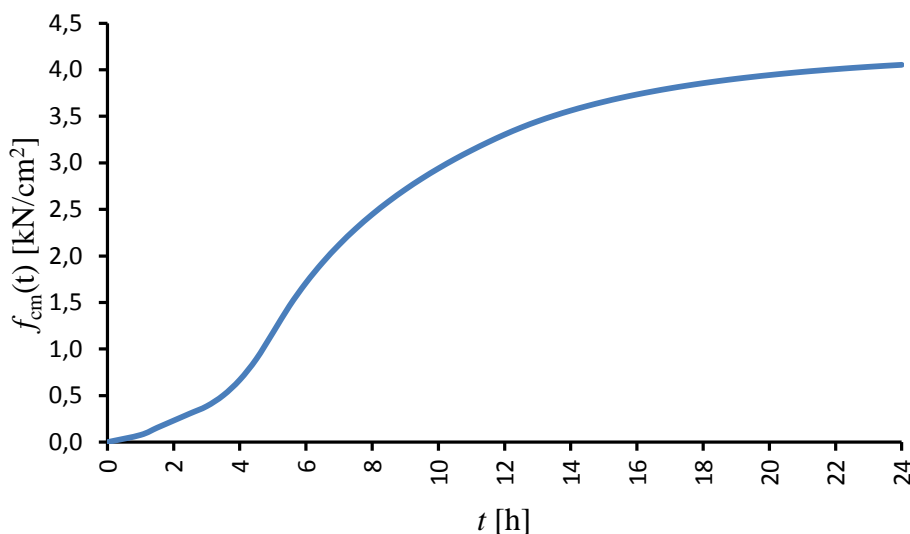
$$f_{ck}(t_T) = f_{cm}(t_T) - 0,8 = 3,25 \text{ kN/cm}^2, \quad (2.4)$$

$$f_{ctm}(t_T) = \beta_{cc}(t_T) \cdot f_{ctm} = 0,27 \text{ kN/cm}^2, \quad (2.5)$$

$$E_{cm}(t_T) = \beta_{cc}(t_T)^{0,3} \cdot E_{cm} = 3328,92 \text{ kN/cm}^2. \quad (2.6)$$

Pomen posameznih mehanskih lastnosti betona smo predstavili že razdelku 2.2.1.

Na sliki 14 prikazujemo naraščanje srednje vrednosti tlačne trdnosti betona f_{cm} med procesom parjenja.



Slika 14: Naraščanja tlačne trdnosti betona med procesom parjenja.

Skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 najmanjša tlačna trdnost betona v času prenosa sile prednapetja na beton $f_{cm}(t_T)$ ne sme biti manjša od 50 % zahtevane trdnosti za polno prednapetje betona, ki je navedena v evropskem tehničnem soglasju. Torej veljati mora pogoj:

$$f_{cm}(t_T) = 4,05 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,5 \cdot f_{cm} = 0,5 \cdot 6,30 \text{ kN/cm}^2 = 3,15 \text{ kN/cm}^2. \quad (2.7)$$

Ugotovimo, da je pogoj (2.7) izpolnjen.

2.4 Zunanji vplivi in pogoji okolja

Obravnavan prednapeti »V« nosilec je del strešne konstrukcije montažne hale, ki je bila postavljena v Italiji (v bližini Benetk). Nosilci premoščajo svetlo razpetino 27,44 m in ležijo na medsebojni osni oddaljenosti 4,88 m. Prazen prostor med dvema vzporednima »V« nosilcema zapolnjujejo polkrožna strežna kritina iz t.i. sendvič panelov. V nadaljevanju podajamo stalno in spremenljivo obtežbo kot enakomerno linijsko obtežbo na enoto dolžine nosilca:

Stalna obtežba:

- lastna teža nosilca: $g_1 = 8,36 \text{ kN/m}$
- stalna obtežba strehe: $g_s = 0,85 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,88 \text{ m} = 4,15 \text{ kN/m}$

Spremenljiva obtežba:

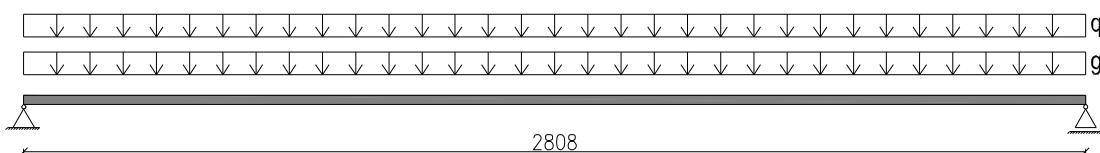
- obtežba snega: $q_s = 1,38 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,88 \text{ m} = 6,73 \text{ kN/m}$

Glede na pogoje okolja v skladu z EN 206-1 obravnavan nosilec uvrstimo v razred izpostavljenosti XC4 (izmenično mokro in suho).

2.5 Idealiziran računski model prednapetega nosilca

2.5.1 Model prostoležečega linijskega nosilca

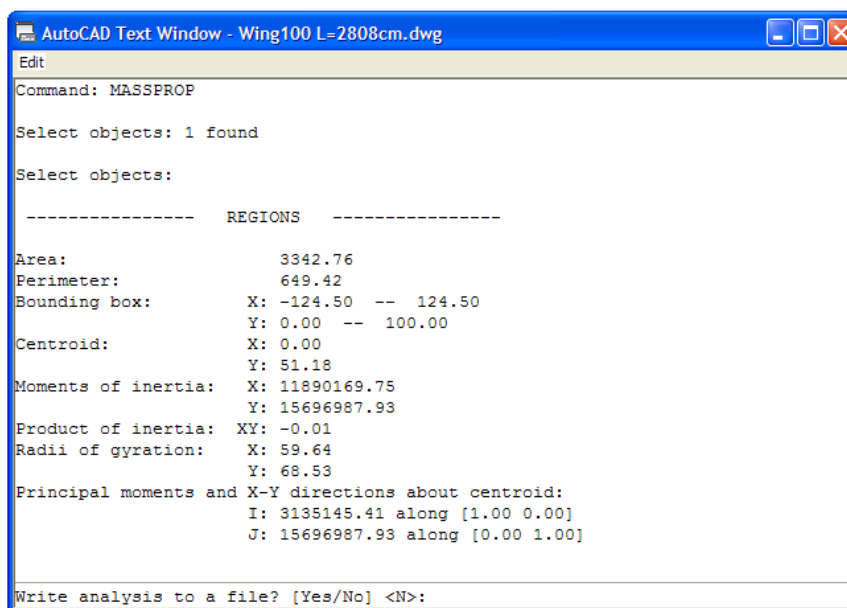
Obremenitve v obravnavanem prednapetem nosilcu izračunamo na modelu prostoležečega linijskega nosilca z računsko razpetino 28,08 m (glej sliko 15). Pri računu notranjih sil predpostavimo, da prečna obtežba učinkuje v osi nosilca.



Slika 15: Idealiziran računski model prednapetega "V" nosilca

2.5.2 Geometrijske karakteristike prečnega prereza

Geometrijske karakteristike prečnega prereza nosilca zaradi kompleksnosti izračunamo s pomočjo programskega orodja AutoCAD (AutoCAD 2013, 2013). Primer izpisa iz programa prikazujemo na sliki 16.



```
AutoCAD Text Window - Wing100 L=2808cm.dwg
Edit
Command: MASSPROP
Select objects: 1 found
Select objects:
----- REGIONS -----
Area:                3342.76
Perimeter:           649.42
Bounding box:        X: -124.50 -- 124.50
                    Y: 0.00 -- 100.00
Centroid:            X: 0.00
                    Y: 51.18
Moments of inertia:  X: 11890169.75
                    Y: 15696987.93
Product of inertia:  XY: -0.01
Radii of gyration:   X: 59.64
                    Y: 68.53
Principal moments and X-Y directions about centroid:
                    I: 3135145.41 along [1.00 0.00]
                    J: 15696987.93 along [0.00 1.00]
Write analysis to a file? [Yes/No] <N>:
```

Slika 16: Računalniški izpis geometrijskih karakteristik prečnega prereza prednapetega »V« nosilca.

Iz izpiska odčitamo ploščino A_b , vztrajnostni moment betonskega prečnega prereza I_y ter oddaljenost težišča prereza od zgornjega oziroma spodnjega roba, t.j. $z_{c,sp}$ in $z_{c,zg}$. Vrednosti omenjenih količin so:

- $A_b = 3342,76 \text{ cm}^2$,
- $I_y = 3135145,41 \text{ cm}^4$,
- $z_{c,sp} = 51,18 \text{ cm}$,
- $z_{c,zg} = 48,82 \text{ cm}$.

Sedaj lahko izračunamo še statični moment betonskega prečnega prereza na zgornji oziroma spodnji rob:

$$S_z^{zg} = A_b \cdot z_{c,zg} = 163194,54 \text{ cm}^3, \quad (2.8)$$

$$S_z^{SP} = A_b \cdot z_{c,sp} = 171082,46 \text{ cm}^3. \quad (2.9)$$

V nadaljnjih izračunih geometrijske karakteristike določimo ob upoštevanju rebraste armature in kablov za prednapenjanje. Količine povzamemo iz obstoječe projektne dokumentacije. Pri tem pa zanemarimo spreminjanje količine mehke vzdolžne armature po nosilcu. Konstruktivno rebrasto armaturo v izračunih zanemarimo. Idealizirane karakteristike prečnega prereza torej so:

$$A_{id} = A_b + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} + 1\right) A_s + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} + 1\right) A_p = 3528,02 \text{ cm}^2, \quad (2.10)$$

$$S_{id}^{zg} = S_z^{zg} + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} + 1\right) \sum_i A_{si} z_{s,zg,i} + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} + 1\right) \sum_j A_{pj} z_{p,zg,j} \quad (2.11)$$

$$= 174003,93 \text{ cm}^3,$$

$$S_{id}^{sp} = S_z^{sp} + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} + 1\right) \sum_i A_{si} z_{s,sp,i} + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} + 1\right) \sum_j A_{pj} z_{p,sp,j} \quad (2.12)$$

$$= 178788,97 \text{ cm}^3.$$

V izrazih (2.10)-(2.12) je A_s ploščina rebraste armature, A_p je ploščina prednapetih kablov, $z_{s,zg,i}$ in $z_{p,zg,j}$ pa so oddaljenosti i -te rebraste armaturene palice oziroma j -tega prednapetega kabla od zgornjega roba prereza, $z_{s,sp,i}$ in $z_{p,sp,j}$ pa oddaljenosti palic oziroma kablov od spodnjega roba nosilca.

Modificirana lega težišča prereza ob upoštevanju armature in kablov je:

$$z_{T,id}^{zg} = \frac{S_{id}^{zg}}{A_{id}} = 49,32 \text{ cm}, \quad (2.13)$$

$$z_{T,id}^{sp} = \frac{S_{id}^{sp}}{A_{id}} = 50,68 \text{ cm}. \quad (2.14)$$

Vztrajnostni moment prereza pa je:

$$I_{id} = I_y + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} + 1\right) \sum_i A_{si} (z_{s,sp,i} - z_{T,id}^{sp})^2 \quad (2.15)$$

$$+ \left(\frac{E_p}{E_{cm}} + 1\right) \sum_j A_{pj} (z_{p,sp,j} - z_{T,id}^{sp})^2 + A_b e_{id}^2$$

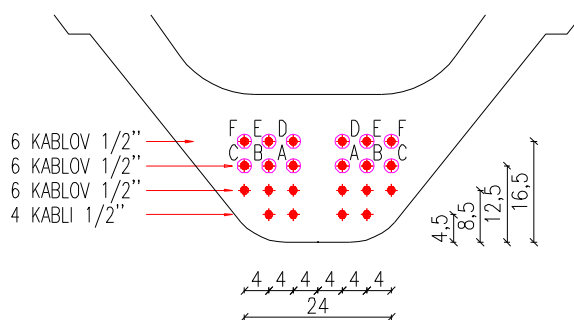
$$= 3471424,94 \text{ cm}^4.$$

Pri tem je $e_{id} = z_{c,sp} - z_{T,id}^{sp}$ razdalja med geometrijskim in idealiziranim težiščem prečnega prereza. Vztrajnostni moment kablov ter armaturnih palic okrog svoje osi zanemarimo. Izračunamo še odpornostna momenta prereza, ki sta:

$$W_{id}^{zg} = \frac{I_{id}}{z_{T,id}^{zg}} = 70385,75 \text{ cm}^3 \quad \text{in} \quad (2.16)$$

$$W_{id}^{sp} = \frac{I_{id}}{z_{T,id}^{sp}} = 68496,94 \text{ cm}^3. \quad (2.17)$$

Kabli so razporejeni v štirih ravninah kot to prikazujemo na sliki 17. Zaradi poenostavitve nadaljnjih računskih kontrol skupni vpliv prednapetih kablov izrazimo z nadomestnim prečnim prerezom ter z lego skupnega težišča kablov.



Slika 17: Podroben prikaz razporeditve kablov v spodnji coni prečnega prereza "V" nosilca

Oddaljenost skupnega težišča kablov od spodnjega roba prereza izračunamo na sledeč način:

$$z_{p,sp}^* = \frac{(\sum_{j=1}^n A_{pj} z_{p,sp,j})}{A_p} = \quad (2.18)$$

$$= (4 \cdot 0,93 \cdot 4,5 + 6 \cdot 0,93 \cdot 8,5 + 6 \cdot 0,93 \cdot 12,5 + 4 \cdot 0,93 \cdot 16,5) / 22 \cdot 0,93 = 11,05 \text{ cm.}$$

V izrazu (2.18) je $z_{p,sp}^*$ oddaljenost skupnega težišča kablov od spodnjega roba prereza, $z_{p,sp,j}$ je oddaljenost j -tega kabla od spodnjega roba prereza, A_{pj} je ploščina prečnega prereza j -tega kabla, A_p pa skupna ploščina kablov v obravnavanem prečnem prerezu nosilca.

Zaradi nevtralizacije se število aktivnih kablov vzdolž nosilca spreminja. V izračunih, ki sledijo, za nadomestni prečni prerez A_p upoštevamo ploščino aktivnih kablov, medtem ko

vpliv nevtralizacije kablov na lego skupnega težišča kablov zanemarimo. Predpostavimo, da se lega skupnega težišča kablov $z_{p,sp}^*$ vzdolž nosilca ne spreminja.

Sedaj določimo še oddaljenost skupnega težišča kablov od težišča idealiziranega prereza in sicer:

$$e_p = z_{T,id}^{SP} - z_{p,sp}^* = 50,68 - 11,05 = 39,63 \text{ cm.} \quad (2.19)$$

2.6 Projektne obremenitve zaradi zunanjih vplivov

V nadaljevanju prikažemo kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti in mejna stanja nosilnosti.

2.6.1 Mejna stanja uporabnosti

Kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti določimo s pomočjo naslednjih izrazov:

a) Karakteristična kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.20)$$

b) Pogosta kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.21)$$

c) Navidezno stalna kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.22)$$

V izrazih (2.20)-(2.22) predstavlja $G_{k,j}$ karakteristično vrednost j -tega stalnega vpliva, P reprezentativno vrednost vpliva prednapetja, $Q_{k,1}$ karakteristično vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva in $Q_{k,i}$ karakteristično vrednost ostalih spremenljivih vplivov. Vrednosti kombinacijskih faktorjev ψ_0 , ψ_1 in ψ_2 določimo skladno s standardom SIST EN 1990:2004 (glej preglednico A.1.1).

- Karakteristična kombinacija vplivov [KKV]

Obtežna kombinacija K1	komb. faktor
Stalna in lastna obtežba	1,0
Obtežba snega	$\psi_{0,1}=1,0$

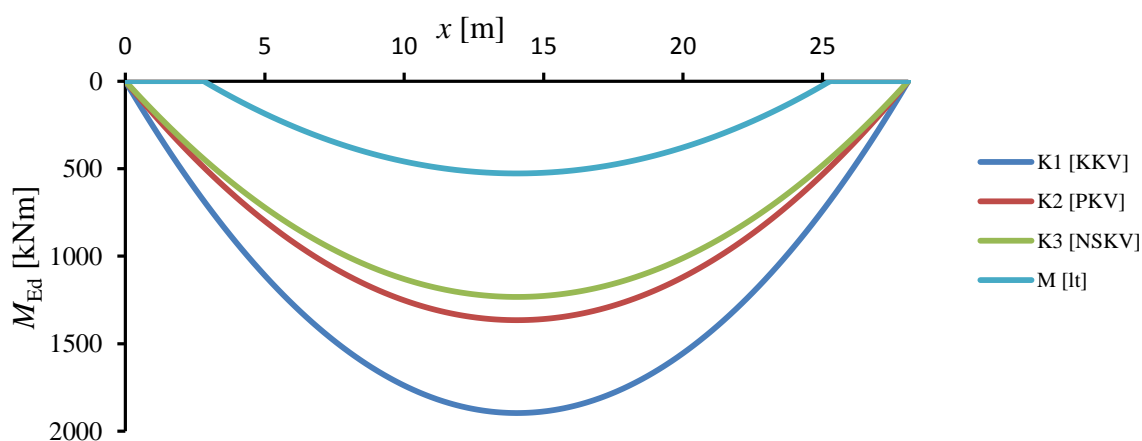
- Pogosta kombinacija vplivov [PKV]

Obtežna kombinacija K2	komb.faktor
Stalna in lastna obtežba	1,0
Obtežba snega	$\psi_{1,1}= 0,2$

- Navidezno stalna kombinacija vplivov [NSKV]

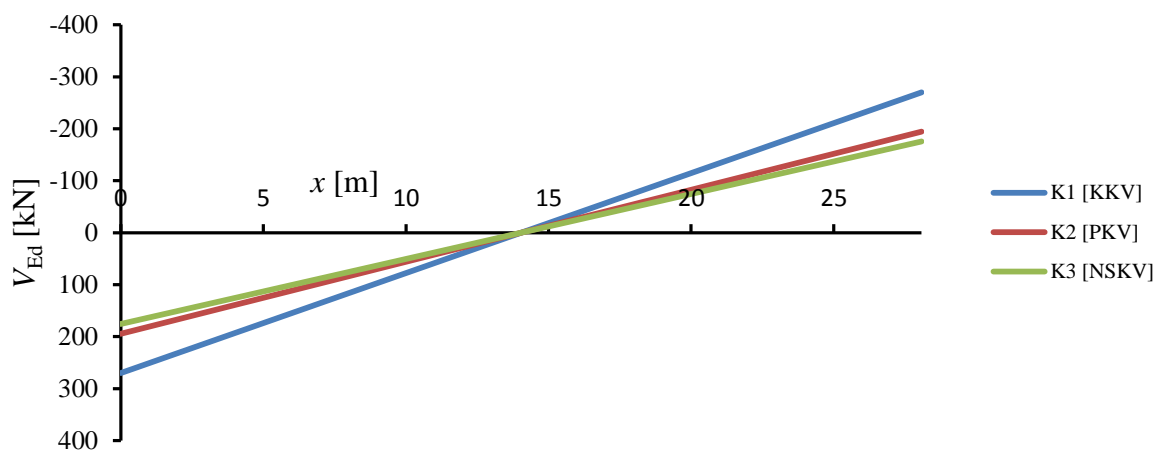
Obtežna kombinacija K3	komb.faktor
Stalna in lastna obtežba	1,0
Obtežba snega	$\psi_{2,1}=0,0$

V nadaljevanju na sliki 18 in 19 podajamo projektne vrednosti upogibnega momenta M_{Ed} in prečne sile V_{Ed} vzdolž obravnavanega nosilca za tri različne kombinacije vplivov v mejnih stanjih uporabnosti.



Slika 18: Potek projektne upogibnega momenta M_{Ed} [kNm] v mejnih stanjih uporabnosti.

Na sliki 18 dodatno prikazujemo potek upogibnih momentov zaradi lastne teže nosilca za obravnavano stanje takoj po rezanju kablov z računsko razpetino nosilca reduciramo na $0,8 L$.



Slika 19: Potek projektne prečne sile V_{Ed} [kN] v mejnih stanjih uporabnosti.

Maksimalne vrednosti projektних obremenitev zberemo v preglednici 1.

Preglednica 1: Maksimalne vrednosti projektnih obremenitev nosilca v mejnih stanjih uporabnosti

Obtežna kombinacija:	$M_{Ed,max}$ [kNm]	$V_{Ed,max}$ [kN]
K1 [KKV]	1896,00 kNm	270,09 kN
K2 [PKV]	1365,35 kNm	194,49 kN
K3 [NSKV]	1232,69 kNm	175,60 kN
Lastna teža [$0,8 L$]	527,14 kNm	/

2.6.2 Mejna stanja nosilnosti

Za potrebe dokazovanja nosilnosti in stabilnosti elementa tvorimo še kombinacije vplivov za mejna stanja nosilnosti v skladu s standardom SIST EN 1990:2004 in sicer:

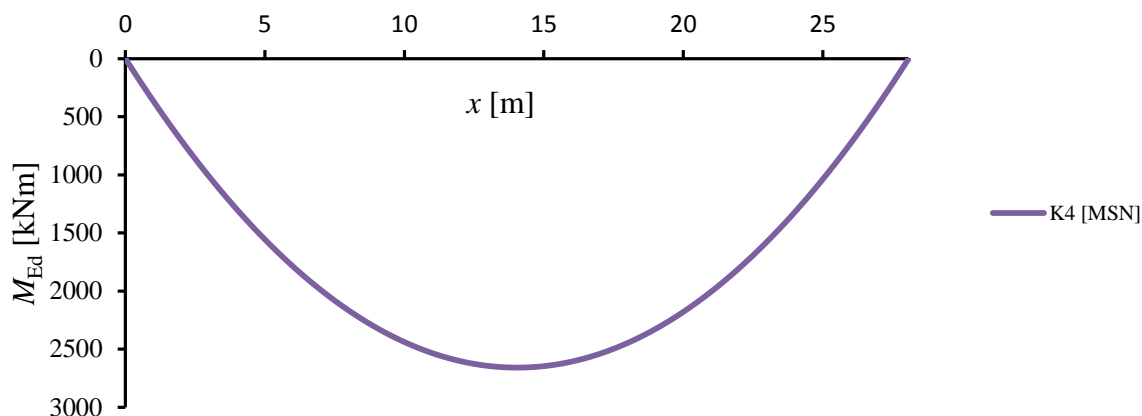
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.23)$$

Pomen posameznih spremenljivk je enak kot v izrazih (2.20)-(2.22). Delne faktorje za vplive γ in kombinacijske faktorje ψ določimo skladno z standardom SIST EN 1990:2004 (glej Preglednico A.1.1. ter A.1.2(A)). Za obravnavan prednapeti nosilec je kombinacija vplivov sledeča:

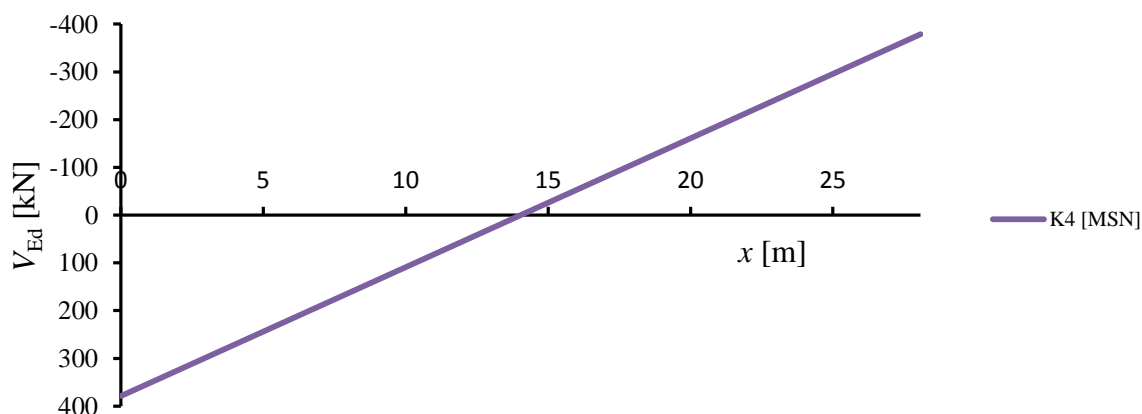
- Mejno stanje nosilnosti [MSN]

Obtežna kombinacija K4	delni faktor
Stalna in lastna obtežba	$\gamma_{G,1} = 1,35$
Obtežba snega	$\gamma_{Q,1} = 1,5$

V nadaljevanju podajamo potek projektne vrednosti upogibnega momenta M_{Ed} in prečne sile V_{Ed} vzdolž nosilca v mejnih stanjih nosilnosti.



Slika 20: Potek projektne vrednosti upogibnega momenta M_{Ed} [kNm] v mejnih stanjih nosilnosti.



Slika 21: Potek projektne prečne sile V_{Ed} [kN] v mejnih stanjih nosilnosti.

Maksimalne vrednosti projektnih obremenitev nosilca v mejnih stanjih nosilnosti zberemo še v preglednici 2.

Preglednica 2: Maksimalne vrednosti projektnih obremenitev nosilca v mejnih stanjih nosilnosti

Obtežna kombinacija:	$M_{Ed,max}$ [kNm]	$V_{Ed,max}$ [kN]
K4 [MSN]	2659,10 kNm	378,79 kN

3 RAČUN ZAČETNE SILE PREDNAPETJA

3.1 Izbira napenjalne sile

Velikost začetne napetosti v prednapetih kablih σ_{\max} povzamemo po podatkih proizvajalca montažnega prednapetega elementa in znaša:

$$\sigma_{\max} = 137,30 \text{ kN/cm}^2.$$

Tako je napenjalna sila P_{\max} v posameznem kablju enaka:

$$P_{\max} = \sigma_{\max} \cdot A_p = 137,30 \cdot 0,93 = 127,69 \text{ kN.} \quad (3.1)$$

V skladu s členom 5.10.2.1(1)P iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 so dovoljene začetne napetosti v kablju omejene in sicer:

$$\sigma_{\max} = 137,30 \text{ kN/cm}^2 \leq \begin{cases} 0,8f_{pk} = 0,8 \cdot 186 = 148,80 \text{ kN/cm}^2, \\ 0,9f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 167 = 150,30 \text{ kN/cm}^2. \end{cases} \quad (3.2)$$

Ugotovimo, da izbrana začetna napetost ne prekorači dovoljenih vrednosti.

Začetno silo prednapetja $P_{m,0}$, ki deluje na beton takoj po prenosu sile prednapetja na beton ob rezanju kablov, določimo tako, da od napenjalne sile P_{\max} odštejemo začetne izgube sile prednapetja ΔP_i (glej člen 5.10.3(2) v SIST EN 1992-1-1:2005):

$$P_{m,0} = P_{\max} - \Delta P_i, \quad (3.3)$$

oziroma:

$$\sigma_{m,0} = \sigma_{\max} - \Delta \sigma_i. \quad (3.4)$$

V izrazu (3.4) je $\sigma_{m,0}$ napetost kabla neposredno po vnosu sile prednapetja na beton, $\Delta \sigma_i$ pa je padec napetosti v kablju zaradi začetnih izgub prednapetja v času od napenjanja pa do rezanja kablov.

Začetne izgube določimo na sledeč način: med samim postopkom napenjanja upoštevamo izgube zaradi zdrsa v napenjalni glavi $\Delta\sigma_{sl}$ ter izgube zaradi napenjalne opreme $\Delta\sigma_{ns}$. Pred prenosom prednapetja na beton upoštevamo kratkotrajne izgube zaradi relaksacije predhodno napetih kablov $\Delta\sigma_{ir}$ ter izgube napetosti zaradi krčenja betona $\Delta\sigma_{cs}$ v času od betoniranja do rezanja kablov. Ob prenosu prednapetja na beton pa upoštevamo padec napetosti v kabljih $\Delta\sigma_c$ zaradi elastične deformacije betona. Začetne izgube kot vsota prispevkov posameznih izgub so:

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{sl} + \Delta\sigma_{ns} + \Delta\sigma_{ir} + \Delta\sigma_{cs} + \Delta\sigma_c. \quad (3.5)$$

V nadaljevanju izračunamo posamezne prispevke začetnih izgub prednapetja.

3.2 Začetne izgube prednapetja med postopkom napenjanja

Izgube zaradi zdrsa v napenjalni glavi so posledica zdrsa jeklenih kablov v območju sidranja. Na napenjalni progi najprej napnemo kable do zelene začetne napetosti. Ko to dosežemo, kable v sidrskih blokcih zagostimo s trni. Nato spustimo napenjanje. Ker pa je nivo napetosti v kabljih zelo visok, lahko pride do povratnega zdrsa ob sidrih v sidrskem bloku. V okviru predstavljene analize velikost zdrsa ocenimo na $\Delta l_{sl} = 5$ mm. Tako izguba napetosti zaradi zdrsa v sidrski glavi $\Delta\sigma_{sl}$ znaša:

$$\Delta\sigma_{sl} = \Delta\varepsilon_{sl} E_p = 5,75 \cdot 10^{-5} \cdot 20100 = 1,15 \text{ kN/cm}^2, \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{\Delta l_{sl}}{l_{proge}} = \frac{5}{87000} = 5,75 \cdot 10^{-5}. \quad (3.7)$$

Ostale izgube, ki so povezane z napenjalno opremo in se nanašajo na popušcanje hidravlike, deformacije sidrskih blokov, točnosti meritve napenjalne sile in drugo, ocenimo na 1,0% začetne napetosti v kabljih:

$$\Delta\sigma_{ns} = 0,01 \cdot \sigma_{max} = 0,01 \cdot 137,30 = 1,37 \text{ kN/cm}^2. \quad (3.8)$$

3.3 Začetne izgube prednapetja pred prenosom prednapetja na beton

3.3.1 Izgube zaradi kratkotrajne relaksacije kablov

Relaksacija jekla je reološki pojav in se odraža kot padec napetosti v jeklu zaradi konstantne obremenitve. Proces relaksacije je odvisen od pretečenega časa, temperature ter nivoja napetosti v jeklu. Velikost izgub pri času t po napenjanju (v urah) lahko ocenimo s pomočjo izraza (3.29) iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}. \quad (3.9)$$

Izkaže se, da so tako ocenjene izgube prednapetja zaradi relaksacije občutno manjše od izmerjenih, manjše pa so tudi od vrednosti, ki bi jih določili v skladu s predstandardom ENV 1992-1-1 (glej tudi sliko 22). Zato v okviru predstavljene analize izgube prednapetja zaradi relaksacije ocenimo s pomočjo dveh modificiranih izrazov in sicer:

- modificiran izraz po Sajetu in Lopatiču (Beg in sod., 2009):

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 8,26 \times \rho_{1000} \times e^{6,74\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}, \quad (3.10)$$

- modificiran izraz po Bratini:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = \left(0,83 - \frac{0,111}{1-\mu}\right) \times \rho_{1000} \times e^{10,985\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,267} 10^{-5}. \quad (3.11)$$

V izrazih (3.9)-(3.11) je $\Delta\sigma_{pr}$ absolutna vrednost izgube napetosti prednapetja zaradi relaksacije, σ_{pi} je začetna napetost kabla, zmanjšana za takojšnje izgube, ki se izvršijo med postopkom napenjanja (zdrs, napenjalna oprema), ρ_{1000} je vrednost izgube zaradi relaksacije (v %) 1000 ur po napenjanju pri povprečni temperaturi 20°C, μ pa je nivo začetne napetosti v kablju in je določen kot $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$.

Za obravnavan nosilec je začetna napetost v kablju, zmanjšana za takojšnje izgube, ki se izvršijo med postopkom napenjanja, enaka:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{max} - \Delta\sigma_{sl} - \Delta\sigma_{ns} = 137,30 - 1,37 - 1,1 = 134,78 \text{ kN/cm}^2, \quad (3.12)$$

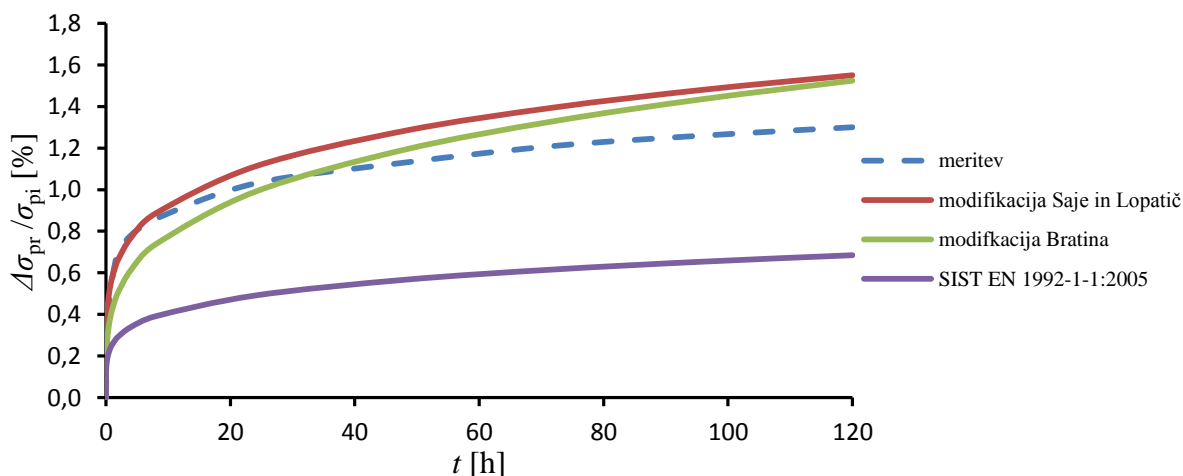
nivo začetne napetosti pa je:

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{134,78}{186} = 0,725. \quad (3.13)$$

Vrednost 1000-urne izgube zaradi relaksacije ρ_{1000} pridobimo iz certifikata za prednapeto jeklo (Trafilarie Meridionali S.p.A., 2012) in znaša:

$$\rho_{1000} = 2,2 \%. \quad (3.14)$$

Na sliki 22 prikazujemo računsko določene časovne razvoje izgube prednapetja (glej izraze (3.9)-(3.11)) ter izmerjen časovni razvoj izgube prednapetja do časa 120 ur (Trafilarie Meridionali S.p.A., 2012).



