

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni študij gradbeništva,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Jože Ban

ANALIZA ADHEZIJSKO PREDNAPETEGA DVOKAPNEGA NOSILCA

Diplomska naloga št.: 3127

Mentor:

doc. dr. Sebastjan Bratina

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **JOŽE BAN** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom: »**ANALIZA
ADHEZIJSKO PREDNAPETGA DVOKAPNEGA NOSILCA**«.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske separatoteke FGG.

Ljubljana, 14.09.2010

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	006:624.012.46(043.2)
Avtor:	Jože Ban
Mentor:	doc. dr. Sebastjan Bratina, univ.dipl.inž.grad.
Naslov:	Analiza adhezijsko prednapetega dvokapnega nosilca
Obseg in oprema:	107 str., 10 pregl., 108 sl., 184 en.
Ključne besede:	adhezijsko prednapeti beton, projektiranje, Evrokodi, mejna stanja, izgube sile prednapetja

Izvleček

V diplomski nalogi projektiramo predhodno prednapeti dvokapni nosilec dolžine 25 m skladno z zahtevami iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. Nosilec je del strešne konstrukcije enoetažnega proizvodno poslovnega objekta. Časovno odvisno napetostno in deformacijsko stanje nosilca analiziramo s pomočjo komercialnega računalniškega programa Scia Engineer 2010 student version. Program temelji na metodi končnih elementov in omogoča analizo betonskih, jeklenih, lesenih in aluminijastih konstrukcij po različnih standardih. Betonski del nosilca in prednapete kable modeliramo z ločenimi linijskimi končnimi elementi. Skupno število uporabljenih končnih elementov znaša 1326. Prednapeti nosilec analiziramo v šestih fazah. V fazi 0 napenjamo kable na napenjalno silo, v fazi 1 na beton deluje začetna sila prednapetja, v fazi 2 modeliramo transport elementa na deponijo, v fazi 6 pa izračunamo končne vrednosti izgub prednapetja zaradi relaksacije jekla ter krčenja in lezenja betona. Pri analizi napetostnega in deformacijskega stanja upoštevamo vse omejitve napetosti v jeklu za prednapenjanje, armaturi ter v betonu. V fazi 2 se na zgornjem betonskem robu nosilca pojavijo razpoke. V končnem stanju, t.j. v fazi 6, pa je ves nosilec tlačno obremenjen in to ne glede na izbrano kombinacijo vplivov (karakteristična, pogosta ali navidezno stalna). Dodatno preverimo tudi varnost nosilca v mejnem stanju nosilnosti pri osno-upogibni in strižni obremenitvi. V nosilcu zagotovimo zadostno upogibno in strižno armaturo. Rezultate dimenzioniranja prikazujemo na armaturnih načrtih nosilca.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC:	006:624.012.46(043.2)
Author:	Jože Ban
Supervisor:	Assistant Profesor Ph.D. Sebastjan Bratina, CE
Title:	Analysis of prestressed double pitch concrete beam
Notes:	107 p., 10 tab., 108 fig., 184 eq.
Key words:	pre-tensioned prestressed concrete, design of structures, Eurocodes, limit states, losses of prestress

Abstract

In the graduation thesis we design 25 m long prestressed double pitch concrete beam in accordance with the requirements of the Slovenian Standard SIST EN 1992-1-1:2005. The beam is part of the roof on the one-floor production business building. We analyzed time dependent stress and strain state with commercial computer program Scia Engineer 2010 student version. The program is based on finite element method and allows analysis of concrete, steel, wood and aluminum structures for different standards. Concrete part and prestressed reinforcement are modeled with separate fine elements. The total number of fine elements is 1326. Prestressed beam is analyzed in six construction stages. In stage 0 we tension cables on tensioning force, initial force of prestressing begins to act on concrete in stage 1, in stage 2 we model the transport of the element on the landfill and in stage 6 we calculate the final value of losses due to relaxation of prestressing steel, shrinkage and creep of concrete. In analyzing the stress and strain state we consider all limits of stress in prestressing steel, steel reinforcement and concrete. On the upper edge of the concrete cracks occur in stage 2. In final stage, i.e. stage 6, the entire beam is pressure loaded in all combination off effects (characteristic, frequent or quasi-permanent). Further, we check security of the beam in ultimate limit states at axial-bending and shear load. We provide sufficient flexural and shear reinforcement. On the reinforcement plans we show the results of dimensioning.

ZAHVALA

Zahvaljujem se doc. dr. Sebastjanu Bratini za mentorstvo pri izdelavi diplomske naloge, za prijaznost in dosegljivost.

Posebno se zahvaljujem staršema ter podjetju Begrad za finančno podporo med študijem.

Hvala tudi vsem, ki so mi na kakršenkoli način pomagali na moji študijski poti.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	TEORETIČNE OSNOVE	3
2.1	Splošno.....	3
2.1.1	Zgodovina.....	3
2.1.2	Princip	3
2.2	Mehanske in reološke lastnosti betona	4
2.2.1	Zveza med napetostjo in deformacijo.....	5
2.2.2	Lezenje betona	7
2.2.3	Deformacije v betonu zaradi spreminjanja napetosti.....	10
2.3	Mehanske in reološke lastnosti jekla za prednapenjanje	12
2.3.1	Zveza med napetostjo in deformacijo.....	12
2.3.2	Relaksacija jekla.....	14
2.3.3	Relaksacija jekla v primeru spreminjanja napetosti v kablu	16
2.4	Analiza predhodno prednapete betonske konstrukcije	20
2.4.1	Napenjalna sila	20
2.4.2	Začetna sila prednapetja.....	21
2.4.3	Začetne izgube prednapetja	21
2.4.4	Časovno odvisne izgube sile prednapetja.....	27
2.5	Mejno stanje uporabnosti	29
2.5.1	Omejitev napetosti.....	30
2.5.2	Omejitev širine razpok.....	34
2.5.3	Omejitev povosov.....	35
2.6	Mejna stanja nosilnosti	37
2.6.1	Upogibna obremenitev – projektiranje natezne armature.....	38
2.6.2	Strig zaradi prečne sile.....	40
2.7	Splošna pravila detajliranja	48
2.7.1	Izvedba prednapetih kablov	48
2.7.2	Sidranje predhodno napetih kablov	48
2.7.3	Vnos prednapetosti.....	49
2.7.4	Sidranje natezne sile v mejnem stanju nosilnosti.....	54

3	PROJEKTIRANJE ADHEZIJSKO PREDNAPETEGA DVOKAPNEGA NOSILCA.....	56
3.1	Zasnova.....	56
3.1.1	Arhitekturne podloge.....	57
3.1.2	Tehnološki proces.....	60
3.1.3	Mehanske lastnosti uporabljenih materialov.....	64
3.1.4	Debelina krovnega sloja betona.....	65
3.1.5	Razporeditev prednapetih kablov ter palic armature.....	66
3.2	Vplivi in kombinacije vplivov.....	68
3.2.1	Stalna obtežba.....	68
3.2.2	Spremenljiva obtežba.....	69
3.2.3	Kombinacije vplivov za mejno stanje uporabnosti.....	73
3.2.4	Kombinacije vplivov za mejno stanje nosilnosti.....	74
3.3	Analiza nosilca s računalniškim programom Scia Engineer 2010 – študentska verzija.....	75
3.3.1	Kratek opis programa.....	75
3.3.2	Računski model nosilca.....	75
3.3.3	Geometrijske karakteristike.....	77
3.3.4	Faze gradnje.....	83
3.3.5	Napenjalna sila (0.faza).....	84
3.3.6	Vnos sile prednapetja (1.faza).....	85
3.3.7	Transport na deponijo (2.faza).....	90
3.3.8	Mejno stanje uporabnosti (6.faza).....	93
3.3.9	Mejno stanje nosilnosti (6.faza).....	99
4	ZAKLJUČKI.....	103

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Količine n, ε_{c2} in ε_{cu2} za opis zveze med napetostjo in deformacijo betona [SIST EN 1992-1-1:2005]	7
Preglednica 2: Vrednosti za k_h	28
Preglednica 3: Priporočene vrednosti za w_{max} [mm]	34
Preglednica 4: Koeficienti zunanjega tlaka	70
Preglednica 5: Merodajni koeficienti zunanjega tlaka	70
Preglednica 6: Obtežne kombinacije za karakteristično kombinacijo vplivov	73
Preglednica 7: Obtežne kombinacije za pogosto kombinacijo vplivov	73
Preglednica 8: Obtežna kombinacija za navidezno stalno kombinacijo vplivov	74
Preglednica 9: Obtežne kombinacije za mejno stanje nosilnosti	74
Preglednica 10: Časovni raspored faz	83

KAZALO SLIK

Slika 1:	Razporeditev napetosti po prečnem prerezu pri ekscentrično prednapetem nosilcu [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.7]	4
Slika 2:	Shematska predstavitev sovisnosti med napetostjo in deformacijo betona za analizo konstrukcij [SIST EN 1992-1-1, maj 2005].....	6
Slika 3:	Delovni diagram tlačnega betona, podan s parabolo in premico [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]	6
Slika 4:	Princip superpozicije deformacije enoosno obremenjenega elementa [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.21]	11
Slika 5:	Sovisnost med napetostjo in deformacijo tipičnega jekla za prednapenjanje [SIST EN 1992-1-1: 2005]	13
Slika 6:	Idealizirana in računska sovisnost med napetostjo in deformacijo jekla za prednapenjanje (absolutne vrednosti predstavljajo natezne napetosti in deformacije) [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]	14
Slika 7:	Shematski prikaz lezenja in relaksacije jekla za prednapenjanje [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.65]	15
Slika 8:	Korekcija relaksacije pri ohranjanju konstantnega nivoja napetosti med postopkom prednapenjanja [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.70]	15
Slika 9:	Časovni potek napetosti v kablu.....	17
Slika 10:	Padec prednapetja zaradi relaksacije v primeru konstantne napetosti v kablu	18
Slika 11:	Padec prednapetja zaradi relaksacije v primeru, da napetosti v kablu niso konstantne	19
Slika 12:	Primerjava izgub prednapetja zaradi relaksacije v primeru konstantne in spremenljive napetosti v kablu.....	20
Slika 13:	Padec sile prednapetja zaradi elastične deformacije v betonu [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.65]	24

Slika 14:	Izguba prednapetja zaradi elastične deformacije v betonu pri prenosu prednapetja na nosilec [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.65]	24
Slika 15:	Oznake pri izračunu napetosti	31
Slika 16:	Prikaz ravnotežnih pogojev pri izračunu napetosti razpokanega prečnega prereza.....	32
Slika 17:	Shema nadomestnega vpliva kablov in mehke armature	33
Slika 18:	Deformacije pri nadomestnem vplivu kablov in mehke armature	33
Slika 19:	Poenostavljena zveza med napetostjo in deformacijo armature [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.164]	36
Slika 20:	Prikaz ravnotežnih pogojev pri računu potrebne mehke armature [Projektiranje betonskih konstrukcij v skladu z evropskim standardom EN 1992-1-1, 2.del gradiva-Računski primeri, Saje F., Lopatič J., september 2007, str. 4-17]	39
Slika 21:	Jeklo za prednapenjanje – diagram za dimenzioniranje prečnega prereza	39
Slika 22:	Strižni komponenti sil v tlačnem in nateznem pasu pri elementih z nagnjenimi pasovi[SIST EN 1992-1-1, maj 2005]	41
Slika 23:	Komponente količin pri izpeljavi V_{ced}	42
Slika 24:	Definicija A_{sl} iz izraza (6.2) [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]	44
Slika 25:	Model paličja in oznake za strižno armirane elemente [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]	46
Slika 26:	Najmanjša svetla razdalja med predhodno napetimi kabli [SIST EN 1992-1-1, maj 2005].....	48
Slika 27:	Vnos prednapetosti v prednapeti element; dolžinski parametri [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]	49
Slika 28:	Deformirana prednapeta armatura [Prestressed concrete structures, Sengupta A., Menon D., poglavje 7-1.1]	50
Slika 29:	Spreminjanje prednapetja v kablju vzdolž dolžine sidranja [Prestressed concrete structures, Sengupta A., Menon D., poglavje 7-1.1].....	50
Slika 30:	Hoyerjev efekt [Prestressed concrete structures, Sengupta A., Menon D., poglavje 7-1.1]	51

Slika 31: Opis pogojev sidranja[SIST EN 1992-1-1, maj 2005]	53
Slika 32: Napetosti kablov v območju sidranja pri predhodno napetih elementih: ob sprostitvi kablov, (2) v mejnem stanju nosilnosti [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]	55
Slika 33: Tloris ostrešja.....	57
Slika 34: Prečni prerez D-D	57
Slika 35: Prerezi nosilca:.....	58
Slika 36: Strešna gredica T40/45	59
Slika 37: Strešna kritina.....	59
Slika 38: Spleti prednapete armature	60
Slika 39: Prikaz sider na sidrišču ter batov za popušcanje oz. sprostitvev sider	61
Slika 40: Prikaz nevtralizacije in sidra za dvig elementa	61
Slika 41: Dvig elementa s pomočjo posebne jeklene spojke.....	62
Slika 42: Prikaz vibratorja na opažu ter proces strjevanja betona	62
Slika 43: Nosilec na deponiji.....	63
Slika 44: Transport elementa iz deponije na gradbišče	63
Slika 45: Montaža nosilca na gradbišču	64
Slika 46: Najmanjša svetla medsebojna oddaljenost predhodno napetih kablov [SIST EN 1991-1-4, oktober 2005]	67
Slika 47: Izbrana razporeditev kablov	68
Slika 48: Shematični prikaz lastne obtežbe nosilca	68
Slika 49: Razdelitev strehe na področja, smer +Y.....	69
Slika 50: Razdelitev strehe na področja, smer -Y.....	70
Slika 51: Koeficienti notranjega tlaka	71
Slika 52: Računski model obravnavanega nosilca.....	75
Slika 53: Mreža končnih elementov	76
Slika 54: Mreža končnih elementov v 1. in 2. odseku nosilca	76
Slika 55: Mreža končnih elementov v 3. in 4. odseku nosilca	77
Slika 56: Oznake geometrijskih količin	77
Slika 57: Ploščina prereza A	80
Slika 58: Ploščina idealiziranega prereza A_{id}	81
Slika 59: Vztrajnostni moment I	81

Slika 60:	Idealizirani vztrajnostni moment I_{id}	81
Slika 61:	Odpornostni moment W^{zg} glede na zgornji rob nosilca	81
Slika 62:	Idealizirani odpornostni moment W_{id}^{zg} glede na zgornji rob nosilca	81
Slika 63:	Odpornostni moment W^{sp} glede na spodnji rob nosilca	82
Slika 64:	Idealizirani odpornostni moment W_{id}^{sp} glede na spodnji rob nosilca	82
Slika 65:	Statični moment glede na zgornji rob nosilca	82
Slika 66:	Idealizirani statični moment glede na zgornji rob nosilca	82
Slika 67:	Statični moment glede na spodnji rob nosilca.....	82
Slika 68:	Idealizirani statični moment glede na spodnji rob nosilca	82
Slika 69:	Širina prereza, ki jo upoštevamo pri projektiranju na strižno obremenitev	83
Slika 70:	Oštevilčenje kablov	84
Slik 71:	Napetost v karakterističnem kablu po napenjanju	85
Slika 72:	Računski model nosilca za fazo 1	85
Slika 73:	Napetosti v karakterističnem kablu tik po vnosu sile prednapetja v beton.....	86
Slika 74:	Notranje sile v betonskem delu nosilca zaradi prednapetja	86
Slika 75:	Notranje sile v betonskem delu nosilca zaradi lastne teže	87
Slika 76:	Elastični modul in tlačna trdnost betona v fazi 1	87
Slika 77:	Tlačne napetosti v zgornjih vlaknih.....	88
Slika 78:	Natezne napetosti v zgornjih vlaknih.....	88
Slika 79:	Tlačne napetosti v spodnjih vlaknih	88
Slika 80:	Razpoke v fazi 1	89
Slika 81:	Cepilne sile v posameznih območjih nosilca.....	89
Slika 82:	Računski model nosilca za fazo 2	91
Slika 83:	Napetosti v kablilih v fazi transporta na deponijo.....	91
Slika 84:	Notranje sile – transport na deponijo	91
Slika 85:	Elastični modul in tlačna trdnost betona v fazi 2	92
Slika 86:	Natezne napetosti v zgornjih vlaknih.....	92
Slika 87:	Tlačne napetosti v spodnjih vlaknih	92
Slika 88:	Razpoke v fazi 2 (transport na deponijo)	93
Slika 89:	Računski model nosilca za fazo 6	93

Slika 90:	Napetosti v karakterističnem kablu po dolgotrajnih izgubah.....	94
Slika 91:	Napetosti v karakterističnem kablu za primer karakteristične kombinacije vplivov v fazi 6	94
Slika 92:	Ovojnice obremenitev pri karakteristični obtežni kombinaciji v fazi 6	95
Slika 93:	Ovojnice obremenitev pri pogosti obtežni kombinaciji v fazi 6	95
Slika 94:	Ovojnice obremenitev pri navidezno stalni obtežni kombinaciji v fazi 6.....	96
Slika 95:	Napetosti betona v zgornjih vlaknih pri karakteristični kombinaciji vplivov.....	96
Slika 96:	Napetosti betona v spodnjih vlaknih pri karakteristični kombinaciji vplivov.....	97
Slika 97:	Napetosti betona v zgornjih vlaknih pri navidezno stalni kombinaciji vplivov.....	97
Slika 98:	Napetosti betona v spodnjih vlaknih pri navidezno stalni kombinaciji vplivov.....	97
Slika 99:	Maksimalna natezna napetost v klasični armaturi pri karakteristični kombinaciji vplivov	98
Slika 100:	Elastični povos nosilca pri navidezno stalni kombinaciji vplivov	99
Slika 101:	Povos nosilca pri navidezno stalni kombinaciji vplivov z upoštevanjem razpokanosti in lezenja betona	99
Slika 102:	Ovojnice obremenitev nosilca v mejnem stanju nosilnosti	99
Slika 103:	Potrebna vzdolžna armatura v mejnem stanju nosilnosti	100
Slika 104:	Potrebna vzdolžna armatura z upoštevanjem minimalne armature.....	100
Slika 105:	Potrebna strižna armatura v mejnem stanju nosilnosti.....	101
Slika 106:	Potrebna strižna armatura z upoštevanjem minimalne armature	101
Slika 107:	Vrednost največje prečne sile $V_{Rd,max}$	101
Slika 108:	Projektna strižna odpornost elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$	102

1 UVOD

Montažne armiranobetonске konstrukcije so sestavljene iz montažnih elementov. Le-te izdelujemo v posebnih obratih, nato pa jih prepeljemo na gradbišče, kjer jih sestavimo v načrtovano celoto. Med sestavne elemente montažne konstrukcije uvrščamo pilote, točkovne in pasovne temelje, stebre, medetažne in strešne nosilce, prednapete votle plošče, omnia plošče, II – plošče, stopnice, fasade in druge. V diplomski nalogi obravnavamo adhezijsko prednapeti dvokapni nosilec. Bistvo prednapetega betona je v tem, da s prednapetimi kabli v beton vnesemo silo in s tem ugodno vplivamo na napetostno in deformacijsko stanje elementa.

Prednapeti element poleg betona sestavljajo še vzdolžna in stremenska armatura ter prednapeti kabli. Pri projektiranju prednapetih elementov izkoriščamo lastnost betona, da dobro prenaša tlačne napetosti in sicer tako, da z vnosom sile prednapetja povzročimo tlačne obremenitve tudi na tistih območjih elementa, kjer bi sicer zaradi zunanje obtežbe nastopile natezne obremenitve. Pri običajno armiranih betonskih elementih pa to ni mogoče, zato beton, uporabljen v območjih nateznih obremenitev, služi le za zaščito natezno obremenjene armature, sicer pa predstavlja balast oziroma kvečjemu povezavo med tlačno in natezno obremenjenim prerezom.

Ena izmed dobrih lastnosti montažnih betonskih elementov je možnost izbire različnih oblik prečnih prerezov. V praksi se skoraj vedno ukvarjamo s stroški izdelave za posameznega elementa. Pri projektiranju je potrebno razmišljati o optimizaciji posameznih elementov v smislu čim večjega izkoristka uporabljenih materialov, z uporabo nelinearnih analiz, različnih testiranj, monitoringom izvedenih konstrukcij, itd...

Pri analizi napetostnega in deformacijskega stanja prednapetega elementa moramo upoštevati omejitve napetosti v jeklu za prednapenjanje, armaturi ter v betonu, omejitve širine razpok in povesov, zagotoviti pa moramo tudi zadostno količino armature in kablov za prednapenjanje. Te zahteve podrobneje predstavimo v drugem poglavju diplomske naloge, kjer opišemo tudi teoretične osnove predhodnega prednapetja betona. V tretjem poglavju projektiramo adhezijsko prednapeti dvokapni nosilec dolžine 25 m skladno s standardi Evrokod. Napetostno in deformacijsko stanje obravnavanega nosilca izračunamo s pomočjo računalniškega programa Scia Engineer 2010 student version, ki temelji na metodi končnih elementov. Omenjeni program je trenutno eden izmed najzmogljivejših programov, ki se

nahajajo na trgu. Med drugim je program za študente in profesorje za omejeno časovno obdobje celo brezplačen. Na koncu diplomske naloge podamo še zaključke.

2 TEORETIČNE OSNOVE

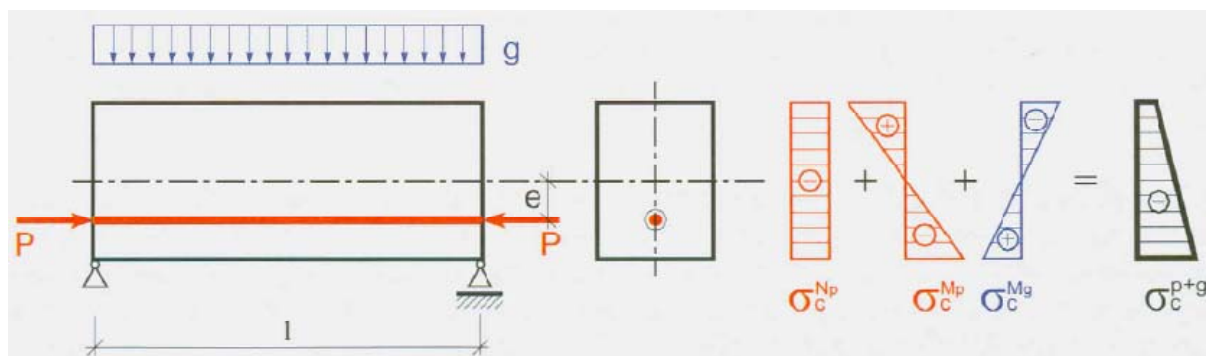
2.1 Splošno

2.1.1 Zgodovina

Prve omembe prednapetih betonskih konstrukcij izvirajo iz druge polovice osemdesetih let 19. stoletja. Leta 1886 je kalifornijski inženir P.H.Jackson uporabil prednapete palice v betonskih lokih (ločni most), leta 1888 pa je C.E.W. Doebling iz Nemčije konstruiral prednapete nosilce in plošče, ki so bile armirane s prednapetimi vrvmi. Na podlagi naknadnih testov pa so ugotovili, da so začetne tlačne napetosti izginile. Iz tega razloga se smatra za izumitelja prednapetega betona francoz Eugène Freyssinet. Leta 1928 je prvi uporabil visoko nosilne prednapete žice, kar je bilo ključnega pomena za ohranjanje visokega nivoja prednapetosti skozi daljše časovno obdobje. Posledica Freyssinetovega izuma je bil hitri razvoj prednapetih konstrukcij. K temu so največ prispevali Morsch, Dischinger, Leonhart, Guyon, Menn, Lin, Collins, Schlaich, Walther in Virlogeux.

2.1.2 Princip

Princip prevzema upogibne obremenitve armirano betonskega elementa je takšen, da armatura prevzame natezne napetosti, medtem ko beton prevzame tlačne napetosti. Podobno je pri prednapetem betonu, vendar je koncept nekoliko drugačen. Kabel za prednapenjanje (žice, palice, vrvi) se najprej natezno preddeformira, sledi vnos natezne sile v beton, to pa povzroči tlačne napetosti v betonu in natezne v kablu. Pri tem se izognemo slabostim betona, ki se kažejo v nizki natezni nosilnosti. Lahko predpostavimo, da tako prednapeti beton postane linearno elastičen material, saj je krhka natezna porušitev betona preprečena. Po vsej verjetnosti je ta ideja privedla do originalnega koncepta polno prednapetega betona in s tem eliminacije natezних napetosti v betonu. Na sliki 1 prikazujemo razporeditev napetosti po prečnem prerezu pri ekscentrično prednapetem nosilcu.



Slika 1: Razporeditev napetosti po prečnem prerezu pri ekscentrično prednapetem nosilcu
[Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.7]

Pri prednapetem betonu s pomočjo kabla za prednapenjanje v beton vnesemo silo takšne velikosti in razporeditve, da so natezne napetosti, ki so posledica obremenitev zaradi zunanje obtežbe, delno ali pa v celoti eliminirane. Armatura ima v tem primeru le posredno vlogo pri prevzemu nateznih napetosti. Velika prednost prednapetega betona je v tem, da lahko aktivno vplivamo na razporeditev notranjih sil. Za pravilno razumevanje prednapetega betona je potrebno omeniti, da pri projektiranju na mejna stanja nosilnosti veljajo enaki principi kot pri armiranem betonu.

2.2 Mehanske in reološke lastnosti betona

Celotno deformacijo ekscentrično obremenjenega betonskega elementa lahko zapišemo kot:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c^e(t) + \varepsilon_c^{ne}(t) + \varepsilon_c^{ed}(t) + \varepsilon_c^{ne,d}(t) + \varepsilon_c^d(t) + \varepsilon_c^T(t) + \varepsilon_c^S(t), \quad (2.1)$$

kjer je:

$\varepsilon_c^e(t)$ hipna elastična (povratna) deformacija betona,

$\varepsilon_c^{ne}(t)$ hipna neelastična (nepovratna) deformacija betona,

$\varepsilon_c^{ed}(t)$ zapoznena elastična deformacija betona,

$\varepsilon_c^{ne,d}(t)$ zapoznena neelastična (nepovratna) deformacija deformacija,

$\varepsilon_c^d(t)$ zapoznena neelastična (nepovratna) deformacija betona, do katere pride z zakasnitvijo, a kmalu po obremenitvi,

$\varepsilon_c^T(t)$ deformacija v betonu zaradi temperature spremembe in

$\varepsilon_c^S(t)$ deformacija v betonu zaradi krčenja betona.

Vsota hipne elastične $\varepsilon_c^e(t)$ in neelastične $\varepsilon_c^{ne}(t)$ deformacije je pri kratkotrajnem delovanju obtežbe neodvisna spremenljivka konstitucijskega modela betona, t.j. zveze med napetostjo in

deformacijo betona. Značilne konstitucijske modele betona prikazujemo v naslednjem podpoglavju.

V primeru, da so napetosti v betonu manjše od približno 40% tlačne trdnosti, lahko privzamemo, da hipne neelastične deformacije ni. V tem primeru je sovisnost med tlačno napetostjo in deformacijo betona linearna. Elastično tlačno deformacijo betona $\varepsilon_c^e(t)$ izračunamo s pomočjo izraza

$$\varepsilon_c^e(t) = \frac{\sigma_c}{E_c(t)}, \quad (2.2)$$

kjer je σ_c tlačna napetost v betonu in $E_c(t)$ modul elastičnosti betona.

Vsoto zapoznelih deformacij imenujemo deformacija zaradi lezenja betona $\varepsilon_c^s(t)$. Podobno kot pri hipni deformaciji (elastični in neelastični) je deformacija zaradi lezenja posledica napetosti. Pogosto jih imenujemo tudi mehanska deformacija. Iz zgoraj opisanega sledi:

$$\varepsilon_c^m(t) = \varepsilon_c^e(t) + \varepsilon_c^{ne}(t) + \varepsilon_c^{ed}(t) + \varepsilon_c^{ne,d}(t) + \varepsilon_c^d(t). \quad (2.3)$$

Deformaciji zaradi krčenja in temperaturne spremembe nista neposredno odvisni od napetosti, zato ju imenujemo tudi nemehanski deformaciji. Sledi:

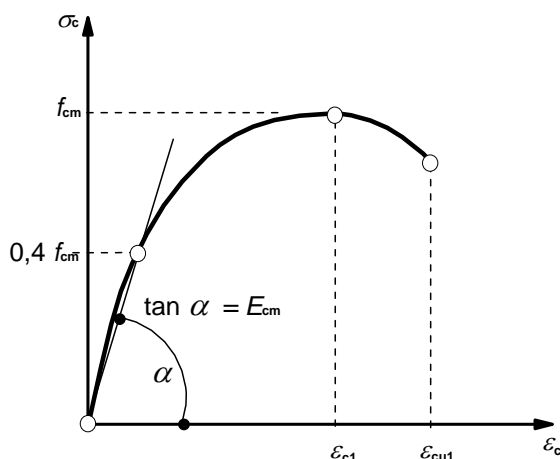
$$\varepsilon_c^{nm}(t) = \varepsilon_c^T(t) + \varepsilon_c^s(t). \quad (2.4)$$

2.2.1 Zveza med napetostjo in deformacijo

Bistven korak pri analizi konstrukcije je izbira pravilnega materialnega modela. Ob predpostavki, da so posamezne vzdolžne lamele elementa izpostavljene le enoosnemu napetostnemu stanju, se pri formulaciji konstitucijskih modelov tako za beton kot tudi za jeklo navežemo neposredno na rezultate enoosnih preizkusov. Pri tem z σ označimo vzdolžno normalno napetost vlakna, z ε pa mehansko deformacijo vlakna. V diplomski nalogi predstavimo konstitucijske modele betona skladno s standardom za projektiranje betonskih konstrukcij SIST EN 1992-1-1.

2.2.1.1 Model za analizo konstrukcij

Za nelinearno analizo betonskih konstrukcij standard predpisuje konstitucijski model betona v tlaku, kot ga prikazujemo na sliki 2.

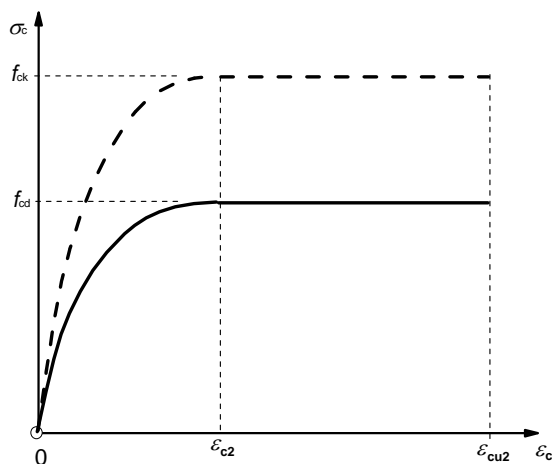


Slika 2: Shematska predstavitev sovisnosti med napetostjo in deformacijo betona za analizo konstrukcij [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]

Pri tem je f_{cm} srednja vrednost tlačne trdnosti betona, E_{cm} je sekantni modul elastičnosti betona, ϵ_{c1} je tlačna deformacija betona pri največji napetosti, ϵ_{cu1} pa mejna tlačna deformacija betona. Če napetost preseže približno 40 % trdnosti betona, postane sovisnost med napetostjo in deformacijo izrazito nelinearna.

2.2.1.2 Model za dimenzioniranje

Za dimenzioniranje betonskih prečnih prereзов lahko uporabljamo konstitucijski model betona v tlaku, kot ga prikazujemo na sliki 3. Z σ_c označimo tlačno napetost betona, ϵ_c pa je tlačna deformacija.



Slika 3: Delovni diagram tlačnega betona, podan s parabolo in premico [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]

Potek napetosti v odvisnosti od deformacije določata izraza (2.5) ter (2.6). Prvi izraz velja za del območje parabole, drugi del pa za območje s konstantno napetostjo.

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{za } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} , \quad (2.5)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \quad \text{za } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} . \quad (2.6)$$

Pri tem je f_{cd} projektna vrednost tlačne trdnosti betona in je določena z izrazom:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c , \quad (2.7)$$

kjer je γ_c delni varnostni faktor za beton, f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona, α_{cc} pa koeficient, ki upošteva učinke trajanja in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na tlačno trdnost. Eksponent n v enačbi (2.5) je odvisen od trdnostnega razreda betona in ga podajamo v preglednici 1, ε_{c2} je deformacija pri doseženi največji napetosti (glej preglednico 1), ε_{cu2} pa je mejna tlačna deformacija betona (glej preglednico 1).

Preglednica 1: Količine n , ε_{c2} in ε_{cu2} za opis zveze med napetostjo in deformacijo betona
[SIST EN 1992-1-1:2005]

Trdnostni razredi betona							Analitični izraz
f_{ck} [MPa]	od 12 do 50	55	60	70	80	90	
n	2,0	1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	za $f_{ck} \geq 50$ $n=1,4+23,4 \cdot [(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c2} [‰]	2,0	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	glej sliko 3, za $f_{ck} \geq 50$ $\varepsilon_{c2}[\text{‰}] = 2,0 + 0,085 \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} [‰]	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	glej sliko 3, za $f_{ck} \geq 50$ $\varepsilon_{cu2}[\text{‰}] = 2,6 + 35 \cdot [(90-f_{ck})/100]^4$

2.2.2 Lezenje betona

Predpostavimo, da prične na betonski element, ki se lahko neovirano deformira, pri času τ po koncu betoniranja delovati enosna obremenitev. Obremenitev povzroči takojšnjo deformacijo ter zapoznelo deformacijo v časovnem intervalu $[\tau, t]$. Ker težko določimo časovni interval, v katerem je deformacija elastična (hipna), se mehanski del deformacije betona pogosto zapiše na sledeč način :

$$\varepsilon_c^m(t, \tau) = \sigma_c \cdot J(t, \tau), \quad (2.8)$$

kjer je $J(t, \tau)$ funkcija lezenja betona.

