

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 program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:
Iztok Šušteršič

Analiza prednapetih križno lepljenih lesenih plošč

Diplomska naloga št.: 3020

Mentor:
prof. dr. Roko Žarnić

Somentor:
asist. dr. Bruno Dujič

Ljubljana, 26. 6. 2008

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **IZTOK ŠUŠTERŠIČ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»ANALIZA PREDNAPETIH KRIŽNO LEPLJENIH LESENIH PLOŠČ«.

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

Ljubljana, 9. 6. 2008

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**UDK:** 624.011.1:624.073(043.2)**Avtor:** Iztok Šušteršič**Mentor:** izr. prof. dr. Roko Žarnić**Somentor:** asist. dr. Bruno Dujić**Naslov:** Analiza prednapetih križno lepljenih lesenih plošč**Obseg in oprema:** 114 str., 8 pregl., 82 sl., 227 en.**Ključne besede:** eksperimentalna analiza, križno lepljene lesene plošče, prednapetje**Izveček:**

Diplomsko delo obravnava analizo križno lepljenih lesenih plošč z zunanjim prednapetjem. Obravnavan je sistem z razponom 13,5 m in debelino plošče 90 mm. V prvem delu je predstavljenih več računskih modelov konstrukcije. Najprej modeli v programu za analizo po metodi končnih elementov, SAP 2000, nato pa še enostavnejša računska analiza. Analiziramo dva tipa konstrukcije: z enim in s petimi distančniki. Poleg modela celotne konstrukcije so analizirani tudi detajli, v katerih prihaja do koncentracij napetosti – zopet v programih za analizo po metodi končnih elementov in z enostavnejšimi računskimi postopki. Na podlagi dobljenih rezultatov so ocenjene izgube sile prednapetja v jeklenih kabljih. V drugem delu naloge eksperimentalno analiziramo modela detajlov distančnika in vpetja kabla v merilu 1 : 1. Na koncu je podana primerjava med posameznimi modeli – računskimi in eksperimentalnimi ter načrt eksperimenta modela celotne konstrukcije v merilu 1 : 1.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.011.1:624.073(043.2)

Author: Iztok Šušteršič

Supervisor: assoc. prof. dr. Roko Žarnić

Co-supervisor: assist. dr. Bruno Dujić

Title: Analysis of prestressed cross-laminated timber plates

Notes: 114 p., 8 tab., 82 fig., 227 eq.

Key words: experimental analysis, Xlam plates, cross-laminated plates, external prestress

Abstract:

The present work focuses on the analysis of cross laminated timber plates, with external prestressing. Analysis is done on a system with a 13,5 m span and a 90 mm thick plate. In the first part of the analysis several different mathematical models are presented. First different models done with the use of finite element software SAP2000 and than also a simpler mathematical analysis. Two different types of construction are analysed – with one and five deviators. Besides models of the complete structure, details in which stress concentrations occur are also analysed – again with finite element software and with simpler mathematical procedures. On the result basis prestress losses in steel cables are estimated. In the second part of the analysis two 1 : 1 scale experiments are done – detail of the deviator and attachment of the cable. In the end there is a comparison between different models – mathematical and experimental and a plan for the experiment of the complete 1 : 1 scale structure.

ZAHVALA

Najbolj so mi bili v pomoč mentor Roko, somentor Bruno in pa laborant Franci.

Z nasveti so mi pomagali tudi profesorji in asistenti Jože L., Tatjana, Matjaž in Jože K.

Doma pa sta bili zelo potrpežljivi Ljuba in Tina.

Iskrena hvala vsem.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 KRIŽNO VEZANE LESENE PLOŠČE	3
2.1 Tehnične karakteristike	4
2.2 Materialne karakteristike	4
2.3 Vezna sredstva	5
2.4 Vrednosti prečnih prerezov	5
3 ZUNANJE PREDNAPETJE	7
4 RAČUNALNIŠKI PROGRAMI	10
4.1 Program SAP 2000	10
4.2 Program Mathematica	10
4.3 Program AutoCAD	10
4.4 Program Excel	11
5 RAČUNSKI MODELI CELOTNE KONSTRUKCIJE	12
5.1 Modeli v programu SAP 2000	20
5.1.1 Plošča z enim distančnikom	23

5.1.1.1 Modeliranje s kombinacijo »frame« in »cable« elementov	24
5.1.2 Plošča s petimi distančniki	26
5.1.2.1 Modeliranje s kombinacijo »frame« in »cable« elementov	26
5.1.2.2 Modeliranje kablov s kombinacijo »shell« in »cable« elementov	28
5.1.2.3 Modeliranje kablov s kombinacijo »solid« in »cable« elementov	33
5.2 Enostaven računski model	36
5.2.1 Plošča s petimi distančniki	36
5.3 Modeli po metodi Diep-Umehara	42
5.3.1 Nosilec s petimi distančniki	45
6 RAČUNSKI MODELI DETAJLOV	49
6.1 Distančnik – stik s kablom	49
6.1.1 Enostaven računski model	50
6.1.2 V programu SAP 2000	53
6.2 Vpetje kabla	55
6.2.1 Enostaven računski model	56
6.2.2 V programu SAP 2000	65
6.3 Zob preklopa	66
6.4 Vpetje distančnika	77
7 RAČUN IZGUBE SILE PREDNAPETJA V KABLIH	82

7.1 Takojšnje izgube sile	82
7.1.1 Izgube zaradi deformacije ob vpetju kablov v ploščo	82
7.1.2 Izgube zaradi deformacije v distančnikih	84
7.1.3 Izgube zaradi zmanjšanja prereza jekla v območju navoja	84
7.2 Reološke izgube sile	89
7.2.1 Relaksacija jekla	89
7.2.2 Lezenje lesa	90
7.3 Skupne izgube sile prednapetja in padec nadvišanja	92
8 EKSPERIMENTALNA ANALIZA	95
8.1 Analiza distančnika	95
8.2 Analiza robnega vpetja	99
8.3 Analiza celotne plošče	102
8.3.1 Analiza plošče s petimi distančniki	102
8.3.1.1 Statična analiza	104
8.3.1.2 Dinamična analiza – ugotavljanje lastne frekvence	105
9 ZAKLJUČKI	106
VIRI	112
PRILOGE	

PRILOGA A: Delavniški načrti za izdelavo lesene plošče

KAZALO PREGLEDNIC

- Preglednica 1: Geometrijske karakteristike za ploščo DL90
- Preglednica 2: Največje notranje sile za ploščo DL90 pri razponu 13,5 m
- Preglednica 3: Linijski model – največje vrednosti notranjih sil, pomikov in nihajnih časov za različne obtežne kombinacije
- Preglednica 4: Ploskovni model – največje vrednosti notranjih sil, pomikov in nihajnih časov za različne obtežne kombinacije
- Preglednica 5: Prostorski model – največje vrednosti notranjih sil, pomikov in nihajnih časov za različne obtežne kombinacije. Notranje sile samo za linijske elemente.
- Preglednica 6: Primerjava pomikov v detajlih
- Preglednica 7: Takojšnji pomiki na sredini plošče pri koristni obtežbi
- Preglednica 8: Primerjava notranjih sil in pomikov za različne modele, narejene v programu SAP 2000

KAZALO SLIK

- Slika 1.1: Osnovni nosilec
- Slika 1.2: Skupaj zloženi nosilci
- Slika 2.1: Križno vezane lesene plošče
- Slika 3.1: Nadomestna obtežba prednapetega kabla – linijska in točkovna
- Slika 3.2: Momentna linija – linijska in točkovna, za 1 in 5 distančnikov
- Slika 3.3: Desna polovica sistema z zunanjim prednapetjem, s petimi distančniki
- Slika 5.1: Prečni prerez posamezne plošče
- Slika 5.2: Prečni prerez skupaj zloženih plošč
- Slika 5.3: Smeri obremenjevanja plošče
- Slika 5.4: Prenos obtežbe z 1 bata na 4 točke
- Slika 5.5: Polovica konstrukcijskega sistema
- Slika 5.6: Skotirana ročica
- Slika 5.7: Razmerje pomikov in višine ročice za ploščo razpona 13,5 m in enotsko obtežbo $q' = 1\text{kN/m}$
- Slika 5.8: Materialni podatki za leseno ploščo in jekleni kabel, iz programa SAP 2000
- Slika 5.9: Nadvišanje konstrukcije
- Slika 5.10: Plošča z enim distančnikom
- Slika 5.11: Sproščena prostostna stopnja
- Slika 5.12: Geometrija prereza za linijski element, slika iz programa SAP 2000

- Slika 5.13: Karakteristike prereza za linijski element in redukcijski faktorji iz programa SAP 2000
- Slika 5.14: Slika »frame« modela z enim distančnikom iz programa SAP 2000
- Slika 5.15: Momentna linija linijske obtežbe pri MSU linijskega modela z enim distančnikom, iz programa SAP 2000
- Slika 5.16: Slika linijskega modela (3D-prikaz prerezov)
- Slika 5.17: Momentna linija linijske obtežbe linijskega modela s petimi distančniki iz programa SAP2000
- Slika 5.18: Momentna linija nadomestne, točkovne obtežbe, linijskega modela s petimi distančniki iz programa SAP 2000
- Slika 5.19: 1. nihajna oblika linijskega (tudi ploskovnega in prostorskega) modela s petimi distančniki iz programa SAP 2000
- Slika 5.20: Geometrijske karakteristike ploskovnih elementov in korekcijski faktorji
- Slika 5.21: Tloris dela lesene plošče, razdeljenega na ploskovne končne elemente
- Slika 5.22: Slika ploskovnega modela s petimi distančniki, iz programa SAP 2000
- Slika 5.23: Modeliranje linijskega distančnika v ploskovnem modelu (3D-pogled)
- Slika 5.24: Upogibni momenti v smeri plošče, ki jih povzroči koristna obtežba
- Slika 5.25: Osne sile v smeri plošče, ki jih povzroči koristna obtežba
- Slika 5.26: Slika »solid« modela s petimi distančniki iz programa SAP 2000
- Slika 5.27: Sestava plošče iz prostorskih končnih elementov
- Slika 5.28: Napetosti v smeri plošče (S11), ki jih povzroči koristna obtežba
- Slika 5.29: Geometrija sistema s 5 distančniki pred in po deformiranju
- Slika 5.30: Vrednosti, ki nam jih vrne reševalec v Excelu

- Slika 5.31: Ravnotežje sil na stiku kabla in distančnika
- Slika 5.32: Kabelska linija
- Slika 5.33: Račun deformacij v kablu in matrika konstrukcije v programu Mathematica
- Slika 5.34: Račun sil v distančnikih, v programu Mathematica
- Slika: 5.35: Izpis osnih sil v distančnikih, če upoštevamo trenje
- Slika: 5.36: Račun horizontalnih sil na stikih distančnikov in kablov
- Slika 6.1: Distančnik (3D-pogled)
- Slika 6.2: Nadomestni prerez na stiku kabla in distančnika
- Slika 6.3: Raznos napetosti iz kabla v les in sodelujoče širine za prevzem napetosti
- Slika 6.4: Potek deformacij po višini distančnika
- Slika 6.5: Pomiki modela distančnika, v programu SAP 2000
- Slika 6.6: Vpetje preko U-profila (3D-pogled)
- Slika 6.7: C profil, skotirane dimenzije, vred s krivinama
- Slika 6.8: Efektivni prerez ob vpetju kabla
- Slika 6.9: Potrebne in dejanske površine prevzema sile
- Slika 6.10: Podložka na vpetju jeklenega kabla
- Slika 6.11: Raznos napetosti po višini – vzdolžni pogled
- Slika 6.12: Raznos napetosti po širini – tloris
- Slika 6.13: Graf deformacij vzdolž plošče
- Slika 6.14: Pomiki modela vpetja kabla v ploščo, v programu SAP 2000
- Slika 6.15: Različna koristna obtežba posameznih plošč

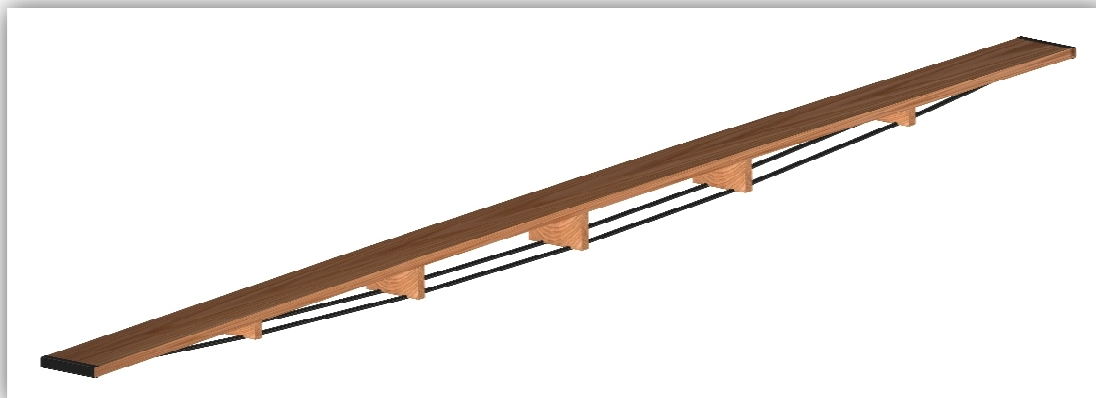
- Slika 6.16: Obremenitve plošč
- Slika 6.17: Prerez zoba (A-A), obremenjen z momentom in strigom
- Slika 6.18: Skrajne deformacije in napetosti (še elastično stanje)
- Slika 6.19: Vrednosti, ki nam jih vrne reševalec v Excelu
- Slika 6.20: Obrnjen sistem
- Slika 6.21: vzdolžni in prečni prerez ojačanega zoba preklopa (utor za glavo vijaka bi bilo sicer treba predhodno izvrtati ali izrezkati, da ne bi imeli špranj na stikih plošč)
- Slika 6.22: Pravokotnice na linijo kabla v distančnikih
- Slika 6.23: Distančnika in jedri prereza (rezultanta ne deluje znotraj jedra)
- Slika 6.24: Napetosti na stiku distančnika in lesene plošče
- Slika 6.24: Detajl pritrjevanja distančnika v leseno ploščo
- Slika 7.1: Rezultati reševalca iz Excela
- Slika 7.2: Shema prerezov in togosti po odsekih palice
- Slika 7.3: Rezultati reševalca iz Excela
- Slika 7.4: Graf relaksacije jekla v odvisnosti od nivoja začetnih napetosti
- Slika 7.5: Rezultati reševalca iz Excela
- Slika 7.6: Končni in začetni pomiki, nadvišanje in izgube nadvišanja
- Slika 8.1: Prerez modela distančnika in jeklenih kablov
- Slika 8.2: Model distančnika v stiskalnici
- Slika 8.3: Slika detajla prenosa obtežbe; jekleni palici, U-profil in členkasti element
- Slika 8.4: Graf pomik-sila (model distančnika)
- Slika 8.5: Matematični model vpetja – preizkušamo samo polovico

- Slika 8.6: Model polovice vpetja v stiskalnici
- Slika 8.7: Graf pomik-sila (model vpetja kabla)
- Slika 8.8: Zasnova konstrukcije za prenos obtežbe iz enega bata na 4 točke
- Slika 9.1 Graf pomikov v detajlih stika kabla in distančnika ter vpetja kabla v ploščo
- Slika 9.2: Graf takojšnjih pomikov različnih računskih modelov zaradi koristne obtežbe

1 UVOD

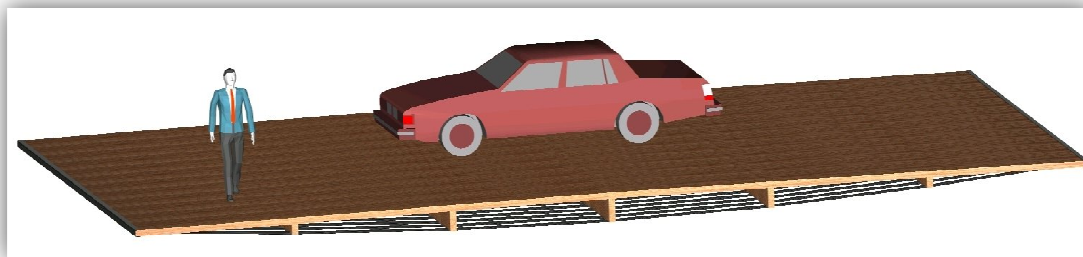
V praksi se pogosto pojavlja potreba po konstrukcijah, ki bi bile lahke in enostavne za montažo, obenem pa bi bile sposobne prenašati velike obtežbe. Eno izmed takih področij so tudi medetažne konstrukcije. Združiti vse tri zgoraj navedene lastnosti pa je v praksi precej zahtevna naloga, zlasti če imamo opravka z velikimi razponi, ki jih moramo z našim konstrukcijskim sistemom premostiti. V nalogi obravnavamo eno izmed možnih vrst konstrukcij, ki v praksi še ni uporabljana, vendar pa izpolnjuje vse naše zahteve.

Osnovna ideja o sistemu križno vezanih prednapetih plošč je nastala z namenom, da bi izdelali učinkovit sistem sanacije medetažnih konstrukcij starih objektov, ki sodijo pod spomeniško varstvo. Danes so to večinoma stari gradovi in cerkve, katerih nosilno medetažno konstrukcijo sestavljajo le leseni stropniki. Notranjost teh objektov je sicer primerna za marsikatero dejavnost – tu so lahko koncertne dvorane, galerije, muzeji itd. Vendar to ponavadi ni mogoče zaradi slabih medetažnih konstrukcij. Bodisi da je premajhna njihova nosilnost, ki ne zadošča zahtevam standarda, ali pa bi se ob preveliki obremenitvi spodaj poškodoval strop in morebitne freske na njem. Zato potrebujemo novo nosilno medetažno konstrukcijo, ki bo postavljena nad obstoječo. Biti mora enostavna za montažo, lahka in seveda mora prenašati po standardu zahtevane obtežbe. Ravno tem zahtevam pa ustreza sistem križno vezanih lesenih plošč (v nadaljevanju Xlam) z zunanjim prednapetjem. Z njimi lahko premostimo razpone do 13,5 metra, njihova lastna teža je dovolj majhna, da za vgradnjo ne potrebujemo zahtevne mehanizacije (masa sistema s prednapetjem za premostitev razpona 10 metrov je dvakrat manjša, kot če bi uporabili le debelejšo leseno ploščo), obenem pa skupaj zloženi elementi sestavljajo tudi končno pohodno površino etaže, saj pred uporabo potrebujejo le nekaj impregnacije za dolgotrajnejšo odpornost. Ležišča za plošče so lahko kratke konzole, ki jih izdelamo iz jeklenih kotnikov. Način pritrditve kotnikov v obstoječe stene je odvisen od zasnove stene. Starejše zgradbe imajo pogosto dvojni kamniti zid, v vmesnem praznem prostoru pa je razsuti material. V takih primerih moramo biti še posebej pazljivi, da z našimi posegi ne zmanjšamo nosilnosti stene.



Slika 1.1: Osnovni nosilec

Sistem prednapetih Xlam plošč je bil zasnovan kar se da enostavno, s čim manjšimi stroški izdelave, a se je kljub temu izkazal kot učinkovit. Možnosti njegove uporabe pa niso le pri sanaciji starih medetažnih konstrukcij, pač pa tudi v novogradnjah, pri izdelavi streh in teoretično tudi mostov.



Slika 1.2: Skupaj zloženi nosilci

Obravnavanih je več vrst računskih modelov celotne konstrukcije in detajlov konstrukcije. Rezultati računskih modelov detajlov pa so primerjani z dejanskima eksperimentalnima modeloma v merilu 1 : 1 (stik med kablom in distančnikom in stik na vpetju kabla v leseno ploščo). Analiza pa pokaže tudi primerjavo rezultatov, ki jih dobimo z uporabo različnih vrst končnih elementov (linijski, ploskovni, prostorski). Zraven je podana še analiza z relativno enostavno računsko metodo in metodo, ki je bila v osnovi razvita za prednapete betonske konstrukcije. Primerjava rezultatov je narejena v 9. poglavju. Na koncu je podan še načrt za izvedbo eksperimentalne analize celotne konstrukcije.

2 KRIŽNO VEZANE LESENE PLOŠČE

V nalogi so bile uporabljene plošče avstrijskega podjetja KLH. Karakteristike plošč, ki sem jih uporabil v računskih modelih, so povzete iz kataloga proizvajalca. Križno vezane lesene plošče (Xlam) so narejene iz smrekovih desk, ki so zložene v plasteh pravokotno druga na drugo. Posamezne plasti so med seboj zlepljene z lepilom Purebond, ki ne vsebuje topil ali formaldehida. Nanje nanesejo 0,2 kg lepila na kvadratni meter, plasti pa nato v stiskalnici stisnejo pod tlakom približno 600 kN/m^2 . Les, ki ga uporabljajo je suh, z vlažnostjo 12 % (+/- 2 %). Tako se izognejo možni kasnejši škodi zaradi žuželk ali lesnih gob. Zaradi križnega lepljenja posameznih plasti plošč je nabrekanje in krčenje celotnih plošč v ravnini zanemarljivo majhno, nosilnost plošč pa se poveča.



Slika 2.1: Križno vezane lesene plošče

Hitrost gorenja plošče je $0,76 \text{ mm/min}$, če upoštevamo povečano hitrost gorenja na preklopnih stikih med ploščami in na stiku posameznih plasti – slojev plošče. V primeru razvoja požara z ene strani plošče je hitrost gorenja 67 mm/min . 3-slojne plošče imajo glede na debelino zunanje plasti praviloma požarno odpornost 30 minut (REI30). Pri 5-slojnih ploščah podobne debeline pa je mogoče doseči tudi požarno odpornost 60 minut (REI60).

Plošče imajo evropsko tehnično dovoljenje ETA-06/0138 ter certifikat PEFC.

2.1 Tehnične karakteristike

Debelina plošč:	57 do 320 mm
Število slojev plošč:	3, 5, 7, 8
Deformacije:	v ravnini plošče zanemarljive pravokotno na ravnino plošče 0,2 mm/m za vsak % spremembe vlažnosti
Vlažnost:	12 % (+/- 2 %) – tehnično suh les
Hitrost gorenja:	0,67 mm/min v skrajnem zunanem sloju ali dvosloju 0,76 mm/min v več kot samo skrajnem zunanem sloju
Vrednost λ :	0,13 W/(m ² K)
Specifična toplotna kapaciteta:	1600 J/(kgK)
Prostorninska teža:	4,8-5,0 kN/m ³

2.2 Materialne karakteristike

Podane so samo vrednosti za plošče, ne pa tudi za stene. Za natančnejše podatke glej katalog KLH plošč – statika, verzija 02/2007.

E-modul – v smeri vlaken lesa:	12000	N/mm ²
E-modul – pravokotno na vlakna:	370	N/mm ²
G-modul – pravokotno na vlakna:	50	N/mm ²
Upogib $\sigma_{m, dop}$	10,0	N/mm ²
Nateg $\sigma_{t, 0, dop}$	8,5	N/mm ²
Nateg $\sigma_{t, 90, dop}$	0,05	N/mm ²

Tlak	$\sigma_{c, 0, dop}$	10,0	N/mm^2	
Tlak	$\sigma_{c, 90, dop}$	2,5	N/mm^2	tlak pravokotno na vlakna
Tlak	$\sigma_{c, 90, dop}$	3,0	N/mm^2	tlak pravokotno na vlakna – neto
Strig	$\tau_{q, dop}$	0,6	N/mm^2	

2.3 Vezna sredstva

Navedeni so podatki za priključevanje v ravnini plošče. Rob plošč je rob elementa, spoj med deskami v posameznem sloju plošče ne upoštevamo.

Najmanjši razmik med veznimi sredstvi: $e = 5d$

Najmanjša oddaljenost veznih sredstev od roba plošče;

na obremenjenem robu: $e = 5d$

na neobremenjenem robu: $e = 3d$

Povezovanje: žablji od $d = 4$ mm

vijaki od $d = 8$ mm (pravokotno na ravnino od 4 mm)

2.4 Vrednosti prečnih prereзов

Podane so samo vrednosti za 90 mm debelo ploščo, kakršno smo uporabili za konstrukcijo. Postopek računa vrednosti je naveden v standardu EN 1995-1-1, v dodatku B. Vrednosti so podane za 1m širok prerez (naš prerez bo ožji).

Preglednica 1: Geometrijske karakteristike za ploščo DL90

<i>debelina [mm]</i>	<i>št. slojev</i>	<i>Sloj:</i>	<i>1 [mm]</i>	<i>2[mm]</i>	<i>3[mm]</i>
90	3		34	22	34
<i>A_{net} [cm²]</i>	680	<i>A_q [cm²]</i>	900	<i>I_{tot} [cm⁴]</i>	2075
	<i>L = 2 m</i>	<i>L = 4 m</i>	<i>L = 6 m</i>	<i>L = 8 m</i>	
<i>I_{eff}</i>	5020	5707	5858	5913	
	<i>L = 2 m</i>	<i>L = 4 m</i>	<i>L = 6 m</i>	<i>L = 8 m</i>	
<i>I_{eff} / I_{tot}</i>	82,6 %	93,9 %	96,4 %	97,3 %	

A_{net} vrednost prečnega prereza za dokaz tlačnih napetosti v smeri vlaken lesa

A_q vrednost polnega prečnega prereza (vrednosti za strig vseeno reduciramo s faktorjem I_{eff}/I_{tot})

I_{tot} vstrajnostni moment polnega prereza plošče – samo kot primerjalna vrednost

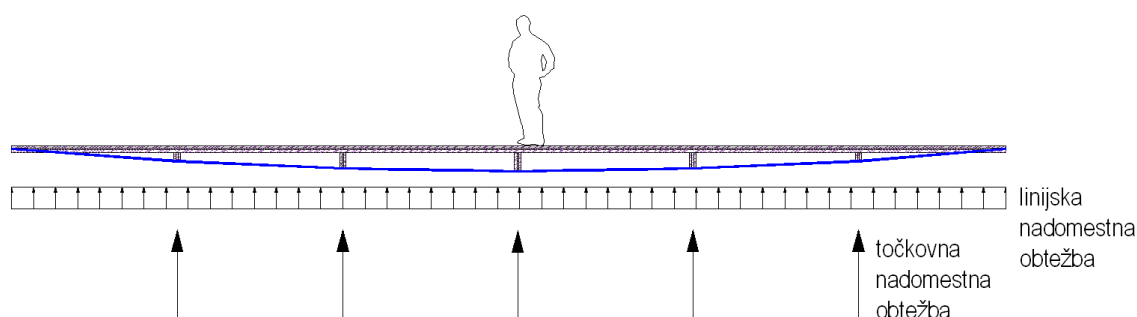
I_{eff} vstrajnostni moment slojevitega prečnega prereza plošče ob upoštevanju strižne deformacije prečnih slojev pri prevzemu obtežbe v smeri zunanjih slojev plošče

Preglednica 2: Največje notranje sile za ploščo DL90 pri razponu 13,5 m

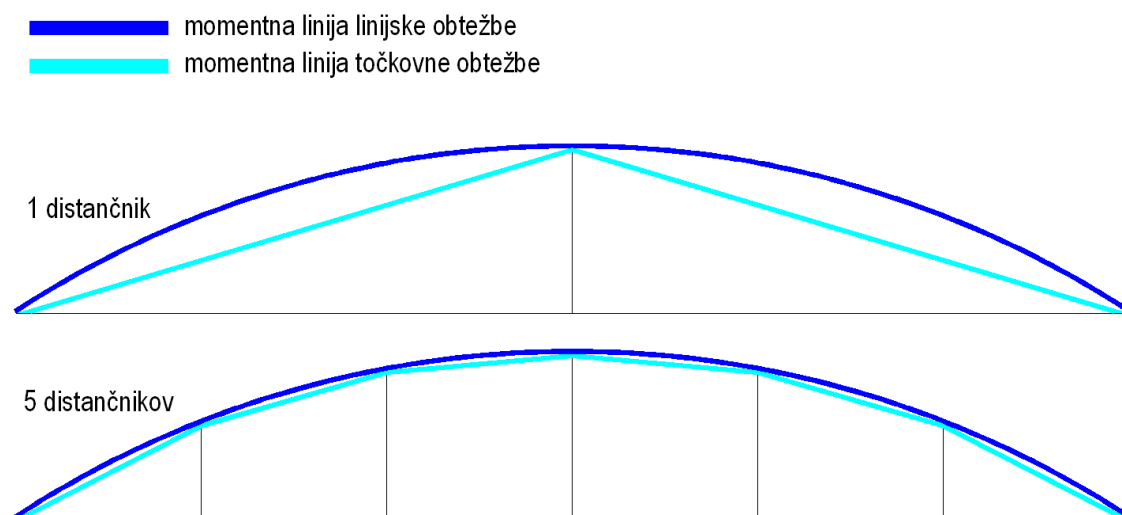
MaxM [kNm]	MaxN [kNm]	MaxV [kN]
7,88	408,00	30,68

3 ZUNANJE PREDNAPETJE

Pri zunanjem prednapetju je kabel za prednapenjanje nameščen zunaj prereza nosilca oziroma plošče. Pritrjen je na koncih nosilca, vmes pa leži na distančnikih, prek katerih prenaša navpično silo v nosilec. Drugače od sistema prednapetja, kjer je kabel nameščen znotraj prereza in prenaša navpično silo po celotni dolžini nosilca (linijska obtežba), je pri zunanjem prednapetju ta skoncentrirana v posameznih točkah – distančnikih. Čim bolj na gosto so distančniki postavljeni, tem bolj se momentna linija točkovne nadomestne obtežbe ujema z momentno linijo linijske obtežbe.