Slika 22: Izmerjen in izračunan časovni razvoj izgube prednapetja zaradi relaksacije jekla do časa 120 ur

Ugotovimo, da se izmerjenim izgubam zaradi relaksacije jekla najbolj prilegajo rezultati, dobljeni s pomočjo modificiranih izrazov Sajeta in Lopatiča oziroma Bratine.

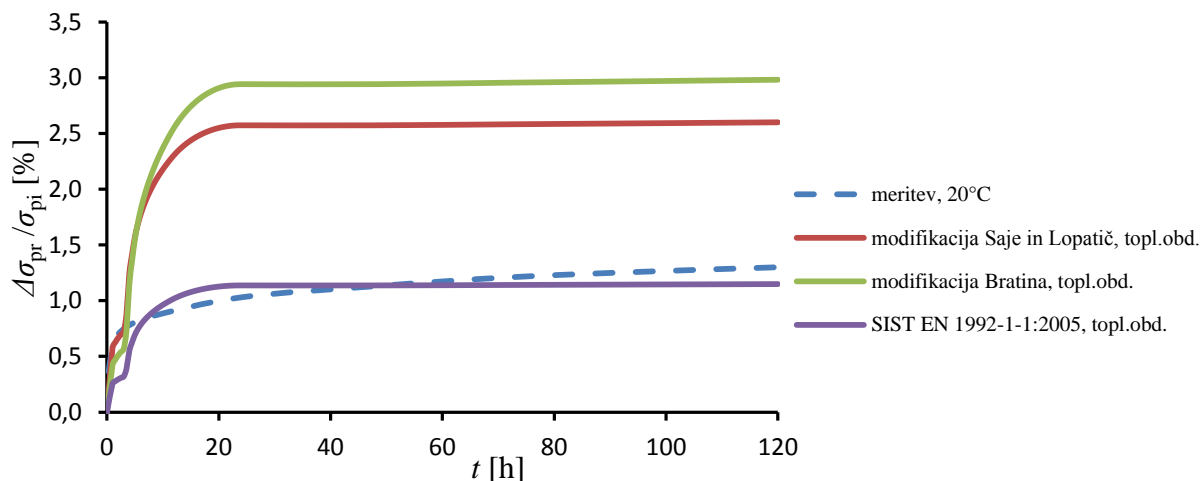
V skladu s členom 10.3.2.2 iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 moramo pri toplotno obdelanih elementih dodatno upoštevati tudi vpliv povišanih temperatur na relaksacijo. Med toplotno obdelavo se namreč relaksacija jekla pospeši. V izračunih to upoštevamo tako, da

dejanskemu času po napenjanju t prištejemo ustrezen dodatni čas t_{eq} (v urah), ki ga izračunamo s pomočjo naslednjega izraza:

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{max}-20}}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i. \quad (3.15)$$

Pri tem je $T_{(\Delta t_i)}$ temperatura (v °C) v časovnem intervalu Δt_i , T_{max} pa najvišja temperatura (v °C) med procesom toplotne obdelave.

Na sliki 23 prikazujemo časovni razvoj izgube prednapetja (glej izraze (3.9)-(3.11)) še z upoštevanjem povišanih temperatur med procesom parjenja (glej sliko 13).



Slika 23: Primerjava relaksacije jekla med enačbami in dejanskim testom z upoštevanjem temperaturne obdelave.

Iz krivulj na sliki 23 je lepo viden hiter porast izgub v času toplotne obdelave, ki se prične 3 ure po napenjanju, zaključi pa 24 ur po napenjanju (glej sliko 13). Dodatno opazimo, da se relaksacija po končani toplotni obdelavi ponovno upočasni. Izmerjene izgube prednapetja zaradi relaksacije jekla (črtna krivulja na sliki 23) so sedaj bistveno manjše od izračunanih, kajti meritev se je izvajala pri nespremenjenih temperaturnih pogojih okolice, t.j. pri 20°C.

V preglednici 3 in 4 zberemo izračunane in izmerjene vrednosti izgub prednapetja zaradi relaksacije pri štirih različnih časih po napenjanju in sicer brez oziroma z upoštevanjem učinka povišanih temperatur. Skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 končne vrednosti izgube prednapetja zaradi relaksacije ocenimo z upoštevanjem časa $t = 500\ 000$ ur.

Preglednica 3: Izgube prednapetja zaradi relaksacija jekla brez upoštevanja učinka toplotne obdelave

	t = 24 ur	t = 120 ur	t = 1000 ur	t = 500000 ur
SIST EN 1992-1-1:2005	0,49 %	0,68 %	1,06 %	3,83 %
modifikacija Saje in Lopatič	1,11 %	1,55 %	2,40 %	8,67 %
modifikacija Bratina	0,99 %	1,52 %	2,69 %	14,23 %
meritev	1,03 %	1,30 %	/	/

Preglednica 4: Izgube prednapetja zaradi relaksacija jekla z upoštevanjem učinka toplotne obdelave

	t = 24 ur	t = 120 ur	t = 1000 ur	t = 500000 ur
SIST EN 1992-1-1:2005, topl. obdelava	1,14 %	1,15 %	1,27 %	3,83 %
modificirana Saje in Lopatič, topl. obd.	2,57 %	2,60 %	2,86 %	8,67 %
modifikacija Bratina, topl. obd.	2,94 %	2,98 %	3,38 %	14,24 %

Še enkrat ugotovimo, da z uporabo izraza iz SIST EN 1992-1-1:2005 izgube prednapetja zaradi relaksacije precej podcenimo, torej je nujna uporaba modificiranih izrazov. Dodatno ugotovimo, da toplotna obdelava nima omembe vrednega vpliva na končno vrednost izgube prednapetja.

Glede na zapisano se odločimo, da v nadaljnjih izračunih upoštevamo vrednosti izgub, ki jih določimo s pomočjo modificiranega izraza po Sajetu In Lopatiču (Beg in sod., 2009). Pri časih $t = 24$ ur, 1000 ur in 500 000 ur so izgube napetosti prednapetja zaradi relaksacije sledeče:

$$\Delta\sigma_{ir,24} = \frac{\Delta\sigma_{pr,24}}{\sigma_{pi}} \sigma_{pi} = 0,0257 \cdot 134,78 = 3,46 \text{ kN/cm}^2, \quad (3.16)$$

$$\Delta\sigma_{ir,1000} = \frac{\Delta\sigma_{pr,1000}}{\sigma_{pi}} \sigma_{pi} = 0,0286 \cdot 134,78 = 3,85 \text{ kN/cm}^2, \quad (3.17)$$

$$\Delta\sigma_{ir,\infty} = \frac{\Delta\sigma_{pr,\infty}}{\sigma_{pi}} \sigma_{pi} = 0,0867 \cdot 134,78 = 11,69 \text{ kN/cm}^2. \quad (3.18)$$

3.3.2 Izgube prednapetja zaradi krčenja betona v času od betoniranja do rezanja kablov

V tem razdelku ocenimo izgube prednapetja zaradi deformacij krčenja betona. Ločimo krčenje, ki ga povzroča sušenje betona ter avtogeno krčenje. Krčenje betona zaradi sušenja je dolgotrajen proces, saj mora prosta voda iz notranjosti prodreti na površje. Obravnavani prednapeti nosilec je v času od betoniranja do rezanja kablov (24 ur po betoniranju) skoraj v celoti obdan s kalupom. Jekleni kalup preprečuje sušenje, zato so deformacije krčenja zaradi sušenja betona ε_{cd} , ki nastanejo v tem času, zanemarljive. Avtogeno krčenje se vrši med procesom strjevanja betona. Začne se pri začetku vezave cementa in je posledica samoizsuševanja v porah cementne matrice (hidratacijsko krčenje). Deformacijo betona zaradi avtogenega krčenja ε_{ca} v času od betoniranja do rezanja kablov ocenimo s pomočjo koeficienta β_{as} , ki opisuje časovni razvoj avtogenega krčenja, in končne vrednosti deformacije zaradi avtogenega krčenja $\varepsilon_{ca}(\infty)$ (glej točko 3.1.4 v SIST EN 1992-1-1:2005). V izračunih za čas rezanja kablov upoštevamo učinkovito starost betona t_T in tako posredno zajamemo tudi vpliv toplotne nege na krčenje betona. Tako je:

$$\beta_{as}(t_T, 0) = 1 - e^{[-0,2 \cdot t^{0,5}]} = 1 - e^{[-0,2 \cdot 2,72^{0,5}]} = 0,281, \quad (3.19)$$

$$\varepsilon_{ca}(t_T, 0) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,281 \cdot 0,113 = 0,0316 \%, \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (55 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,113 \%. \quad (3.21)$$

Če predpostavimo, da so deformacije prednapetega kabla enake deformacijam okoliškega betona, izgubo prednapetja zaradi deformacij krčenja betona v časovnem intervalu ($0 \rightarrow t_T$) določimo na sledeč način:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{cs}(t_T, 0) &= \frac{\varepsilon_{cd}(t_T, 0) + \varepsilon_{ca}(t_T, 0)}{1000} \cdot E_p = \frac{0 + 0,0316}{1000} \cdot 20100 = \\ &= 0,64 \text{ kN/cm}^2. \end{aligned} \quad (3.22)$$

Ugotovimo, da je vpliv krčenja betona na izgubo prednapetja v času od betoniranja do rezanja kablov relativno majhen.

3.4 Začetne izgube prednapetja zaradi elastične deformacije betona ob prenosu prednapetja na beton

Elastične deformacije betona so posledica delovanja kablov po sprostitvi sidrišč. Sočasno s skrčenjem betona se skrčijo tudi kabli, kar pozroči izgubo sile prednapetja. Zaradi zagotavljanja ravnotežja v prečnem prerezu se sočasno spremenijo tudi napetosti v betonu. V primeru, da se nosilec ob prenosu prednapetja na beton tudi upogne (npr. kabli samo spodaj), moramo pri analizi napetostnega in deformacijskega stanja v nosilcu dodatno upoštevati tudi vpliv lastne teže nosilca, ki se spreminja vzdolž nosilca. Zaradi nevtralizacije kablov se pri obravnavanem nosilcu spreminja tudi vpliv prednapetja.

Izgubo sile prednapetja s sočasnim upoštevanjem spremembe napetosti v betonu in vpliva lastne teže najprej ocenimo le za prečni prerez na sredini razpetine nosilca ($x=L/2$). Uporabimo naslednji izraz (Hendy in sod., 2007):

$$\begin{aligned} \Delta P_c(x = L/2) &= \frac{A_p \frac{E_p}{E_{cm}(t_T)} \sigma_{cp}(x = L/2)}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \frac{A_p}{A_{id}} \left(1 + \frac{A_{id}}{I_{id}} e_p^2\right)} = & (3.23) \\ &= \frac{20,46 \cdot \frac{20100}{3328,92} \cdot |(-1,36)|}{1 + \frac{20100}{3328,92} \cdot \frac{20,46}{3528,02} \left(1 + \frac{3528,02}{3471424,94} \cdot 39,63^2\right)} = \\ &= 157,41 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Izraz (3.23) velja le v primeru, ko je celoten prečni prerez tlačno obremenjen. Geometrijske lastnosti prereza povzamemo iz razdelka 2.5.2. V računu upoštevamo materialne lastnosti betona po končani toplotni obdelavi (glej razdelek 2.3). V izrazu (3.23) je $\sigma_{cp}(x = L/2)$ napetost v betonu na mestu kablov zaradi vpliva prednapetja in lastne teže nosilca. Določimo jo s pomočjo naslednjega izraza:

$$\begin{aligned} \sigma_{cp}(x = L/2) &= -\frac{P^*}{A_{id}} - \frac{P^* e_p}{I_{id}} e_p + \frac{M_{l.t.} \left(x = \frac{L}{2}\right)}{I_{id}} e_p & (3.24) \\ &= -\frac{2673,71}{3528,02} - \frac{2673,71 \cdot 39,63}{3471424,94} 39,63 + \frac{52714}{3471424,94} 39,63 \\ &= -1,36 \text{ kN/cm}^2. \end{aligned}$$

V izrazu (3.24) je P^* sila v kablkih tik pred rezanjem kablov in sicer 24 ur po betoniranju nosilca. Določimo jo tako, da napetost v kablkih tik pred rezanjem kablov σ^* pomnožimo s skupno ploščino kablov v obravnavanem prečnem prerezu:

$$\begin{aligned}\sigma^* &= \sigma_{\max} - \Delta\sigma_{sl} - \Delta\sigma_{ns} - \Delta\sigma_{ir} - \Delta\sigma_{cs} = 137,30 - 1,15 - 1,37 - 3,46 - 0,64 \\ &= 130,68 \text{ kN/cm}^2,\end{aligned}\quad (3.25)$$

$$P^* = \sigma^* A_p = 130,68 \cdot 20,46 = 2673,71 \text{ kN}.\quad (3.26)$$

Ko izgubo sile prednapetja zaradi elastične deformacije betona $\Delta P_c(x = L/2)$ (glej enačbo (3.23)) odštejemo od sile v kablkih tik pred rezanjem kablov P^* (glej enačbo (3.26)), dobimo začetno silo prednapetja $P_{m,0}$, ki deluje na beton takoj po prenosu prednapetja na beton:

$$P_{m,0}(x = L/2) = P^* - \Delta P_c = 2673,71 - 157,41 = 2516,30 \text{ kN}.\quad (3.27)$$

Za račun izgube prednapetja zaradi elastične deformacije betona $\Delta P_c(x)$ za poljuben prečni prerez na oddaljenosti x od začetka nosilca določimo s pomočjo aplikacije, ki jo izdelamo v računalniškem programu Excel (Microsoft Excel 2010, 2010). S pomočjo aplikacije lahko določimo napetostno in deformacijsko stanje tudi v primeru razpokanega prečnega prereza takoj po prenosu prednapetja na beton. V nadaljevanju podrobneje predstavimo omenjeno aplikacijo.

3.5 Aplikacija za določitev napetostnega in deformacijskega stanja v prečnem prerezu prednapetega »V« nosilca

3.5.1 Osnovne predpostavke

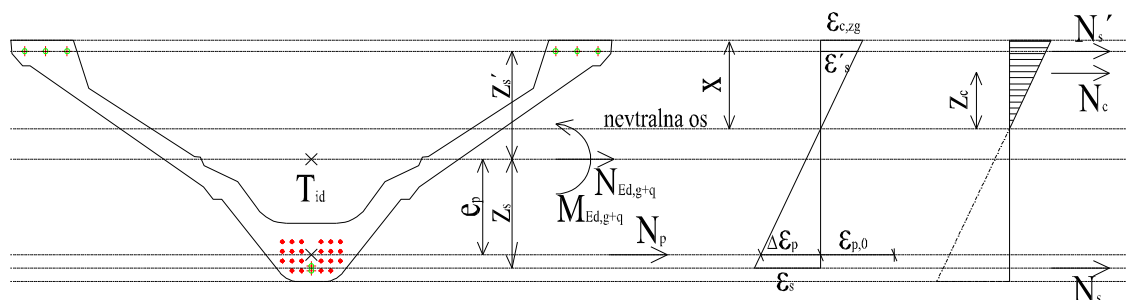
Pri analizi napetostnega in deformacijskega stanja razpokanega prečnega prereza prednapetega nosilca upoštevamo naslednje predpostavke:

- ravni prerezi tudi po deformaciji ostanejo ravni,
- deformacije v armaturi in v povezanih kablkih so enake deformacijam okoliškega betona,
- natezno nosilnost betona zanemarimo,
- napetost v tlačno obremenjenem betonu določimo na podlagi linearne sovisnosti med napetostjo in deformacijo in sicer v obliki zveze $\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c$,

- napetosti v mehki armaturi določimo na podlagi linearne sovisnosti med napetostjo in deformacijo in sicer v obliki zveze $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$,
- napetosti v kabljih določimo na podlagi linearne sovisnosti med napetostjo in deformacijo in sicer v obliki zveze $\sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p$,
- pri računu napetosti v prednapetih kabljih upoštevamo njihovo začetno pred-deformacijo $\varepsilon_{p,0}$. Pred-deformacijo kablov definiramo kot tisto deformacijo prednapete armature, ki ostane, če zunanjo obtežbo povečujemo do te mere, da deformacija betona na mestu kablov postane enaka 0.

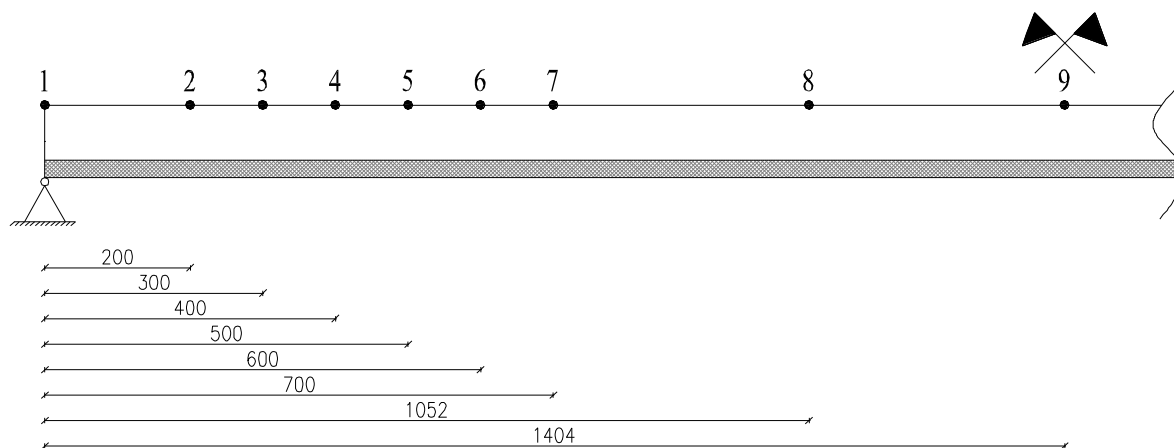
Zgoraj navedene predpostavke bomo uporabili tudi pri analizi napetostnega in deformacijskega stanja prečnega prereza v mejnih stanjih uporabnosti.

Na sliki 24 prikazujemo deformacijsko in napetostno stanje v značilnem prečnem prerezu obravnavanega prednapetega »V« nosilca, ki je razpokan.



Slika 24: Prikaz deformacijskega in napetostnega stanja v značilnem prečnem prerezu obravnavanega prednapetega »V« nosilca, ki je razpokan.

Napetostno in deformacijsko stanja analiziramo v 9 prečnih prerezih na polovici razpetine obravnavanega prednapetega nosilca kot to prikazujemo na sliki 25. Lego prerezov 2 do 7 izberemo glede na mesta nevtralizacije kablov, prečni prerez 8 pa leži na sredini med prerezom 7 in 9. Rezultate analize med dvema sosednjima prečnima prerezoma linearno interpoliramo.



Slika 25: Lege analiziranih prečnih prerezov vzdolž prednapetega »V« nosilca
(dimenzije v cm)

3.5.2 Zagotovitev ravnotežja razpokanega prečnega prereza

S pomočjo izdelane aplikacija v programu Microsoft Excel (Microsoft Excel 2010, 2010) določimo deformacijsko in napetostno stanje v obravnavanem prerezu. Pri tem uporabimo vgrajeno orodje »Reševalec«. Ravnotežje v prerezu zagotovimo, ko je odpornost prereza enaka obremenitvi. To formalno zapišemo kot:

$$N_{Ed} + N_{Rd} = 0, \quad (3.28)$$

$$M_{Ed} + M_{Rd} = 0. \quad (3.29)$$

V izrazih (3.28) in (3.29) sta N_{Ed} in M_{Ed} osna in upogibna obremenitev obravnavanega prečnega prereza, N_{Rd} in M_{Rd} pa pripadajoči odpornosti. Kot obremenitev prereza upoštevamo:

- osno silo in upogibni moment zaradi zunanje obtežbe, ki učinkujeta v težišču prereza:

$$N_{Ed,g+q} \text{ in } M_{Ed,g+q},$$

- silo v spodnjih kablích N_p , ki deluje na betonski prerez kot zunanja tlačna sila s prijemališčem v težišču spodnjih kablov,

Obremenitev prereza grafično prikazujemo tudi na sliki 24 in sicer levo od diagrama deformacij.

Silo prednapetja v spodnjih kabljih izračunamo kot:

$$N_p = \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = (\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{p,0}) \cdot E_p \cdot A_p. \quad (3.30)$$

Pri tem je $\varepsilon_{p,0}$ že prej omenjena preddeformacija kablov.

Skupna obremenitev prereza tako znaša:

$$N_{Ed} = N_{Ed,g+q} + N_p, \quad (3.31)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,g+q} + N_p \cdot e_p. \quad (3.32)$$

K odpornosti prereza pa prispevajo:

- rezultanta tlačnih napetosti betona N_c ,
- sila v spodnji armaturi N_s ,
- in sila v zgornji armaturi N'_s .

Omenjene sile grafično prikazujemo na sliki 24 in sicer desno od diagrama napetosti v betonu.

Tako velja:

$$N_{Rd} = N_c + N_s + N'_s \text{ in} \quad (3.33)$$

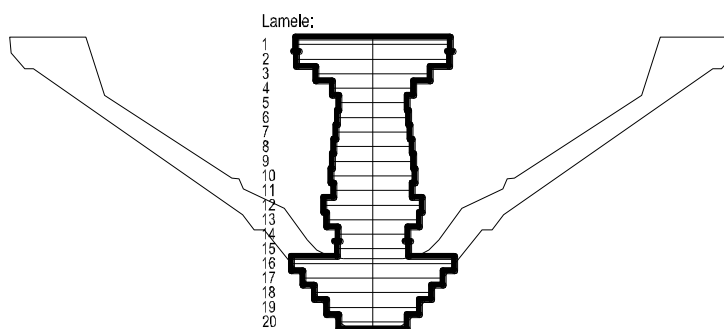
$$M_{Rd} = M_c + N_s \cdot z_s + N'_s \cdot z'_s. \quad (3.34)$$

Če izraze (3.31) do (3.34) vstavimo v konstrukcijski enačbi (3.28) in (3.29) s katerima ravnotežni količini povežemo z deformacijskimi količinami dobimo:

$$N_{Ed,g+q} + N_p + N_c + N_s + N'_s = 0, \quad (3.35)$$

$$M_{Ed,g+q} + N_p \cdot e_p + M_c + N_s \cdot z_s + N'_s \cdot z'_s = 0. \quad (3.36)$$

Rezultanto tlačnih napetosti betona N_c izračunamo tako, da prečni prerez razdelimo na 20 lamel višine 5 cm, kot to prikazujemo na sliki 26.



Slika 26: Razdelitev prečnega prereza prednapetega »V« nosilca na 20 lamel

Pri reševanju sistema enačb (3.35)-(3.36) spreminjamo deformaciji betona na zgornjem oziroma spodnjem robu prereza in sicer $\varepsilon_{c,sp}$ in $\varepsilon_{c,zg}$. Račun zaključimo, ko je izpolnjen naslednji pogoj:

$$(N_{Ed} + N_{Rd})^2 + (M_{Ed} + M_{Rd})^2 = 0. \quad (3.37)$$

Reševanje poteka iterativno, pri tem pa moramo biti pazljivi na ustrezno izbiro začetnih vrednosti deformacij na zgornjem oziroma spodnjem robu. Skladno s osnovnimi predpostavkami računa je potek deformacij linearen (glej diagram deformacij na sliki 24), to pomeni, da lahko enolično določimo tudi deformacijo na mestih spodnje oziroma zgornje armature ε_s in ε'_s , deformacijo na mestu prednapetih kablov $\Delta\varepsilon_p$, ter vzdolžno deformacijo v težišču i -te betonske lamele $\varepsilon_{c,i}$ ($i = 1, \dots, 20$).

Prispevek i -te betonske lamele k odpornosti prečnega prereza torej znaša:

$$N_{c,i} = A_{c,i} \cdot \varepsilon_{c,i} \cdot E_c, \quad (3.38)$$

$$M_{c,i} = N_{c,i} \cdot (z_{T,id}^{sp} - z_{c,i}). \quad (3.39)$$

Pri tem je $A_{c,i}$ ploščina i -te lamele, $z_{c,i}$ pa oddaljenost i -te lamele od spodnjega roba prečnega prereza nosilca.

Skupno odpornost tlačno obremenjenega dela betonskega prečnega prereza določimo kot vsoto prispevkov posameznih lamel:

$$N_c = \sum_{i=1}^{20} N_{c,i} , \quad (3.40)$$

$$M_c = \sum_{i=1}^{20} M_{c,i} . \quad (3.41)$$

Prispevek spodnje in zgornje vzdolžne armature k skupni odpornosti prereza pa določimo s pomočjo naslednjih izrazov:

$$N_s = A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s, \quad (3.42)$$

$$M_s = N_s \cdot z_s, \quad (3.43)$$

$$N'_s = A'_s \cdot \varepsilon'_s \cdot E_s, \quad (3.44)$$

$$M'_s = N'_s \cdot z'_s. \quad (3.45)$$

Z A_s in A'_s označimo ploščino prečnega prereza spodnje oziroma zgornje armature, $z_s (> 0)$ je oddaljenost spodnje armature od težišča skupnega prereza, $z'_s (< 0)$ pa oddaljenost zgornje armature.

Sedaj lahko izraza (3.35) in (3.36) zapišemo še v razčlenjeni obliki in sicer:

$$N_{Ed,g+q} + (\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{p,0}) \cdot E_p \cdot A_p + \sum_{i=1}^{20} A_{c,i} \cdot \varepsilon_{c,i} \cdot E_c + A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s + A'_s \cdot \varepsilon'_s \cdot E_s \quad (3.46)$$

$$= 0,$$

$$M_{Ed,g+q} + (\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{p,0}) \cdot E_p \cdot A_p \cdot e_p \quad (3.47)$$

$$+ \sum_{i=1}^{20} A_{c,i} \cdot \varepsilon_{c,i} \cdot E_c \cdot (z_{T,id}^{sp} - z_{c,i}) + A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s \cdot z_s + A'_s \cdot \varepsilon'_s \cdot E_s$$

$$\cdot z'_s = 0.$$

V nadaljevanju prikažemo primer izpisa rezultatov računa s pomočjo izdelane aplikacije za analizo deformacijskega in napetostnega stanja v prečnem prerezu obravnavanega prednapetega »V« nosilca. Na sliki 27 prikazujemo izpis značilnih deformacij in napetosti.

$\varepsilon_{c,sp} =$	-0,455	%o
$\varepsilon_{c,zg} =$	-0,001	%o
$\sigma_{c,sp} =$	-1,516	kN/cm ²
$\sigma_{c,zg} =$	-0,005	kN/cm ²
$\sigma'_s =$	-0,47	kN/cm ²

Slika 27: Izpis značilnih deformacij in napetosti v obravnavanem prerezu prednapetega »V« nosilca (Microsoft Excel 2010).

Ugotovimo, da pri danih obremenitvah prerez ne razpoka. Na sliki 28 prikazujemo izpis prispevkov betona, armature ter prednapetih kablov k odpornosti prečnega prereza. Na dnu izpisa je prikazana rešitev pogoja (3.37).

Kontrolno mesto		x = 1404,5 cm					
beton							
lamela	višina	širina	z	ε_c		$N_{c,i}$	$M_{c,i}$
1,00	5,00	53,20	97,50	-0,013		11,34	-5,31
2,00	5,00	52,50	92,50	-0,036		31,02	-12,97
3,00	5,00	39,10	87,50	-0,058		37,87	-13,94
4,00	5,00	28,00	82,50	-0,081		37,70	-11,99
5,00	5,00	23,30	77,50	-0,104		40,17	-10,77
6,00	5,00	24,40	72,50	-0,126		51,28	-11,19
7,00	5,00	25,60	67,50	-0,149		63,47	-10,68
8,00	5,00	26,70	62,50	-0,172		76,28	-9,02
9,00	5,00	27,80	57,50	-0,194		89,92	-6,13
10,00	5,00	28,90	52,50	-0,217		104,40	-1,90
11,00	5,00	26,80	47,50	-0,240		106,93	3,40
12,00	5,00	33,70	42,50	-0,262		147,19	12,04
13,00	5,00	31,70	37,50	-0,285		150,43	19,83
14,00	5,00	24,00	32,50	-0,308		122,95	22,35
15,00	5,00	24,50	27,50	-0,331		134,77	31,24
16,00	5,00	56,10	22,50	-0,353		329,78	92,93
17,00	5,00	48,00	17,50	-0,376		300,30	99,64
18,00	5,00	40,00	12,50	-0,399		265,35	101,31
19,00	5,00	32,00	7,50	-0,421		224,37	96,88
20,00	5,00	23,60	2,50	-0,444		174,39	84,02
						2499,92	469,73
kabel		A_p	e_p	ε_p		N_p	M_p
		20,46	11,05	-0,405		-2507,07	-993,68
armatura		A'_s	z'_s	ε'_s		N'_s	M'_s
		15,24	95,40	-0,0223		7,15	-3,20
							$M_{l,t}$
							527,14
						$N_{Ed}+N_{Rd}$	$M_{Ed}+M_{Rd}$
						0,00	0,00
						$(N_{Ed}+N_{Rd})^2 + (M_{Ed}+M_{Rd})^2$	1,84E-06

Slika 28: Izpis prispevkov betona, armature in kablov k odpornosti prereza (Microsoft Excel 2010)

Predstavljeno aplikacijo lahko z manjšimi modifikacijami lahko uporabimo tudi pri določanju minimalne količine potrebne vzdolžne armature. Modificirano različico aplikacije uporabimo tudi pri analizi napetostnega in deformacijskega stanja v mejnih stanjih nosilnosti. V tem primeru so sovisnosti med napetostmi in deformacijami betona, armature in kabla nelinearne.

V nadaljnjih računskih kontrolah ne bomo več prikazovali celotnih izpisov rezultatov računa iz omenjene Excelove aplikacije. Zaradi preglednosti se bomo večinoma omejili le na grafični prikaz rezultatov.

3.6 Določitev začetne sile prednapetja

Na koncu razdelka 3.4 smo za prečni prerez na sredini razpetine nosilca določili začetno silo prednapetja $P_{m,0}$, ki učinkuje na beton takoj po prenosu prednapetja na beton ($P_{m,0}(x = L/2) = 2516,30 \text{ kN}$). Pri tem smo predpostavili, da je celoten prečni prerez tlačno obremenjen. Tako smo izgubo prednapetja zaradi elastične deformacije betona ocenili s pomočjo analitičnega izraza (glej enačbo 3.23).

V nadaljevanju pa določimo deformacijsko in napetostno stanje v prečnem prerezu na sredini razpetine nosilca ter posledično tudi pripadajočo začetno silo prednapetja takoj po prenosu prednapetja na beton še s pomočjo opisane aplikacije, ki smo jo izdelali v računalniškem programu Excel (Microsoft Excel 2010, 2010) in omogoča analizo tudi razpokanih prečnih prerezov.

Deformaciji na zgornjem oziroma spodnjem robu, pri katerih zadostimo pogoju (3.37) sta:

$$\varepsilon_{c,zg} = -0,001 \text{ ‰}, \quad (3.48)$$

$$\varepsilon_{c,sp} = -0,455 \text{ ‰}. \quad (3.49)$$

Ugotovimo, da je celoten prečni prerez takoj po vnosu sile prednapetja tlačno obremenjen. Ker je potek deformacij po prerezu linearen so enolično določene tudi vzdolžne deformacije v betonskih lamelah, v vzdolžni armaturi in prednapetih kablkih.

Kot obremenitev prečnega prereza na sredini razpetine tik po prenosu sile prednapetja na beton, upoštevamo vpliv lastne teže nosilca (pri reducirani razpetini $0,8 L$):

$$M_{Ed}^{lt}(x = L/2) = 527,14 \text{ kNm}, \quad (3.50)$$

ter vpliv začetne sile prednapetja, ki v težišču prereza učinkuje z osno silo N_p in ustreznim upogibnim momentom M_p in sicer:

$$\begin{aligned} N_p &= (\varepsilon_{p,0} + \Delta\varepsilon_p) \cdot E_p \cdot A_p & (3.51) \\ &= -((130,68/20100 - 0,405/1000) \cdot 20,46 \cdot 20100) \\ &= -2507,2 \text{ kN}, \end{aligned}$$

$$M_p = N_p \cdot e_p = -2507,2 \cdot (-39,69)/100 = 995,1 \text{ kNm}. \quad (3.52)$$

Izračunana začetna sila prednapetja N_p je povsem primerljiva s silo, ki smo jo izračunali s pomočjo analitičnega izraza za nerazpokan prerez (3.27).