Napetost v betonu, ki je posledica dolgotrajne obtežbe, je v večini konstrukcij znotraj elastičnega dela konstitucijskega modela betona. Zaradi tega lahko pri obravnavanju vplivov dolgotrajnih obtežb zanemarimo nelinearni del konstitucijskega modela betona. To pomeni, da lahko zanemarimo hipno neelastično (nepovratno) deformacijo betona. Z upoštevanjem enačbe (2.3) lahko zapišemo funkcijo lezenja kot:

$$J(t, \tau) = \frac{\varepsilon_c^e(\tau) + \varepsilon_c^c(t, \tau)}{\sigma_c}. \quad (2.9)$$

V nadaljevanju upoštevamo linearno zvezo deformacijama $\varepsilon_c^c(t, \tau)$ in $\varepsilon_c^e(t, \tau)$. V tem primeru je proporcionalen faktor za časovni interval $[\tau, t]$ koeficient lezenja $\varphi(t, \tau)$. Tako dobimo:

$$\varepsilon_c^c(t, \tau) = \varepsilon_c^e(\tau) \cdot \varphi(t, \tau). \quad (2.10)$$

2.2.2.1 Koeficienta lezenja betona

Skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 lahko koeficient lezenja določimo na dva načina, grafično ali numerično. V nadaljevanju opisujemo numerični postopek, ki je primeren za vgradnjo v numerične algoritme. Koeficient lezenja izračunamo s pomočjo :

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t, t_0), \quad (2.11)$$

kjer je φ_0 nazivni koeficient lezenja. Izračunamo ga z enačbo:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0), \quad (2.12)$$

kjer je φ_{RH} faktor, s katerim upoštevamo učinke relativne vlažnosti zraka na nazivni koeficient lezenja. Določata ga enačbi:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{za } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}, \quad (2.13)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{za } f_{cm} > 35 \text{ MPa}.$$

Pri tem je RH relativna vlažnost okolja v %, $\beta(f_{cm})$ pa je koeficient, s katerim upoštevamo vpliv trdnosti betona na nazivni koeficient lezenja. Koeficient $\beta(f_{cm})$ izračunamo z izrazom:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} . \quad (2.14)$$

Pri tem je f_{cm} srednja tlačna trdnost betona pri starosti 28 dni, merjena v MPa.

V enačbi (2.12) koeficient $\beta(t_0)$, s katerim upoštevamo vpliv starosti betona ob nastopu obremenitve, izračunamo z enačbo:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} . \quad (2.15)$$

Nazivno velikost prečnega prereza elementa h_0 , merjeno v milimetrih, izračunamo z enačbo:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} , \quad (2.16)$$

kjer je A_c ploščina prečnega prereza, u pa obseg dela betonskega prereza, ki je v stiku z ozračjem.

Koeficient $\beta_c(t, t_0)$, s katerim opišemo časovni razvoj lezenja betona v času po nastopu obtežbe, izračunamo z enačbo:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} . \quad (2.17)$$

Pri tem je t starost betona v obravnavanem časovnem trenutku v dnevih, t_0 je starost betona ob nastopu obtežbe v dnevih, $t-t_0$ pa je nekorrigirano trajanje obtežbe v dnevih. Koeficient β_H , ki je odvisen od relativne vlažnosti okolja (RH v %) in nazivne velikosti prečnega prereza elementa (h_0 v mm), pa izračunamo z izrazom:

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \text{ za } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} , \quad (2.18)$$
$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \text{ za } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} .$$

Pri tem so koeficienti, s katerimi upoštevamo vpliv trdnostnega razreda betona, sledeči:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} , \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} , \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} . \quad (2.19)$$

Vpliv kvalitete uporabljenega cementa na koeficient lezenja betona lahko upoštevamo s korigirano starostjo betona ob nanosu obtežbe t_0 , ki nastopa v izrazu za izračun $\beta(t_0)$. Korigirano starost t_0 izračunamo z enačbo (2.20):

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 . \quad (2.20)$$

Pri tem je koeficient α odvisen od vrste cementa in je $\alpha = -1$ za cemente razreda S, $\alpha = 0$ za cemente razreda N in $\alpha = 1$ za cement razreda R. Čas $t_{0,T}$ je učinkovita starost betona, s katero upoštevamo vpliv povišanih (do 80°C) oziroma znižanih (do 0°C) temperatur na starost betona ob nanosu obtežbe, in jo izračunamo s pomočjo izraza:

$$t_{0,T} = t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{[273+T(\Delta t_i)]} - 13,65\right)} \cdot \Delta t_i . \quad (2.21)$$

Pri tem je $T(\Delta t_i)$ temperatura v °C znotraj časovnega intervala Δt_i v dnevih, med katerim prevladuje temperatura T .

Koeficient lezenja $\varphi(t, t_0)$ se nanaša na tangenti modul elastičnosti $E_c = 1,05 E_{cm}$. V primeru, da je betonski element obremenjen s konstantno tlačno napetostjo σ_c , ki prične učinkovati pri starosti betona t_0 , napetost pa ne preseže vrednosti $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, lahko izračunamo deformacijo zaradi lezenja betona pri času $t = \infty$ z izrazom:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) . \quad (2.22)$$

Kadar pa napetost betona preseže vrednost $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, moramo upoštevati nelinearno lezenje. V tem primeru nazivni koeficient nelinearnega lezenja $\varphi_k(\infty, t_0)$ izračunamo s korekcijo koeficienta lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ in sicer:

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp\left(1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45)\right), \quad (2.23)$$

kjer je:

$$k_\sigma = \sigma_c / f_{cm}(t_0) . \quad (2.24)$$

Pri tem je σ_c tlačna napetost, $f_{cm}(t_0)$ pa srednja tlačna trdnost betona ob nastopu obremenitve.

2.2.3 Deformacije v betonu zaradi spreminjanja napetosti

Predpostavka o linearnem lezenju betona nam omogoča princip superpozicije pri računu deformacij v betonu zaradi spreminjanja napetosti s časom. Predpostavimo, da je napetost v

posameznih časovnih korakih konstantna. Celotno deformacijo lahko izračunamo kot vsoto deformacij, ki so posledica posameznih sprememb napetosti. Superpozicijo grafično prikazujemo na sliki 4. Napetost $\Delta\sigma_c(t_0)$ prične učinkovati v betonu v času t_0 in povzroči hipni prirastek deformacije $\Delta\varepsilon_c^e(t_0)$. V časovnem intervalu $[t_0, t_1]$ ta napetost povzroči zapoznelo deformacijo $\Delta\varepsilon_c^{c0}(t_1, t_0)$. Prirastek napetosti $\Delta\sigma_c(t_1)$, ki nastopi pri času t_1 , pa povzroči hipni prirastek deformacije $\Delta\varepsilon_c^e(t_1)$ in v časovnem intervalu $[t_1, t_2]$ zapozneli prirastek deformacije $\Delta\varepsilon_c^{c1}(t_2, t_1)$.

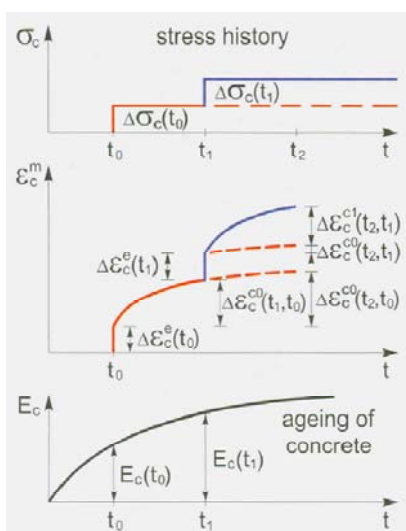
K celotni deformaciji tega intervala je potrebno dodati tudi zapozneli prirastek deformacije $\Delta\varepsilon_c^{c0}(t_2, t_1)$, ki je posledica napetosti $\Delta\sigma_c(t_0)$. Celotno mehansko deformacijo lahko zapišemo kot vsoto:

$$\varepsilon_c^m(t) = \Delta\varepsilon_c^e(t_0) + \Delta\varepsilon_c^e(t_1) + \Delta\varepsilon_c^{c0}(t_2, t_0) + \Delta\varepsilon_c^{c1}(t_2, t_1), \quad (2.25)$$

kjer je:

$$\Delta\varepsilon_c^{c0}(t_2, t_0) = \Delta\varepsilon_c^{c0}(t_1, t_0) + \Delta\varepsilon_c^{c0}(t_2, t_1). \quad (2.26)$$

Pri tem je pomembno, da se s staranjem betona modul elastičnosti in trdnost povečujeta. Torej velja $E_c(t_2) > E_c(t_1) > E_c(t_0)$.



Slika 4: Princip superpozicije deformacije enoosno obremenjenega elementa [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.21]

Če uporabimo princip superpozicije za prirastke napetosti v določenih časih $t_0, t_1, t_2, \dots, t_n$, lahko s pomočjo enačb (2.2) in (2.10) izračunamo celotno mehansko deformacijo in sicer:

$$\varepsilon_c^m(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_c(t_i)}{E_c(t_i)} [1 + \varphi(t, t_i)]. \quad (2.27)$$

Iz enačbe (2.27) je razvidno, da je mehanska deformacija odvisna od vseh prirastkov napetosti v časih $t_i < t$ oz. od zgodovine obteževanja. To pomeni, da je izračun lezenja časovno relativno zahteven.

Z linearizacijo prirastka napetosti dobimo:

$$\Delta\sigma_c(\tau) = \frac{d\sigma_c(\tau)}{d\tau} d\tau. \quad (2.28)$$

Vsoto iz enačbe (2.27) lahko nadomestimo z integralom. Enačba (2.27) postane integralna enačba in je:

$$\varepsilon_c^m(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} [1 + \varphi(t, t_0)] + \int_{t_0}^t \frac{d\sigma_c(\tau)}{d\tau} \left(\frac{1}{E_c(\tau)} + \frac{\varphi(t, \tau)}{E_c(\tau)} \right) d\tau. \quad (2.29)$$

V literaturi je integral na desni strani enačbe pogosto imenovan tudi »deden integral«, ker opisuje celotno zgodovino napetosti v betonu. Deformacija zaradi lezenja je odvisna od zgodovine prirastkov napetosti v betonu. Pri elementih, ki se ne morejo prosto deformirati, je model izračuna kompleksnejši, saj so elastični prirastki deformacije in napetosti odvisni od obstoječe deformacije zaradi lezenja in tudi od krčenja, temperaturnih sprememb in drugih vrst obtežb. Rešitev enačbe (2.29) je kompleksna, zato jo poenostavimo s pomočjo koeficienta lezenja $\varphi(t, \tau)$, ki ga izračunamo po teoriji lezenja.

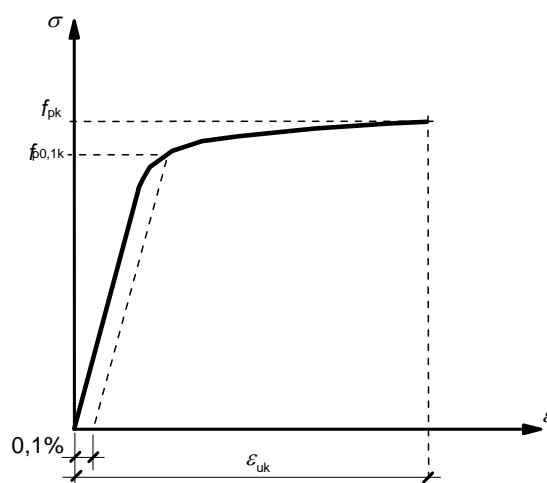
2.3 Mehanske in reološke lastnosti jekla za prednapenjanje

2.3.1 Zveza med napetostjo in deformacijo

Tudi pri formulaciji konstitucijskih modelov jekla za prednapenjanje se navežemo neposredno na rezultate enoosnih preizkusov. V diplomski nalogi predstavimo konstitucijske modele jekla za prednapenjanje skladno s standardom za projektiranje betonskih konstrukcij SIST EN 1992-1-1.

2.3.1.1 Splošen konstitucijski model

Sovisnost med napetostjo in deformacijo tipičnega jekla za prednapenjanje prikazujemo na sliki 5.



Slika 5: Sovisnost med napetostjo in deformacijo tipičnega jekla za prednapenjanje [SIST EN 1992-1-1: 2005]

Pri tem je f_{pk} karakteristična natezna trdnost jekla za prednapenjanje, $f_{p0,1k}$ je karakteristična napetost jekla pri 0,1-odstotni nepovratni deformaciji, ε_{uk} pa je karakteristična deformacija prednapetega jekla pri največji napetosti.

2.3.1.2 Idealiziran model in model za dimenzioniranje

Pri dimenzioniranju prečnega prereza pa privzamemo eno od naslednjih možnosti:

- a) konstitucijski model z nagnjeno zgornjo vejo in z mejno deformacijo ε_{ud} . Model opišemo z enačbama (2.30) in (2.31):

$$\sigma_p = \frac{f_{p0,1k}/\gamma_s}{E_p} \cdot \varepsilon_p \quad \text{za } 0 \leq \varepsilon_p \leq \frac{f_{p0,1k}/\gamma_s}{E_p}, \quad (2.30)$$

$$\sigma_p = \frac{\varepsilon_{ud}/E_p - f_{p0,1k}/\gamma_s}{\varepsilon_{ud} - f_{pd}/E_p} \cdot \varepsilon_p \quad \text{za } f_{pd}/E_p \leq \varepsilon_p \leq \varepsilon_{ud}. \quad (2.31)$$

- b) konstitucijski model z vodoravno zgornjo vejo brez omejitve deformacije. Model opisujeta enačbi (2.30) in (2.32).

$$\sigma_p = f_{pd} \quad \text{za } \varepsilon_p \geq f_{pd}/E_p. \quad (2.32)$$

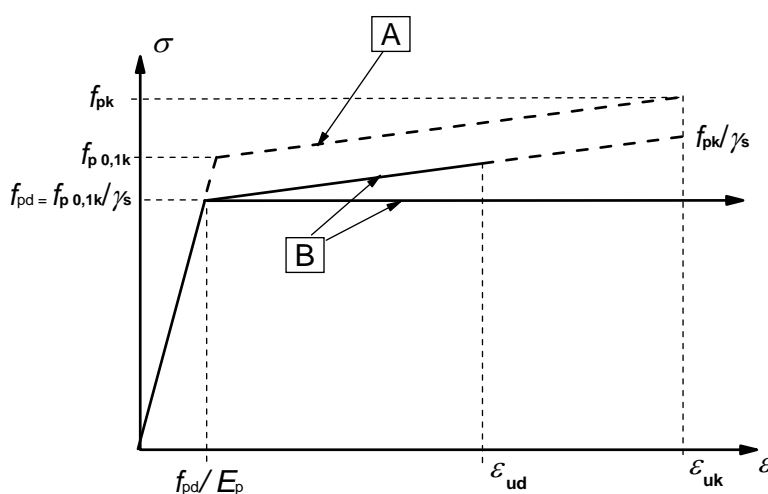
Oba modela prikazujemo na sliki 6. Pri tem je f_{pd} projektna natezna trdnost jekla za prednapenjanje, E_p je projektna vrednost modula elastičnosti, ε_{ud} pa je projektna deformacija

pri največji napetosti. Projektno natezno trdnost in pripadajočo deformacijo izračunamo z izrazoma:

$$f_{pd} = f_{p0,1} / \gamma_s, \quad (2.33)$$

$$\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk}. \quad (2.34)$$

γ_s je delni varnostni faktor za jeklo za prednapenjanje, ε_{uk} pa karakteristična deformacija jekla za prednapenjanje pri največji obremenitvi. V primeru, da za ε_{uk} ne poznamo točne vrednosti, Evrokod priporoča vrednost 0,02.

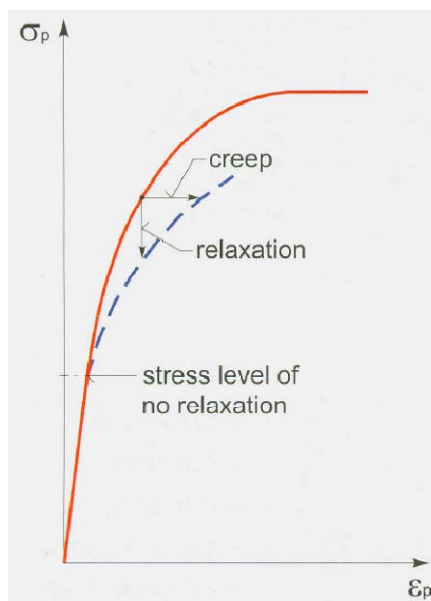


A - idealiziran diagram, **B** – diagram za dimenzioniranje

Slika 6: Idealizirana in računsa sovisnost med napetostjo in deformacijo jekla za prednapenjanje (absolutne vrednosti predstavljajo natezne napetosti in deformacije) [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]

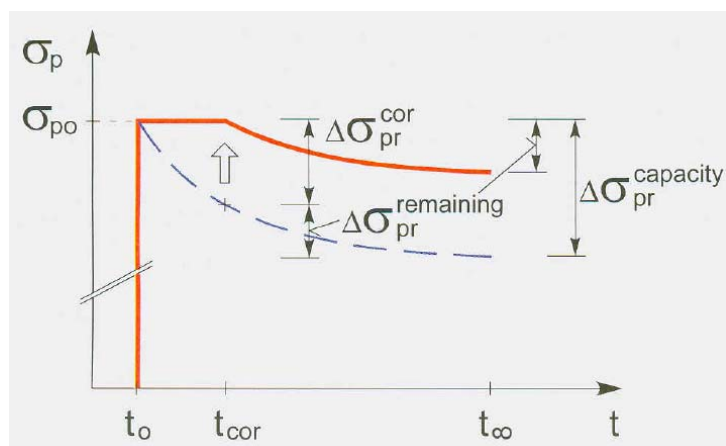
2.3.2 Relaksacija jekla

Zelo pomembna reološka pojava, ki vplivata na analizo napetostnega in deformacijskega stanja prednapetega elementa, sta lezenje in relaksacija jekla. Pri lezenju se pod vplivom velike konstantne napetosti deformacije jekla s časom povečujejo. Obraten pojav je relaksacija, pri kateri se napetosti v jeklu pri nespremenljivih deformacijah zmanjšujejo. To shematsko prikazujemo na sliki 7.



Slika 7: Shematski prikaz lezenja in relaksacije jekla za prednapenjanje [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.65]

Padec prednapetja zaradi relaksacije kablov je odvisna od nivoja prednapetja ter seveda od pretečenega časa. Vpliv relaksacije lahko zmanjšamo z uporabo posebnih materialov, kot so na primer vrvi z nizko stopnjo relaksacije, in posebno tehnologijo izdelave prednapetih elementov. Pri teh postopkih korigiramo relaksacijo kabla s pomočjo ohranjanja konstantnega nivoja napetosti med samim postopkom prednapenjanja.



Slika 8: Korekcija relaksacije pri ohranjanju konstantnega nivoja napetosti med postopkom prednapenjanja [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.70]

Standard za betonske konstrukcije SIST EN 1992-1-1:2005 loči tri razrede relaksacije. V razred 1 so uvrščene žice in vrvi z normalno relaksacijo, ki se uporabljajo kot kabli za

prednapenjanje v betonskih konstrukcijah. V razred 2 so uvrščene žice in vrvi z nizko stopnjo relaksacije, v razred 3 pa vroče valjane in poboljšane palice. Padec prednapetja zaradi relaksacije lahko za vsak razred posebej izračunamo s pomočjo izrazov (2.35), (2.36) in (2.37). Izgube zaradi relaksacije pa lahko določimo tudi iz certifikatov proizvajalcev.

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \cdot \mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad \text{razred 1 ,} \quad (2.35)$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad \text{razred 2 ,} \quad (2.36)$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad \text{razred 3 .} \quad (2.37)$$

V zgornjih izrazih je $\Delta\sigma_{pr}$ absolutna vrednost izgube prednapetja zaradi relaksacije, σ_{pi} je v primeru predhodnega prednapenjanja največja natezna napetost kabla, zmanjšana za takojšnje izgube, ki se izvršijo med postopkom napenjanja, t je čas po napenjanju v urah, ρ_{1000} pa je vrednost izgube zaradi relaksacije (v %) pri povprečni temperaturi 20°C, 1000 ur po napenjanju. Lahko privzamemo, da so vrednosti 1000-urne relaksacije za razred 1 8%, za razred 2 2,5%, za razred 3 pa 4%. Vrednosti relaksacije lahko povzamemo tudi iz certifikata proizvajalca. Koeficient μ izračunamo z izrazom:

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} , \quad (2.38)$$

pri čemer je f_{pk} karakteristična natezna trdnost jekla za prednapenjanje.

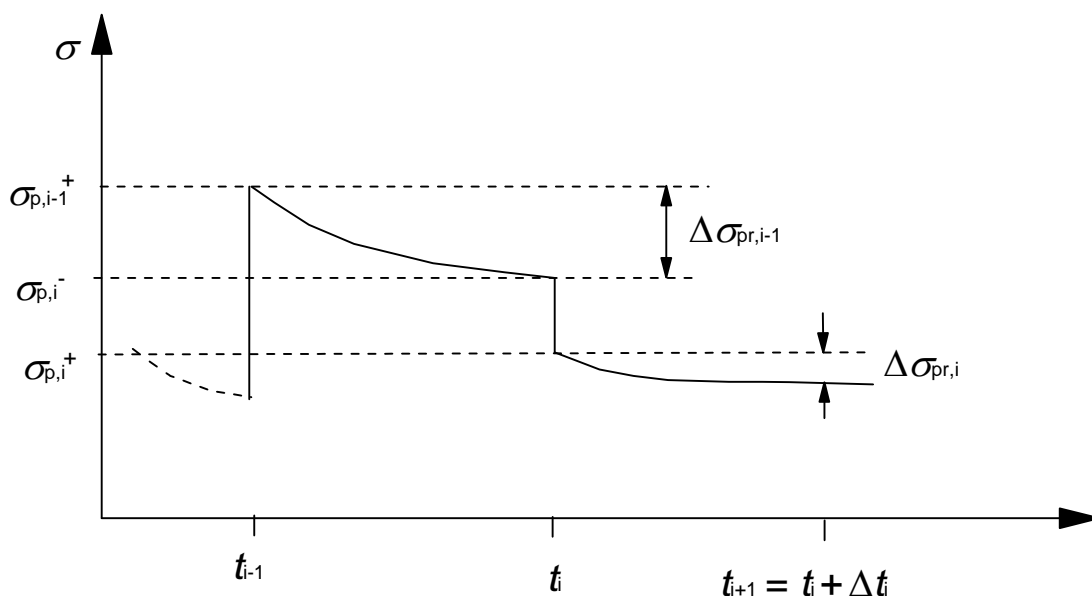
Končne vrednosti izgube prednapetja zaradi relaksacije lahko ocenimo z upoštevanjem časa $t = 500\,000$ ur.

2.3.3 Relaksacija jekla v primeru spreminjanja napetosti v kablju

Ko računamo izgube prednapetja zaradi relaksacije za različne časovne intervale, v katerih napetosti v prednapetem kablju niso konstantne (glej sliko 9), uporabimo metodo

ekvivalentnega časa, ki je opisana v dodatku D iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. V času t_i se zgodi trenutna deformacija kabla. Simboli na sliki imajo sledeč pomen:

- $\sigma_{p,i}^-$ natezna napetost v kablu tik pred časom t_i
- $\sigma_{p,i}^+$ natezna napetost v kablu tik po času t_i
- $\sigma_{p,i-1}^+$ natezna napetost v kablu v prejšnji fazi
- $\Delta\sigma_{pr,i-1}$ absolutna vrednost izgube zaradi relaksacije med trajanjem predhodne faze
- $\Delta\sigma_{pr,i}$ absolutna vrednost izgube zaradi relaksacije v obravnavani fazi



Slika 9: Časovni potek napetosti v kablu

Definiramo še naslednje količine:

$\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}$ vsota izgub zaradi relaksacije v predhodnih fazah

t_e ekvivalentni čas (v urah), ki je potreben, da dosežemo vsoto izgub

$\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}$ zaradi relaksacije z dokazom časovno odvisnih funkcij relaksacije, npr. za razred

relaksacije 2 po enačbi (2.36) in začetno napetostjo $\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}$ in $z \mu = \frac{\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}}{f_{pk}}$.

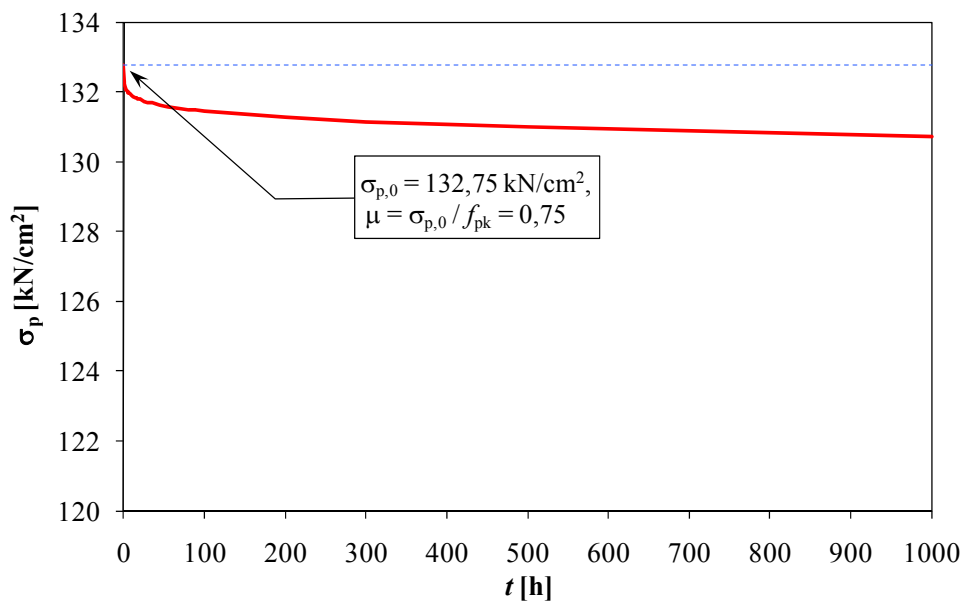
Tako dobimo za razred relaksacije 2:

$$\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09 \cdot \mu} \left(\frac{t_e}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot \left\{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \right\} \cdot 10^{-5}. \quad (2.39)$$

Po razrešitvi enačbe (2.39) po t_e , lahko isto formulo uporabimo za oceno izgub zaradi relaksacije v obravnavani fazi, $\Delta\sigma_{pr,i}$ (kjer je ekvivalentni čas t_e prištet obravnavanemu časovnemu intervalu):

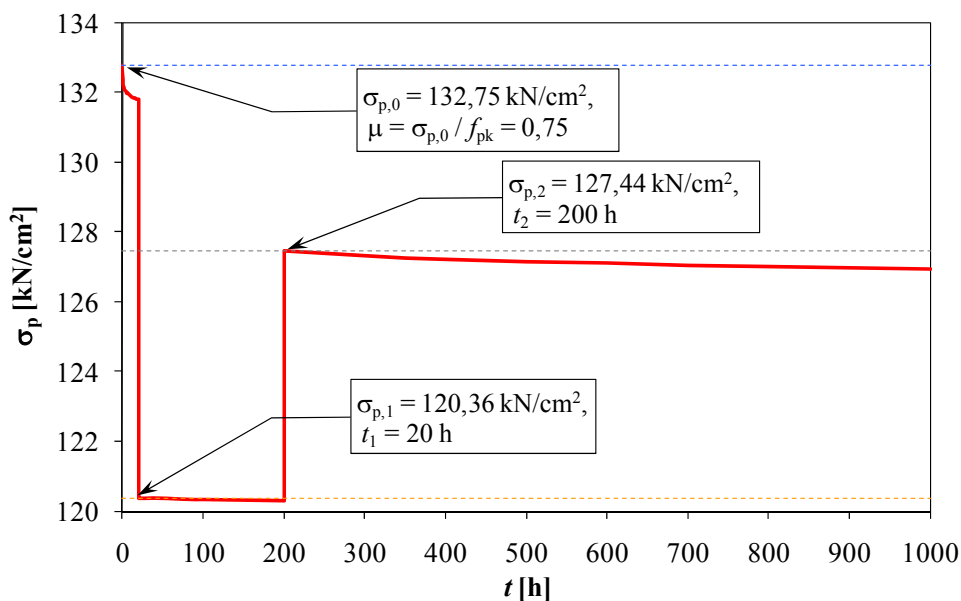
$$\Delta\sigma_{pr,i} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09 \cdot \mu} \left(\frac{t_e + \Delta t_i}{1000} \right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot \left\{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \right\} \cdot 10^{-5} - \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \quad (2.40)$$

S pomočjo programa MS Excel in vgrajenega Reševalca predstavimo dva primera računa izgub zaradi relaksacije jekla. V prvem primeru je napetost v prednapetem kablju (razred 2) konstantna in je $132,75 \text{ kN/cm}^2$. Koefficient μ je $0,75$. Časovni razvoj napetosti v kablju do časa 1000 ur prikazujemo na sliki 10. Napetosti v kablju izračunamo z izrazom (2.36).



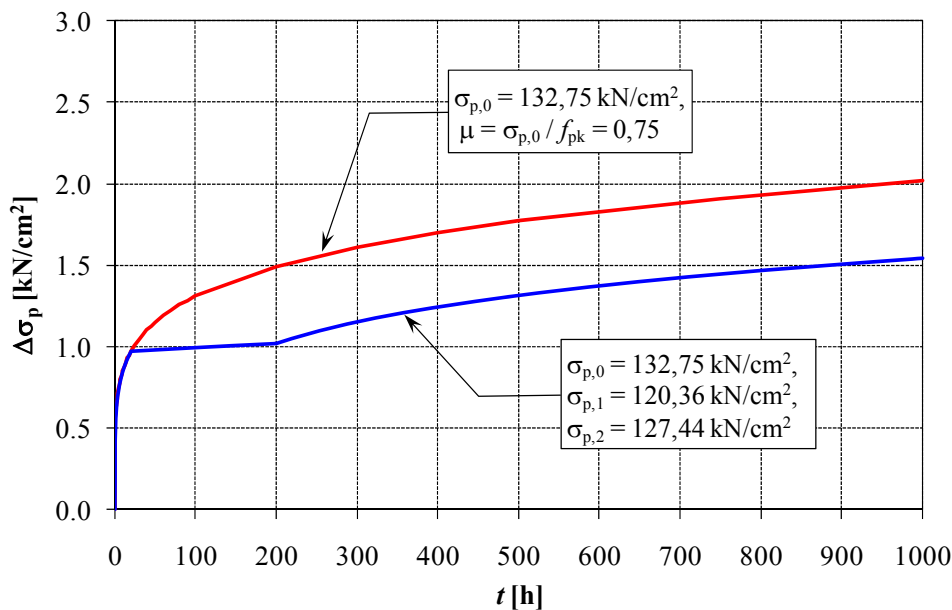
Slika 10: Padeč prednapetja zaradi relaksacije v primeru konstantne napetosti v kablju

V drugem primeru predpostavimo, da se napetost v kablju s časom spreminja. V prvih 20 urah je napetost v kablju konstantna in je $132,75 \text{ kN/cm}^2$ ($\mu = 0,75$). Pri času 20 ur se napetost v kablju zmanjša na $120,36 \text{ kN/cm}^2$. Takšen nivo napetosti vzdržujemo do časa 200 ur, ko se napetost v kablju poveča na $127,44 \text{ kN/cm}^2$. Na sliki 11 prikazujemo spreminjanje napetosti v kablju z upoštevanimi izgubami zaradi relaksacije do časa 1000 ur.



Slika 11: Padec prednapetja zaradi relaksacije v primeru, da napetosti v kablju niso konstantne

Na sliki 12 prikazujemo primerjavo izgub prednapetja zaradi relaksacije za oba računski primera do časa 1000 ur. V prvih 20 urah so izgube identične, saj sta napetosti v kablju enaki. V časovnem intervalu [20,200] ur, ko se v drugem primeru (modra krivulja) napetost v kablju občutno zmanjša, so razlike v izgubah prednapetja zaradi relaksacije očitne. Primerjava izgub prednapetja kaže, da imajo morebitni padci napetosti v kablju relativno velik vpliv na izgube prednapetja zaradi relaksacije. V obravnavanem primeru je po času 1000 ur razlika v izgubah zaradi relaksacije kar 25 %.



Slika 12: Primerjava izgub prednapetja zaradi relaksacije v primeru konstantne in spremenljive napetosti v kablju

2.4 Analiza predhodno prednapete betonske konstrukcije

2.4.1 Napenjalna sila

Sila na poteznem koncu kabla, ki jo imenujemo tudi napenjalna sila P_0 , med napenjanjem ne sme prekoračiti vrednosti P_{\max} , določene z enačbo (2.41):

$$P_0 \leq P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} \quad (2.41)$$

Pri tem je A_p prečni prerez kabla, $\sigma_{p,\max}$ pa je največja nanosena napetost kabla. Ta je omejena z vrednostjo:

$$\sigma_{p,\max} = \min\{k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}, \quad (2.42)$$

pri čemer za vrednosti koeficienta k_1 in k_2 upoštevamo:

$$k_1 = 0,8 \quad \text{in} \quad k_2 = 0,9 \quad (2.43)$$

Pomen oznak f_{pk} in $f_{p0,1k}$ smo predstavili v poglavju 2.3.1.1.

Sila prednapetja kabla ni konstantna, spreminja se vzdolž dolžine kabla in s časom. Sila prednapetja pomembno vpliva na napetostno in deformacijsko stanje konstrukcije, zato moramo poznati natančno vrednost prednapetja v vsaki točki kabla v posameznih fazah med procesom izdelave oziroma uporabe konstrukcije. Napenjalno silo izmerimo z merilnim

instrumentom pred sidranjem. Začetne, t.j. največje natezne napetosti kabla učinkujejo relativno malo časa, zato standardi dovoljujejo precej velike vrednosti začetnih napetosti.

2.4.2 Začetna sila prednapetja

Začetna sila prednapetja $P_{m0}(x)$ na oddaljenosti x od poteznega konca kabla je sila, ki deluje na beton takoj po prenosu sile prednapetja na beton, t.j. po sprostitvi kablov v sidriščih oziroma takoj po rezanju kablov. Izračunamo jo tako, da od napenjalne sile P_0 odštejemo začetne izgube $\Delta P_i(x)$:

$$P_{m0}(x) = P_0(x) - \Delta P_i(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x). \quad (2.44)$$

Pri tem je $\sigma_{pm0}(x)$ napetost kabla neposredno po napenjanju oziroma vnosu sile prednapetja. Napetost je navzgor omejena z vrednostjo:

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0,1k}\}, \quad (2.45)$$

pri čemer za koeficienta k_7 in k_8 upoštevamo:

$$k_7 = 0,75 \text{ in } k_8 = 0,85. \quad (2.46)$$

Tlačno napetost betona v elementu, ki je posledica sile prednapetja in drugih delujočih vplivov v času napenjanja oziroma sprostitve sidrišč, moramo omejiti na:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t), \quad (2.47)$$

kjer je $f_{ck}(t)$ karakteristična tlačna trdnost betona v času t , ko ga izpostavimo sili prednapetja.

V primeru, da je možno z eksperimentalnimi analizami ali izkušnjami dokazati, da je preprečen nastanek vzdolžnih razpok, lahko napetost prednapetih elementov v času vnosa prednapetja povečamo na:

$$\sigma_c \leq 0,7 \cdot f_{ck}(t). \quad (2.48)$$

2.4.3 Začetne izgube prednapetja

Pri določanju začetnih izgub moramo upoštevati naslednje začetne padce sile in sicer:

- padec sile prednapetja zaradi zdrsa v sidrni glavi,
- padec sile prednapetja zaradi kratkotrajne relaksacije jekla v času, ki poteče med napenjanjem kablov in prednapenjanjem betona,

- padec sile prednapetja zaradi kratkotrajnega krčenja betona v času, ki poteče med napenjanjem kablov in prednapenjanjem betona,
- padec sile prednapetja zaradi elastične deformacije betona pri prenosu prednapetja na beton,
- padec sile prednapetja zaradi deformiranja opornikov napenjalne steze in
- padec sile prednapetja zaradi neposrednih toplotnih učinkov v času, ki poteče med napenjanjem kablov in prednapenjanjem betona.