Slika 3.1: Nadomestna obtežba prednapetega kabla – linijska in točkovna

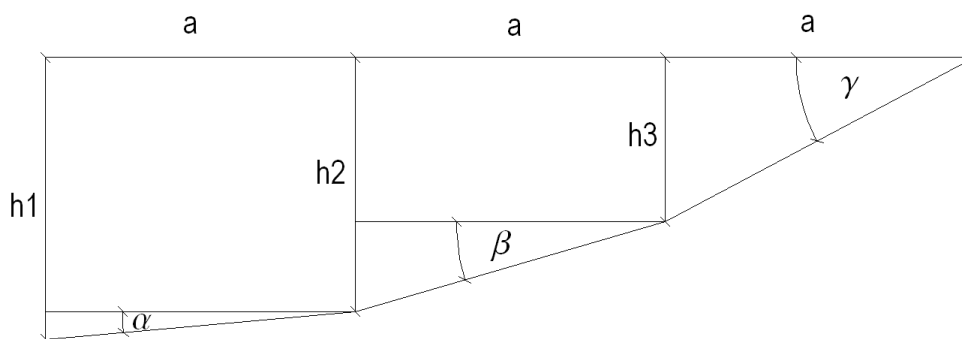


Slika 3.2: Momentna linija – linijska in točkovna, za 1 in 5 distančnikov

Potrebno silo v mejnem stanju uporabnosti (MSU) izračunamo dokaj enostavno iz vrednosti momenta na sredini nosilca in višine ročice kabla; tj. razdalje od sredine prečnega prereza nosilca do sredine prečnega prereza kabla:

$$F_{kabel} = \frac{M_{sredina}(MSU)}{f}$$

Nadomestne vertikalne obtežbe v posameznih distančnikih pa dobimo takole:



Slika 3.3: Desna polovica sistema z zunanjim prednapetjem s petimi distančniki

$$\alpha = \arctan \frac{h_1 - h_1}{a}$$

$$\beta = \arctan \frac{h_2 - h_3}{a}$$

$$\gamma = \arctan \frac{h_3}{a}$$

$$F'_{V1} = F_{kabel} \sin \alpha$$

$$F'_{V2} = F_{kabel} \sin \beta$$

$$F'_{V3} = F_{kabel} \sin \gamma$$

$$F_{V1} = 2 F'_{V1}$$

$$F_{V2} = F'_{V2} - F'_{V1}$$

$$F_{V3} = F'_{V3} - F'_{V2}$$

Če so distančniki razporejeni enakomerno, so vertikalne sile v vseh enake.

Eden glavnih problemov sistema z zunanjim prednapetjem pa je račun napetosti v kablju, v mejnem stanju nosilnosti (MSN). Osnova za MSU je, da je moment na sredini nosilca enak nič (dekompresija). Problem nastopi pri računski obravnavi nadaljnjega obremenjevanja iz trenutnega ravnotežnega stanja. V nasprotju s sistemom notranjega prednapetja s fiksiranimi kablji, kjer lahko celoten sistem prednapetja obravnavamo na nivoju prereza – ker kabel in nosilec delujeta usklajeno in imata v skupnih točkah enake deformacije – pri zunanjem prednapetju kabel in nosilec delujeta neodvisno drug od drugega. Deformacije v kablju in v nosilcu so v istem prerezu različne. Zato ne moremo uporabiti lokalnega kompatibilitetnega pogoja deformacij, ampak moramo določiti novega, globalnega. Ta je bistveno bolj kompleksen in odvisen od mnogih parametrov. Podrobneje govori o tem poglavje 5.3.

4 RAČUNALNIŠKI PROGRAMI

Model sistema prednapetih plošč smo naredili v več programih. Potrebovali smo čim natančnejše podatke o potrebnem prerezu kablov za prednapenjanje, ki bi jih kasneje vgradili v eksperimentalni model. Konstrukcijo je bilo namreč treba optimizirati na čim manjšo maso

4.1 Program SAP 2000

SAP 2000 je program za analizo konstrukcij po metodi končnih elementov, ki ga je razvilo podjetje Computers & Structures inc. iz Berkleyja v Kaliforniji. Program se uporablja pri pouku predmetov, ki se ukvarjajo z računalniškim projektiranjem konstrukcij, na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo. Ima uporabniku prijazen CAD vmesik in solidno bazo končnih elementov. Za analizo sem uporabljal verzijo programa 10.0.1.

4.2 Program Mathematica

Mathematica je močan program za simbolično in numerično računanje. Razvilo ga je podjetje Wolfram Research iz ZDA. Vsebuje sistem za simbolično obdelavo enačb, numerično računanje in vrednotenje rezultatov, orodje za vizualizacijo rezultatov ter proceduralni programski jezik z elementi objektnega programiranja. Za analizo sem uporabljal verzijo 6.0.

4.3 Program AutoCAD

AutoCAD je računalniški program za dvo- in tridimenzionalno risanje. V njem so izdelane vse slike in skice, obenem pa je olajšal delo pri izračunu geometrijskih podatkov in fizikalnih lastnosti, ki jih lahko opišemo z geometrijskimi modeli.

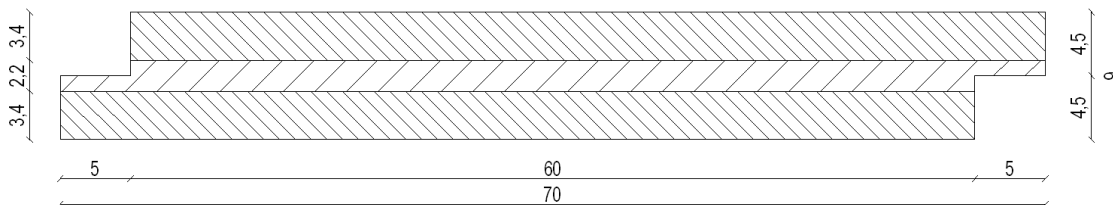
4.4 Program Excel

Excel je del programskega paketa MS Office. Program, ki se v osnovi sicer uporablja za tabelarične račune podatkov, ima poleg drugih zmožnosti tudi sposobnost numeričnega iskanja rešitev enačb.

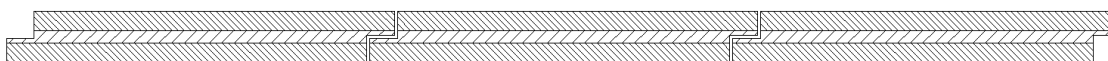
5 RAČUNSKI MODELI CELOTNE KONSTRUKCIJE

Odločili smo se, da bomo analizirali konstrukcijo z razponom 13,5 metra. Za model bomo vzeli ploščo DL90. Plošča ima 3 sloje, smer zunanjih dveh slojev je v smeri proizvodne dolžine – v našem primeru to pomeni v smeri premoščanja razpona. Vlakna srednjega sloja so pravokotna na vlakna zunanjih slojev. Podatki o debelinah slojev in vrednostih prečnega prereza so podani v preglednici 1, v poglavju 2.4.

Prečni prerez je v osnovi širok 70 cm. Od tega je na vsaki strani prereza 5 cm dolg zob, ki sega samo do polovice višine prereza. Zob na eni strani je postavljen na spodnjem robu, na drugi pa na zgornjem. Taka zasnova omogoča zlaganje posameznih plošč oziroma nosilcev v neprekinjeno celoto – na koncu dobimo sestavljeno ploščo. Njena daljša stranica je pravokotna na smer posameznih nosilcev, saj plošča nosi v krajši smeri. Ker se zobje posamezne plošče prekrivajo po parih, je računška širina za prevzem obtežbe 65 cm. Za računski model pa upoštevamo samo del prereza brez zob, tj. 60 cm širok pas na sredini. Različne efektivne širine upoštevamo pri modeliranju prereza in obtežbe.



Slika 5.1: Prečni prerez posamezne plošče



Slika 5.2: Prečni prerez skupaj zloženih plošč

Vrednosti prečnih prerezov za analizo pa dodatno reduciramo še s faktorji za tlačno silo, moment in strižno silo. Potreba po dodatni redukciji se pojavi zaradi strižne deformacije prečnih slojev («rolling shear») ter ker predpostavimo prevzem osne sile samo v slojih, katerih vlakna so vzporedna s smerjo sile. Za prevzem osne sile torej upoštevamo A_{net} , za prevzem momenta I_{eff} , A_q za prevzem strižne sile pa po navodilih proizvajalca prav tako reduciramo s faktorjem I_{eff}/I_{tot} , da dobimo $A_{q,eff}$. Za razmerje I_{eff}/I_{tot} vzamemo podatke

razpona $L = 8 \text{ m}$. Glede na to, da se efektivni vztrajnostni moment približuje totalnemu z večanjem razpona, smo na varni strani, če za naš razpon 13,5 m vzamemo računsko vrednost za 8 m. Slednje je največ, kar proizvajalec še podaja v svojih izračunih. Od vseh plošč ima najmanjše izgube zaradi strižnih deformacij prečnih slojev ravno plošča DL90.

Račun geometrijskih karakteristik za širino prereza 60 cm:

$$A_{net}(b = 60 \text{ cm}) = A_{net}(b = 100 \text{ cm}) \cdot 0,6 = 680 \text{ cm}^2 \cdot 0,6 = 408 \text{ cm}^2$$

$$A_q(b = 60 \text{ cm}) = A_q(b = 100 \text{ cm}) \cdot 0,6 = 900 \text{ cm}^2 \cdot 0,6 = 540 \text{ cm}^2$$

$$I_{eff}(b = 60 \text{ cm}) = I_{eff}(b = 100 \text{ cm}) \cdot 0,6 = 5913 \text{ cm}^4 \cdot 0,6 = 3548 \text{ cm}^4$$

$$A_{q,eff}(b = 60 \text{ cm}) = A_q(b = 60 \text{ cm}) \cdot \frac{I_{eff}}{I_{tot}} = 540 \text{ cm}^2 \cdot 0,973 = 525,42 \text{ cm}^2$$

Geometrijske karakteristike in redukcijski faktorji, ki jih podamo v programe za račun po metodi končnih elementov:

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 9 \text{ cm}$$

$$A = b h = 60 \text{ cm} \cdot 9 \text{ cm} = 540 \text{ cm}^2$$

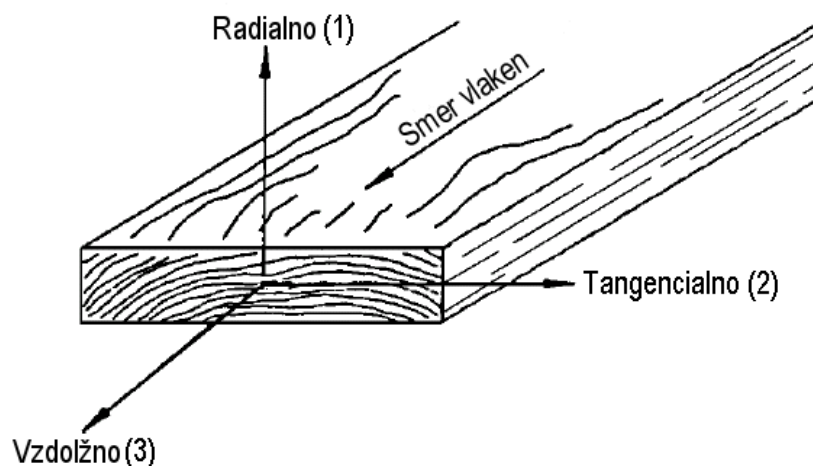
$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{60 \cdot 9^3}{12} = 3645 \text{ cm}^4$$

$$\text{redukcija osne togosti: } \frac{A_{net}(b=60 \text{ cm})}{A_q(b=60 \text{ cm})} = \frac{408 \text{ cm}^2}{540 \text{ cm}^2} = 0,756$$

$$\text{redukcija strižne togosti: } \frac{I_{eff}(b=60 \text{ cm})}{I_{tot}(b=60 \text{ cm})} = \frac{3548 \text{ cm}^4}{3645 \text{ cm}^4} = 0,973$$

$$\text{redukcija upogibne togosti: } \frac{I_{eff}(b=60 \text{ cm})}{I_{tot}(b=60 \text{ cm})} = \frac{3548 \text{ cm}^4}{3645 \text{ cm}^4} = 0,973$$

Vrednosti za Poissonov količnik ν (za vse smeri delovanja obtežbe) in koeficient toplotnega raztezanja α_T podajamo za smreko, saj proizvajalec plošč teh dveh podatkov ne navaja eksplicitno, plošče pa so narejene iz lesa iglavcev. Podatki za Poissonov količnik so za vrsto smreke Sitka (*Picea sitchensis*), koeficient toplotnega raztezanja pa je splošen za les.



Slika 5.3: Smeri obremenjevanja plošče

$$\nu_{12} = 0,467$$

$$\nu_{13} = 0,372$$

$$\nu_{23} = 0,245$$

$$\alpha_T = 1 \times 10^{-5} [1/^\circ\text{C}]$$

Za koristno obtežbo bomo vzeli kategorijo C1. Po EC1 izbrana kategorija predpisuje linijsko obtežbo $q = 3 \text{ kN/m}^2$ in točkovno $Q = 4 \text{ kN}$ (slednja ni merodajna v nobenem primeru). Na to obtežbo bomo dimenzionirali prerez jeklenega kabla, tako da bo zadoščal po EC5 predpisanim pogojem za pomike lesene konstrukcije. Splošna kategorija C se sicer nanaša na prostore, kjer se ljudje zbirajo, C1 pa predpisuje obtežbo za prostore z mizami. Torej učilnice, restavracije, kavarne, jedilnice, čitalnice, recepcije itd.

Račun koristne obtežbe za širino prereza 65 cm:

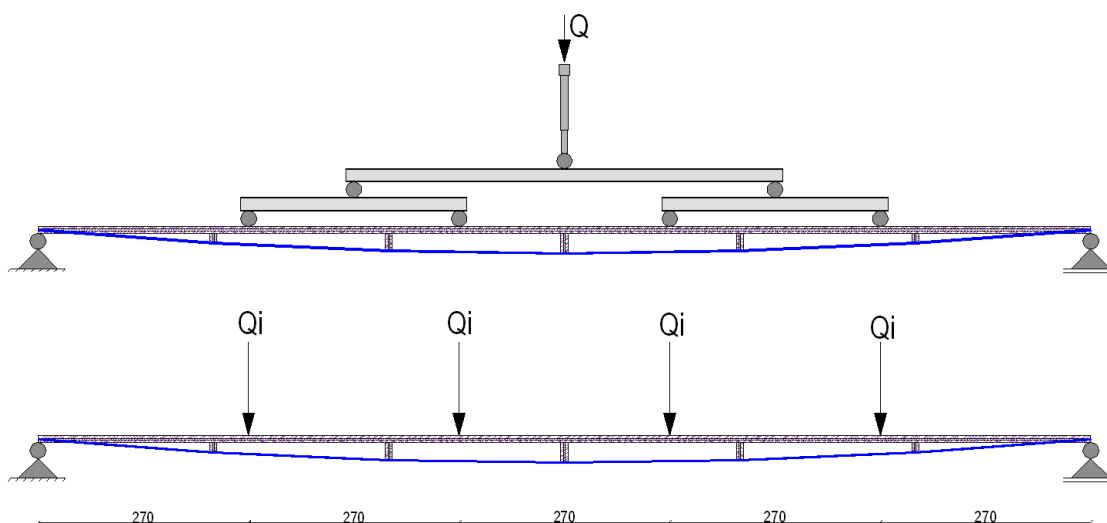
$$q(b = 65 \text{ cm}) = q(C1) \cdot 0,65 = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,65 = 1,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Podrobnejši izračun obtežbe z lastno težo je narejen v poglavju 5.4.1, kjer obravnavamo računsko metodo, ki jo opravimo brez računalniškega programa. Programi za izračun po metodi končnih elementov računajo lastno težo konstrukcije na podlagi podane prostorninske teže konstrukcije. Ker računamo obtežbo za 65 cm širok prerez, modeliramo pa širino 60 cm, moramo temu primerno v program podati korigirano prostorninsko težo.

Za osnovno prostorninsko maso vzamemo 5 kN/m^3 . Vrednost, ki jo podamo v računalniške programe, pa prej pomnožimo s korekcijskim faktorjem $k_G = \frac{65 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 1,083$. Nova prostorninska masa je torej:

$$G^* = G k_G = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1,083 \cong 5,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

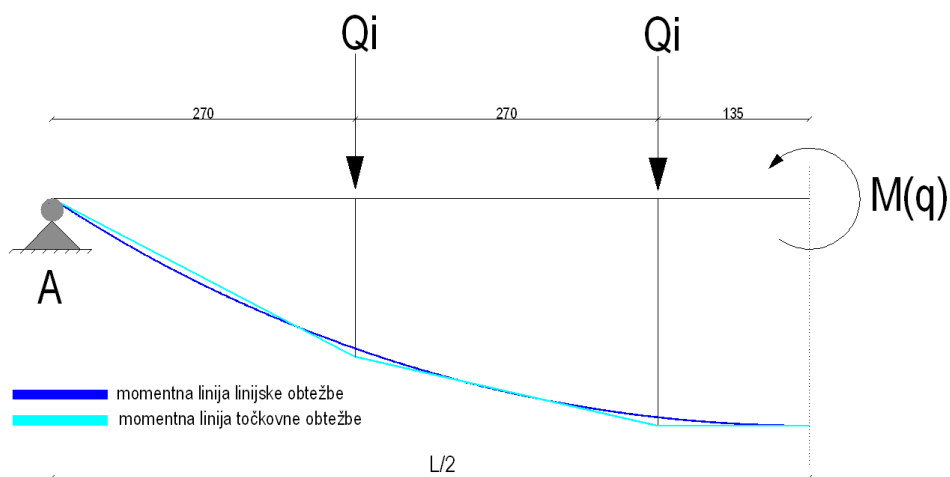
Linijsko koristno obtežbo sedaj prevedemo še na ekvivalentno 4-točkovno obtežbo. Na naš eksperimentalni model bi namreč koristno obtežbo nanašali prek hidravličnega bata in sistema nosilcev za razdelitev sile. Za simulacijo popolnoma linearne zvezne obtežbe bi namreč rabili posebno opremo, ki pa ni vedno na voljo v vseh laboratorijih za preizkušanje konstrukcij. Točkovno obtežbo določimo tako, da se največji vrednosti momenta (na sredini) linijske in točkovne obtežbe ujemata ter da je delo obeh obtežb vzdolž plošče, torej integral produkta momentov in ukrivljenosti zaradi linijske in točkovne obtežbe, enako.



Slika 5.4: Prenos obtežbe z 1 bata na 4 točke

Moment zaradi linijske obtežbe na sredini lesene plošče:

$$M(q) = \frac{q L^2}{8} = \frac{1,95 \frac{kN}{m} \cdot (13,5 m)^2}{8} = 44,42 kNm$$



Slika 5.5: Polovica konstrukcijskega sistema

Moment zaradi točkovne obtežbe v točki A je enak 0. Na podlagi te enačbe izpeljemo vrednost za silo Q_i :

$$\sum M^A = 0:$$

$$M(q) - Q_i \cdot 2,7 m - Q_i \cdot (2,7 m + 2,7 m) = 0$$

$$\rightarrow Q_i = \frac{M(q)}{2,7 m + 2,7 m + 2,7 m}$$

$$Q_i = \frac{44,42 kNm}{8,1 m} = 5,484 kN$$

$$Q_i = 5,484 kN$$

Potek momentnih linij linijske in točkovne obtežbe smo prikazali že na sliki 3.2. Izračunamo še integrala produkta ukrivljenosti in momenta, torej opravljeno delo sil vzdolž plošče. Vsi računi so bili sicer narejeni v programu Mathematica.

Enačbe momentne linije zaradi točkovne obtežbe:

$$M_Q(A) = 0 \text{ kNm}$$

$$M_Q(B) = 2 \cdot Q_i \cdot 2,7 \text{ m} = 2 \cdot 5,484 \text{ kN} \cdot 2,7 \text{ m} = 29,614 \text{ kNm}$$

$$M_Q(C) = 44,420 \text{ kNm}$$

$$M_Q(x \in [0', 2'7]) = 10,968 x$$

$$M_Q(x \in [2'7, 5'4]) = 29,614 + 5,484 x$$

$$M_Q(x \in [5'4, 8'1]) = 44,420$$

Enačba momentne linije zaradi linijske obtežbe:

$$M_q = \frac{q}{2}(Lx - x^2)$$

Enačbo parabole, s katero računamo pomike, odvajamo, da dobimo enačbo za ukrivljenost v posamezni točki:

$$y(x) = \frac{4f}{L} \left(x - \frac{x^2}{L} \right)$$

$$\frac{dy(x)}{dx} = \frac{4f}{L} \left(1 - \frac{2x}{L} \right)$$

Predpostavimo, da je deformacijska linija enaka v obeh obtežnih primerih. Integriramo produkt enačbe momenta zaradi linijske obtežbe in zaradi točkovne obtežbe z enačbo za ukrivljenost:

$$D_1 = 2 \cdot \int_0^{6,75} M_q \frac{dy(x)}{dx} dx$$

$$D_1 = 2 \cdot \int_0^{6,75} \frac{q}{2}(Lx - x^2) \frac{4f}{L} \left(1 - \frac{2x}{L} \right) dx$$

$$D_1 = 2 \cdot \int_0^{6,75} \frac{1,95}{2}(13,5x - x^2) \frac{4f}{13,5} \left(1 - \frac{2x}{13,5} \right) dx$$

$$D_1 = 44,4234 f$$

$$\begin{aligned}
 D_2 &= 2 \cdot \int_0^{2,7} M_Q(x \in [0, 2.7]) \frac{dy(x)}{dx} dx + 2 \\
 &\quad \cdot \int_{2,7}^{5,4} M_Q(x \in [2.7, 5.4]) \frac{dy(x)}{dx} dx + \int_{5,4}^{8,1} M_Q(x \in [5.4, 8.1]) \frac{dy(x)}{dx} dx \\
 D_2 &= 2 \cdot \int_0^{2,7} 10,968 x \frac{4f}{L} \left(1 - \frac{2x}{L}\right) dx + 2 \\
 &\quad \cdot \int_{2,7}^{5,4} (29,614 + 5,484 x) \frac{4f}{L} \left(1 - \frac{2x}{L}\right) dx + \int_{5,4}^{8,1} 44,420 \frac{4f}{L} \left(1 - \frac{2x}{L}\right) dx \\
 D_2 &= 2 \cdot \int_0^{2,7} 10,968 x \frac{4f}{13,5} \left(1 - \frac{2x}{13,5}\right) dx + 2 \\
 &\quad \cdot \int_{2,7}^{5,4} (29,614 + 5,484 x) \frac{4f}{13,5} \left(1 - \frac{2x}{13,5}\right) dx \\
 &\quad + \int_{5,4}^{8,1} 44,420 \frac{4f}{13,5} \left(1 - \frac{2x}{13,5}\right) dx \\
 D_2 &= 41,0644 f
 \end{aligned}$$

Torej $D_1 = 44,4234 f$ in $D_2 = 41,0644 f$. Razmerje $\frac{D_1}{D_2} = \frac{44,4234 f}{41,0644 f} = 1,082$. Razlika med opravljenim delom linijske in točkovne obtežbe je 8,2 %. Toliko več dela bi načeloma opravila linijska obtežba, vendar se moramo zavedati, da je deformacijska linija, in posledično ukrivljenost, zaradi točkovne obtežbe nekoliko drugačna. Razlika med rezultanto sil linijske in točkovne obtežbe pa je sicer še večja:

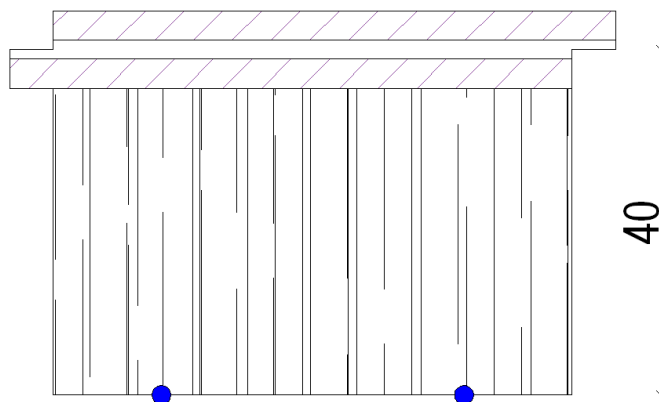
$$q \cdot L = 1,95 \frac{kN}{m} \cdot 13,5 m = 26,325 kN$$

$$4 Q_i = 4 \cdot 5,484 kN = 21,936 kN$$

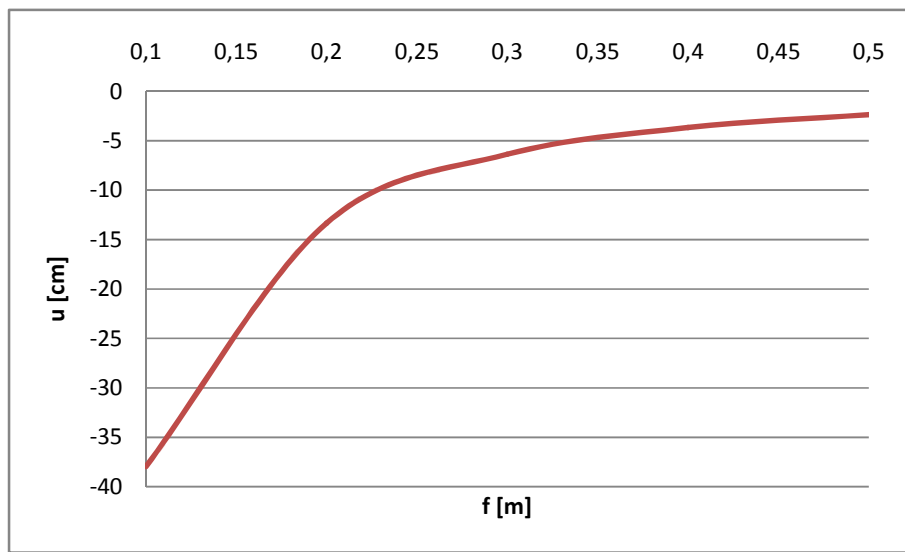
$$\frac{26,325}{21,936} = 1,20$$

Rezultanta linijske obtežbe je večja za 20 %. Razlika se kaže v strižnih silah ob podporah. Za popolnoma realen prikaz bi morali tik ob vsaki podpori dodati še polovico razlike rezultat sil. Torej $0,5 \times (26,325 \text{ kN} - 21,936 \text{ kN}) = 2,1945 \text{ kN}$ ob vsaki podpori. Ker strižne sile niso problematične (naš prerez plošče DL90 lahko prenese več kot 30 kN strižne sile), tega ne bomo počeli. V programu za izračun po metodi končnih elementov pa bomo vseeno naredili še primerjavo med linijsko in točkovno obtežbo.

Za višino glavnega distančnika, oz. ročico kabla za prednapenjanje, vzamemo 40 cm. Pri taki višini ročice je celotna višina sistema približno 46 cm. Smiselna višina celotnega sistema za medetažne konstrukcije je nekje do 50 cm. Za strehe tudi nekoliko več. Večja ročica je sicer bolj ugodna za prevzem obremenitve, saj potrebujemo tanjši jekleni kabel in imamo posledično manjšo maso. Vendar višine sistema ne gre povečevati v nedogled, saj tako obenem tudi zmanjšujemo svetlo višino prostora, prekrijemo inštalacije, speljane v spodnjem delu sten, stenske slikarije ipd. Vpliv višine ročice na pomike konstrukcij, pri konstantni obtežbi in konstantnem prerezu jeklenih kablov, je prikazan v grafu na sliki 5.7. Podatki so iz programa SAP 2000.



Slika 5.6: Skotirana ročica



Slika 5.7: Razmerje pomikov in višine ročice za ploščo razpona 13,5 m in enotsko obtežbo $q' = 1 \text{ kN/m}$

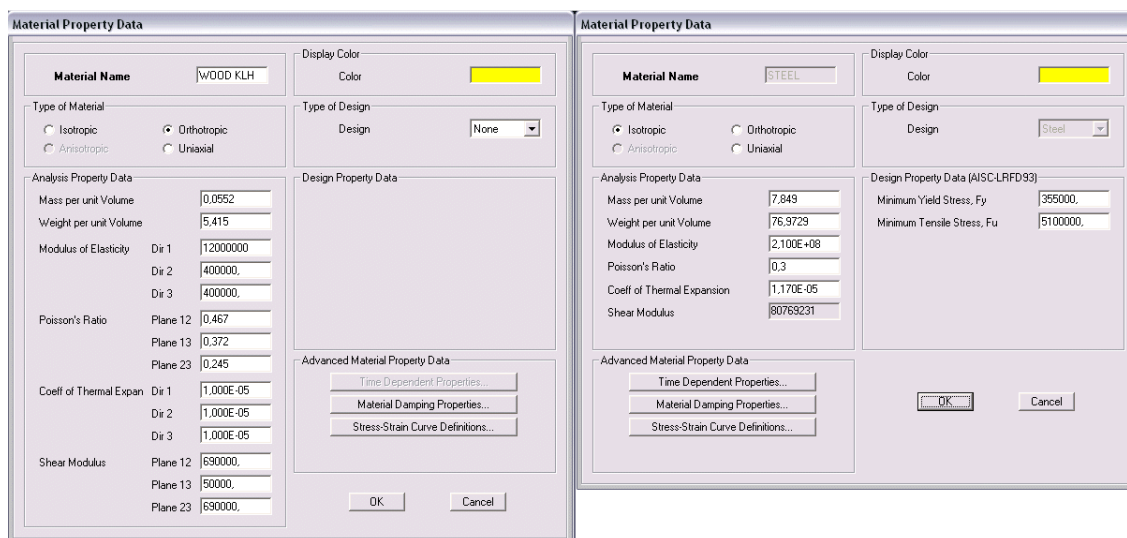
Reoloških izgub sile prednapetja in izgub zaradi povečanih lokalnih deformacij ne upoštevamo v osnovnih računskih modelih, pač pa jih izračunamo posebej v poglavju 7.