V nadaljevanju prikažemo še izračun odpornosti prečnega prereza pri dani deformacijski ravnini, ki jo določata $\varepsilon_{c,sp}$ in $\varepsilon_{c,zg}$. Osno in upogibno odpornost tlačno obremenjenega betonskega prereza določimo kot vsoto odpornosti posameznih lamel. Prispevek prve lamele k skupni odpornosti prereza znaša:

$$N_{c,1} = A_{c,1} \cdot \varepsilon_{c,1} \cdot E_{cm}(t_T) = -(266,0 \cdot (-0,0128)/1000 \cdot 3328,92) = 11,34 \text{ kN}, \quad (3.53)$$

$$M_{c,1} = N_{c,1} \cdot (z_{T,id}^{sp} - z_{c,1}) = 11,34 \cdot (50,68 - 97,5)/100 = -5,31 \text{ kNm}. \quad (3.54)$$

Prispevke ostalih lamel k odpornosti prečnega prereza pa zberemo v preglednici 5. V izračunih upoštevamo modul elastičnosti 24 ur starega betona, ki je bil med procesom parjenja izpostavljen povišani temperaturi (glej enačbo (2.6)).

Preglednica 5: Prispevki posameznih lamel betonskega prereza k skupni odpornosti prečnega prereza prednapetega »V« nosilca tik po rezanju kablov.

Lamela	$\varepsilon_{c,i}$	$A_{c,i}$ [cm ²]	$z_{c,i}$ [cm]	$N_{c,i}$ [kN]	$M_{c,i}$ [kNm]
1	-0,013	266,0	97,5	11,34	-5,31
2	-0,036	262,5	92,5	31,02	-12,97
3	-0,058	195,5	87,5	37,87	-13,94
4	-0,081	140,0	82,5	37,70	-11,99
5	-0,104	116,5	77,5	40,17	-10,77

6	-0,126	122,0	72,5	51,28	-11,19
7	-0,149	128,0	67,5	63,47	-10,68
8	-0,172	133,5	62,5	76,28	-9,02
9	-0,194	139,0	57,5	89,92	-6,13
10	-0,217	144,5	52,5	104,40	-1,90
11	-0,240	134,0	47,5	106,93	3,40
12	-0,262	168,5	42,5	147,19	12,04
13	-0,285	158,5	37,5	150,43	19,83
14	-0,308	120,0	32,5	122,95	22,35
15	-0,331	122,5	27,5	134,77	31,24
16	-0,353	280,5	22,5	329,78	92,93
17	-0,376	240,0	17,5	300,29	99,64
18	-0,399	200,0	12,5	265,35	101,31
19	-0,421	160,0	7,5	224,37	96,88
20	-0,444	118,0	2,5	147,38	84,02

Prispevek betonskega prereza k skupni odpornosti prereza torej je:

$$N_c = \sum_{i=1}^{20} N_{c,i} = 2499,9 \text{ kN}, \quad (3.55)$$

$$M_c = \sum_{i=1}^{20} M_{c,i} = 469,7 \text{ kNm}. \quad (3.56)$$

Sedaj določimo še odpornost mehke armature na zgornjem robu. Ker je le-ta tlačno obremenjena je skladno z orientacijo sil na sliki 24 osna sila N'_s v armaturi pozitivnega predznaka.

$$N'_s = A'_s \cdot \varepsilon'_s \cdot E_s = -(15,24 \cdot (-0,022/1000) \cdot 21000) = 7,1 \text{ kN} \quad (3.57)$$

$$M'_s = N'_s \cdot z'_s = 7,1 \cdot (50,68 - 95,4)/100 = -3,2 \text{ kNm} \quad (3.58)$$

Na tem mestu omenimo, da za zagotovitev ravnotežja prereza (pogoj (3.37)) zgornja armatura A'_s računsko ni potrebna, kar je razvidno tudi iz obremenitve le te. Pri zagotavljanju ravnotežja v prečnih prerezih, ki so bližje podpori (prerezi 1, 2 in 3 na sliki 25), pa se izkaže,

da zaradi vpliva prednapetja prerezi na zgornjem robu razpokajo in brez ustrezne količine zgornje armature ne moremo zadostiti pogoju (3.37). Zato v nadaljnjih izračunih upoštevamo dejansko vgrajeno zgornjo armaturo (6Ør18) po celotni dolžini nosilca.

Sedaj še preverimo, ali je prečni prerez pri izračunanih deformacijah v ravnotežju. Uporabimo izraza (3.35) in (3.36) in sicer:

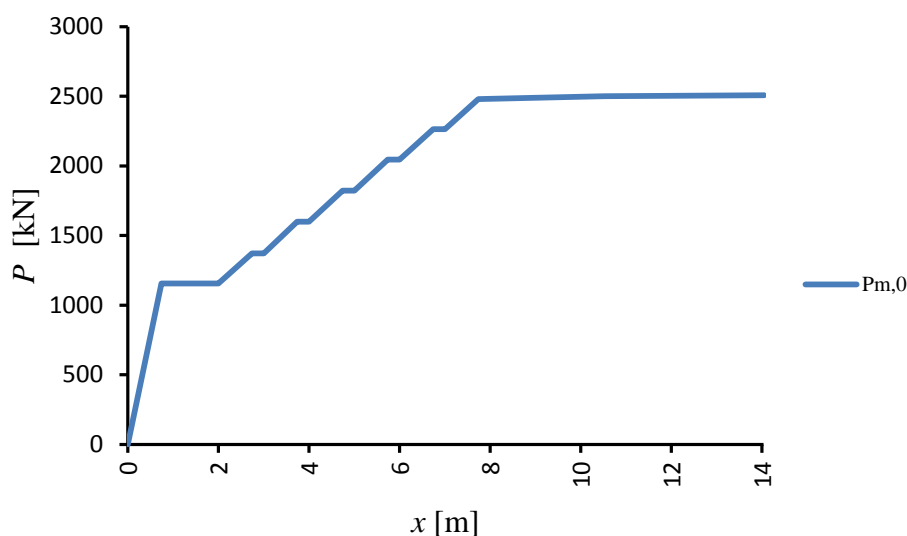
$$N_{Ed} + N_p + \sum_{i=1}^{20} N_{c,i} + N'_s = 0 + 2499,9 - 2507,2 + 7,1 = -0,2 \text{ kN}, \quad (3.59)$$

$$M_{Ed} + N_p \cdot e_p + \sum_{i=1}^{20} M_{c,i} + N'_s \cdot z'_s = 527,14 - 995,1 + 469,7 - 3,2 = \\ = -1,5 \text{ kNm}. \quad (3.60)$$

Ugotovimo, da je prečni prerez na sredini razpetine nosilca v ravnotežju, saj je vsota obremenitev in odpornosti prereza ≈ 0 . Razlika nastane zaradi zaokroževanja v izračunanih. Tako smo zadostili tudi pogoju (3.37).

Postopek računa napetostnega in deformacijskega stanja takoj po prenosu sile prednapetja na beton ponovimo še za prečne prereze od 1 do 8 (glej sliko 25).

Na sliki 29 prikazujemo potek začetne sile prednapetja $P_{m,0}$ tik po vnosu sile prednapetja na beton. Potek sile prikazujemo z upoštevanjem projektne dolžine vnosa sile prednapetja v beton. Račun le te pa prikažemo v poglavju 3.7.

Slika 29: Potek začetne sile prednapetja $P_{m,0}$ tik po vnosu prednapetja na beton

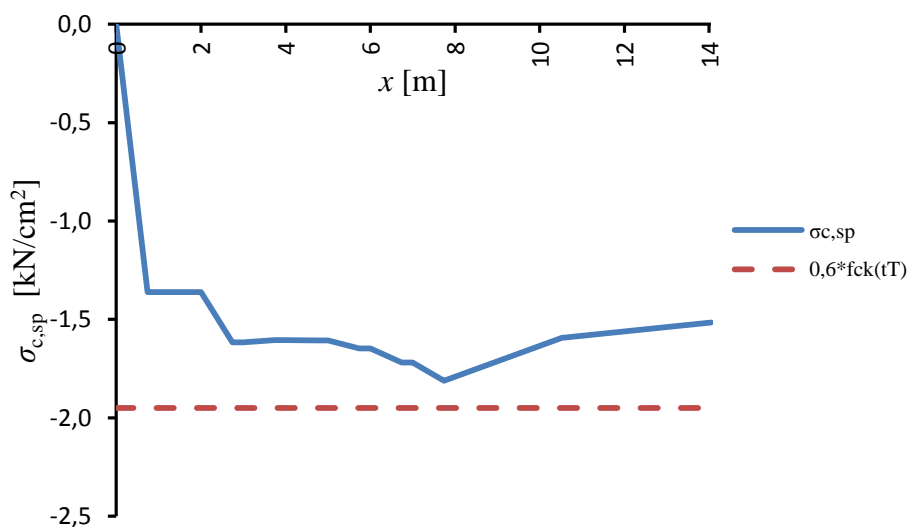
Vrednosti sile $P_{m,0}$ in pripadajoče napetosti v kablích $\sigma_{m,0}$ v različnih prečnih prerezih podajamo še v preglednici 6. Pri izračunu napetosti v kablích izpustimo mesta, kjer se poveča število kablov v betonskem prerezu, saj je na začetku novih kablov napetost v le-teh enaka nič.

Preglednica 6: Začetna sila prednapetja $P_{m,0}$ in pripadajoče napetosti $\sigma_{m,0}$ v različnih prečnih prerezih vzdolž nosilca

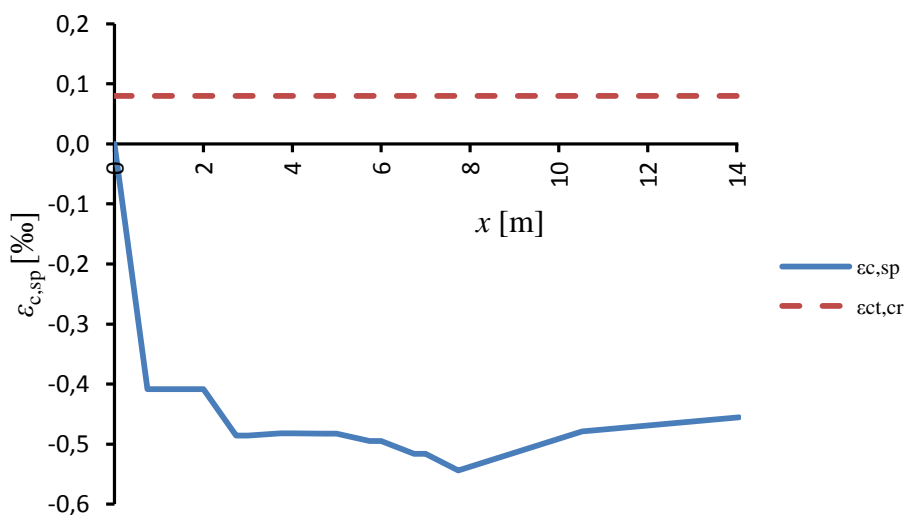
x [m]	$P_{m,0}$ [kN]	A_p [cm ²]	$\sigma_{m,0}$ [kN/cm ²]
0,0	0,0	9,30	0,0
0,7	1154,83	9,30	124,18
2,0	1154,83	11,16	/
2,7	1372,14	11,16	122,95
3,0	1372,14	13,02	/
3,7	1598,20	13,02	122,75
4,0	1598,20	14,88	/
4,7	1823,38	14,88	122,54
5,0	1823,38	16,74	/
5,7	2045,53	16,74	122,19
6,0	2045,53	18,60	/
6,7	2264,37	18,60	121,74
7,0	2264,37	20,46	/

7,7	2479,69	20,46	121,20
10,5	2499,53	20,46	122,17
14,04	2507,07	20,46	122,54

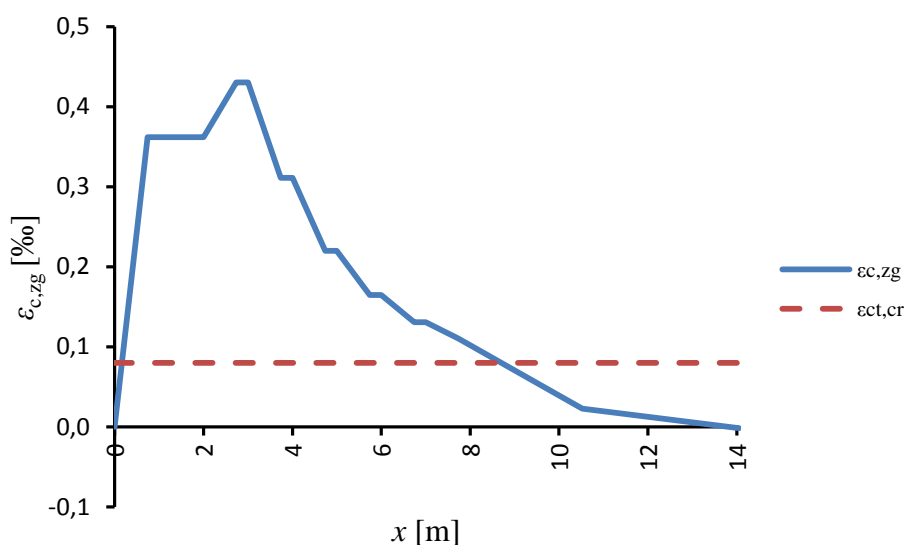
V nadaljevanju prikažemo še potek deformacij in napetosti v betonu in zgornji armaturi vzdolž nosilca tik po prenosu prednapetja na beton. Zaradi upoštevanja simetrije rezultate prikazujemo le za polovico nosilca.



Slika 30: Potek napetosti v betonu na spodnjem robu nosilca tik po prenosu prednapetja na beton

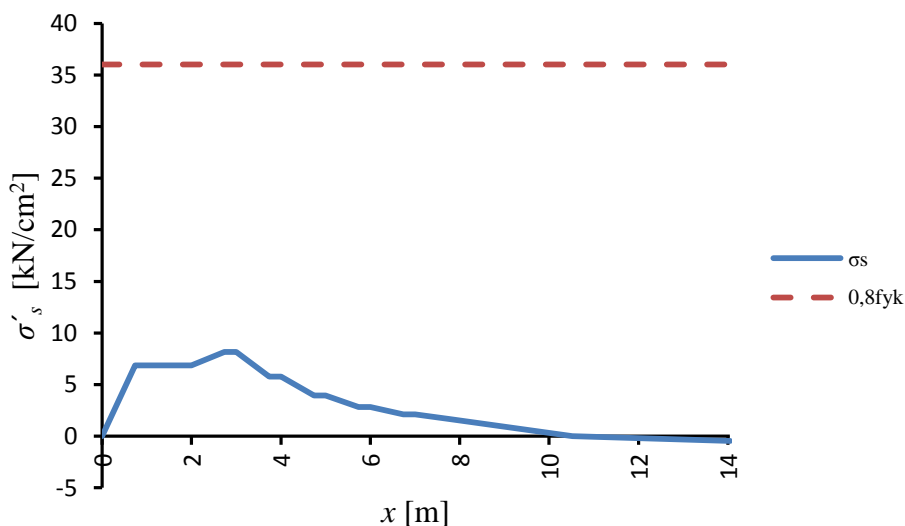


Slika 31: Potek deformacij v betonu na spodnjem robu nosilca tik po prenosu prednapetja na beton



Slika 32: Potek deformacij v betonu na zgornjem robu nosilca tik po prenosu prednapetja na beton

Ugotovimo, da je spodnji rob nosilca po celotni dolžini tlačno obremenjen, medtem ko nosilec na zgornjem robu razpoka, predvsem v bližini podpor. To je posledica majhnega vpliva lastne teže nosilca ter velike sile prednapetja, ki jo vnašamo v betonski prerez. Zato moramo v bližini podpor nujno zagotoviti zadostno količino zgornje armature. Na sliki 33 prikazujemo še potek napetosti v zgornji armaturi vzdolž polovice nosilca.



Slika 33: Potek napetosti v zgornji armaturi tik po prenosu prednapetja na beton

Ugotovimo, da so napetosti v zgornji armaturi bistveno manjše od dopustnih napetosti. To pomeni, da je v računu uporabljena količina zgornje armature, ki smo jo povzeli iz obstoječe

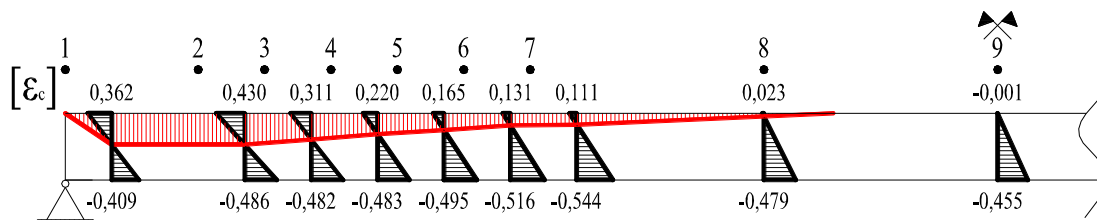
projektne dokumentacije (6Ø18), prevelika. Zanima nas pa, kolikšna je dejansko potrebna količina zgornje armature. Reševalec v Excelovi aplikaciji poženemo ob pogoju, da je v prečnem prerezu zagotovljeno ravnotežje ob čim manjši potrebni količini zgornje armature. Izkaže se, da potrebujemo le 0,84 cm² zgornje armature. Ravnotežja v prerezu pa ne moremo zagotoviti brez zgornje armature.

V skladu z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 moramo preveriti še nivo nateznih napetosti v kabljih ter nivo tlačnih napetosti v betonu tik po prenosu prednapetja na beton:

$$\sigma_{pm,0} = 124,18 \text{ kN/cm}^2 \leq \begin{cases} 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 186 = 139,50 \text{ kN/cm}^2, \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 167 = 141,95 \text{ kN/cm}^2, \end{cases} \quad (3.61)$$

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 1,81 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,6 \cdot 5,50 = 3,30 \text{ kN/cm}^2. \quad (3.62)$$

Ugotovimo, da napetosti v kabljih in betonu ne prekoračijo zahtev iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. Za boljšo predstavo vzdolžne deformacije v betonu prikazujemo še na drugačen način (glej sliko 34).



Slika 34: Prikaz deformacij v betonu vzdolž nosilca tik po rezanju kablov oziroma prenosu prednapetja na beton

Na sliki 34 z rdečo črto in šrafuro prikazujemo območja na nosilcu, kjer se v betonu takoj po rezanju kablov pojavijo natezne deformacije in posledično razpoke. Ker je to ravno v območju podpor nosilca, je v ta namen izvedena nevtralizacija kablov, sicer bi bile natezne deformacije v betonu še bistveno večje.

3.7 Vnos sile prednapetja v beton

Predpostavimo, da se prednapetje vnaša v beton s konstantno sprijemno napetostjo f_{bpt} , ki je določena z naslednjim izrazom (točka 8.10.2.3 v SIST EN 1992-1-1:2005):

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t_T) = 3,2 \cdot 1,0 \cdot 0,126 = 0,403 \text{ kN/cm}^2. \quad (3.63)$$

Pri tem ima koeficient η_{p1} za kable, sestavljene iz 7 žic, vrednost 3,2, koeficient η_1 pa ima vrednost 1,0, ker predpostavimo dobre pogoje sidranja. V izrazu (3.63) je $f_{ctd}(t_T)$ projektna natezna trdnost betona v času sprostitve kablov in je:

$$\begin{aligned} f_{ctd}(t_T) &= 0,7 \cdot \frac{f_{ctm}(t_T)}{1,5} = 0,7 \cdot \frac{\beta_{cc}(t_T) \cdot f_{ctm}}{1,5} = 0,7 \cdot \frac{0,643 \cdot 0,42}{1,5} \\ &= 0,126 \text{ kN/cm}^2. \end{aligned} \quad (3.64)$$

Osnovno vrednost dolžine vnosa prednapetja v beton l_{pt} določimo za prvo kontrolno mesto (prečni prerez 1 na sliki 25 pri $x = 0$ m):

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} = 1,25 \cdot 0,19 \cdot 1,26 \cdot \frac{1154,83/9,3}{0,403} = 92,21 \text{ cm}. \quad (3.65)$$

V izrazu (3.65) ima koeficient α_1 vrednost 1,25 (hipna sprostitvev kablov), α_2 vrednost 0,19 (kablji iz 7 žic), koeficient \varnothing pa predstavlja nazivni premer kabla in je v obravnavanem primeru 1,26 cm ($1/2\varnothing$), vrednost napetosti v kablju neposredno po vnosu prednapetja na beton σ_{pm0} pa odčitamo iz preglednice 6.

Za projektno dolžino vnosa prednapetja v beton upoštevamo manj ugodno izmed naslednjih dveh vrednosti in sicer odvisno od projektnega stanja:

$$l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt} = 0,8 \cdot 92,21 = 73,77 \text{ cm}, \quad (3.66)$$

$$l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt} = 1,2 \cdot 92,21 = 110,65 \text{ cm}. \quad (3.67)$$

Ker je dolžina vnosa kabselske sile odvisna tudi od napetosti v kabljih $\sigma_{pm,0}$, se dolžina vnosa vzdolž nosilca spreminja. Ker pa se napetost v kabljih neposredno po vnosu prednapetja na

beton vzdolž nosilca minimalno spreminja (glej preglednico 6), v nadaljnjih izračunih upoštevamo le eno dolžino vnosa in sicer:

$$l_{pt1} = 70,0 \text{ cm oziroma} \quad (3.68)$$

$$l_{pt2} = 110,0 \text{ cm.} \quad (3.69)$$

(ta stran je prazna)

4 DOLOČITEV LIMITNE KABELSKE SILE IN PREVERJANJE ZAHTEV V MEJNEM STANJU UPORABNOSTI

4.1 Račun časovno odvisnih izgub sile prednapetja

Do sedaj smo obravnavali napetostna in deformacijska stanja v času proizvodnega procesa obravnavanega prednapetega nosilca. V nadaljevanju pa moramo analizirati še stanja v času njegove življenjske dobe, ko je nosilec vgrajen na objektu.

Za oceno limitnih kabelskih sil moramo najprej določiti časovno odvisne izgube prednapetja pri delovanju trajne obtežbe. Ker so časovno odvisne izgube odvisne tudi od nivoja napetosti na mestu kablov, izračun izvedemo za vsa kontrolna mesta (prečni prerezi 1 do 9 na sliki 25). Uporabimo poenostavljen izraz (glej izraz (5.46) v SIST EN 1992-1-1:2005):

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \Phi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left[\left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot e_p^2 \right) (1 + 0,8 \cdot \Phi(t, t_0)) \right]} \quad (4.1)$$

V izrazu (4.1) je $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ absolutna vrednost spremembe napetosti v kablju v času t na mestu x zaradi lezenja, krčenja in relaksacije, ε_{cs} je absolutna vrednost ocenjene deformacije krčenja betona, $\Delta\sigma_{pr}$ je absolutna vrednost spremembe napetosti v kablju v času t na mestu x zaradi relaksacije jekla in jo določimo pri napetosti σ_p (napetost v kablju zaradi prednapetja in navidezno stalnega vpliva), $\sigma_{c,QP}$ je napetost v betonu na mestu kablov zaradi stalne obtežbe, začetnega prednapetja in drugih navidezno stalnih vplivov, $\Phi(t, t_0)$ je koeficient lezenja v času t pri nastopu obtežbe v času t_0 , e_p pa je ekscentričnost kablov glede na težišče prereza.

Vrednosti koeficientov v izrazu (4.1) določimo, in sicer:

$$\alpha = \frac{E_p}{E_c} = \frac{20100}{3800} = 5,29, \quad (4.2)$$

$$e_p = 39,63 \text{ cm}. \quad (4.3)$$

Vrednosti ostalih spremenljivk, ki nastopajo v izrazu (4.1), pa določimo v nadaljevanju (glej razdelke od 4.1.1 do 4.1.4).

4.1.1 Izračun absolutne vrednosti spremembe napetosti v kablji zaradi relaksacije jekla

Absolutno vrednost spremembe napetosti v kablji zaradi relaksacije določimo kot končno izgubo zaradi relaksacije, zmanjšano za vrednost izgub, ki se izvršijo v času od napenjanja pa do rezanja kablov in sicer (vrednosti izgub povzamemo iz razdelka 3.3.1):

$$\Delta\sigma_{pr} = \Delta\sigma_{ir,\infty} - \Delta\sigma_{ir,24} = 11,69 - 3,46 = 8,23 \text{ kN/cm}^2. \quad (4.4)$$

4.1.2 Izračun deformacij zaradi krčenja betona

Vpliv krčenja za končno stanje določimo po naslednjem postopku. V tem izračunu upoštevamo tudi vpliv sušenja, ki smo ga pri izračunu začetne napenjalne sile zanemarili. Obravnavamo časovni interval od $t \rightarrow \infty$:

- Deformacija zaradi avtogenega krčenja betona:

$$\varepsilon_{ca}(t_T, 0) = 0,0316 \text{ ‰} \text{ in je prikazan v poglavju 3.3.2,} \quad (4.5)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty, t_T) = \beta_{as}(\infty) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 1,0 \cdot 0,113 = 0,113 \text{ ‰}, \quad (4.6)$$

$$\beta_{as}(\infty, t_T) = 1 - e^{[-0,2 \cdot t^{0,5}]} = 1,0, \quad (4.7)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (55 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,113 \text{ ‰}. \quad (4.8)$$

Faktor β_{as} limitira k vrednosti 1,0, kar je pričakovano, saj moramo v končnem stanju upoštevati celotno krčenje zaradi avtogenega krčenja.

- Deformacije krčenja zaradi sušenja betona:

$$\varepsilon_{cd}(\infty, t_T) = \beta_{ds}(\infty) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1,0 \cdot 0,85 \cdot 0,455 = 0,387 \text{ ‰}. \quad (4.9)$$

Koeficient k_h je odvisen od h_0 , njegovo vrednost pa odčitamo iz preglednice 3.3 podane v standardu SIST EN 1992-1-1:2005:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 3342,76}{331,8} = 20,15 \text{ cm} = 201,5 \text{ mm}, \quad (4.10)$$

kjer koeficient u predstavlja obseg elementa, ki je v stiku z ozračjem. Pri obravnavanem prednapetem nosilcu upoštevamo celotno spodnjo površino, saj je element iz zgornje strani pokrit s strešno kritino ter toplotno izolacijo, ki preprečuje sušenje. Tako ima k_h vrednost:

$$k_h = 0,85. \quad (4.11)$$

Določimo še faktor β_{ds} , s katerim opišemo časovni razvoj krčenja zaradi sušenja:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 1,0. \quad (4.12)$$

Vrednost faktorja $\beta_{ds} = 1,0$ je pričakovana, saj obravnavamo daljše časovno obdobje.

Nazivno vrednost deformacije neoviranega krčenja betona $\varepsilon_{cd,0}$ zaradi sušenja določimo s pomočjo izrazov (B.11) in (B.12) iz dodatka B k standardu SIST EN 1992-1-1:2005:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0,455 \text{ ‰}, \quad (4.13)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{60\%}{100\%} \right)^3 \right] = 1,215. \quad (4.14)$$

Pri tem RH predstavlja relativno vlažnost okolice (upoštevamo vrednost 60%), $RH_0 = 100 \%$, parameter α_{ds1} ima vrednost 6 za razred cementa R, parameter α_{ds2} pa ima vrednost 0,11.

Končna deformacija zaradi krčenja betona torej znaša:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cs} &= \varepsilon_{cd}(\infty, t) + (\varepsilon_{ca}(\infty, t) - \varepsilon_{ca}(t_T, 0)) = 0,387 + (0,113 - 0,032) \\ &= 0,470 \text{ ‰}. \end{aligned} \quad (4.15)$$

Pri izračunu deformacij zaradi krčenja moramo odšteti deformacije, ki so se izvršile v času od napenjanja pa do rezanja kablov.

4.1.3 Določitev koeficienta lezenja betona

Lezenje je pojav, ki je odvisen od vlage okolja, dimenzij elementa in sestave betona. Betonski prerez, ki je trajno obremenjen, se zaradi le te trajno deformira-leze. Koeficient, ki časovno opisuje proces lezenja, ocenimo s pomočjo izrazov iz dodatka B v SIST EN 1992-1-1:2005. Osredotočimo se na določitev celotnega vpliva lezenja.

$$\Phi(\infty, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(\infty, t_0) = 1,72 \cdot 1,0 = 1,72 \quad (4.16)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,29 \cdot 2,12 \cdot 0,63 = 1,72 \quad (4.17)$$

V izrazih (4.16) in (4.17) je φ_0 nazivni koeficient lezenja, φ_{RH} je faktor, s katerim upoštevamo učinek relativne vlažnosti zraka na nazivni koeficient lezenja, s faktorjem $\beta(f_{cm})$ upoštevamo učinek trdnosti betona na nazivni koeficient lezenja, s faktorjem $\beta(t_0)$ upoštevamo učinek starosti betona ob nastopu obremenitve, $\beta_c(t, t_0)$ pa je koeficient, s katerim opišemo časovni razvoj lezenja po nastopu obtežbe. Vrednosti posameznih spremenljivk določimo v nadaljevanju in sicer:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = \left[1 + \frac{1 - \frac{60}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{201,5}} \cdot 0,663 \right] \cdot 0,889 = 1,29, \quad (4.18)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = 0,663, \quad (4.19)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = 0,889, \quad (4.20)$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = 0,745, \quad (4.21)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,12, \quad (4.22)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = 1,0. \quad (4.23)$$

Pri tem je t starost betona v obravnavanem času v dnevih, t_0 je starost betona ob nanosu obtežbe v dnevih, $(t - t_0)$ je nekorrigirano trajanje obtežbe v dnevih, β_H pa je koeficient, ki

je odvisen od relativne vlažnosti okolja (RH v %) in nazivne velikosti elementa (h_0 v mm). Za betone, pri katerih je $f_{cm} \geq 35$ MPa, vrednost koeficienta β_H določimo s pomočjo izraza:

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = 489,3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 = 1117,5. \quad (4.24)$$

Učinek vrste cementa na koeficient lezenja upoštevamo s korigirano starostjo betona ob nanosu obtežbe t_0 :

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha = 7,32 \text{ dni} \geq 0,5, \quad (4.25)$$

kjer je $t_{0,T}$ glede na temperaturo spremenjena starost betona ob nanosu obtežbe (za obravnavan nosilec je $t_{0,T} = 2,72$ dni) koeficient α pa je odvisen od vrste cementa in je za cement razreda R enak 1,0.

Določimo še faktor $\beta(t_0)$, s katerim učinek starosti betona ob nastopu obremenitve:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} = 0,63. \quad (4.26)$$

Ker nas časovni razvoj lezenja v tem trenutku ne zanima, za vrednost koeficienta $\beta_c(t, t_0)$ upoštevamo 1,0.

4.1.4 Napetost v betonu na mestu kablov zaradi stalne obtežbe, začetnega prednapetja in drugih navidezno stalnih vplivov

Napetost v betonu na mestu kablov zaradi navidezno stalne kombinacije vplivov (glej izraz 2.22) izračunamo s pomočjo naslednjega izraza:

$$\sigma_{c,QP} = \frac{M_{NSKV}(x)}{I_{id}} \cdot e_p - \frac{P_{m,0}(x)}{A_{id}} - \frac{P_{m,0}(x) \cdot e_p}{I_{id}} \cdot e_p. \quad (4.27)$$

V preglednici 7 zberemo vrednosti napetosti $\sigma_{c,QP}$ v izbranih prečnih prerezih vzdolž polovice nosilca.

Preglednica 7: Napetosti v betonu na mestu kablov zaradi navidezno stalne kombinacije vplivov vzdolž nosilca

x [cm]	$P_{m,0}$ [kN]	M_{nsv} [kNm]	$\sigma_{c,QP}$ [kN/cm ²]
70	1154,83	119,85	-0,713
270	1372,14	428,52	-0,521
370	1598,20	564,10	-0,532
470	1823,38	687,17	-0,557
570	2045,53	797,73	-0,595
670	2264,37	895,78	-0,644
770	2478,69	981,33	-0,705
1052	2499,53	1154,32	-0,522
1404	2507,07	1232,69	-0,438

Izraz (4.27) velja samo za nerazpokane prereze. Obravnavan prednapeti nosilec je po celotni dolžini tlačno obremenjen, le ob podporah se na zgornjem robu nosilca pojavijo natezne napetosti, ki pa so manjše od f_{ctm} , tako lahko privzamemo homogen prerez.