V primeru toplotne nege, so izgube zaradi krčenja betona in relaksacije jekla spremenjene in jih moramo ustrezno oceniti.

Nadaljnja analiza se bistveno poenostavi, če upoštevamo naslednje predpostavke:

- beton in jeklo za prednapenjanje se pri računu začetnih izgub obravnavata kot idealno elastična materiala,
- napetosti v kablji so največje na začetku prednapenjanja,
- pri nižjih napetostih (po izgubah) se jeklo obnaša linearno,
- trenutna neelastična deformacija v betonu je običajno zelo majhna,
- obtežba, ki je najbolj vpliva na izgube prednapetja, je dolgotrajnega značaja in ki v pravilno projektiranih konstrukcijah običajno ne preseže 40% tlačne trdnosti betona,
- ni zdrsa na stiku med betonom in kablom za prednapenjanje,
- sila prednapetja učinkuje v težišču prereza kabla,
- začetne izgube prednapetja izračunamo ločeno, medsebojni vpliv izgub pa zanemarimo,
- velja Hookov zakon.

2.4.3.1 Padec sile prednapetja zaradi zdrsa v sidrni glavi

Pri predhodnem prednapenjanju se v trenutku sidranja kablov na sidrišče napenjalne steze pojavijo izgube zaradi zdrsa v sidrni glavi ΔP_{sl} . Te izgube so odvisne od kvalitete sidrni glav ter izvedbe vnosa sile prednapetja v beton. Načeloma naj bi podatek o zdrsu podal proizvajalec sidrni glav.

Zaradi zanemarljivega vpliva trenja pri predhodnem prednapenjanju je izračun izgube sile prednapetja oziroma napetosti v kablju zaradi zdrsa v napenjalni glavi preprost:

$$\Delta\sigma_{sl} = -\Delta\varepsilon_{sl} \cdot E_p = -\frac{\Delta l_{sl} \cdot E_p}{l_{proge}}. \quad (2.49)$$

Pri tem je Δl_{sl} zdrs v napenjalni glavi, l_{proge} je dolžina napenjalne proge, E_p pa je projektna vrednost modula elastičnosti jekla za prednapenjanje.

2.4.3.2 Padeč sile prednapetja zaradi lezenja, krčenja betona ter kratkotrajne relaksacije jekla

Padeč sile prednapetja zaradi kratkotrajne relaksacije lahko izračunamo s pomočjo enačb (2.35), (2.36) in (2.37), ki so navedene v poglavju 2.3.2.

Izgube sile prednapetja zaradi lezenja in krčenja betona običajno uvrstimo med dolgotrajne izgube in jih zato v času, ki poteče med napenjanjem kablov in prednapenjanjem betona, lahko zanemarimo. V splošnem je izračun teh izgub dokaj zapleten. V nadaljevanju opišemo osnovne principe izračuna in sicer v primeru, da dolgotrajna obtežba nastopi v času τ po betoniranju, t.j. vlivanju betona v kalup in povzroči konstantno napetost v prečnem prerezu elementa. Dodatno zanemarimo interakcijo med lezenjem in krčenjem betona ter relaksacijo jekla za prednapenjanje. Osnovni enačbi za izračun z upoštevanjem toge povezave med betonom in kablom sta enačbi (2.50) ter (2.51).

$$\Delta\sigma_{pc} = E_p \cdot \varepsilon_c^c, \quad (2.50)$$

$$\Delta\sigma_{ps} = E_p \cdot \varepsilon_c^s, \quad (2.51)$$

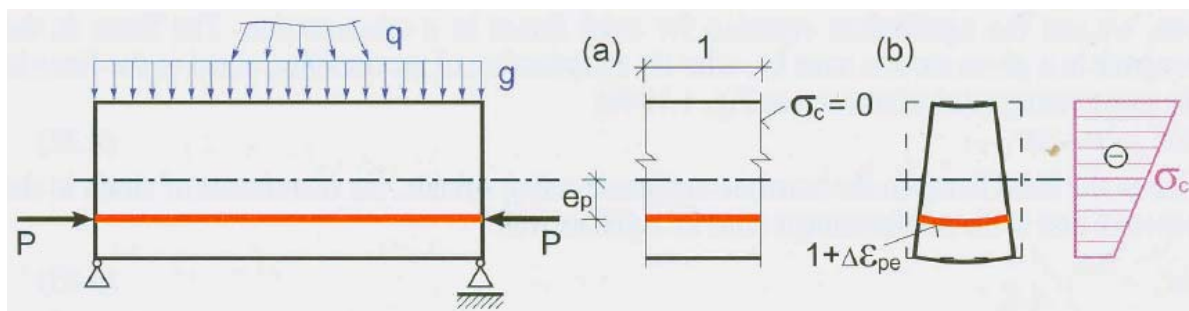
kjer je ε_c^c deformacija zaradi lezenja betona, ε_c^s pa deformacija zaradi krčenja betona. Padeč sile prednapetja zaradi lezenja betona izračunamo z enačbo (2.52)

$$\Delta P_{cs} = E_p \cdot \varepsilon_c^c \cdot A_p. \quad (2.52)$$

2.4.3.3 Padeč sile prednapetja zaradi elastične deformacije

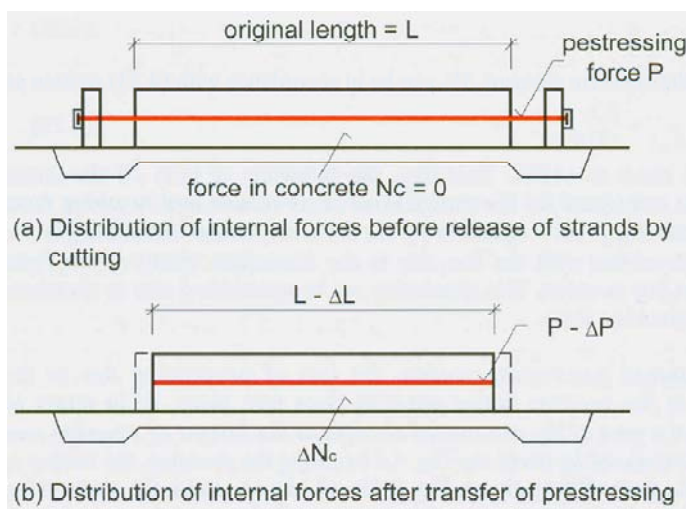
Padeč sile prednapetja zaradi elastične deformacije se pojavi ob prenosu prednapetja na beton in je posledica delovanja kablov po sprostitvi v sidriščih oziroma rezanju kablov.

Pri prenosu prednapetja v betonski element postane kabel sestavni del elementa in sodeluje pri prevzemu zunanjih vplivov. Padeč sile prednapetja zaradi elastične deformacije shematsko prikazujemo na sliki 13.



Slika 13: Padeč sile prednapetja zaradi elastične deformacije v betonu [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.65]

Obtežba prednapetja je le en izmed vplivov, ki lahko učinkujejo na konstrukcijo. Pri predhodno napetih kablji pride pri vnosu sile prednapetja v beton do takojšnjega elastičnega skrčka elementa, saj so kabli že sestavni del prednapetega elementa. Razporeditev notranjih sil pri vnosu prednapetja v beton lahko enostavno razložimo na primeru centrično obremenjenega elementa.



Slika 14: Izguba prednapetja zaradi elastične deformacije v betonu pri prenosu prednapetja na nosilec [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.65]

Tik pred rezanjem kablov je sila v kablji P , sile oziroma napetosti v betonu pa ni. Ko popustimo kable, se sila prednapetja prenese v betonski element in povzroči elastično deformacijo oziroma skrček. Z ΔN_c označimo razliko sile v betonu, z ΔP_{el} pa razliko sile v kablji pred in po popuščanju. Spremembo ΔN_c lahko izračunamo na dva načina.

Pri prvem načinu uporabimo enačbo za ravnotežje osnih sil v prerezu. Po vnosu prednapetja mora biti sila v betonu v obravnavanem prerezu v ravnotežju s silo v kablji

$$\Delta N_c = P - \Delta P_{el}. \quad (2.53)$$

Zaradi toge povezave med betonom in kabli, je deformacija kabla enaka deformaciji betona na mestu kablov.

$$\Delta \varepsilon_c = \frac{\Delta N_c}{A_c \cdot E_c}, \quad (2.54)$$

$$\Delta \varepsilon_c = \frac{\Delta N_c}{A_c \cdot E_c}, \quad (2.55)$$

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{\Delta P_{el}}{A_p \cdot E_p} = \frac{(P - \Delta N_c)}{A_p \cdot E_p}, \quad (2.56)$$

$$\Delta \varepsilon_c = \Delta \varepsilon_p, \quad (2.57)$$

$$\frac{\Delta N_c}{A_c \cdot E_c} = \frac{(P - \Delta N_c)}{A_p \cdot E_p}. \quad (2.58)$$

Uporabimo oznako:

$$\vartheta = \frac{A_p \cdot E_p}{A_c \cdot E_c}. \quad (2.59)$$

Po ureditvi dobimo enačbo za izračun ΔN_c :

$$\Delta N_c = \frac{P}{(1 + \vartheta)}. \quad (2.60)$$

Pri drugem načinu spremembo ΔN_c izračunamo s pomočjo nadomestnega prereza betona in kablov. Na nadomestni prerez učinkuje sila P

$$\Delta \varepsilon_c = \Delta \varepsilon_p = \frac{P}{(A_c \cdot E_c + A_p \cdot E_p)}, \quad (2.61)$$

$$\Delta \varepsilon_c = \frac{\Delta N_c}{A_c \cdot E_c} \longrightarrow \Delta N_c = \Delta \varepsilon_c \cdot A_c \cdot E_c \longrightarrow \Delta N_c = \frac{P \cdot A_c \cdot E_c}{(A_c \cdot E_c + A_p \cdot E_p)} = \frac{P}{(1 + \vartheta)}, \quad (2.62)$$

$$\Delta P_{el} = P - \Delta N_c = P \cdot \left(1 - \frac{1}{(1 + \vartheta)}\right) = P \cdot \left(1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{A_p \cdot E_p}{A_c \cdot E_c}\right)}\right). \quad (2.63)$$

Sprememba sile v betonu ΔN_c z upoštevanjem nadomestnega prereza je enaka kot pri prvem izračunu.

2.4.3.4 Izgube sile prednapetja zaradi neposrednih toplotnih učinkov

V primeru toplotne obdelave prednapetega elementa nastopi temperaturna razlika med prednapetimi kablji in napenjalno stezo (betonska plošča in jekleni pod). Posledično se pojavijo posebne izgube prednapetja zaradi toplote. Z l_A označimo razdaljo med sidriščema, t.j. med vertikalnima jeklenima ploščama z odprtini, z l_p pa označimo dolžino prednapetih kablov. α_A in α_p sta linearna koeficienta toplotne razteznosti napenjalne steze in prednapete jekla za prednapenjanje. Predpostavimo, da imata v času prednapenjanja napenjalna steza in kabel enako začetno temperaturo T_0 . Zaradi zagotavljanja zadostne zgodnje trdnosti betonski element toplotno obdelujemo, t.j. parimo. Posledično naraste temperatura v kabljih in napenjalni stezi. Predpostavimo, da je v času, ko postane vez med betonom in kablom dovolj toga (t.j. ko trdnost betona doseže približno 25% projektirane trdnosti), temperatura kablov T_p , temperatura napenjalne steze pa T_A . Zaradi temperaturne spremembe se spremeni dolžina med sidriščema, spremeni pa se tudi dolžina kablov.

$$\Delta l_A = \alpha_A \cdot l_A \cdot (T_A - T_0), \quad (2.64)$$

$$\Delta l_p = \alpha_p \cdot l_p \cdot (T_p - T_0).$$

Povečanje razdalje med sidriščema poveča napetosti v kabljih, raztezek kablov zaradi segrevanja pa napetosti zmanjša. Celotna sprememba dolžina kablov je torej:

$$\Delta l = \Delta l_A - \Delta l_p. \quad (2.65)$$

Posledično je celotna izguba prednapetja zaradi spremembe temperature sledeča:

$$\Delta \sigma_{pT} = \frac{E_p \cdot \Delta l}{l_p} = \frac{E_p}{l_p} \cdot (\alpha_A \cdot l_A \cdot (T_A - T_0) - \alpha_p \cdot l_p \cdot (T_p - T_0)). \quad (2.66)$$

Z E_p označujemo modul elastičnosti jekla za prednapenjanje.

V primeru, ko so kabli in napenjalna steza predhodno segreti na temperaturo betona, lahko izgubo prednapetja zaradi temperaturnih razlik zanemarimo. V primeru, ko sta sidrišča temeljena na ločenih temeljih, temperatura v sidriščih med procesom parjenja ne naraste, kar pomeni, da se razdalja med sidriščema ne spremeni. Tako prvi člen v enačbi (2.66) odpade.

2.4.4 Časovno odvisne izgube sile prednapetja

Srednje vrednosti sile prednapetja $P_{m,t}(x)$ v času t po prednapetju betona izračunamo tako, da od začetne sile prednapetja $P_{m0}(x)$ odštejemo časovno odvisne izgube prednapetja:

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x). \quad (2.67)$$

Časovno odvisne izgube sile prednapetja $\Delta P_{c+s+r}(x)$ izračunamo z upoštevanjem padca napetosti zaradi zmanjšanja deformacije kablov, ki je posledica časovnega prirastka deformacije betona zaradi lezenja in krčenja pod vplivom trajnih obtežb, ter zmanjšanje nateznih napetosti jekla zaradi dolgotrajne relaksacije.

Poenostavljen način določitve časovno odvisnih izgub v prečnem prerezu na mestu x , pri delovanju trajne obtežbe, je podan z enačbo:

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}, \quad (2.68)$$

kjer so:

$\Delta P_{c+s+r}(x)$ izguba sile prednapetja zaradi lezenja, krčenja in relaksacije na mestu x v določenem času

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

ε_{cs} absolutna vrednost ocenjene deformacije krčenja betona

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}, \quad (2.69)$$

ε_{cd} deformacija krčenja zaradi sušenja

ε_{ca} deformacija zaradi avtogenega krčenja

$$\varepsilon_{cd} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (2.70)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \quad (2.71)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3 \right], \quad (2.72)$$

f_{cm} srednja tlačna trdnost betona

f_{cm0} = 10 MPa

α_{ds1} koeficient odvisen od vrste cementa

= 3 za cement razreda S

= 4 za cement razreda N

= 6 za cement razreda R

α_{ds2} koeficient odvisen od vrste cementa

= 0,13 za cement razreda S

= 0,12 za cement razreda N

= 0,11 za cement razreda R

RH relativna vlažnost okolice (%)

RH_0 =100 %

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (2.73)$$

k_h koeficient, ki je odvisen od nazivne velikosti h_0 , naveden v preglednici 2

Preglednica 2: Vrednosti za k_h

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

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}, \quad (2.74)$$

t starost betona v obravnavanem času, v dnevih

t_s starost betona ob začetku krčenja zaradi sušenja (ali nabrekanja) v dnevih, ponavadi ob končani negi

h_0 nazivna velikost prečnega prereza, ki je enaka $2 \cdot A_c / u$.

Deformacija zaradi avtogenega krčenja:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty),$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}, \quad (2.75)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}),$$

pri čemer je t podan v dnevih.

E_p modul elastičnosti prednapetega jekla

E_{cm} modul elastičnosti betona

$\Delta\sigma_{pr}$ absolutna vrednost spremembe napetosti v kablji na mestu x v času t zaradi relaksacije prednapetega jekla. Določena je za napetost $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q)$, kjer je: $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q)$ začetna napetost v kablji zaradi začetnega prednapetja in navidezno stalnega vpliva

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

$\sigma_{c,QP}$ napetost betona ob kablji zaradi lastne teže, začetnega prednapetja in drugih ustreznih navidezno stalnih vplivov. Vrednost $\sigma_{c,QP}$ je odvisno od stanja obravnavane konstrukcije lahko učinek dela lastne teže in začetnega prednapetja ali učinek polne navidezno stalne kombinacije vplivov ($\sigma_c(G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q)$)

A_p prerez vseh prednapetih kablov na mestu x

A_c ploščina betonskega prereza

I_c vztrajnostni moment betonskega prereza

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

Tlačne napetosti in odgovarjajoče deformacije v enačbi (2.68) je potrebno upoštevati z pozitivnim predznakom.

2.5 Mejno stanje uporabnosti

Pri projektiranju na mejna stanja uporabnosti je potrebno preveriti, če je izpolnjen pogoj

$$E_d \leq C_d, \quad (2.76)$$

kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov, ki jih določimo na podlagi ustreznih kombinacij za mejno stanje uporabnosti, C_d pa je mejna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti. V kriterijih uporabnosti upoštevamo:

- omejitev napetosti,
- širino razpok in
- omejitev povosov.

2.5.1 Omejitev napetosti

Skladno z določili standarda SIST EN 1992-1-1:2005 moramo omejiti:

- tlačne napetosti v betonu in
- nateznih napetosti v jeklu za prednapenjanje.

Pri računu napetosti moramo upoštevati možnost, da je betonski prečni prerez razpokan. Pri analizi napetostnega in deformacijskega stanja lahko predpostavimo, da je prečni prerez nerazpokan, če zagotovimo, da so natezne napetosti v betonu zaradi upogiba manjše od srednje vrednosti učinkovite natezne trdnosti betona $f_{ct,eff}$ ($f_{ct,eff} \leq f_{ctm}$).

2.5.1.1 Tlačne napetosti v betonu

Prevelike tlačne napetosti v betonu lahko povzročijo vzdolžne razpoke, mikro razpoke in pretirane deformacije lezenja. Zato moramo tlačne napetosti v betonu omejiti. Kadar ni drugih ukrepov, kot so povečanje krovnega sloja armature v tlačni coni ali objetje tlačne cone s prečno armaturo, moramo tlačne napetosti betona pod vplivom karakteristične kombinacije obtežbe omejiti na vrednost $0,6 f_{ck}$. To velja, če se obravnavana konstrukcija nahaja v okolju, kjer je nevarnost pojava korozije zaradi kloridov (XD), korozije zaradi kloridov iz morske vode (XS) oziroma v okolju, kjer se izmenjujeta zmrzovanje in taljenje (XF).

Če so pri navidezno stalni kombinaciji obtežb tlačne napetosti manjše od vrednosti $0,45 f_{ck}$, lahko predpostavimo linearno teorijo lezenja betona.

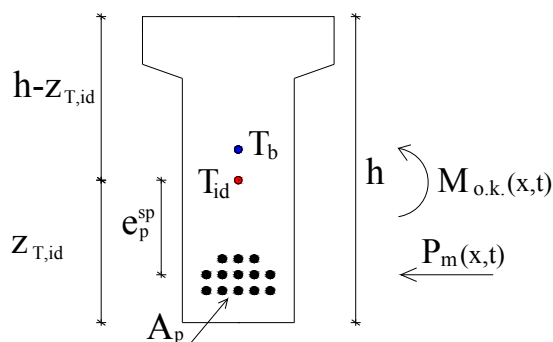
2.5.1.2 Napetosti v prednapetih kablilih

Srednja vrednost napetosti prednapetih kablov pod vplivom karakteristične kombinacije vplivov ne sme prekoračiti napetosti $0,75 f_{pk}$. V tem primeru lahko privzamemo, da sta preprečena nastanek nesprejemljivih razpok in pretirano deformiranje elementa.

2.5.1.3 Napetosti v klasični armaturi

Če natezna napetost armature pod vplivom karakteristične kombinacije vplivov ne prekorači vrednosti $0,8 \cdot f_{yk}$, lahko privzamemo, da sta preprečena nastanek nesprejemljivih razpok in pretirano deformiranje.

2.5.1.4 Izračun napetosti v nerazpokanem betonskem prerezu



Slika 15: Oznake pri izračunu napetosti

☝ **zgornja vlakna:**

$$\sigma_c^{zg}(x, t) = -\frac{M_{o.k.}(x, t)}{I_{id}} \cdot (h - z_{T,id}) - \frac{P_m(x, t)}{A_{id}} + \frac{P_m(x, t) \cdot e_p^{sp}}{I_{id}} \cdot (h - z_{T,id}), \quad (2.77)$$

☞ **spodnja vlakna:**

$$\sigma_c^{sp}(x, t) = \frac{M_{o.k.}(x, t)}{I_{id}} \cdot z_{T,id} - \frac{P_m(x, t)}{A_{id}} - \frac{P_m(x, t) \cdot e_p^{sp}}{I_{id}} \cdot z_{T,id}. \quad (2.78)$$

Količine v enačbah (2.77) in (2.78) imajo naslednji pomen:

$M_{o.k.}(x, t)$ moment obravnavane obtežne kombinacije, v določenem času in na izbrani poziciji nosilca

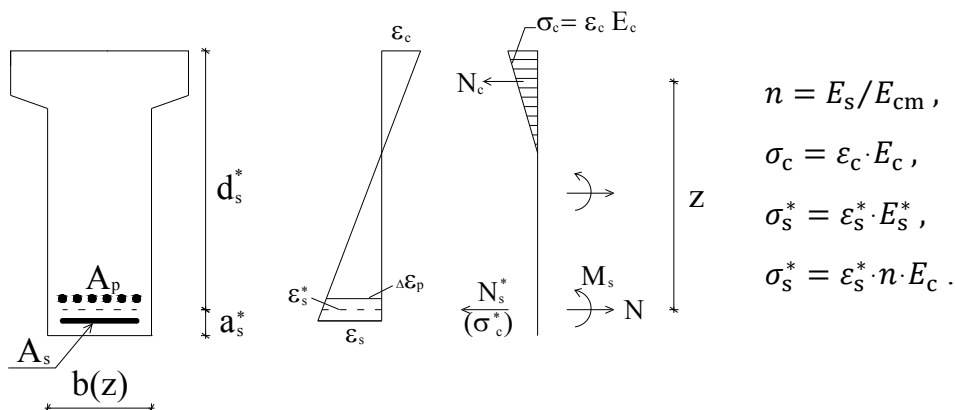
$P_m(x, t)$ sila prednapetja, v določenem času in poziciji na nosilcu

e_p^{sp} oddaljenost med idealiziranim težiščem in težiščem kablov

Ostali parametri so definirani v poglavju 3.

2.5.1.5 Izračun napetosti v razpokanem betonskem prerezu

Razporeditev napetosti v razpokanem prečnem prerezu izračunamo s pomočjo ravnotežnih pogojev.



Slika 16: Prikaz ravnotežnih pogojev pri izračunu napetosti razpokanega prečnega prereza

Zapišemo ravnotežna pogoja:

$$\sum N = 0 \quad N - N_s^* - N_c = 0,$$

$$\sum M = 0,$$

$$\left. \begin{aligned} \sum N = 0: \quad N - N_s^* - N_c = 0 &\rightarrow N = \sigma_s^* \cdot A_s^* + \frac{\sigma_c \cdot k_x \cdot b(z) \cdot d_s^*}{2} \\ \sum M = 0: \quad M_s + N_c \cdot z = 0 &\rightarrow M_s = -\frac{\sigma_c \cdot k_x \cdot k_z \cdot b(z) \cdot d_s^{*2}}{2} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \sigma_s^*, \sigma_c \\ \text{oziroma,} \\ \epsilon_s^*, \epsilon_c \end{array} \quad (2.79)$$

A_s^*, d_s^*, N_s^* - nadomestni vpliv kablov in armature

$$k_x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c - \epsilon_s^*} = \frac{\sigma_c}{\sigma_c - \sigma_s^*/n}; \quad k_z = \frac{z}{d_s^*} = 1 - k_x/3. \quad (2.80)$$

Obremenitev:

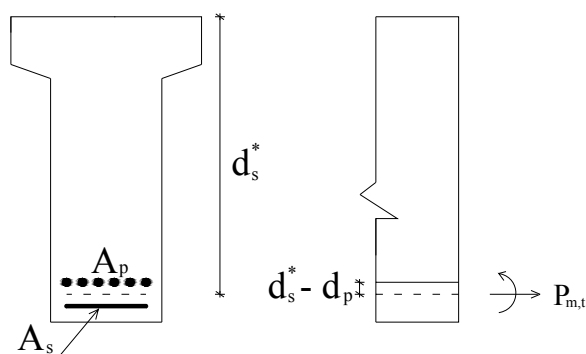
M_s moment k fiktivnemu težišču skupne armature

N osna sila prereza ($N > 0$ pomeni nateg)

Kot osnovo vzamemo mehko armaturo:

$$A_s^* = A_s + E_p/E_s \cdot A_p, \quad (2.81)$$

$$d_s^* = \frac{A_s \cdot d_s + E_p/E_s \cdot A_p \cdot d_p}{A_s^*}. \quad (2.82)$$

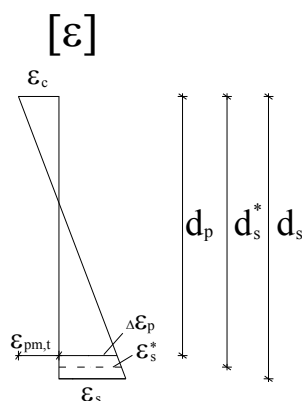


Slika 17: Shema nadomestnega vpliva kablov in mehke armature

Moment k namišljenemu težišču armature:

$$M_s = M_{o.k.(brez\ prednapetja)} + P_{m,t} \cdot (d_s^* - d_p), \quad (2.83)$$

$$N = -P_{m,t}. \quad (2.84)$$



Slika 18: Deformacije pri nadomestnem vplivu kablov in mehke armature

Armatura:

Na osnovi podobnih trikotnikov dobimo:

$$\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d_s} = \frac{\varepsilon_s^* - \varepsilon_c}{d_s^*} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_s = \varepsilon_c + (\varepsilon_s^* - \varepsilon_c) \cdot \frac{d_s}{d_s^*}, \quad (2.85)$$

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s. \quad (2.86)$$

Kabli:

Na osnovi podobnih trikotnikov dobimo:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta \varepsilon_p - \varepsilon_c}{d_p} &= \frac{\varepsilon_s^* - \varepsilon_c}{d_s^*} \longrightarrow \Delta \varepsilon_p = \varepsilon_c + (\varepsilon_s^* - \varepsilon_c) \cdot \frac{d_p}{d_s^*} \\ \varepsilon_{pm,t} &\cong \frac{P_{m,t}}{A_p \cdot E_p} \end{aligned} \right\} \varepsilon_p = \varepsilon_{pm,t} + \Delta \varepsilon_p, \quad (2.87)$$

$$\sigma_p = \varepsilon_p \cdot E_p. \quad (2.88)$$

Beton:

Napetosti v betonu σ_c izračunamo s pomočjo ravnotežnih pogojev. Pri računu napetosti posameznega prečnega prereza si lahko pomagamo z Reševalcem iz programa MS Excel. Program Scia engineer omogoča izračun napetosti vzdolž celotnega nosilca.

2.5.2 Omejitev širine razpok

Omejitev širine razpok običajno zahtevamo pri vodonepropustnih konstrukcijah in konstrukcijah, ki so izpostavljene agresivnem okolju. Pri upogibno obremenjenih betonskih elementih je pojav razpok običajen.

Največjo dovoljeno računsko širino razpok w_{max} določimo z upoštevanjem funkcije in narave konstrukcije. Priporočene vrednosti za w_{max} skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 podajamo v preglednici 3.

Preglednica 3: Priporočene vrednosti za w_{max} [mm]

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

Omejitev dekompresije zahteva, da vsi deli povezanih kablov oziroma zaščitnih cevi ležijo najmanj 25 mm globoko v tlačnem betonu.

Kadar moramo omejiti širino razpok, moramo v območjih pričakovanih nategov zagotoviti vsaj najmanjšo potrebno količino armature $A_{s,min}$, ki jo izračunamo skladno z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005.

Pri prednapetih elementih pa velja, da najmanjše armature $A_{s,min}$ ne potrebujemo, če so pod vplivom karakteristične kombinacije vplivov napetosti v betonu tlačne oziroma so natezne napetosti manjše od srednje vrednosti učinkovite natezne trdnosti betona $f_{ct,eff}$.

2.5.3 Omejitev povesov

V splošnem lahko predpostavimo, da se videz in splošna uporabnost konstrukcije poslabšata, če računski poves elementa pod vplivom navidezno stalne kombinacije obtežb preseže 1/250 razpetine elementa.

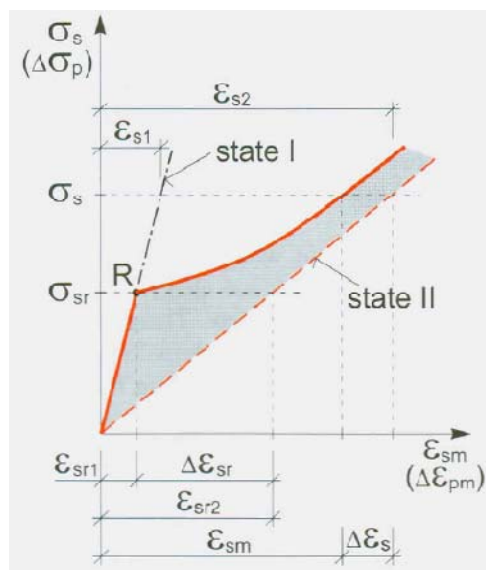
Mejno stanje deformacij lahko dokažemo na dva načina in sicer:

- z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino prereza ali
- s primerjavo izračunanega povesa z mejno vrednostjo.

Običajno preverjamo kratkotrajne deformacije ter trajne deformacije zaradi krčenja, relaksacije in lezenja.

Natančen izračun kratkotrajnih in še posebej dolgotrajnih deformacij armiranobetonskih in prednapetih elementov je možen le z sofisticiranim računskim modelom ter ustreznim programskim orodjem. Približno lahko poves izračunamo z metodo, ki temelji na razdelitvenem koeficientu ζ , ki omogoča upoštevanje sodelovanja betona pri prevzemu nateznih napetosti. Elemente, pri katerih so natezne napetosti v betonu pri določenem zunanjem vplivu manjše od njegove natezne trdnosti, lahko obravnavamo kot nerazpokane elemente. Pri elementih, kjer pa se razpoke pojavijo, pa lahko predpostavimo, da je njihovo obnašanje nekje med obnašanjem nerazpokanih in popolnoma razpokanih elementov.

Na sliki 19 prikazujemo dve napetostno-deformacijski stanji v armiranobetonskem oziroma prednapetem betonskem prečnem prerezu. V stanju I beton sodeluje pri prevzemu nateznih napetosti, v stanju II pa ne. Ob nastanku prve razpoke (točka *R* na sliki 19) se togost prečnega prereza zmanjša, vendar je le-ta še vedno večja od togosti prereza, kjer beton ne sodeluje pri prevzemu nateznih napetosti. Govorimo o pojavu natezne togosti betona (angl. tension stiffening). Vpliv natezne togosti betona na togost prečnega prereza lahko upoštevamo z naslednjimi enačbami.



Slika 19: Poenostavljena zveza med napetostjo in deformacijo armature [Prestressed concrete structures, Navrátil J., avgust 2006, str.164]

Eksperimenti so pokazali, da velja zveza:

$$\frac{\Delta \varepsilon_s}{\Delta \varepsilon_{sr}} = \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \quad (2.89)$$

Iz slike 19 je razvidno, da velja:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{sr2}}{\Delta \varepsilon_{s2}} = \frac{\varepsilon_{sr1}}{\varepsilon_{s1}} = \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \quad (2.90)$$

Velja tudi:

$$\varepsilon_{sr2} = \varepsilon_{sr1} + \Delta \varepsilon_{sr} \quad (2.91)$$

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} + \Delta \varepsilon_s = \varepsilon_{s2} - \beta \cdot \Delta \varepsilon_{sr} \quad (2.92)$$

Z zamenjavo in modifikacijo zgornjih enačb dobimo:

$$\varepsilon_{sm} = \zeta \cdot \varepsilon_{s2} + (1 - \zeta) \varepsilon_{s1} \quad (2.93)$$

kjer je ζ koeficient, s katerim upoštevamo natezno togost betona in je:

$$\zeta = 1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (2.94)$$

σ_{sr} je napetost v armaturi (pri prednapetih elementih je to prirastek napetosti v kabljih glede na stanje dekompresije) zaradi obtežbe, ki povzroči nastanek prve razpoke, izračunana na razpokanem prečnem prerezu ob predpostavki, da beton ne prenaša nateznih napetosti. σ_s je napetost v armaturi (pri prednapetih elementih je to prirastek napetosti v kabljih glede na stanje dekompresije) zaradi navidezno stalne kombinacije obtežb, izračunana na razpokanem prečnem prerezu ob predpostavki, da beton ne prenaša nateznih napetosti. Enačba (2.94) je skoraj identična enačbi za razdelitveni koeficient ζ iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005, ki je:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2. \quad (2.95)$$

S koeficientom β upoštevamo vpliv trajanja obtežbe ali ponavljajoče se obtežbe na povprečno deformacijo jekla in je:

$$\begin{aligned} \beta &= 1,0 && \text{za kratkotrajno obtežbo,} \\ &= 0,5 && \text{za trajno obtežbo ali za več ciklov ponavljajoče se obtežbe.} \end{aligned}$$

Če uporabimo analogijo z enačbo (2.93) za ε_{sm} , dobimo enačbo za izračun pomikov z upoštevanjem efekta natezne togosti za pretežno upogibno obremenjene elemente:

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I. \quad (2.96)$$

Pri tem je α obravnavan deformacijski parameter, ki je lahko npr. deformacija, ukrivljenost ali zasuk (za α lahko upoštevamo tudi povse elementa). α_I in α_{II} sta vrednosti parametrov za primer računa z upoštevanjem nerazpokanega oziroma polno razpokanega betonskega elementa.

V primeru obtežb, ki povzročijo lezenje, lahko celotno deformacijo, vključno z vplivom lezenja, izračunamo z uporabo učinkovitega modula elastičnosti betona:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}. \quad (2.97)$$

2.6 Mejna stanja nosilnosti

Pri projektiranju na mejna stanja nosilnosti obravnavamo mejno stanje porušitve ali prevelikih deformacij prečnega prereza oziroma elementa. Formalno to zapišemo kot:

$$E_d \leq R_d, \quad (2.98)$$

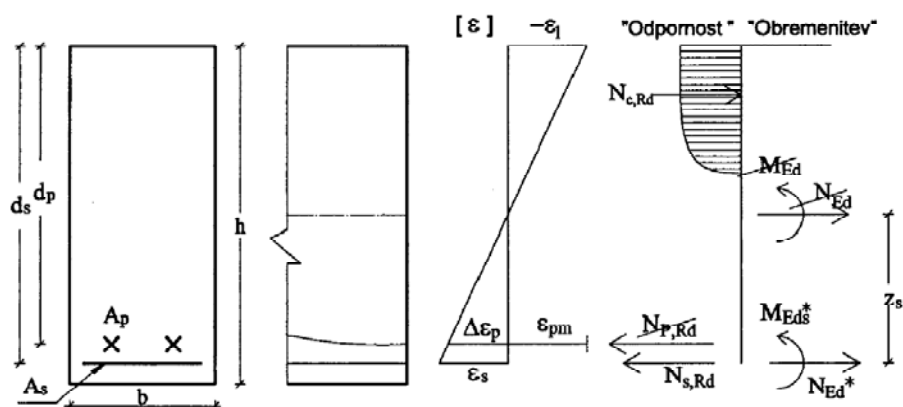
kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov (notranje sile), ki jih določimo na podlagi ustreznih kombinacij za mejna stanja nosilnosti, R_d pa je projektna vrednost pripadajoče odpornosti.