5.1 Modeli v programu SAP 2000

V programu najprej definiram vrste končnih elementov. Osnovna lesena plošča je lahko podana bodisi z linijskimi (»frame«), ploskovnimi (»shell«) ali pa prostorskimi (»solid«) elementi. Glede na razmerje stranic prečega prereza ($65 : 9 = 7,22 : 1$) konstrukcija namreč spada med plošče, glede na razmerje razpona konstrukcije in širine preza ($1350 : 65 = 20,77 : 1$) pa med nosilce. Elementom podam geometrijo in redukcijske faktorje. Materialne karakteristike plošč definiram glede na podatke proizvajalca plošč. Les je ortotropen material, zato uporabim temu primerno nastavitve programa. Nosilnost plošč, ki jo podaja proizvajalec, je določena na podlagi obsežnih eksperimentalnih raziskav (zanesljivost 2,5 pri 5-odstotni vrednosti fraktila in 3 glede na srednjo vrednost). Podane vrednosti za nosilnost, približno ustrezajo trajnemu razredu (»P«) trajanja obtežbe po EC5.

Jekleni kabel smo modelirali s »cable« elementom, saj slednji omogoča neposredno vnašanje deformacij v kabel, s čimer modeliramo prednapetje. Materialne karakteristike za jeklo

vzamem za mehko konstrukcijsko jeklo S355 (in ne za visokotrdno jeklo za prednapenjanje). V našem primeru namreč jeklo potrebujemo bolj zaradi povečevanja togosti sistema, elastični modul jekla pa je vedno enak, ne glede na trdnostni razred.



Slika 5.8: Materialni podatki za leseno ploščo in jekleni kabel, iz programa SAP 2000

Podam obtežne primere: lastna teža, koristno obtežbo, temperaturno obtežbo in prednapetje ter definiram kombinacije za MSU in MSN. Za temperaturno obtežbo vzamem po standardu predpisanih $\mp 15^\circ\text{C}$.

$$q_d(MSU) = 1,0 g + 1,0 q + 0,6 q(T) + 1,0 P$$

$$q_d(MSU) = 1,35 g + 1,5 q + 1,35 \cdot 0,6 q(T) + 1,0 P$$

Geometrijo konstrukcije (koordinate skrajnih koncev distančnikov) podam v obliki kvadratne parabole, tako za nosilec kot za kabel. Splošna enačba parabole za naš primer se glasi:

$$y(x) = \frac{4f}{L} \left(x - \frac{x^2}{L} \right).$$

Celotna dolžina konstrukcije je označena z »L«. Oznaka »f« je najvišja, oz. najnižja točka parabole, tj. višina ročice v srednjem distančniku. Tako za poljubno »x« koordinato, ki leži med 0 in »L«, izračunamo pripadajočo »y« koordinato. Osnovna linija kabla nenadvišane konstrukcije dolžine $L = 13,5 \text{ m}$ in največje ročice kabelske linije $f = 0,4 \text{ m}$ v stičiščih kabla in distančnikov je (gledano od osnovne linije plošče navzdol):

$$y(0,000 \text{ m}) = \frac{4 \cdot (-0,4 \text{ m})}{13,5 \text{ m}} \left(0,000 \text{ m} - \frac{(0,000 \text{ m})^2}{13,5 \text{ m}} \right) = -0,000 \text{ m}$$

$$y(2,250 \text{ m}) = \frac{4 \cdot (-0,4 \text{ m})}{13,5 \text{ m}} \left(2,250 \text{ m} - \frac{(2,250 \text{ m})^2}{13,5 \text{ m}} \right) = -0,222 \text{ m}$$

$$y(4,500 \text{ m}) = \frac{4 \cdot (-0,4 \text{ m})}{13,5 \text{ m}} \left(4,500 \text{ m} - \frac{(4,500 \text{ m})^2}{13,5 \text{ m}} \right) = -0,356 \text{ m}$$

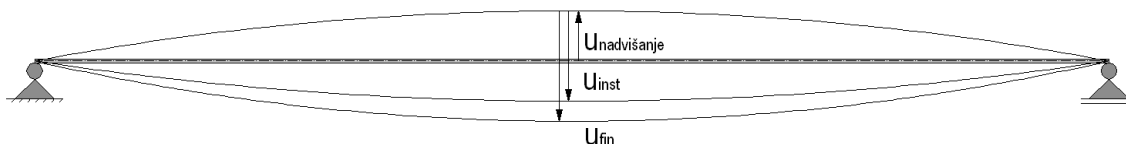
$$y(6,750 \text{ m}) = \frac{4 \cdot (-0,4 \text{ m})}{13,5 \text{ m}} \left(6,750 \text{ m} - \frac{(6,750 \text{ m})^2}{13,5 \text{ m}} \right) = -0,400 \text{ m}$$

$$y(9,000 \text{ m}) = \frac{4 \cdot (-0,4 \text{ m})}{13,5 \text{ m}} \left(9,000 \text{ m} - \frac{(9,000 \text{ m})^2}{13,5 \text{ m}} \right) = -0,356 \text{ m}$$

$$y(11,250 \text{ m}) = \frac{4 \cdot (-0,4 \text{ m})}{13,5 \text{ m}} \left(11,250 \text{ m} - \frac{(11,250 \text{ m})^2}{13,5 \text{ m}} \right) = -0,222 \text{ m}$$

$$y(13,500 \text{ m}) = \frac{4 \cdot (-0,4 \text{ m})}{13,5 \text{ m}} \left(13,250 \text{ m} - \frac{(13,250 \text{ m})^2}{13,5 \text{ m}} \right) = -0,000 \text{ m}$$

Kot smo že omenili, konstrukcijo modeliramo s prednapetjem, oz. posledično z nadvišanjem. Bistvena prednost prednapenjanja v našem primeru je povečanje dovoljenih vertikalnih pomikov. V osnovi namreč naša konstrukcija nima težav z nosilnostjo. Precejšnjo težavo nam povzročajo pomiki, saj moramo zadostiti kriteriju $u_{max} = L/300$ za takojšnje, oz. $L/250$ za končne pomike, ki ga priporoča EC5. Les pa je precej podajen material. Z jeklenimi prednapenjalnimi kabli tako povečamo togost celotnega konstrukcijskega sistema, poleg tega pa konstrukcijo nadvišamo do te mere, da pomiki na sredini dosežejo po EC5 predpisano vrednost $L/375$ nad osjo lesene plošče – koristna obtežba je v tem trenutku enaka 0 (obnem se tako znebimo tudi pomikov, ki nastanejo zaradi lastne teže konstrukcije). Ko pa koristna obtežba nastopi v svoji polni vrednosti, doseže vrednost pomika $L/300$ pod osjo plošče za takojšnje, oz. $L/250$ za končne pomike. Celotni dovoljen pomik je v našem primeru precej večji, kot če bi začeli iz ravnotežne lege, pri $w = 0$. Velja: $u_{tot} = -u_{nadvišanje} + u$.



Slika 5.9: Nadvišanje konstrukcije

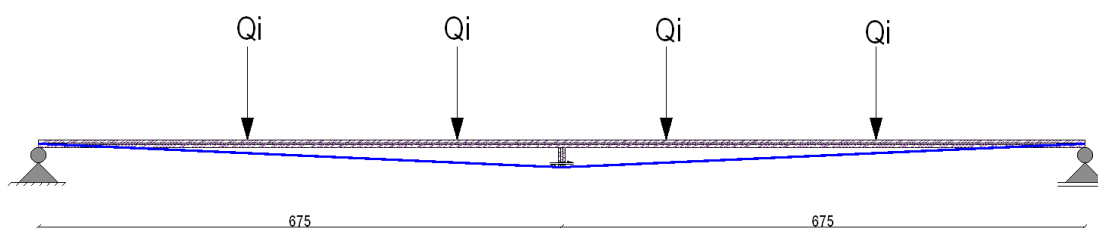
Osnim silam iz programa moramo prišteti še vrednosti, ki nastanejo zaradi obtežbe z lastno težo kablov (enačba verižnice). V programu SAP 2000 namreč ne moremo modelirati stika med distančnikom in kablom tako, da bi stik prevzel samo tlačne obremenitve, nateznih pa ne. Ker hočemo za izračun lastne teže uporabiti algoritem programa za »dead« obtežni primer, mase jeklenega kabla ne upoštevamo, sicer bi dobili prevelike vrednosti za pomike plošče (teža kabla bi se obesila na distančnike). V programu posebej izračunamo osno silo v kablju zaradi lastne teže (pri naši geometriji konstrukcije) – za en kabel premera 24 mm znaša sila 2,04 kN, torej 4,08 kN za dva kabla – in jo prištejemo k vrednostim za kabla in plošče.

V programu nismo naredili nobenega modela s »tendon« elementi za kabla, ki so v osnovi sicer mišljeni za modeliranje prednapenjalnih kablov, vendar pa se v našem primeru, z zunanjim prednapetjem, ne obnesejo najbolje.

V levi podpori konstrukcije so dovoljene rotacije, pomiki pa so vsi preprečeni. V desni podpori je enako, le horizontalni pomik, v smeri konstrukcije, je dovoljen.

5.1.1 Plošča z enim distančnikom

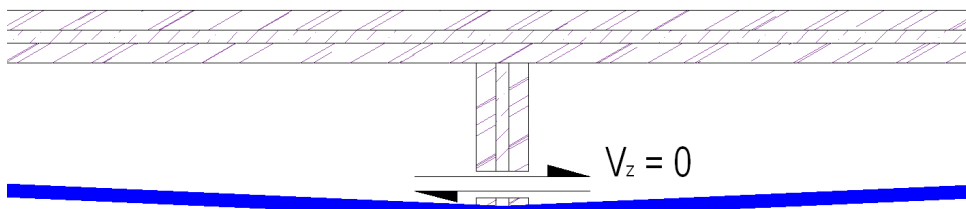
Lesena plošča je na sredini podprta samo z enim lesenim distančnikom. Nadomestna obtežba kabla, je tako skoncentrirana samo v eni točki, temu primerna je tudi oblika momentne linije. En sam distančnik sicer ni najbolj ugoden za prevzem celotne linijske obtežbe pri tako velikem razponu, saj dobimo sedaj 2 nova razpona, od katerih vsak meri 6,75 m, kar je precej za samo 90 mm debelo ploščo. Konstrukcijo bomo, kljub pomislekom o zasnovi, še računsko preverili, saj je konstrukcija z enim distančnikom enostavnejša za izdelavo ter tudi nekoliko lažja in cenejša.



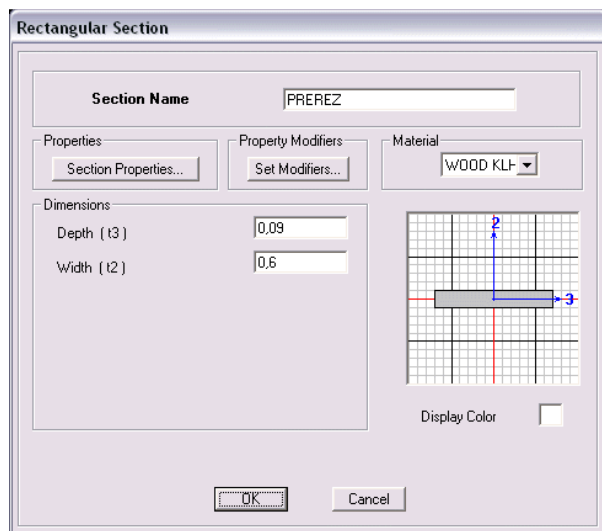
Slika 5.10: Plošča z enim distančnikom

5.1.1.1 Modeliranje s kombinacijo »frame« in »cable« elementov

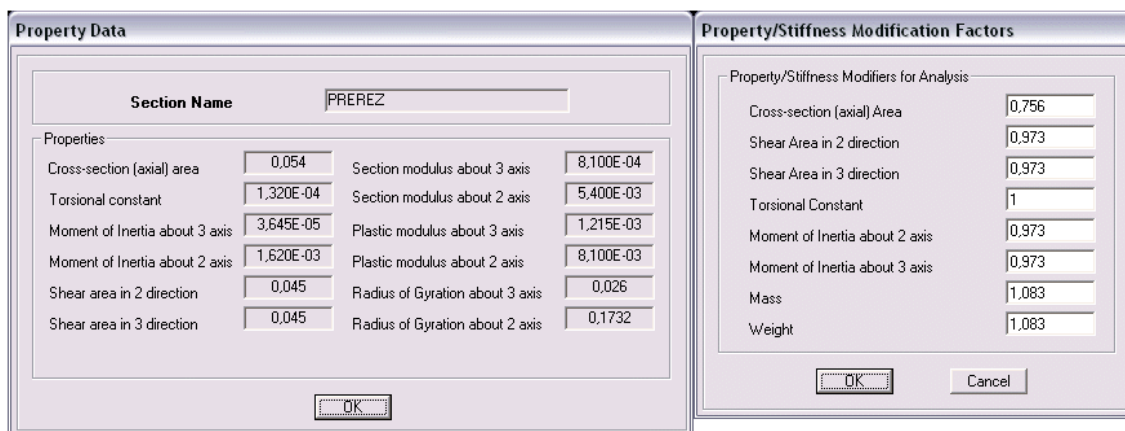
Taka kombinacija je najenostavnejša od vseh. Delamo z ravninskim modelom. Leseno ploščo modeliramo s »frame« elementom, jekleni kabel pa s »cable« elementom. V »cable« elementu, v nasprotju s »frame« elementom, ne morejo nastati momenti, saj kabel nima upogibne togosti. Ker delamo v ravninskem modelu, ne moremo posebej modelirati dveh ločenih kablov, zato damo v model enega debelejšega, z ustreznim prečnim prerezom. Sprostimo še prostostno stopnjo za horizontalni pomik na koncu distančnika. Trenje med distančnikom in kablom tako popolnoma zanemarimo.



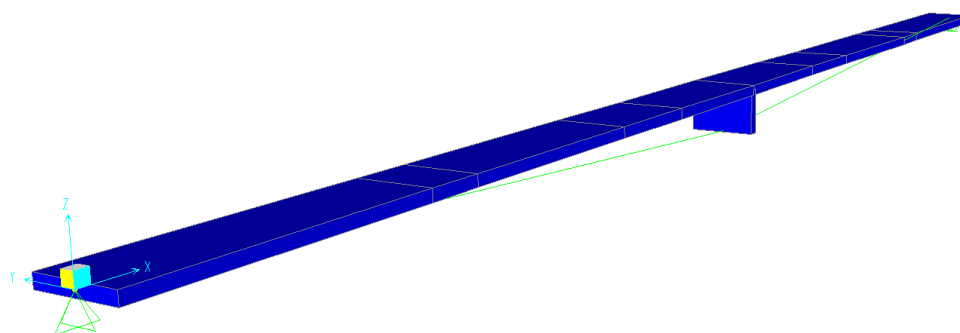
Slika 5.11: Sproščena prostostna stopnja



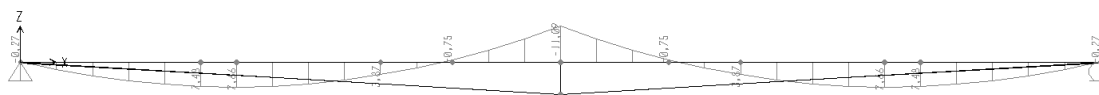
Slika 5.12: Geometrija prereza za linijski element, slika iz programa SAP 2000



Slika 5.13: Karakteristike prereza za linijski element in redukcijski faktorji iz programa SAP 2000



Slika 5.14: Slika »frame« modela z enim distančnikom, iz programa SAP 2000



Slika 5.15: Momentna linija linijske obtežbe pri MSU, linijskega modela z enim distančnikom, iz programa SAP 2000

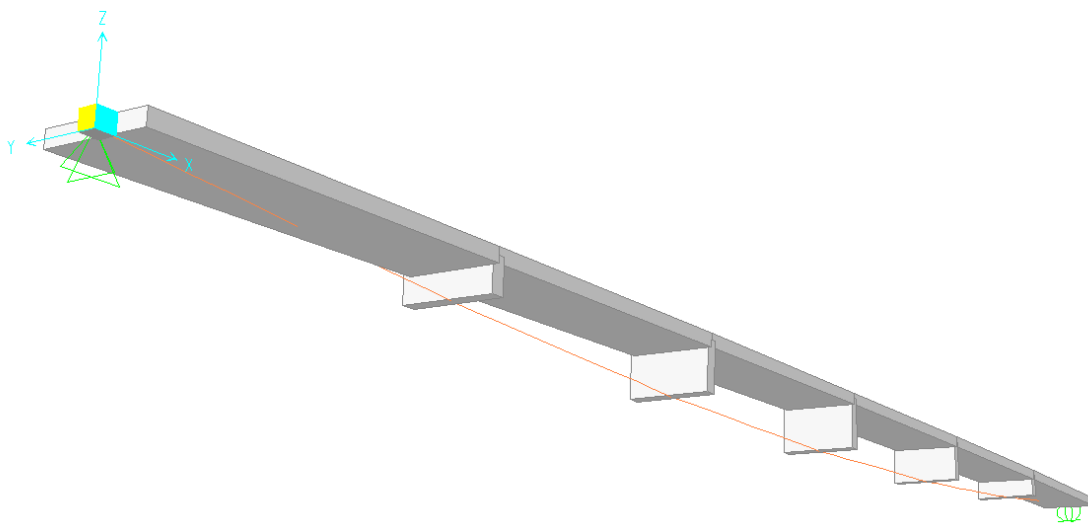
Na zgornji sliki vidimo, da znaša moment na sredini lesene plošče $-11,09$ kNm. Največji moment, ki ga plošča DL90 še prenese, pa je $7,88$ kNm. Ostalih podatkov zato sploh ne navajamo in tudi ne opravljamo dodatnih analiz sistema z enim distančnikom. Pri razponu $13,5$ m 1 distančnik pač ne zadošča.

5.1.2 Plošča s petimi distančniki

Lesena plošča je med krajnima podporama vmes podprta še v petih točkah (glej sliko 5.4). Velikost vmesnih razponov je tako 2,25 m. Moment zaradi nadomestne obtežbe kabla je tako po obliki precej bližje momentu, ki ga povzroči zvezna linijska obtežba. Razlike v momentih, ki nastajajo v vmesnih poljih, so zato precej manjše kot pa pri sistemu z enim distančnikom. Vendar imamo sedaj 3 različne višine distančnikov: distančnik na sredini in po dva para distančnikov levo in desno od srednjega. Izdelava in montaža distančnikov mora biti natančna, saj kabel sile ne bi prenašal enakomerno. Poleg tega so vsi distančniki, razen sredinskega, obremenjeni z manjšim upogibnim momentom, ki ga povzroči nesimetrično naganje kabla. Moment moramo upoštevati pri izvedbi pritrdjevanja distančnikov (račun v poglavju 6.4).

5.1.2.1 Modeliranje s kombinacijo »frame« in »cable« elementov

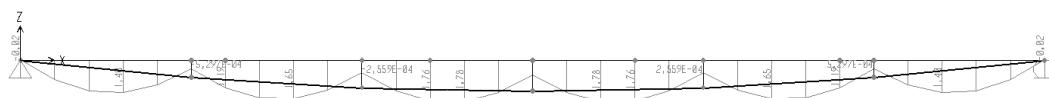
Podrobnejši opis v poglavju 5.1.1.1. Razlika je samo v številu distančnikov.



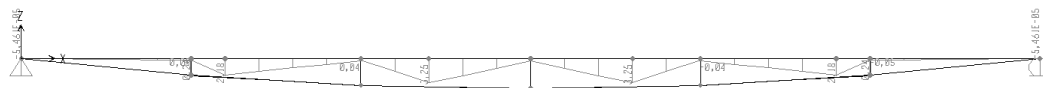
Slika 5.16: Slika linijskega modela (3D-prikaz prerezov) s petimi distančniki, iz programa SAP 2000

Preglednica 3: Linijski model – največje vrednosti notranjih sil, pomikov in nihajnih časov za različne obtežne kombinacije

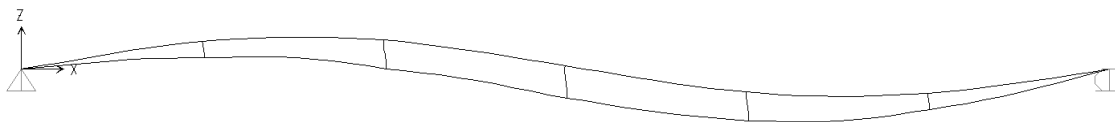
		PLOŠČA						DISTANČNIKA (skupaj)		KABLA (skupaj)	
		M [kNm]	V [kN]	N _H [kN]	u _{inst} [cm]	t [s]	f [1/s]	N _V [kN]		N _H [kN]	
g + P		-0,95	0,58	-21,61	3,60	0,2820	3,5458	-0,86		-21,65	
q	linijska	1,78	2,37	109,32	-7,15			-4,37		-109,52	
	točkovna	3,25	4,43	110,05	-7,42			-4,39		-110,25	
MSU	linijska	1,27	2,59	130,84	-3,68			-5,23		-131,07	
	točkovna	2,55	4,63	131,58	-3,96			-5,25		-131,81	
MSN	linijska	1,92	3,80	193,02	-6,06			-7,72		-193,36	
	točkovna	3,94	6,91	194,12	-6,47			-7,75		-194,47	
								PLOŠČA - korigirana		KABLA - korigirana	
								N _V [kN]		N _H [kN]	
g + P								-25,69		-25,73	
q	linijska							105,24		-113,6	
	točkovna							105,97		-114,33	
MSU	linijska							126,76		-135,15	
	točkovna							127,5		-135,89	
MSN	linijska							188,94		-197,44	
	točkovna							190,04		-198,55	



Slika 5.17: Momentna linija linijske obtežbe linijskega modela s petimi distančniki, iz programa SAP 2000



Slika 5.18: Momentna linija nadomestne točkovne obtežbe linijskega modela s petimi distančniki, iz programa SAP 2000

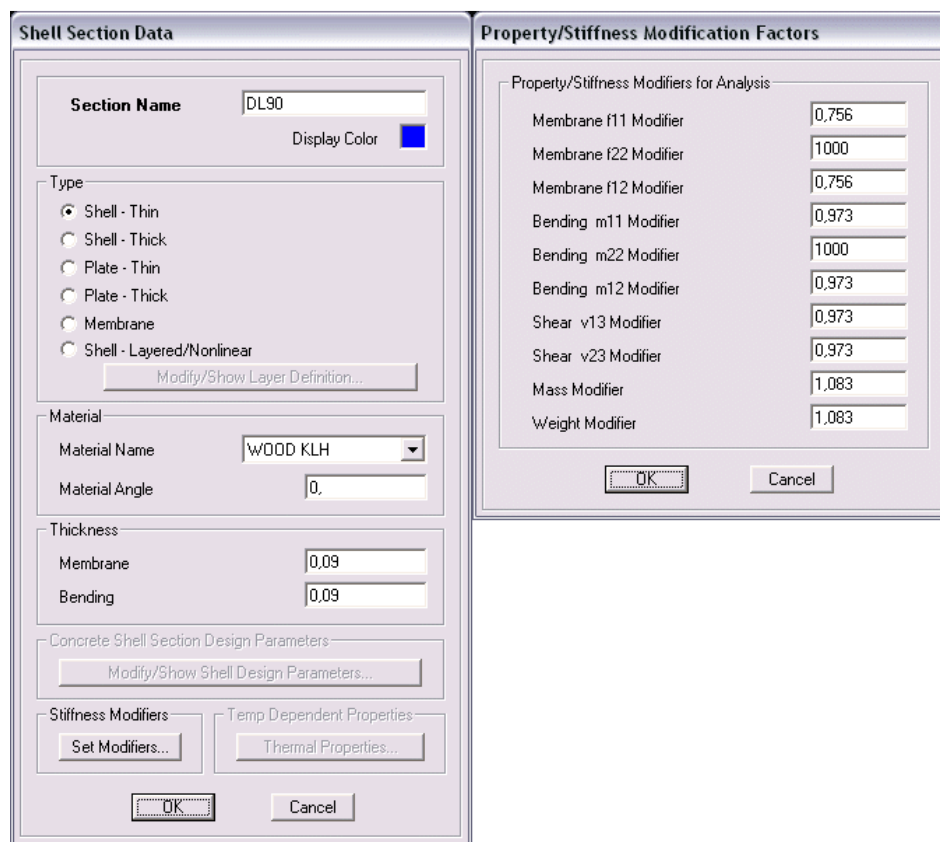


Slika 5.19: 1. nihajna oblika linijskega (tudi ploskovnega in prostorskega) modela s petimi distančniki, iz programa SAP 2000

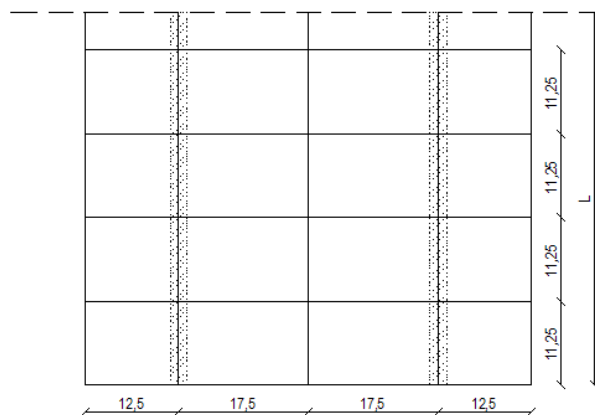
Premer uporabljenih kablov je 24 mm. Da bi zadovoljili kriteriju takojšnjih pomikov v MSU, bi sicer (po rezultatih programa SAP 2000) zadoščal že premer 21 mm. Vendar pa potem v MSN ne bi dosegli zadostne nosilnosti kabla v reduciranem prerezu, v območju navoja, poleg tega pa ne bi zadostili dovoljenim končnim pomikom po izvršenem lezenju. Račun nosilnosti za vijak premera 24 mm je narejen v poglavju 7.1.

5.1.2.2 Modeliranje kablov s kombinacijo »shell« in »cable« elementov

Leseno ploščo modeliramo s »shell«, tj. ploskovnimi elementi. Širino prereza razdelimo na končne elemente tako, da se geometrija vozlišč, kjer prijemljejo elementi za jeklene kable, ujema s tisto v eksperimentalnem modelu. Računsko modeliramo 60 cm širok pravokoten prerez. V prečni smeri ga razdelimo na 4 elemente. Zunanja dva sta široka 12,5 cm, notranja dva pa 17,5 cm. Kable prijemljeta na stiku zunanjih in notranjih elementov. V dejanski konstrukciji, ki ima širši prerez, saj ima na vsaki strani tudi 5-centimetrski preklopni zob, si tako kabli (ko skupaj zložimo več plošč) sledijo na vsakih 30 oz. 35 cm. Večji razpon je med kabloma, ki podpirata isti distančnik, saj s tem nekoliko povečamo tudi torzijsko stabilnost. Po dolžini ploščo razdelimo na 120 elementov dolžine 11,25 cm. Tako imamo v konstrukciji dve različni dimenziji končnih elementov; 12,5 cm x 11,25 cm in 17,5 cm x 11,25 cm. Za končne elemente je namreč pomembno, da so si dimenzije posameznega elementa čim bolj podobne. S korekcijskimi faktorji ploskovnemu elementu za leseno ploščo, tudi povečamo osno in upogibno togost v prečni smeri. Sicer nam program ne vrača merodajnih rezultatov.