4.2 Limitna kabelska sila

Limitne napetosti v kablích določimo tako, da od napetosti v kablích tik po vnosu prednapetja na beton odštejemo celotne časovno odvisne izgube prednapetja in sicer:

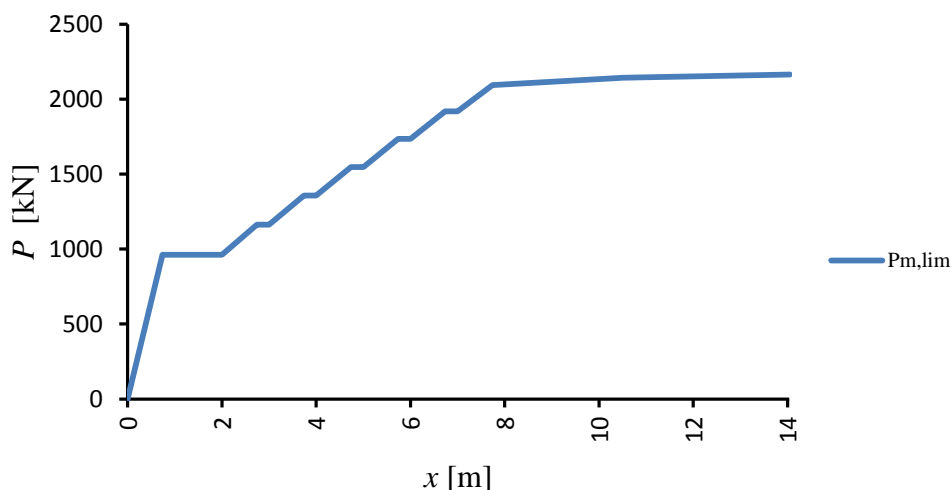
$$\sigma_{m,\infty} = \sigma_{m,0} - \Delta\sigma_{p,c+s+r} \quad (4.28)$$

Limitne napetosti v kablích $\sigma_{m,\infty}$ izračunamo s pomočjo Excelove aplikacije (glej razdelek 3.5) in sicer za vsak prečni prerez posebej. Rezultate računa zberemo v preglednici 8.

Preglednica 8: Limitne napetosti v kablích po izvršitvi vseh izgub

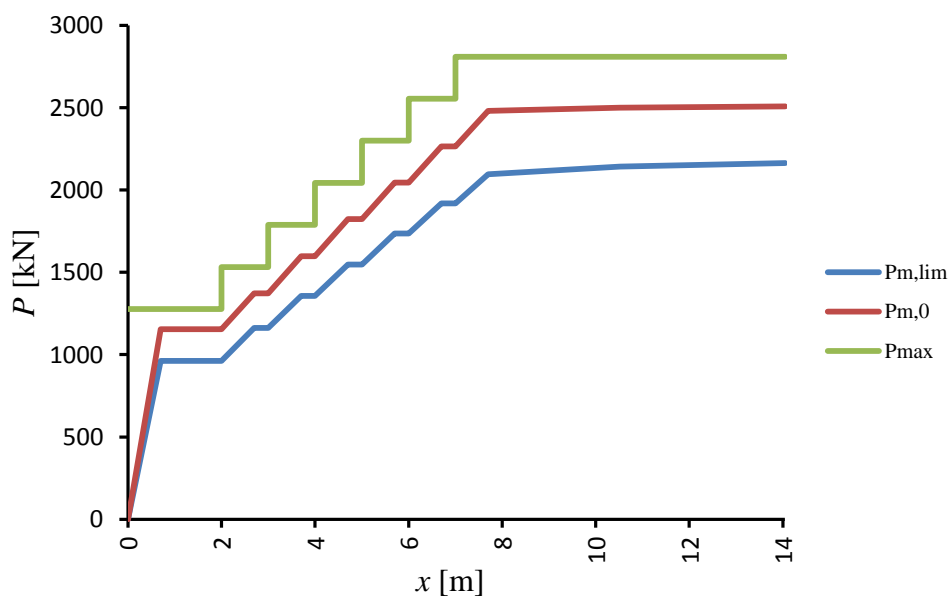
x [m]	$\sigma_{m,0}$ [kN/cm ²]	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ [kN/cm ²]	$\sigma_{m,\infty}$ [kN/cm ²]
70	124,18	20,70	103,48
270	122,95	18,79	104,17
370	122,75	18,59	104,16
470	122,54	18,51	104,03
570	122,19	18,53	103,66
670	121,74	18,64	103,10
770	121,20	18,83	102,36
1052	122,17	17,44	104,73
1404	122,54	16,79	105,74

Na sliki 35 prikazujemo še potek limitne kableske sile $P_{m,\infty}$ vzdolž polovice nosilca (upoštevamo simetrijo). Pri prikazu dodatno upoštevamo tudi projektno dolžino vnosa prednapetja $l_{pt1} = 70$ cm (glej izraz (3.68)).



Slika 35: Potek limitne kableske sile $P_{m,\infty}$ vzdolž nosilca

Na sliki 36 pa prikažemo spreminjanje kableske sile od začetka napenjanja pa do končnega stanja po izvršitvi vseh izgub. Potek napenjalne sile P_{max} prikazujemo stopničasto in tako zajamemo vpliv nevtralizacije kablov, čeprav se le ta pojavi šele v trenutku rezanja kablov.



Slika 36: Spreminjanje poteka sile prednapetja od faze napenjanja pa do končnega (stabiliziranega) stanja

4.3 Kontrola napetosti na različne kombinacije zunanjih vplivov in določitev potrebne armature

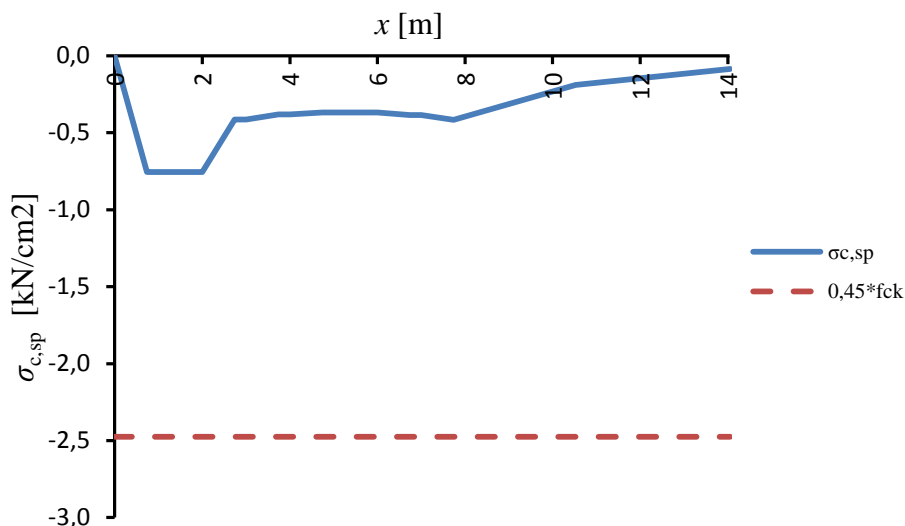
Napetosti in deformacije preverjamo s pomočjo Excelove aplikacije in sicer v različnih prečnih prerezi vzdolž nosilca. Dodatno preverimo tudi povese nosilca, najmanjšo potrebno armaturo ter razpoke elementa. V analizi upoštevamo predpostavke, ki smo jih navedli v razdelku 3.5.1.

4.3.1 Navidezno stalna kombinacija vplivov

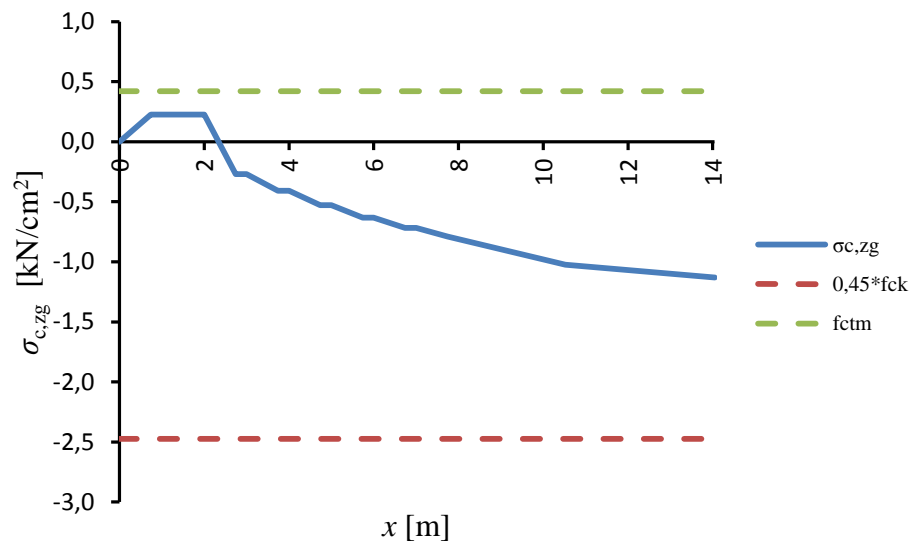
Račun izvedemo na podoben način kot pri iskanju ravnotežja v prečnem prerezu tik po rezanju kablov, z nekaj spremembami:

- upoštevamo modul elastičnosti 28 dni starega betona E_{cm} ,
- upoštevamo limitno kabelsko silo $P_{m,\infty}$,
- upoštevamo obremenitve zaradi navidezno stalne kombinacije zunanjih vplivov.

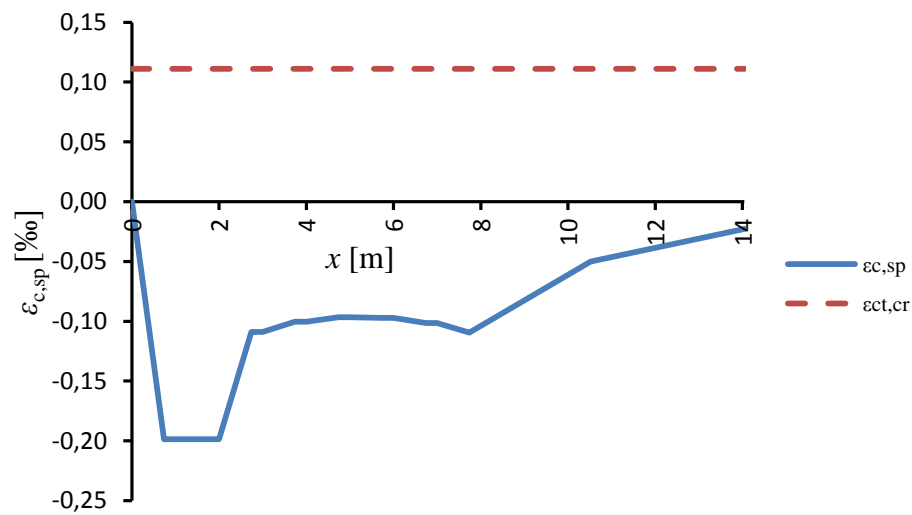
V nadaljevanju prikažemo potek napetosti in deformacij v betonu in armaturi vzdolž polovice nosilca.



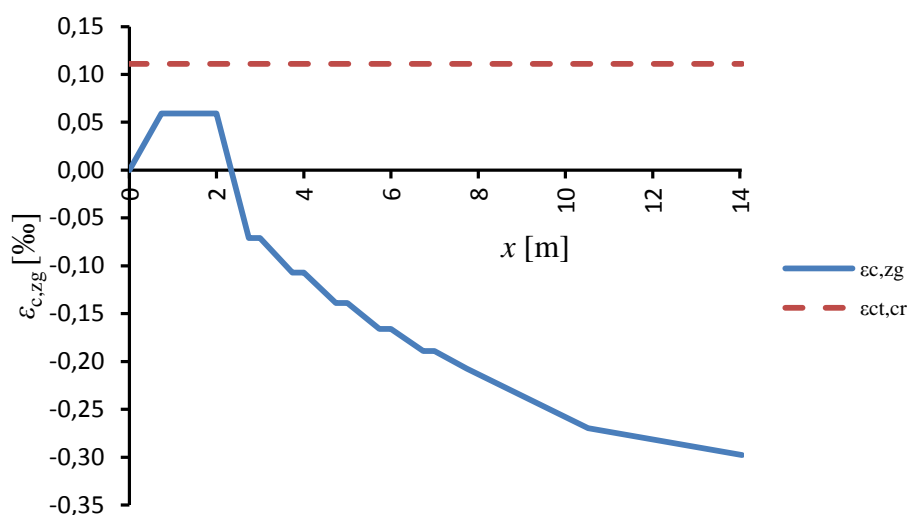
Slika 37: Potek napetosti v betonu na spodnjem robu nosilca pri navidezno stalni kombinaciji vplivov (NSKV)



Slika 38: Potek napetosti v betonu na zgornjem robu nosilca pri NSKV

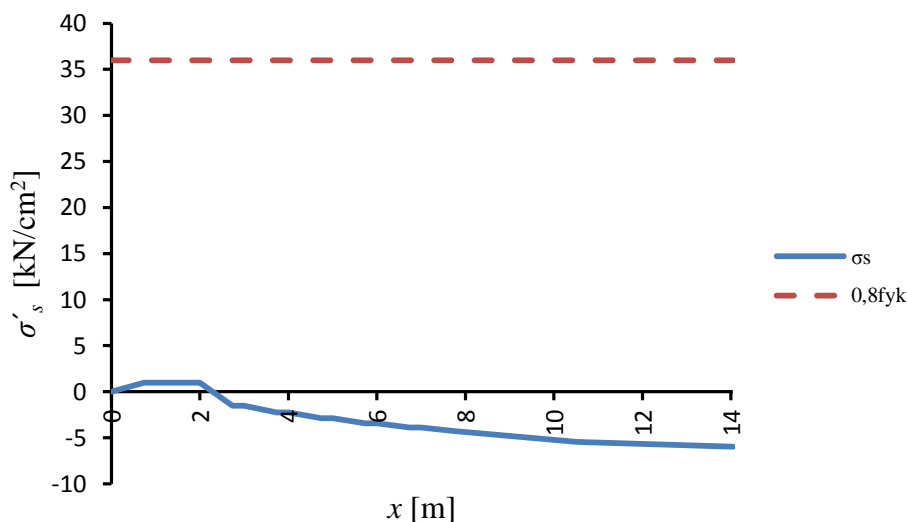


Slika 39: Potek deformacij v betonu na spodnjem robu nosilca pri NSKV



Slika 40: Potek deformacij v betonu na zgornjem robu nosilca pri NSKV

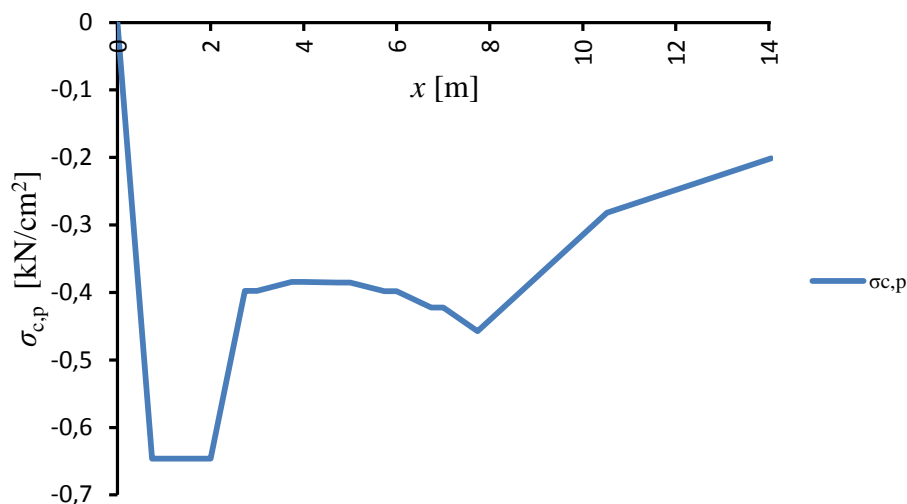
Ugotovimo, da je nosilec v končnem stanju pri navidezno stalni kombinaciji zunanjih vplivov v celoti nerazpokan, saj so na spodnjem robu po celotni dolžini napetosti tlačne, napetosti na zgornjem robu pa nikjer ne preokračijo srednje vrednosti natezne trdnosti betonu f_{ctm} . Na sliki 41 prikazujemo še potek napetosti v zgornji armaturi pri navidezno stalni kombinaciji vplivov.



Slika 41: Potek napetosti v zgornji armaturi pri NSKV

V skladu z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 moramo glede na razred izpostavljenosti elementa na mestih kablov zagotoviti stanje dekompresije. Obravnavan nosilec smo glede na pogoje okolja uvrstili v razred izpostavljenosti XC4 (glej poglavje 2.4).

V tem primeru moramo stanje dekompresije zagotoviti pri navidezno stalni kombinaciji vplivov (glej Preglednico 7.1N v SIST EN 1992-1-1:2005). Pogoju zadostimo, saj so napetosti v betonu na mestu kablov po celotni dolžini nosilca tlačne (glej sliko 42).



Slika 42: Potek napetosti v betonu na mestu kablov pri navidezno stalni kombinaciji vplivov (kontrola stanja dekompresije)

Dodatno ugotovimo, da pri navidezno stalni kombinaciji vplivov tlačne napetosti v betonu nikjer ne prekoračijo dovoljenih napetosti ($0,45f_{ck}$). Sicer se največja tlačna napetost pojavi na zgornjem robu nosilca na sredini razpetine in je (glej sliko 38):

$$\sigma_c = 1,13 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 5,50 = 2,48 \text{ kN/cm}^2. \quad (4.29)$$

Tako zadostimo pogoju o upoštevanju linearnega lezenja betona (glej točko 7.2(3) v SIST EN 1992-1-1:2005).

4.3.2 Karakteristična kombinacija vplivov

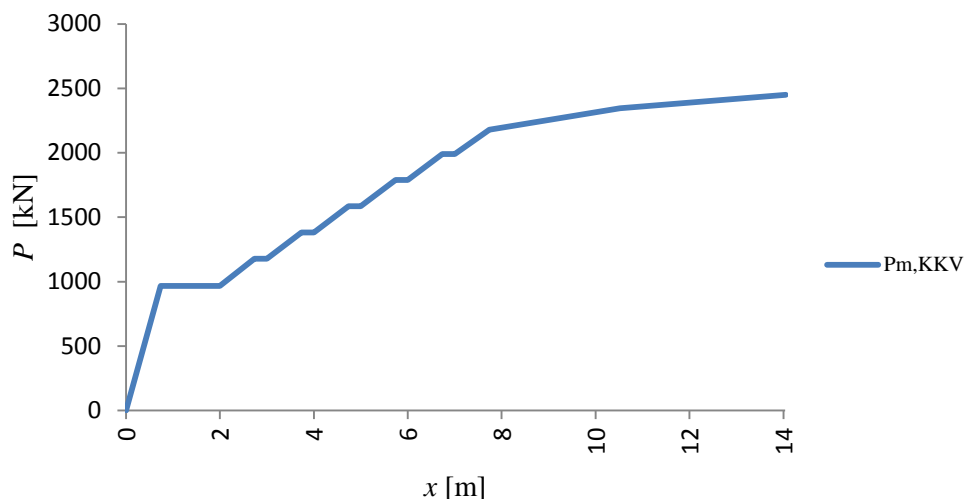
Karakteristična kombinacija vplivov povzroča največje obremenitve na nosilec med mejnimi stanji uporabnosti, zato pričakujemo natezne deformacije na spodnji strani nosilca.

Račun opravimo na način opisan v prejšnjih poglavjih. Edina razlika je pri računu kableske sile, kjer upoštevamo spremembo deformacijah na mestu kablov glede na deformacije, ki jih povzroča NSKV. Razlog je v izračunu časovno odvisnih izgub (poglavje 4.1.4), ki so

izračunane na podlagi elastične deformacije za NSKV. Tako v aplikaciji kabelsko silo določimo kot:

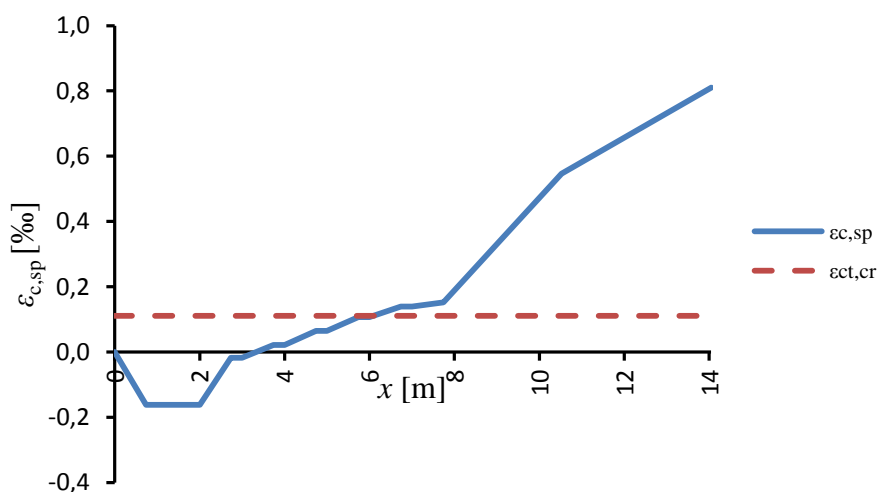
$$N_p = \sigma_{m,\infty} \cdot A_p + A_p \cdot (\varepsilon_{cp}^{KKV} - \varepsilon_{cp}^{NSKV}) \cdot E_p. \quad (4.30)$$

Na sliki 43 prikazujemo potek kabelske sile $P_{m,KKV}$ vzdolž nosilca.

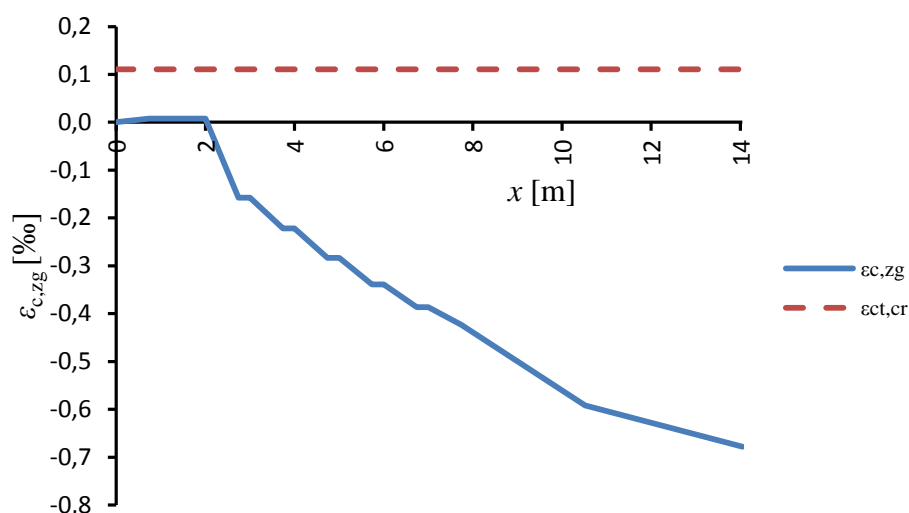


Slika 43: Potek kabelske sile $P_{m,KKV}$ vzdolž nosilca pri karakteristični kombinaciji vplivov (KKV)

V nadaljevanju prikažemo potek napetosti in deformacij v betonu in armaturi vzdolž polovice nosilca.

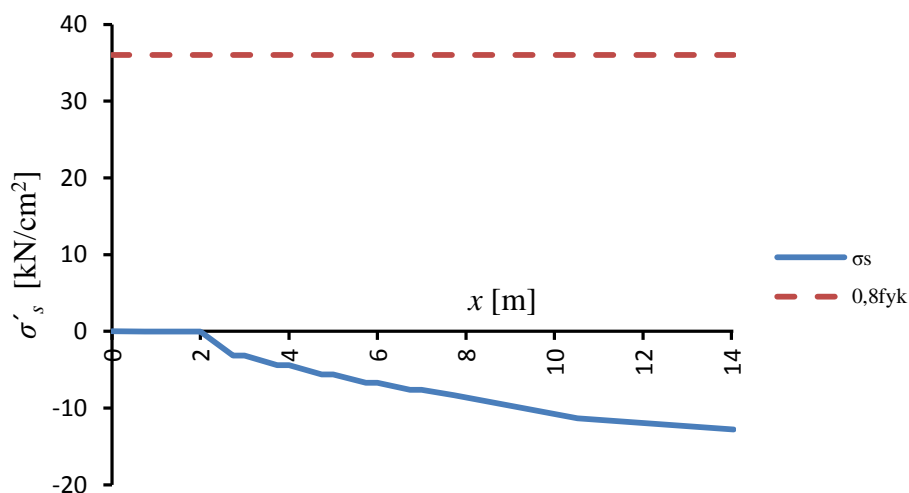


Slika 44: Potek deformacij v betonu na spodnjem robu nosilca pri karakteristični kombinaciji vplivov (KKV)



Slika 45: Potek deformacij v betonu na zgornjem robu nosilca pri KKV

Armaturene palice na zgornjem robu so skoraj po celotni dolžini nosilca tlačno obremenjene.



Slika 46: Potek napetosti v zgornji armaturi pri KKV

Preverimo še nivo tlačnih napetosti v betonu ter nivo nateznih napetosti v armaturi ter kabljih:

$$\sigma_c = 2,58 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,6 \cdot f_{ck} \leq 0,6 \cdot 5,50 = 3,3 \text{ kN/cm}^2, \quad (4.31)$$

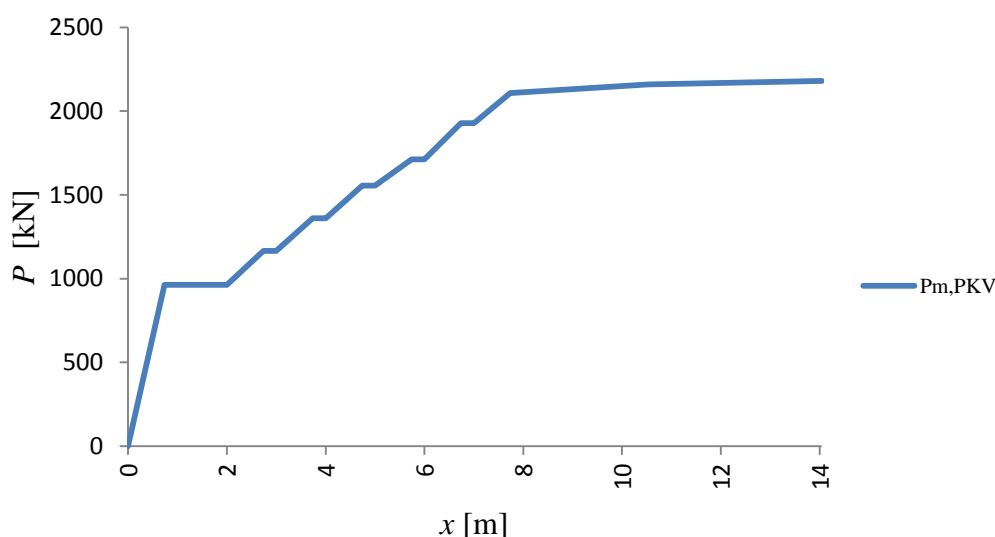
$$\sigma_s = 0,0 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,8 \cdot f_{yk} \leq 0,8 \cdot 45 = 36,0 \text{ kN/cm}^2, \quad (4.32)$$

$$\sigma_p = 119,79 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 186 = 139,5 \text{ kN/cm}^2. \quad (4.33)$$

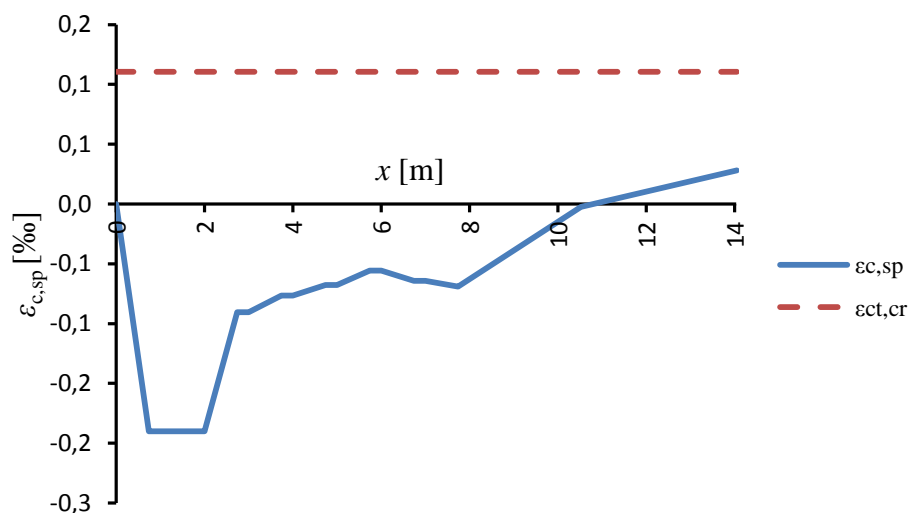
Z izpolnjenim pogojem o tlačnih napetostih v betonu (izraz 4.3.1) se izognemo pojavu nezaželenih vzdolžnih razpok, ki vplivajo na trajnost konstrukcije. Z izpolnjenim pogojem o nateznih napetostih v armaturi (izraz 4.3.3) se izognemo nastanku nesprejemljivih razpok ter pretiranih deformacij (točka 7.2 v SIST EN 1992-1-1:2005). Ker je zgornja armatura v celoti tlačena je pogoj o omejitvi napetosti v armaturi izpolnjen.

4.3.3 Pogosta kombinacija vplivov

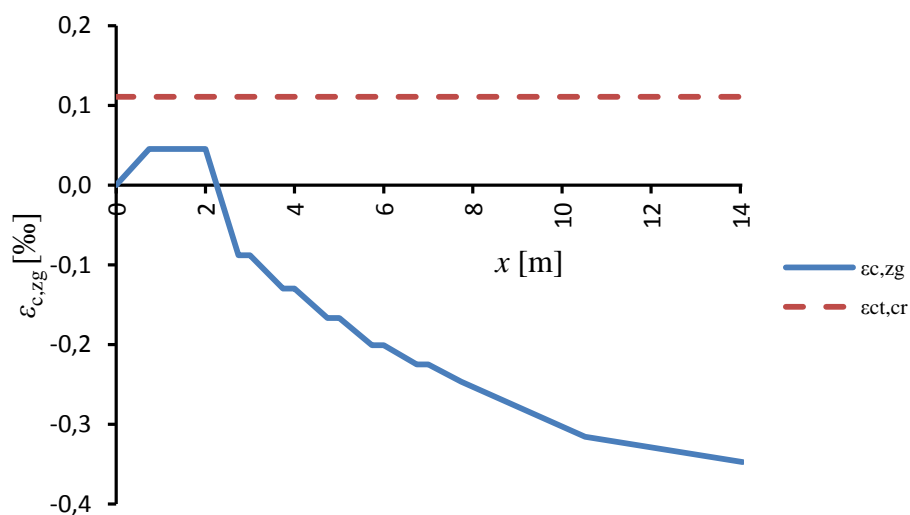
Pri kontroli pogoste kombinacije vplivov upoštevamo enake predpostavke kot v prejšnjem poglavju 4.3.2. Tako sedaj prikazujemo samo kabelsko silo, deformacije v betonu ter napetosti v armaturi vzdolž polovice nosilca. Obtežni primer ni merodajen za nobeno kontrolo.



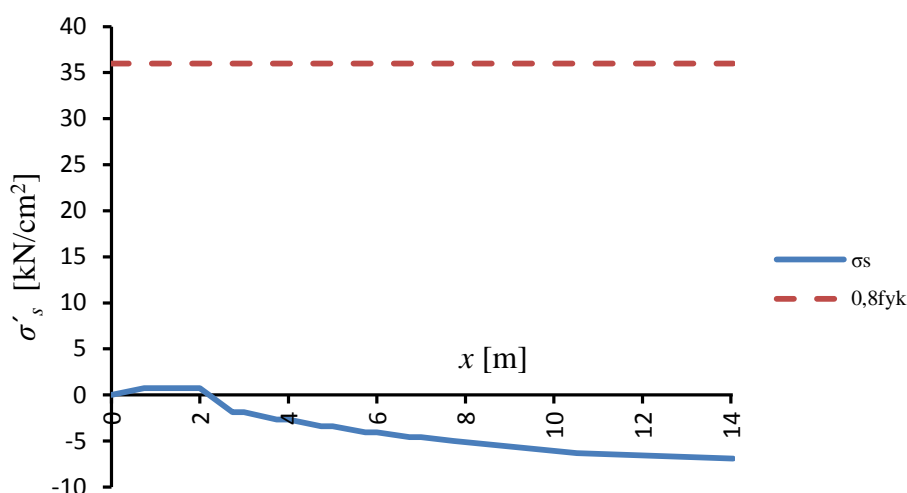
Slika 47: Potek kabelske sile $P_{m,PKV}$ vzdolž nosilca pri pogosti kombinaciji vplivov (PKV)



Slika 48: Potek deformacij v betonu na spodnjem robu nosilca pri pogosti kombinaciji vplivov (PKV)



Slika 49: Potek deformacij v betonu na zgornjem robu nosilca pri PKV



Slika 50: Potek napetosti v zgornji armaturi pri PKV

Preverimo še napetosti v betonu. Največje tlačne napetosti v betonu se pojavijo na sredini razpona nosilca na zgornjem robu.

$$\sigma_c = 1,32 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 5,50 = 3,3 \text{ kN/cm}^2. \quad (4.34)$$

4.4 Določitev potrebne armature glede na omejitev širine razpok

Standard SIST EN 1992-1-1:2005 v točki 7.3.2 določa minimalno armatura v območjih nategov za potrebe omejitve širine razpok. Do sedaj smo pri izračunu ravnotežja tik po rezanju kablov v poglavju 3.6 ugotovili, da je armatura potrebna za prevzem nateznih sil in da je le-te bistveno več kot jo potrebujemo za zagotovitev ravnotežja. Razlog za količino vgrajene armature je lahko prav zgoraj omenjeni pogoj.