2.6.1 Upogibna obremenitev – projektiranje natezne armature

Pri določitvi mejne upogibne odpornosti prednapetega betonskega prereza upoštevamo naslednje predpostavke:

- ravni prečni prerezi ostanejo tudi po deformiranju ravni (Bernoullijeva hipoteza),
- deformacija kabla za prednapenjanje je enaka deformaciji okoliškega betona, to pomeni, da ni zdrsa na stiku med betonom in kablom,
- natezno trdnost betona zanemarimo,
- pri nižjih napetostih (po izgubah) se jeklo obnaša linearno,
- napetost v tlačno obremenjenem betonskem delu prereza določimo na podlagi projektnih sovisnosti med napetostjo in deformacijo iz diagrama za dimenzioniranje,
- napetost v jeklu za prednapenjanje določimo na podlagi projektnih sovisnosti med napetostjo in deformacijo iz diagrama za dimenzioniranje,
- pri računu napetosti prednapetih kablov upoštevamo njihovo začetno preddeformacijo,
- deformacije v prečnem prerezu morajo biti znotraj predpisanih mej.

Na sliki 20 prikazujemo napetostno in deformacijsko stanje prereza v mejnem stanju nosilnosti.



Slika 20: Prikaz ravnotežnih pogojev pri računu potrebne mehke armature [Projektiranje betonskih konstrukcij v skladu z evropskim standardom EN 1992-1-1, 2.del gradiva-Računski primeri, Saje F., Lopatič J., september 2007, str. 4-17]

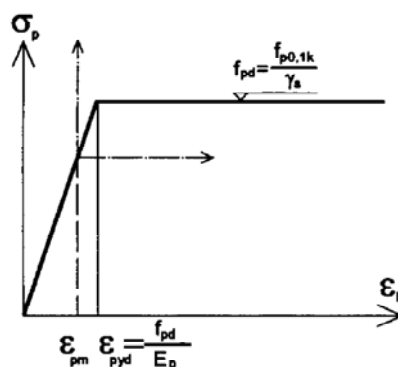
Na podlagi znane ploščine prečnega prereza prednapetih kablov A_p moramo določiti potrebno ploščino prečnega prereza vzdolžne armature A_s :

Skupna deformacija kablov je:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon_p,$$

$$\varepsilon_{pm} \cong \frac{\sigma_{pm,t}}{E_p}. \quad (2.99)$$

kjer je ε_{pm} začetna preddeformacija kabla, $\Delta\varepsilon_p$ pa je prirastek deformacije pri prehodu v mejno stanje nosilnosti. Na sliki 21 prikazujemo sovisnost med napetostjo in deformacijo jekla za prednapenjanje, ki jo uporabljamo za dimenzioniranje prečnega prereza.



Slika 21: Jeklo za prednapenjanje – diagram za dimenzioniranje prečnega prereza

[Projektiranje betonskih konstrukcij v skladu z evropskim standardom EN 1992-1-1, 2.del gradiva-Računski primeri, Saje F., Lopatič J., september 2007, str. 4-17]

Če je $\varepsilon_p \geq \varepsilon_{pyd}$, potem je $\sigma_p = f_{pd}$

$$N_{P,Rd} = A_p \cdot \sigma_p,$$

$$\varepsilon_{pyd} = \frac{f_{pd}}{E_p}.$$
(2.100)

Za polno silo kablov je potrebna sprememba

$$\Delta\varepsilon_{p,potreben} = \varepsilon_{pyd} - \varepsilon_{pm}.$$
(2.101)

$N_{P,Rd}$, N_{Ed} , in M_{Ed} združimo v nadomestno obremenitev glede na težišče armature A_s :

$$N_{Ed}^* = N_{Ed} - N_{P,Rd},$$

$$M_{Eds}^* = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s + N_{P,Rd} \cdot (d_s - d_p).$$
(2.102)

Sledi dimenzioniranje kot pri običajnem dimenzioniranju armiranobetonskih prerezov:

$$k_d = \frac{M_{Eds}^*}{f_{cd} \cdot b \cdot d_s^2},$$
(2.103)

→ Izberem $\varepsilon_s/\varepsilon_1$ → k_s ,

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}^*}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{Ed}^*}{\sigma_s}.$$
(2.104)

Na osnovi izbranega ε_s določimo $\Delta\varepsilon_p$ na sledeč način. Iz pravila podobnih trikotnikov dobimo:

$$\frac{\varepsilon_s - \Delta\varepsilon_p}{d_s - d_p} = \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_1}{d_s} \quad \longrightarrow \quad \Delta\varepsilon_p = \varepsilon_s - \frac{(\varepsilon_s + \varepsilon_1)}{d_s} \cdot (d_s - d_p).$$
(2.105)

Če je $\Delta\varepsilon_p > \Delta\varepsilon_{p,potreben}$ → predpostavljen $N_{P,Rd}$ je pravi → izbermo potrebno količino armature.

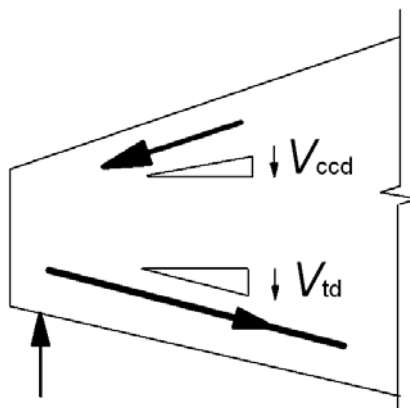
2.6.2 Strig zaradi prečne sile

Za preverjanje strižne odpornosti so določene naslednje oznake:

- $V_{Rd,c}$ projektna strižna odpornost elementa brez strižne armature
- $V_{Rd,s}$ projektna vrednost prečne sile, ki jo element lahko prenese v primeru plastifikacije vložene strižne armature
- $V_{Rd,max}$ vrednost največje prečne sile, ki jo element lahko prenese in je omejena s poružitvijo tlačnih razpor

Pri elementih z nagnjenimi pasovi so določene še naslednje dodatne vrednosti:

- V_{ccd} projektna vrednost strižne komponente sile v tlačni coni v primeru nagnjenega tlačnega pasu.
- V_{td} projektna vrednost strižne komponente sile v natezni armaturi v primeru nagnjenega nateznega pasu



Slika 22: Strižni komponenti sil v tlačnem in nateznem pasu pri elementih z nagnjenimi pasovi[SIST EN 1992-1-1, maj 2005]

Strižna odpornost elementa s strižno armaturo je določena z izrazom:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (2.106)$$

V območjih elementa, kjer velja $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, računaska strižna armatura ni potrebna. V_{Ed} je projektna prečna sila v obravnavanem prerezu, ki jo povzroča zunanja obtežba in prednapetje (s povezanimi ali nepovezanimi kabli).

Kadar strižna armatura na podlagi računskih dokazov striga pri dimenzioniranju ni potrebna mora biti zagotovljena minimalna prečna armatura, razen v primerih pri katerih je možna prerazporeditev obtežbe v prečni smeri (masivne, rebraste in votle plošče).

V območjih kjer velja $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, moramo zagotoviti takšno strižno armatura da velja $V_{Ed} \leq V_{Rd}$.

Vsota projektne prečne sile in prispevkov nagnjenih pasnic $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$, ne sme nikjer v elementu preseči največje dovoljene vrednosti $V_{Rd,max}$.

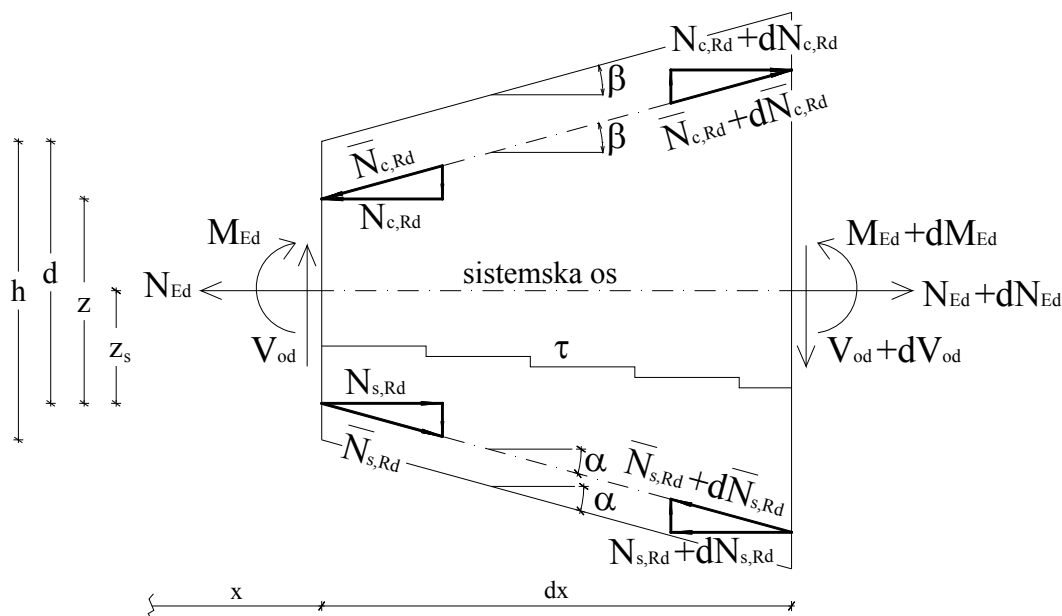
Vzdolžna natezna armatura mora biti sposobna prevzeti dodatno natezno silo, ki jo povzroča strig.

Za elemente, ki so izpostavljeni pretežno enakomerno razporejeni obtežbi, projektne prečne na odseku od podpore do oddaljenosti d od roba podpore ni treba preverjati. Potrebno strižno

armaturo je potrebno voditi do podpore. Poleg tega je potrebno dokazati, da prečna sila ob podpori ne preseže vrednosti $V_{Rd,max}$.

Kadar je prijemališče obtežbe blizu spodnjega roba prereza, je poleg armature za prevzem prečne sile potrebna še zadostna dodatna navpična armatura za prenos obtežbe do vrha prereza.

2.6.2.1 Projektna vrednost strižne komponentne sile V_{ccd} v tlačni coni pri elementu z nagnjenimi pasovi



Slika 23: Komponente količin pri izpeljavi V_{ccd}

Ravnotežje:

$$\tau \cdot b \cdot dx = N_{s,Rd} + dN_{s,Rd} - N_{s,Rd} , \quad (2.107)$$

$$\tau \cdot b = \frac{dN_{s,Rd}}{dx} . \quad (2.108)$$

Velja:

$$N_{s,Rd} = \frac{M_{Ed,s}}{z} + N_{Ed} = \frac{M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s}{z} + N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{Ed} \cdot z_s}{z} + N_{Ed} . \quad (2.109)$$

Enačbo (2.109) odvajam po x :

$$\frac{dN_{s,Rd}}{dx} = \frac{d}{dx} \left(\frac{M_{Ed}}{z} \right) - \frac{d}{dx} \left(\frac{N_{Ed} \cdot z_s}{z} \right) + \frac{dN_{Ed}}{dx}, \quad (2.110)$$

$$\frac{dN_{s,Rd}}{dx} = \frac{dM_{Ed}}{dx} \cdot \frac{1}{z} - \frac{M_{Ed}}{z^2} \cdot \frac{dz}{dx} + \frac{dN_{Ed}}{dx} \cdot \frac{z_s}{z} - \frac{N_{Ed}}{z} \cdot \frac{dz_s}{dx} + \frac{N_{Ed} \cdot z_s}{z^2} \cdot \frac{dz}{dx} + \frac{dN_{Ed}}{dx} \cdot \frac{z_s}{z}. \quad (2.111)$$

Upoštevamo:

$$z = k_z \cdot d; \quad k_z \cong \text{konst.} \rightarrow \frac{dz}{dx} = \frac{d(k_z \cdot d)}{dx} = k_z \cdot \frac{dd}{dx} = k_z \cdot (\text{tg}\alpha + \text{tg}\beta), \quad (2.112)$$

$$\frac{dz_s}{dx} = \text{tg}\alpha; \quad \frac{dM_{Ed}}{dx} = V_{od}, \quad (2.113)$$

$$\begin{aligned} \frac{dN_{s,Rd}}{dx} = V_{od} \cdot \frac{1}{z} - \frac{M_{Ed}}{z} \cdot \frac{k_z}{z} \cdot (\text{tg}\alpha + \text{tg}\beta) + \frac{dN_{Ed}}{dx} \cdot \frac{1}{z} \cdot (z - z_s) \\ + \frac{N_{Ed}}{z} \cdot \left(\frac{z_s}{d} \cdot (\text{tg}\alpha + \text{tg}\beta) - \text{tg}\alpha \right), \end{aligned} \quad (2.114)$$

$$\tau \cdot b \cdot z = \frac{dN_{s,Rd}}{dx} \cdot z = V_{Ed}, \quad V_{Ed} \quad \text{Efektivna računska prečna sila} \quad (2.115)$$

$$V_{Ed} = V_{od} \pm \frac{M_{Ed}}{d} \cdot (\text{tg}\alpha + \text{tg}\beta) + N_{Ed} \cdot \left(\frac{z_s}{d} \cdot (\text{tg}\alpha + \text{tg}\beta) - \text{tg}\alpha \right) + \frac{dN_{Ed}}{dx} \cdot (z - z_s). \quad (2.116)$$

2.6.2.2 Elementi v katerih računsko ni potrebna strižna armatura

Projektna vrednost strižne odpornosti $V_{Rd,c}$ je določena z izrazom:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (2.117)$$

z najmanjšo vrednostjo

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \quad (2.118)$$

kjer so:

f_{ck} v MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad (2.119)$$

kjer je d v mm

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02, \quad (2.120)$$

A_{sl} ploščina prereza natezne armature, ki jo je treba voditi najmanj $(l_{bd} + d)$ preko obravnavanega prečnega prereza

b_w najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone [mm]

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 \cdot f_{cd}, \quad [\text{MPa}] \quad (2.121)$$

N_{Ed} je osna sila prereza, ki jo povzroča obtežba ali prednapetje [v N] (v primeru tlačne osne sile je $N_{Ed} > 0$); vpliv vsiljenih deformacij na N_E se lahko zanemari.

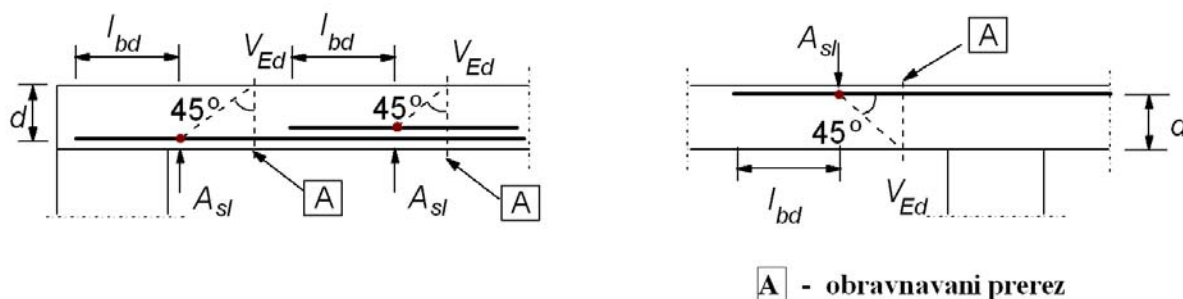
A_c ploščina prečnega prereza betona [mm²]

$V_{Rd,c}$ v [N]

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c, \quad (2.122)$$

$$v = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}, \quad (2.123)$$

$$k_1 = 0,15.$$



Slika 24: Definicija A_{sl} iz izraza (6.2) [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]

V prednapetih elementih brez strižne armature se lahko strižna odpornost v območjih, ki so razpokana zaradi upogiba, izračuna z enačbo (2.117). V območjih, ki zaradi upogiba niso razpokana (kjer je upogibna natezna napetost manjša od $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$) je treba strižno odpornost omejiti z natezno trdnostjo betona. V teh področjih je strižna odpornost določena z izrazom:

$$V_{Rd,c} = \frac{l \cdot b_w}{s} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}, \quad (2.124)$$

kjer so:

I	vztrajnostni moment prereza
b_w	širina prečnega prereza pri težiščni osi ob upoštevanju zaščitnih cevi kablov v skladu z izrazi
S	statični moment ploskve prereza nad težiščno osjo glede na težiščno os
α_1	$= l_x / l_{pt2} \leq 1,0$ za predhodno napete kable $= 1,0$ za druge vrste prednapetja
l_x	je oddaljenost obravnavanega prereza od začetne točke dolžine prenosa
l_{pt2}	zgornja meja vrednosti dolžine prenosa pri prednapetih elementih
σ_{cp}	tlačna napetost betona ob težiščni osi, ki jo povzroča osna obremenitev in/ali prednapetje ($\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ v MPa, $N_{Ed} > 0$ pri tlačni osni sili)

Pri prerezih s spremenljivo širino po višini se največje glavne napetosti lahko pojavijo v oseh, ki ne sovpadajo s težiščno osjo. V takem primeru je treba najmanjšo vrednost strižne odpornosti določiti z izračunom $V_{Rd,c}$ v več različnih oseh prečnega prereza.

V prerezih, ki so bližje podpori od presečišča težiščne osi elementa, ob upoštevanju elastičnega obnašanja in od notranjega roba ležišča pod kotom 45° nagnjene linije računski dokaz strižne odpornosti v skladu z enačbo (2.124) ni potreben.

Za dimenzioniranje vzdolžne armature v razpokanih območjih elementa je treba črto upogibnih momentov M_{Ed} premakniti za razdaljo $a_1 = d$ v neugodno smer.

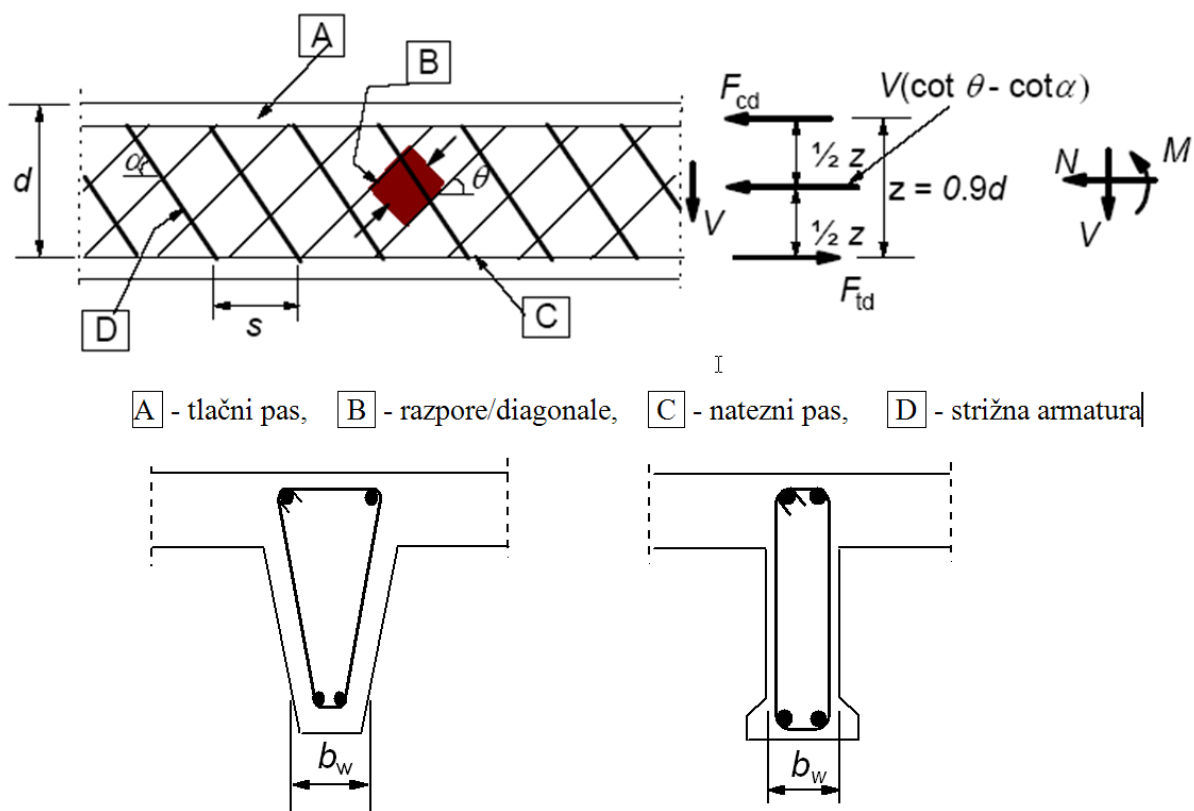
2.6.2.3 Elementi v katerih je računsko potrebna strižna armatura

Dimenzioniranje elementov s strižno armaturo temelji na modelu paličja.

Na sliki 25 so uporabljene naslednje oznake:

α	kot med strižno armaturo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo (merjeno pozitivno kot prikazuje slika 25)
θ	kot med betonsko tlačno razporo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo
F_{td}	projektna vrednost natezne sile v vzdolžni armaturi
F_{cd}	projektna vrednost tlačne sile betona v smeri vzdolžne osi elementa
b_w	najmanjša širina prereza med tlačnim in nateznim pasom
z	ročica notranjih sil, ki pri elementih konstantne višine ustreza upogibnemu momentu obravnavanega elementa. Pri računu strižne odpornosti armirano

betonskih elementov brez osne sile se v splošnem lahko upošteva približna vrednost $z = 0,9 \cdot d$.



A - tlačni pas, B - razpore/diagonale, C - natezni pas, D - strižna armatura

Slika 25: Model paličja in oznake za strižno armirane elemente [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]

Kot θ je treba omejiti:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \rightarrow 45^\circ \geq \theta \geq 21,80^\circ. \quad (2.125)$$

Pri elementih z navpično strižno armaturo je strižna odpornost V_{Rd} manjša izmed vrednosti:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad (2.126)$$

in

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (2.127)$$

pri tem je:

$$\nu_1 = \nu = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ v [MPa]}) \quad (2.128)$$

A_{sw}	ploščina prečnega prereza strižne armature
s	medsebojna razdalja stremen
f_{ywd}	projektna meja elastičnosti strižne armature
ν_1	redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona
α_{cw}	koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu.

Priporočena vrednost za α_{cw} je naslednja:

1	za konstrukcije brez prednapetja ,	
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	za $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd}$,	
1,25	za $0,25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 \cdot f_{cd}$,	(2.129)
$2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	za $0,5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 \cdot f_{cd}$.	

kjer je:

σ_{cp} srednja tlačna napetost betona, upoštevana kot pozitivna, ki pripada projektni osni sili. Določiti jo je treba z računom srednje vrednosti napetosti betonskega prereza ob upoštevanju armature. V območjih, ki so od roba podpore oddaljena manj kot $0,5 d \cot \theta$, vrednosti σ_{cp} ni treba računati.

Največja učinkovita ploščina prečnega prereza strižne armature $A_{sw,max}$ je podana z izrazom:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{1}{2} \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \quad (2.130)$$

V območjih, kjer ni nezveznosti V_{Ed} , (na primer pri enakomerno razporejeni zvezni obtežbi) se lahko za račun strižne armature v vsakem odseku dolžine $l = z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)$ upošteva najmanjša vrednost V_{Ed} na tem odseku.

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

$$\Delta F_{td} = 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha). \quad (2.131)$$

Za vsoto $(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ ni potrebno vzeti več od $M_{Ed,max}/z$, kjer je $M_{Ed,max}$ največji upogibni moment vzdolž nosilca.

2.7 Splošna pravila detajliranja

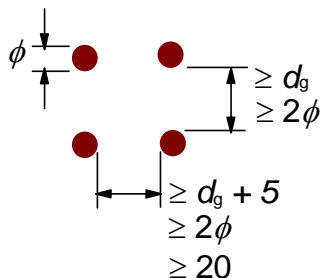
2.7.1 Izvedba prednapetih kablov

Medsebojne razdalje cevi oziroma prednapetih kablov morajo biti takšne, da omogočajo vgraditev in zadovoljivo zgostitev betona in da dosežemo zadostno sprijemnost med betonom in kablom.

Najmanjša svetla vodoravna in navpična medsebojna razdalja posameznih predhodno napetih kablov mora biti v skladu s sliko 26. Drugačno razporeditev kablov lahko uporabimo, če s preskusi dokažemo zadovoljivo obnašanje predhodno napetega elementa v mejnem stanju glede na:

- tlačne napetosti betona ob sidriščih
- cepljenje betona
- sidranje predhodno napetih kablov
- vgraditev betona med kabli.

Pozornost moramo trajnosti in nevarnosti korozije kablov na konceh elementov.



Slika 26: Najmanjša svetla razdalja med predhodno napetimi kabli [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]

Na sliki 26 je ϕ premer prednapetega kabla, d_g pa je premer največjega zrna agregata.

Grupiranje kablov v območju sidranja ni dovoljeno, razen če je omogočena vgraditev in zadovoljiva zgostitev betona in dosežena zadovoljiva sprijemnost med betonom in kabli.

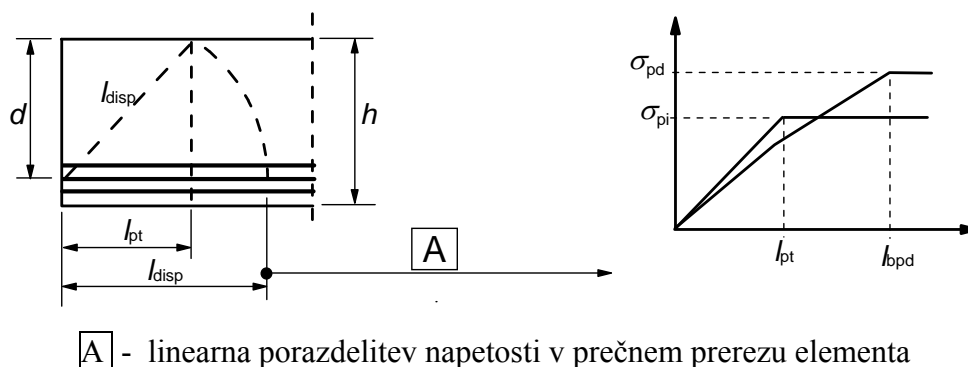
2.7.2 Sidranje predhodno napetih kablov

Območja sidranja so območja v prednapetih elementih, kjer se sile prednapenjanja prenesejo iz kablov v beton. Dolžina območja sidranja je načeloma enaka višini elementa, vendar je lahko v primeru ustrezne razporeditve prednapetih kablov tudi manjša.

Pri predhodno prednapetih elementih se sila prednapetja prenese iz kablov na beton na t.i. dolžini sidranja. Ko kable popustimo, se v območju dolžine sidranja napetosti v kablích zmanjšajo.

V območju sidranja predhodno napetih kablov moramo upoštevati naslednje dolžinske parametre, kar prikazujemo na sliki 27:

- Dolžina vnosa, l_{pt}** , na kateri se sila prednapetja (P_0) v celoti vnese v beton
- Dolžina razporeditve napetosti l_{disp}** , na kateri se napetost betona postopno razporedi v linearno porazdelitev preko prereza betona
- Sidrna dolžina l_{bpd}** , na kateri je kabelska sila F_{pd} v mejnem stanju nosilnosti polno zasidrana v beton



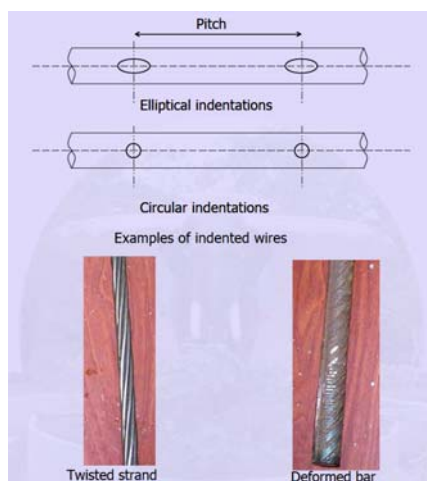
Slika 27: Vnos prednapetosti v prednapeti element; dolžinski parametri [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]

2.7.3 Vnos prednapetosti

Prenos napetosti iz nategnjenih kablov v beton vodi do neodvisnega ravnotežnega sistema. Za predhodno prednapete elemente je prednapetje preneseno z vezjo med betonom in kablí. Obstajajo trije mehanizmi v vezi.

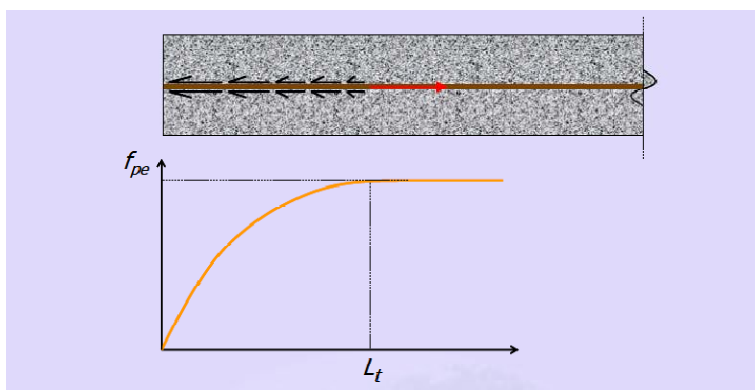
- adhezija med betonom in jeklom
- mehanska vez med betonom in mejnim območjem jekla
- trenje pri prečnem tlaku

Mehanična vez je primaren mehanizem pri vezi za žice, vrvi in palice. Deformacija armature ponazarja vez.



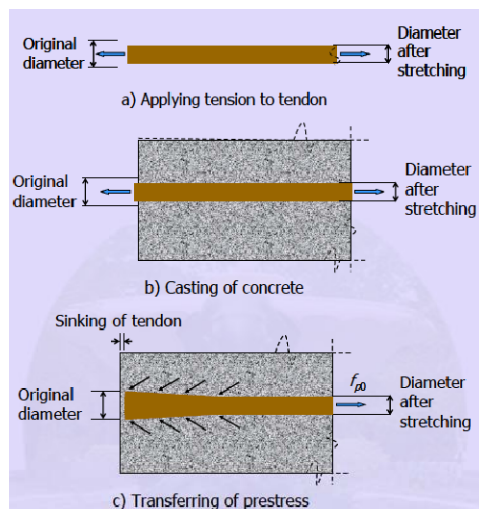
Slika 28: Deformirana prednapeta armatura [Prestressed concrete structures, Sengupta A., Menon D., poglavje 7-1.1]

Prednapetje je preneseno skozi določeno dolžino na vsaki strani elementa, ki jo imenujemo dolžina sidranja. Na začetku in na koncu kablov so napetosti nič, nato pa se povečujejo na dolžini sidranja, za dolžino sidranja pa ostanejo skoraj konstantne. Slika 29 prikazuje potek napetosti vzdolž kabla za prednapenjanje.



Slika 29: Spreminjanje prednapetja v kablu vzdolž dolžine sidranja [Prestressed concrete structures, Sengupta A., Menon D., poglavje 7-1.1]

Po napenjanju kablov se premer armature zmanjša iz prvotne vrednosti zaradi Poissonovega efekta. Pri prenosu prednapetja oz. popuščanju kablov, ko ima beton dovolj veliko trdnost se kabli pogreznejo v beton. Napetosti na koncih kablov so nične. Premer kabla na dolžini sidranja pridobi nazaj svojo prvotno vrednost. Sprememba premera kabla od svoje prvotne vrednosti (na koncu) do reducirane vrednosti po dolžini sidranja ustvari efekt klina v betonu. Ta pojav je znan kot **Hoyerjev efekt**, ki ga prikazujemo na sliki 30.



Slika 30: Hoyerjev efekt [Prestressed concrete structures, Sengupta A., Menon D., poglavje 7-1.1]

Faktorji, ki vplivajo na dolžino sidranja so:

- 1.) tip kabla: žica, vrv ali palica
- 2.) velikost kabla
- 3.) napetost v kablju
- 4.) površina kabla: ravna, zvita ali deformirana
- 5.) trdnost betona pri prenosu sile v beton
- 6.) hitrost popuščanja kablov
- 7.) prisotnost navadne armature
- 8.) efekt razpok
- 9.) trdnosti betona
- 10.) debelina krovnega sloja

Pri strižni nosilnosti je potrebno na dolžini sidranja upoštevati reducirano efektivno prednapetje.

Ob sprostitvi kablov lahko privzamemo, da se prednapetost v beton vnese s konstantno sprijemno napetostjo f_{bpt} , ki je določena z enačbo (2.132). Sprijemna napetost mora biti zadostna za preprečitev porušitve sidranja.

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t), \quad (2.132)$$

pri tem je:

η_{p1} , koeficient, ki upošteva vrsto kabla in pogoje sprejemnosti ob sprostitvi

$\eta_{p1} = 2,7$ za nazobčane žice

$\eta_{p1} = 3,2$ za splete iz 3 oziroma 7-ih žic

η_1 koeficient, ki je odvisen od kvalitete pogojev sidranja in od lege palic med betoniranjem (glej sliko 31)

$\eta_1 = 1,0$ za dobre pogoje sidranja

$= 0,7$ v drugih primerih, razen, če lahko glede na posebne okoliščine izvedbe dokažemo višje vrednosti

$f_{ctd}(t)$ je računski natezna trdnost betona v času sprostitve kablov; $f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} 0,7 f_{ctm}(t) / \gamma_c$, (glej tudi točke 3.1.2 (8) in 3.1.6 (2)P v standardu SIST EN 1992-1-1: MAJ 2005)

$\gamma_c = 1,5$ delni varnostni faktor za beton

$\alpha_{ct} = 1$ koeficient, ki upošteva učinke trajanja in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na natezno trdnost

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm}, \quad (2.133)$$

$\alpha = 1$ za $t < 28$

$\alpha = 2/3$ za $t \geq 28$

$\beta_{cc}(t)$ koeficient, ki je odvisen od starosti betona t

Vrednosti za f_{ctm} so podane v preglednici 3.1 v standardu SIST EN 1992-1-1: maj 2005.