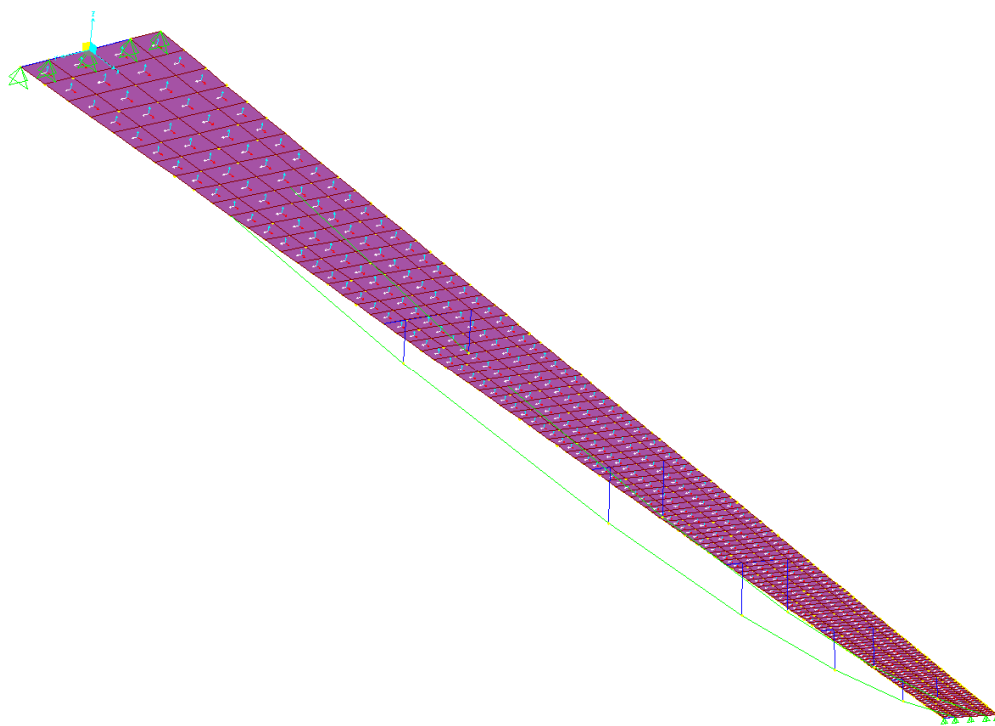
Slika 5.20: Geometrijske karakteristike ploskovnih elementov in korekcijski faktorji



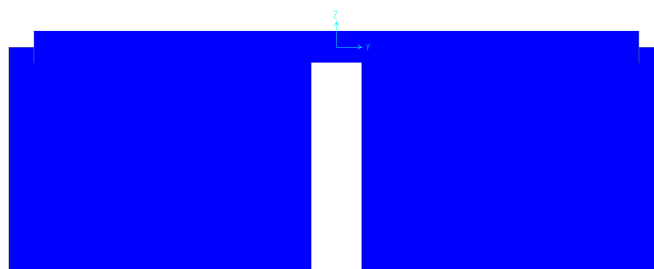
Slika 5.21: Tloris dela lesene plošče, razdeljenega na ploskovne končne elemente

Za modeliranje jeklenih kablov vzamem »cable« element – tokrat modeliramo dva ločena kabla. Distančnike modeliramo z linijskimi elementi. Na koncih distančnikov, kjer se le-ti

stikajo z jeklenim kablom, moramo namreč sprostiti prostostne stopnje za pomike v horizontalni smeri (trenje tako zopet zanemarimo). Sproščanje prostostnih stopenj pa omogočajo samo linijski elementi. Modeliranje distančnika s kombinacijo ploskovnega elementa in krajšim linijskim elementom, na stiku z jeklenim kablom, pa se ne obnese najbolje. Distančnik tako modeliramo z dvema linijskima elementoma, katerih skupna širina je enaka pravemu distančniku (torej $2 \times 30 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$). V prečni smeri lesene plošče, na stiku z distančnikom, pa dodamo še en linijski element, katerega osne in upogibne togosti zelo povečamo, maso pa mu odvezamo, tako da ne vpliva na lastno težo konstrukcije. Tako poskrbimo za kar se da enakomeren prenos obtežbe iz distančnikov v ploščo. Ker modeliramo 60 cm širok prerez, obtežba pa deluje na širini 65 cm, moramo ploskovno obtežbo 3 kN/m^2 pomnožiti še s faktorjem $\frac{65 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 1,083$. Dobimo novo obtežbo $q^* = 3,25 \text{ kN/m}^2$.



Slika 5.22: Slika ploskovnega modela s petimi distančniki, iz programa SAP 2000

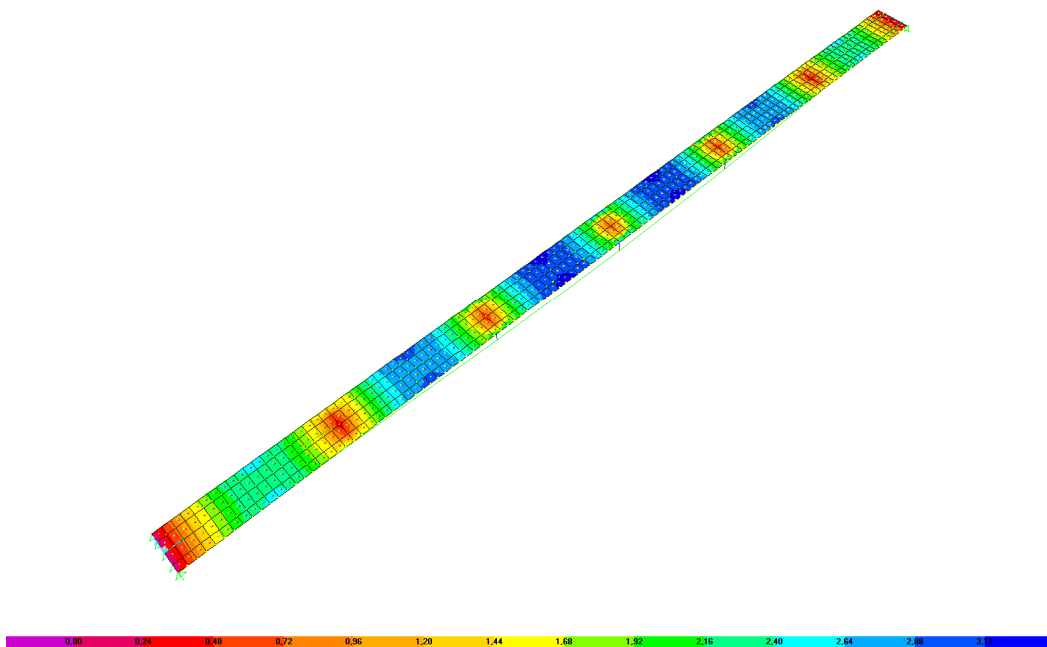


Slika 5.23: Modeliranje linijskega distančnika v ploskovnem modelu (3D-pogled)

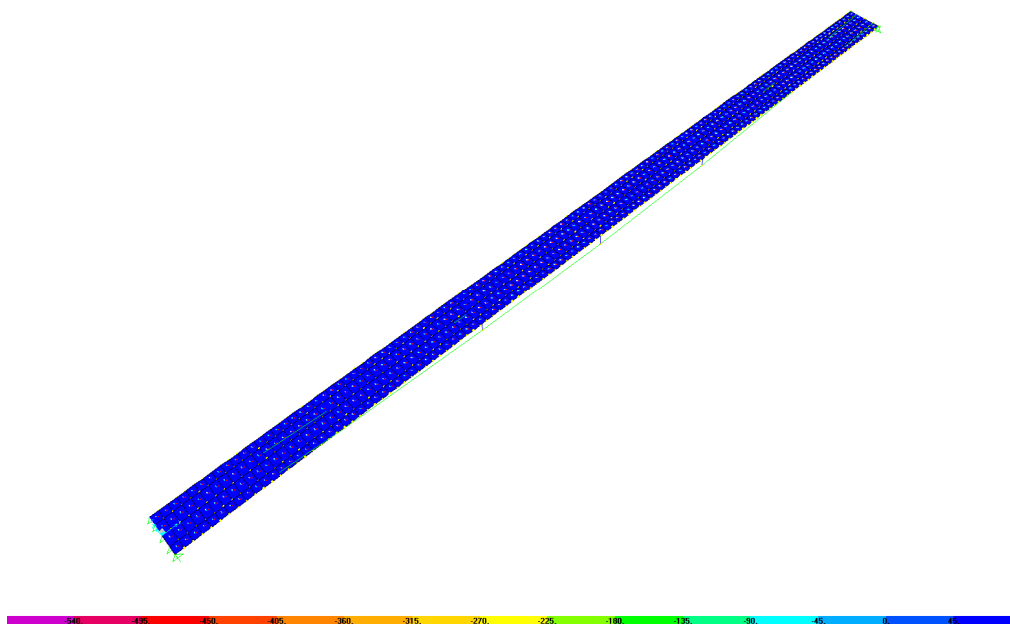
Preglednica 4: Ploskovni model – največje vrednosti notranjih sil, pomikov in nihajnih časov za različne obtežne kombinacije

		PLOŠČA							DISTANČNIKA (skupaj)		KABLA (skupaj)	
		M [kNm]	V [kN]	N _H [kN]	u _{inst} [cm]	t [s]	f [1/s]	N _v [kN]		N _H [kN]		
g + P		-2,45	1,32	-22,20	3,64	0,2264	4,4177	-0,79		22,37		
q	linijska	1,90	2,82	-109,20	-6,72			-4,37		109,42		
	točkovna	3,56	4,38	-110,40	-7,01			-4,40		110,32		
MSU	linijska	1,30	2,04	-131,40	-3,33			-5,25		131,60		
	točkovna	2,62	4,50	-132,00	-3,62			-5,29		132,50		
MSN	linijska	2,13	3,72	-192,30	-7,23			-7,70		192,78		
	točkovna	4,55	6,60	-193,80	-7,66			-7,74		194,13		
										PLOŠČA - korigirana		KABLA - korigirana
									N _v [kN]		N _H [kN]	
	g + P								-27,00		26,45	
	q								-113,28		113,50	
									-114,48		114,40	
	MSU								-135,48		135,68	
									-136,08		136,58	
	MSN								-196,38		196,86	
									-197,88		198,21	

Notranje sile v plošči so sicer podane, vendar so vrednosti bolj približne kot točne. Vrednosti se namreč preveč spreminjajo, da bi lahko zanesljivo podali resnično največje vrednosti.



Slika 5.24: Upogibni momenti v smeri plošče, ki jih povzroči koristna obtežba



Slika 5.25: Osne sile v smeri plošče, ki jih povzroči koristna obtežba

5.1.2.3 Modeliranje kablov s kombinacijo »solid« in »cable« elementov

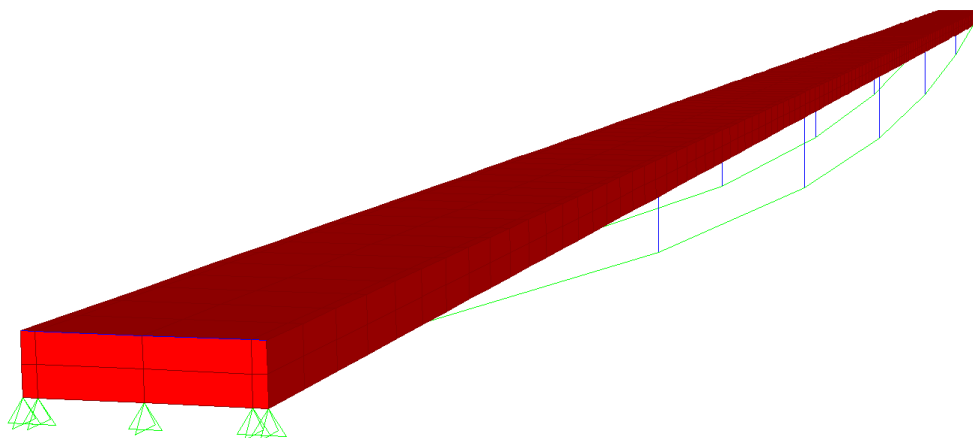
»Solid« elementi, ki jih ponuja SAP 2000, so končni elementi z dejanskim volumnom. Končni element ima 8 oglišč v prostoru. S »solid« elementi načeloma najpravišeje opišemo naš model konstrukcije. Vendar moramo konstrukcijo modelirati s predhodno izračunanim nadomestnim prerezem. Prostorski končni elementi v programu SAP 2000 namreč ne omogočajo prilagajanja geometrijskih karakteristik s pomočjo redukcijskih faktorjev. Torej moramo nadomestni prerez izračunati tako, da bo ustrezal tako reduciranim vrednostim za osno kot upogibno togost:

$$A_{net} = 408 \text{ cm}^2 = b h \rightarrow b = \frac{408 \text{ cm}^2}{h}$$
$$I_{eff} = 3548 \text{ cm}^4 = \frac{b h^3}{12} = \frac{\frac{408 \text{ cm}^2}{h} h^3}{12} \rightarrow h = \sqrt{\frac{3548 \text{ cm}^4 \cdot 12}{408 \text{ cm}^2}} = 10,215 \text{ cm}$$
$$b = \frac{408 \text{ cm}^2}{10,215 \text{ cm}} = 39,940 \text{ cm}$$

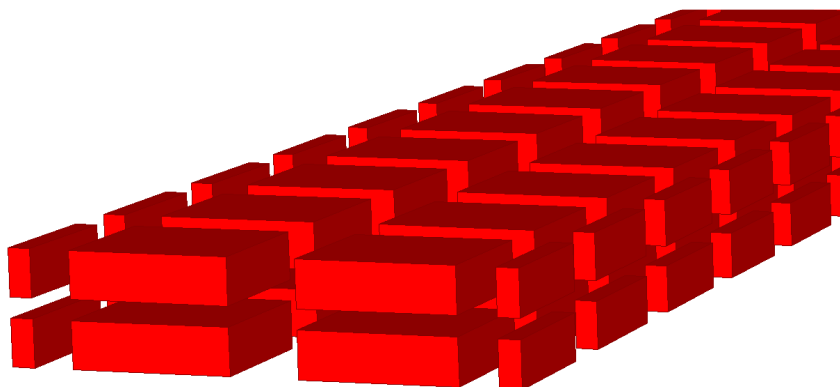
Dimenziji nadomestnega prereza sta torej $b / h = 39,940 \text{ cm} / 10,215 \text{ cm}$.

Ker je nov prerez ožji od dejanskega, moramo povečati tudi obtežbo. Koristno (ploskovno) obtežbo pomnožimo s faktorjem $\frac{65 \text{ cm}}{39,94 \text{ cm}} = 1,627$ in dobimo $q^* = 1,627 \times 3 \text{ kN/m}^2 = 4,88 \text{ kN/m}^2$. Vpliv lastne teže pa povečamo za faktor $\frac{65 \text{ cm} \times 9 \text{ cm}}{39,94 \text{ cm} \times 10,215 \text{ cm}} = 1,434$. Podamo novo specifično težo materiala $g^* = 5 \text{ kN/m}^3 \times 1,434 = 7,17 \text{ kN/m}^3$.

Konstrukcijo modeliramo z dvema slojema elementov, katerih debelina je enaka polovici debeline plošče. Prerez po širini razdelimo na 4 elemente. Notranja dva sta široka 17,5 cm, zunanja dva pa 2,47 cm. Po dolžini pa ga razdelimo na 120 elementov, vsak je dolg 11,25 cm. Po višini se delijo na dva elementa, vsak je visok 4,5 cm. Tako imamo v konstrukciji zopet dve različni dimenziji končnih elementov: $2,47 \text{ cm} \times 11,25 \text{ cm} \times 4,5 \text{ cm}$ ter $17,5 \text{ cm} \times 11,25 \text{ cm} \times 4,5 \text{ cm}$. Kabli v modelu konstrukcije, so v ploščo pritrjeni na enakih mestih, kot bi bili v dejanski konstrukciji.



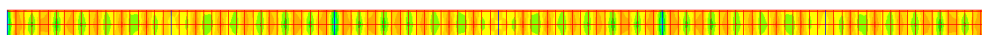
Slika 5.26: Slika »solid« modela s petimi distančniki iz programa SAP 2000



Slika 5.27: Sestava plošče iz prostorskih končnih elementov

Preglednica 5: Prostorski model – največje vrednosti notranjih sil, pomikov in nihajnih časov za različne obtežne kombinacije. Notranje sile samo za linijske elemente.

		PLOŠČA				DISTANČNIKA (skupaj)		KABLA (skupaj)	
		u_{inst} [cm]		t [s]	f [1/s]	N_v [kN]		N_H [kN]	
g + P		3,65		0,3446	2,9017	-1,23		30,84	
q	linijska	-5,32				-3,83		96,26	
	točkovna	-5,61				-3,84		96,30	
MSU	linijska	-1,77				-5,04		126,80	
	točkovna	-2,06				-5,06		126,84	
MSN	linijska	-4,84				-7,19		180,71	
	točkovna	-5,27				-7,21		180,77	
								KABLA - korigirana	
								N_H [kN]	
g + P								35,64	
q	linijska							100,34	
	točkovna							100,38	
MSU	linijska							130,88	
	točkovna							130,92	
MSN	linijska							184,79	
	točkovna							184,85	



Slika 5.28: Napetosti v smeri plošče (S11), ki jih povzroči koristna obtežba

Notranjih sil za ploščo v tabeli 4 ne podajamo, kajti »solid« končni elementi prikazujejo samo napetosti v posameznih ravninah elementov. Napetosti pa so precej neenakomerno razporejene (glej zgornjo sliko). Zato bi težko določili realne vrednosti največjih notranjih sil v plošči. Podajamo zgolj vrednosti za pomike na sredini plošče in vrednosti notranjih sil za linijske končne elemente v modelu.

5.2 Enostaven računski model

Model izhaja iz najosnovnejših enačb za pomike prostoležečega nosilca in trigonometrijskih izrekov. Izračunana je potrebna vertikalna nadomestna obtežba za nadvišanje plošče pri delovanju zgolj lastne teže in njej pripadajoča sila v kablju. Potem pa še deformacija v kablju pri največjih dovoljenih pomikih. Trenje med kablom in distančniki je zanemarljivo. Na podlagi nadomestne obtežbe, potrebne za uravnoteženje momentov na sredini pri MSU, oz. njej pripadajoče osne sile v jeklenem kablju, ki ji prištejemo še silo, potrebno za nadvišanje konstrukcije, ter deformacije pri največjih dovoljenih pomikih, izračunamo potrebni prerez jeklenega kabla. V izračunu je zanemarljiv vpliv upogibne togosti lesene plošče na pomike. Upoštevana je samo reducirana osna togost plošče.

5.2.1 Plošča s petimi distančniki

Izračunamo silo v kablju, potrebno za prevzem koristne obtežbe:

$$M = \frac{q L^2}{8} = \frac{1,95 \frac{kN}{m} \cdot (13,5 m)^2}{8} = 44,42 kNm$$

$$F(q) = \frac{M}{f_{max}} = \frac{44,42 kNm}{0,4 m} = 111,06 kN$$

Izračunamo še silo v kablju, potrebno za nadvišanje in kompenzacijo lastne teže. Izhajamo iz osnovne enačbe za pomike na sredini prostoležečega nosilca, obremenjenega z enakomerno linijsko obtežbo. Za pomik na sredini vzamemo višino nadvišanja $L/375 = 3,6 cm$, za vrednost vstrajnostnega momenta pa podatek za I_{eff} iz poglavja 5:

$$w_{sredina} = \frac{5 L^4 q}{384 E_{\parallel} I} \rightarrow q = \frac{w 384 E_{\parallel} I}{5 L^4}$$
$$q = \frac{3,6 \text{ cm} \cdot 384 \cdot 1200 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 3548 \text{ cm}^4}{5 \cdot 1350^4}$$
$$q = 3,54 \cdot 10^{-4} \text{ kN/cm}$$
$$q = 0,0354 \text{ kN/m}$$

$$M(q) = \frac{q L^2}{8} = \frac{0,0354 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (13,5 \text{ m})^2}{8} = 0,807 \text{ kNm}$$

$$F(q) = \frac{M(q)}{f_{max}} = \frac{0,807 \text{ kNm}}{0,4 \text{ m}} \cong 2,02 \text{ kN}$$

Dobili smo nadomestno obtežbo in silo prednapetja za nadvišanje plošče na $L/375$ nad prvotno osjo plošče (upoštevana zgolj upogibna togost plošče). Zdaj izračunamo še nadomestno lastno težo plošče, tako da ji dodamo še težo distančnikov. V računu povečamo osnovno dolžino plošče za dolžino vseh distančnikov, pomnožimo z lastno težo na tekoči meter in nato normiramo na dejansko dolžino. Dolžine distančnikov izračunamo tako, da od izračunane kableske linije (glej poglavje 5.1) v točkah, kjer se nahajajo distančniki, odštejemo polovico debeline plošče:

$$e_3 = f_3 - \frac{h_{plošče}}{2} = 0,4 \text{ m} - 0,045 \text{ m} = 0,355 \text{ m}$$

$$e_2 = f_2 - \frac{h_{plošče}}{2} = 0,36 \text{ m} - 0,045 \text{ m} = 0,315 \text{ m}$$

$$e_1 = f_1 - \frac{h_{plošče}}{2} = 0,22 \text{ m} - 0,045 \text{ m} = 0,175 \text{ m}$$

$$g(\text{plošča} + \text{distančniki}) = \frac{g(L + 2(e_2 + e_1) + e_3)}{L}$$

$$g(\text{plošča} + \text{distančniki}) = \frac{0,293 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (13,5 \text{ m} + 2 \cdot (0,177 \text{ m} + 0,311 \text{ m}) + 0,355 \text{ m})}{13,5 \text{ m}}$$

$$g(\text{plošča} + \text{distančniki}) = 0,322 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sedaj izračunamo skupno nadomestno obtežbo, s katero kompenziramo lastno težo in izvedemo nadvišanje ter pripadajočo potrebno silo prednapetja.

$$q_1 = 1,0 g(\text{ploščica} + \text{distančniki}) + 1,0 q$$

$$q_1 = 1,0 \cdot 0,322 \frac{kN}{m} + 1,0 \cdot 0,0354 \frac{kN}{m}$$

$$q_1 = 0,3574 \frac{kN}{m}$$

$$M(q_1) = \frac{q_1 L^2}{8} = \frac{0,3574 \frac{kN}{m} \cdot (13,5 m)^2}{8} = 8,143 kNm$$

$$F(q_1) = \frac{M(q_1)}{f_{max}} = \frac{8,143 kNm}{0,4 m} \cong 20,36 kN$$

Skupna sila, ki jo dobimo v MSU, je torej :

$$F(q_d) = F(q) + F(q_1)$$

$$F(q_d) = 111,06 kN + 20,36 kN$$

$$F(q_d) = 131,42 kN$$

To silo bomo kasneje uporabili za izračun potrebnega prereza jeklenega kabla. Sedaj izračunamo osne deformacije v jeklenem kablu na podlagi največjega takojšnjega dovoljenega pomika v nosilcu, tj. $\frac{L}{375} + \frac{L}{300} = 3,6 cm + 4,5 cm = 8,1 cm$. Za obliko deformiranja nosilca predpostavimo kvadratno parabolo. Na podlagi najvišje točke v paraboli (tj. največjega pomika) lahko izračunamo višine vseh ostalih, če poznamo razpon nosilca.

Uporabimo splošno enačbo parabole $y(x) = \frac{4f}{L} \left(x - \frac{x^2}{L} \right)$. Razpon $L = 13,5 m$, najvišja točka parabole (na sredini) pa $f = 2 w_{max}$:

$$w_3 = w(x = 6,75 m) = 2 \cdot w_{max} = 8,1 cm$$

$$w_2 = w(x = 4,50 m) = \dots = 7,2 cm$$

$$w_1 = w(x = 2,25 m) = \dots = 4,5 cm$$

Izračunamo osno deformacijo lesene plošče ob osni obremenitvi s silo $F(q_d)$ in upoštevanju vrednosti reduciranega prečnega prereza A_{net} iz poglavja 5:

$$\Delta u = \frac{F(q_d) L}{A_{net} E_{\parallel}}$$

$$\Delta u = \frac{131,42 \text{ kN} \cdot 13,5 \text{ m}}{408 \text{ cm}^2 \cdot 1200 \text{ kN/cm}^2}$$

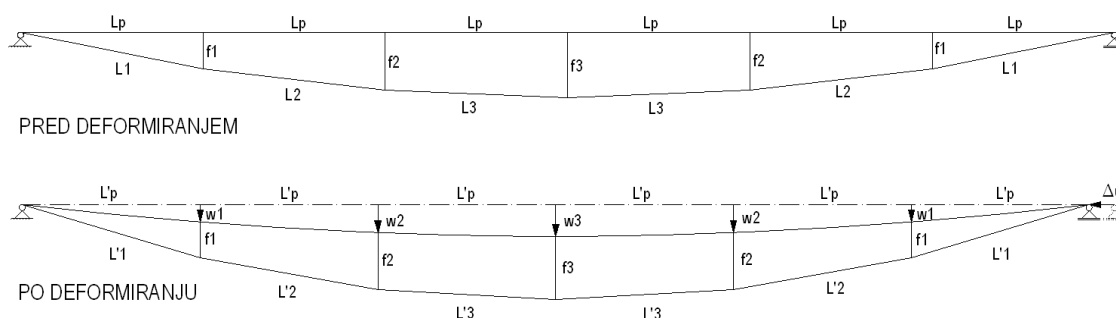
$$\Delta u = 0,00362 \text{ m}$$

Distančniki so vzdolž plošče razporejeni enakomerno. Izračunamo njihovo medsebojno razdaljo pred (L_p) in po deformiranju (L'_p):

$$L_p = \frac{L}{6} = \frac{13,5 \text{ m}}{6} = 2,25 \text{ m}$$

$$L'_p = \frac{L - \Delta u}{6} = \frac{13,5 \text{ m} - 0,00362 \text{ m}}{6} = 2,249396 \text{ m}$$

Sedaj lahko izračunamo dolžine jeklenega kabla po odsekih med posameznimi distančniki pred (L_i) in po deformiranju (L'_i).



Slika 5.29: Geometrija sistema s 5 distančniki pred in po deformiranju

$$L_1 = \sqrt{L_p^2 + f_1^2} = \sqrt{2,25^2 + 0,22^2} = 2,26095 \text{ m}$$

$$L_2 = \sqrt{L_p^2 + (f_2 - f_1)^2} = \sqrt{2,25^2 + (0,36 - 0,22)^2} = 2,25395 \text{ m}$$

$$L_3 = \sqrt{L_p^2 + (f_3 - f_2)^2} = \sqrt{2,25^2 + (0,40 - 0,36)^2} = 2,25044 \text{ m}$$

$$L'_1 = \sqrt{L'_p{}^2 + (f_1 + w_1)^2} = \sqrt{2,249396^2 + (0,22 + 0,045)^2} = 2,26521 \text{ m}$$

$$L'_2 = \sqrt{L'_p{}^2 + (f_2 + w_2 - f_1 - w_1)^2} = \sqrt{2,249396^2 + (0,36 + 0,072 - 0,22 - 0,045)^2}$$

$$= 2,25510 \text{ m}$$

$$L'_3 = \sqrt{L'_p{}^2 + (f_3 + w_3 - f_2 - w_2)^2} = \sqrt{2,249396^2 + (0,40 + 0,081 - 0,36 - 0,072)^2}$$

$$= 2,25003 \text{ m}$$

Iz razlik v dolžini odsekov kabla lahko izračunamo deformacije v posameznih odsekih kabla:

$$\varepsilon_1 = \frac{L'_1 - L_1}{L_1} = \frac{2,26521 \text{ m} - 2,26095 \text{ m}}{2,26095 \text{ m}} = 0,00189$$

$$\varepsilon_2 = \frac{L'_2 - L_2}{L_2} = \frac{2,25510 \text{ m} - 2,25395 \text{ m}}{2,25395 \text{ m}} = 0,00051$$

$$\varepsilon_3 = \frac{L'_3 - L_3}{L_3} = \frac{2,25003 \text{ m} - 2,25044 \text{ m}}{2,25044 \text{ m}} = -0,0002$$

Ker predpostavljamo, da v distančnikih ni trenja, iz vrednosti deformacij v posameznih odsekih izračunamo povprečno vrednost deformacije v celotnem kablu:

$$\bar{\varepsilon}_s = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3} = \frac{0,00189 + 0,00051 + (-0,0002)}{3} = 0,000739$$

Napetosti v jeklenem prerezu dobimo tako, da deformacijo v kablu pomnožimo z elastičnim modulom jekla:

$$\sigma_s = \bar{\varepsilon}_s E_s = 0,000739 \cdot 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 15,5278 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Sedaj iz napetosti v jeklenem kablu in sile prednapetja, ki smo jo izračunali na začetku, izračunamo potrebni prerez jeklenega kabla:

$$A_s = \frac{F(q_d)}{\sigma_s} = \frac{131,42 \text{ kN}}{15,5278 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 8,46 \text{ cm}^2$$

Ker uporabljamo za prednapenjanje dva kabla, razdelimo dobljeno vrednost na pol:

$$A_{si} = \frac{A_s}{2} = \frac{8,64 \text{ cm}^2}{2} = 4,23 \text{ cm}^2$$

Izračunamo še potrebni prerez okroglega jeklenega kabla, oz. palice (potrebujemo dva):

$$\phi_{si} = 2 \sqrt{\frac{A_{si}}{\pi}} = 2 \sqrt{\frac{4,23 \text{ cm}^2}{\pi}}$$

$$\phi_{si} = 2,32 \text{ cm}$$

Izračunamo še pomik na sredini nosilca, če bi uporabili kabel premera 24 mm. Računski postopek vnesemo v Excel in uporabimo v program vgrajeni »reševalec«. Ta nam z iteracijskim postopkom določi pomik, ki bi pripadal izbrani debelini jeklenega kabla.

The image shows an Excel spreadsheet titled "RAČUN POTREBNEGA PREMERA JEKLENIH KABLOV" with various calculation tables and a Solver Parameters dialog box.