Standard (SIST EN 1992-1-1:2005, točka 7.3.2(4)) dopušča, da se minimalna armatura ne zahteva za prednapete elemente, pri katerih je prerez pod vplivom karakteristične kombinacije vplivov tlačnih ali pa ne presežemo nateznih napetosti $\sigma_{ct,p}$. Iz slike 44 razberemo da pogoj ne zadostimo, zato naredimo podrobnejši izračun.

Obravnavamo dve po našem mnenju kritični mesti. Prvo mesto je spodnja cona nosilca na sredini razpona pri karakteristični kombinaciji vplivov, drugo mesto pa je v bližini podpore, ko se tik po rezanju kablov pojavijo nategi zgoraj. Vsakega obravnavamo posebej.

4.4.1 Prečni prerez na sredini razpetine nosilca

Standard SIST EN 1992-1-1:2005 v točki 7.3.2 navaja, da je v območjih nategov potrebna vsaj najmanjša količina z betonom sprijete armature. Ker v doslej narejenih kontrolah armature na tem mestu nismo potrebovali jo sedaj določimo. Odločimo se, da kontroliramo dejansko vgrajeno armaturo na tem mestu, ki znaša $2\Phi r20$.

Ponovno uporabimo aplikacijo, v katero dodamo spodnjo armaturo, in za KKV na sredini razpona nosilca preverimo napetostno deformacijsko stanje. Rezultati se v primerjavi s točko 4.3.2 bistveno ne spremenijo, ker pa je izračun najmanjše armature odvisen od napetostno-deformacijskega stanja v prerezu naredimo ta korak.

Presek armature določimo z uporabo izraza 7.1 v SIST EN 1992-1-1:2005. Ker pa so v prerezu tudi kabli in ti vplivajo na pojav razpok ter posledično pogoju minimalne armature to upoštevamo v prej omenjenem izrazu (točka 7.3.2(3) v SIST EN 1992-1-1:2005). Tako izraz zapišemo:

$$A_{s,\min} \cdot \sigma_s + \xi_1 \cdot A'_p \cdot \Delta\sigma_p = k_c \cdot k \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot A_{ct} \quad (4.35)$$

Kjer je $A_{s,\min}$ najmanjši prerez armature znotraj natezne cone, σ_s absolutna vrednost največje dovoljene napetosti armature takoj po nastanku prve razpoke in se lahko privzame kot napetost na meji elastičnosti f_{yk} , ξ_1 prirejeno razmerje sprijemne trdnosti, ki upošteva različne premere jekla za prednapenjanje in armiranje, A'_p prerez predhodno in naknadno napetih kablov znotraj $A_{ct,\text{eff}}$, $\Delta\sigma_p$ sprememba napetosti v kabliah od stanja, ko je deformacija betona na mestu kablov enaka nič, k_c koeficient, ki upošteva razporeditev napetosti prereza neposredno pred nastankom razpok in vpliv spremembe ročice sil (Ker standard za našo obliko prereza ni dovolj jasen privzamemo vrednost 1,0, kar predstavlja konzervativno vrednost.), k koeficient, ki omogoča upoštevanje učinkov neenakomernih samouravnateženih napetosti, ki zmanjšujejo sile zaradi preprečenih ali vsiljenih deformacij in ga konzervativno privzamemo kot vrednost 1,0, $f_{ct,\text{eff}}$ srednja vrednost natezne trdnosti betona v času pričakovanega nastanka prve razpoke in je enak f_{ctm} in A_{ct} ploščina natezne cone betona, ki je tegnjen tik pred nastankom prve razpoke.

Izračun A_{ct} naredimo z uporabo enačbe (4.36) s katero določimo napetosti na zgornjem in spodnjem robu. Deformacijska ravnina pa določa višino nateznega dela prereza in hkrati A_{ct} .

$$\sigma_c = \frac{\lambda N_{Ed}}{A_{id}} \pm \frac{\lambda M_{Ed}}{W_{id}}. \quad (4.36)$$

Predpostavimo, da se nevtralna os s spreminjanjem obtežbe preden prevez razpoka bistveno ne spreminja. Tako lahko zunanje vplive N_{Ed} in M_{Ed} množimo s poljubnim faktorjem λ , ki predstavlja linearno spreminjanje/naraščanje obtežbe. Tako za nek λ dobimo stanje tik pred nastankom prve razpoke. V našem izračunu kot obremenitev upoštevamo kabelsko silo ter moment, ki ga povzroča karakteristična kombinacija vplivov. Iz dobljenih napetosti iz enačbe (4.36) izračunamo da je višina natezne cone 25,70 cm od spodnjega roba. Zaradi kompleksnosti prereza ploščino izmerimo s pomočjo programa AutoCAD in znaša:

$$A_{ct} = 993,87 \text{ cm}^2. \quad (4.37)$$

Ostale vrednosti v izrazu (4.35) določimo:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} = \sqrt{0,6 \cdot \frac{20}{7}} = 1,31. \quad (4.38)$$

Pri čemer je ϕ_s največji premer armaturne palice in je v našem primeru 20 mm, ϕ_p nadomestni premer kablov, ξ razmerje med sprijemno trdnostjo prednapetega in armaturnega jekla in ima vrednost 0,6 za predhodno napete vrvi. Tako je:

$$\phi_p = 1,75 \cdot \phi_{wire} = 1,75 \cdot 0,4 = 0,7 \text{ cm}, \quad (4.39)$$

in velja za posamezne vrvi iz 7 žic, kjer ϕ_{wire} predstavlja premer žice.

$$\Delta\sigma_p = \varepsilon_{c,p}^{KKV} \cdot E_p = 0,520/1000 \cdot 20100 = 10,45 \text{ kN/cm}^2. \quad (4.40)$$

Izraz (4.40) določimo glede na deformacije, ki se pojavijo v betonu na mestu kablov za obravnavani obtežni primer in jih razberemo iz aplikacije.

Določimo še učinkovito natezno višino betonskega prereza $h_{c,ef}$:

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (100 - 88,95) = 27,63 \text{ cm}, \\ (h - x)/3 = (100 - 50,65)/3 = 16,45 \text{ cm}, \\ h/2 = 100/2 = 50 \text{ cm}. \end{cases} \quad (4.41)$$

Kjer je h višina prereza, d oddaljenost skupnega težišča armature od zgornjega roba prereza in x oddaljenost nevtralne osi od zgornjega roba prereza. Za skupno težišče armature privzamemo kar težišče kablov, medtem ko nevtralno os izračunamo iz deformacij iz aplikacije na zgornjem in spodnjem robu. Dobljena vrednost poteka prav čez zgornjo linijo kablov, tako za A_p' upoštevamo spodnje tri linije kablov in znaša:

$$A_p' = 14,88 \text{ cm}^2.$$

Vrednosti ustavimo v preoblikovan izraz (4.35) in določimo količino potrebne najmanjše armature:

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} - \xi_1 \cdot A_p' \cdot \Delta\sigma_p}{\sigma_s} \\ &= \frac{1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,42 \cdot 993,87 - 1,31 \cdot 14,88 \cdot 10,45}{45} = 4,75 \text{ cm}^2 \\ &\leq A_{s,dej} = 6,28 \text{ cm}^2. \end{aligned} \quad (4.42)$$

Pogoj najmanjše armature je tako izpolnjen. Pokaže se zanimivo dejstvo, saj je v spodnji coni dejansko vgrajena armatura samo v območju nategov (glej sliko 44 in prilogo A) zaradi karakteristične kombinacije vplivov. V območjih, kjer ni armature nastopajo tlačne napetosti in tako ni potrebna najmanjša armatura (pogoj iz točke 7.3.2(4) v SIST EN 1992-1-1:2005).

4.4.2 Prečni prerez ob podpori nosilca tik po rezanju kablov

Izračun opravimo z uporabo že opisanih izrazov iz poglavja 4.4.1 ter izraza 7.1 v SIST EN 1992-1-1:2005. Ker obravnavamo zgornji rob prereza na tem mestu ni prednapetih kablov, tako velja:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}. \quad (4.43)$$

$$A_{ct} = 971,98 \text{ cm}^2. \quad (4.44)$$

Z upoštevanjem dejanske natezne trdnosti betona v obravnavanem času iz poglavja 2.3 določimo najmanjšo armaturo:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,27 \cdot 971,98}{45} = 5,83 \text{ cm}^2 \leq A_{s,dej} \quad (4.45)$$

$$= 15,24 \text{ cm}^2.$$

Pogoju minimalne armature z dejansko vgrajeno armaturo zadostimo.

4.5 Račun širine razpok

Pri kontroli širine razpok moramo zadostiti pogoju zaradi razreda izpostavljenosti (glej poglavje 2.4), ki nam določa, da za pogosto kombinacijo vplivov širina razpok ne sme biti večja od 0,2 mm (Preglednica 7.1N v SIST EN 1992-1-1:2005). Iz diagramov deformacij na slikah 48 in 49 vidimo, da pri omenjeni obtežni kombinaciji sploh ne pride do razpok, saj v vseh prerezi nastopajo tlačne napetosti, ali pa le-te ne presegajo natezne trdnosti betona f_{ctm} . Tako pogoju zadostimo.

Zaradi lastnega zanimanja naredimo kontrolo računske širine razpok na mestih, kjer smo kontrolirali minimalno armaturo.

4.5.1 Prečni prerez na sredini razpetine nosilca

Računsko širino razpok določimo z naslednjim izrazom (izraz 7.8 v SIST EN 1992-1-1:2005):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}). \quad (4.46)$$

V izrazu (4.46) je w_k računsko širina razpoke, $s_{r,max}$ največja razdalja med razpokami, ε_{sm} srednja deformacija armature pod vplivom obravnavane obtežne kombinacije, vključno z upoštevanjem učinkov vsiljenih deformacij in sodelovanja betona pri prevzemu nateznih napetosti in se upošteva kot dodatna natezna deformacija armature od stanja, ko je

deformacija betona na mestu armature enaka nič ter ε_{cm} povprečna deformacija betona med razpokama. Tako z uporabo izraza 7.9 v SIST EN 1992-1-1:2005 zapišemo:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}. \quad (4.47)$$

Kjer je σ_s napetost v natezni armaturi ob predpostavki, da je prerez nerazpokan in se pri prednapetih elementih lahko nadomesti z $\Delta\sigma_p$, ki predstavlja spremembo napetosti v prednapetih kablji od stanja, ko je deformacija betona na mestu kablov enaka nič ter k_t faktor odvisen od trajanja obtežbe in za kratkotrajno obtežbo znaša 0,6.

Vrednosti spremenljivk iz izraza (4.47) je:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21000}{3800} = 5,53, \quad (4.48)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A_p)}{A_{c,eff}} = \frac{(6,28 + 0,6^2 \cdot 14,88)}{539,10} = 0,022, \quad (4.49)$$

$$A_{c,eff} = 539,10 \text{ cm}^2, \quad (4.50)$$

$$A_s = 6,28 \text{ cm}^2. \quad (4.51)$$

Ostale uporabljene vrednosti in izrazi, so enake kot v izračunu minimalne armature v poglavju 4.4.1. Tako izračunamo:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{10,45 - 0,6 \cdot \frac{0,42}{0,022} \cdot (1 + 5,53 \cdot 0,022)}{21000} \geq 0,6 \cdot \frac{10,45}{21000}, \quad (4.52)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = -0,000114 \geq 0,000299,$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq} / \rho_{p,eff}, \quad (4.53)$$

kjer je k_1 koeficient s katerim se upoštevajo pogoji sidranja z betonom sprijete armature in znaša 0,8 za palice z dobro sprijemnostjo, k_2 koeficient, ki upošteva vpliv razporeditve deformacij po prerezu in ima vrednost 0,5 za upogib, $k_3 = 3,4$ (priporočena vrednost),

$k_4 = 0,425$ (priporočena vrednost), c krovni sloj betona vzdolžne armature in znaša 35 mm ter ϕ_{eq} nadomestni premer, ki upošteva različne preseke palic v prerezu. Tako je:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} = \frac{2 \cdot (20)^2 + 22 \cdot (10,8)^2}{2 \cdot 20 + 22 \cdot 10,8} = 12,13 \text{ mm}, \quad (4.54)$$

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 35 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 12,13 / 0,022 = 212,73 \text{ mm}. \quad (4.55)$$

Določimo računsko širino razpoke z izrazom (4.46):

$$w_k = 212,73 \cdot 0,000299 = 0,0636 \text{ mm}. \quad (4.56)$$

4.5.2 Prečni prerez ob podpori nosilca tik po rezanju kablov

Račun naredimo na podoben način kot v poglavju 4.5.1. Prikazujemo samo izračune spremenljivk, ki so potrebni oziroma spremenjeni:

$$\Delta\sigma_p = \varepsilon_{c,p}^{TPR} \cdot E_s = 0,388/1000 \cdot 21000 = 8,15 \text{ kN/cm}^2, \quad (4.57)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A_p)}{A_{c,eff}} = \frac{(15,24 \text{ cm}^2 + 0)}{596,56 \text{ cm}^2} = 0,026, \quad (4.58)$$

$$A_{c,eff} = 596,56 \text{ cm}^2 \dots \text{ploščina prereza znotraj } h_{c,ef} \text{ izraz (4.61)}, \quad (4.59)$$

$$A_s = 15,24 \text{ cm}^2 \dots \text{ploščina armature v natezni coni}, \quad (4.60)$$

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (100 - 95,40) = 11,50 \text{ cm}, \\ (h - x)/3 = (100 - 53,06)/3 = 15,65 \text{ cm}, \\ h/2 = 100/2 = 50 \text{ cm}, \end{cases} \quad (4.61)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}(t_T)} = \frac{21000}{3328,49} = 6,31, \quad (4.62)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{8,15 - 0,6 \cdot \frac{0,27}{0,026} \cdot (1 + 6,31 \cdot 0,026)}{21000} \geq 0,6 \cdot \frac{8,15}{21000}, \quad (4.63)$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,0000427 \geq 0,000233,$$

$$\phi = 18 \text{ mm},$$

$$c = 36 \text{ mm},$$

$$s_{r,\max} = 3,4 \cdot 36 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 18/0,026 = 240,09 \text{ mm}, \quad (4.64)$$

$$w_k = 240,09 \cdot 0,000233 = 0,0559 \text{ mm}. \quad (4.65)$$

Ugotovimo, da računski širina razpok ni presežena, saj se pri pogosti obtežni kombinaciji niti ne pojavijo. Tudi pri obtežnih kombinacijah, ki povzročajo večje obremenitve so na mestih največjih nategov računski širine razpok manjše od dovoljenih iz pogoja zaradi razreda izpostavljenosti (Preglednica 7.1N v SIST EN 1992-1-1:2005).

4.6 Omejitev povosov

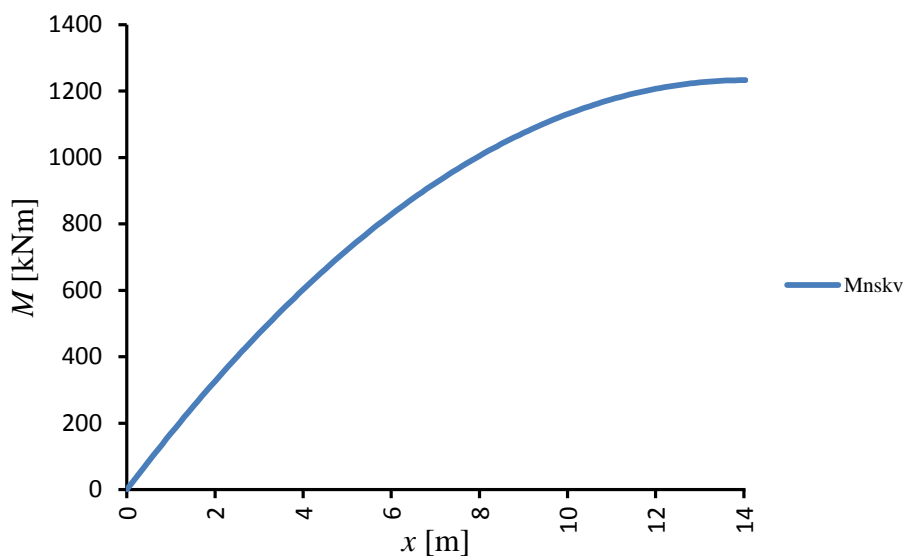
Izračun povosov izvedemo za navidezno stalno kombinacijo vplivov (NSKV), ker je prerez pri tej obtežni kombinaciji v celoti nerazpokan, tako privzamemo homogen prerez po celotni dolžini nosilca. Pri drugih obtežnih kombinacijah pa omenjena predpostavka ne velja.

Z uporabo izreka o virtualnih delih (Stanek, M. in sod., 2002) povos izbrane točke na osi linijskega nosilca izračunamo tako, da določimo delo $\delta\bar{W}_n^*$ virtualnih napetosti na resničnih deformacijah, ki ustreza obtežbi z virtualno silo $\delta F = 1$ na mestu iskanega pomika. Delo določimo z naslednjim izrazom:

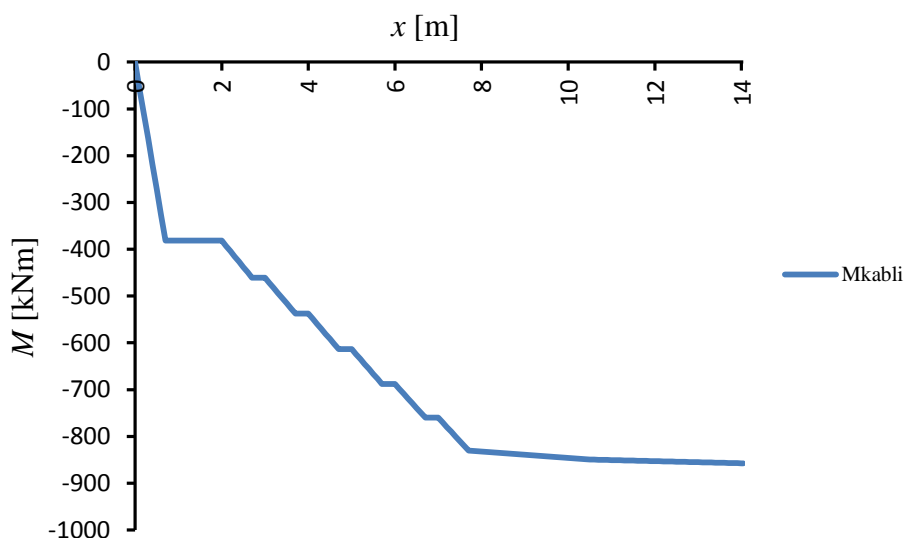
$$\delta\bar{W}_n^* = \int_0^L \frac{M_y \delta\bar{M}_y}{EI_y} dx. \quad (4.66)$$

V izrazu (4.66) je M_y upogibni moment zaradi zunanje obtežbe, $\delta\bar{M}_y$ pa je upogibni moment zaradi virtualne obtežbe.

Pri obravnavanem prednapetem nosilcu poleg upogibnih momentov zaradi zunanje obtežbe pri navidezno stalni kombinaciji vplivov upoštevamo tudi upogibne momente zaradi vpliva prednapetja. Na slikah 50 in 51 prikazujemo omenjene upogibne obremenitve.

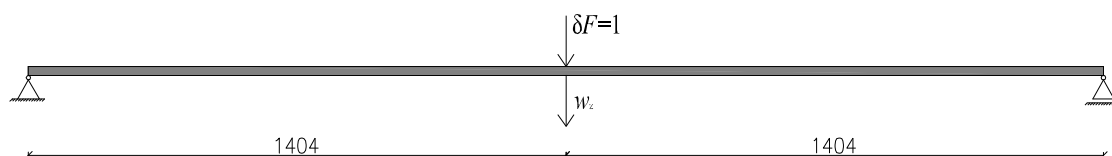


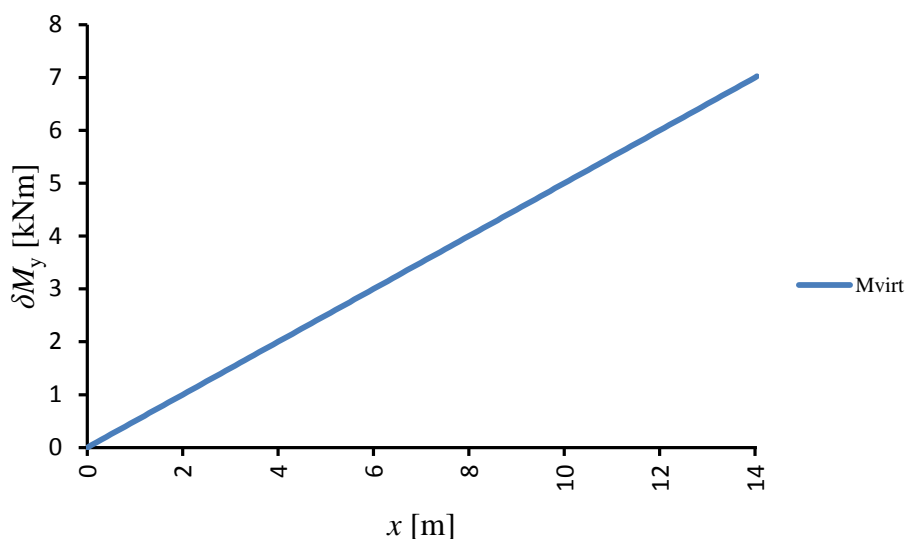
Slika 51: Upogibni moment vzdolž nosilca pri navidezno stalni kombinaciji zunanje obtežbe



Slika 52: Upogibni moment vzdolž nosilca zaradi vpliva prednapetja

Upogibni moment $\delta\bar{M}_y$ pa povzroča virtualna sila $\delta F = 1$, ki učinkuje na mestu in v smeri iskanega povesa. Torej v našem primeru na sredino nosilca.

Slika 53: Lega virtualne sile δF ter mesto iskanega pomika w_z



Slika 54: Upogibni moment vzdolž nosilca zaradi virtualne sile $\delta F=1$

Z uporabo enačbe (4.66) in pomočjo tabele integralov enostavnih funkcij izračunamo povese na sredini nosilca. Spodaj podrobneje prikazujemo izračun povesa, ki ga povzroča obtežna kombinacija navidezno stalne kombinacije vplivov. Pomik, ki ga povzroča kabelska sila je zaradi seštevanja po segmentih nepregleden v splošnem pa podoben. Tako dobimo:

$$w_z^{\text{NSKV}^*} = \delta \bar{W}_n^* (\delta F = 1) = 2 \cdot \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M_{\text{Ed,NSKV}} \delta \bar{M}_y}{E_c I_{\text{id}}} dx = 2 \cdot \left(\frac{5}{12} \frac{M_{\text{Ed,NSKV}} \delta \bar{M}_y}{E_c I_{\text{id}}} \right) \quad (4.67)$$

$$= 2 \cdot \left(\frac{5}{12} \cdot \frac{123269,0 \cdot 702,0}{3800 \cdot 3471424,94} \right) = 7,68 \text{ cm},$$

$$w_z^{\text{KABLI}} = -5,86 \text{ cm}. \quad (4.68)$$

Pričakovano dobimo, da se nosilec zaradi navidezno stalne kombinacije vplivov povese navzdol, medtem ko se zaradi vpliva prednapetih kablov dvigne. Skupni pomik je seštevek teh dveh vplivov (glej izraza (4.67) in (4.68)) in sicer:

$$w_z^{\text{NSKV}} = w_z^{\text{NSKV}^*} + w_z^{\text{KABLI}} = 7,68 + (-5,86) = 1,82 \text{ cm}. \quad (4.69)$$

Izvedemo še kontrolo omejitve dopustnih povesov:

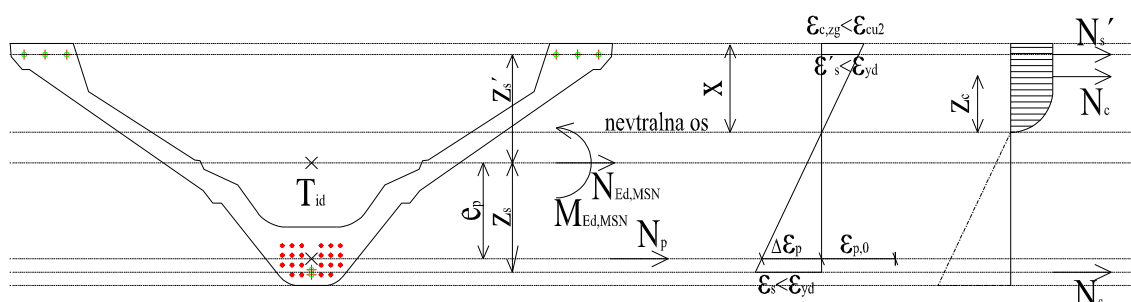
$$w_z^{\text{dop}} = \frac{L}{250} = \frac{2808 \text{ cm}}{250} = 11,23 \text{ cm.} \quad (4.70)$$

Izračunan navpični pomik je manjši od dovoljene vrednosti.

5 KONTROLA VARNOSTI PREDNAPETEGA NOSILCA V MEJNIH STANJIH NOSILNOSTI

5.1 Osno-upogibna obremenitev

V mejnih stanjih nosilnosti preverjamo varnost prečnega prereza pred prekoračitvijo deformacij ali porušitvijo konstrukcije oziroma elementa. Tudi v mejnih stanjih nosilnosti analizo napetostnega in deformacijskega stanja izvedemo s pomočjo Excelove aplikacije, skupaj z vgrajenim orodjem »Reševalcem«. Pri tem pa osnovne predpostavke računa ustrezno prilagodimo.



Slika 55: Prikaz deformacijskega in napetostnega stanja v mejnem stanju nosilnosti v značilnem prečnem prerezu obravnavanega prednapetega »V« nosilca

Osnovne predpostavke v mejnih stanjih nosilnosti so:

- ravni prerezi tudi po deformaciji ostanejo ravni,
- deformacije v armaturi in v povezanih kabljih so enake deformacijam okoliškega betona,
- natezno nosilnost betona zanemarimo,
- napetost v tlačno obremenjenem betonu določimo na podlagi sovisnosti med napetostjo in deformacijo podane s parabolo in premico, ki je podana v poglavju 2.2.1 te naloge in sicer v obliki zveze:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{za } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (5.1)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{za } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (5.2)$$

EkspONENT n ima vrednost 1,75 za beton C55/67,

- napetosti v mehki armaturi določimo na podlagi bi-linearne računske sovisnosti med napetostjo in deformacijo z vodoravno zgornjo vejo, ki je podana v poglavju 2.2.2,

- napetosti v kablilih določimo na podlagi bi-linearne računске sovisnosti med napetostjo in deformacijo z upoštevanjem nagnjene zgornje veje, ki je podana poglavju 2.2.3,
- pri računu napetosti v prednapetih kablilih upoštevamo njihovo začetno pred-deformacijo $\varepsilon_{p,0}$. Pred-deformacijo kablov definiramo kot tisto deformacijo prednapete armature, ki ostane, če zunanjo obtežbo povečujemo do te mere, da deformacija betona na mestu kablov postane enaka 0.

V mejnih stanjih nosilnosti moramo deformacije v betonu, armaturi in kablilih omejiti in sicer:

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} = 3,1 \text{ ‰}, \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud} = 70 \text{ ‰}, \quad (5.4)$$

$$\varepsilon_p \leq \varepsilon_{ud} = 20 \text{ ‰}. \quad (5.5)$$

Dodatno izračunamo še deformacijo prednapetih kablov, pri kateri se plastificirajo.

$$\varepsilon_{yp} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{167/1,15}{20100} = 7,223 \text{ ‰}. \quad (5.6)$$

Nato določimo deformacijo $\Delta\varepsilon_p^*$, ki predstavlja deformacijo od tako imenovane pred-deformacije pa do plastifikacije kablov. Določimo jo tako, da od mejne deformacije ε_{yp} odštejemo deformacije $\varepsilon_{p,\infty}$ v kablilih zaradi limitne kableske sile $P_{m,\infty}$ in deformacijo ε_p^{NSKV} , ki predstavlja deformacijo prereza na mestu kablov zaradi NSKV. Tako zapišemo:

$$\Delta\varepsilon_p^* = \varepsilon_{yp} - \varepsilon_{p,\infty} - \varepsilon_p^{NSKV} \quad (5.7)$$

$$\varepsilon_{p,\infty} = \frac{\sigma_{m,\infty}}{A_p} \quad (5.8)$$

Izračunano vrednost deformacije $\Delta\varepsilon_p^*$ zapišemo v preglednici 9 za vsako kontrolno mesto posebej, saj vpliv pred-deformacije ni enak za vse prereze (glej preglednico 8).

Deformacijo $\Delta\varepsilon_p^*$ uporabimo v aplikaciji za določitvi meje plastičnosti v povezavi z materialnim zakonom jekla za prednapenjanje opisanega z bi-linearne zvezo med napetostmi in deformacijami. Ko prirastek deformacija $\Delta\varepsilon_p$ v prerezu na mestu kablov doseže vrednost

$\Delta\varepsilon_p^*$ se kabli plastificirajo. V izračunu nad to mejo nosilnosti prištejemo vpliv utrjevanja (nagnjena zgornja veja, glej sliko 11).

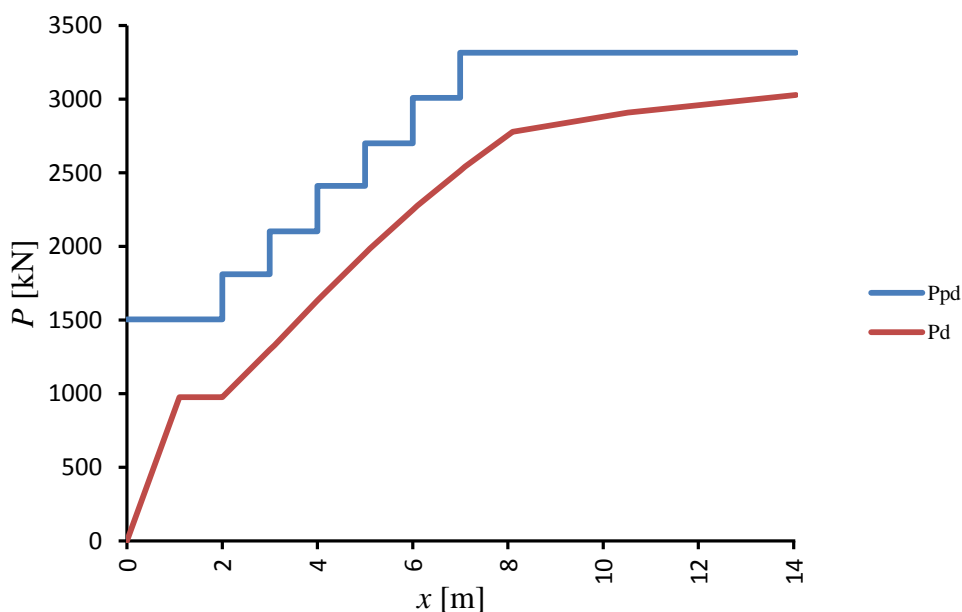
Preglednica 9: Potreben prirastek deformacije kablov pri kateri se le-ti plastificirajo

x [m]	$\varepsilon_{p,\infty}$ [‰]	ε_p^{NSKV} [‰]	$\Delta\varepsilon_p^*$ [‰]
70	5,148	0,170	1,906
270	5,182	0,105	1,938
370	5,182	0,101	1,941
470	5,175	0,101	1,948
570	5,157	0,105	1,963
670	5,129	0,111	1,984
770	5,093	0,120	2,012
1052	5,211	0,074	1,940
1404	5,261	0,055	1,911

Vse te zgoraj našete zveze, zakone in omejitve upoštevamo v aplikaciji pri izračunu ravnotežja prereza.

5.1.1 Račun ravnotežja prečnega prereza

Kot rezultat izračuna z aplikacijo na sliki 56 prikažemo projektno silo prednapetja P_d .