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}, \quad (2.134)$$

t starost betona v dnevih

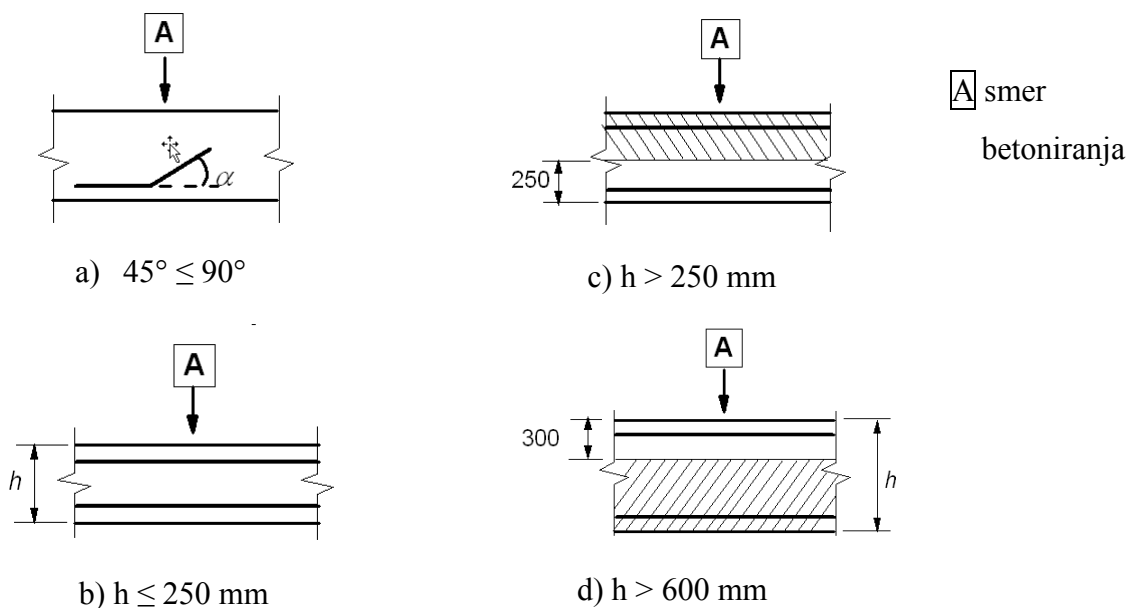
s koeficient, ki je odvisen od vrste cementa:

Opomba: $\exp\{\}$ ima enak pomen kot $e^{(\)}$

$s = 0,20$ za cement trdnostnih razredov CEM 42,5 R, CEM 52,5 N in CEM 52,5 R (razred R)

$= 0,25$ za cement trdnostnih razredov CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (razred N)

$= 0,38$ za cement trdnostnih razredov CEM 32,5 N (razred S) .



a) in b) »dobri« pogoji za sidranje za vse palice c) in d) nešrafirano področje – »dobri pogoji sidranja
šrafirano področje – »slabi pogoji sidranja«

Slika 31: Opis pogojev sidranja[SIST EN 1992-1-1, maj 2005]

Osnovna vrednost dolžine vnosa l_{pt} je podana z izrazom:

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt} , \quad (2.135)$$

pri tem je:

- $\alpha_1 = 1,0$ za postopno sproščanje
- $= 1,25$ za trenutno sprostitev
- $\alpha_2 = 0,25$ za kable s krožnim prerezom
- $= 0,19$ za splete iz 3 oziroma 7 žic

ϕ nazivni premer kabla

σ_{pm0} napetost kabla takoj po sprostitvi

Za računsko dolžino prenosa, odvisno od projektnega stanja, upoštevamo manj ugodno izmed dveh vrednosti:

$$l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt} , \quad (2.136)$$

oziroma

$$l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt} , \quad (2.137)$$

Opomba: Običajno za kontrolo lokalnih napetosti ob sprostitvi uporabimo manjšo vrednost, v mejnem stanju nosilnosti pa večjo vrednost (strig, sidranje itd.).

Izven dolžine razporeditve napetosti lahko privzamemo linearno porazdelitev napetosti betona, glej sliko 32:

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} , \quad (2.138)$$

Če ustrezno utemeljimo in dolžino vnosa ogovarjajoče priredimo, lahko privzamemo tudi drugačno strukturo prednapetja.

2.7.4 Sidranje natezne sile v mejnem stanju nosilnosti

(1) Sidranje kablov moramo preveriti v prerezih v katerih natezne napetosti betona prekoračijo $f_{ctk,0,05}$. Silo kabla moramo izračunati glede na razpokan prerez vključno z učinkom striga v skladu s točkama 6.2.3 (6) in 9.2.1.3 standarda SIST EN 1992-1-1: maj 2005. Kjer je natezna napetost betona manjša od $f_{ctk,0,05}$, kontrola sidranja ni potrebna.

Sprijemna napetost za sidranje v mejnem stanju nosilnosti je:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} , \quad (2.139)$$

pri tem je:

η_{p2} koeficient, ki upošteva vrsto kabla in pogoje sidranja

$\eta_{p2} = 1,4$ za nazobčane žice oziroma

$\eta_{p2} = 1,2$ za splete iz 7 žic

η_1 je določen v poglavju 2.7.3

Glede na povečanja krhkosti betona z višanjem trdnostnega razreda betona moramo $f_{ctk,0,05}$ omejiti na vrednost, ki odgovarja trdnostnemu razredu betona C60/75, razen, če lahko dokažemo, da povprečna sprijemna trdnost naraste preko te meje.

Celotna dolžina sidranja za sidranje kablov z napetostjo σ_{pd} je določena z enačbo (2.140).

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{bpd} , \quad (2.140)$$

pri tem je:

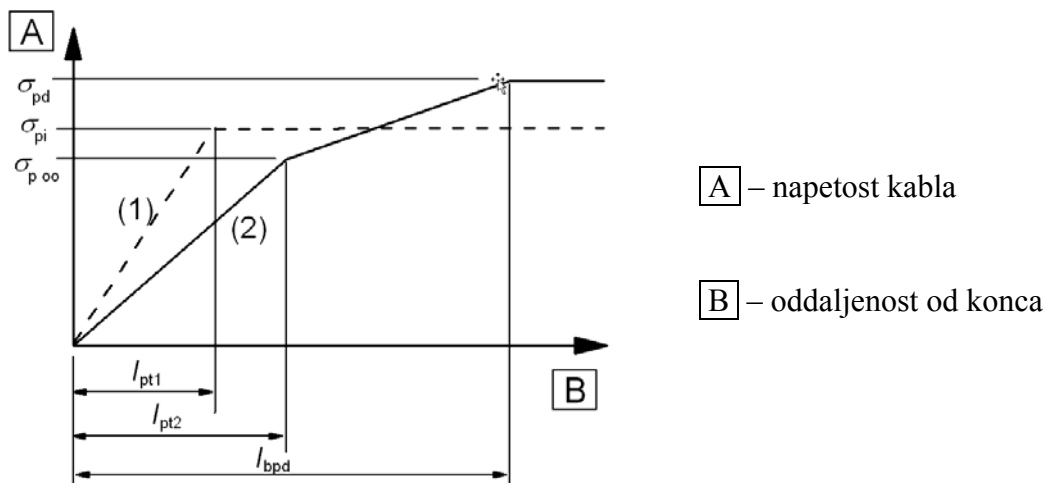
l_{pt2} zgornja računaska vrednost dolžine vnosa, glej enačbo (2.137)

α_2 je določen v poglavju 2.7.3

σ_{pd} napetost kabla, ki odgovarja kabelski sili, glej prvi odstavek tega poglavja

$\sigma_{pm\infty}$ prednapetje po poteku vseh izgub

Napetosti kablov v območju sidranja so prikazane na sliki 32.



Slika 32: Napetosti kablov v območju sidranja pri predhodno napetih elementih: ob sprostitvi kablov, (2) v mejnem stanju nosilnosti [SIST EN 1992-1-1, maj 2005]

V primeru kombinacije navadne in prednapete armature nosilnost sidranja obeh vrst armature med seboj seštevamo.

3 PROJEKTIRANJE ADHEZIJSKO PREDNAPETEGA DVOKAPNEGA NOSILCA

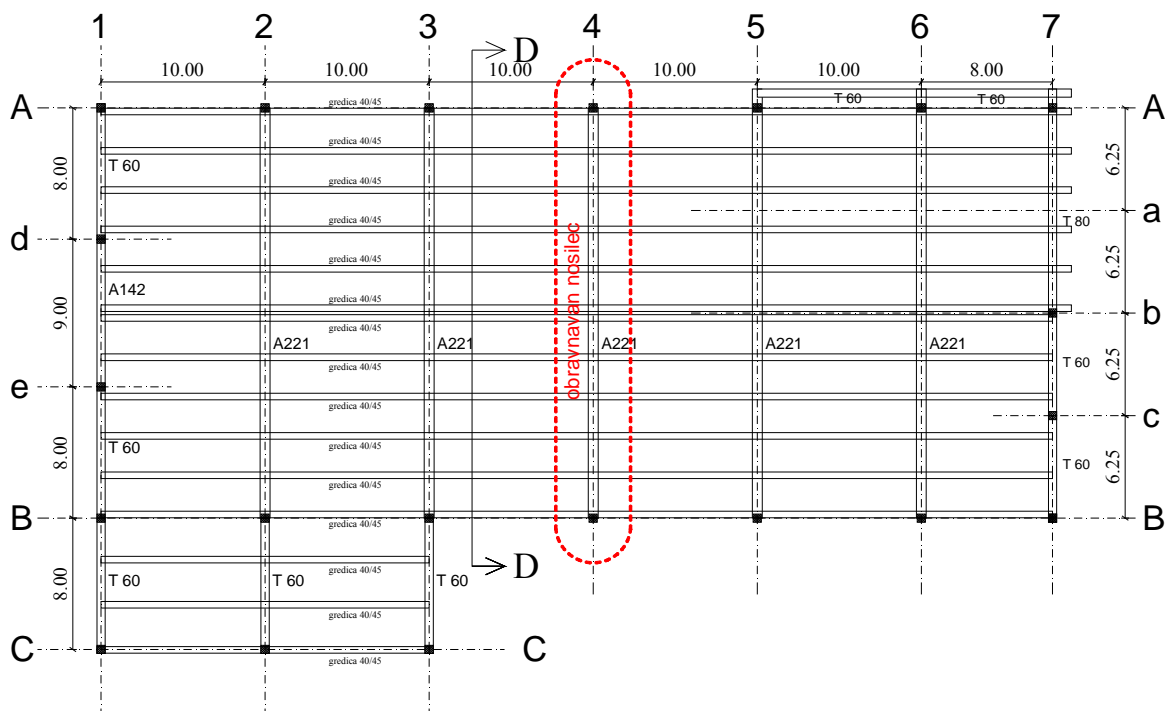
3.1 Zasnova

Statični račun obsega dokaz nosilnosti in dimenzioniranje adhezijsko prednapetega dvokapnega nosilca v skladu z veljavnimi predpisi, pravilniki in standardi. Nosilec je del strešne konstrukcije enoetažnega proizvodno poslovnega objekta. Objekt je namenjen poslovni in proizvodni dejavnosti. Nosilna AB konstrukcija objekta je zasnovana kot montažna. Tloris objekta je v obliki črke L z dimenzijami 58x33 m. Navpična obtežba se s strešne konstrukcije preko 21 stebrov prenaša na temeljna tla. Stebri se nahajajo po obodu objekta na medsebojni oddaljenosti od 8 do 10 m. Tloris objekta prikazujemo na sliki 33. Strešno konstrukcijo sestavljajo jeklena strešna kritina, betonske gredice, nosilci s T prečnim prerezom in adhezijsko prednapeti dvokapni nosilci. Fasade na objektu so betonske oziroma steklene.

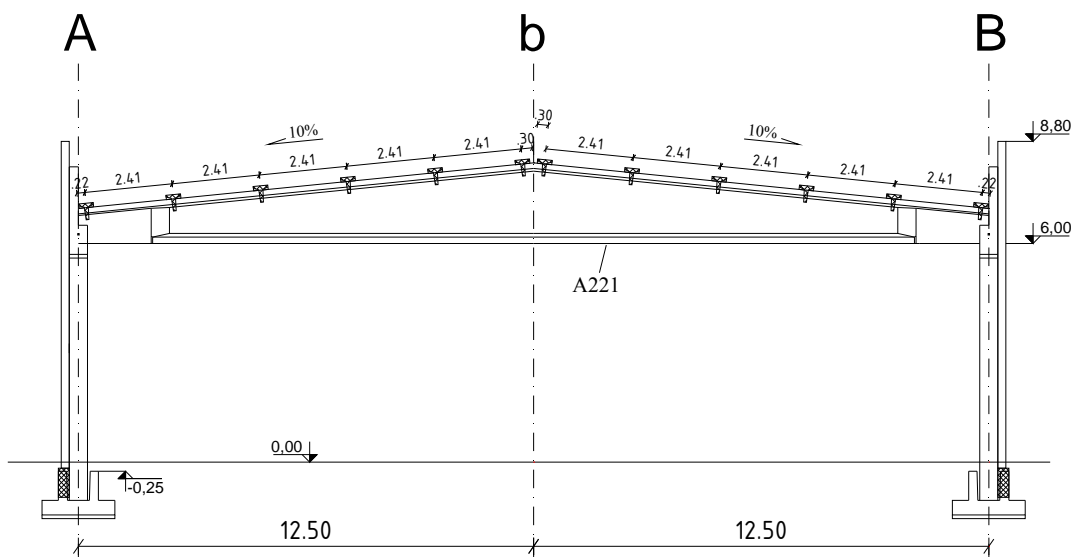
V diplomski nalogi obravnavamo prednapeti betonski nosilec v osi 4 (glej sliko 34). Osni razpon nosilca je 25 m, naklon zgornjih pasov pa je $5,71^\circ$. Lega nosilca je lepo razvidna iz prečnega prereza objekta, ki ga prikazujemo na sliki 41.

Prednapeti nosilec je iz betona trdnostnega razreda C 30/37, jeklo za armiranje je kvalitete S500-B, kabli za prednapenjanje pa so kvalitete St 1670/1860.

3.1.1 Arhitekturne podloge

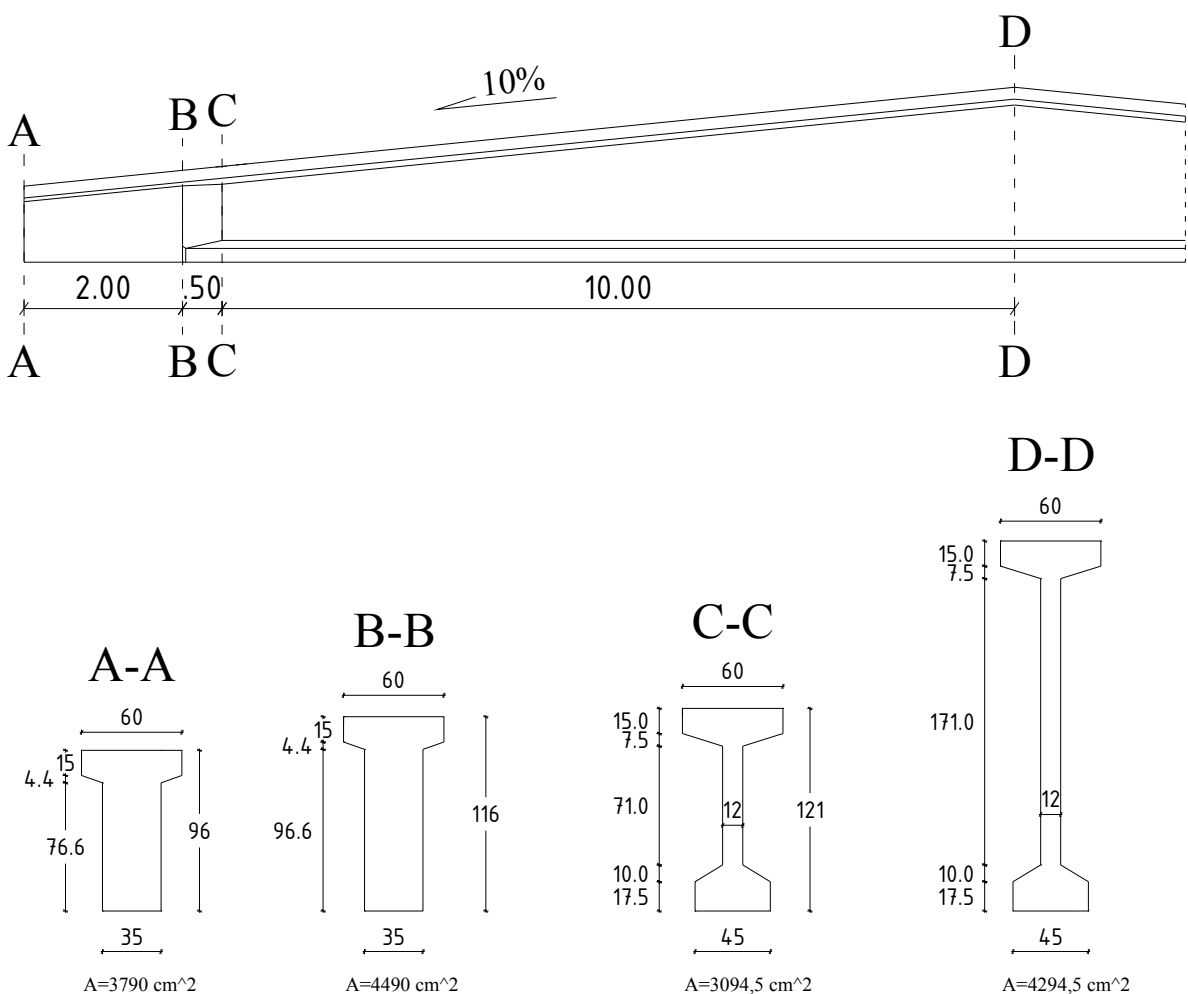


Slika 33: Tloris ostrešja



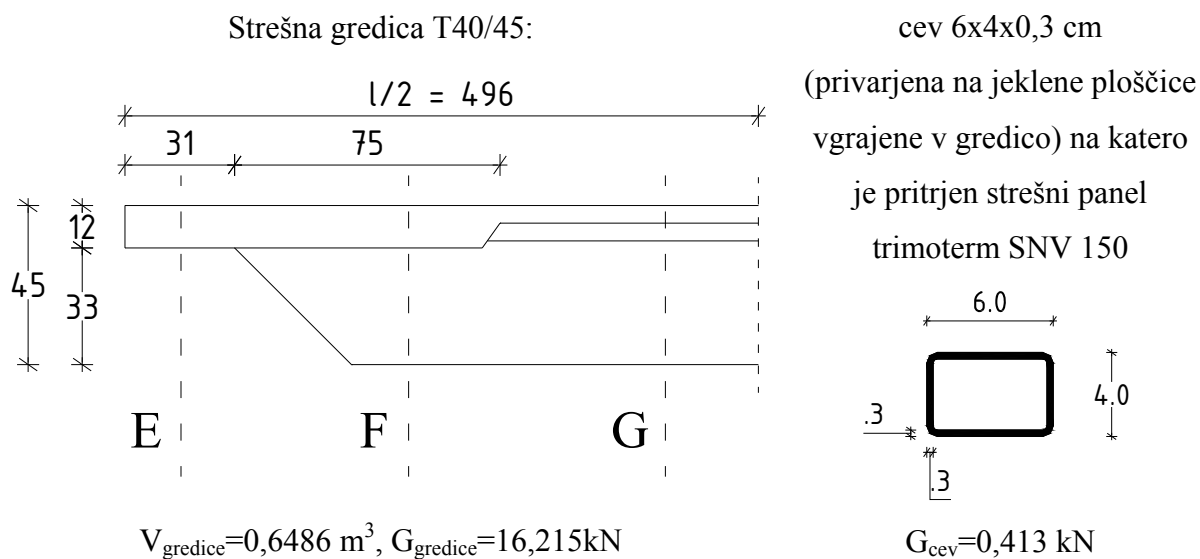
Slika 34: Prečni prerez D-D

Na sliki 35 prikazujemo vzdolžni pogled ter štiri prečne prereze obravnavanega prednapetega dvokapnega nosilca. Višina nosilca se spreminja od 96 cm na robu do 221 cm na sredini razpetine.

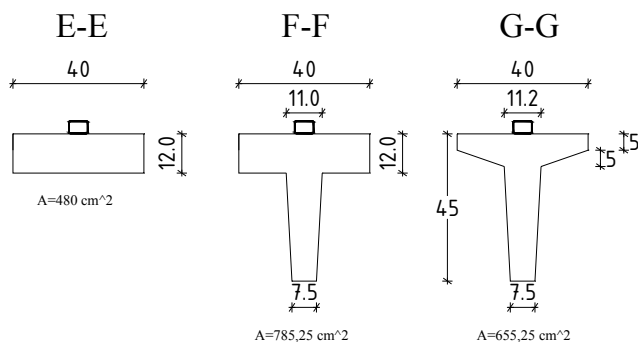


Slika 35: Prezezi nosilca:

Na sliki 36 in 37 prikazujemo še ostale nosilne elemente strešne konstrukcije objekta. To so betonske gredice z razponi 10 m in višine 45 cm, jeklene cevi 4/6 cm in strešni paneli.

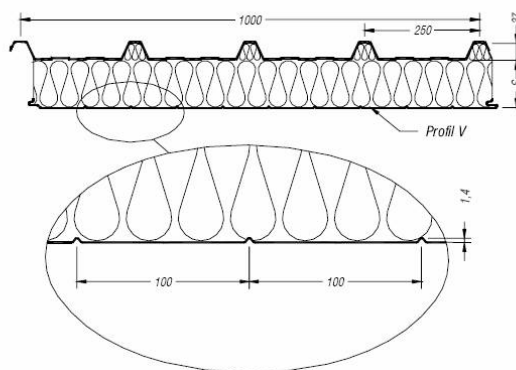


prezezi gredice: $G_{\text{gredica+cev}} = 16,628 \text{ kN}$



Slika 36: Strešna gredica T40/45

Ognjevarni panel SNVv:



Slika 37: Strešna kritina

3.1.2 Tehnološki proces

Tehnološki proces od priprave do montaže prednapetih dvokapnih nosilcev lahko strnemo v deset točk. Te so:

- 1) Priprava kalupa (pod namažemo z oljem, da se beton ne oprime opaža)
- 2) Priprava in polaganje mehke armature
- 3) Montaža prednapete armature ter plastičnih cevi za nevtralizacijo
- 4) Napenjanje ter sidranje vrvi
- 5) Namestitev membrane med elementi
- 6) Betoniranje elementov in vibriranje betona
- 7) Strjevanje betona, odstranjevanje kalupa ter pospešitev strjevanja betona
- 8) Merjenje trdnosti betona s sklerometrom
- 9) Sprostitev sidrišč
- 10) Rezanje vrvi
- 11) Transport na deponijo in gradbišče

V nadaljevanju na slikah od 38 do 45 prikazujemo nekatere značilnosti tehnološkega procesa.



Slika 38: Spleti prednapete armature



Slika 39: Prikaz sider na sidrišču ter batov za popuščanje oz. sprostitev sider



Slika 40: Prikaz nevtralizacije in sidra za dvig elementa



Slika 41: Dvig elementa s pomočjo posebne jeklene spojke



Slika 42: Prikaz vibratorja na opažu ter proces strjevanja betona



Slika 43: Nosilec na deponiji



Slika 44: Transport elementa iz deponije na gradbišče



Slika 45: Montaža nosilca na gradbišču

3.1.3 Mehanske lastnosti uporabljenih materialov

V nadaljevanju podajamo mehanske lastnosti uporabljenih materialov.

Beton: C30/37

$$E_{cm} = 3280 \text{ kN/cm}^2,$$

$$f_{ck} = 3,0 \text{ kN/cm}^2,$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,0 \cdot 3,0 / 1,5 = 2,0 \text{ kN/cm}^2,$$

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

cement: CEM 42,5 R.

(3.1)

Jeklo za armiranje:

S500-B ,

$$E_s = 20000 \text{ kN/m}^2 , \quad (3.2)$$

$$f_{yk} = 50 \text{ kN/m}^2 ,$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 50 / 1,15 = 43,48 \text{ kN/m}^2 .$$

Jeklo za prednapenjanje:

7-žične vrvi z nazivnim premerom 12,5 mm (7 žic $\varnothing 4,15$, $A_{p,1} = 0,93 \text{ cm}^2$), nazivna trdnost 1860 MPa; Razred 2 – nizka stopnja relaksacije

$$f_{p0,1k} / f_{pk} = 1670 / 1860 \text{ MPa} = 167 / 186 \text{ kN/cm}^2 ,$$

$$E_p = 19500 \text{ kN/cm}^2 , \quad (3.3)$$

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 167 / 1,15 = 145,22 \text{ kN/cm}^2 .$$

3.1.4 Debelina krovnega sloja betona

Krovni sloj betona je definiran kot razdalja od površine armature, ki je najbližja betonski površini do te betonske površine. Nosilec se nahaja v zmerno vlažnem okolju z relativno vlažnostjo zraka $RH=80\%$. Glede na pogoje okolja po EN 206-1 nosilec uvrstimo v razred izpostavljenosti XC3. Orientacijski trdnostni razred betona za zagotavljanje trajnosti znaša C30/37. To je minimalni potreben trdnostni razred pri dimenzioniranju. Projektna življenjska doba stavb in drugih običajnih konstrukcij je 50 let (razred konstrukcije S4). V primeru, ko imamo zagotovljeno posebno kontrolo kakovosti proizvodnje betona, lahko za razred izpostavljenosti XC3 razred konstrukcije znižamo za 1. Torej v našem primeru konstrukcija spada v razred S3.

Nazivni krovni sloj betona izračunamo z enačbama (3.4) in (3.5).

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} , \quad (3.4)$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\} , \quad (3.5)$$

kjer je:

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

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

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

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

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

Δc_{dev} dovoljeno odstopanje debeline krovnega sloja.

Klasična armatura:

$c_{min,b} = \Phi_{palice}(\text{premer palice}) = 16\text{mm}$, kadar imamo posamične palice, ki niso v svežnjih

Opomba: kadar je nazivni premer največjega zrna agregata večji od 32 mm, se $c_{min,b}$ poveča za 5mm.

$c_{min,dur} = 20\text{mm}$ (za razred izpostavljenosti XC3 in razred konstrukcije S3) ,

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$,

$\Delta c_{dur,st} = 0$,

$\Delta c_{dur,add} = 0$,

$\Delta c_{dev} = 10\text{ mm}$ (možno zmanjšanje na 0 mm pri posebni kontroli merjenja krovnega sloja) ,

$c_{min} = \max\{16; 20 + 0 - 0 - 0; 10\text{mm}\} = 20\text{mm}$,

$c_{nom} = 20 + 10 = 30\text{mm}$.

Prednapeta armatura:

$c_{min,b} = 1,5 \cdot 12,5\text{ mm} = 18,75\text{mm}$ (1,5 kratni premer vrvi) ,

$c_{min,dur} = 30\text{ mm}$ (za razred izpostavljenosti XC3 in razred konstrukcije S3) ,

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$,

$\Delta c_{dur,st} = 0$,

$\Delta c_{dur,add} = 0$,

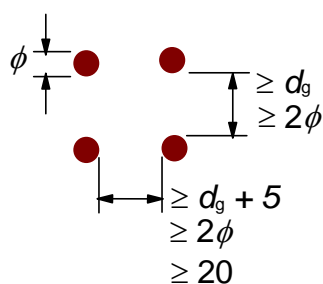
$\Delta c_{dev} = 10\text{ mm}$ (možno zmanjšanje na 0mm pri posebni kontroli merjenja krovnega sloja) ,

$c_{min} = \max\{18,75; 30 + 0 - 0 - 0; 10\text{mm}\} = 30\text{mm}$,

$c_{nom} = 30 + 10 = 40\text{mm}$.

3.1.5 Razporeditev prednapetih kablov ter palic armature

Pri razporeditvi prednapetih kablov moramo upoštevati dovolj veliko medsebojno oddaljenost med kablji, ki nam omogoča vgraditev, zadovoljivo zgostitev betona ter zadostno sprijemnost med betonom in kablji.



Slika 46: Najmanjša svetla medsebojna oddaljenost predhodno napetih kablov [SIST EN 1991-1-4, oktober 2005]

Pomen oznak na sliki 46 je sledeč:

d_g premer največjega zrna agregata ,

Φ premer predhodno napetega kabla.

Horizontalna svetla medsebojna oddaljenost med kablji $\geq \max \{d_g; 2 \cdot \Phi\}$,
 $\geq \max \{32; 2 \cdot 12,5\} = 32\text{mm}$.

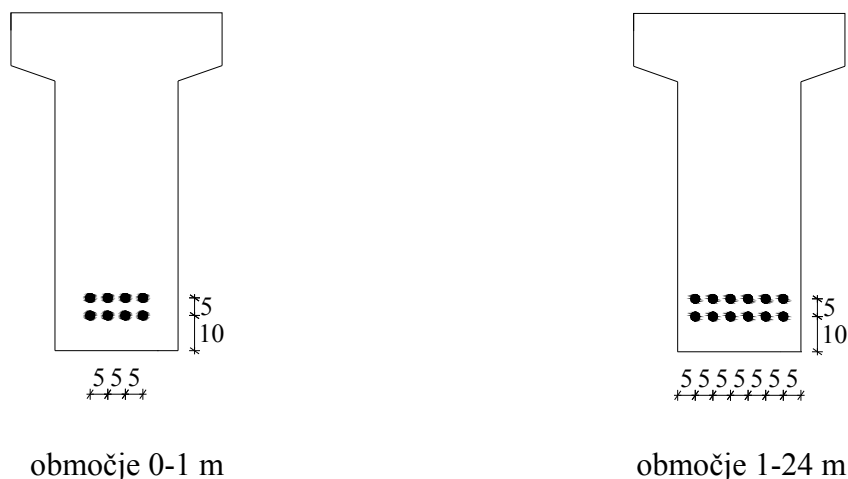
Vertikalna svetla medsebojna oddaljenost med kablji $\geq \max \{d_g+5; 2 \cdot \Phi; 20\}\text{mm}$,
 $\geq \max \{32+5; 2 \cdot 12,5; 20\}=37\text{mm}$.

Glede na zgornje omejitve in premer kablov izberemo kable na medsebojni osni oddaljenosti 50 mm in sicer tako v horizontalni kot vertikalni smeri.

Vodoravna in horizontalna svetla medsebojna oddaljenost posameznih armaturnih palic mora biti večja ali enaka od naslednjih vrednosti: $k_1 \cdot \Phi$, d_g+k_2 in 20mm, kjer je d_g premer največjega zrna agregata, Φ je premer palice, $k_1 = 1$, $k_2 = 5\text{mm}$,
 $\max \{1 \cdot 16, 32+5, 20\text{mm}\} = 37\text{mm}$.

Torej mora biti medsebojna težiščna razdalja med palicami vsaj 45 mm .

Izbrano razporeditev prednapetih kablov z nevtralizacijo prikazujemo na sliki 47. Uporabimo 12 kablov z nazivnim premerom 12,5 mm.



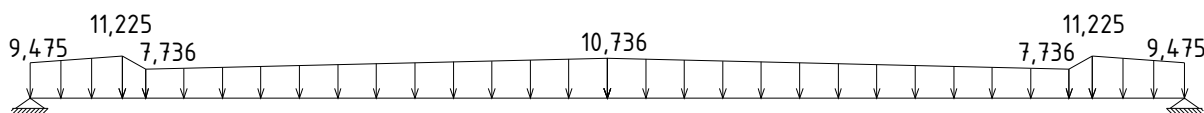
Slika 47: Izbrana razporeditev kablov

3.2 Vplivi in kombinacije vplivov

3.2.1 Stalna obtežba

K stalni obtežbi upoštevamo lastno težo nosilca in težo strešne konstrukcije ter različnih nekonstrukcijskih delov, ki služijo kot balast.

prečni prerez	A-A	B-B	C-C	D-D
lastna teža nosilca g_1 [kNm]	9,475	11,225	7,736	10,736



Slika 48: Shematični prikaz lastne obtežbe nosilca

Stalna obtežba preostale strešne konstrukcije:

gredica 40/45 + jeklena cev =	$12 \cdot 16,628 / 25 =$	7,98 kN/m ,
strešni panel trimoterm SNV		
150 ($g=27,3\text{kg/m}^2$) =	$27,3 \cdot 9,81 \cdot 10 \cdot 12,56 / 12,5 =$	2,71 kN/m ,
inštalacije	$0,2 \cdot 10 =$	2,00 kN/m ,
		<hr/>
		$g_2 = 12,69 \text{ kN/m.}$

3.2.2 Spremenljiva obtežba

3.2.2.1 Koristna obtežba

Koristna obtežba v stavbi izvira iz namena uporabe. Na obravnavan nosilec posredno učinkuje koristna obtežba na strešni površini stavbe. Pri določitvi koristne obtežbe površino razvrstimo v kategorijo glede na njeno predvideno uporabo. Izberemo kategorijo H, saj je streha obravnavane stavbe nepohodna, dostopna je le za normalno vzdrževanje in popravila. V tem primeru je koristna obtežba modelirana kot enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba in znaša $0,4 \text{ kN/m}^2$. Skladno z določili iz standatda SIST EN 1991-1-1:2004 na strehi ni potrebno upoštevati sočasno koristnih obtežb in obtežb snega ali vplivov vetra.