Obtežila in karakteristike:

q	1,95	kN/m
L	13,50	m
A	408,00	cm ²
f	0,40	m
E _{ij}	1200	kN/cm ²
E _s	21000	kN/cm ²

Ročice distančnikov:

f ₁	0,22	m
f ₂	0,36	m
f ₃	0,40	m

Pomiki na mestu distančnikov:

w ₁	0,042974	m
w ₂	0,068759	m
w ₃	0,077354	m

Notranje sile in pomiki v plošči:

L _p	2,25	m
M	44,42	kNm
F	111,06	kN
F*	131,21	kN
F _{nadvišanje}	20,15	kN
w _{ip}	0,045	m
w _{tot}	0,07735	m
w _{nadvišanja}	0,03235	m

Osnovi pomiki lesene plošče:

Δu	0,00362	m
L _p '	2,249397	m

Sila prednapetja za nadvišanje:

g _{elastna}	0,322000	kN/m
q _{nadvišanje}	0,031851	kN/m
q ₁ (g+q _n)	0,353851	kN/m
M(q ₁)	8,061	kNm
F(M(q ₁))	20,153	kNm

Dolžine kablov pred in po deformiranju:

L ₁	2,26095	m	L ₁ '	2,26498	m
L ₂	2,25395	m	L ₂ '	2,25502	m
L ₃	2,25044	m	L ₃ '	2,25002	m

Deformacije v odsekih kabla in povprečna deformacija:

ε ₁	0,00178		AVG ε	0,000691
ε ₂	0,00048			
ε ₃	-0,0002			

Napetost v kablu:

σ ₁	14,5021	kN/cm ²
----------------	---------	--------------------

Potreben skupni prerez in prerez enaga kabla:

A _s	9,05	cm ²
A _{uj}	4,52	cm ²

Potrební ø enaga kabla:

φ _{uj}	2,40	cm
-----------------	------	----

Solver Parameters dialog box:

- Set Target Cell: \$D\$22
- Equal To: Max Min Value of: 0
- By Changing Cells: \$D\$21
- Subject to the Constraints:
 - \$D\$21 <= 0,15
 - \$D\$21 >= 0
 - \$D\$22 >= 0
 - \$D\$38 >= 0
 - \$D\$45 = 2,4

Legend:

- Red: fiksno
- Orange: spreminjamo
- Green: iščemo

Slika 5.30: Vrednosti, ki nam jih vrne reševalec v Excelu

Pomik na sredini nosilca zaradi koristne obtežbe bi pri uporabi kabla premera 24 mm znašal 7,76 cm. To je absolutna vrednost pomika. Če upoštevamo še 4,5 cm nadvišanja nad osjo plošče, dobimo relativni pomik plošče 3,26 cm pod vodoravno osjo.

5.3 Modeli po metodi Diep-Umehara

Kot smo omenili že v 3. poglavju, je sistem z zunanjim prednapetjem načeloma bolj zahteven za obravnavo kot sistem z notranjim prednapetjem. Sistem z notranjim prednapetjem ima ponavadi (ni pa nujno) kable fiksirane v preostalem delu prereza (ponavadi betonskega). Kable zalijejo s posebno maso, in tako je vzpostavljen popoln kohezijski stik med kabli in preostalim materialom. Posledično lahko konstrukcijo obravnavamo na nivoju prereza, katerega geometrijske karakteristike so prirejene na podlagi elastičnih modulov kabla in osnovnega materiala ter geometrije prereza. Bistven podatek je, da se jekleni kabli deformirajo ravno toliko kot osnovni prerez na mestu kabla. V sistemu z zunanjim prednapetjem kabli niso pritrjeni v osnovni prerez, pač pa se od njega gibljejo neodvisno. To sicer ne pomeni posebne težave, ko v kablju računamo silo, potrebno za dekompresijo. Račun se zakomplicira, ko začne konstrukcija prehajati proti MSN. Oblikovati moramo kompatibilno zvezo med deformacijami kabla in deformacijami osnovnega prereza. Deformacije v kablju so odvisne od njihove površine, višine ročice prednapetja (oz. distančnika), deformacijske linije konstrukcije, trenja v distančnikih, začetnega stanja nosilca ali plošče itd.

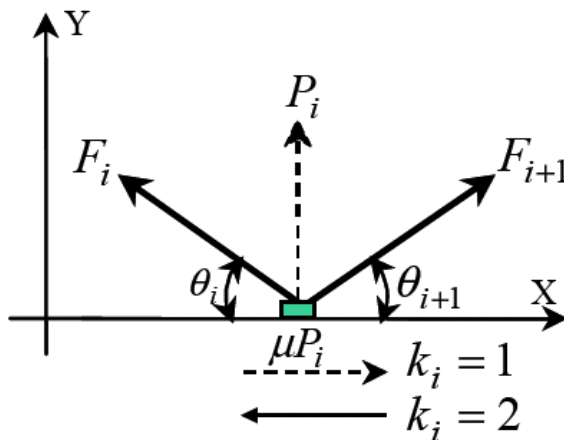
Račun lahko razdelimo na dva osnovna primera; ko med kablom in distančniki ni trenja in ko so kabli praktično pritrjeni na distančnike. Enačba za prvi primer se glasi:

$$\Delta\varepsilon_s = \frac{1}{l} \int_0^l \Delta\varepsilon_{cs} dx$$

$\Delta\varepsilon_s$ in $\Delta\varepsilon_{cs}$ predstavljata spremembi deformacije v jeklenem kablju in v osnovnem nosilcu na mestu kabla. l je celotna dolžina jeklenega kabla. Drugi primer pa predstavlja enačba:

$$\Delta\varepsilon_{si} = \frac{\Delta l_i}{l_i}$$

kjer Δl_i in l_i predstavljata začetno in končno dolžino odseka kabla med posameznima distančnikoma. Prvi primer daje bolj konservativne rezultate, drugi pa lahko nekoliko podceni dejansko stanje. Metoda, ki sta jo predlagala japonska avtorja B. K. Diep in H. Umehara, pa v matematični model vpelje tudi trenje med distančniki in kablom. Izhaja iz ravnotežja sil na stiku kabla in distančnika.



Slika 5.31: Ravnotežje sil na stiku kabla in distančnika

F_i in F_{i+1} sta natezni sili v odsekih kabla, levo (i) in desno (i+1) od izbranega distančnika (i). Φ_i in Φ_{i+1} pa sta kota, pod katerima tečeta odseka. Ravnotežje na stiku v smeri X je torej:

$$F_i \cos \phi_i + (-1)^{k_i} \mu (F_i \sin \phi_i + F_{i+1} \sin \phi_{i+1}) = F_{i+1} \cos \phi_{i+1}$$

Koeficient k_i je odvisen od smeri zdrsa kabla v distančniku in je enak 1, če je $F_i \cos \phi_i > F_{i+1} \cos \phi_{i+1}$, oz. enak 2, če je $F_i \cos \phi_i < F_{i+1} \cos \phi_{i+1} + 1$. μ je koeficient trenja na stiku. Enačbo lahko napišemo tako, da namesto sil v odsekih kabla upoštevamo spremembe sil v odsekih:

$$\Delta F_i \cos \phi_i + (-1)^{k_i} \mu (\Delta F_i \sin \phi_i + \Delta F_{i+1} \sin \phi_{i+1}) = \Delta F_{i+1} \cos \phi_{i+1}$$

Ker jekleni kabel pri zunanjem prednapetju ponavadi ostane v elastičnem stanju vse do porušitve osnovnega nosilca (oziroma v našem primeru lesenih plošč vsaj do MSU), lahko spremembo deformacij v odsekih kabla izrazimo tako, da zgornjo enačbo na obeh straneh delimo z $E_{ps} A_{ps}$ (elastični modul in prerez jeklenega kabla):

$$\Delta\varepsilon_{si} \cos \phi_i + (-1)^{k_i} \mu (\Delta\varepsilon_{si} \sin \phi_i + \Delta\varepsilon_{si+1} \sin \phi_{i+1}) = \Delta\varepsilon_{si+1} \cos \phi_{i+1}$$

$$(\cos \phi_i + (-1)^{k_i} \mu \sin \phi_i) \Delta\varepsilon_{si} + (\cos \phi_{i+1} - \sin \phi_{i+1}) \Delta\varepsilon_{si+1} = 0$$

$\Delta\varepsilon_{si}$ in $\Delta\varepsilon_{si+1}$ sta prirastka deformacije na odsekih kabla levo in desno od distančnika. Če priredimo osnovno enačbo za sistem brez trenja v distančnikih, dobimo:

$$\sum_{i=1}^n l_i \Delta\varepsilon_s = \int_0^l \Delta\varepsilon_{cs} dx$$

Če združimo zadnji dve enačbi in ju napišemo v matrični obliki, dobimo:

$$\begin{bmatrix} l_1 & l_2 & l_3 & \dots & l_{n-1} & l_n \\ C_1 + (-1)^{k_1} \mu \mathcal{L}_1 & -C_2 + (-1)^{k_1} \mu \mathcal{L}_2 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & C_2 + (-1)^{k_2} \mu \mathcal{L}_2 & -C_3 + (-1)^{k_2} \mu \mathcal{L}_3 & \dots & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & -C_{n-1} + (-1)^{k_{n-2}} \mu \mathcal{L}_{n-1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & C_{n-1} + (-1)^{k_{n-1}} \mu \mathcal{L}_{n-1} & -C_n + (-1)^{k_{n-1}} \mu \mathcal{L}_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\varepsilon_1 \\ \Delta\varepsilon_2 \\ \Delta\varepsilon_3 \\ \dots \\ \dots \\ \Delta\varepsilon_{n-1} \\ \Delta\varepsilon_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \int_0^l \Delta\varepsilon_{cs} dx \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ \dots \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Oziroma napisano krajše:

$$[M]\{\Delta\varepsilon_s\} = [N]\{d\}$$

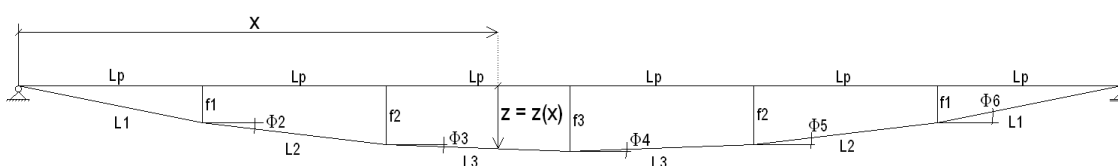
$$\{\Delta\varepsilon_s\} = [M]^{-1}[N]\{d\}$$

Deformacije v kablu $\{\Delta\varepsilon_s\}$ lahko torej izrazimo v odvisnosti od pomikov vozlišč konstrukcije $\{d\}$. V osnovi je metoda sicer najbolj primerna za programe, ki temeljijo na metodi končnih elementov, saj so rezultati zelo odvisni od deformacijske linije osnovnega nosilca. V našem primeru pa smo račun deformacij v osnovni plošči in kablu precej poenostavili.

Deformacijsko linijo opišemo na podlagi osnovne enačbe za upogib prostoležečega nosilca in zveze med linijsko in nadomestno obtežbo, momenti ter napetostmi. Kabelska linija pa je opisana z odsekoma zveznimi linearnimi funkcijami.

5.3.1 Nosilec s petimi distančniki

Računali bomo samo pomike, ki nastanejo pri koristni obtežbi konstrukcije ($q = 3 \text{ kN/m}$). Prav tako kot v poglavju 5.2.1 tudi tokrat ne bomo upoštevali upogibne togosti lesene plošče. Vsi postopki so bili sprogramirani v programu Mathematica. Oblikovati moramo sistem enačb, ki smo ga izpeljali v poglavju 5.3. Matriko dimenzij 6 x 6 podamo za nedeformirano geometrijo konstrukcije. Najprej pa moramo izračunati kote, ki jih oklepajo odseki jeklenega kabla.



Slika 5.32: Kabelska linija

$$\Phi_1 = \text{arctg} \frac{f_1}{l_p}$$

$$\Phi_2 = \text{arctg} \frac{f_2 - f_1}{l_p}$$

$$\Phi_3 = \text{arctg} \frac{f_3 - f_2}{l_p}$$

$$\Phi_4 = \Phi_3$$

$$\Phi_5 = \Phi_2$$

$$\Phi_6 = \Phi_1$$

Koeficiente k_i vzamemo $k_1 = 2$, $k_2 = 2$, $k_3 = 2$ (lahko tudi 1), $k_4 = 2$, $k_5 = 2$. Koeficient trenja bomo zaenkrat vzeli $\mu = 0$, saj tudi pri ostalih modelih trenja nismo upoštevali. Linijo kabla opišemo z odsekoma zveznimi linearnimi funkcijami. Enačbo kabelske linije bomo potrebovali za določanje deformacij v osnovnem prerezu na mestu kabla. Deformacije bomo določili na podlagi enačb:

$$w_{sredina} = \frac{5 L^4 q}{384 E_{\parallel} I} \rightarrow q = \frac{w 384 E_{\parallel} I}{5 L^4}$$

$$M = \frac{q L^2}{8}$$

■ Račun deformacij v prerezu na mestu kabla:

$$\text{In}[1621]:= M = \frac{q \cdot x}{2} (1 - x);$$

$$\text{Simplify}\left[\text{eps1} = \frac{M}{I_i \cdot E_{Iw}} \left(\frac{f1}{11} x\right)\right];$$

$$\text{Simplify}\left[\text{eps2} = \frac{M}{I_i \cdot E_{Iw}} \left(\frac{(f2 - f1)}{12} * (x - 11) + f1\right)\right];$$

$$\text{Simplify}\left[\text{eps3} = \frac{M}{I_i \cdot E_{Iw}} \left(\frac{(f3 - f2)}{13} * (x - 11 - 12) + f2\right)\right];$$

$$\text{Simplify}\left[\text{eps4} = \frac{M}{I_i \cdot E_{Iw}} \left(\frac{(f2 - f3)}{14} * (x - 11 - 12 - 13) + f3\right)\right];$$

$$\text{Simplify}\left[\text{eps5} = \frac{M}{I_i \cdot E_{Iw}} \left(\frac{(f1 - f2)}{15} * (x - 11 - 12 - 13 - 14) + f2\right)\right];$$

$$\text{Simplify}\left[\text{eps6} = \frac{M}{I_i \cdot E_{Iw}} \left(\frac{-f1}{16} * (x - 11 - 12 - 13 - 14 - 15) + f1\right)\right];$$

■ Integral deformacije v prerezu na mestu kabla:

$$\text{In}[1626]:= \text{eps} = \int_0^{lkd1} \text{eps1} dx + \int_{lka1}^{lkd1+lkd2} \text{eps2} dx + \int_{lkd1+lkd2}^{lkd1+lkd2+lkd3} \text{eps3} dx + \int_{lkd1+lkd2+lkd3}^{lkd1+lkd2+lkd3+lkd4} \text{eps4} dx + \int_{lkd1+lkd2+lkd3+lkd4}^{lkd1+lkd2+lkd3+lkd4+lkd5} \text{eps5} dx + \int_{lkd1+lkd2+lkd3+lkd4+lkd5}^{lkd1+lkd2+lkd3+lkd4+lkd5+lkd6} \text{eps6} dx;$$

■ Matrika geometrije konstrukcije

$$M = \left\{ \{11, 12, 13, 14, 15, 16\}, \right. \\ \left. \left\{ \text{Cos}[\text{th1}] + (-1)^{k1} * \text{mi1} * \text{Sin}[\text{th1}], -\text{Cos}[\text{th2}] + (-1)^{k1} * \text{mi1} * \text{Sin}[\text{th2}], 0, 0, 0, 0 \right\}, \right. \\ \left. \left\{ 0, \text{Cos}[\text{th2}] + (-1)^{k2} * \text{mi2} * \text{Sin}[\text{th2}], -\text{Cos}[\text{th3}] + (-1)^{k2} * \text{mi2} * \text{Sin}[\text{th3}], 0, 0, 0 \right\}, \right. \\ \left. \left\{ 0, 0, \text{Cos}[\text{th3}] + (-1)^{k3} * \text{mi3} * \text{Sin}[\text{th3}], -\text{Cos}[\text{th4}] + (-1)^{k3} * \text{mi3} * \text{Sin}[\text{th4}], 0, 0 \right\}, \right. \\ \left. \left\{ 0, 0, 0, \text{Cos}[\text{th4}] + (-1)^{k4} * \text{mi4} * \text{Sin}[\text{th4}], -\text{Cos}[\text{th5}] + (-1)^{k4} * \text{mi4} * \text{Sin}[\text{th5}], 0 \right\}, \right. \\ \left. \left\{ 0, 0, 0, 0, \text{Cos}[\text{th5}] + (-1)^{k5} * \text{mi5} * \text{Sin}[\text{th5}], -\text{Cos}[\text{th6}] + (-1)^{k5} * \text{mi5} * \text{Sin}[\text{th6}] \right\} \right\};$$

Slika 5.33: Izračun deformacij v kablu in matrika konstrukcije v programu Mathematica

Na zgornji sliki je prikaz iz programa Mathematica. Oznake eps1 do eps6, so funkcije deformacij v odsekih kabla, opisane po enačbi $z(x)$. Deformacijska linija $z(x)$ je določena na podlagi nedeformiranega nosilca, integral deformacije v prerezu pa na podlagi deformiranega. Metodi izračuna nedeformiranih in deformiranih dolžin kabla $l1$ do $l6$ in $lkd1$ do $lkd6$ sta podani v poglavju 5.2.1. Ker v Mathematici nismo programirali še sistema končnih elementov, bomo za kriterij ravnotežja konstrukcije vzeli dobljeno silo v kablu, ki bi ustrezala obtežbi sistema $q = 3 \text{ kN/m}^2$, oz. $q' = 1,95 \text{ kN/m}$. Torej $F(q) = 111,06 \text{ kN}$ (izračuna že v poglavju 5.2.1). Naš model doseže tako silo v kablu pri vrednosti navpičnega pomika 5,31 cm. Sile v distančnikih so tedaj:

```
■ Dejanske osne sile v distančnikih zaradi osnih sil v posameznih komponentah kabla:  
  
In[1718]:= C3 = {C2[[1]] * Sin[th1] - C2[[2]] * Sin[th2],  
               C2[[2]] * Sin[th2] - C2[[3]] * Sin[th3],  
               C2[[3]] * Sin[th3] + C2[[4]] * Sin[th4],  
               -C2[[4]] * Sin[th4] + C2[[5]] * Sin[th5],  
               -C2[[5]] * Sin[th5] + C2[[6]] * Sin[th6]};  
MatrixForm[C3]  
  
Out[1719]//MatrixForm=  
  ( 4.33928 )  
  ( 4.4379  )  
  ( 4.33928 )  
  ( 4.4379  )  
  ( 4.33928 )
```

Slika 5.34: Račun sil v distančnikih, v programu Mathematica

Sile se sicer nekoliko razlikujejo. Vendar pa se moramo zavedati, da je geometrija kabske linije podana le na milimeter natančno. Če v model podamo koeficient trenja $\mu = 0,2$, dobimo sile v distančnikih:

```
Out[1798]//MatrixForm=  
  ( 4.02003 )  
  ( 4.42595 )  
  ( 4.43075 )  
  ( 4.42595 )  
  ( 4.02003 )
```

Slika 5.35: Izpis osnih sil v distančnikih, če upoštevamo trenje

Trenje smo dodali v vse distančnike, razen v srednjega. Ker imamo simetrično konstrukcijo, predpostavimo, da se kabel na stiku s sredinskim distančnikom ne premika. Horizontalne sile pri koristni obtežbi, ki delujejo na stiku distančnikov in kabla, so:

```
In[2099]:= C4 = {mi1 (C2[[1]] * Sin[th1] - C2[[2]] * Sin[th2]),  
mi2 (C2[[2]] * Sin[th2] - C2[[3]] * Sin[th3]),  
mi3 (C2[[3]] * Sin[th3] + C2[[4]] * Sin[th4]),  
mi4 (-C2[[4]] * Sin[th4] + C2[[5]] * Sin[th5]),  
mi5 (-C2[[5]] * Sin[th5] + C2[[6]] * Sin[th6])};  
MatrixForm[C4]
```

Out[2100]/MatrixForm=

$$\begin{pmatrix} 0.804006 \\ 0.885191 \\ 0 \\ 0.885191 \\ 0.804006 \end{pmatrix}$$

Slika 5.36: Izačun horizontalnih sil na stikih distančnikov in kablov

6 RAČUNSKI MODELI DETAJLOV

Podrobneje smo obravnavali nekatere dele konstrukcije, ki utegnejo biti problematični. Bodisi da v njih nastajajo koncentracije napetosti ali pa prihaja do nategov v delih lesenih elementov, ki v osnovi niso bili dimenzionirani za takšne obremenitve. Notranje sile in napetosti v detajlih je treba zato preveriti in po potrebi primerno ukrepati, tako da konstrukcijo dodatno ojačimo, oz. zamenjamo material ali pa geometrijo.

6.1 Distančnik – stik s kablom

Na stiku lesenih distančnikov in jeklenih kablov so možne visoke koncentracije napetosti v lesu. Jekleni kabel ima namreč relativno majhen prerez, zato prenos nadomestne obtežbe prek kablov poteka na zelo majhni površini. Leseni distančniki so narejeni iz istega tipa plošče, kot osnovna nosilna plošča; torej iz DL90. Karakteristike plošče so podane v poglavjih 2.2 in 2.4. Sila se iz kabla prenaša v distančnik prek dveh zunanjih plasti plošče, katerih smer vlaken je vzporedna s silo nadomestne obtežbe kabla. Srednji sloj naj bi se v računu načeloma ne upošteval, saj je smer vlaken v tem sloju pravokotna glede na smer obtežbe; trdnost je tu le 25 %, E modul pa le 3,1 % tistega iz zunanjih slojev.



Slika 6.1: Distančnik (3D-pogled)

6.1.1 Enostaven računski model

Izračunati moramo efektivni prerez, prek katerega bomo predpostavili raznos točkovne sile iz kabla. Načeloma prevzameta osno silo samo zunanja sloja, vendar bomo v računu upoštevali tudi srednji sloj. Izračunamo nadomestni prerez lesenega distančnika, tako da upoštevamo različne togosti (oz. elastične module) posameznih slojev. Zaenkrat bomo računali na enotsko širino 1 cm in za ploščo DL90. Ker v času eksperimenta nismo imeli na voljo DL90, pač pa samo DQ94, na koncu podajamo še končne rezultate za debelejšo ploščo, ki jih v poglavju 9 primerjamo z eksperimentalnimi podatki iz poglavja 8.1.

Nadomestni prerez izračunamo tako, da lahko kasneje za račun napetosti uporabljamo samo elastični modul za smer vzporedno z vlakni. Nastavimo osnovno enačbo:

$$A_{eff} E_{\parallel} = A_{brutto} E_{\parallel} - A_{srednji\ sloj} E_{\parallel} + A_{srednji\ sloj} E_{\perp}$$

Obe strani enačbe delimo z E_{\parallel} :

$$A_{eff} \frac{E_{\parallel}}{E_{\parallel}} = A_{brutto} \frac{E_{\parallel}}{E_{\parallel}} - A_{srednji\ sloj} \frac{E_{\parallel}}{E_{\parallel}} + A_{srednji\ sloj} \frac{E_{\perp}}{E_{\parallel}}$$

$$A_{eff} = A_{brutto} - A_{srednji\ sloj} + A_{srednji\ sloj} \frac{E_{\perp}}{E_{\parallel}}$$

$$A_{eff} = A_{brutto} - A_{srednji\ sloj} \left(1 - \frac{E_{\perp}}{E_{\parallel}} \right)$$

Vstavimo naše podatke in izračunamo efektivni prerez na enoto tekočega centimetra:

$$A_{brutto} = b' h = 1 \text{ cm} \cdot 9,0 \text{ cm} = 9,0 \text{ cm}^2$$

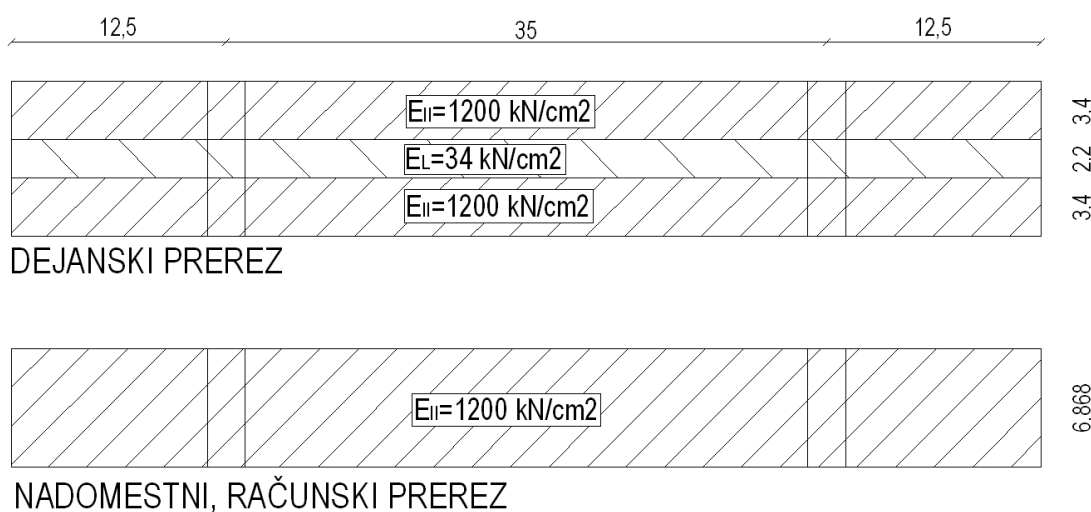
$$A_{srednji\ sloj} = b' h_{srednji\ sloj} = 1 \text{ cm} \cdot 2,2 \text{ cm} = 2,2 \text{ cm}^2$$

$$E_{\parallel} = 1200 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{\perp} = 37 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{eff}' = 9,0 \text{ cm}^2 - 2,2 \text{ cm}^2 \left(1 - \frac{37 \text{ kN/cm}^2}{1200 \text{ kN/cm}^2} \right) = 6,868 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Jekleni kabel ima okrogel prerez. Za prijemališče sile vzamemo sredino kabla. Predpostavimo, da se sile prenašajo v les pod kotom 15° na vsako stran od smeri točkovne sile. Sedaj izračunamo površino, v katero se sila prenese. Za širino raznosa obtežbe ne vzamemo dolžine krožnega loka, pač pa zgolj dolžino sekante kroga. Na podlagi dobljenih napetosti v lesu lahko izračunamo tudi pomike. Slednje bomo kasneje primerjali z eksperimentalnimi podatki detajla v poglavju 8.1.



Slika 6.2: Nadomestni prerez na stiku kabla in distančnika

Račun dolžine tetive, ki ga oklepa kot 30° , v krogu s polmerom 1,2 cm:

$$a = 2r \sin \frac{\alpha}{2}$$
$$a = 2 \cdot 1,2 \text{ cm} \cdot \sin \frac{30^\circ}{2} = 0,62 \text{ cm}$$

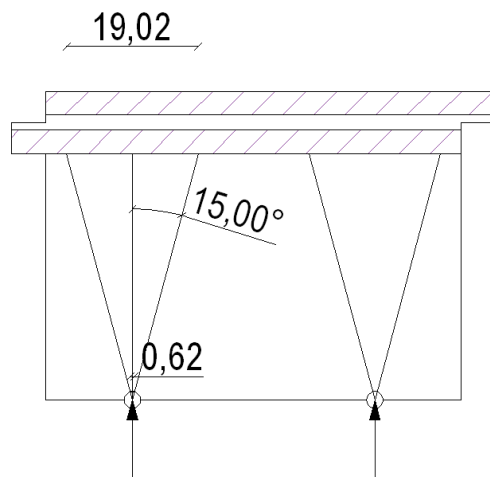
Izračunamo dejanski efektivni prerez na stiku:

$$A_{eff,1} = A'_{eff} a = 6,868 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \cdot 0,62 \text{ cm} = 4,258 \text{ cm}^2$$

Izračunamo še efektivni prerez na stiku distančnika in lesene plošče, ob upoštevanju prenosa napetosti pod kotom 15° od smeri sile:

$$b = 2 d_{distančnika} \tan 15^\circ$$
$$b = 2 \cdot 35,5 \text{ cm} \tan 15^\circ \cong 19,02 \text{ cm}$$

$$A_{eff,2} = A'_{eff} b = 6,868 \frac{cm^2}{cm} \cdot 19,02 cm = 130,629 cm^2$$



Slika 6.3: Raznos napetosti iz kabla v les in sodelujoče širine za prevzem napetosti

Sedaj izračunamo napetosti v obeh prerezih. Za obremenitev vzamemo silo v distančniku, v MSU. Podatek je iz programa SAP 2000, za nosilec s 5 distančniki: $F_V(MSU) = 5,34 kN$. Ker je naša plošča podprta z dvema jeklenima kabloma, vsak kabel prevzame samo polovico nadomestne vertikalne obtežbe, torej $F'_V = \frac{F_V(MSU)}{2} \cong 2,70 kN$. S to silo obremenimo prereza A_{eff1} in A_{eff2} .