Slika 56: Projektna vrednost sile prednapetja P_d in projektna nosilnost kablov P_{pd}

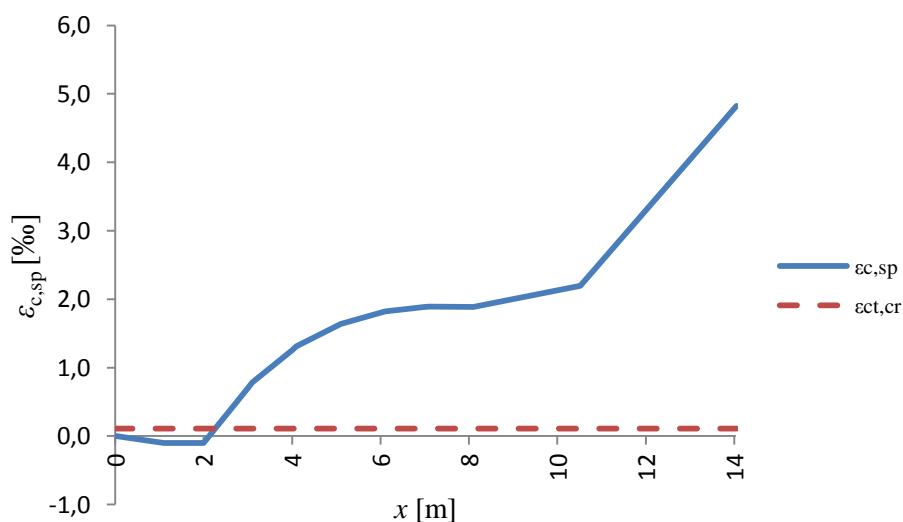
Spodnja krivulja na sliki 56 prikazuje projektno vrednost sile prednapetja P_d v MSN, ki smo jo izračunali s pomočjo Excelove aplikacije. Zgornja krivulja pa prikazuje projektno nosilnost kablov P_{pd} v MSN. Določili smo jo glede na bi-linearno sovisnost med napetostjo in deformacijo z upoštevanjem utrjevanja jekla in je definirana kot:

$$P_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s} A_p, \quad (5.9)$$

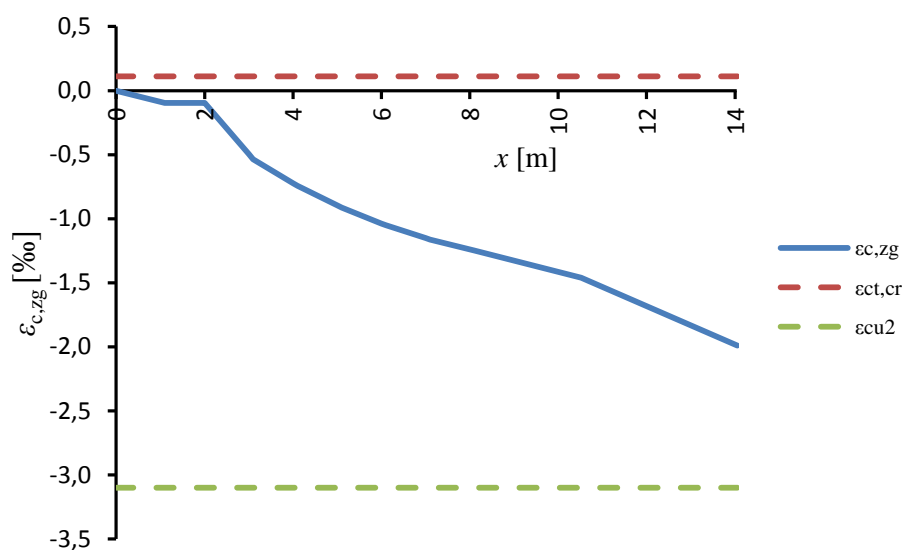
kjer je A_p prečni prerez kablov v obravnavanem prečnem prerezu.

Iz diagrama na sliki 56 razberemo, da v MSN kabelska sila v nobenem prečnem prerezu vzdolž nosilca ne doseže projektne nosilnosti. Zaradi upoštevane projektne dolžine vnosa sile prednapetja, ki v mejnih stanjih nosilca znaša $l_{pt2} = 110$ cm (glej enačbo (3.69)), na sliki 56 ne opazimo več vpliva nevtralizacije kablov, saj je le ta večja od razdalje med nevtralizacijskimi cevmi. Preskok je viden samo še na krajnih koncih nosilca, kjer je dolžina nevtralizacije 200 cm.

V nadaljevanju prikazujemo deformacije in napetosti vzdolž polovice dolžine nosilca (simetrija), ki se pojavijo v betonu ter armaturi.

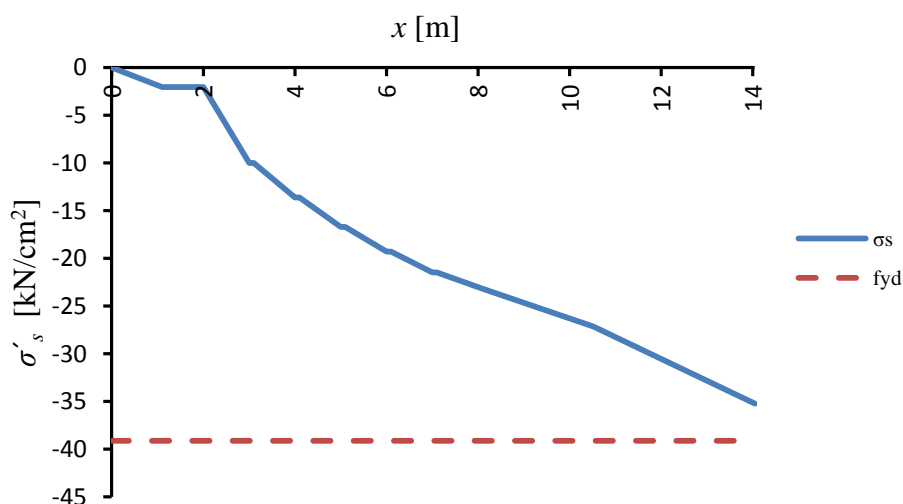


Slika 57: Potek deformacij v betonu na spodnjem robu nosilca v mejnih stanjih nosilnosti (MSN)

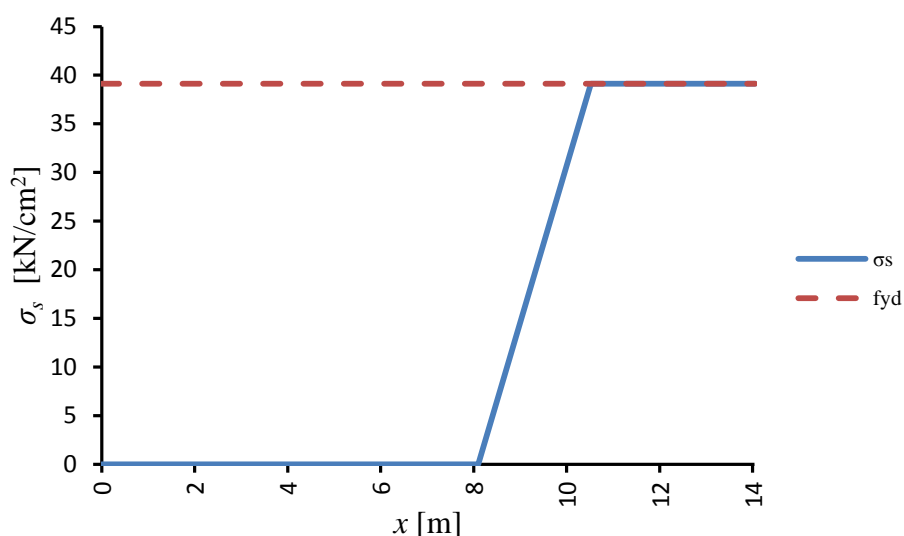


Slika 58: Potek deformacij v betonu na zgornjem robu nosilca v MSN

Iz poteka deformacij betona na zgornjem in spodnjem robu nosilca ugotovimo, da v prečnem prerezu na sredini razpetine nosilca dosežemo ravnotežje v prerezu preden tlačna deformacija betona na zgornjem robu nosilca doseže mejno vrednost ϵ_{cu2} . Dodatno ugotovimo, da je tlačna deformacija betona na zgornjem robu nosilca celo manjša od deformacije ϵ_{c2} , pri kateri beton doseže projektno tlačno trdnost. Ugotovimo, da ima obravnavan prednapeti nosilec še nekaj rezerve v nosilnosti. Kolikšna je rezerva nosilnosti pa prikažemo v nadaljevanju.



Slika 59: Potek napetosti v zgornji armaturi v MSN



Slika 60: Potek napetosti v spodnji armaturi v MSN

Iz poteka napetosti v spodnji armaturi lahko ugotovimo, da se ta plastificira, vendar deformacija ne doseže mejne vrednosti ε_{ud} .

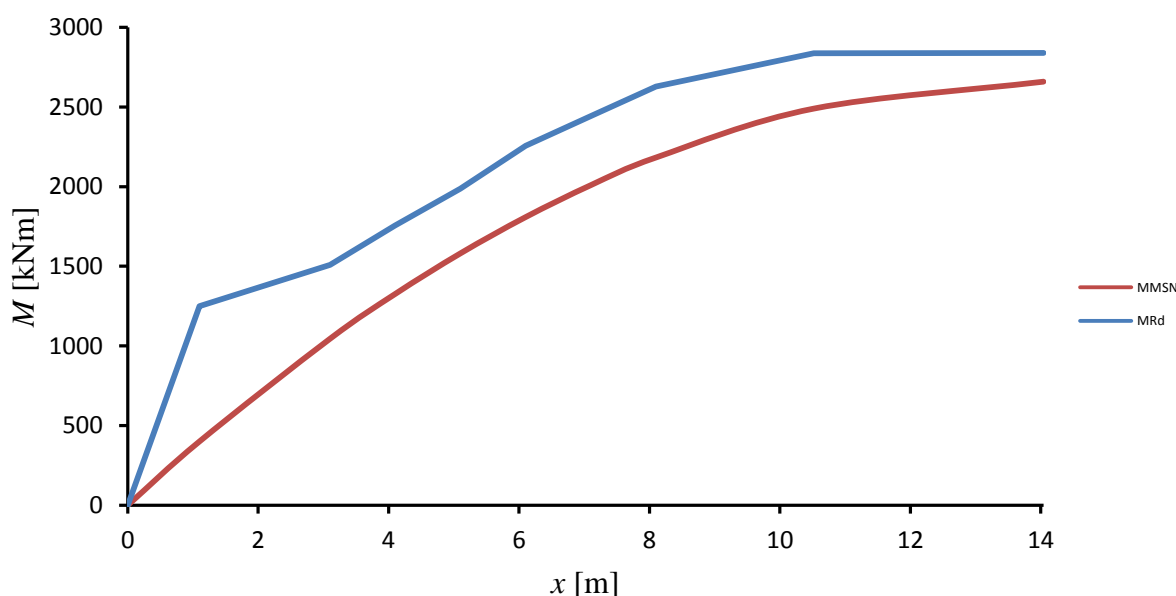
$$\varepsilon_s = 4,42 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{ud} = 0,94 \cdot \varepsilon_{yk} = 70 \text{ ‰} \quad (5.10)$$

5.1.2 Določitev potrebne mehke armature

Že v poglavju 4 smo preverjali količino vgrajene mehke armature. Tokrat preverjamo najmanjšo potrebno armaturo, ki še zagotavlja ravnotežje prereza pri kombinaciji vplivov za mejna stanja nosilnosti. Ideja se nam je pojavila kot ravnanje »dobrega gospodarja« v iskanju optimalne rešitve in najmanjših stroškov. Hitro ugotovimo, da brez armature ne moremo zagotoviti ravnotežja prereza. Tako v aplikaciji dodamo zahtevo pri iskanju ravnotežja, da je vsota zgornje in spodnje armature najmanjša. Račun opravimo samo za prečni prerez na sredini razpetine nosilca. Izkaže se, da potrebujemo 6,53 cm² spodnje natezne armature. To pa je bistveno manj od dejansko vgrajene količine spodnje in zgornje armature, ki znaša 21,52 cm². Pri tem ravnotežju deformacija betona na zgornjem robu nosilca doseže mejno tlačno deformacijo betona $\varepsilon_{cu2} = 3,1 \text{ ‰}$. Izračunana armatura zadosti tudi pogoju minimalne armature in jo je malo več od dejansko vgrajene 6,28 cm² na spodnjem robu.

5.1.3 Odpornost prereza

Kot končni rezultat dosedanjega izračuna ocenimo še mejno nosilnost obravnavanega prednapetega nosilca. Postopek računa je tudi v tem primeru podoben prejšnjim. Za znano geometrijo ter z upoštevanjem dejansko vgrajene armature poiščemo ravnotežje, ki predstavlja največjo odpornost prereza M_{Rd} . Rezultate računa prikažemo na sliki 61.



Slika 61: Primerjava odpornostnega momenta M_{Rd} in projektne obremenitve v mejnih stanjih nosilnosti $M_{Ed,MSN}$

Ugotovimo, da je odpornostni moment M_{Rd} v prečnem prerezu na sredini razpetine nosilca približno 5,0 % večji od projektne upogibnega momenta pri kombinaciji vplivov za mejna stanja nosilnosti $M_{Ed,MSN}$. V ostalih prečnih prerezih je varnost še nekoliko večja.

Odpornostni moment v prečnem prerezu na sredini razpetine nosilca torej znaša:

$$M_{Rd} = 2793,17 \text{ kNm.} \quad (5.11)$$

Določimo še pripadajoči nivo enakomerno porazdeljene mejne obtežbe:

$$q_{Ed} = \frac{8 \cdot M_{Rd}}{l^2} = 28,34 \text{ kN/m} \quad (5.12)$$

5.2 Strižna obremenitev in odpornost

V zadnjem delu tega poglavja preverjamo še strižno odpornost prereza V_{Rd} . Strižna obremenitev $V_{Ed,MSN}$ je določena na oddaljenosti $x=d$ od podpore, kjer je d oddaljenost težišča natezne armature od zgornjega roba prereza. V ta namen izračunamo novo težišče prednapetih kablov, saj je na tem mestu v prečnem prerezu število z betonom sprijetih kablov 10 (spodnji dve vrsti). V izračunih ravnotežja prereza smo to dejstvo zanemarili zaradi predpostavljenih majhnih razlik. Tako z uporabo izraza (2.18) ponovno izračunamo $z_{p,sp}^*$ in zapišemo:

$$z_{p,sp}^*(x = d) = \frac{(\sum_{i=1}^n A_{pi} e_{pi})}{A_p} = \frac{(4 \cdot 0,93 \cdot 4,5 + 6 \cdot 0,93 \cdot 8,5)}{10} \cdot 0,93 \quad (5.13)$$

$$= 6,90 \text{ cm},$$

$$d = x = h - z_{p,sp}^*(x = d) = 100 - 6,90 = 93,10 \text{ cm}. \quad (5.14)$$

Sedaj določimo še strižno obremenitev, ki znaša:

$$V_{Ed,MSN}(x = d) = 340,61 \text{ kN}. \quad (5.15)$$

Za mesto x ponovno uporabimo aplikacijo in ugotovimo, da je prerez na tem mestu za obravnavano obtežbo nerazpokan, saj se pojavijo tlačne napetosti po celotni višini prereza nosilca. To lahko vidimo tudi iz diagramov deformacij (slika 57 in 58) v poglavju 5.1.1. V aplikaciji smo upoštevali dejansko silo prednapetja na tem mestu, ki smo jo z linearno interpolacijo določili glede na dolžino vnosa kabske sile in mesto kontrole prereza.

Tako skladno z določili standarda strižno odpornost določimo s pomočjo izraza (6.4) iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005, ki velja za nerazpokane prezeze prednapetih elementov brez strižne armature. Najprej želimo preveriti ali strižno armaturo sploh potrebujemo. Strižna odpornost je tako določena z:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}, \quad (5.16)$$

pri čemer je I vztrajnostni moment prereza in privzamemo vrednost I_{id} , b_w širina prereza v težišči osi ob upoštevanju zaščitnih cevi kablov, S statični moment ploskve prereza nad

težiščno osjo glede na težiščno os, f_{ctd} projektna natezna trdnost betona in σ_{cp} tlačna napetost betona ob težiščni osi, ki jo povzroča prednapetje.

Faktor α_1 je določen kot:

$$\alpha_1 = \frac{l_x}{l_{pt2}} = \frac{93,10}{110} = 0,85 \leq 1,0, \quad (5.17)$$

kjer je l_x oddaljenost obravnavanega prereza od začetne točke dolžine prenosa, l_{pt2} zgornja meja dolžine prenosa pri prednapetih elementih in je določen v poglavju 3.7.

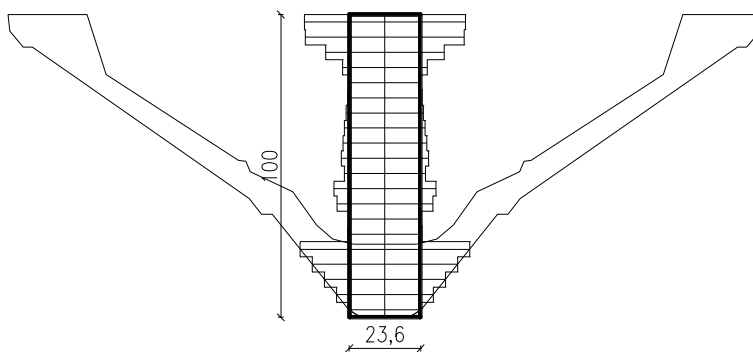
Tlačna napetost σ_{cp} betona ob težiščni osi je definirana kot:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{975,57 \cdot 93,10/110}{3528,02} = 0,234 \text{ kN/cm}^2 = 2,34 \text{ MPa}. \quad (5.18)$$

Pri izračunu upoštevamo linearno spreminjanje sile prednapetja od začetne točke do l_{pt2} . Silo N_{Ed} smo tako izračunali z linearno interpolacijo projektne vrednosti sile prednapetja P_d na mestu $l_{pt2} = 110$ cm.

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \cdot 3,0}{1,5} = 2,0 \text{ MPa}. \quad (5.19)$$

Zaradi zapletene geometrije prereza v izračunu upoštevamo nekatere predpostavke, ki jih podajamo v nadaljevanju. Kot določa standard (točka 6.2.2(2) v SIST EN 1992-1-1:2005) se pri prerezih s spremenljivo širino po višini lahko največje napetosti pojavijo v oseh, ki ne sovpadajo s težiščno osjo. V takih primerih, bi moramo strižno odpornost $V_{Rd,c}$ računati v več različnih oseh prečnega prereza. Odločimo se da za strižno širino prereza b_w vzamemo najmanjšo širino lamele. Strižni prerez prikazujemo na sliki 62.



Slika 62: Računski strižni prerez nosilca

Pri izračunu širine $b_{w,nom}$ prečnega prereza moramo upoštevati vgrajene cevi za nevtralizacijo, ki zmanjšujejo računsko širino. Širino tako določimo z izrazom:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \emptyset = 23,6 \text{ cm} - 1,2 \cdot 5 \cdot 2,35 = 9,5 \text{ cm}, \quad (5.20)$$

kjer je \emptyset zunanji premer zaščitne(nevtralizacijske) cevi.

Podrobnejši pregled območja prednapetih kablov razkrije, da so znotraj določenega strižnega prereza na sliki 62 štiri cele cevi in dvakrat po polovica cevi (na vsaki strani). V računu strižne širine prereza $b_{w,nom}$ tako upoštevamo pet nevtralizacijskih cevi. Predpostavka je po našem mnenju na varni strani, saj je prerez na mestu kablov bistveno širši od b_w in omogoča prerazporeditev strižnih napetosti.

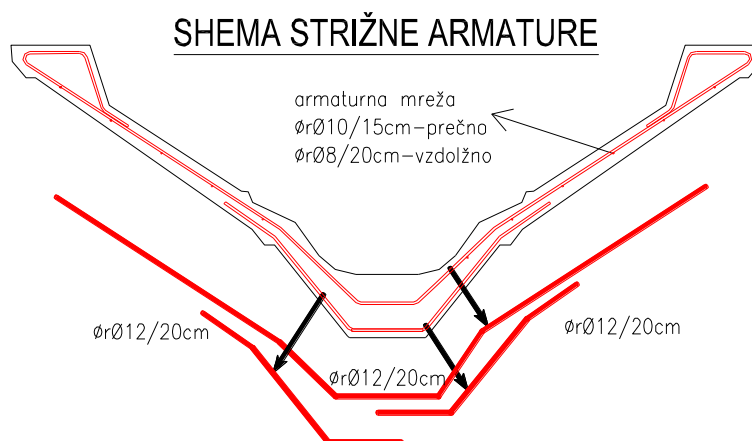
Določimo še manjkajoče geometrijske karakteristike:

$$S = A_c^{zg} \cdot z_T^* = 1633,56 \cdot 28,16 = 46001,05 \text{ cm}^3. \quad (5.21)$$

Kjer je A_c^{zg} ploščina prereza nad težiščno osjo, z_T^* oddaljenost težišča prereza do težišča prereza nad težiščno osjo. Pri izračunu teh dveh geometrijskih karakteristik si pomagamo s programom AutoCAD. Z uporabo enačbe (5.16) izračunamo strižno odpornost prereza brez armature ob podpori $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = \frac{3471424,94 \cdot 9,5}{46001,05} \cdot \sqrt{(2,0)^2 + 0,85 \cdot 2,34 \cdot 2,0} = 202,49 \text{ kN}. \quad (5.22)$$

Izkaže se, da prerez brez strižne armature ni sposoben prenašati strižnih obremenitev v mejnih stanjih nosilnosti. Račun nadaljujemo s kontrolo dejansko vgrajene strižne armature, ki jo prikazujemo na sliki 63.



Slika 63: Shema vgrajene strižne armature ob podpori

V izračunu upoštevamo samo armaturo, ki je neprekinjena po celotni višini nosilca, in sicer armaturno mrežo in eno palico Ør12 na vsaki strani. Vzdolžno armaturo v izračunu zanemarimo. Strižna odpornost elementov z navpično armaturo je določena z manjšo od naslednjih vrednosti (izraza 6.13 in 6.14 v SIST EN 1992-1-1:2005):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cot \theta, \quad (5.23)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad (5.24)$$

kjer je A_{sw} ploščina prečnega prereza strižne armature, s medsebojna razdalja med stremeni, f_{ywd} projektna meja elastičnosti strižne armature, ν_1 redukcijski faktor, α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu, z oddaljenost natezne armature do zgornjega roba, θ kot med navpično strižno armaturo ter razporo in privzamemo vrednost 45° .

Spremenljivke v izrazih (5.23) in (5.24) določimo:

$$\nu_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{55}{250} \right] = 0,47, \quad (5.25)$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{2,34}{55} = 1,04, \quad (5.26)$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 93,10 = 83,79 \text{ cm.} \quad (5.27)$$

Izraz (5.25) velja ob pogoju (5.28), pri čemer smo σ_{cp} izračunali že v izrazu (5.18).

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}, \quad (5.28)$$

$$0 < 2,34 \text{ MPa} \leq 9,17 \text{ MPa.}$$

Z izrazi (5.23) in (5.24) določimo strižno odpornost prereza s strižno armaturo ob podpori:

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{2 \cdot 1,13}{15} + \frac{2 \cdot 0,50}{20} \right) \cdot 83,79 \cdot \frac{45}{1,15} \cdot 1,0 = 657,93 \text{ kN,} \quad (5.29)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 / (\cot \theta + \tan \theta) = 1,04 \cdot 9,5 \cdot 83,79 \cdot 0,47 \cdot \frac{5,5}{1,5} / 2 \quad (5.30)$$

$$= 717,33 \text{ kN.}$$

Strižna odpornost prereza je manjša od zgoraj določenih vrednosti:

$$V_{MSN}(x = d) = 340,61 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 657,93 \text{ kN.} \quad (5.31)$$

Strižna odpornost prereza z vgrajeno armaturo je zadostna. S tem tudi zaključimo preverbo nosilca v mejnih stanjih nosilnosti.

6 ODZIV PREDNAPETEGA NOSILCA PRI DELOVANJU KRATKOTRAJNE STATIČNE OBTEŽBE

V tem poglavju najprej predstavimo rezultate računske analize prednapetega »V« nosilca tipa »Wing 100« ter rezultate obremenilnega preizkusa, ki smo jih pridobili s strani proizvajalca. V nadaljevanju rezultate primerjamo z rezultati analize, opravljene v okviru diplomske naloge, ter z rezultati nelinearne analize odziva nosilca z lastnim raziskovalnim programom NFIRA.

6.1 Povzetek analize prednapetega nosilca, opravljene s strani proizvajalca

Za obravnavan prednapeti »V« nosilec tipa »Wing 100« smo od podjetja Pre System S.p.A. pridobili rezultate analize računske nosilnosti ter analize odziva nosilca pri delovanju kratkotrajne statične obtežbe ter rezultate obremenilnega preizkusa, opravljenega na modelu v naravni velikosti.

Iz pridobljene dokumentacije, ki je bila izdelana v Italiji in je zato skladna z italijansko različico standardov Evrokod, smo razbrali geometrijske in materialne podatke ter podatke o obtežbi, ki so bili uporabljeni v okviru računske analize. Ugotovili smo, da vrednosti parametrov bistveno ne odstopajo od vrednosti, ki smo jih uporabili v okviru izračunov, predstavljenih v prvem delu diplomske naloge.

Manjša odstopanja smo ugotovili pri vrednostih projektne obtežbe nosilca v mejnih stanjih nosilnosti. V italijanskih predpisih se vrednosti delnih faktorjev za vplive nekoliko razlikujejo od vrednosti iz slovenskega standarda SIST EN 1990:2005. To prikazujemo v preglednici 10.

Preglednica 10: Primerjava vrednosti delnih faktorjev v mejnem stanju nosilnosti

Osnovna kombinacija vplivov za MSN in projektna obtežba	kombinacija diploma Stanič	kombinacija- Pre System S.p.A.
Lastna teža	× 1,35	× 1,3
Stalna obtežba	× 1,35	× 1,5
Obtežba snega	× 1,5	× 1,5
Projektna obtežba q_{Ed} [kN/m]	26,98	27,19

Lahko zaključimo, da ima omenjena razlika v velikosti projektne obtežbe zanemarljiv vpliv na projektno upogibno odpornost obravnavanega prednapetega nosilca v mejnih stanjih nosilnosti.

Račun povesov nosilca ter obremenilni preizkus se je izvajal za karakteristično kombinacijo vplivov v mejnih stanjih uporabnosti. V tem primeru so kombinacijski faktorji v obeh nacionalnih standardih enaki. Pripadajoči projektni obtežbi prikazujemo v preglednici 11.

Preglednica 11: Primerjava vrednosti delnih faktorjev za karakteristično kombinacijo vplivov

Karakteristična kombinacija vplivov za MSU in projektna obtežba	kombinacija-diploma Stanič	kombinacija-Pre System S.p.A.
Lastna teža	× 1,0	× 1,0
Stalna obtežba	× 1,0	× 1,0
Obtežba snega	× 1,0	× 1,0
Projektna obtežba q_{Ed} [kN/m]	19,24	19,24

Projektna upogibna odpornost prednapetega nosilca je bila določena za dve različni razporeditvi obtežbe na nosilcu. V prvem primeru je bila v računu upoštevana enakomerno razporejena linijska obtežba, v drugem primeru pa je bila linijska obtežba nadomeščena s točkovnimi silami. Razporeditev in velikost sil je bila izbrana tako, da je bila vrednost upogibnega momenta na sredini razpetine nosilca primerljiva z momentom, ki ga povzroča enakomerna linijska obtežba. Tudi povesi nosilca so bili izračunani za oba načina razporeditve obtežbe. Z modeliranjem obtežbe na nosilcu s točkovnimi silami tudi natančneje opišemo dejanski nanos obtežbe na nosilec med obremenilnim preizkusom.

6.1.1 Račun upogibne nosilnosti in povesov nosilca v primeru modeliranju zunanjih vplivov z enakomerno linijsko obtežbo

V prvem primeru je bila projektna upogibna odpornost prednapetega nosilca določena za primer enakomerno porazdeljene linijske obtežbe. Velikost upoštewane projektne obtežbe smo podali v preglednici 11. Izračun je bil opravljen z ustreznim računalniškim programom. Računski odpornostni moment prečnega prereza na sredini razpetine nosilca, ki tudi določa upogibno odpornost nosilca, je tako znašal:

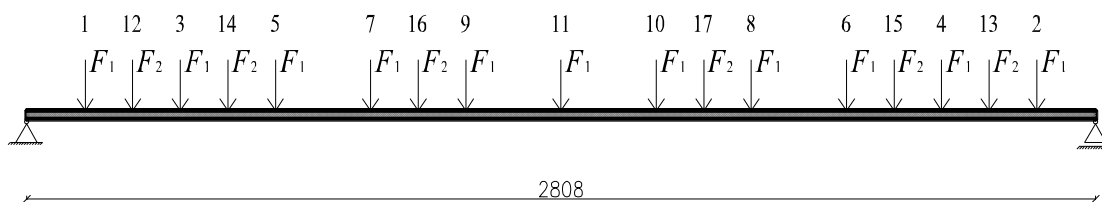
$$\text{MSN: } M_{\text{Rd}}^{\text{račun1}} = 2736,80 \text{ kNm.} \quad (6.1)$$

V nadaljevanju je bil za primer enakomerno porazdeljene linijske obtežbe izračunan še pomik na sredini razpetine nosilca in sicer pri karakteristični kombinaciji zunanjih vplivov (glej preglednico 11). Le-ta je je znašal:

$$\text{MSU-karakt.komb.vplivov: } w_z^{\text{račun1}} = 70,7 \text{ mm.} \quad (6.2)$$

6.1.2 Račun upogibne nosilnosti in povesov nosilca v primeru modeliranja zunanjih vplivov s točkovnimi silami

V drugem primeru računske analize so bili zunanji vplivi modelirani s 17 točkovnimi silami. Razporeditev koncentriranih sil na nosilcu prikazujemo na sliki 64.



Slika 64: Shema postavitve koncentriranih sil na računski model nosilca

Kot smo že predhodno omenili, je bila razporeditev in velikost sil izbrana tako, da je bil njihov učinek primerljiv z učinkom enakomerno porazdeljene linijske obtežbe. Tako je za modeliranje karakteristične kombinacije zunanjih vplivov velikost sile F_1 znašala 18,14 kN, sile F_2 pa 18,04 kN. Pripadajoči upogibni moment na sredini razpetine nosilca je bil:

$$\text{MSU-karakt.komb.vplivov: } M_{\text{Sd}}^{\text{račun2}} = 1874,97 \text{ kNm,} \quad (6.3)$$

in je primerljiv z upogibnim momentom, ki ga je povzročala enakomerna linijska obtežba (vrednost obtežbe je navedena v preglednici 11):

$$\text{MSU-karakt.komb.vplivov: } M_{\text{Sd}}^{\text{račun1}} = 1875,31 \text{ kNm.} \quad (6.4)$$

V nadaljevanju je bil za primer modeliranja karakteristične kombinacije vplivov s točkovnimi silami izračunan še pomik na sredini razpetine nosilca. Le-ta je znašal:

$$\text{MSU-karakt.komb.vplivov: } w_z^{\text{račun2}} = 71,6 \text{ mm.} \quad (6.5)$$

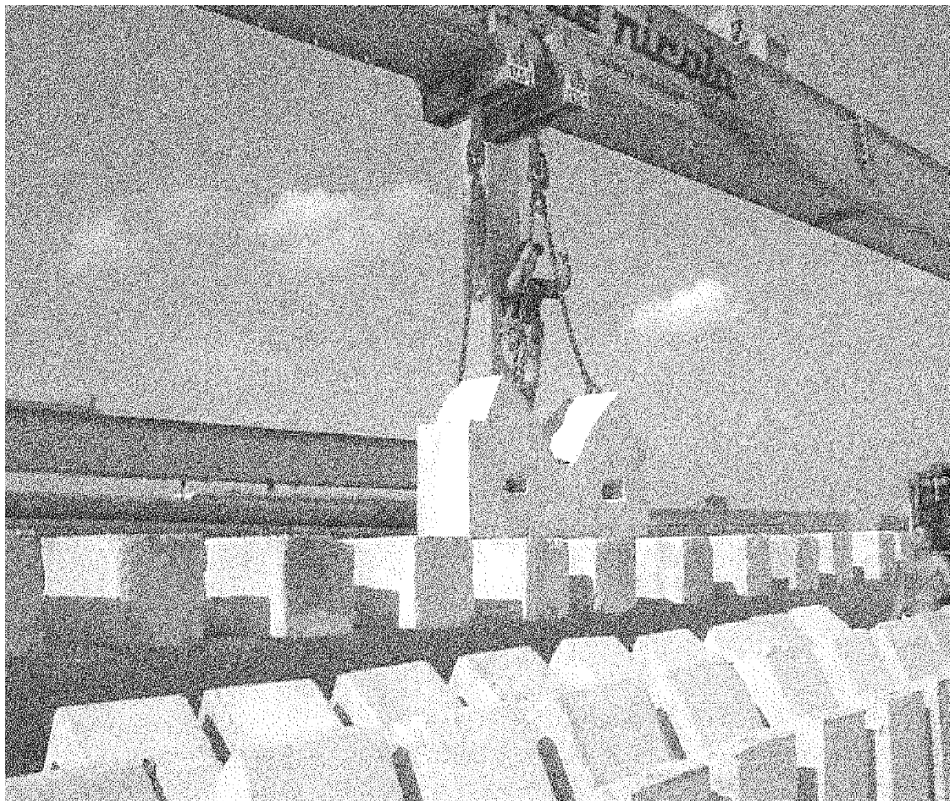
Ugotovimo, da razporeditev obtežbe na nosilcu nima bistvenega vpliva na velikost pomika na sredini razpetine (glej enačbo (6.2)).

Računska odpornost prečnega prereza nosilca na mestu največje upogibne obremenitve ostane nespremenjena, saj geometrijskih in materialnih podatkov nismo spreminjali. Torej:

$$\text{MSN: } M_{\text{Rd}}^{\text{račun2}} = M_{\text{Rd}}^{\text{račun1}} = 2736,80 \text{ kNm.} \quad (6.6)$$

6.1.3 Obremenilni preizkus prednapetega nosilca

Obremenilni preizkus je bil izveden na nosilcu, ki je imel enake geometrijske in materialne lastnosti, kot smo ji uporabili v računski analizi v okviru diplomske naloge. Geometrijske in materialne podatke smo podrobneje predstavili že v 2.poglavju. Koncentrirana obtežba se je na nosilec nanašala s pomočjo betonskih uteži. Uporabljenih je bilo šest »stebričkov« ter enajst »wing-sedel«. Posamezen stebriček je bil dimenzije 50/50/300 cm, njegova masa pa je znašala 1840 kg. Masa posameznega »wing-sedla« pa je bila 1850 kg. Na slikah 65 in 66 prikazujemo primer nanašanja uteži na primerljiv nosilec.