3.2.2.2 Obtežba snega

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,385 = 1,11 \text{ kN/m}^2,$$

$$C_e = 1,0 \text{ (običajen teren)},$$

$$C_t = 1,0,$$

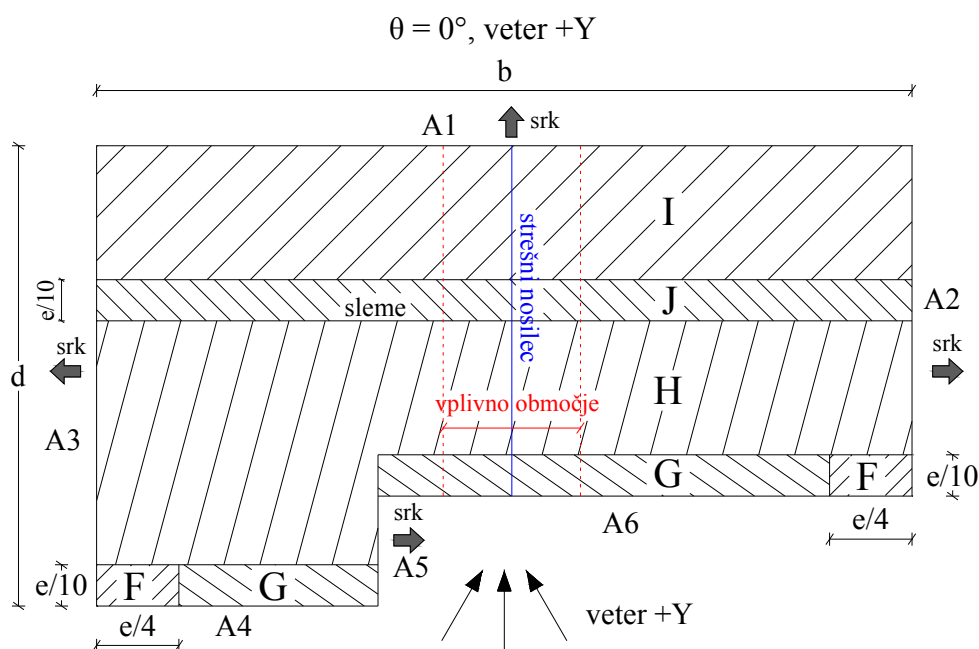
$$\mu_1 = 0,8 \text{ (} 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \text{)},$$

$$s_k \text{ (cona A2)} = 1,293 \cdot [1 + (A/728)^2] =$$

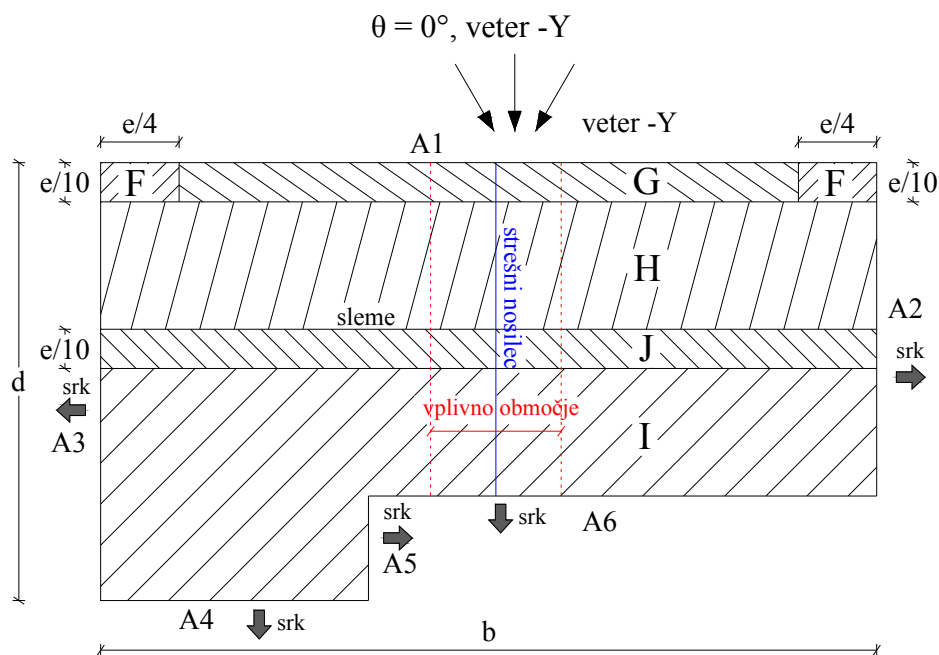
$$= 1,293 \cdot [1 + (194/728)^2] = 1,385 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{1,11 \cdot 10 = 11,1 \text{ kN/m}}{q_s = 11,1 \text{ kN/m}}$$

3.2.2.3 Obtežba vetra



Slika 49: Razdelitev strehe na področja, smer +Y



$$e = \min \{b; 2 \cdot h\} = \min \{59,4; 2 \cdot 8,5\} = 17 \text{ m}$$

Slika 50: Razdelitev strehe na področja, smer -Y

Preglednica 4: Koeficienti zunanje tlaka

[SIST EN 1991-1-4, oktober 2005]

$c_{pe,10}, \theta = 0^\circ$					
$\alpha [^\circ]$	F	G	H	I	J
5	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6
	0	0	0		
15	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0
	0,2	0,2	0,2		
5,71	-1,64	-1,17	-0,58	-0,59	-0,63
	0,014	0,014	0,014		

Preglednica 5: Merodajni koeficienti zunanje tlaka

$c_{pe,10}, \theta = 0^\circ; \max F,G,H; \min I,J$				
F	G	H	I	J
0,0142	0,0142	0,0142	-0,59	-0,63

Koeficient notranje tlaka c_{pi} :

Predpostavimo, da je propustnost strehe 10-krat manjša od prepustnosti stene:

$$\mu = \frac{\sum \text{površina odprtih na zavetrni in stranskih straneh, kjer je } c_{pe} < 0}{\sum \text{površina vseh odprtih}} \quad (3.6)$$

veter +Y:

$$A(c_{pe} < 0) = A_1 + A_2 + A_3 + A_5 + 0,1 \cdot A_7 = 412 + 194 + 246 + 54 + 0,1 \cdot 760 = 982 \text{ m}^2,$$

$$A(c_{pe} > 0) = A_4 + A_6 + 0,1 \cdot A_8 = 126 + 265 + 0,1 \cdot 930 = 484 \text{ m}^2,$$

$$A(c_{pe} < 0) + A(c_{pe} > 0) = 1466 \text{ m}^2,$$

$$\mu = \frac{A(c_{pe} < 0)}{A(c_{pe} < 0) + A(c_{pe} > 0)} = \frac{982}{1466} = 0,67,$$

$$\left. \begin{array}{l} c_{pi}(\mu = 0,67; h/d \leq 0,25) = -0,04 \\ c_{pi}(\mu = 0,67; h/d \geq 1) = -0,13 \end{array} \right\} c_{pi}(\mu = 0,67; h/d = 0,33) = -0,05.$$

veter -Y:

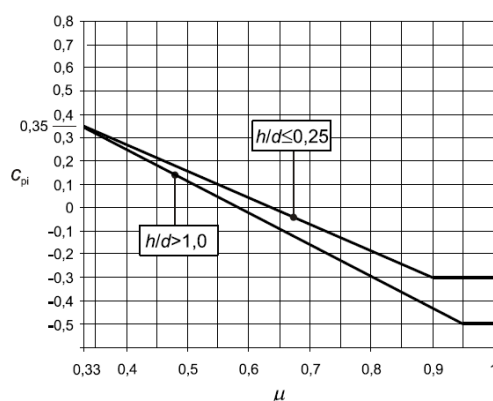
$$A(c_{pe} < 0) = A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6 + 0,1 \cdot A_8 = 194 + 246 + 126 + 54 + 265 + 0,1 \cdot 930 = 978 \text{ m}^2,$$

$$A(c_{pe} > 0) = A_1 + 0,1 \cdot A_8 = 412 + 0,1 \cdot 760 = 488 \text{ m}^2,$$

$$A(c_{pe} < 0) + A(c_{pe} > 0) = 1466 \text{ m}^2,$$

$$\mu = \frac{A(c_{pe} < 0)}{A(c_{pe} < 0) + A(c_{pe} > 0)} = \frac{978}{1466} = 0,67,$$

$$\left. \begin{array}{l} c_{pi}(\mu = 0,67; h/d \leq 0,25) = -0,04 \\ c_{pi}(\mu = 0,67; h/d \geq 1) = -0,13 \end{array} \right\} c_{pi}(\mu = 0,67; h/d = 0,33) = -0,05.$$



Slika 51: Koeficienti notranjega tlaka

[SIST EN 1991-1-4, oktober 2005]

Oznake A_1-A_6 predstavljajo površine stranskih ploskev (glej sliko 49 in sliko 50), A_7 je površina območij I in J pri smeri vetra +Y in površina območij F, G, H pri smeri -Y, A_8 je površina območij F, G, H pri smeri vetra +Y ter površina območij I in J pri smeri vetra -Y.

Tlak vetra w_e na zunanje ploskve izračunamo z izrazom:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (3.7)$$

$$z_e = z,$$

$$\begin{aligned} q_p(z) &= c_e(z) \cdot q_b = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,299] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 14,38^2 \\ &= 400 \text{ N/m}^2 = 0,40 \text{ kN/m}^2, \end{aligned} \quad (3.8)$$

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 20 \frac{\text{m}}{\text{s}},$$

$$c_{dir} = 1, \quad (3.9)$$

$$c_{season} = 1,$$

$$\text{cona 1, pod 800m} \rightarrow v_{b,0} = 20 \text{ m/s},$$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,719 \cdot 1 \cdot 20 = 14,38 \frac{\text{m}}{\text{s}},$$

III. kategorija terena

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0} \text{ za } z_{\min} = 5 < z \leq 200 \text{ m},$$

$$c_r(z = 8,5) = 0,215 \cdot \ln \frac{8,5}{0,3} = 0,719, \quad (3.10)$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215,$$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(8,5/0,3)} = 0,299.$$

Tlak vetra w_i na notranje ploskve izračunamo z izrazom:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} = q_p(z_e) \cdot c_{pi} = 0,40 \cdot c_{pi}. \quad (3.11)$$

Skupen vpliv vetra na zunanje in notranje ploskve je:

$$w_{e+i} = w_e \pm w_i = q_p(z_e) \cdot (c_{pe} \pm c_{pi}), \quad (3.12)$$

$$W_{e+i} = w_{e+i} \cdot e_1 \quad \text{obtežba na tekoči meter nosilca, kjer je } e_1 \text{ razdalja med nosilci.} \quad (3.13)$$

Izkaže se, da obtežba vetra za projektiranje obravnavanega nosilca ni merodajna, zato jo v nadaljnji analizi ne upoštevamo.

3.2.3 Kombinacije vplivov za mejno stanje uporabnosti

Ločimo tri mejna stanja uporabnosti, ki jih simbolično opišemo z enačbami (3.14), (3.15) in (3.16).

3.2.3.1 Karakteristična kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.14)$$

Preglednica 6: Obtežne kombinacije za karakteristično kombinacijo vplivov

Obtežna kombinacija	K1	K2
lastna	1,00	1,00
stalna	1,00	1,00
prednapenjanje	1,00	1,00
sneg	0,00	1,00

3.2.3.2 Pogosta kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.15)$$

Preglednica 7: Obtežne kombinacije za pogosto kombinacijo vplivov

Obtežna kombinacija	P1	P2
lastna	1,00	1,00
stalna	1,00	1,00
prednapenjanje	1,00	1,00
sneg	0,00	0,20

3.2.3.3 Navidezno stalna kombinacija

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.16)$$

Preglednica 8: Obtežna kombinacija za navidezno stalno kombinacijo vplivov

Obtežna kombinacija	N1
lastna	1,00
stalna	1,00
prednapenjanje	1,00
sneg	0,00

3.2.4 Kombinacije vplivov za mejno stanje nosilnosti

Kombinacije vplivov za mejna stanja nosilnosti formalno opišemo z izrazom:

$$E_d = \gamma_{Sd} \cdot E\{\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_P \cdot P; \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\}; j \geq 1; i > 1,$$

ali

$$E_d = E\{\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_P \cdot P; \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\}; j \geq 1; i > 1.$$

(3.17)

Kombinacije vplivov v izrazih (3.17) lahko zapišemo kot:

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

(3.18)

V preglednici 9 prikazujemo obtežne kombinacije za mejno stanje nosilnosti.

Preglednica 9: Obtežne kombinacije za mejno stanje nosilnosti

Obtežna kombinacija	MSN1	MSN2	MSN3	MSN4	MSN5	MSN6	MSN7	MSN8
lastna	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
stalna	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00
prednapenjanje	1,00	1,00	1,20	1,20	1,00	1,00	1,20	1,20
sneg					1,50	1,50	1,50	1,50

3.3 Analiza nosilca s računalniškim programom Scia Engineer 2010 – študentska verzija

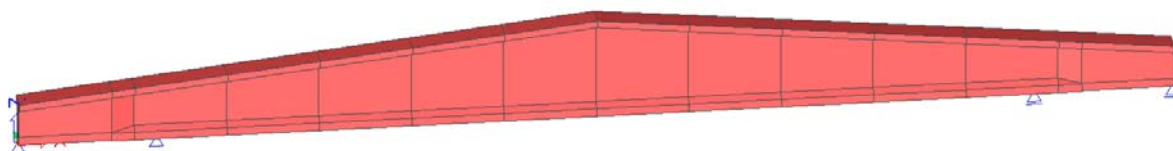
3.3.1 Kratek opis programa

Scia Engineer je splošen program za izračun gradbenih konstrukcij, ki temelji na metodi končnih elementov. S pomočjo programa lahko izvedemo statični izračun betonskih, jeklenih, lesenih in aluminijastih konstrukcij po različnih standardih. V okviru diplomske naloge smo uporabili posebne module, s katerimi lahko analiziramo adhezijsko prednapete betonske elemente. Izmed teh modulov so najpomembnejši »Construction stages« (Faze gradnje), »Prestressing« (Prednapenjanje), in »Time dependent analysis-TDA« (Časovno odvisna analiza). Analiza nosilca je temeljila na standardih Evrokod.

Modul »Construction stages« omogoča splošno modeliranje gradbenih procesov. V kombinaciji z modulom »TDA« lahko v analizi upoštevamo čas kot novo spremenljivko. Ta modul nam omogoča upoštevanje sprememb na konstrukciji, v prečnih prerezih, spremembo obtežbe, robnih pogojev in sicer v odvisnosti od pretečenega časa. V ta namen v programu definiramo posamezne faze. Modul »Prestressing« nam omogoča izračun predhodno napetih linijskih betonskih elementov. Možen je izračun kratkotrajnih in dolgotrajnih izgub. Modul »TDA« omogoča časovno odvisno analizo prednapetega betona. To pomeni, da lahko upoštevamo definirane faze gradnje, lezenje, krčenje in staranje betona. Metoda, ki je upoštevana za časovno odvisno analizo temelji na proceduri »step-by-step«, v kateri časovni interval razdelimo na časovne korake. V vsakem koraku se napetostno in deformacijsko stanje konstrukcije izračuna s pomočjo metode končnih elementov. Lezenje betona upoštevamo po elastični teoriji.

3.3.2 Računski model nosilca

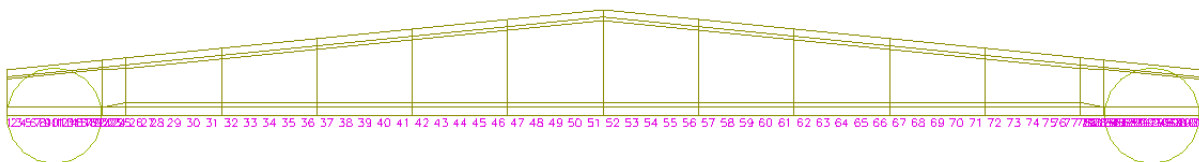
Na sliki 52 prikazujemo računski model obravnavanega prednapetega dvokapnega nosilca.



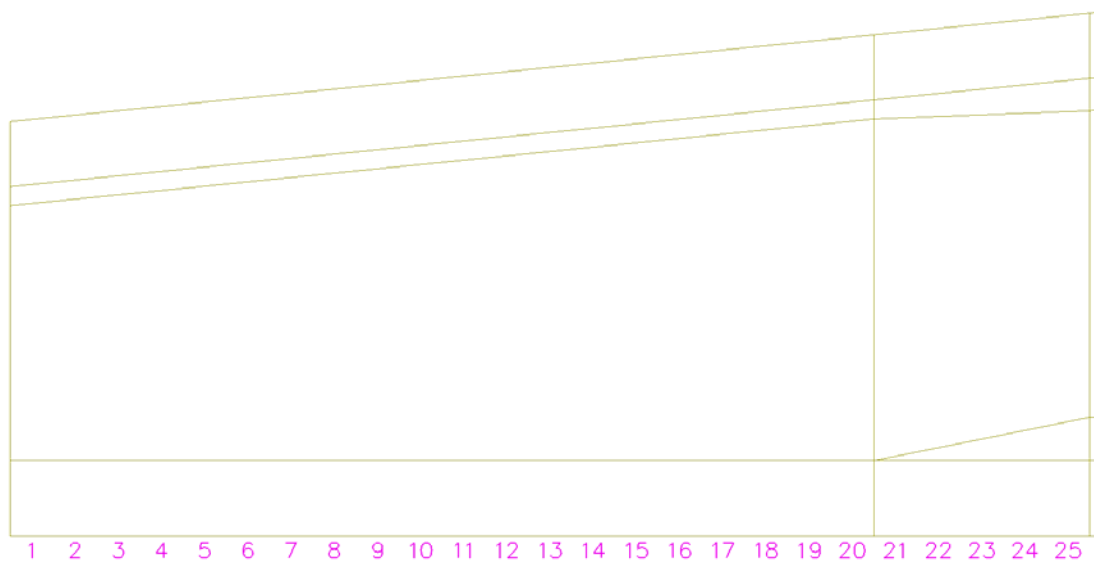
Slika 52: Računski model obravnavanega nosilca

Zaradi večje natančnosti modeliranja betonski del nosilca razdelimo na 14 odsekov. Prvi odsek je dolžine 2 m, drugi odsek meri 0,5 m, tretji do sedmi odsek pa 2 m. Ostali odseki so

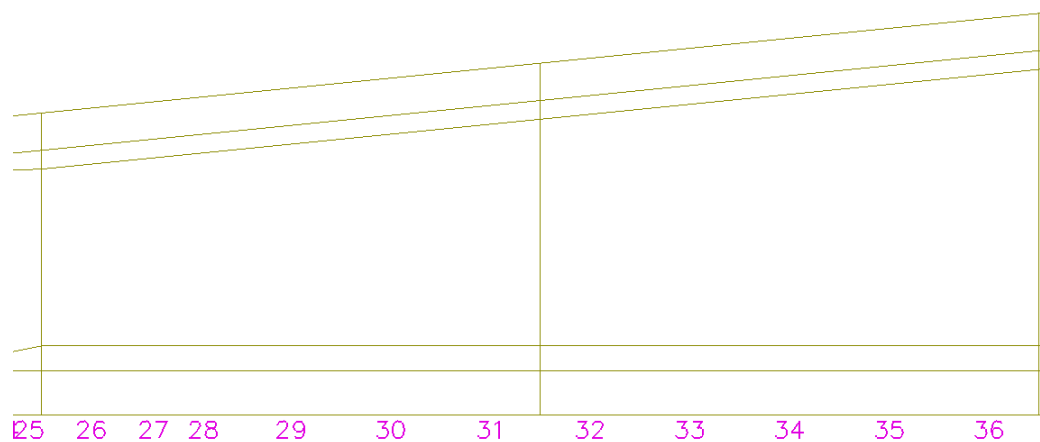
simetrični glede na sredino razpetine nosilca. V nadaljevanju vse odseke, razen prvega in zadnjega, razdelimo na 5 končnih elementov. V končnih elementih lahko upoštevamo spremenljiv prečni prerez. Zaradi vmesnih podpor, ki jih uporabimo pri fazi dviga, program avtomatsko generira še dva dodatna končna elementa. V območju vnosa sil prednapetja v beton mrežo končnih elementov dodatno zgostimo. To pomeni da prvi in zadnji odsek razdelimo na 20 končnih elementov. Tako znaša skupno število uporabljenih končnih elementov za betonski del nosilca 102. Pri tem pa program avtomatsko generira tudi končne elemente za vsak prednapeti kabel. V nosilcu imamo 12 kablov, vsak je modeliran s 102 končnima elementoma, kar pomeni, da smo za modeliranje prednapetega nosilca uporabili 1326 končnih elementov. Na sliki 53 prikazujemo mrežo končnih elementov prednapetega dvokapnega nosilca. Na sliki 54 prikazujemo mrežo le za 1. in 2. odsek, na sliki 55 pa za 3. in 4. odsek.



Slika 53: Mreža končnih elementov



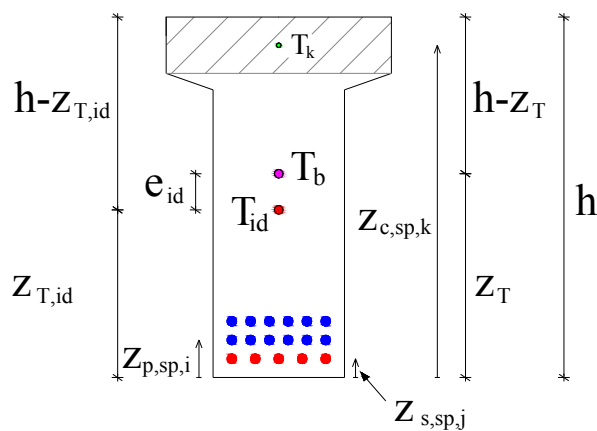
Slika 54: Mreža končnih elementov v 1. in 2. odseku nosilca



Slika 55: Mreža končnih elementov v 3. in 4. odseku nosilca

3.3.3 Geometrijske karakteristike

V nadaljevanju podajamo izraze za izračun geometrijskih karakteristik prečnega prereza z upoštevanjem prednapetih kablov.



Slika 56: Oznake geometrijskih količin

Ploščina prečnega prereza:

$$A_b = \int_{A_b} dA_b. \quad (3.19)$$

Idealizirana ploščina prečnega prereza:

$$A_{id} = A_b + A_p^* = A_b + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1\right) \cdot \sum_{i=1}^n A_{pi} + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} - 1\right) \cdot \sum_{j=1}^m A_{sj}. \quad (3.20)$$

Statični moment:

$$S_b = \int_{A_b} z \cdot A_b.$$

☞ glede na spodnji rob prereza:

$$S_{b,sp} = \sum_{k=1}^l A_{b,k} \cdot z_{c,sp,k}. \quad (3.21)$$

☞ glede na zgornji rob prereza:

$$S_{b,zg} = \sum_{k=1}^l A_{b,k} \cdot (h - z_{c,sp,k}). \quad (3.22)$$

Idealizirani statični moment:

☞ glede na spodnji rob prereza:

$$\begin{aligned} S_{id,sp} &= S_{b,sp} + S_{p,sp}^* \\ &= S_{b,sp} + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1\right) \cdot \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot z_{p,sp,i} + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} - 1\right) \cdot \sum_{j=1}^m A_{s,j} \cdot z_{s,sp,j}. \end{aligned} \quad (3.23)$$

☞ glede na zgornji rob prereza:

$$\begin{aligned} S_{id,zg} &= S_{b,zg} + S_{p,zg}^* = S_{b,zg} + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1\right) \cdot \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot (h - z_{p,sp,i}) + \\ &\quad \left(\frac{E_s}{E_{cm}} - 1\right) \cdot \sum_{j=1}^m A_{s,j} \cdot (h - z_{s,sp,j}) \end{aligned} \quad (3.24)$$

Težišče prereza glede na spodnji rob prereza:

$$z_T = \frac{S_{b,sp}}{A_b} = \frac{\sum_{k=1}^l A_{b,k} \cdot z_{c,sp,k}}{A_b}. \quad (3.25)$$

Težišče idealiziranega prereza glede na spodnji rob prereza:

$$z_{T,id} = \frac{S_{id,sp}}{A_{id}}. \quad (3.26)$$

Oddaljenost med težiščem in idealiziranim težiščem:

$$e_{id} = z_T - z_{T,id}.$$

Vztrajnostni moment:

$$I_b = \int_{A_b} z^2 \cdot dA_b. \quad (3.27)$$

Idealizirani vztrajnostni moment:

$$I_{id} = I_b + I_p^* = I_b + \left(\frac{E_p}{E_{cm}} - 1\right) \cdot \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot e_{p,i}^2 + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} - 1\right) \cdot \sum_{j=1}^m A_{s,j} \cdot e_{s,j}^2. \quad (3.28)$$

Odpornostni moment:

☞ glede na spodnji rob prereza:

$$W_{b,sp} = \frac{I_b}{z_T}. \quad (3.29)$$

☞ glede na zgornji rob prereza:

$$W_{b,zg} = \frac{I_b}{h - z_T}. \quad (3.30)$$

Idealizirani odpornostni moment:

☞ glede na spodnji rob prereza:

$$W_{b,sp,id} = \frac{I_{id}}{z_{T,id}}. \quad (3.31)$$

☞ glede na zgornji rob prereza:

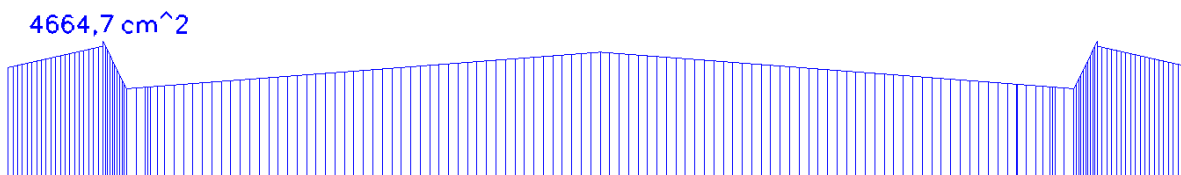
$$W_{b,zg,id} = \frac{I_{id}}{h - z_{T,id}}. \quad (3.32)$$

Pomen količin v enačbah (3.19) - (3.32) je sledeč:

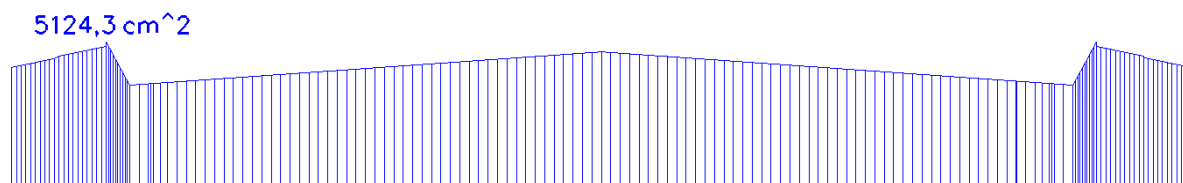
T_b težišče betonskega prereza

T_{id}	težišče idealiziranega prereza
T_k	težišče k -tega dela betonskega prereza
i	1,..... n točke kablov
j	1,..... m točke mehke armature
k	1,..... l točke težišča posameznih delov prereza
I_{id}	idealizirani vztrajnostni moment
A_{id}	idealizirani prečni prerez
z_T	oddaljenost med težiščem in spodnjim robom prereza
$z_{T,id}$	oddaljenost med idealiziranim težiščem in spodnjim robom prereza
$z_{p,sp,i}$	oddaljenost med i -tem kablom in spodnjim robom prereza
$z_{s,sp,j}$	oddaljenost med j -to palico mehke armature in spodnjim robom prereza
$A_{b,k}$	ploščina k -tega dela prereza
$z_{c,sp,k}$	oddaljenost med težiščem k -tega dela prereza in spodnjim robom prereza
e_{id}	oddaljenost med težiščem in idealiziranim težiščem
h	višina prereza
E_p	modul elastičnosti kablov
E_s	modul elastičnosti mehke armature
E_{cm}	modul elastičnosti betona
A_{pi}	ploščina i -tega kabla
A_{sj}	ploščina j -te palice mehke armature
$A_{b,k}$	ploščina k -tega dela prereza
A_b	ploščina prereza

Na sliki 57 in 58 prikazujemo spreminjanje ploščine prečnega prereza nosilca brez in z upoštevanjem prednapetih kablov ter klasične armature.

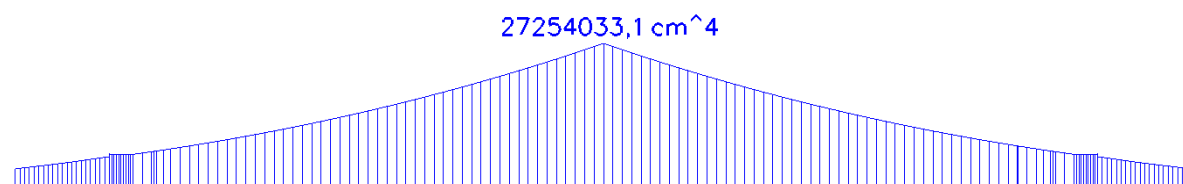


Slika 57: Ploščina prereza A

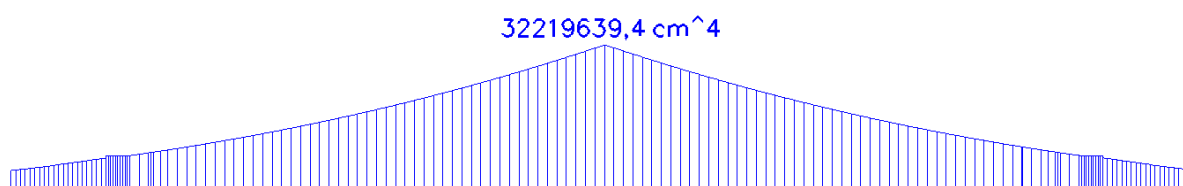


Slika 58: Ploščina idealiziranega prereza A_{id}

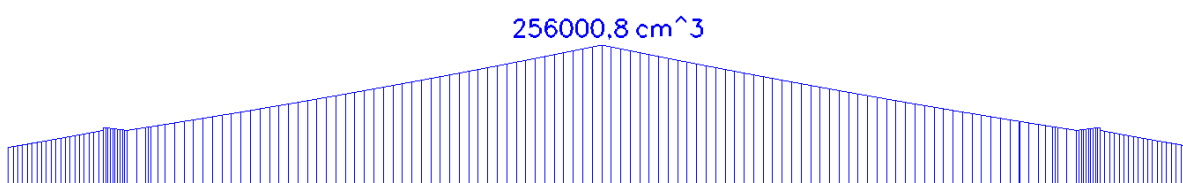
Na slikah od 59 do 68 prikazujemo še ostale značilne geometrijske karakteristike vzdolž dvokapnega prednapetega nosilca.



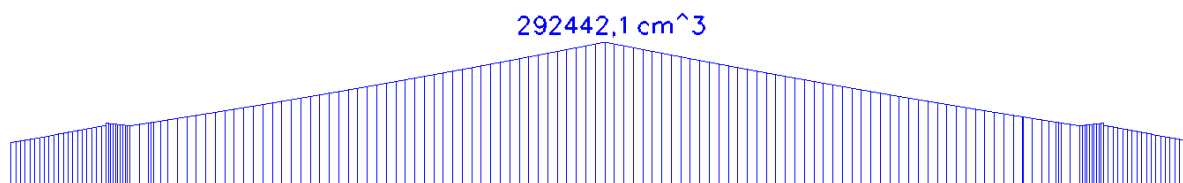
Slika 59: Vztrajnostni moment I



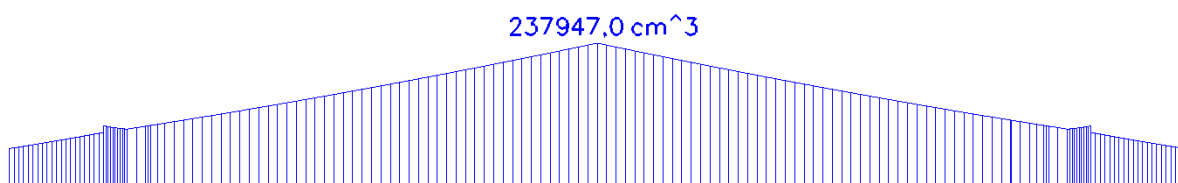
Slika 60: Idealizirani vztrajnostni moment I_{id}



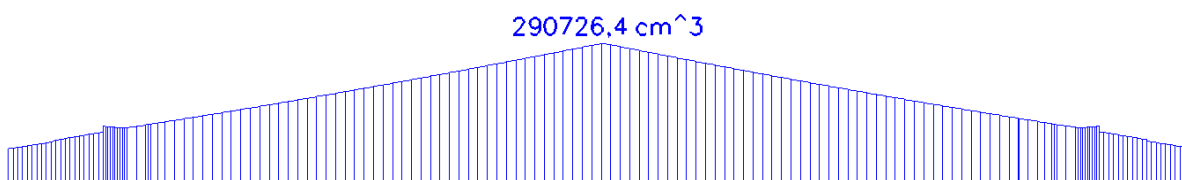
Slika 61: Odpornostni moment W^{zg} glede na zgornji rob nosilca



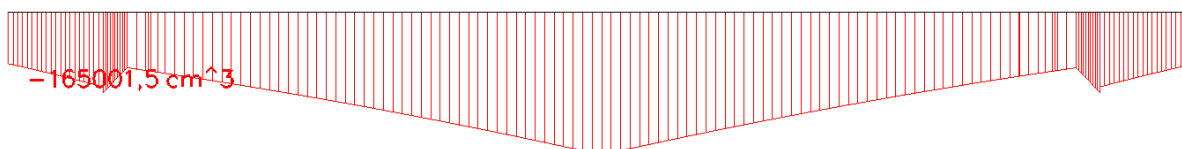
Slika 62: Idealizirani odpornostni moment W_{id}^{zg} glede na zgornji rob nosilca



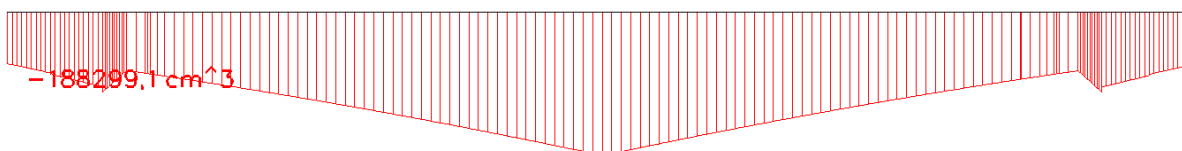
Slika 63: Odpornostni moment W^{sp} glede na spodnji rob nosilca



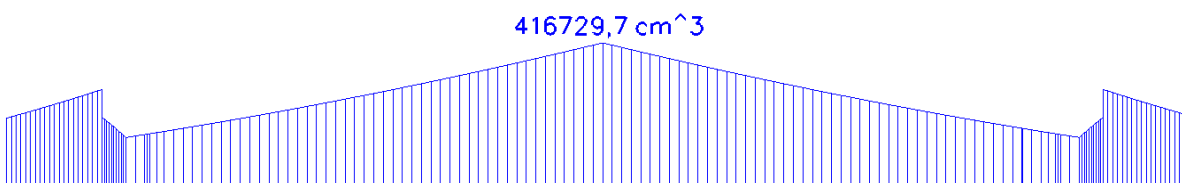
Slika 64: Idealizirani odpornostni moment W_{id}^{sp} glede na spodnji rob nosilca



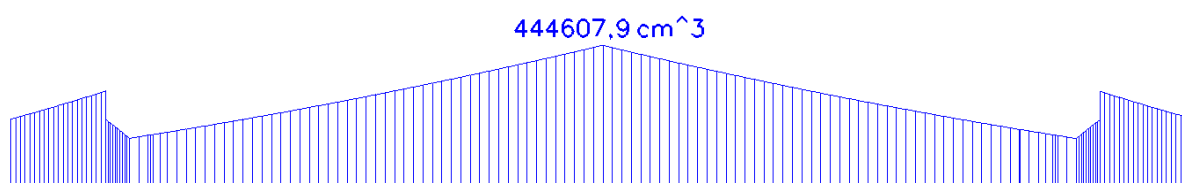
Slika 65: Statični moment glede na zgornji rob nosilca



Slika 66: Idealizirani statični moment glede na zgornji rob nosilca



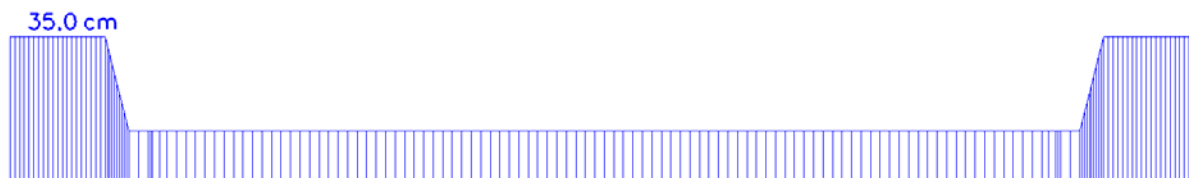
Slika 67: Statični moment glede na spodnji rob nosilca



Slika 68: Idealizirani statični moment glede na spodnji rob nosilca

Iz slik od 59 do 68 ugotovimo, da so največje vrednosti vztrajnostnega, odpornostnega in statičnega momenta ravno na sredini razpetine nosilce, kjer je nosilec tudi najvišji.

Na sliki 69 prikazujemo spreminjanje najmanjše širine prečnega prereza v območju pričakovanih nateznih obremenitev.