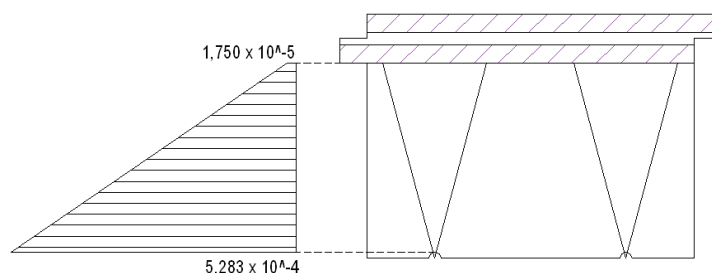
$$\sigma_{c,0,1} = \frac{F'_V}{A_{eff,1}} = \frac{2,70 kN}{4,258 cm^2} = 0,634 kN/cm^2$$

$$\sigma_{c,0,2} = \frac{F'_V}{A_{eff,2}} = \frac{2,70 kN}{130,629 cm^2} = 0,021 kN/cm^2$$

Izračunamo deformacije v obeh prerezih. Ker smo predhodno izračunali nadomestna efektivna prereza, lahko sedaj uporabimo le elastični modul za smer vzporedno z vlakni.

$$\varepsilon_{c,0,1} = \frac{\sigma_{c,0,1}}{E_{\parallel}} = \frac{0,634 kN/cm^2}{1200 kN/cm^2} = 5,283 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{c,0,2} = \frac{\sigma_{c,0,2}}{E_{\parallel}} = \frac{0,021 kN/cm^2}{1200 kN/cm^2} = 1,750 \cdot 10^{-5}$$



Slika 6.4: Potek deformacij po višini distančnika

Izračunamo skrček v celotnem distančniku. Računali bomo samo za en kabel, ker je situacija v drugem identična, ob predpostavljenem raznosu napetosti pod kotom 30° pa kabla načeloma ne vplivata drug na drugega. Formalno bi morali sicer izpeljati linearno funkcijo poteka deformacij po distančniku in jo nato integrirati po višini distančnika, vendar bomo račun poenostavili in izračunali le površino pod trapezom, ki ga opiše premica, ki povezuje vrednosti deformacij v obeh prerezih. Rezultat bi bil v obeh primerih enak.

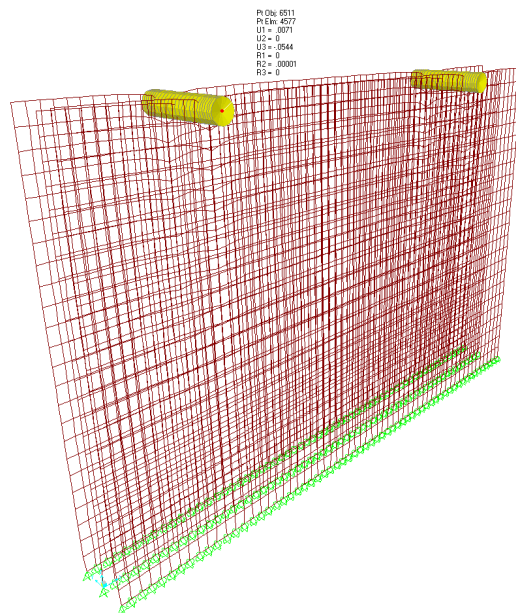
$$\Delta L = \frac{(\varepsilon_{c,0,1} + \varepsilon_{c,0,2}) (d_{\text{distančnika}} - r)}{2}$$
$$\Delta L = \frac{(5,283 \cdot 10^{-4} + 1,750 \cdot 10^{-5}) (35,5 \text{ cm} - 1,2 \text{ cm})}{2} = 9,361 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$
$$\Delta L = 0,0936 \text{ mm}$$

Skrček plošče DQ94, z enakim računskim modelom in jekleno palico premera 22 mm, znaša $\Delta L_{DQ94} = 0,115 \text{ mm}$.

6.1.2 V programu SAP 2000

V programu bomo upoštevali tudi nosilnost srednjega sloja. Modelu s končnimi elementi lahko namreč pripišemo poljubno togost in trdnost posameznih elementov. Srednjemu sloju pripišemo materialne karakteristike za smer pravokotno na vlakna, ki jih navaja proizvajalec plošč. Tako načeloma dobimo precej realen model detajla konstrukcije. Detajl modeliramo s ploskovnimi končnimi elementi, tako da vsako plast modeliramo s svojo ravnino, obremenjene pa so enakomerno, prek linijskega elementa na vrhu. Predpostavili smo, da

jeklena palica prenese silo v posamezno ploščo v eni sami točki – nismo modelirali radija palice.



Slika 6.5: Pomiki modela distančnika v programu SAP 2000

Za ploščo DL90 dobimo pri skupni sili na distančnik $F_v = 5,4 \text{ kN}$ vrednost pomika na stiku palice in distančnika $u = 0,0544 \text{ mm}$.

Za ploščo DQ94 pa dobimo pri enakih pogojih pomik $0,059 \text{ mm}$.

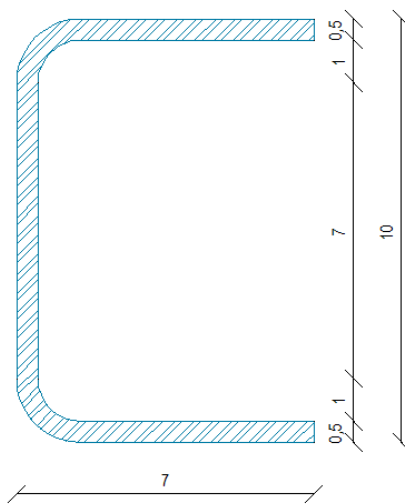
6.2 Vpetje kabla

Kabel vpnemo prek podložke in U-profila na koncu lesene plošče.



Slika 6.6: Vpetje prek C profila (3D-pogled)

Uporabimo hladno valjani U-profil, C100/5. Oznaka pomeni, da je celotna višina profila 100 mm, debelina pasnic pa je 5 mm. Dolžina notranje stranice profila je tako ravno 90 mm, toliko kot višina naše plošče. Vendar ne moremo predpostaviti prenosa obtežbe prek celotne notranje stranice, saj ima U-profil na notranji strani, v vogalih, tudi krivini med pasnicama in stojino. Radij krivine je 2-kratna debelina pasnice.



Slika 6.7: U-profil, skotirane dimenzije, vred s krivinama

Da bi dosegli boljše naleganje lesene plošče in jeklenega profila, moramo del plošče na vogalih odžagati. Efektivna višina profila, prek katere se dejansko prenaša osna obtežba, je tako celotna višina profila, zmanjšana za 6 debelin pasnice, torej 7 cm. Obenem pa moramo upoštevati, da srednji sloj lesene plošče načeloma ne prenaša osne obtežbe, ker je smer vlaken v tem sloju pravokotna na smer obtežbe. Osno obtežbo tako prenašata samo zunanja dva sloja. To je še toliko bolj neugodno, ker se zaradi krivin v jeklenem profilu zmanjša ravno površina zunanjih slojev.

6.2.1 Enostaven računski model

Nosilnosti srednjega sloja plošče ne bomo zanemarili, ampak bomo izračunali nadomestni efektivni prerez, po enakem postopku kot v poglavju 6.1.1. Obenem bomo debelino zunanjih slojev zmanjšali za radij obeh krivin U-profila. Prenos obtežbe predpostavimo pod kotom 15° , na vsako stran od smeri sile. Tako izračunamo tudi dolžino, na kateri se izniči redukcija površine zunanjih slojev plošče. Izračunamo pa tudi pomike na odseku dolžine 0,55 m in jih primerjamo s tistimi iz programa SAP 2000, iz (naslednjega) poglavja 6.2.2. Računali bomo s ploščo DL90. Na koncu pa je zopet podan pomik, ki bi ga z enakim računskim modelom dobili za ploščo DQ94 in ga v 9. poglavju primerjamo z eksperimentalnimi podatki iz poglavja 8.2.

Najprej izračunamo efektivno višino prereza, prek katerega prenaša obtežbo U-profil. Uporabimo formulo, ki smo jo izpeljali v poglavju 6.1.1:

$$A_{eff} = A_{brutto} - A_{srednji\ sloj} \left(1 - \frac{E_{\perp}}{E_{\parallel}} \right)$$

Računamo za enotsko širino 1 cm:

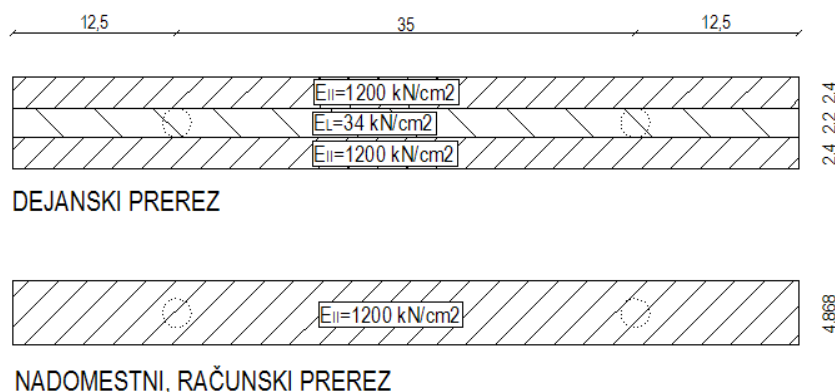
$$A_{brutto} = b' h_{brutto} = 1\text{ cm} \cdot 7,0\text{ cm} = 7,0\text{ cm}^2$$

$$A_{srednji\ sloj} = b' h_{srednji\ sloj} = 1\text{ cm} \cdot 2,2\text{ cm} = 2,2\text{ cm}^2$$

$$E_{\parallel} = 1200\text{ kN/cm}^2$$

$$E_{\perp} = 37\text{ kN/cm}^2$$

$$A_{eff}' = 7,0 \text{ cm}^2 - 2,2 \text{ cm}^2 \left(1 - \frac{37 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1200 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \right) = 4,868 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$



Slika 6.8: Efektivni prerez ob vpetju kabla

Sedaj moramo izračunati, kolikšno efektivno širino potrebujemo, da lahko leseni prerez prevzame največjo silo v MSN. Slednja je po podatkih iz programa SAP 2000 približno $F = 200 \text{ kN}$. Na en kabel torej deluje polovična sila $F_i = F/2 = 100 \text{ kN}$.

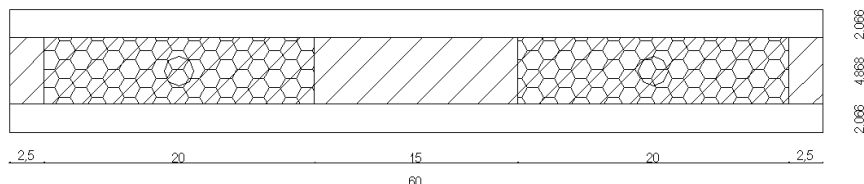
$$A_{eff,potr} = \frac{F_i}{\sigma_{c,0,1}} = \frac{100 \text{ kN}}{1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 100,0 \text{ cm}^2$$

Sila iz enega kabla se mora v les prenesti prek površine 100 cm^2 , da napetosti v lesu ne bodo presegle nosilnosti. Če sedaj dejansko potrebno površino delimo z enotsko efektivno površino, dobimo potrebno širino končne efektivne ploskve za prenos obtežbe:

$$h_{potr} = \frac{A_{eff,potr}}{A_{eff}'} = \frac{100,0 \text{ cm}^2}{4,868 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}} = 20,54 \text{ cm} \approx 21 \text{ cm}$$

Za prenos sile iz enega kabla v les torej potrebujemo 21, za prenos celotne sile pa 42 cm široko ploskev. Naš U-profil poteka čez celotno dolžino prereza (razen čez lesena preklopna zoba na koncih), torej meri 60 cm. Vzdolž lesene plošče sicer potekata tudi dve luknji za potek jeklenih kablov. V območju največje koncentracije napetosti je večina prostornine lukenj v srednjem, torej nenosilnem sloju. Poleg tega je dejanska površina jeklenega profila za 50 % večja od potrebne površine za prevzem obtežbe. Lukenj v računu sicer ne bomo

upoštevali, vendar bomo zaradi večje površine nosilca vseeno na varni strani. Poleg tega bomo vzeli širino plošče v računu le 20 cm.



Slika 6.9: Potrebne in dejanske površine prevzema sile

Pogoj za prenos sile v les je izpolnjen, vendar moramo preveriti še nosilnost pločevine profila na preboj. Natezna trdnost mehkega konstrukcijskega jekla S235, iz kakršnega je narejen naš U-profil, je (velja za pločevine, tanjše od 40 mm) $f_u = 36 \text{ kN/cm}^2 = 0,36 \text{ kN/mm}^2$, varnostni faktor za nosilnost delno vijačenih spojev pa je $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$B_{p,Rd} = \left(0,6 \pi d_m \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} \right) t_p$$

$$B_{p,Rd} = \left(0,6 \cdot \pi \cdot 24 \text{ mm} \cdot \frac{0,36 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}}{1,25} \right) \cdot 5 \text{ mm}$$

$$B_{p,Rd} = 65,14 \text{ kN}$$

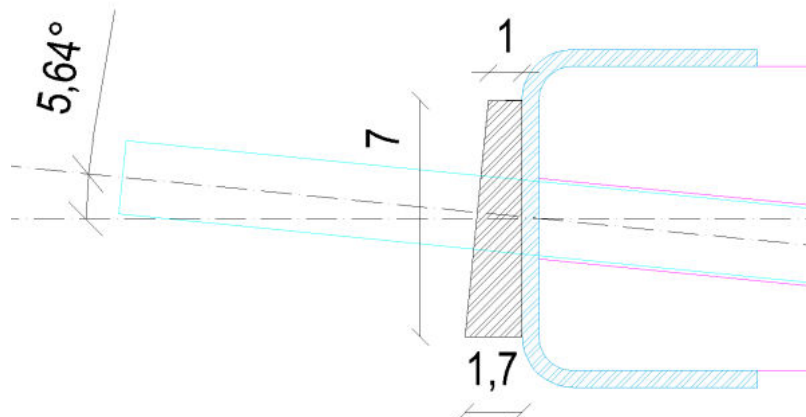
Sama pločevina profila torej ne zadošča za prenos sile. Dodamo še podložko debeline 1 cm in povečamo t_p v zgornji enačbi na skupnih 15 mm:

$$B_{p,Rd} = \left(0,6 \pi \cdot 24 \text{ mm} \cdot \frac{0,36 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}}{1,25} \right) 15 \text{ mm}$$

$$B_{p,Rd} = 195,43 \text{ kN}$$

Do preboja bi sedaj prišlo šele pri sili 195 kN. Pogojem nosilnosti tako v celoti zadostimo. Zadostovala bi že tanjša podložka, vendar bomo zavoljo togosti vzeli pločevino debeline 10 mm. Sicer bi se lahko pločevina na sredini preveč vbočila in povzročila dodatne koncentracije napetosti v lesu. Ker gleda kabel na robovih iz plošče pod kotom $5,64^\circ$, matice

za pritrditev in prednapenjanje kabla pa morajo na pločevino nalegati popolnoma vzporedno, moramo temu primerno izdelati tudi obliko jeklene podložke.



Slika 6.10: Podložka na vpetju jeklenega kabla

Ploskev podložke, na katero nalega matica, je odrezana pod kotom, ki je enak tistemu med kablom in osjo plošče, torej $5,64^\circ$. Masa take podložke, če je dolga 60 cm, je:

$$\begin{aligned}M_{podložke} &= (A_{podložke} L_{podložke}) \gamma_{Fe} \\M_{podložke} &= (9,41 \text{ cm}^2 \cdot 60 \text{ cm}) \cdot \frac{7850 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot 10^{-6} \\M_{podložke} &= (9,41 \text{ cm}^2 \cdot 60 \text{ cm}) \cdot \frac{7850 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot 10^{-6} \\M_{podložke} &= 4,43 \text{ kg}\end{aligned}$$

Ker sila v kablju deluje na leseno ploščo pod kotom, je komponenta sile, vzporedna s ploščo, enaka:

$$F_H = F \cdot \cos 5,64^\circ = 200 \text{ kN} \cdot 0,9952 = 199,04 \text{ kN}$$

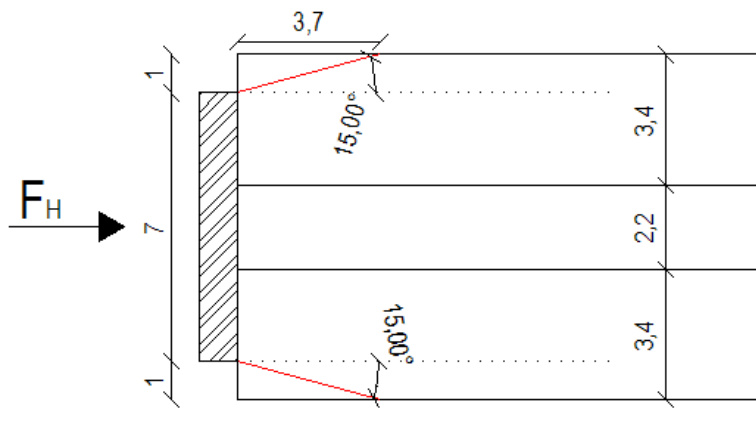
Komponenta sile, pravokotna na ploščo, pa znaša:

$$F_V = F \cdot \sin 5,64^\circ = 195 \text{ kN} \cdot 0,0983 = 19,66 \text{ kN}$$

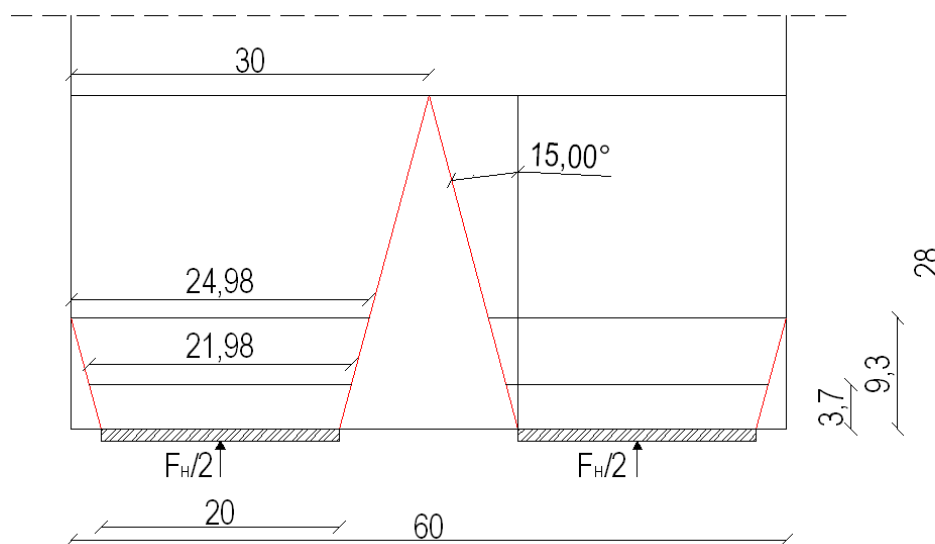
Horizontalna je torej za malenkost manjša, pravokotna (strižna) komponenta, ki je do zdaj nismo upoštevali, pa je kar precejšnja. Kljub temu ne bomo preverjali konstrukcije, saj je strižna obremenitev lesene plošče precej pod mejo nosilnosti. Verjetno pa bo treba skozi

luknjo v plošči, kjer bodo potekale jeklene palice, dodati še tanko jekleno cev, sicer bi se navoji palice lahko preveč zajedali v les, kar bi lahko povzročalo težave s prednapenjanjem, obenem pa bi se luknja večala zaradi praskanja navoja palic po lesu.

Sedaj lahko na podlagi naših efektivnih površin za prenos sile v leseno ploščo izračunamo napetosti v leseni plošči na mestu stika z jeklenim profilom in pod predpostavko, da se obremenitev širi vzdolž plošče pod kotom 15° v vsako smer od osi, izračunam tudi napetosti in oddaljenost mesta v leseni plošči, kjer redukcije zunanjih slojev plošče ne upoštevamo več in napetosti postanejo konstantne. Na podlagi napetosti izračunamo deformacije in na podlagi deformacij skrčke. Dodatne skrčke zaradi koncentracije napetosti upoštevamo pri računu izgube sile prednapetja.



Slika 6.11: Raznos napetosti po višini – vzdolžni pogled



Slika 6.12: Raznos napetosti po širini – tloris

Na zgornjih slikah vidimo, da obremenitev po višini plošče doseže konstantno vrednost (konstantna efektivna višina) že 3,7 cm od stika jekla in lesa. Po širini pa gre v treh korakih. Najprej do oddaljenosti 3,7 cm, kjer dobimo konstantno efektivno višino, nato pri 9,3 cm, kjer se obremenitev ne more več širiti na zunanjo stran, saj tam doseže rob plošče, in nazadnje pri 28 cm, kjer pride do interakcije med silama iz obeh kablov. Od tod naprej imamo tudi konstantno efektivno širino. Upoštevamo največjo navzgor zaokroženo vrednost osne sile v MSU, ki jo dobimo v programu SAP 2000, $F_H = 140 \text{ kN}$. Ker računamo za vsak kabel posebej, v računu upoštevamo polovično vrednost, torej $F_i = 70 \text{ kN}$.

$$x_1 = 3,7 \text{ cm} \cdot \text{tg}15^\circ = 3,7 \text{ cm} \cdot 0,268 = 0,99 \text{ cm}$$

$$x_2 = (9,3 \text{ cm} - 3,7 \text{ cm}) \cdot \text{tg}15^\circ = 5,6 \text{ cm} \cdot 0,268 = 1,50 \text{ cm}$$

$$x_1 = (28 \text{ cm} - 9,3 \text{ cm}) \cdot \text{tg}15^\circ = 18,7 \text{ cm} \cdot 0,268 = 5,01 \text{ cm}$$

$$h_{eff,1} = A_{eff}' = 4,868 \text{ cm}$$

$$h_{eff,2} = h_{eff,1} + 2 x_1 = 4,868 \text{ cm} + 2 \cdot 0,99 \text{ cm} \approx 6,868 \text{ cm}$$

$$h_{eff,3} = h_{eff,2} = 6,868 \text{ cm}$$

$$h_{eff,4} = h_{eff,2} = 6,868 \text{ cm}$$

$$b_{eff,1} = 20 \text{ cm}$$

$$b_{eff,2} = b_{eff,1} + 2 x_1 = 20 \text{ cm} + 2 \cdot 0,99 \text{ cm} = 21,98 \text{ cm}$$

$$b_{eff,3} = b_{eff,2} + 2 x_2 = 21,98 \text{ cm} + 2 \cdot 1,50 \text{ cm} = 24,98 \text{ cm}$$

$$b_{eff,4} = b_{eff,3} + x_3 = 21,98 \text{ cm} + 5,01 \text{ cm} \cong 30,0 \text{ cm}$$

$$A_{eff,1} = h_{eff,1} b_{eff,1} = 4,868 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 97,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff,2} = h_{eff,2} b_{eff,2} = 6,868 \text{ cm} \cdot 21,98 \text{ cm} = 150,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff,3} = h_{eff,3} b_{eff,3} = 6,868 \text{ cm} \cdot 24,98 \text{ cm} = 171,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff,4} = h_{eff,4} b_{eff,4} = 6,868 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm} = 206,04 \text{ cm}^2$$

Sedaj lahko izračunamo napetosti na mestu posameznih prerezov in nato še deformacije:

$$\sigma_{c,0,1} = \frac{F_i}{A_{eff,1}} = \frac{70,0 \text{ kN}}{97,36 \text{ cm}^2} = 0,719 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,0,2} = \frac{F_i}{A_{eff,2}} = \frac{70,0 \text{ kN}}{150,96 \text{ cm}^2} = 0,464 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,0,3} = \frac{F_i}{A_{eff,3}} = \frac{70,0 \text{ kN}}{171,56 \text{ cm}^2} = 0,408 \text{ kN/cm}^2$$

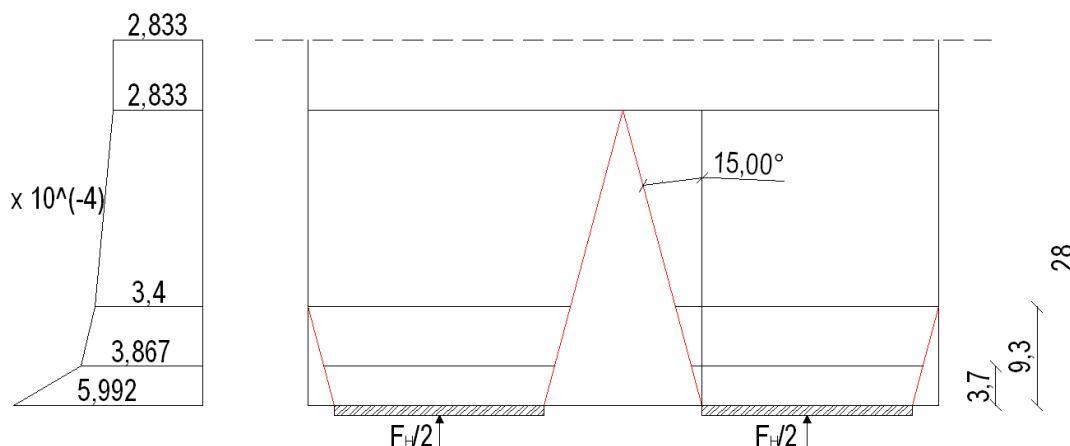
$$\sigma_{c,0,4} = \frac{F_i}{A_{eff,4}} = \frac{70,0 \text{ kN}}{206,04 \text{ cm}^2} = 0,340 \text{ kN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{c,0,1} = \frac{\sigma_{c,0,1}}{E_{\parallel}} = \frac{0,719 \text{ kN/cm}^2}{1200 \text{ kN/cm}^2} = 5,992 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{c,0,2} = \frac{\sigma_{c,0,2}}{E_{\parallel}} = \frac{0,464 \text{ kN/cm}^2}{1200 \text{ kN/cm}^2} = 3,867 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{c,0,3} = \frac{\sigma_{c,0,3}}{E_{\parallel}} = \frac{0,408 \text{ kN/cm}^2}{1200 \text{ kN/cm}^2} = 3,400 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{c,0,4} = \frac{\sigma_{c,0,4}}{E_{\parallel}} = \frac{0,340 \text{ kN/cm}^2}{1200 \text{ kN/cm}^2} = 2,833 \cdot 10^{-4}$$



Slika 6.13: Graf deformacij vzdolž plošče

Račun pomikov na podlagi deformacij naredimo tako kot v poglavju 6.1.1. Razlika je le, da tu seštejemo pomike, ki jih izračunamo za posamezne odseke.

$$\Delta L_1 = \frac{(\varepsilon_{c,0,1} + \varepsilon_{c,0,2}) \cdot 3,7 \text{ cm}}{2}$$

$$\Delta L_1 = \frac{(5,992 \cdot 10^{-4} + 3,867 \cdot 10^{-4}) \cdot 3,7 \text{ cm}}{2} = 1,824 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = \frac{(\varepsilon_{c,0,2} + \varepsilon_{c,0,3}) (9,3 \text{ cm} - 3,7 \text{ cm})}{2}$$

$$\Delta L_2 = \frac{(3,867 \cdot 10^{-4} + 3,400 \cdot 10^{-4}) \cdot 5,6 \text{ cm}}{2} = 2,035 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

$$\Delta L_3 = \frac{(\varepsilon_{c,0,3} + \varepsilon_{c,0,4}) (28,0 \text{ cm} - 9,3 \text{ cm})}{2}$$

$$\Delta L_3 = \frac{(3,400 \cdot 10^{-4} + 2,833 \cdot 10^{-4}) \cdot 18,7 \text{ cm}}{2} = 5,828 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

$$\Delta L = \sum_i \Delta L_i = 1,824 \cdot 10^{-3} \text{ cm} + 2,035 \cdot 10^{-3} \text{ cm} + 5,828 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

$$\Delta L = 0,009687 \text{ cm} \approx 0,1 \text{ mm}$$

Za primerjavo izračunamo še skrček, če ne upoštevamo koncentracije napetosti in vzamemo v račun samo efektivni prerez na mestu 4:

$$A_{eff} = A_{eff,4} = 206,04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{c,0} = \sigma_{c,0,4} = 0,340 \text{ kN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{c,0} = \varepsilon_{c,0,4} = 2,833 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta L^* = \varepsilon_{c,0} \cdot 28 \text{ cm} = 2,833 \cdot 10^{-4} \cdot 28 \text{ cm}$$

$$\Delta L^* = 0,00793 \text{ cm}$$

Primerjava med pomikoma pokaže:

$$\frac{\Delta L}{\Delta L^*} = \frac{0,01000 \text{ cm}}{0,00793 \text{ cm}} = 1,261$$

Skrček dela lesene plošče, ki je podvržen koncentracijam napetosti in ga izračunamo z upoštevanjem koncentracije, je za 26,1 % večji, kot bi bil, če ne bi upoštevali koncentracije.