Slika 65: Obremenilni preizkus primerljivega nosilca z betonskimi utežmi - "stebrčki" in "sedli" (Pre-System S.p.A.,2011)



Slika 66: Nanašanje betonskih uteži na primerljiv prednapeti nosilec med obremenilnim preizkusom (Pre-System S.p.A.,2011)

Betonske uteži so se na nosilec nanašale čim bolj simetrično. Lego posamezne uteži ter zaporedje nanašanja prikazujemo na sliki 64 pri čemer sila F_1 označuje položaj »wing-sedel«, sila F_2 pa položaj »stebričkov«. Skupna obtežba nosilca je torej znašala 31,39 ton oziroma 307,94 kN. Nanesena obtežba povzroča v nosilcu upogibne obremenitve, ki so primerljive z obremenitvami pri karakteristični kombinaciji vplivov (glej razdelek 6.1.2).

Na nosilcu je sočasno potekalo dvoje merjenj pomikov. Eno meritev je izvajalo podjetje Pre System S.p.A, drugo pa inženir Bernard, ki je opravljal meritve v imenu naročnika. Navpični pomiki so bili merjeni ob obeh podporah ter na sredini razpetine nosilca. Dodatno je bil merjen tudi pomik (dvig) nosilca po razbremenitvi. Rezultate meritev prikazujemo v preglednici 12.

Preglednica 12: Rezultati meritev pomikov prednapetega »V« nosilca tipa »Wing 100« pri obremenilnem preizkusu

merilec	$w_{z,L/2}$ [mm]	$w_{z,p1}$ [mm]	$w_{z,p2}$ [mm]	$w_{z,zp}$ [mm]
Pre System S.P.A.	71,75	12,63	7,06	5,68
Ing. Bernard	68,73	6,75	7,30	3,41

Pri tem je $w_{z,L/2}$ izmerjen navpični pomik na sredini razpetine nosilca, $w_{z,p1}$ je izmerjen pomik ob prvi podpori, $w_{z,p2}$ izmerjen pomik ob drugi podpori, $w_{z,zp}$ pa zaostali pomik na sredini razpetine nosilca po končani razbremenitvi. Dejanski navpični pomik nosilca pa so bili določeni na sledeč način:

$$w_z^{\text{Presystem}} = w_{z,L/2} - \frac{w_{z,p1} + w_{z,p2}}{2} = 71,75 - \frac{12,63 + 7,06}{2} = 61,91 \text{ mm}, \quad (6.7)$$

$$w_z^{\text{ing. Bernard}} = w_{z,L/2} - \frac{w_{z,p1} + w_{z,p2}}{2} = 68,73 - \frac{6,75 + 7,30}{2} = 61,71 \text{ mm}. \quad (6.8)$$

Ugotovimo, da so rezultati obeh meritev med seboj skoraj enaki. Dodatno ugotovimo, da so izračunani pomiki za 15 % manjši od izračunanega pomika, ki je $w_z^{\text{račun2}} = 71,6$ mm. (glej enačbo 6.5). To pomeni, da je rezultat računa na varni strani. Glede na to, da je delež zaostalih pomikov po razbremenitvi manjši od 10 % največjih izmerjenih pomikov, lahko sklepamo, da se je nosilec med preizkusom obnašal predvsem elastično.

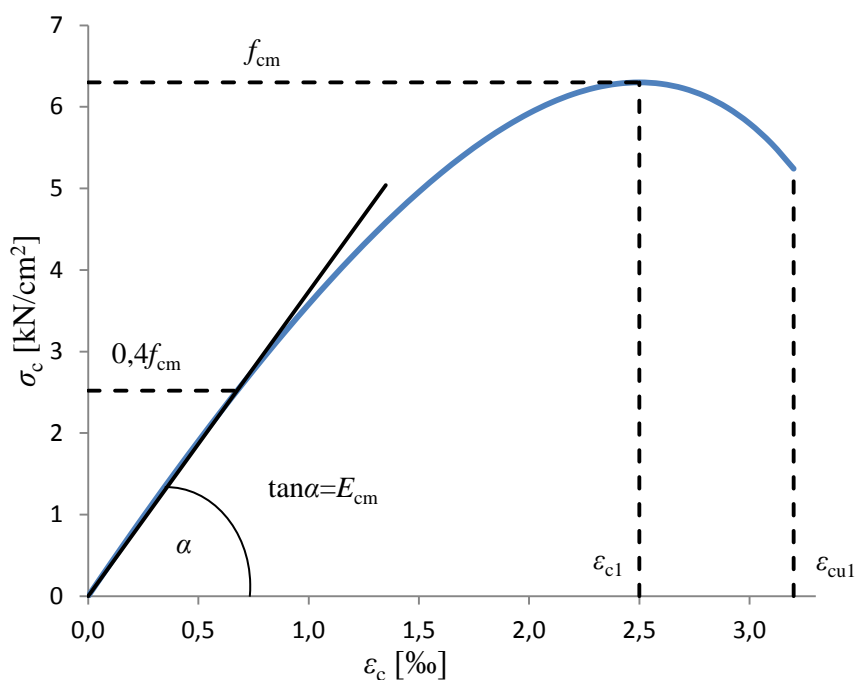
6.2 Nelinearna analiza mehanskega odziva prednapetega nosilca s programom NFIRA

6.2.1 Osnovne predpostavke matematičnega modela

Za analizo odziva prednapetega »V« nosilca tipa »Wing 100« pri kratkotrajnem delovanju statične obtežbe smo uporabili lasten računalniški program NFIRA (Bratina in sod., 2009), ki deluje v programskem okolju MATLAB (The MathWorks, Inc., 2008). Program je nastal v okviru raziskovalnega dela na Katedri za masivne in lesene konstrukcije ter Katedri za mehaniko. Namenjen je analizi mehanskega odziva armiranobetonskih in prednapetih konstrukcij v običajnih pogojih ter v pogojih požara. Pri tem nosilec modeliramo z ravnimi linijskimi končnimi elementi, pri katerih za razliko od običajnih končnih elementov, pri katerih so interpolirani pomiki, interpoliramo deformacijske količine (specifično spremembo dolžine in ukrivljenost referenčne osi nosilca). Običajno takšne elemente imenujemo tudi deformacijski končni elementi. V primeru analize prednapetih nosilcev, enačbe končnega elementa zapišemo ločeno za AB nosilec in ločeno za vsak raven kabel posebej. Ker pri prednapetih kablilih zanemarimo upogibno togost, se enačbe ustrezno poenostavijo in dobimo dobro znane enačbe vrvi. V modelu dodatno upoštevamo, da se lahko posamezen kabel glede na betonski ovoj zamakne (zdrs na stiku med betonom in kablom), ne more pa se razmakniti. Podrobnosti matematičnega modela so predstavljene v člankih Markovičeve in sodelavcev (2012, 2013).

6.2.2 Upoštevani materialni modeli za mejna stanja uporabnosti

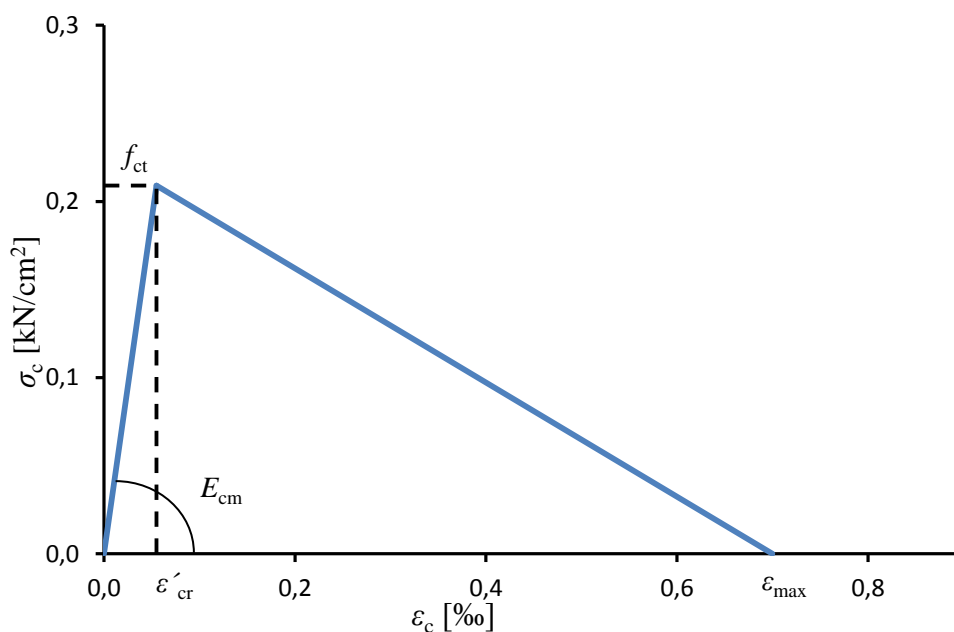
Obnašanje betona v tlaku modeliramo s konstitucijskim modelom iz SIST EN 1992-1-1:2005, ki je namenjen nelinearni analizi konstrukcij. Sovisnost med napetostjo in deformacijo betona prikazujemo na sliki 67.



Slika 67: Predstavitev sovisnosti med napetostjo in tlačno deformacijo betona C55/67 za analizo konstrukcij (SIST EN 1992-1-1:2005).

Mehanske lastnosti povzamemo iz analize v prvem delu diplomske naloge (glej razdelek 2.2.1). Manjkajoča parametra sta: deformacija pri doseženi največji tlačni napetosti $\epsilon_{c1} = 2,5 \text{ ‰}$ in mejna tlačna deformacija $\epsilon_{cu1} = 3,2 \text{ ‰}$.

Obnašanje betona v nategu modeliramo z bilinearnim modelom, kot ga je predlagal Bergan (Bergan in sod., 1979). Prikazujemo ga na sliki 68.



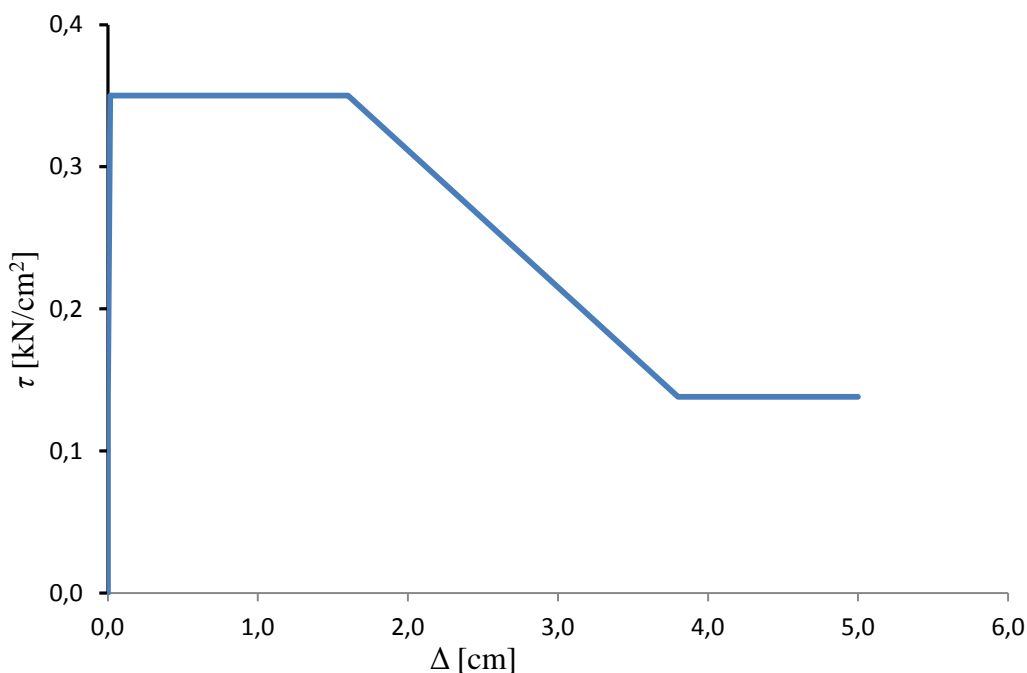
Slika 68: Konstitutivni model betona C55/67 v nategu po Berganu (Bergan in sod., 1979).

Pri tem je deformacija pri doseženi največji napetosti $\varepsilon'_{cr} = 0,055 \%$, mejna natezna deformacija betona pa $\varepsilon_{max} = 0,7 \%$.

Obnašanje armature v nategu in tlaku opišemo z bilinearnim diagramom brez utrjevanja, kot ga prikazujemo na sliki 10. Upoštevamo karakteristične vrednosti materialnih lastnosti.

Obnašanje kablov v nategu in tlaku prav tako opišemo z bilinearnim diagramom, ki ga prikazujemo na sliki 11. Tudi v tem primeru upoštevamo karakteristične vrednosti materialnih parametrov.

Kot smo že omenili, lahko pride na stiku med betonom in kablom do zamika. V uporabljenem matematičnem modelu je zakon stika določen kot zveza med zamikom Δ in strižno napetostjo τ na stiku med betonom in kablom. Povzamemo ga po Ayoubu (Ayoub in sod., 2010) in ga prikazujemo na sliki 69.



Slika 69: Zakon stika med betonom in prednapetim kablom (Ayoub in sod., 2010).

Na mestih v nosilcu, kjer so kabli nevtralizirani, predpostavimo, da je stik med betonom in kablom neskončno podajen.

6.2.3 Upoštevani materialni modeli za mejna stanja nosilnosti

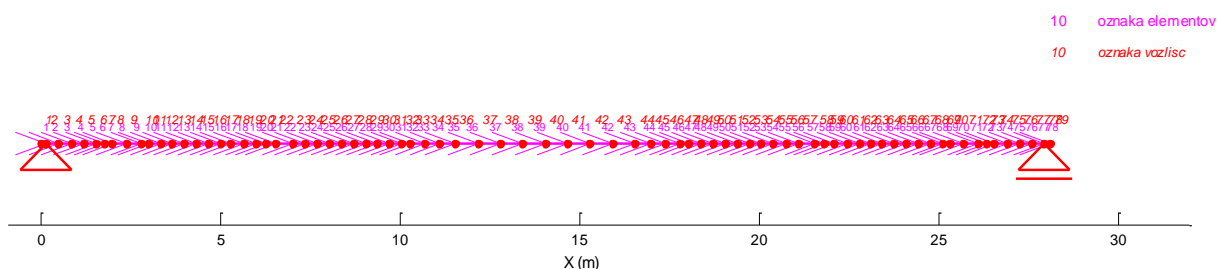
Obnašanje betona v tlaku opišemo s konstitucijskim modelom iz SIST EN 1992-1-1:2005, ki je podan s parabolo in premico in je namenjen dimenzioniranju prereзов. Prikazujemo ga na

sliki 9 v razdelku 2.2.1. V diagramu upoštevamo projektno vrednost tlačne trdnosti betona f_{cd} . Natezno nosilnost betona zanemarimo.

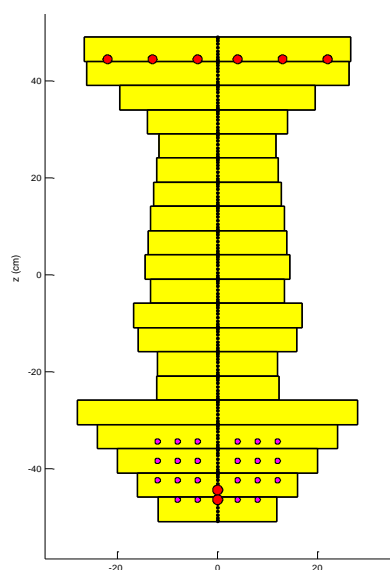
Obnašanje armature v nategu in tlaku opišemo z bi-linearnim diagramom brez utrjevanja, kot ga prikazujemo na sliki 10. V diagramu upoštevamo projektne vrednosti materialnih lastnosti. Tudi obnašanje prednapetih kablov opišemo z bi-linearnim diagramom z nagnjeno zgornjo vejo, kot ga prikazujemo na sliki 11. Upoštevamo projektne vrednosti materialnih parametrov. Zakon stika med betonom in kablom tudi v mejnih stanjih nosilnosti povzamemo po Ayoubu (Ayoub in sod., 2010). Pri tem pa parametrov ne spreminjamo.

6.2.4 Idealiziran računski model nosilca

Prednapeti »V« nosilec modeliramo s 78 deformacijskimi končnimi elementi. Vozlišča postavimo na mesta, kjer se spremenijo geometrijske oziroma materialne karakteristike nosilca ter na mesta prijemališč koncentriranih sil. Mrežo končnih elementov za idealiziran računski model prostoležečega nosilca prikazujemo na sliki 70.



Slika 70: Mreža končnih elementov za idealiziran model prostoležečega nosilca.



Slika 71: Prečni prerez nosilca razdeljenega na 20 lamel.

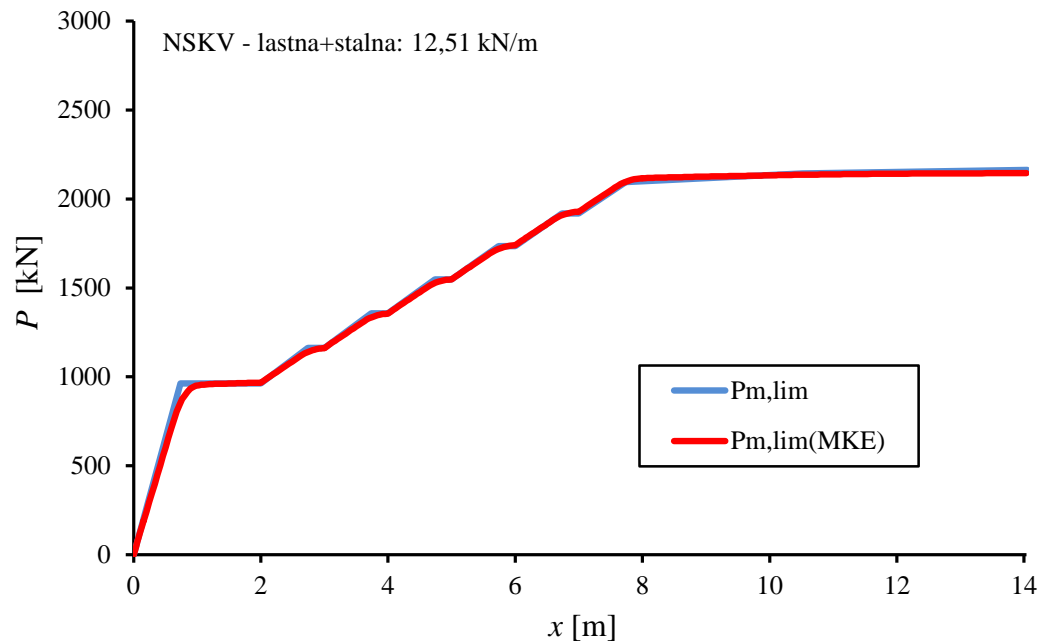
Betonski del prečnega prereza prednapetega nosilca razdelimo na 20 lamel. Posebej modeliramo vsako vzdolžno armaturno palico oziroma vsak prednapeti kabel. Na stiku med armaturno palico in okoliškim betonom predpostavimo kompatibilnost deformacij, kabli pa se lahko glede na okoliški beton zamaknejo. Zaradi spreminjanja števila kablov, njihove nevtralizacije in spreminjanja količine armature vzdolž nosilca v analizi uporabimo 9 različnih prečnih prerezov. Na sliki 71 prikazujemo prečni prerez nosilca za končne elemente na območju med 10. do 18. metrom dolžine nosilca.

6.2.5 Mehanski odziv nosilca pri navidezno stalni kombinaciji vplivov

Analizo mehanskega odziva prednapetega nosilca najprej izvedemo za obtežni primer, ko na nosilec poleg limitne kableske sile $P_{m,lim}$ učinkuje še lastna teža ($g_1 = 8,36$ kN/m) in stalna obtežba ($g_s = 4,15$ kN/m). V analizi upoštevamo konstitucijske zakone za mejna stanja uporabnosti oziroma za nelinearno analizo konstrukcij, ki smo jih predstavili v razdelku 6.2.2. Maksimalni računski pomik na sredini razpetine nosilca znaša 14,2 mm. Če predpostavimo, da merimo navpični pomik od stanja, ko na nosilec poleg prednapetja učinkuje le njegova lastna teža (takrat se nosilec na sredini razpetine dvigne za 9,2 mm), znaša dejanski računski pomik nosilca:

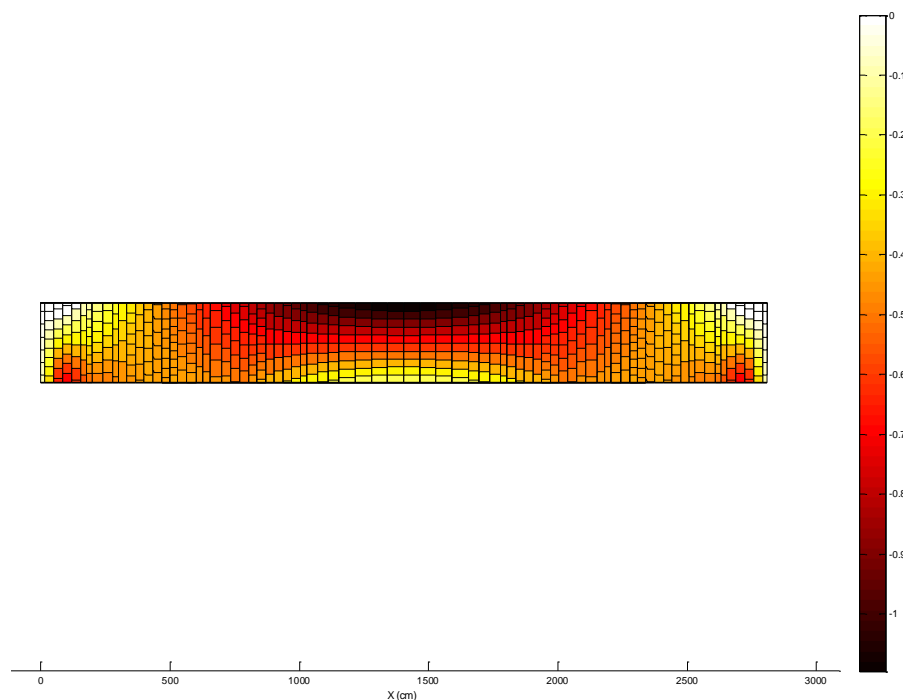
$$w_{z,MKE}^{n.s.k.v.} = 9,2 + 14,2 = 23,4 \text{ mm.} \quad (6.9)$$

Na sliki 72 prikazujemo potek skupne kableske sile vzdolž polovice nosilca in primerjavo z limitno kabelsko silo iz analize v prvem delu diplomske naloge (glej sliko 35). Opazimo odlično ujemanje rezultatov.



Slika 72: Primerjava poteka limitne kableske sile $P_{m,lim}$ s kablesko silo iz prvega dela naloge.

Na sliki 73 prikazujemo še razporeditev normalnih napetosti v betonu vzdolž prednapetega nosilca (napetosti so v kN/cm^2). Ugotovimo, da je pri navidezno stalni kombinaciji vplivov nosilec po celotni dolžini tlačno obremenjen. Največje tlačne napetosti v betonu znašajo okrog 1 kN/cm^2 .



Slika 73: Prikaz razporeditve normalnih napetosti v betonu vzdolž nosilca za NSKV.

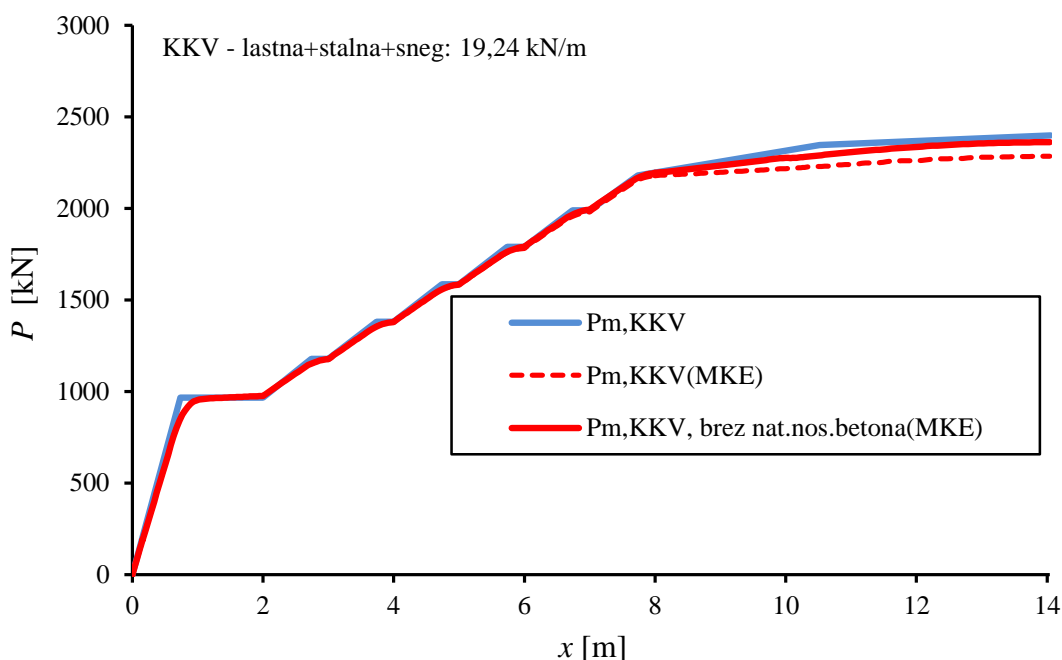
6.2.6 Mehanski odziv nosilca pri karakteristični kombinaciji vplivov

V nadaljevanju izvedemo analizo mehanskega odziva prednapetega nosilca za primer, ko na nosilec poleg limitne kableske sile $P_{m,lim}$ učinkuje še lastna in stalna obtežba ($g_1 = 8,36$ in $g_s = 4,15$ kN/m) ter obtežba snega ($q_s = 6,73$ kN/m). Tudi v tem primeru v analizi upoštevamo konstitucijske zakone za mejna stanja uporabnosti oziroma za nelinearno analizo konstrukcij, ki smo jih predstavili v razdelku 6.2.2. Ker pri tem nivoju obtežbe nosilec razpoka, analizo izvedemo brez oziroma z upoštevanjem natezne nosilnosti betona. Maksimalni računski pomik na sredini razpetine nosilca sedaj znaša 76,4 mm oziroma 61,5 mm (z upoštevanjem natezne nosilnosti betona). Ker merimo navpični pomik od stanja, ko je nosilec zaradi prednapetja na sredini dvignjen za 9,2 mm, znaša dejanski računski pomik nosilca:

$$w_{z,MKE}^{k.k.v.} = 9,2 + 76,4 = 85,6 \text{ mm} \quad (6.10)$$

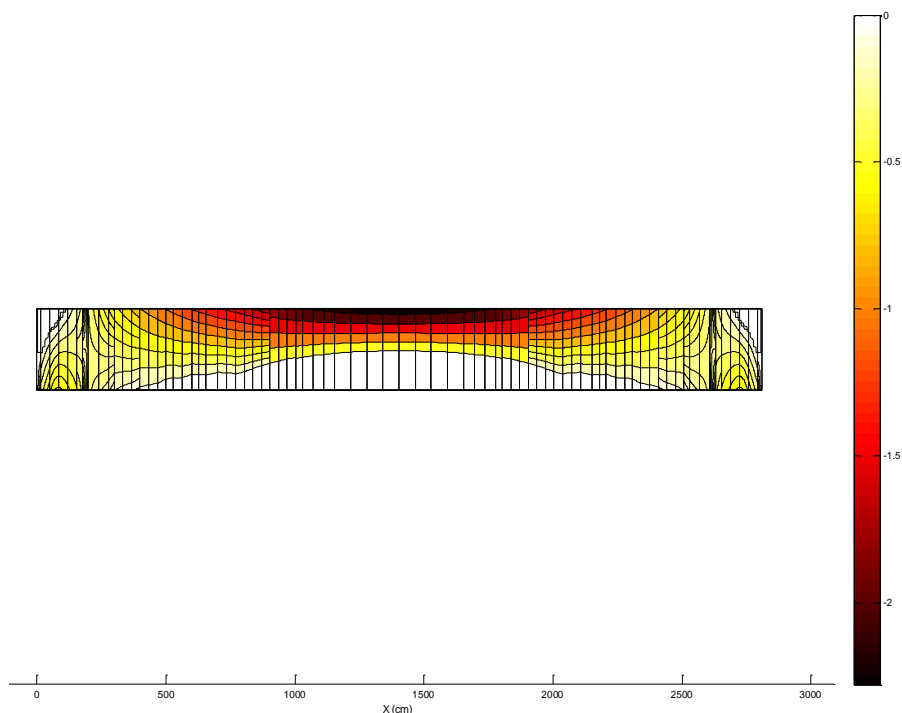
$$w_{z,MKE}^{k.k.v.} = 70,7 \text{ mm} - \text{z upoštevanjem natezne nosilnosti betona} \quad (6.11)$$

Na sliki 74 prikazujemo potek skupne kableske sile vzdolž polovice nosilca in primerjavo s potekom kableske sile iz analize v prvem delu diplomske naloge (glej sliko 43). Tudi v tem primeru opazimo zelo dobro ujemanje rezultatov in sicer predvsem takrat, ko v analizi zanemarimo natezno nosilnost betona.



Slika 74: Primerjava poteka kableske sile $P_{m,KKV}$ s silo iz prvega dela naloge.

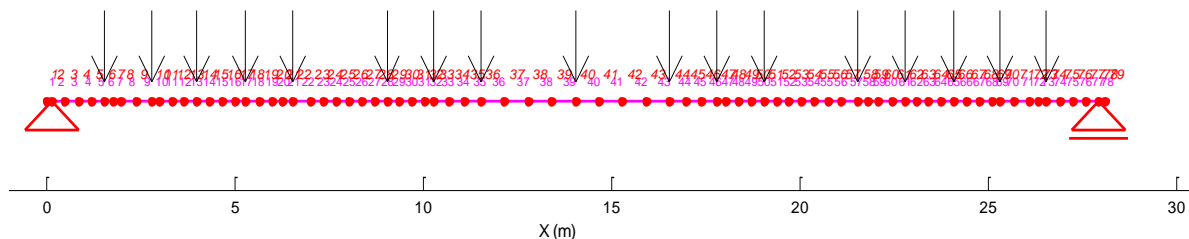
Na sliki 75 prikazujemo še razporeditev normalnih napetosti v betonu vzdolž prednapetega nosilca (napetosti so v kN/cm^2). Ko v analizi zanemarimo natezno nosilnost betona, bele lise na sliki predstavljajo območja, kjer je beton razpokan. Največje tlačne napetosti v betonu presežejo 2 kN/cm^2 .



Slika 75: Prikaz razporeditve normalnih napetosti v betonu vzdolž nosilca za KKV.

6.2.7 Mehanski odziv nosilca pri delovanju koncentriranih sil – modeliranje obremenilnega preizkusa

V tretjem računskem primeru izvedemo analizo mehanskega odziva prednapetega nosilca za primer, ko poleg lastne teže in prednapetja na nosilec učinkuje še 17 koncentriranih sil, povzetih po obremenilnem preizkusu, in sicer šest »stebričkov« z maso 1840 kg in enajst »wing-sedel« z maso 1850 kg. Skupna obtežba nosilca je v tem primeru 31,39 ton oziroma 307,94 kN. Razporeditev koncentriranih sil na računskem modelu nosilca prikazujemo na sliki 76.

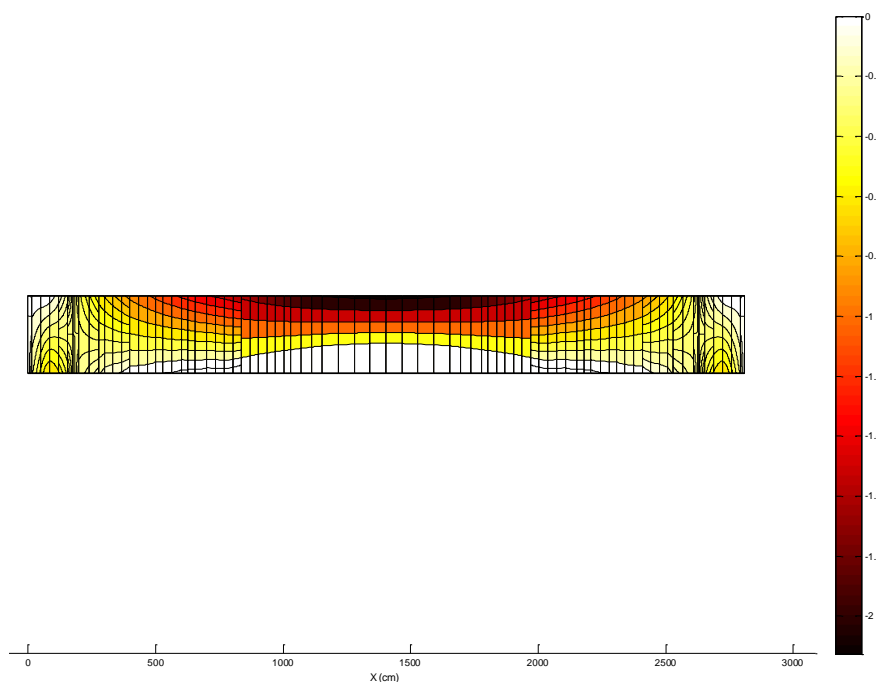


Slika 76: Razporeditev koncentriranih sil na računskem modelu nosilca.