Slika 69: Širina prereza, ki jo upoštevamo pri projektiranju na strižno obremenitev

3.3.4 Faze gradnje

Prednapeti nosilec analiziramo v šestih časovnih fazah. Časovni razpored faz prikazujemo v preglednici 10.

Preglednica 10: Časovni razpored faz

Faza	Čas v dnevih	Proces
0	0	Napenjanje kablov na napenjalno (sila P_0)
1	2	Sprostitev in rezanje kablov (sila P_{m0})
2	3	Transport elementa na deponijo (premaknitev podpor za 3 m)
3	3,1	Premaknitev podpor na prvotno mesto
4	31	Nanos stalne obtežbe
5	90	Analiza v poljubnem času med fazama 4 in 6
6	20833	Nanos spremenljive obtežbe

V fazi 0 napenjamo kable na napenjalno silo P_0 . Napenjalna steza je dolga 90 m. V fazi 1 sprostimo in režemo kable. Na beton deluje začetna sila prednapetja P_{m0} in lastna teža nosilca. V fazi 2 modeliramo transport elementa na deponijo. Pri tem premaknemo podpore za 3 m. V fazi 3 postavimo podpore na prvotno mesto. V fazi 4 nastopi stalna obtežba nosilca. Faza 5 služi za analizo napetostnega in deformacijskega stanja v nosilcu v poljubnem času med fazama 4 in 6. V fazi 6 nastopi še spremenljiva obtežba. Faza 6 služi za račun končne vrednosti izgube prednapetja zaradi relaksacije, krčenja in lezenja. Upoštevamo čas $t = 500.000$ ur. V vseh šestih fazah upoštevamo 80 % relativno vlažnost okolja.

Pri projektiranju prednapetih nosilcev je ena izmed najpomembnejših odločitev izbor velikosti napenjalne sile. Pri tem pa moramo upoštevati omejitve napetosti v jeklu za prednapenjanje, klasični armaturi ter v betonu. Dodatno moramo zagotoviti tudi varnost v mejnem stanju

nosilnosti. Pri obravnavanem dvokapnem nosilcu smo zaradi tehnologije izdelave omejeni na uporabo ravnih kablov v spodnji pasnici, ne moremo pa poljubno izbirati razmerja med klasično in prednapeto armaturo, saj nimamo dovolj prostora za vgradnjo večje količine armature. Tako pri analizi nosilca upoštevamo minimalno količino armature, izračunano skladno z zahtevo iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. Izberemo takšno napenjalno silo, da izpolnimo vse zahtevane pogoje. V mejnem stanju nosilnosti pri prevzemu upogibne obremenitve upoštevamo tudi prispevek mehke armature.

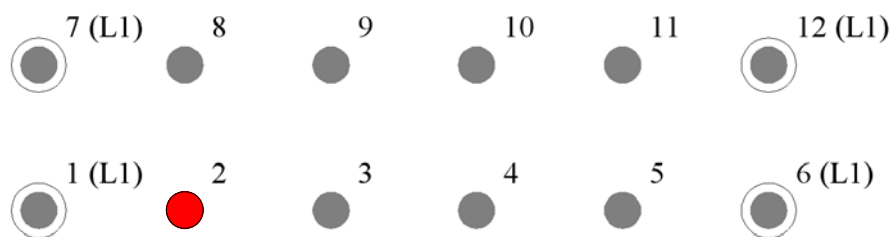
V analizi upoštevamo naslednje neposredne toplotne učinke na element:

- po vgradnji betona v opaž beton segravamo z zrakom, ki ima temperaturo 60°C , segrevanje traja 1 dan

Podatki so teoretični in niso podani na osnovi praktičnih izkušenj.

Kable napnemo na napetost 145 kN/cm^2 . Sledi vsiljevanje konstantne napetosti, ki traja 300 s. Pred sidranjem kablov na napenjalno stezo, povečamo napetost v kablilih na prvotno vrednost 145 kN/cm^2 . Nato kable s sidri zasidramo na napenjalno stezo. Napetost v kablilih se začne zmanjševati zaradi relaksacije jekla. Kratkotrajne izgube zaradi relaksacije omejimo na časovni interval treh dni. Ob vnosu sile prednapetja v element, napetost v kablilih pade zaradi elastične deformacije betona. Od prednapetja dalje se napetost v kablilih zmanjšuje zaradi relaksacije prednapete armature, lezenja in krčenja betona.

Na sliki 70 prikazujemo razporeditev kablov ter njihovo oštevilčenje. Z L1 označimo kable, ki so nevtralizirani na dolžini 0-1 m ter od 24-25 m. V nadaljevanju prikazujemo rezultate le za kabel številka 2, ki ga imenujemo karakteristični kabel.



Slika 70: Oštevilčenje kablov

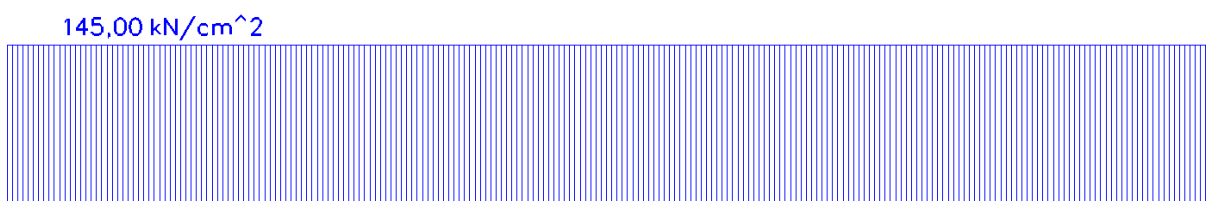
3.3.5 Napenjalna sila (0.faza)

V fazi 0 napenjamo kable na napenjalno silo P_0 . Napenjalna sila v posameznem kablilu znaša $134,85\text{ kN}$. Pripadajoča napetost je 145 kN/cm^2 in je manjša od največje dovoljene napetosti, ki je:

$$\begin{aligned}\sigma_{p,\max} &= \min\{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\} = \min\{0,8 \cdot 186 \text{ kN/cm}^2; 0,9 \cdot 167 \text{ kN/cm}^2\} \\ &= 148,8 \text{ kN/cm}^2.\end{aligned}\tag{3.33}$$

V nosilcu imamo vgrajenih 12 kablov, ploščina posameznega kabla je $A_{p1} = 0,93 \text{ cm}^2$. Skupna napenjalna sila je $P_0 = 1618,20 \text{ kN}$.

Na sliki 71 prikazujemo razporeditev napetosti vzdolž karakterističnega kabla tik po napenjanju.



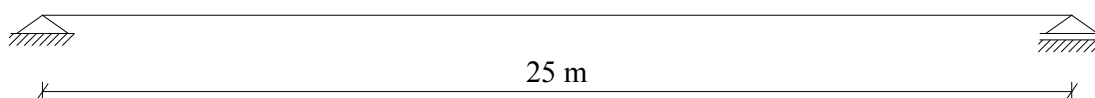
Slik 71: Napetost v karakterističnem kablu po napenjanju

3.3.6 Vnos sile prednapetja (1.faza)

V fazi 1 sprostimo in režemo kable. Na beton deluje začetna sila prednapetja P_{m0} in lastna teža nosilca.

3.3.6.1 Računski model nosilca

Na sliki 72 prikazujemo računski model za fazo 1.



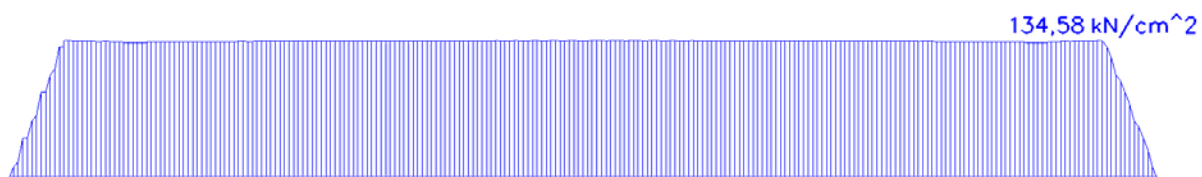
Slika 72: Računski model nosilca za fazo 1

3.3.6.2 Napetost v kabljih

Na sliki 73 prikazujemo razporeditev napetosti vzdolž karakterističnega kabla tik po vnosu sile prednapetja v beton. Napetost je navzgor omejena z vrednostjo:

$$\begin{aligned}\sigma_{pm0}(x) &= \min\{0,75 \cdot f_{pk}, 0,85 \cdot f_{p0,1k}\} \\ &= \min\{0,75 \cdot 186 \text{ kN/cm}^2; 0,85 \cdot 167 \text{ kN/cm}^2\} = 139,5 \text{ kN/cm}^2.\end{aligned}\tag{3.34}$$

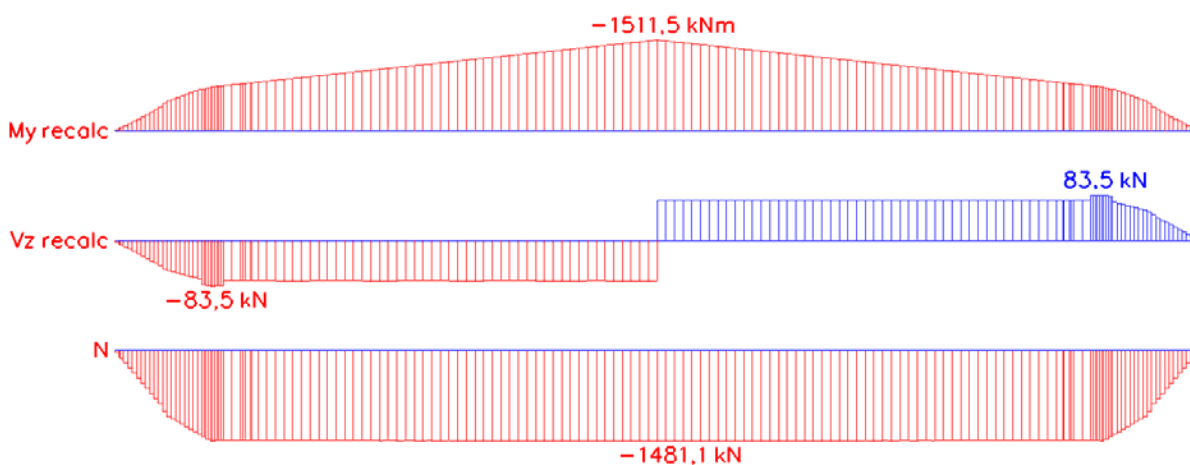
Ugotovimo, da je napetost v kablu manjša od dovoljene vrednosti.



Slika 73: Napetosti v karakterističnem kablu tik po vnosu sile prednapetja v beton

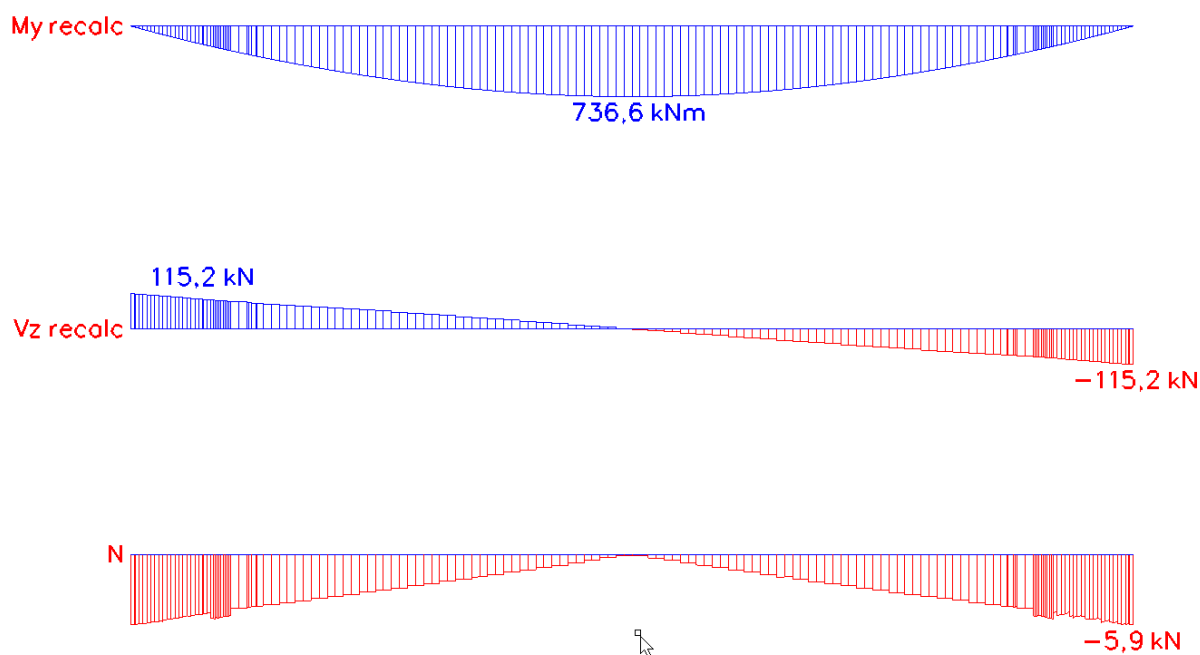
3.3.6.3 Notranje sile

Na sliki 74 prikazujemo razporeditev notranjih sil vzdolž betonskega dela nosilca zaradi sile prednapetja.



Slika 74: Notranje sile v betonskem delu nosilca zaradi prednapetja

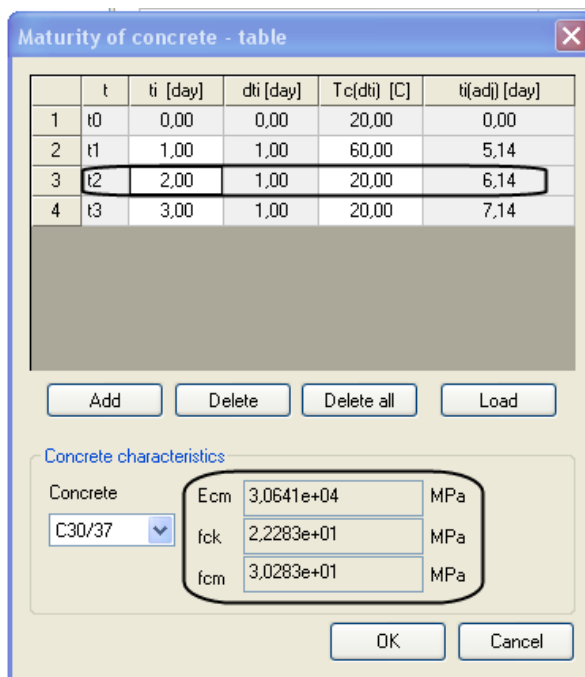
Na sliki 75 prikazujemo notranje sile v betonskem delu nosilca zaradi vpliva lastne teže.



Slika 75: Notranje sile v betonskem delu nosilca zaradi lastne teže

3.3.6.4 Napetosti v betonu

Na sliki 76 prikazujemo reducirane vrednosti modula elastičnosti in tlačne trdnosti betona v fazi 1.

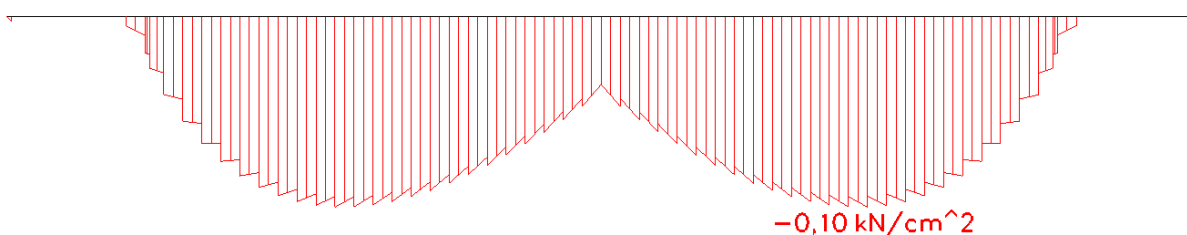


Slika 76: Elastični modul in tlačna trdnost betona v fazi 1

Na slikah 77, 78 in 79 prikazujemo razporeditev napetosti betona na zgornjem oziroma spodnjem robu vzdolž nosilca. Največja tlačna napetost v betonu v fazi 1 nastopi na spodnjem robu in je $1,0 \text{ kN/cm}^2$. Tlačna napetost betona v elementu, ki je posledica sile prednapetja in drugih delujočih vplivov v času napenjanja oziroma sprostitve sidrišč, mora biti manjša od:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) = 0,6 \cdot f_{ck}(48 \text{ ur}) = 0,6 \cdot 2,23 \text{ kN/cm}^2 = 1,34 \text{ kN/cm}^2, \quad (3.35)$$

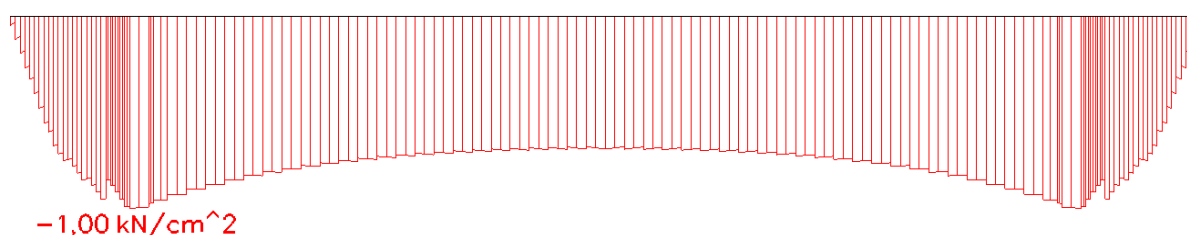
kjer je $f_{ck}(t)$ karakteristična tlačna trdnost betona v fazi 1 in je $2,23 \text{ kN/cm}^2$. Ugotovimo, da je tlačna napetost manjša od mejne vrednosti.



Slika 77: Tlačne napetosti v zgornjih vlaknih



Slika 78: Natezne napetosti v zgornjih vlaknih



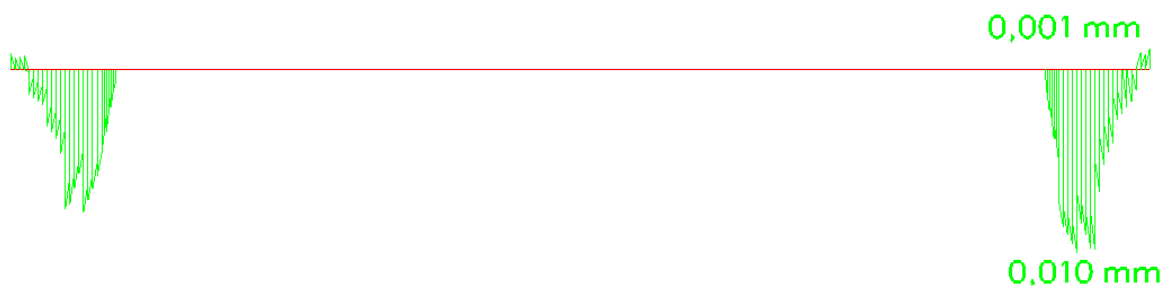
Slika 79: Tlačne napetosti v spodnjih vlaknih

Ugotovimo, da se na obeh koncih nosilca na zgornjem robu v betonu pojavijo natezne napetosti (glej sliko 78). V skladu z določili iz standarda moramo v primeru natezних napetosti, ki so večje od $f_{ct,eff}$ v območjih pričakovanih nategov zagotoviti vsaj najmanjšo potrebno količino armature $A_{s,min}$. Pri tem je $f_{ct,eff}$ srednja vrednost učinkovite natezne trdnosti

betona v času, ko pričakujemo nastanek prve razpoke in je $0,24 \text{ kN/cm}^2$. Minimalne armature ne potrebujemo, saj so natezne napetosti v betonu manjše od mejne vrednosti.

3.3.6.5 Razpoke v betonu

Na sliki 80 prikazujemo računске širine razpok v območjih pričakovanih nategov.

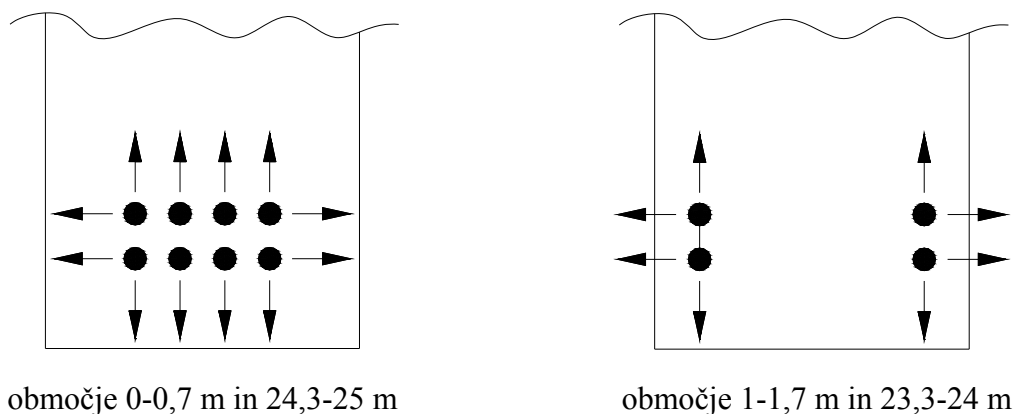


Slika 80: Razpoke v fazi 1

3.3.6.6 Določitev armature za prevzem cepilnih sil

Računski postopek temelji na eksperimentalnih ugotovitvah in ni del Evrokodov. Zasnovan je bil v podjetju Togrel s sodelovanjem ZRMK-ja in se pogosto uporablja tudi v praksi.

Na sliki 81 prikazujemo cepilne sile. Pri sosednjih kabljih se cepilne sile medsebojno izničijo.



Slika 81: Cepilne sile v posameznih območjih nosilca

Sila v kablju brez upoštevanja izgub je:

$$N_{\text{nap}} = 0,93 \text{ cm}^2 \cdot 145 \text{ kN/cm}^2 = 134,85 \text{ kN} . \quad (3.36)$$

Računsko cepilno silo Z_s , ki deluje v vseh štirih smereh (glej sliko 81) ocenimo kot 25 % celotne napenjalne sile:

$$Z_S = 0,25 \cdot 134,85 = 33,71 \text{ kN} . \quad (3.37)$$

Dolžina vnosa je po raziskavah ZRMK-ja približno 0,5 m. Armaturo za prevzem cepilnih sil moramo vgraditi 0,7 m od konca kabla oz. nevtralizacije. Pri računu potrebne strižne armature upoštevamo večje število izmed cepilnih sil, ki delujejo v horizontalni oz. vertikalni smeri:

$$A_{s, \text{cepilna}} = \frac{n \cdot Z_S \text{ cm}^2}{m \cdot 26} \cdot 0,5 \text{ m}, \quad (3.38)$$

oziroma

$$A_{s, \text{cepilna}} = \frac{2 \cdot n \cdot Z_S}{m \cdot 26} \text{ cm}^2 / \text{ m} . \quad (3.39)$$

$$n = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{št. cepilnih sil v horizontalni smeri} \\ \text{št. cepilnih sil v vertikalni smeri} \end{array} \right\}$$

Z_S računsko cepilna sila

26 faktor, s katerim upoštevamo lastnost jekla za armiranje (S500-B)

m število stremen v eni ravnini

S pomočjo enačbe (3.38) izračunamo potrebno strižno armaturo za prevzem cepilnih sil in sicer ločeno za območje 0-0,7 m (24,3-25 m) ter 1-1,7 m (23,3-24 m).

Območje od 0-0,7 m ter 24,3-25 m:

Izberem 2-strižno streme, S 500 - B:

$$A_{s, \text{cepilna}} = \frac{2 \cdot n \cdot Z_S}{m \cdot 26} = \frac{2 \cdot 8 \cdot 33,71}{2 \cdot 26} = 10,37 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

Izberemo armaturo Φ 10/7 cm

Območje od 1-1,7 m ter 23,3-24 m:

Izberem 2-strižno streme, S 500 - B:

$$A_{s, \text{cepilna}} = \frac{2 \cdot n \cdot Z_S}{m \cdot 26} = \frac{2 \cdot 4 \cdot 33,71}{2 \cdot 26} = 5,19 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

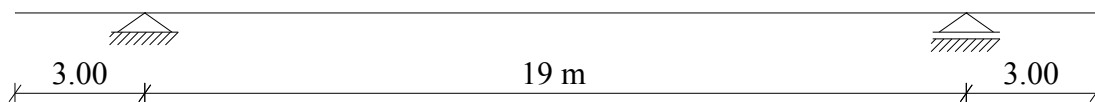
Izberemo armaturo Φ 10/15 cm

3.3.7 Transport na deponijo (2.faza)

V fazi 2 modeliramo transport elementa na deponijo.

3.3.7.1 Računski model nosilca

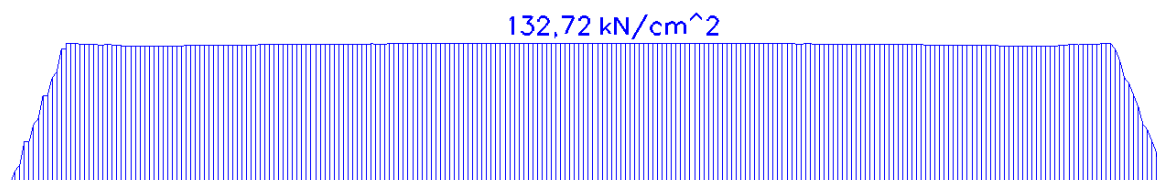
Na sliki 82 prikazujemo računski model za fazo 2. Nosilec podremo na mestih, kjer so predvidene posebne jeklene spojke za dvig nosilca.



Slika 82: Računski model nosilca za fazo 2

3.3.7.2 Napetost v kabljih

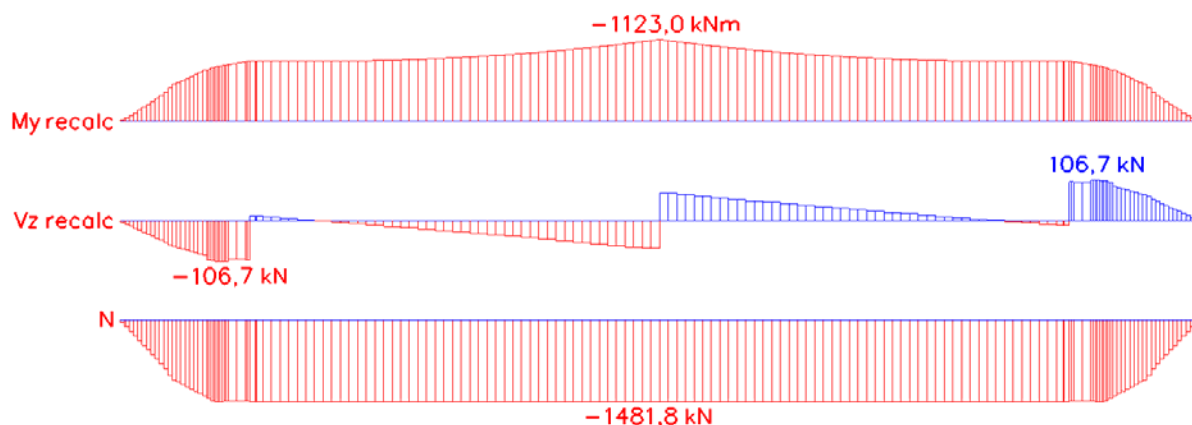
Na sliki 83 prikazujemo razporeditev napetosti vzdolž karakterističnega kabla v fazi 2.



Slika 83: Napetosti v kabljih v fazi transporta na deponijo

3.3.7.3 Notranje sile

Na sliki 84 prikazujemo razporeditev notranjih sil vzdolž betonskega dela nosilca v času transporta na deponijo.



Slika 84: Notranje sile – transport na deponijo

3.3.7.4 Napetost v betonu

Na sliki 85 prikazujemo reducirane vrednosti modula elastičnosti in tlačne trdnosti betona v fazi 2.

t	ti [day]	dti [day]	Tc(dti) [C]	ti(adj) [day]	
1	t0	0,00	0,00	20,00	0,00
2	t1	1,00	1,00	60,00	5,14
3	t2	2,00	1,00	20,00	6,14
4	t3	3	1,00	20,00	7,14

Concrete characteristics

Concrete: C30/37

Ecm: 3,0927e+04 MPa

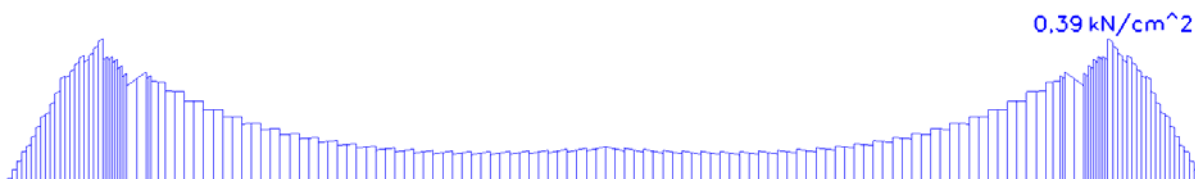
fck: 2,3236e+01 MPa

fcm: 3,1236e+01 MPa

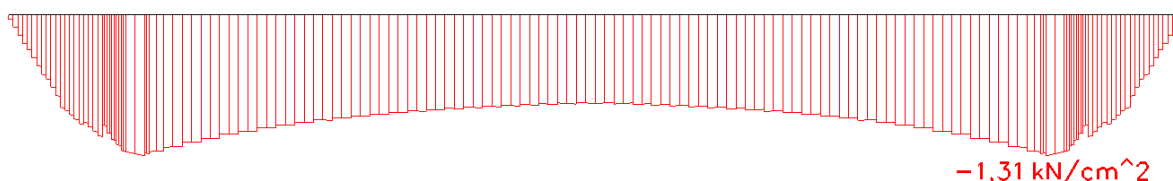
Slika 85: Elastični modul in tlačna trdnost betona v fazi 2

Na slikah 86 in 87 prikazujemo razporeditev napetosti betona na zgornjem oziroma spodnjem robu vzdolž nosilca. Največja tlačna napetost v betonu v fazi 2 je na spodnjem robu in je $1,31 \text{ kN/cm}^2$. Tlačna napetost betona v elementu mora biti manjša od:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) = 0,6 \cdot f_{ck}(72 \text{ ur}) = 0,6 \cdot 2,32 \text{ kN/cm}^2 = 1,39 \text{ kN/cm}^2 . \quad (3.40)$$



Slika 86: Natezne napetosti v zgornjih vlaknih



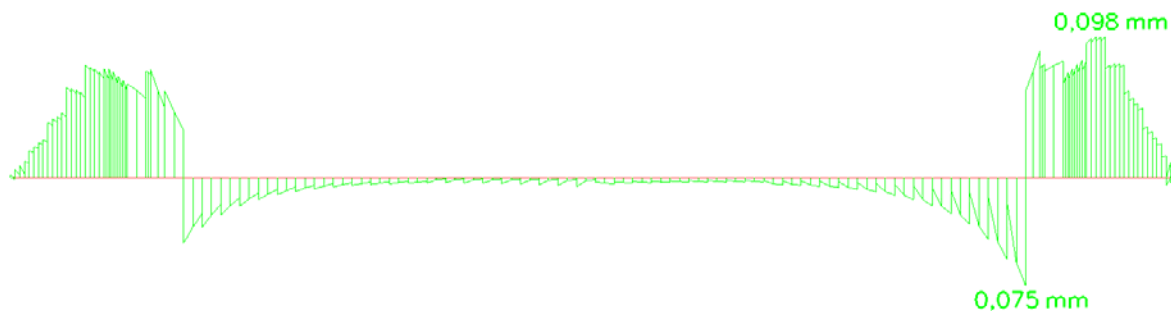
Slika 87: Tlačne napetosti v spodnjih vlaknih

Na zgornjem robu nosilca se v betonu pojavijo natezne napetosti (glej sliko 86). V skladu z določili iz standarda moramo v primeru nateznih napetosti, ki so večje od $f_{ct,eff}$ v območjih pričakovanih nategov zagotoviti vsaj najmanjšo potrebno količino armature $A_{s,min}$. Pri tem je $f_{ct,eff} = 0,24 \text{ kN/cm}^2$. To pomeni, da moramo na zgornjem robu zagotoviti vsaj minimalno armaturo $A_{s,min}$, ki jo izračunamo z izrazom:

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \cdot \quad (3.41)$$

3.3.7.5 Razpoke v betonu

V fazi transporta na deponijo se na zgornjem robu nosilca pojavijo razpoke. Največja računrska širina razpok je 0,1 mm. Poudariti je potrebno, da faza transporta poteka le kratek čas, zato predpostavimo, da armatura ni izpostavljena vplivom korozije.



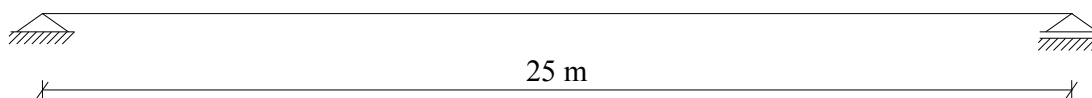
Slika 88: Razpoke v fazi 2 (transport na deponijo)

3.3.8 Mejno stanje uporabnosti (6.faza)

V fazi 6 izračunamo končne vrednosti izgube prednapetja zaradi relaksacije, krčenja in lezenja. Upoštevamo čas $t = 500.000$ ur. V fazi 6 nastopi še spremenljiva obtežba.

3.3.8.1 Računski model nosilca

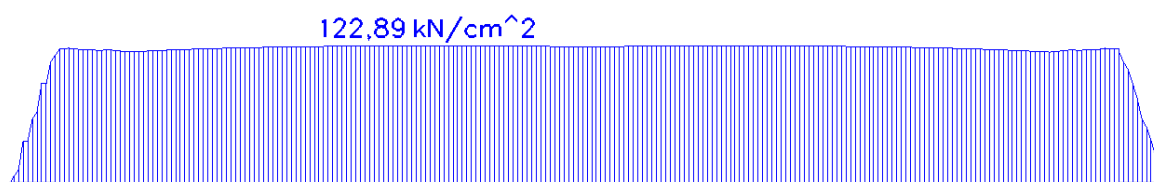
Na sliki 89 prikazujemo računski model za fazo 6.



Slika 89: Računski model nosilca za fazo 6

3.3.8.2 Napetost v kablji

Na sliki 90 in 91 prikazujemo razporeditev napetosti vzdolž karakterističnega kabla v fazi 6.