Skrček celotne lesene plošče je tako z upoštevanjem koncentracije enak:

$$u^* = \frac{F_i}{A_{eff} E_{\parallel}} \cdot (L - 2 \cdot 28 \text{ cm}) + 2 \cdot \Delta L$$

$$u^* = \frac{70 \text{ kN}}{206,04 \text{ cm}^2 \cdot 1200 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot (1350 \text{ cm} - 2 \cdot 28 \text{ cm}) + 2 \cdot 0,01 \text{ cm} = 0,3864 \text{ cm}$$

Skrček lesene plošče brez upoštevanja koncentracije napetosti pa je v MSU enak:

$$u = \frac{F_i}{A_{eff} E_{\parallel}} L = \frac{70 \text{ kN}}{206,04 \text{ cm}^2 \cdot 1200 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot 1350 \text{ cm} = 0,3822 \text{ cm}$$

$$\frac{u^*}{u} = \frac{0,3864 \text{ cm}}{0,3822 \text{ cm}} = 1,011$$

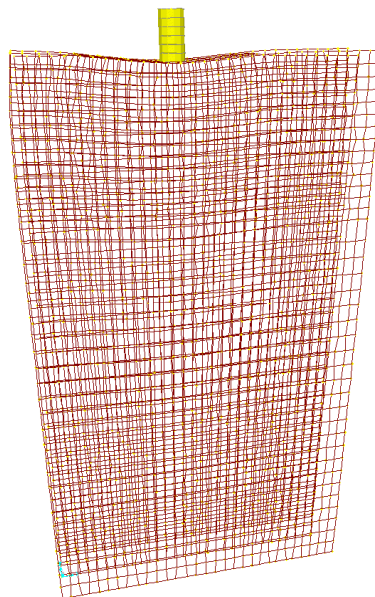
Razlika v celotnem skrčku lesene plošče je 0,0042 cm = 0,042 mm, oz. 1,1 %. Toliko večji skrček dobimo, če upoštevamo koncentracijo napetosti. Skrček robnega dela plošče dolžine 55 cm pa znaša:

$$u^{55} = \frac{F_i}{\frac{A_{eff}}{E_{\parallel}}} \cdot (55 \text{ cm} - 28 \text{ cm}) + \Delta L = \frac{70 \text{ kN}}{1200 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot 27 \text{ cm} + 0,01 \text{ cm} = 0,0176 \text{ cm}$$

Skrček odseka plošče DQ94, dolžine 55 cm, bi znašal po enakem postopku 0,0196 cm.

6.2.2 V programu SAP 2000

Model zopet sestavimo iz ploskovnih elementov, pri čemer vsak sloj modeliramo v svoji ravnini. Jekleno ploščo za prenos obtežbe prav tako modeliramo s ploskovnimi elementi. Ker v tako narejenem modelu jeklena plošča nalega čez celotno višino lesene plošče, moramo na ta račun zmanjšati njeno širino. Na račun višine plošče pridobimo dodatnih 40 cm², zato ploščo zožimo za 2,8 cm na vsaki strani. Model bi bilo sicer smiselno modelirati s prostorskimi elementi, vendar se ti v praksi niso izkazali za najboljše.

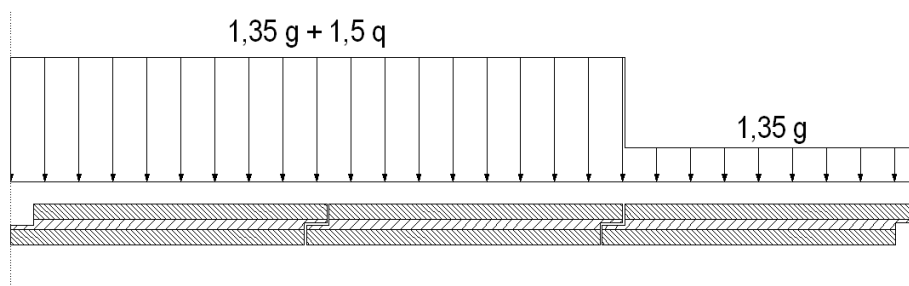


Slika 6.14: Pomiki modela vpetja kabla v ploščo, v programu SAP 2000

Pomik 55 cm dolgega odseka plošče pri sili 70 kN znaša za ploščo DL90 $u = 0,03863 \text{ cm}$. Za ploščo DQ94 pa 0,0409 cm.

6.3 Zob preklopa

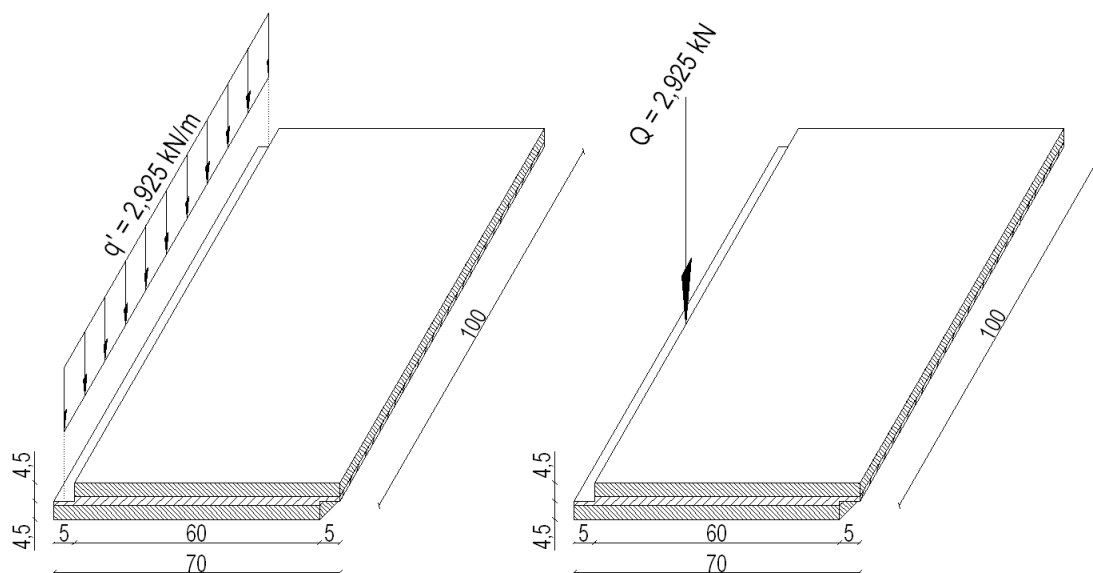
Zob preklopa je lahko precej obremenjen v navpični smeri. To v samem zobu povzroča precejšnje strižne obremenitve in upogibne momente. Obremenitve nastanejo zaradi razlik v koristni obtežbi v posameznih odsekih plošče. V kombinacijah obtežbe lahko namreč koristno obtežbo množimo s kombinacijskim faktorjem 0 ali pa 1,5. Lako se zgodi, da v enem pasu plošče koristna obtežba deluje v polni vrednosti, v sosednjem pasu pa je sploh ni.



Slika 6.15: Različna koristna obtežba posameznih plošč

Problematična je sestava zoba, saj ima večji del prečnega prereza, obremenjenega z momentom in strigom, vlakna usmerjena pravokotno glede na smer obtežbe. Edino vlakna srednjega sloja so usmerjena tako, da lahko dobro prevzemajo podano obtežbo. Vendar je debelina srednjega sloja zaradi geometrije zoba zmanjšana na polovico. Zato moramo preveriti obremenjeni prerez in po potrebi dodati ojačitve.

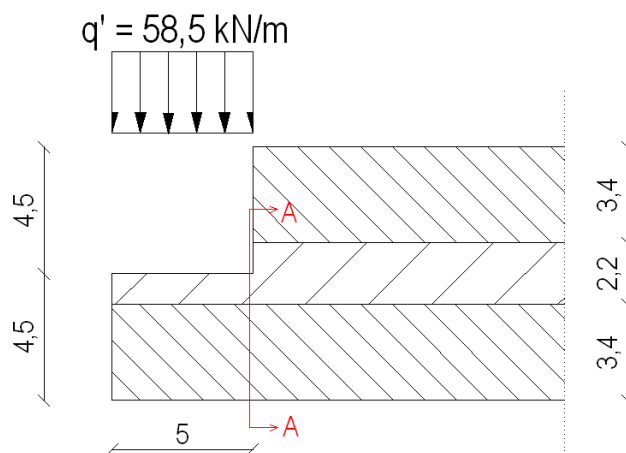
Najprej izračunamo obtežbo zoba, ki lahko nastopi v MSN. Plošča je lahko posredno prek preklopnega zoba obremenjena le toliko, kot bi bila sicer z obtežbo, ki deluje neposredno na ploščo. Neobremenjena plošča in obremenjene sosednje plošče namreč dosežejo enak vertikalni pomik. Za enak pomik pa je potrebna enaka obtežba. Da se posredno obremenjena plošča upogne toliko kot sosednje plošče, prek zoba preklopa prenesejo te nanjo ravno razliko v obtežbi.



Slika 6.16: Obremenitve plošč

Računamo lahko torej z enako obtežbo, kot smo do zdaj, torej $q = 3 \text{ kN/m}^2$, oz. $1,95 \text{ kN/m}$. To vrednost pomnožimo še z 1,5 in tako dobimo obtežbo $2,925 \text{ kN/m}$. Linijsko obtežbo v smeri osi plošče pretvorimo v linijsko obtežbo, ki deluje pravokotno na smer plošče, torej v smeri zoba. V računu bomo upoštevali 1 m širok pas zoba (ki sicer poteka vzdolž celotne plošče).

Točkovna obtežba pasu zoba bi znašala $2,925 \text{ kN}$. Linijska obtežba pa $q_d = \frac{1,95 \text{ kN}}{0,05 \text{ m}} = 58,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$.



Slika 6.17: Prerez zoba (A-A), obremenjen z momentom in strigom

Najprej izračunamo obremenitve, ki nastanejo ob stiku zoba in glavne plošče, v prerezu A-A (glej sliko 6.17):

$$M^{A-A} = \frac{q_d l^2}{2} = \frac{39 \frac{kN}{m} \cdot (0,05 m)^2}{2} = 0,04875 kNm = 7,323 kNcm$$

$$Q^{A-A} = q_d l = 58,5 \frac{kN}{m} \cdot 0,05 m = 2,925 kN$$

Preverimo strižno nosilnost prereza; upoštevali bomo samo srednji sloj, katerega vlakna so pravokotna na smer obtežbe. Strižna trdnost pravokotno na vlakna je za posamezen sloj (ne za celotno ploščo) enaka $f_{R,v,k} = 0,15 \frac{kN}{cm^2}$. Po pravilih EC5 bomo karakteristično vrednost reducirali na računsko vrednost za »M« razred trajanja obtežbe (srednje dolga obtežba, do 6 mesecev):

$$f_{R,v,d}^M = k_{mod} \frac{f_{R,v,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{0,15 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,09 \frac{kN}{cm^2}$$

Vrednost prečnega prereza zoba znaša:

$$A_q = 1,0 m \cdot 0,011 m = 0,011 m^2 = 110 cm^2$$

Izračunamo največjo dovoljeno strižno silo:

$$\max F_q = A_q f_{R,v,d}^M = 110 cm^2 \cdot 0,09 \frac{kN}{cm^2} = 9,9 kN$$

Strižna nosilnost prereza zadošča, saj je $Q^{A-A} \leq \max F_q$.

Momentna nosilnost prereza je za izračun nekoliko zahtevnejša. Zgornji (natezno obremenjeni) sloj zoba ima vlakna v smeri obtežbe, spodnji (tlačni) pa pravokotno glede na obtežbo. Natezna trdnost zgornjega sloja je $f_{t,0,k} = 1,65 kN/cm^2$, tlačna trdnost spodnjega pa le $f_{c,90,k} = 0,27 kN/cm^2$. Poleg tega sta različna tudi elastična modula slojev. Zgornji je $E_{\parallel} = 1200 kN/cm^2$, spodnji pa $E_{\perp} = 37 kN/cm^2$. Nosilnost prereza in nevtralno os bomo morali torej izračunati na podlagi robnih deformacij (podoben postopek kot za izračun betonskih prerezov po EC2), ki jih izračunamo na podlagi največjih dovoljenih napetosti. Najprej izračunamo računski vrednosti (EC5) natezne in tlačne trdnosti za zgornji in spodnji sloj:

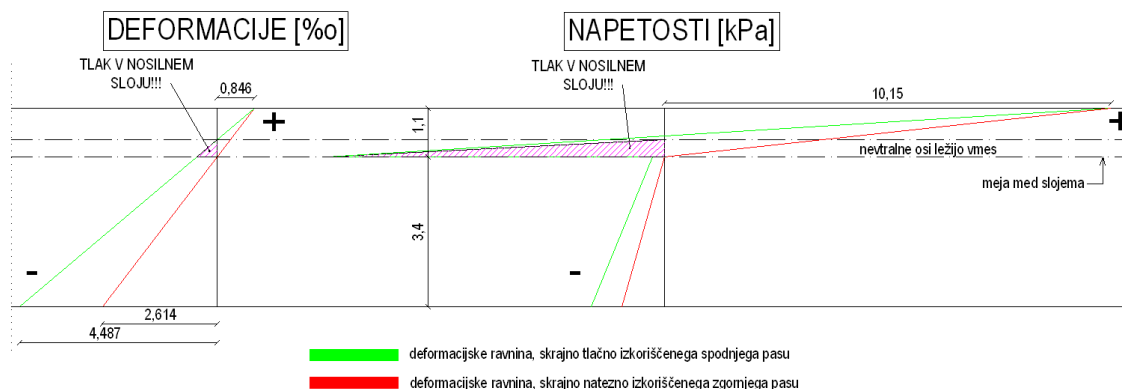
$$f_{t,0,d}^M = k_{mod} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{1,65 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 1,015 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{c,90,d}^M = k_{mod} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{0,27 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,166 \frac{kN}{cm^2}$$

Iz dovoljenih napetosti in elastičnih modulov slojev dobimo dovoljene deformacije:

$$\varepsilon_{t,0,max} = \frac{f_{t,0,d}^M}{E_{\parallel}} = \frac{1,015 \frac{kN}{cm^2}}{1200 \frac{kN}{cm^2}} = 0,8458 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{c,90,max} = \frac{f_{c,90,d}^M}{E_{\perp}} = \frac{0,166 \frac{kN}{cm^2}}{37 \frac{kN}{cm^2}} = 4,487 \cdot 10^{-3}$$



Slika 6.18: Skrajne deformacije in napetosti (še elastično stanje)

Predpostavimo, da do nategov prihaja kvečjemu v zgornjem sloju. Natezna trdnost spodnjega sloja je namreč zanemarljivo majhna. Predpostavimo, da je zgornji sloj maksimalno izkoriščen, deformacija v spodnjem sloju pa se giblje v razponu od največje dovoljene (4,487 %) do deformacije, ki pripada deformacijski ravnini, ki poteka skozi stik obeh slojev (spodnji sloj še ni v nategu) in znaša 2,614 %. Slednje vrednosti ne računamo, ampak zgolj odčitamo vrednosti iz programa AutoCAD, v katerem smo v razmerju risali višino lesenega prereza in deformacijske ravnine. Sedaj moramo na podlagi deformacijske ravnine izračunati sile v posameznih slojih, ročice sil in pripadajoče momente. Dobljene podatke vstavimo v Excel in

izračunamo ravnotežje prereza, obenem pa največji upogibni moment, ki ga lahko prevzamemo. Najprej izračunamo deformacijsko ravnino:

$$y(x) = k x + n$$

$$y(x) = -\frac{\varepsilon_{c,sp} + \varepsilon_{t,zg}}{h_{prereza}} x + \varepsilon_{t,zg}$$

$$y(x) = \frac{\varepsilon_{c,sp} - \varepsilon_{t,zg}}{h_{prereza}} x + \varepsilon_{t,zg}$$

Iz enačbe deformacijske ravnine izpeljemo koordinato nevtralne osi (x merimo od vrha prereza):

$$\begin{aligned} y(x) &= 0 \\ \frac{\varepsilon_{c,sp} - \varepsilon_{t,zg}}{h_{prereza}} x + \varepsilon_{t,zg} &= 0 \\ x &= -\frac{\varepsilon_{t,zg} h_{prereza}}{\varepsilon_{c,sp} - \varepsilon_{t,zg}} \end{aligned}$$

Izrazimo vrednost deformacije na stiku obeh slojev:

$$y(x = h_{zg.sloja}) = \frac{\varepsilon_{c,sp} - \varepsilon_{t,zg}}{h_{prereza}} h_{zg.sloja} + \varepsilon_{t,zg}$$

Sedaj izrazimo še sile v posameznih slojih in pripadajoče ročice sil. Sile računamo tako, da izračunamo površino pod krivuljo napetosti. Krivulja je linearna funkcija – poznati moramo le enačbi za površino in težišče trikotnika in trapeza.

Natezna sila in ročica v zgornjem sloju:

$$\begin{aligned} F_t &= \frac{\sigma_t x}{2} = \frac{\varepsilon_{t,zg} E_{\parallel} x}{2} \\ z_t &= \frac{2}{3} x \end{aligned}$$

Tlačna sila in ročica v zgornjem sloju:

$$F_{c,zg} = \frac{\sigma_{c,stik,zg} (h_{zg.sloja} - x)}{2} = \frac{\varepsilon_{stik} E_{\parallel} (h_{zg.sloja} - x)}{2}$$

$$z_{c,zg} = \frac{2}{3} (h_{zg.sloja} - x)$$

Tlačna sila in ročica v spodnjem sloju:

$$F_{c,sp} = \frac{(\sigma_{c,стик,sp} + \sigma_c) h_{sp.sloja}}{2} = \frac{(\varepsilon_{стик} E_{\perp} - \varepsilon_{c,sp} E_{\perp}) h_{sp.sloja}}{2}$$
$$z_{c,zg} = \frac{h_{sp.sloja}}{3} \left(\frac{\varepsilon_{стик} E_{\perp} - 2 \varepsilon_{c,sp} E_{\perp}}{\varepsilon_{стик} E_{\perp} - \varepsilon_{c,sp} E_{\perp}} \right) + (h_{zg.sloja} - x)$$

Zapišemo ravnotežni pogoj:

$$F_t z_t - (F_{c,zg} z_{c,zg} + F_{c,sp} z_{c,zg}) = 0$$

V Excelu spreminjamo $\varepsilon_{c,sp}$, tako da na koncu zadostimo ravnotežnemu pogoju. Omejitvi, ki ju postavimo, sta zgornji in spodnji meji tlačnih in nateznih robnih deformacij: $\varepsilon_{t,zg} \in [0 \text{ ‰}, 0'846\text{‰}]$, $\varepsilon_{c,sp} \in [-2'614 \text{ ‰}, -4'487\text{‰}]$.

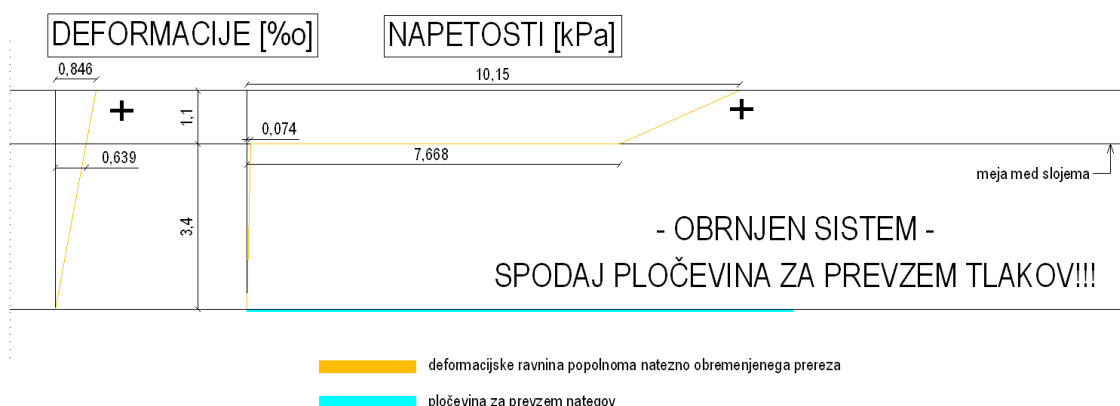
Račun ravnotežja v zobu preklopa

h_{celoten}	=	4,5	cm
$h_{\text{zg. sloj}}$	=	1,1	cm
$E_{ }$	=	1200	kN/cm ²
E_{\perp}	=	37	kN/cm ²
nateg	ϵ_t [%]	= 0,846	(spreminjamo)
tlak	ϵ_c [%]	= -2,698	(spreminjamo)
n. os	x	= 1,074	cm
	ϵ_{stik} [%]	= -0,020	
	F_t	= 0,545	kN
	z_t	= 0,716	cm
	$F_{c,zg}$	= 0,000	kN
	$z_{c,zg}$	= 0,017	cm
	$F_{c,sp}$	= -0,171	kN
	z_c	= 2,284	cm
	M_t	= 0,391	kNcm
	M_c	= -0,391	kNcm
	ΔM	= 0,000	kNcm
	M_{Rd}	= 0,781	kNcm

Slika 6.19: Vrednosti, ki nam jih vrne reševalec v Excelu

Kot vidimo na zgornji sliki, je največji moment, ki ga je prerez še sposoben prevzeti, $M_{Rd} = 0,781$ kNcm. To pa je krepko premalo za našo obremenitev $M_{Ed} = 7,323$ kNcm.

Če zgornji rob prereza pritrdimo z vijaki v glavni del plošče, še vedno ne bomo dosegli potrebne nosilnosti, saj bo močnejši leseni sloj deloval na krajši ročici in tako ne bo veliko prispeval k nosilnosti. Nosilni sistem moramo obrniti za 180°. Na spodnji del zoba pritrdimo jekleno ploščico, ki bo prevzela tlačno obremenitev, obenem pa bo predstavljala tudi os vrtilišča deformacijske ravnine. Zgornji sloj lesa bo tako deloval na najdaljši možni ročici. Če celoten prerez še vedno ne bi bil sposoben prevzeti obremenitve, lahko leseni prerez zgoraj dodatno pritrdimo z vijaki v preostali del lesene plošče.



Slika 6.20: Obrnjen sistem

Račun obrnjenega sistema:

$$f_{t,0,d}^M = 1,015 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{t,90,d}^M = k_{mod} \frac{f_{t,90,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{0,012 \frac{kN}{cm^2}}{1,3} = 0,0074 \frac{kN}{cm^2}$$

$$F_{t,zg} = \frac{(\sigma_{t,zg} + \sigma_{t,stik,zg}) h_{zg.sloja}}{2} = \frac{(f_{t,0,d}^M + \varepsilon_{stik} E_{\parallel}) h_{zg.sloja}}{2}$$

$$F_{t,zg} = \frac{(1,015 \frac{kN}{cm^2} + 0,639 \cdot 10^{-3} \cdot 1200 \frac{kN}{cm^2}) \cdot 1,1 \text{ cm}}{2} \cong 0,98 \text{ kN}$$

$$z_{zg} = h_{sp.sloja} + \frac{h_{zg.sloja}(\sigma_{t,stik,zg} + 2 \sigma_{t,zg})}{3(\sigma_{t,stik,zg} + \sigma_{t,zg})} = h_{sp.sloja} + \frac{h_{zg.sloja}(\varepsilon_{stik} E_{\parallel} + 2 f_{t,0,d}^M)}{3(\varepsilon_{t,zg} E_{\parallel} + f_{t,0,d}^M)}$$

$$z_{zg} = 3,4 \text{ cm} + \frac{1,1 \text{ cm} (0,639 \cdot 10^{-3} \cdot 1200 \frac{kN}{cm^2} + 2 \cdot 1,015 \frac{kN}{cm^2})}{3 (0,639 \cdot 10^{-3} \cdot 1200 \frac{kN}{cm^2} + 1,015 \frac{kN}{cm^2})} = 3,767 \text{ cm}$$

$$F_{t,sp} = \frac{2}{3} \sigma_{t,stik,sp} h_{sp.sloja} = \frac{2}{3} \varepsilon_{stik} E_{\perp} h_{sp.sloja}$$

$$F_{t,sp} = \frac{2}{3} \cdot 0,639 \cdot 10^{-3} \cdot 37 \frac{kN}{cm^2} \cdot 3,4 \text{ cm} = 0,126 \text{ kN}$$

$$z_{sp} = \frac{2}{3} h_{sp.stoja}$$

$$z_{sp} = \frac{2}{3} \cdot 3,4 \text{ cm} = 2,267 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = F_{t,zg} z_{zg} + F_{t,sp} z_{sp}$$

$$M_{Rd} = 0,98 \text{ kN} \cdot 3,767 \text{ cm} + 0,126 \text{ kN} \cdot 2,267 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = 0,98 \text{ kN} \cdot 3,767 \text{ cm} + 0,126 \text{ kN} \cdot 2,267 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = 3,977 \text{ kNcm}$$

Na žalost je še vedno $M_{Ed} \geq M_{Rd}$. Tudi če natezno izkoristimo cel prerez, ne zadostimo nosilnosti. Opcija bi bila nekoliko debelejša jeklena ploščica, ki bi še povečala ročico nateznih sil v zgornjem in spodnjem sloju. Vendar bo enostavneje vzeti tanjšo pločevino (več kosov po odsekih in ne vzdolž celotne lesene plošče – sicer bi spremenili tudi upogibno togost glavnega lesenega prereza) in dodati še jeklene vijake v natezni del prereza lesenega zoba. Vijaki nam sicer povzročajo nekaj težav, saj uradno ne moremo zadostiti vsem pogojem veznih sredstev, ki jih navaja proizvajalec lesenih plošč (glej poglavje 2.3). Za vezna sredstva v ravnini plošče je najmanjši predpisani prerez vijaka 8 mm. Obenem pa sta najmanjši oddaljenosti veznih sredstev od neobremenjenega in obremenjenega roba enaki $3d = 3 \times 8 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$ in $5d = 5 \times 8 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$. To so sicer predpisane dimenzije za strižno obremenjene vijake in plošče (osna obremenitev v ravnini plošče se načeloma sploh ne upošteva). Če v našem primeru vzamemo spodnji rob za neobremenjen (z natezno silo), zgornji pa obremenjen, vidimo, da je višina zoba premajhna, da bi sploh zadostili zgornjim pogojem ($24 \text{ mm} + 40 \text{ mm} = 64 \text{ mm}$, višina zoba pa je 45 mm). Ker bo sila, ki jo prevzemamo z vijaki, relativno majhna, bomo predpise proizvajalca nekoliko zanemarili. Izbrali bomo vijake proizvajalca Würth, ASSY SK, premera 6 mm in dolžine 100 mm. Glava vijaka je ploščata in premera 14 mm. Površina glave, brez osi vijaka, je torej $1,25 \text{ cm}^2$. Dolžina dela z navojem znaša 60 mm. Tako del z navojem v celoti leži v glavni leseni plošči (in ne v zobu). Vijak uvrta na spoj dveh slojev lesa 34 mm od spodnjega roba plošče. Torej sila vijaka deluje na ročici 3,4 cm. Potrebna sila v vijaku (na meter dolžine plošče), da zadostimo nosilnosti lesenega zoba, znaša:

$$\Delta F = \frac{\Delta M}{3,4 \text{ cm}} = \frac{M_{Ed} - M_{Rd}}{3,4 \text{ cm}} = \frac{7,323 \text{ kNcm} - 3,977 \text{ kNcm}}{3,4 \text{ cm}} = 0,984 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cong 0,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sila, ki jo lahko 1 vijak prevzame prek ploščate glave, znaša:

$$F_{i,glava} = \frac{(f_{c,90,d}^M + f_{c,0,d}^M)}{2} (A_{glave} - A_{osi \text{ vijaka}})$$
$$F_{i,glava} = \frac{0,166 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 0,8 \cdot \frac{2,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,3}}{2} \cdot 1,25 \text{ cm}^2 = 1,027 \text{ kN}$$

Izvlačna sila lesene plošče pa znaša (postopek po EC5, 8.7.2):

$$f_{ax,Rk} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5}$$
$$f_{ax,Rk} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \left(500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)^{1,5} = 40,25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ax,\alpha,Rk} = \frac{f_{ax,Rk}}{\sin^2 \alpha + 1,5 \cos^2 \alpha}$$
$$f_{ax,0,Rk} = \frac{40,25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{\sin^2 0^\circ + 1,5 \cos^2 0^\circ} = 26,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ax,d,Rk} = \frac{f_{ax,Rk} + f_{ax,0,Rk}}{2}$$
$$f_{ax,d,Rk} = \frac{40,25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + 26,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{2} = 33,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{ax,Rk} = n_{ef} (\pi d l_{ef})^{0,8} f_{ax,d,Rk}$$

$$F_{i,ax,Rk} = 1 \cdot (\pi \cdot 6 \text{ mm} \cdot (60 \text{ mm} - 6 \text{ mm}))^{0,8} \cdot 33,46 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 8,525 \text{ kN}$$

Najkrajša potrebna razdalja med vijaki znaša torej: $\Delta l_{vijaki} = \frac{F_{i,glave}}{\Delta F} = \frac{1,027 \text{ kN}}{0,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 1,037 \text{ m}$.