V analizi upoštevamo konstitucijske zakone za mejna stanja uporabnosti, ki smo jih predstavili v razdelku 6.2.2. Ker pri tem nivoju obtežbe nosilec razpoka, analizo izvedemo z upoštevanjem natezne nosilnosti betona. Maksimalni računski pomik na sredini razpetine nosilca znaša 60,0 mm, ki ga povečamo za 9,2 mm (navpični pomik merimo od stanja, ko je nosilec zaradi prednapetja na sredini dvignjen). Tako znaša dejanski računski pomik nosilca:

$$w_{z,MKE}^{obr.preizkus} = 9,2 + 60,0 = 69,2 \text{ mm.} \quad (6.12)$$

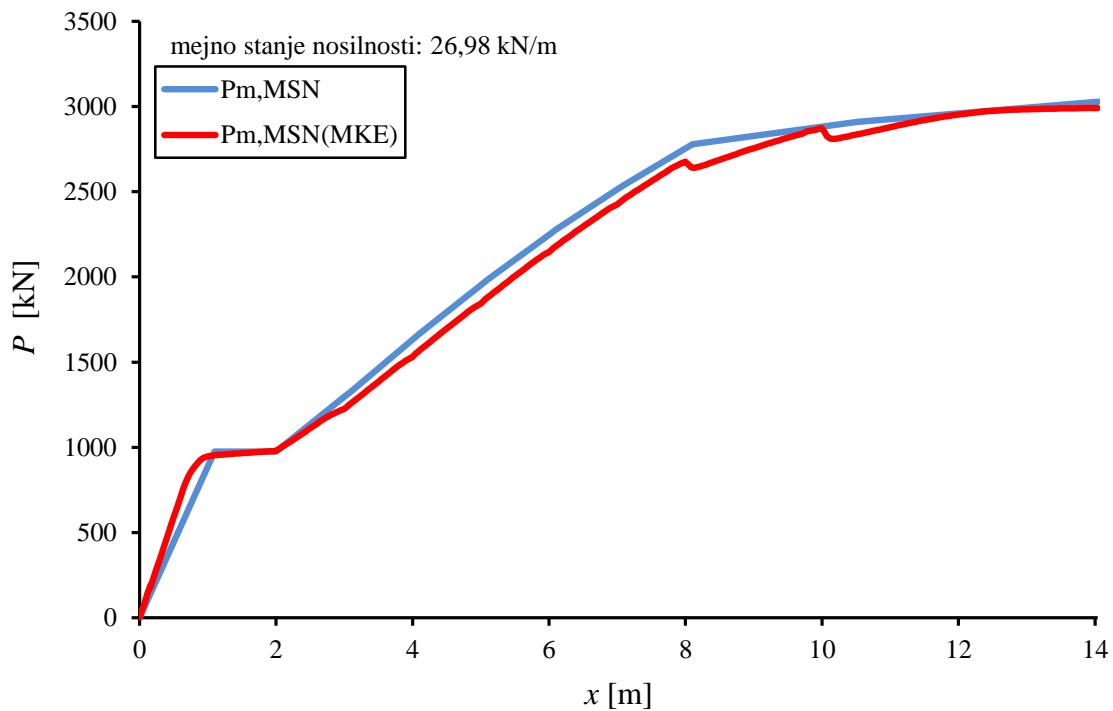
Na sliki 77 prikazujemo še razporeditev normalnih napetosti v betonu vzdolž prednapetega nosilca (napetosti so v kN/cm^2) v primeru učinkovanja 17 koncentriranih sil. Ugotovimo, da je razporeditev tlačnih napetosti zelo podobna razporeditvi pri predhodni analizi nosilca za primer karakteristične kombinacije vplivov (glej sliko 75).



Slika 77: Prikaz razporeditve normalnih napetosti v betonu vzdolž nosilca za KKV pri obtežbi modelirani s koncentriranimi silami.

6.2.8 Analiza napetostnega in deformacijskega stanja nosilca pri kombinaciji obtežb za mejna stanja nosilnosti

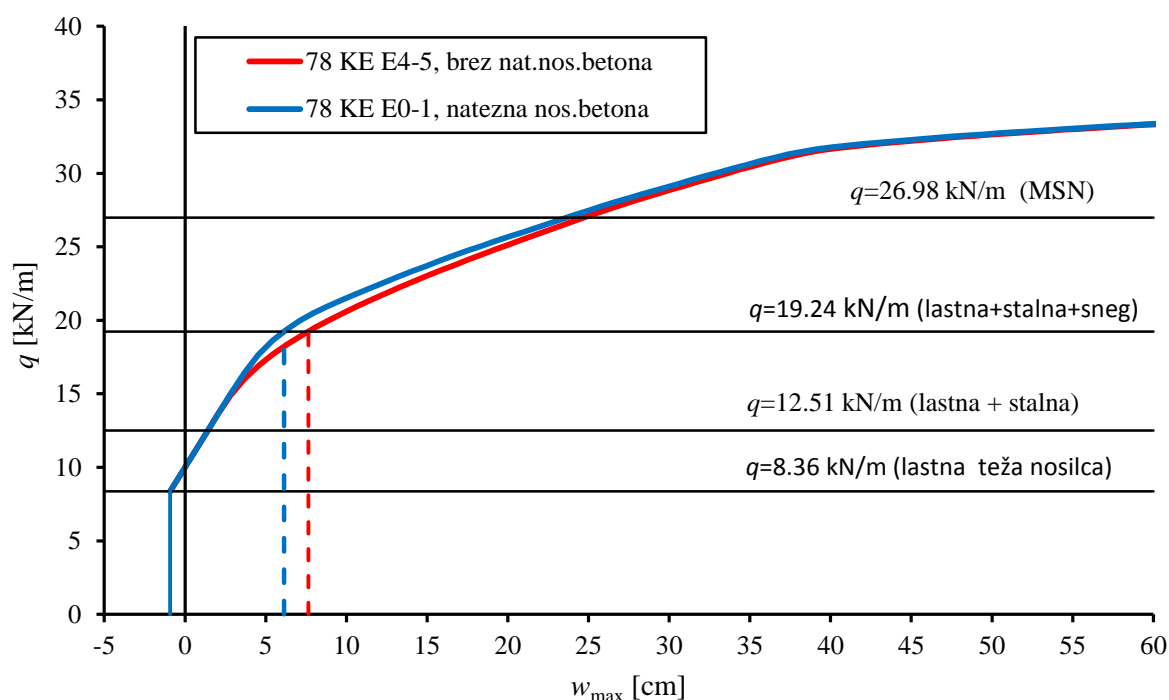
Sledi analiza napetostnega in deformacijskega stanja nosilca za primer, ko na nosilec poleg prednapetja učinkuje še kombinacija obtežb na mejna stanja nosilnosti $(1,35 \cdot (g_1 + g_s) + 1,5 \cdot q_s)$. Tudi v tem primeru v analizi upoštevamo konstitucijske zakone za mejna stanja nosilnosti, ki smo jih predstavili v razdelku 6.2.3. Na sliki 78 prikazujemo potek skupne kabselske sile vzdolž polovice nosilca in primerjavo s potekom kabselske sile iz analize v prvem delu diplomske naloge za mejna stanja nosilnosti (glej sliko 55). Tudi v tem primeru opazimo zelo dobro ujemanje rezultatov.



Slika 78: Primerjava poteka kabselske sile $P_{m,MSN}$ s potekom kabselske sile iz prvega dela naloge.

6.2.9 Modeliranje mehanskega odziva nosilca pri delovanju kratkotrajne statične obtežbe vse do računske porušitve

Na koncu izvedemo še analizo mehanskega odziva prednapetega nosilca za primer, ko na nosilec poleg limitne kableske sile $P_{m,\infty}$ učinkuje še enakomerno porazdeljena obtežba q , ki jo enakomerno povečujemo, dokler ne dosežemo mejne računske nosilnosti obravnavanega prednapetega nosilca. Izhodiščna vrednost obtežbe je lastna teža nosilca, $q = g_1 = 8,36 \text{ kN/m}$. Pri tem v analizi upoštevamo konstitucijske zakone za mejna stanja uporabnosti oziroma za nelinearno analizo konstrukcij, predstavljenih v razdelku 6.2.2. Analizo izvedemo brez oziroma z upoštevanjem natezne nosilnosti betona. Na sliki 79 prikazujemo spreminjanje pomika na sredini razpetine nosilca z naraščanjem obtežbe q .



Slika 79: Prikaz spreminjanja pomika w v odvisnosti od obtežbe q .

Ugotovimo, da v primeru, ko na nosilec poleg limitne kableske sile učinkuje le lastna in stalna obtežba (navidezno stalna kombinacija vplivov), natezna nosilnost betona nima vpliva na rezultate, kajti celoten nosilec je tlačno obremenjen. Vpliv natezne nosilnosti betona je bistveno večji pri karakteristični kombinaciji vplivov (lastna in stalna obtežba ter obtežba snega). Pri obtežbi nosilca v mejnih stanjih nosilnosti, pa je zaradi velikih deformacij vpliv natezne nosilnosti betona že zanemarljiv. Računska mejna nosilnost obravnavanega

prednapetega nosilca znaša $q_{mej} = 35,4$ kN/m, pripadajoči pomik na sredini razpetine pa preseže 100 cm. Takrat v spodnjih kablh v prečnem prerezu na sredini razpetine dosežemo natezno trdnost $f_{pk} = 186$ kN/cm².

6.3 Primerjava rezultatov

Po izvedenem računskem delu, predstavitvi računske analize in obremenilnega testa podjetja Pre System S.p.A. ter nelinearni računalniški analizi s programom NFIRA rezultate združimo na enem mestu in jih primerjamo. V preglednici 13 prikazujemo povese w_z na sredini razpona nosilca.

Preglednica 13: Primerjav rezultatov – računski povesi nosilca na sredini razpona:

	$w_z(NSKV)$ [mm]	$w_z(KKV)$ [mm]
Računska analiza diploma	18,2	/
Računska analiza – linijska obtežba Pre System S.p.A.	/	70,7
Računska analiza – točkovna obtežba Pre System S.p.A.	/	71,6
Obremenilni test 1 – točkovna obtežba Pre System S.p.A.	/	61,9
Obremenilni test 2 – točkovna obtežba Ing. Bernard	/	61,7
NFIRA - MKE – linijska obtežba, brez natezne	23,4	85,6
NFIRA - MKE – linijska obtežba, z natezno nosilnostjo	/	70,7
NFIRA - MKE – točkovna	/	69,2

Opazimo zelo dobro ujemanje rezultatov. Računske vrednosti so v vseh primerih večje od dejansko izmerjenih na obremenilnem testu, kar pomeni, da smo z izračuni na varni strani. Nelinearna računsko metoda s programom NFIRA se v primeru modeliranja s točkovnimi silami najbolj približajo dejansko izmerjenim povese.

V drugi primerjavi smo preverili odpornostne momente prereza M_{Rd} na sredini razpona nosilca, kar prikazujemo v preglednici 14.

Preglednica 14: Primerjav rezultatov – odpornostni moment prečnega prereza nosilca:

	M_{Rd} [kNm]
Računska analiza diploma Stanič	2793,17
Računska analiza Pre System S.p.A.	2736,80
NFIRA - MKE	/

Tudi tu opazimo zelo dobro ujemanje rezultatov.

Primerjamo še dopustno nosilnost q_{mej} nosilca pred računsko porušitvijo, kar je prikazano v preglednici 15.

Preglednica 15: Primerjav rezultatov – dopustna enakomerno porazdeljena mejna obtežba:

	q_{mej} [kN/m']
Računska analiza diploma Stanič	28,34
Računska analiza Pre System S.p.A.	27,77
NFIRA - MKE	35,40

Pričakovano najboljše rezultate podaja nelinearna analiza, medtem ko sta rezultata računskih analiz (diploma Stanič in Pre System S.p.A.) zelo podobna. Vsi rezultati pa so večji od obremenitve v mejnih stanjih nosilnosti $q_{Ed,MSN} = 26,98$ kN/m'.

V poglavjih od 6.2.5 do 6.2.8 smo primerjali tudi potek kableske sile vzdolž polovice nosilca (slike 72, 74 in 78), ki kaže na zelo dobro podobnost med računsko analizo iz prvega dela te naloge ter nelinearno analizo s programom NFIRA.

S končno primerjavo in rezultati smo nadvse zadovoljni, saj kaže na dobro ujemanje izračunov ter računskih modelov v nalogi.

(ta stran je prazna)

7 ZAKLJUČKI

Izdelavo naloge smo začeli s pridobljenim armaturnim načrtom in obremenilnim testom prednapetega »V« nosilca dolžine 28,08 m ter višine 1,0 m. V prvem delu naloge smo najprej preverili napetostno in deformacijsko stanje nosilca v mejnih stanjih uporabnosti ter mejnih stanjih nosilnosti. Pri tem smo v analizi upoštevali geometrijske in materialne karakteristike iz pridobljene projektne dokumentacije obravnavanega prednapetega nosilca. Projektiranje smo izvedli skladno z veljavnim standardom SIST EN 1992-1-1:2005. Pri analizi deformacijskega in napetostnega stanja prečnega prereza smo si pomagali z aplikacijo, ki smo jo izdelali v programu Microsoft Excel. Z omenjeno aplikacijo smo določili tudi potrebno količino vzdolžne armature nosilca ter ocenili mejno nosilnost karakterističnih prečnih prerezov vzdolž nosilca. V drugem delu naloge smo predstavili rezultate računske analize in obremenilnega preizkusa, ki nam ga je posredovalo podjetje Pre System S.p.A. iz Italije. V tretjem delu naloge pa smo s pomočjo lastnega računalniškega programa NFIRA izvedli nelinearno analizo mehanskega odziva prednapetega pogoja pri delovanju kratkotrajne statične obtežbe vse do računske porušitve nosilca.

En izmed ciljev diplomske naloge je bil medsebojna primerjava rezultatov omenjenih treh neodvisnih izračunov ter primerjava z rezultati obremenilnih preizkusov .

S primerjavo izračunanih in izmerjenih povosov nosilca smo ugotovili primerljivost rezultatov. Z nelinearno analizo s programom NFIRA smo se najbolj približali izmerjenim povosom iz obremenilnega preizkusa. Izračunani povosi so v vseh primerih na varni strani. Ugotovimo tudi, da je odpornostni moment, ki smo ga ocenili v računski analizi prvem delu diplomske naloge, praktično identičen odpornostnemu momentu, izračunanem v okviru obremenilnega preizkusa. Pri določitvi mejne nosilnosti prereza oziroma nosilca pa pričakovano najboljše rezultate dobimo z nelinearno analizo odziva. Razlika nastane zaradi upoštevanja realnejših konstitucijskih zakonov, ki upoštevajo dejanske mehanske lastnosti materialov. Grafična primerjava poteka kableske sile iz računske analize iz prvega dela naloge ter iz nelinearne analize mehanskega odziva pri navidezno stalni in karakteristični kombinaciji vplivov ter v mejnih stanjih nosilnosti pokaže zelo dobro ujemanje rezultatov. Tako smo lahko z rezultati izdelane analize povsem zadovoljni.

Morda bi bilo smiselno v nadaljnjih analizah preveriti še lokalni uklon tlačnih pasnic ter torzijsko stabilnost samega elementa. Smiselna bi bila tudi 3D analiza nosilca, kjer bi pri ekscentričnemu podajanju obtežbe opazovali obnašanje »kril« nosilca. Zaradi relativno

velikega obsega predstavljene diplomske naloge slednja razmišljanja puščamo odprta za morebitno nadaljnje delo v okviru druge diplomske naloge.

VIRI

Uporabljeni standardi:

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1990; Evrokod 0 – Osnove projektiranja konstrukcij;
maj 2005

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-1; Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije – Del 1-1: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb (istoveten z EN 1991-1-1:2000); september 2004.

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

Računalniški programi:

Autodesk, Inc. 2013. AutoCAD 2013: programski paket za računalniško podprto konstruiranje. California, ZDA.

Bratina, S., Planinc, I. 2009, NFIRA: program za nelinearno analizo elementov, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Microsoft Corporation. 2010. Microsoft Office 2010: zbirka pisarniških programov. Redmond, ZDA.

The MathWorks, Inc. 2008, Matlab 7.7: programski paket za numerično analizo. Massachusetts, ZDA.

Ostali viri:

Ayoub, A., Filippou, F.C. 2010. Finite-element for pretensioned prestressed concrete grids. Journal of structural engineering 2010, 4: 401-409.

- Bachmann, H., Steinle, A. 2011. Precast concrete structures. Berlin, Ernst & Sohn: 260 str.
- Bergan, P.G., Holand, I. 1979. Nonlinear finite element analysis of concrete structures. Computer methods in applied mechanics and engineering 17/18, North-Holland publishing company: str. 443-467.
- Bratina, S., 2012. Masivne konstrukcije II: Študijsko gradivo v letu 2011/12. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za masivne in lesene konstrukcije: 197 str.
- Beg, D., Pogačnik, A., Može, P. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.
- Ghali, A., Favre, R. 1994. Concrete structures: stresses and deformations. London, Spon: 438 str.
- Hendy, C.R., Smith, D.A. 2007. Designers' guide to EN 1992-2: Design of concrete structures: Part 2: Concrete bridges. London, Thomas Telford: 370 str.
- Markovič, M., Bratina, S. 2012. Analiza mehanskega odziva betonskega nosilca prednapetega z ravnimi kabli V: Zbornik 34. zborovanje gradbenih konstrukterjev Slovenije, Bled, Hotel Golf, 11.-12.oktober 2012. Ljubljana: Slovensko društvo gradbenih konstrukterjev: 243-250.
- Markovič, M., Kraubberger, N., Saje, M., Planinc, I., Bratina, S. 2013. Non-linear analysis of pre-tensioned planar beams. Engineering structures, 46: 279-293.
- O'Brien, E., Dixon, A.S. Sheils, E. 2012. Reinforced and prestressed concrete design to EC2: The complete process. London, New York, Spon Press: 524 str.
- Pre-System S.p.A. 2011. Prova di carico Wing H100-rinforzato. Obremenilni test Wing H100 nosilca. <http://www.presystem.it/>. (Pridobljeno 9.6.2013.)

Rajagopalan, N. 2007. Prestressed concrete. Harrow, Alpha Science International: 486 str.

Stanek, M., Turk, G. 2002. Trdnost. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo:
626 str.

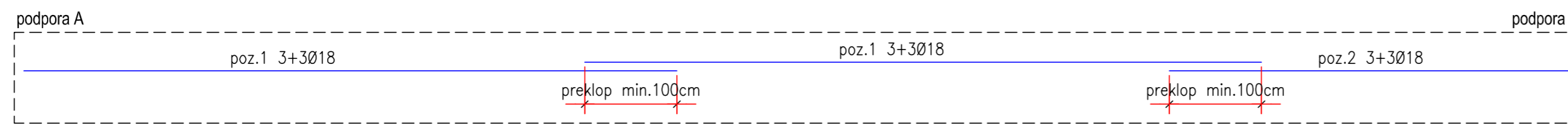
Trafilarie Meridionali S.p.A. 2012. Certificato di prova: Prove di rilassamento – Verifica
semestrale – II° semestre 2012. <http://www.trafilerimeridionali.com/>. (Pridobljeno 9.6.2013.)

(ta stran je prazna)

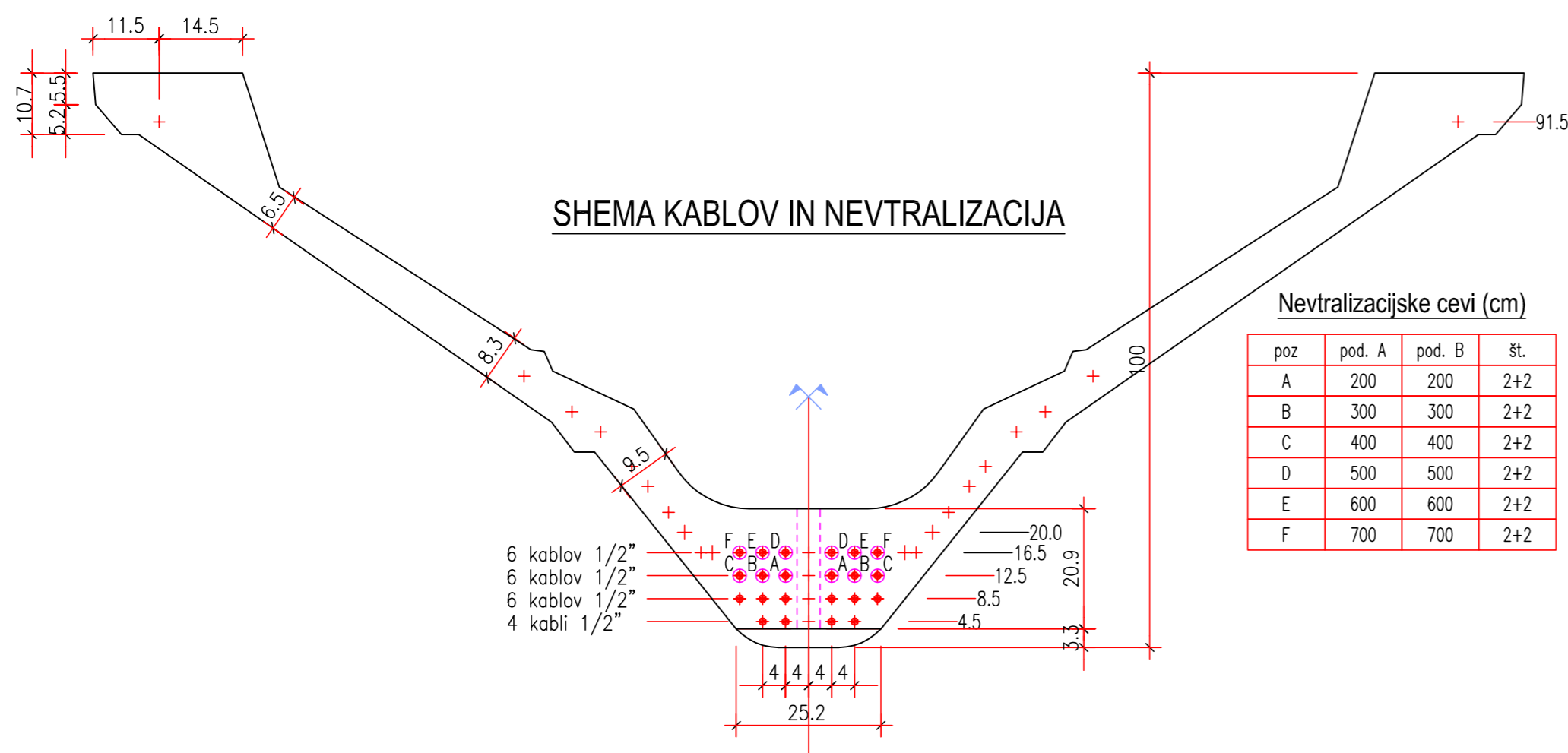
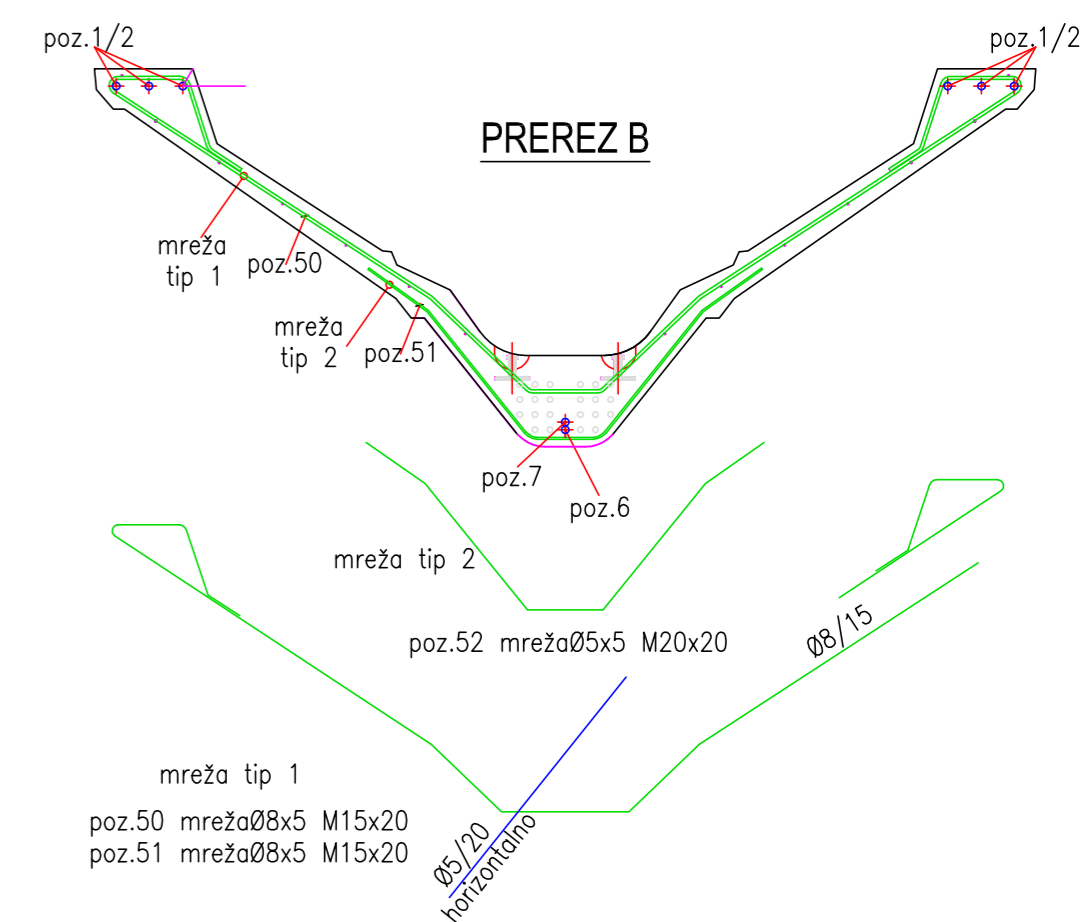
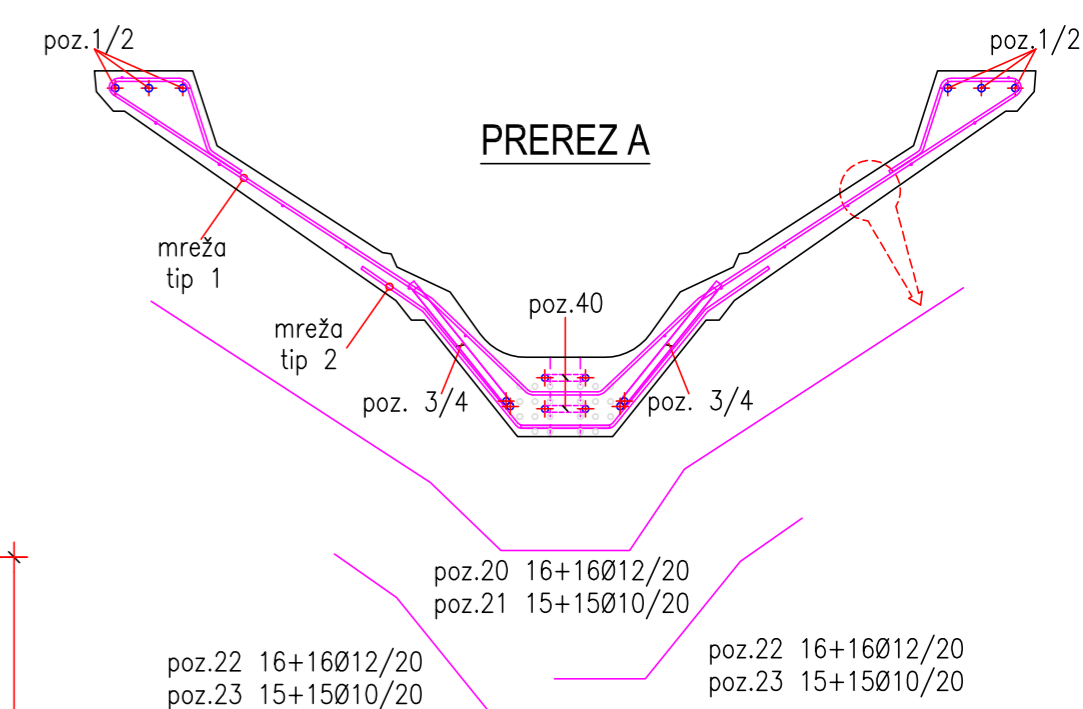
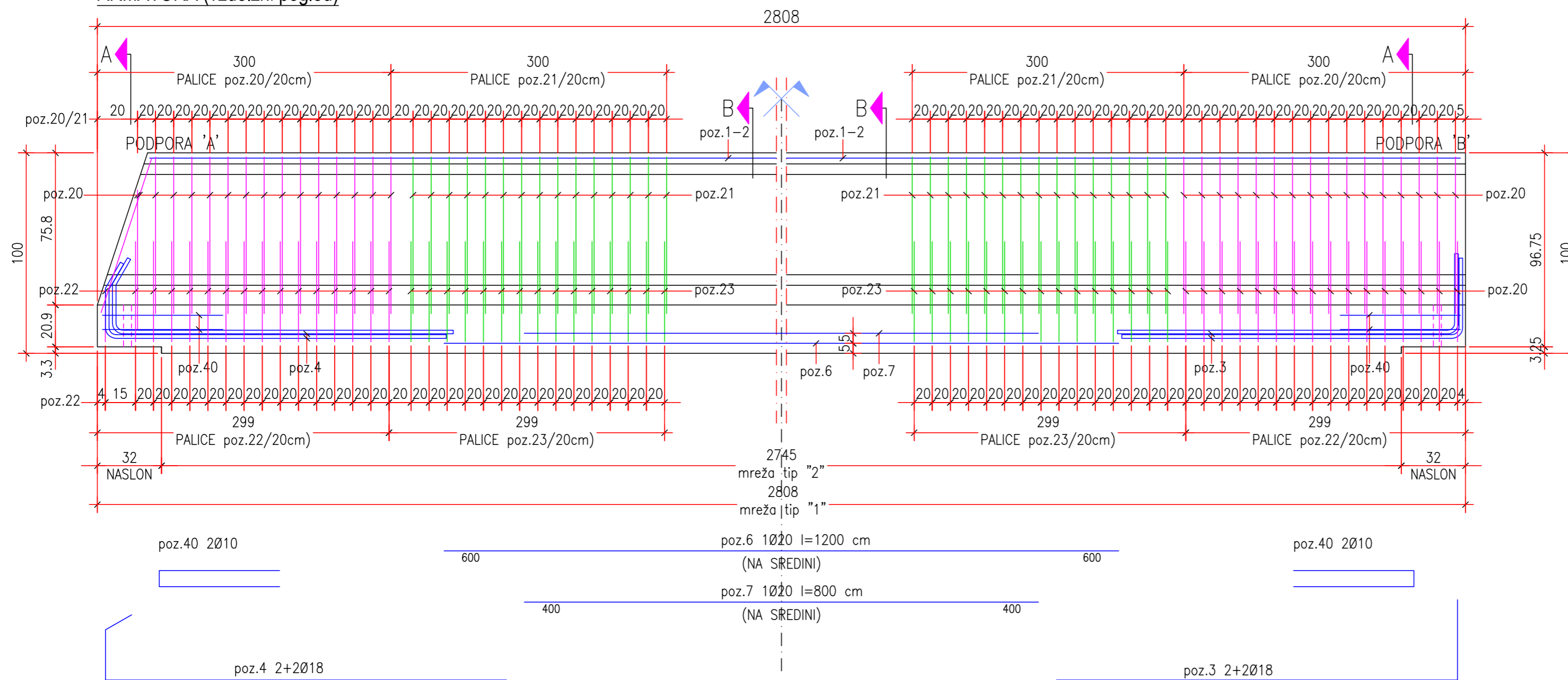
PRILOGA A: ARMATURNI NAČRT "V" NOSILCA

ARMATURNI NAČRT "V" NOSILCA

SHEMA ZGORNJE ARMATURE



ARMATURA (vzdolžni pogled)



Neutralizacijske cevi (cm)

poz.	pod. A	pod. B	št.
A	200	200	2+2
B	300	300	2+2
C	400	400	2+2
D	500	500	2+2
E	600	600	2+2
F	700	700	2+2

Trdnostni razred betona po 28 dneh:
C55/67
Trdnostni razred betona ob rezanju kablov:
C32/40
Pogoji okolja: XC4

Načrt je last podjetja Pre System S.p.A., S.S. 463 z.i. Pannellia, 33039 Sedegliano (UD) Italija. Uporaba načrta za kakršne koli potrebe brez dovoljenja lastnika ni dovoljena.

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Konstrukcijska smer

PROJEKT: ANALIZA NAPETOSTNEGA IN DEFORMACIJSKEGA STANJA
PREDNAPETEGA »V« NOSILCA (diplomska naloga)

NAČRT: ARMATURNI NAČRT »V« NOSILCA

IZDELAL: Sandi Stanič

MERILO: M1:25/50/100

DATUM: November 2014

Oznaka priloge: A