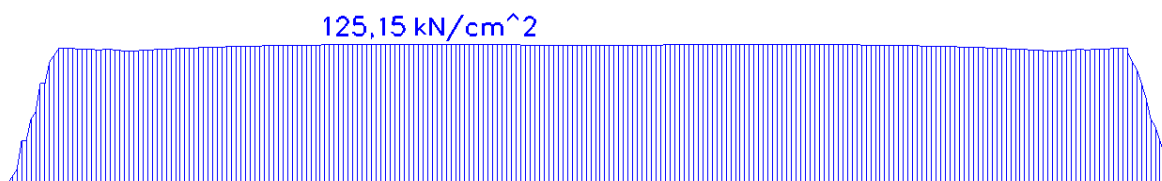


Slika 90: Napetosti v karakterističnem kablu po dolgotrajnih izgubah

Srednja vrednost napetosti prednapetih kablov pod vplivom karakteristične kombinacije vplivov ne sme prekoračiti napetosti:

$$\sigma_p(x) \leq 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 186 \text{ kN/cm}^2 = 139,5 \text{ kN/cm}^2. \quad (3.42)$$

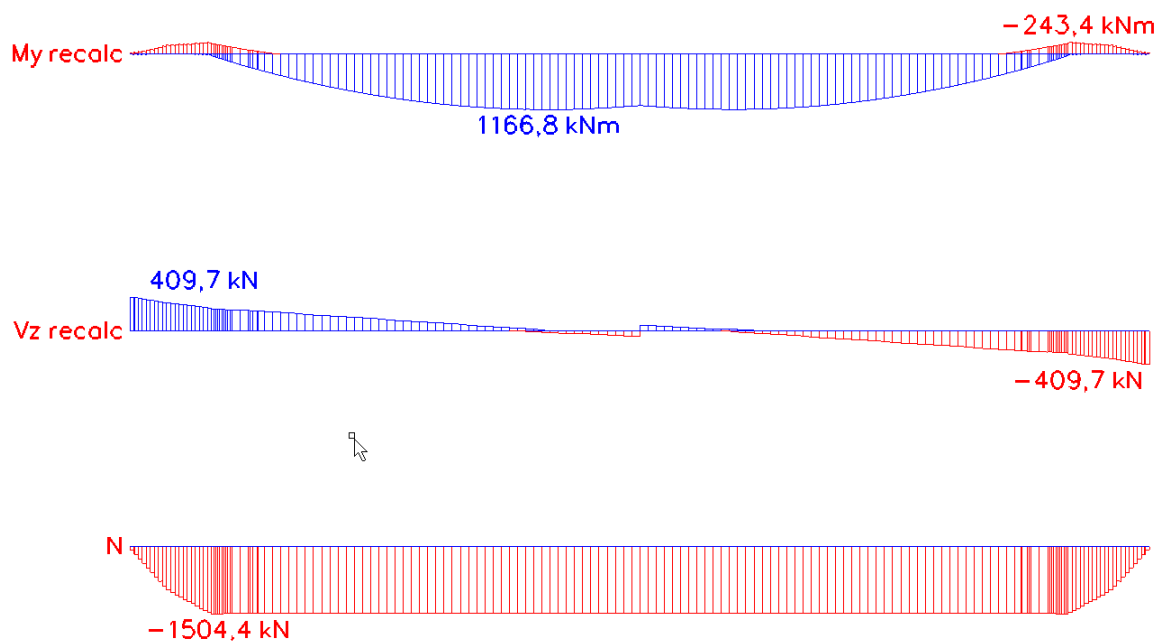
Ugotovimo, da je pogoj (2.40) izpolnjen.



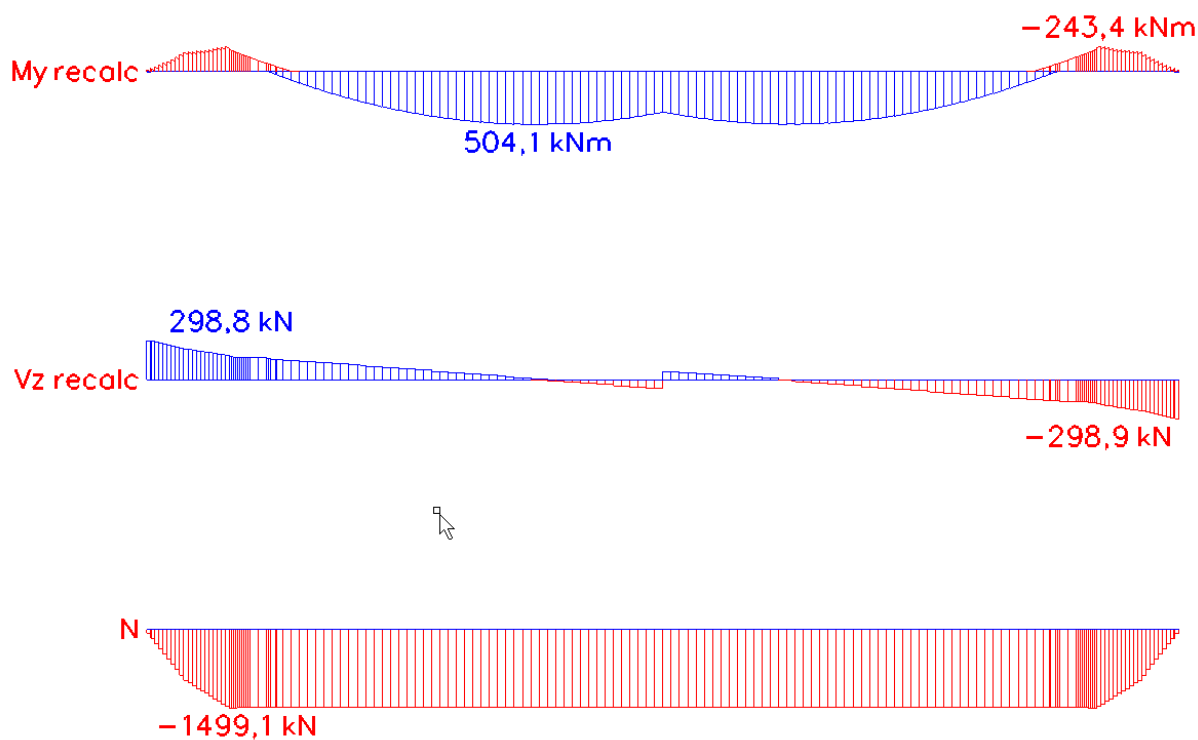
Slika 91: Napetosti v karakterističnem kablu za primer karakteristične kombinacije vplivov
v fazi 6

3.3.8.3 Notranje sile

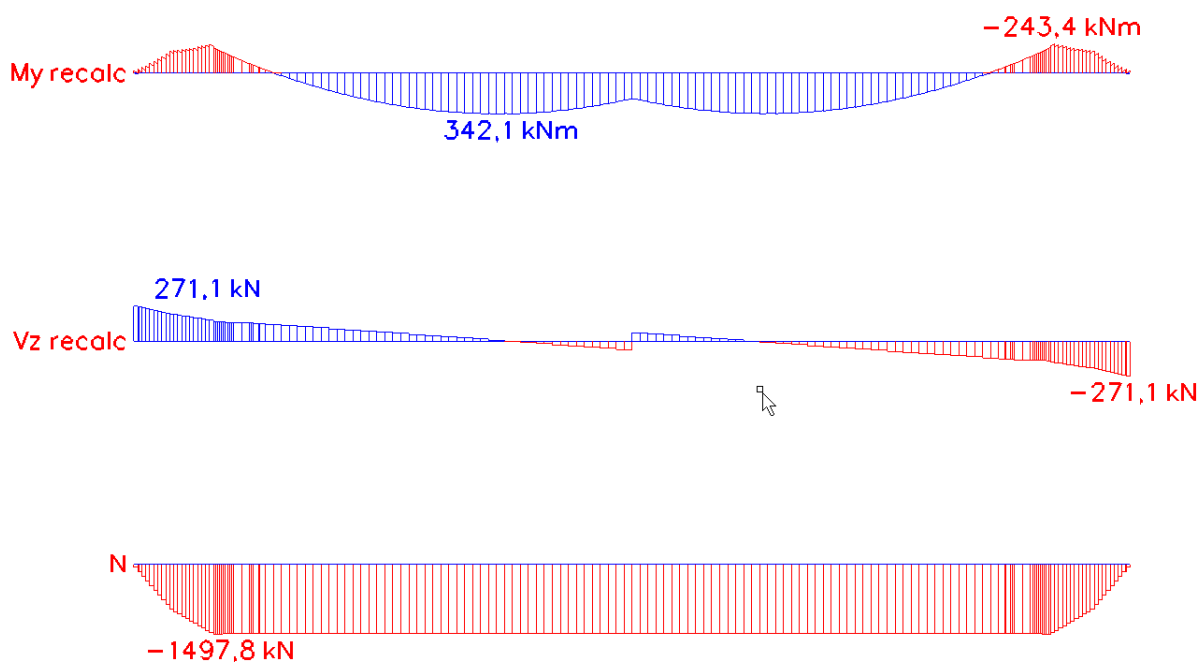
Na slikah 92, 93, 94 prikazujemo razporeditev notranjih sil vzdolž betonskega dela nosilca za karakteristično, pogosto in navidezno stalno kombinacijo vplivov za fazo 6.



Slika 92: Ovojnice obremenitev pri karakteristični obtežni kombinaciji v fazi 6



Slika 93: Ovojnice obremenitev pri pogosti obtežni kombinaciji v fazi 6



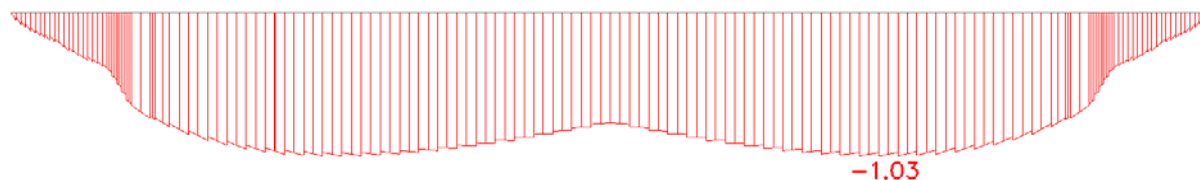
Slika 94: Ovojnice obremenitev pri navidezno stalni obtežni kombinaciji v fazi 6

3.3.8.4 Napetosti v betonu

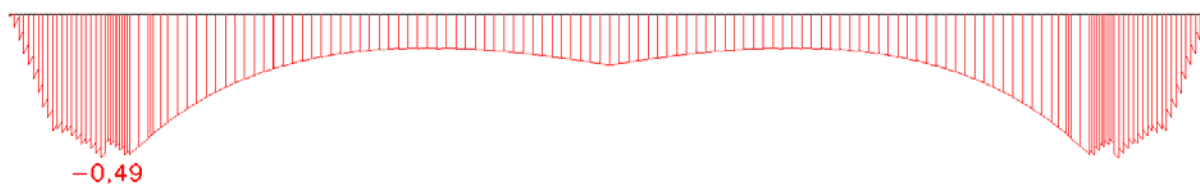
Na sliki 95 in 96 prikazujemo razporeditev napetosti betona na zgornjem oziroma spodnjem robu vzdolž nosilca pod vplivom karakteristične kombinacije obtežb. Največja tlačna napetost v betonu nastopi na zgornjem robu in je $1,03 \text{ kN/cm}^2$. Tlačna napetost betona v elementu je manjša od:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 3 \text{ kN/cm}^2 = 1,8 \text{ kN/cm}^2. \quad (3.43)$$

Običajno ta omejitev velja, če se obravnavana konstrukcija nahaja v okoljskih pogojih XD, XS ali XF.



Slika 95: Napetosti betona v zgornjih vlaknih pri karakteristični kombinaciji vplivov

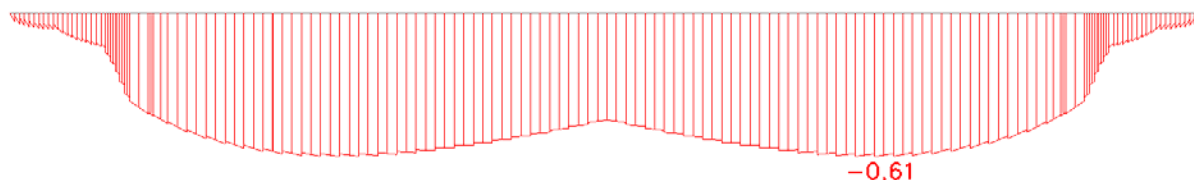


Slika 96: Napetosti betona v spodnjih vlaknih pri karakteristični kombinaciji vplivov

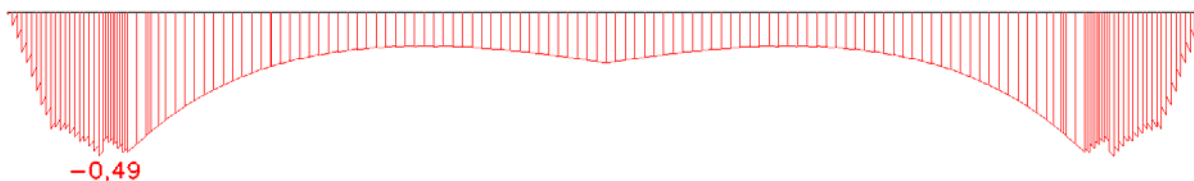
Na sliki 97 in 98 prikazujemo razporeditev napetosti betona na zgornjem oziroma spodnjem robu vzdolž nosilca še za navidezno stalno kombinacijo obtežb. Največja tlačna napetost je na zgornjem robu in je $0,61 \text{ kN/cm}^2$. Tlačna napetost betona v elementu je manjša od:

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 3 \text{ kN/cm}^2 = 1,35 \text{ kN/cm}^2 . \quad (3.44)$$

To pomeni, da lahko predpostavimo linearno teorijo lezenja betona.



Slika 97: Napetosti betona v zgornjih vlaknih pri navidezno stalni kombinaciji vplivov

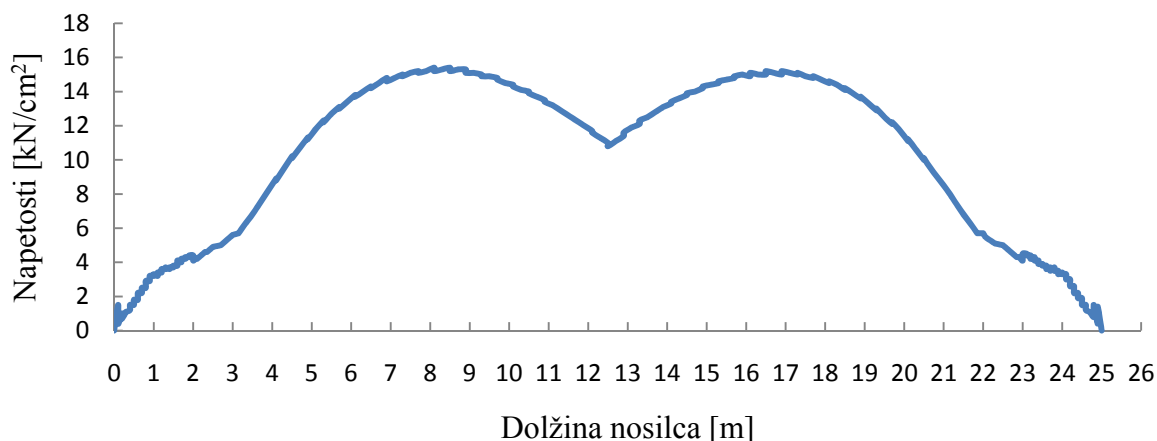


Slika 98: Napetosti betona v spodnjih vlaknih pri navidezno stalni kombinaciji vplivov

3.3.8.5 Napetost v klasični armaturi

Dodatno moramo preveriti tudi natezne napetosti v mehki armaturi. Le-te morajo biti pod vplivom karakteristične kombinacije vplivov manjše od vrednosti $0,8 f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$, sicer obstaja nevarnost nastanka nesprejemljivih razpok in pretirano deformiranje elementa.

Na sliki 99 prikazujemo razporeditev nateznih napetosti v armaturi pod vplivom karakteristične kombinacije vplivov. Ugotovimo, da so napetosti bistveno manjše od mejne vrednosti.



Slika 99: Maksimalna natezna napetost v klasični armaturi pri karakteristični kombinaciji vplivov

3.3.8.6 Razpoke v betonu

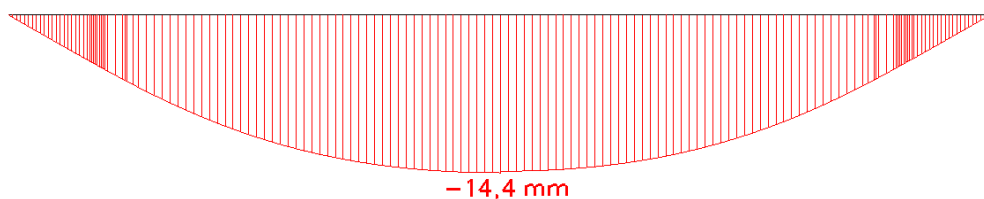
Glede na pogoje okolja po EN 206-1 smo obravnavani prednapeti nosilec uvrstili v razred izpostavljenosti XC3. Skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 je priporočena vrednost za dovoljeno računsko širino razpok w_{\max} pri pogosti kombinaciji obtežb 0,2 mm, pri navidezno stalni kombinaciji obtežb pa moramo zagotoviti stanje dekompresije.

Iz slik 95 in 96 ugotovimo, da je pri karakteristični kombinaciji obtežb tako zgornji kot spodnji rob nosilca tlačno obremenjen. Potemtakem tudi pri nižjih nivojih obtežb (pogosta in navidezno stalna kombinacija vplivov) ne pričakujemo nateznih napetosti v betonu in posledično pojava razpok.

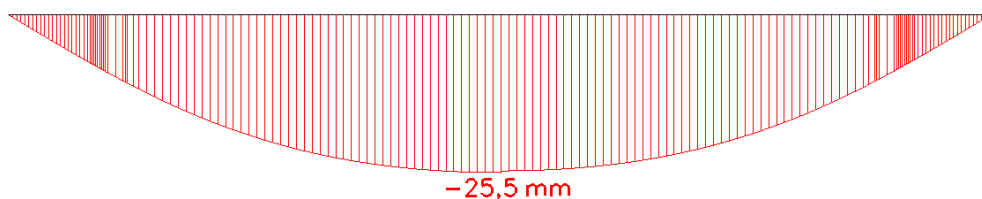
3.3.8.7 Izračun pomikov

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 predpostavimo, da se videz in splošna uporabnost nosilca poslabšata, če računski poves pod vplivom navidezno stalne kombinacije obtežb preseže 1/250 razpetine, t.j. 100 mm.

Na sliki 100 in 101 prikazujemo računске poves pod vplivom navidezno stalne kombinacije obtežb. Merodajna je slika 101, kjer so v računu povesov upoštevani tudi vplivi razpokanosti ter lezenja betona. Ugotovimo, da računski poves na sredini razpetine nosilca ni večji od mejne vrednosti 100 mm.



Slika 100: Elastični povos nosilca pri navidezno stalni kombinaciji vplivov



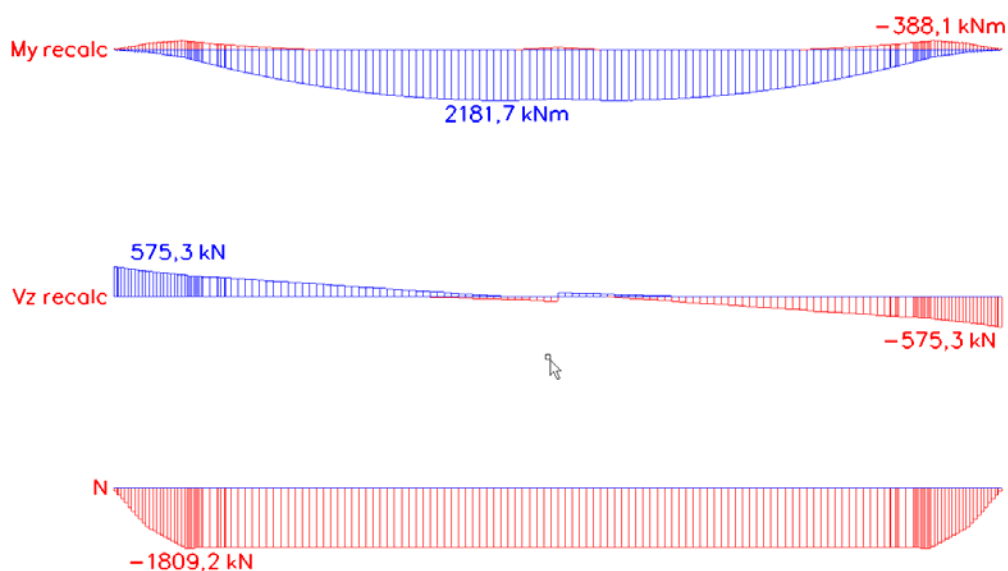
Slika 101: Povos nosilca pri navidezno stalni kombinaciji vplivov z upoštevanjem
razpokanosti in lezenja betona

3.3.9 Mejno stanje nosilnosti (6.faza)

Pri projektiranju na mejna stanja nosilnosti obravnavamo mejno stanje porušitve ali prevelikih deformacij prečnega prereza oziroma elementa.

3.3.9.1 Notranje sile

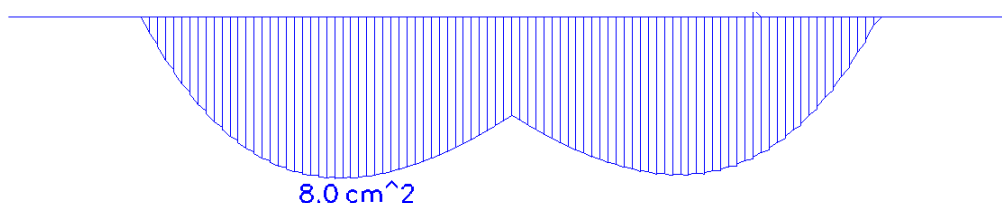
Na sliki 102 prikazujemo ovojnico notranjih sil vzdolž betonskega dela nosilca v mejnem stanju nosilnosti.



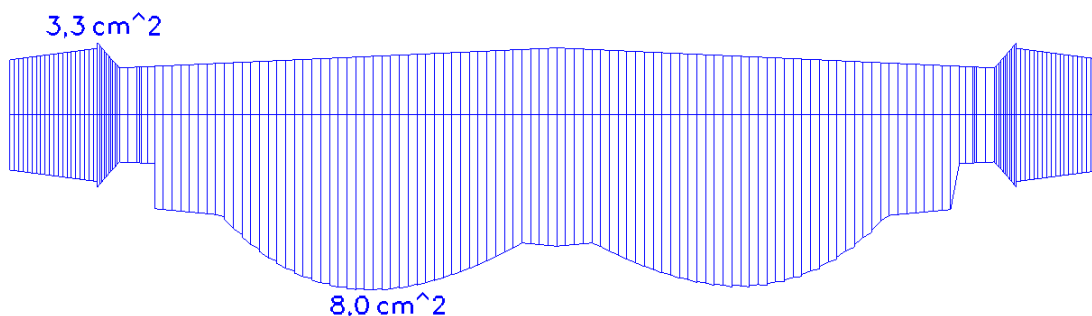
Slika 102: Ovojnice obremenitev nosilca v mejnem stanju nosilnosti

3.3.9.2 Račun vzdolžne armature

Na podlagi znane ploščine prečnega prereza prednapetih kablov A_p moramo za osno-upogibno obremenitev v mejnem stanju nosilnosti določiti še potrebno ploščino prečnega prereza vzdolžne armature A_s . Na sliki 103 prikazujemo potrebno vzdolžno armaturo na spodnjem robu nosilca, na sliki 104 pa prikazujemo še potrebno vzdolžno armaturo, kjer smo dodatno upoštevali še kriterij minimalne upogibne armature skladno z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1.



Slika 103: Potrebna vzdolžna armatura v mejnem stanju nosilnosti



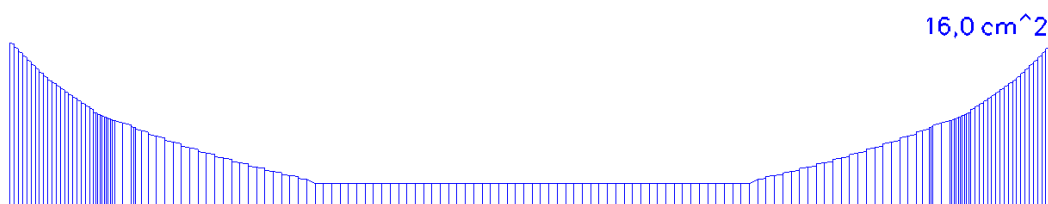
Slika 104: Potrebna vzdolžna armatura z upoštevanjem minimalne armature

3.3.9.3 Račun strižne armature

V nadaljevanju projektiramo nosilec še na strižno obremenitev v mejnem stanju nosilnosti. Na sliki 105 prikazujemo potrebno ploščino prečnega prereza strižne armature vzdolž nosilca. V osrednjem delu nosilca strižna armatura računsko ni potrebna, saj je projektna strižna odpornost nosilca brez strižne armature $V_{Rd,c}$ (glej sliko 108) večja od projektne strižne obremenitve V_{Ed} . Na sliki 106 pa prikazujemo potrebno strižno armaturo z upoštevanjem minimalne strižne armature skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005.

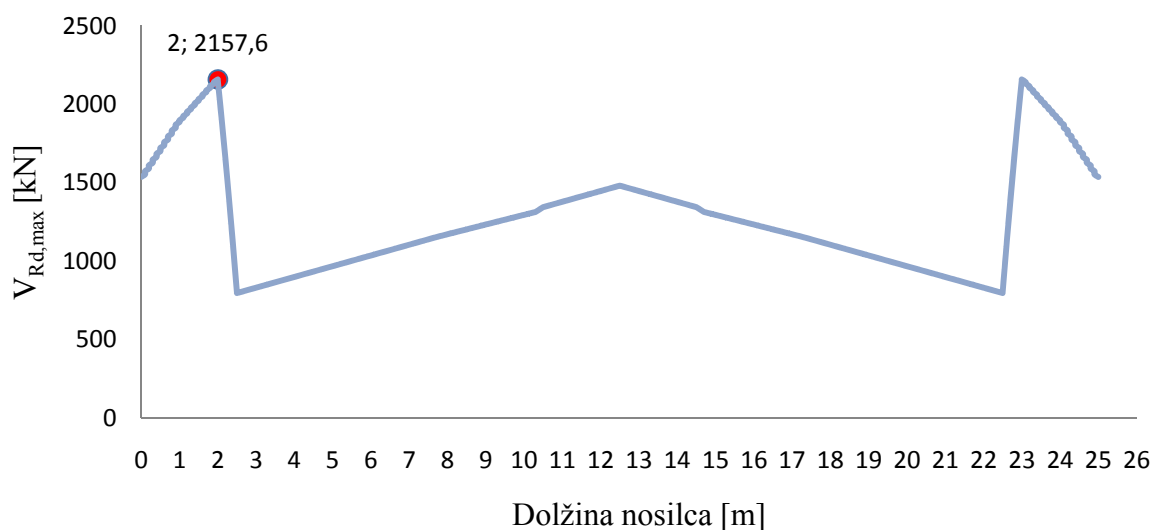


Slika 105: Potrebna strižna armatura v mejnem stanju nosilnosti



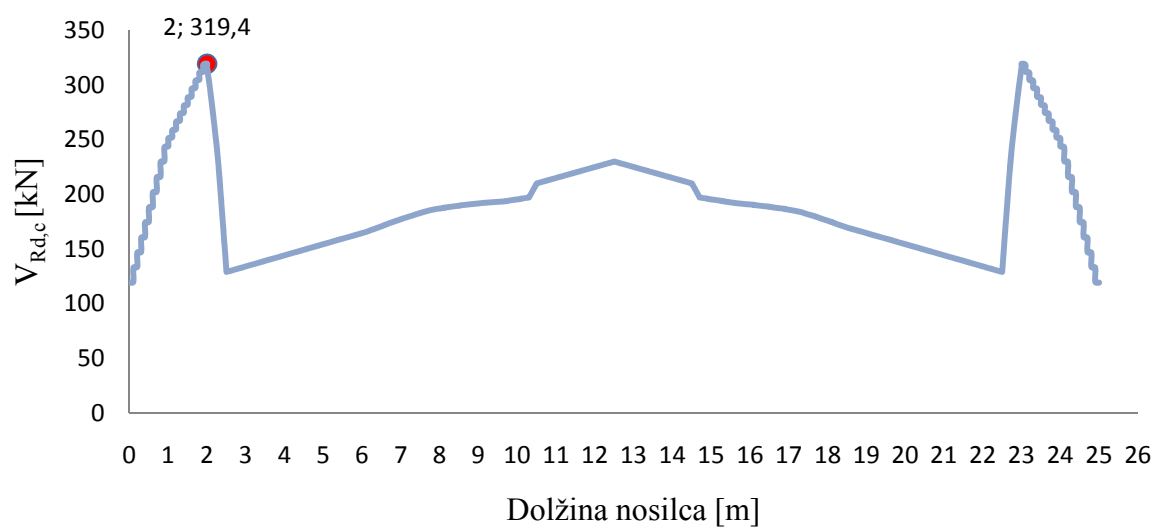
Slika 106: Potrebna strižna armatura z upoštevanjem minimalne armature

Na sliki 107 prikazujemo še vrednost največje prečne sile $V_{Rd,max}$, ki jo element še lahko prenese in je omejena s poružitvijo tlačnih razpor. Projektna prečna sila ($V_{Ed,max} = 575,3$ kN, glej sliko 102) nikjer ne prekorači največje dovoljene vrednosti $V_{Rd,max}$.



Slika 107: Vrednost največje prečne sile $V_{Rd,max}$

Na sliki 108 prikazujemo še projektno strižno odpornost nosilca brez strižne armature $V_{Rd,c}$. Na obeh koncih nosilca je odpornost manjša od projektne obremenitve ($V_{Ed,max} = 575,3$ kN), zato moramo v teh območjih zagotoviti zadostno strižno armaturo.



Slika 108: Projektna strižna odpornost elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$

4 ZAKLJUČKI

V diplomski nalogi smo se ukvarjali z dokazom nosilnosti in dimenzioniranjem adhezijsko prednapetega dvokapnega nosilca razpetine 25 m v skladu z veljavnimi standardi Evrokod. Nosilec je del strešne konstrukcije enoetažnega proizvodno poslovnega objekta. Napetostno in deformacijsko stanje nosilca smo analizirali s pomočjo komercialnega računalniškega programa Scia Engineer 2010 student version. Program temelji na metodi končnih elementov in omogoča analizo betonskih, jeklenih, lesenih in aluminijastih konstrukcij po različnih standardih. V programu smo uporabili posebne module, s katerimi lahko analiziramo adhezijsko prednapete betonske elemente. Izmed teh modulov so bili najpomembnejši modul »Construction stages« (modeliranje različnih faz gradnje), modul »Prestressing« (modeliranje prednapetja), in modul »Time dependent analysis-TDA« (časovno odvisna analiza po korakih). Betonski del prednapetega nosilca smo modelirali s sto dvema linijskima končnima elementoma s spremenljivim prečnim prerezom. Generiranje mreže končnih elementov za prednapete kable je potekala avtomatično. Tako smo za dvanajst prednapetih kablov dobili dodatnih 12 krat 102 končnih elementov. Skupno število končnih elementov je tako znašalo 1326.

Prednapeti nosilec smo analizirali v šestih fazah. Izmed vseh faz so bile najpomembnejše faza 0, v kateri smo napeli kable na napenjalno silo, faza 1, v kateri je na beton delovala začetna sila prednapetja, faza 2, v kateri smo modelirali transport elementa na deponijo in faza 6, v kateri smo izračunali končne vrednosti izgub prednapetja zaradi relaksacije, krčenja in lezenja pri času $t = 500.000$ ur.

Poleg modeliranja prednapetega nosilca smo največ časa namenili izbiri števila in lege kablov, količini in legi mehke armature ter začetni napenjalni sili. Zaradi tehnologije izdelave smo uporabili le ravne kable, ki smo jih namestili v spodnjo pasnico stojine, dimenzije prečnega prereza pa so diktirale izbiro razmerja med klasično in prednapeto armaturo, saj nismo imeli dovolj prostora za vgradnjo večje količine armature oziroma kablov. Tako smo pri analizi nosilca upoštevali le minimalne količine mehke armature. Pri analizi napetostnega in deformacijskega stanja smo upoštevali vse omejitve napetosti v jeklu za prednapenjanje, armaturi ter v betonu. V fazi 2, t.j. med transportom nosilca na deponijo, so se na zgornjem betonskem robu nosilca pojavile razpoke. V končnem stanju, t.j. v fazi 6, pa je bil ves nosilec tlačno obremenjen in to ne glede na izbrano kombinacijo vplivov (karakteristična, pogosta,

navidezno stalna). Dodatno smo preverjali tudi varnost v mejnem stanju nosilnosti pri osno-upogibni in strižni obremenitvi. V nosilcu smo morali zagotoviti dodatno upogibno armaturo in tudi strižno armaturo. Rezultate dimenzioniranja prikazujemo na armaturnih načrtih nosilca, ki so v prilogi diplomske naloge.

V nadaljnjih študijah bi bilo smiselno analizirati tudi druge prednapete elemente. Tu mislimo predvsem na prednapete L, omega in T nosilce, PVP-prednapete votle plošče, prednapete Π plošče, prednapete stebre in pilote. Smiselno bi bilo razviti ustrezno programsko orodje za določene elemente, kjer pa bi moral biti poudarek predvsem na hitrosti izračuna ter optimizaciji posameznih elementov z namenom povečanja stroškovne učinkovitosti.

VIRI

Arhiv PZI-jev podjetja Begrad Krško

Bratina, S., 2010. Masivne konstrukcije II – vaje. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Comité Euro-International du Béton, 1993, CEB-FIB MODEL CODE 1990. London, Thomas Telford Services Ltd: 437 str.

K Sengupta, A. Prestressed concrete structures.

http://nptel.iitm.ac.in/courses/IIT-MADRAS/PreStressed_Concrete_Structures/index.php

(29.07.2010).

Navrátil, J., avgust 2006. Prestressed concrete structures. First edition. Brno, AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM®: 184 str.

Planinc, I., 1995, Masivne konstrukcije II - predavanja. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Saje, F., Lopatič, J. oktober 2007. Seminar iz Evrokodov za gradbene konstrukcije. Projektiranje betonskih konstrukcij v skladu z evropskim standardom EN 1992-1-1. Ljubljana. 2.del gradiva-Računski primeri. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 48 str.

Scia Engineer student version 2010, Help.

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1990, september 2004, EVROKOD – Osnove projektiranja konstrukcij.Ljubljana, SIST: 71 str.

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-1, september 2004, EVROKOD 1 – Vplivi na konstrukcije - 1.1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.Ljubljana, SIST: 33 str.

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-3, september 2004, EVROKOD 1 – Vplivi na konstrukcije - 1.3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega. SIST: 47 str.

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-4, oktober 2005, EVROKOD 1 – Vplivi na konstrukcije - 1.4.del: Splošni vplivi – Vplivi vetra. SIST: 129 str.

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1992-1-1, maj 2005, EVROKOD 2 – Projektiranje betonskih konstrukcij - 1.1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe. SIST: 227 str

The Institution of Structural Engineers, The Institution of Civil Engineers, marec 2000SIST, Manual for the design of reinforced concrete building structures to EC2. London, Seto: 157 str.

Trimo d.d. Ognjevarni paneli Trimoterm SNV, str. 304

<http://www.trimo.si/katalog-in-priporocki/katalogi/> (27.07.2010)

PRILOGE:

-armaturni načrt