Vijake bomo pritrdili na razdalji 1 m. Končna nosilnost zoba preklopa znaša:

$$M_{Rd} = F_{t,zg} \cdot z_{zg} + F_{t,sp} \cdot z_{sp} + F_{t,vijaka} \cdot z_{vijaka}$$

$$M_{Rd} = 0,98 \text{ kN} \cdot 3,767 \text{ cm} + 0,126 \text{ kN} \cdot 2,267 \text{ cm} + 1,027 \text{ kN} \cdot 3,4 \text{ cm} = 7,469 \text{ kNcm}$$

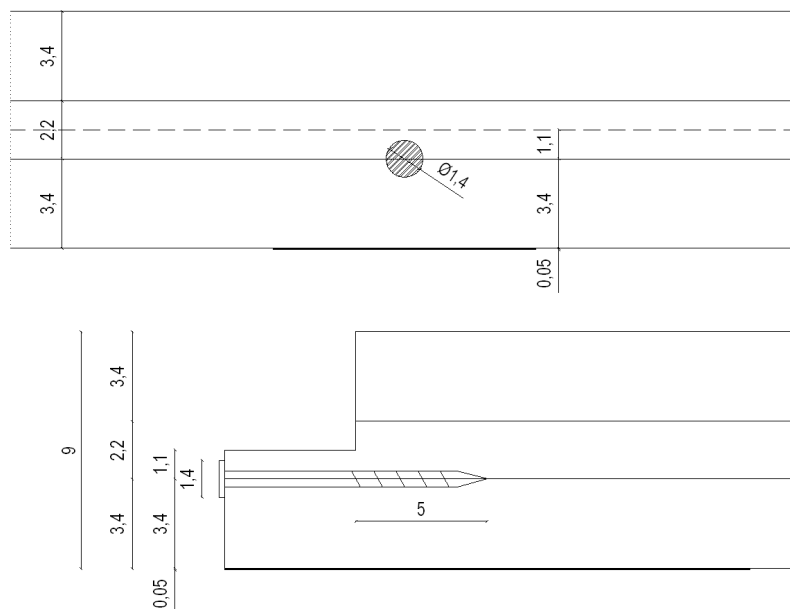
Izračunamo še potrebne dimenzije jeklene pločevine (na meter dolžine lesene plošče):

$$z_{jeklene,pl.} = \frac{M_{Rd}}{F_{t,zg} + F_{t,sp} + F_{t,vijaka}} = \frac{7,469 \text{ kNcm}}{0,98 \text{ kN} + 0,126 \text{ kN} + 1,027 \text{ kN}} = 3,501 \text{ cm}$$

$$F_{jeklene,pl.} = \frac{M_{Rd}}{z_{jeklene,pl.}} = \frac{7,469 \text{ kNcm}}{3,501 \text{ cm}} = 2,133 \text{ kN}$$

$$A_{jeklena,pl.} = \frac{F_{jeklena,pl.}}{f_{y,d}(S235)} = \frac{2,133 \text{ kN} \cdot 1,1}{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

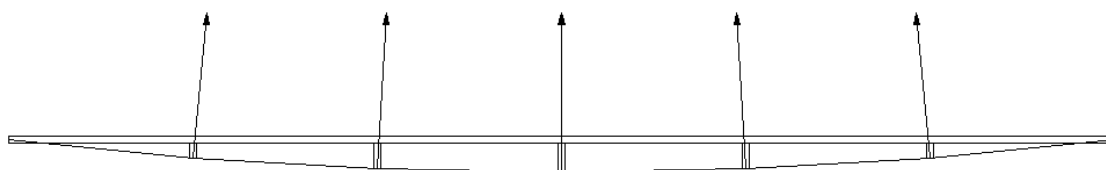
Izberemo ploščo dimenzij $b / h / d = 100 \text{ mm} / 200 \text{ mm} / 0,5 \text{ mm}$ ($A_{dej} = 0,5 \text{ cm}^2$) in jo pritrdimo na vsak meter vzdolž linije lesene plošče, oz. zoba preklopa. Ploščo na les prilepimo; s tem zagotovimo, da v njej ne pride do uklona. Plošče in vijake pritrujemo enega nad drugim, tako da imamo vzdolž linije plošče točkovno ojačan prerez preklonpnega zoba.



Slika 6.21: Vzdolžni in prečni prerez ojačanega zoba preklopa (utor za glavo vijaka bi bilo sicer treba predhodno izvrtati ali izrezkati, da ne bi imeli špranj na stikih plošč)

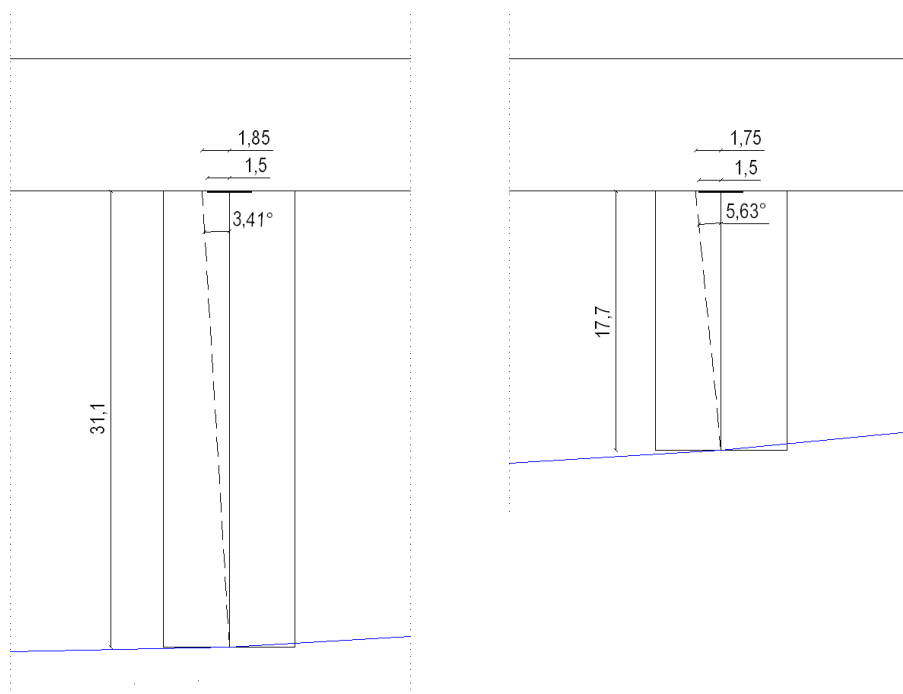
6.4 Vpetje distančnika

V primeru, da imamo več kot en distančnik, bo v vseh distančnikih, razen v srednjem, prihajalo do manjših upogibnih momentov. Jekleni kabel namreč teče čez distančnike pod manjšim kotom. Kabel navpično silo v distančnik prav tako prenaša pod tem kotom. Glavna komponenta sile, ki pomeni nadomestno obtežbo, je usmerjena popolnoma navpično v distančnik in ustvarja samo normalne, tlačne napetosti. Šibkejša komponenta sile pa deluje pravokotno glede na distančnik in povzroča upogibne momente ter tudi manjšo strižno obremenitev. Glede na moment in strižno silo moramo dimenzionirati priključek distančnika na glavno leseno ploščo.



Slika 6.22: Pravokotnice na linijo kabla v distančnikih

Preverjanje bomo opravljali za primer nosilca s petimi distančniki. Preverjali bomo oba distančnika, ki ležita vstran od srednjega. Srednji distančnik je namreč edini, ki je s kablom obremenjen simetrično. Zato so v njem samo enakomerne normalne napetosti. Momenti in strižne sile na stiku distančnika in plošče ne nastajajo. Imamo samo osno silo. Preveriti moramo oba stranska distančnika. Na krajši distančnik namreč sila iz kabla deluje pod večjim kotom, zato je horizontalna komponenta sile večja, vendar je ročica momenta krajša. Ravno obratno je pri daljšem distančniku, ki je sicer obremenjen z manjšo horizontalno silo, vendar slednja deluje na večji ročici. Zagotovo vemo le, da bo strižna obremenitev krajšega distančnika večja. Jedri obeh prerezov segata sicer $e = \frac{h_{distančnika}}{6} = 1,5$ na vsako stran od osi distančnika. Če bi rezultanta horizontalne in vertikalne komponente sile delovala znotraj jedra prereza, na stiku distančnika in plošče ne bi prihajalo do nategov in zazo vijakov načeloma sploh ne bi potrebovali.



Slika 6.23: Distančnika in jedri prereza (rezultanta ne deluje znotraj jedra)

Kot, pod katerim deluje kabel na daljšega od obeh distančnikov, je enak:

$$\alpha_1 = \arctan \frac{31,1 \text{ cm} - 17,7 \text{ cm}}{225 \text{ cm}} = 3,41^\circ$$

Kot, pod katerim deluje kabel na krajšega od obeh distančnikov, pa:

$$\alpha_1 = \arctan \frac{17,7 \text{ cm} + 4,5 \text{ cm}}{225 \text{ cm}} = 5,63^\circ$$

Če predpostavimo, da je največja sila, ki deluje na distančnik v MSN, enaka $F_n = 7,9 \text{ kN}$ (navzgor zaokrožen podatek iz programa SAP 2000), potem so komponente sile za daljši in krajši distančnik enake:

$$F_{V1} = F_n \cos 3,41^\circ = 7,9 \text{ kN} \cdot \cos 3,41^\circ = 7,886 \text{ kN}$$

$$F_{H1} = F_n \sin 3,41^\circ = 7,9 \text{ kN} \cdot \sin 3,41^\circ = 0,470 \text{ kN}$$

$$F_{V2} = F_n \cos 5,63^\circ = 7,9 \text{ kN} \cdot \cos 5,63^\circ = 7,862 \text{ kN}$$

$$F_{H2} = F_n \sin 5,63^\circ = 7,9 \text{ kN} \cdot \sin 5,63^\circ = 0,775 \text{ kN}$$

Kot smo ugotovili že na začetku, je strižno bolj obremenjen krajši distančnik, vendar pa so strižne obremenitve zanemarljivo majhne. Sedaj izračunamo še upogibne momente, ki nastanejo na mestu vpetja distančnikov:

$$M_1 = F_{H1} h_{dist.1} = 0,470 \text{ kN} \cdot 31,1 \text{ cm} = 14,617 \text{ kNcm}$$

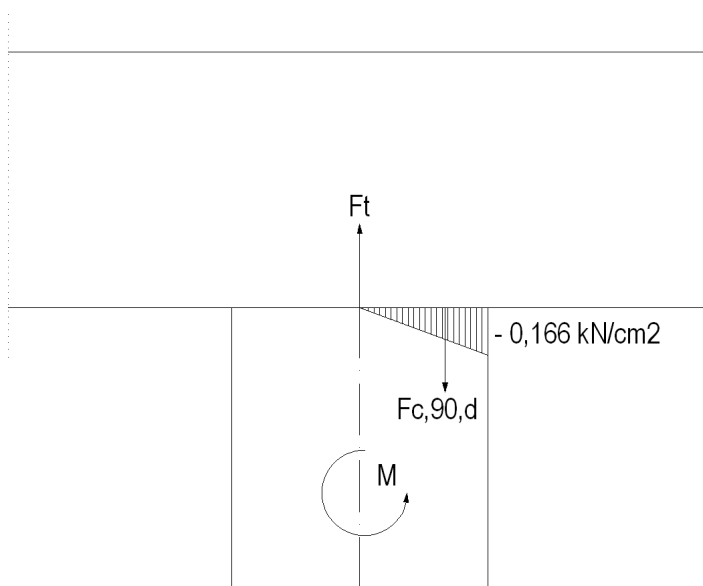
$$M_2 = F_{H2} h_{dist.2} = 0,775 \text{ kN} \cdot 17,7 \text{ cm} = 13,718 \text{ kNcm}$$

Pri prevzemu obremenitve pa bo kabel zaradi trenja med jeklenim kablom in lesnim distančnikom zopet povzročal upogibne momente v distančniku. Kabel in lesena plošča namreč delujeta neodvisno drug od drugega, torej se med seboj tudi neodvisno gibljeta. Točnih vrednosti teh sil ne poznamo, ker ne poznamo natančnih podatkov o trenju med kablom in lesom. Če predpostavimo koeficient trenja 0,2 (približna vrednost koeficienta trenja za betonske nosilce z naknadnim prednapenjanjem, po EC 4.2.3.5.5) in zopet vzamemo največjo osno silo v distančniku $F_n = 7,9 \text{ kN}$, izračunamo $F_H^* = 7,9 \text{ kN} \cdot 0,2 = 1,58 \text{ kN}$. Momenta v distančnikih bi tokrat znašala:

$$M_1^* = F_H^* h_{dist.1} = 1,58 \text{ kN} \cdot 31,1 \text{ cm} = 49,138 \text{ kNcm}$$

$$M_2^* = F_H^* h_{dist.2} = 1,58 \text{ kN} \cdot 17,7 \text{ cm} = 27,966 \text{ kNcm}$$

Za pritrditev distančnikov bomo v vsakem primeru morali uporabiti vijake, ki bodo prevzeli natezne napetosti. Preveriti pa moramo še, če je nosilnost lesene plošče zadostna za prevzem tlačnih napetosti. Problematična je glavna lesena plošča; tlačne napetosti, ki se prenašajo iz distančnika, namreč delujejo na vlakna zunanjšega sloja pod kotom 90° .



Slika 6.24: Napetosti na stiku distančnika in lesene plošče

$$M_{Rd} = F_{c,90,d} \cdot r_{Fc} = \frac{f_{c,90,d}^M b_{dist} \frac{h_{dist}}{2}}{2} \cdot \frac{2}{3} \frac{h_{dist}}{2}$$

$$M_{Rd} = \frac{0,166 \frac{kN}{cm^2} \cdot 60 cm \cdot \frac{9 cm}{2}}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{9 cm}{2} = 67,23 kNcm$$

Nosilnost lesa zadošča. Izberemo še potrebne vijake za prevzem nateznih napetosti. Sila, ki jo morajo prevzeti vijaki, je enaka $F_{c,90,d} = 22,41 kN$. Izvlečno trdnost za osno obremenjene vijake, ki delujejo na les pod kotom 90° , smo izračunali že v poglavju 6.3.

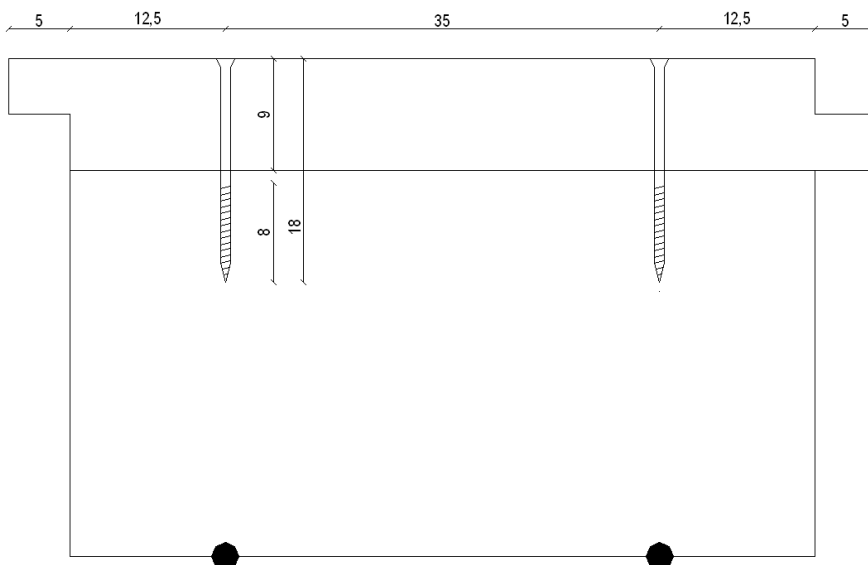
$$f_{ax,Rk} = 40,25 \frac{N}{mm^2}$$

Tokrat bomo vzeli dva vijaka proizvajalca Würth, ASSY ECOFAST II, s trikotno glavo, premera 8 mm in dolžine 180 mm. Dolžina dela z navojem je 80 mm. Izvlečna sila za oba vijaka znaša:

$$F_{ax,Rk} = n_{ef} (\pi d l_{ef})^{0,8} f_{ax,d,Rk}$$

$$F_{i,ax,Rk} = 2 \cdot (\pi \cdot 8 mm \cdot (80 mm - 8 mm))^{0,8} \cdot 40,25 \frac{N}{mm^2} = 32,5 kN$$

Vijaka uvrstimo skozi glavno leseno ploščo tako, da v distančnik vstopita v liniji obeh jeklenih kablov na dnu.



Slika 6.25: Detajl pritrdjevanja distančnika v leseno ploščo

Silo trenja, oz. koeficient trenja, bi lahko sicer občutno zmanjšali s primernimi ležišči jeklenega kabla. Polkrožna ležišča bi lahko obložili s tanko pločevino, med kabel in pločevino pa nanесли mazivo. Trenje bi bilo v tem primeru skoraj zanemarljivo.

7 RAČUN IZGUBE SILE PREDNAPETJA V KABLIH

Izvor izgub sil prednapetja bomo v osnovi razdelili na dva dela. Na takojšnje izgube sile in izgube, ki nastanejo s časom, tj. reološke izgube sile. Takojšnje izgube sile predstavljajo elastični skrčki konstrukcije v območjih koncentracije napetosti, časovne izgube sile pa tiste, ki nastanejo zaradi relaksacije jekla in lezenja lesa. Vse izgube sile bomo upoštevali na koncu, ko bomo določali potrebno začetno silo prednapetja, oziroma potrebno višino nadvišanja konstrukcije. Vse izgube zaradi elastičnih skrčkov bomo upoštevali pri obremenitvi za MSU, saj moramo v tem stanju zadostiti kriteriju največjih dovoljenih pomikov. V MSN se nam lahko na račun izgub sile prednapetja povečajo kvečjemu notranje sile v leseni plošči, te pa so že tako ali tako krepko pod obremenitvami, ki bi presegle mejo nosilnosti. Zato se ni bati, da bi zaradi izgub sile prednapetja preseгли nosilnost lesene plošče.

7.1 Takojšnje izgube sile

Med takojšnje izgube sile štejemo vse elastične skrčke, ki nastanejo v območjih konstrukcije, podvrženih koncentracijam napetosti. Precej teh območij smo obravnavali že v poglavju 6.0, kjer smo računali koncentracije sil in pomike v detajlih.

7.1.1 Izgube zaradi deformacij ob vpetju kablov v ploščo

Upoštevali bomo izgube sile, ki nastanejo zaradi povečanih napetosti ob vpetju kablov v leseno ploščo. Kot smo izračunali že v poglavju 6.2, so napetosti na stiku lesene plošče in jeklenega U-profila večje kot pa na preostalem delu lesene plošče. Najprej smo izračunali skrčke celotne plošče, ki nastanejo ob upoštevanju koncentracije napetosti na vpetju ($u^* = 0,3864 \text{ cm}$), potem pa še skrčke brez upoštevanja koncentracije ($u = 0,3822 \text{ cm}$).

Na podlagi skrčkov v plošči, ob upoštevanju koncentracije, bomo izračunali nadomestni elastični modul (vzporedno z vlakni) lesene plošče. Upoštevali bomo reducirani osni prerez plošče (408 cm^2). Računski postopek (računski postopek za pomike nosilca s 5 distančniki iz poglavja 5.2.1) sprogramiramo v Excelu in ga rešimo z vgrajenim »reševalcem«. Izračunali bomo pomike in silo, potrebno za nadvišanje, za različna elastična modula lesene plošče.

Za račun nadomestnega elastičnega modula uporabimo osnovne enačbe togosti:

$$u = \frac{F}{k}, k = \frac{EA}{L}$$

$$E_{\parallel,red} = \frac{FL}{u^*A}$$

$$E_{\parallel,red} = \frac{140 \text{ kN } 1350 \text{ cm}}{0,3864 \text{ cm } 408 \text{ cm}^2}$$

$$E_{\parallel,red} = 1198,85 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

The image shows a screenshot of an Excel spreadsheet titled "RAČUN POTREBNEGA PREMERA JEKLENIH KABLOV". The spreadsheet is divided into several sections, each with a table of calculated values. A Solver Parameters dialog box is open over the spreadsheet, and a legend is visible in the bottom right corner.

Obtežba in karakteristike

q =	1,95	kN/m
L =	13,50	m
A =	408,00	cm ²
f =	0,40	m
E _{II} =	1198,85	kN/cm ²
E _s =	21000	kN/cm ²

Ročice distančnikov

f ₁ =	0,22	m
f ₂ =	0,36	m
f ₃ =	0,40	m

Pomiki na mestu distančnikov

w ₁ =	0,042985	m
w ₂ =	0,068777	m
w ₃ =	0,077374	m

Notranje sile in pomiki v plošči

L _p =	2,25	m
M =	44,42	kNm
F =	111,06	kN
F* =	131,21	kN
F _{nadvišanje} =	20,1540	kN
w _{top} =	0,045	m
w _{tot} =	0,07737	m
w _{nadvišanje} =	0,03237	m

Osnji pomiki lesene plošče

Δu =	0,00362	m
L _p ' =	2,249396	m

Sila prednapetja za nadvišanje

Blastina =	0,322000	kN/m
q _{nadvišanje} =	0,031870	kN/m
q ₁ (g+q _s) =	0,353870	kN/m
M(q ₁) =	8,062	kNm
F(M(q ₁)) =	20,154	kNm

W_{nadvišanje} = 3,24 cm

F(g) = 18,339 kN

M(g) = 7,336 kNm

F(nadvišanje) = 1,8151 kN

M(nadvišanje) = 0,726 kNm

Dolžine kablov pred in po deformiranju

L ₁ =	2,26095	m	L ₁ ' =	2,26498	m
L ₂ =	2,25395	m	L ₂ ' =	2,25502	m
L ₃ =	2,25044	m	L ₃ ' =	2,25002	m

Deformacije v odsekih kabla in povprečna deformacija

ε ₁ =	0,00178
ε ₂ =	0,00047
ε ₃ =	-0,0002
AVG ε =	0,000691

Napetost v kablu

σ _s =	14,5022	kN/cm ²
------------------	---------	--------------------

Potreben skupni prerez in prerez enaga kabla

A _s =	9,05	cm ²
A _{el} =	4,52	cm ²

Potrební enaga kabla

Φ _{el} =	2,40	cm
-------------------	------	----

Solver Parameters

Set Target Cell: \$D\$22

Equal To: Max Min Value of: 0

By Changing Cells: \$D\$21

Subject to the Constraints:

- \$D\$21 <= 0,15
- \$D\$21 >= 0
- \$D\$22 >= 0
- \$D\$38 >= 0
- \$D\$45 = 2,4

Legend:

- fično (pink)
- spreminjamo (orange)
- iščemo (green)

Slika 7.1: Rezultati reševalca iz Excela

Pomike na sredini plošče, ki nastanejo pri nereduciranem elastičnem modulu (1200 kN/cm^2), že poznamo in znašajo $7,735 \text{ cm}$. Pripadajoča sila nadvišanja znaša $20,1529 \text{ kN}$. Pomik, ki ga dobimo, če upoštevamo reducirani elastični modul, pa znaša $7,737 \text{ cm}$, sila nadvišanja pa je $20,1540 \text{ kN}$. Izguba nadvišanja znaša torej $0,002 \text{ cm}$, izguba sile pa je praktično zanemarljivih $0,0011 \text{ kN}$.

7.1.2 Izgube zaradi deformacije v distančnikih

Koncentracija napetosti v lesnih distančnikih povzroči, da se jekleni kabel pogrezne globlje v les, kot bi se sicer. V poglavju 6.1.1 smo izračunali pomike, ki nastanejo na mestu stika kabla in distančnika; $\Delta u = 0,0936 \text{ mm}$. Te pomike lahko neposredno prištejemo k izgubi nadvišanja. Izračunamo še padec sile:

$$w_{sredina} = \frac{5 L^4 q}{384 E_{\parallel} I} \rightarrow q = \frac{w 384 E_{\parallel} I}{5 L^4}$$

$$q = \frac{0,00936 \text{ cm} \cdot 384 \cdot 1200 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 3548 \text{ cm}^4}{5 \cdot 1350^4}$$

$$q = 9,21 \cdot 10^{-7} \text{ kN/cm}$$

$$q = 9,21 \cdot 10^{-5} \text{ kN/m}$$

$$M(q) = \frac{q L^2}{8} = \frac{9,21 \cdot 10^{-5} \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (13,5 \text{ m})^2}{8} = 2,10 \cdot 10^{-3} \text{ kNm}$$

$$\Delta F = F(q) = \frac{M(q)}{f_{max}} = \frac{2,10 \cdot 10^{-3} \text{ kNm}}{0,4 \text{ m}} \cong 5,25 \cdot 10^{-3} \text{ kN} = 0,00525 \text{ kN}$$

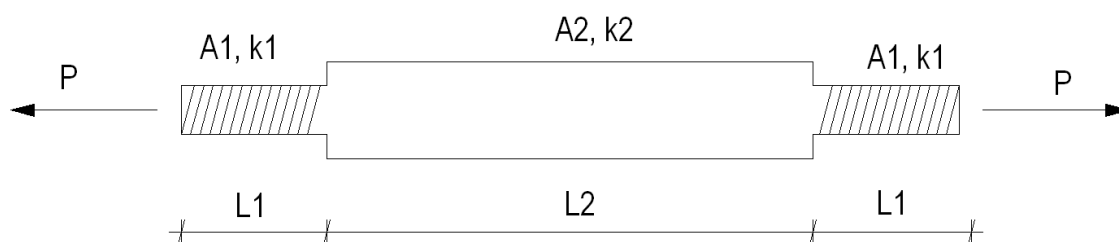
Silo prednapetja pa moramo na začetku povečati za $0,00525 \text{ kN}$, kar je zanemarljivo malo.

7.1.3 Izgube zaradi zmanjšanja prereza jekla v območju navoja

Jekleni prerez, ki smo ga upoštevali v računskem modelu, je bruto prerez jeklenega kabla, oz. palice. Na našem eksperimentalnem modelu pa bo imela jeklena palica na skrajnih koncih vrezane navoje. Zato, ker merijo danes najdaljši kosi palic, ki jih proizvajajo železarne, le 12

m, standardni kosi pa le 6 m, bomo morali za doseganje želene končne dolžine več krajših kosov spojiti skupaj prek preklopnih matic. Ter zato, ker bomo palice prednapeli kar se da enostavno; s pomočjo matic in momentnih ključev. Zato bomo zopet potrebovali vrezana navoja na skrajnih koncih. Prerez jeklene palice pa se v območju navoja občutno zmanjša. Odseki navoja, ki ne bodo pokriti z maticami, bodo sicer relativno kratki, vendar jih bomo vseeno upoštevali v računu. Izračunati moramo namreč nadomesno togost celotne jeklene palice, s katero bomo prednapeli ploščo. Na podlagi nove togosti bomo določili velikost izgube sile v naši palici, glede na palico s konstantnim prerezom.

Nadomestno togost palic bomo računali ob predpostavki, da bo dolžina navoja na vsaki strani vsake palice merila 30 cm. Nadomestno togost računamo za dve različni dolžini palic; 2,5 m in 5,5 m.



Slika 7.2: Shema prerezov in togosti po odsekih palice

Sila je konstantna vzdolž cele palice:

$$P = P_1 = P_2$$

Celoten raztezek palice je enak vsoti raztezkov posameznih odsekov palice:

$$u = u_1 + u_2 + u_1 = 2 u_1 + u_2$$

Upoštevamo osnovno formulo za togost $u = \frac{P}{k}$ in izrazimo:

$$u = 2 \frac{P_1}{k_1} + \frac{P_2}{k_2} = \frac{2 P}{k_1} + \frac{P}{k_2} = \frac{P}{k_n}$$

Izrazimo vrednost za nadomestno togost:

$$k_n = \frac{k_1 k_2}{2 k_2 + k_1}$$

Vrednosti za togosti k_1 in k_2 izrazimo na podlagi osnovne enačbe za osno togost $k = \frac{EA}{L}$:

$$k_n = \frac{\frac{EA_1}{L_1} \frac{EA_2}{L_2}}{2 \frac{EA_2}{L_2} + \frac{EA_1}{L_1}} = \frac{EA_1 A_2}{A_1 L_2 + 2 A_2 L_1}$$

$$k_n = \frac{EA_1 A_2}{A_1 L_2 + 2 A_2 L_1}$$

Vse palice so premera 24 mm. Bruto prerez ene palice je torej $A_2 = 4,52 \text{ cm}^2$. V območju navoja vzamemo redukcijski faktor 0,781. Toliko je razmerje neto in bruto preseka vijakov M24. Računski (neto) prerez A_1 bo torej $0,781 \times 4,52 \text{ cm}^2$, $A_1 = 3,53 \text{ cm}^2$. Izvrednotimo nadomestni togosti in nadomestna prereza za palici dolžine 2,5 in 5,5 m:

$$k_{n,5.5} = \frac{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 4,52 \text{ cm}^2 \cdot 3,53 \text{ cm}^2}{3,53 \text{ cm}^2 \cdot (550 \text{ cm} - 2 \cdot 30 \text{ cm}) + 2 \cdot 4,52 \text{ cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}} = 167,458 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$A_{n,1} = \frac{k_{n,5.5} L_1}{E} = \frac{167,458 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot 550 \text{ cm}}{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 4,386 \text{ cm}^2$$

$$k_{n,2.5} = \frac{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 4,52 \text{ cm}^2 \cdot 3,53 \text{ cm}^2}{3,53 \text{ cm}^2 \cdot (250 \text{ cm} - 2 \cdot 30 \text{ cm}) + 2 \cdot 4,52 \text{ cm}^2 \cdot 30 \text{ cm}} = 355,736 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$A_{n,2} = \frac{k_{n,2.5} L_2}{E} = \frac{355,736 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot 250 \text{ cm}}{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 4,235 \text{ cm}^2$$

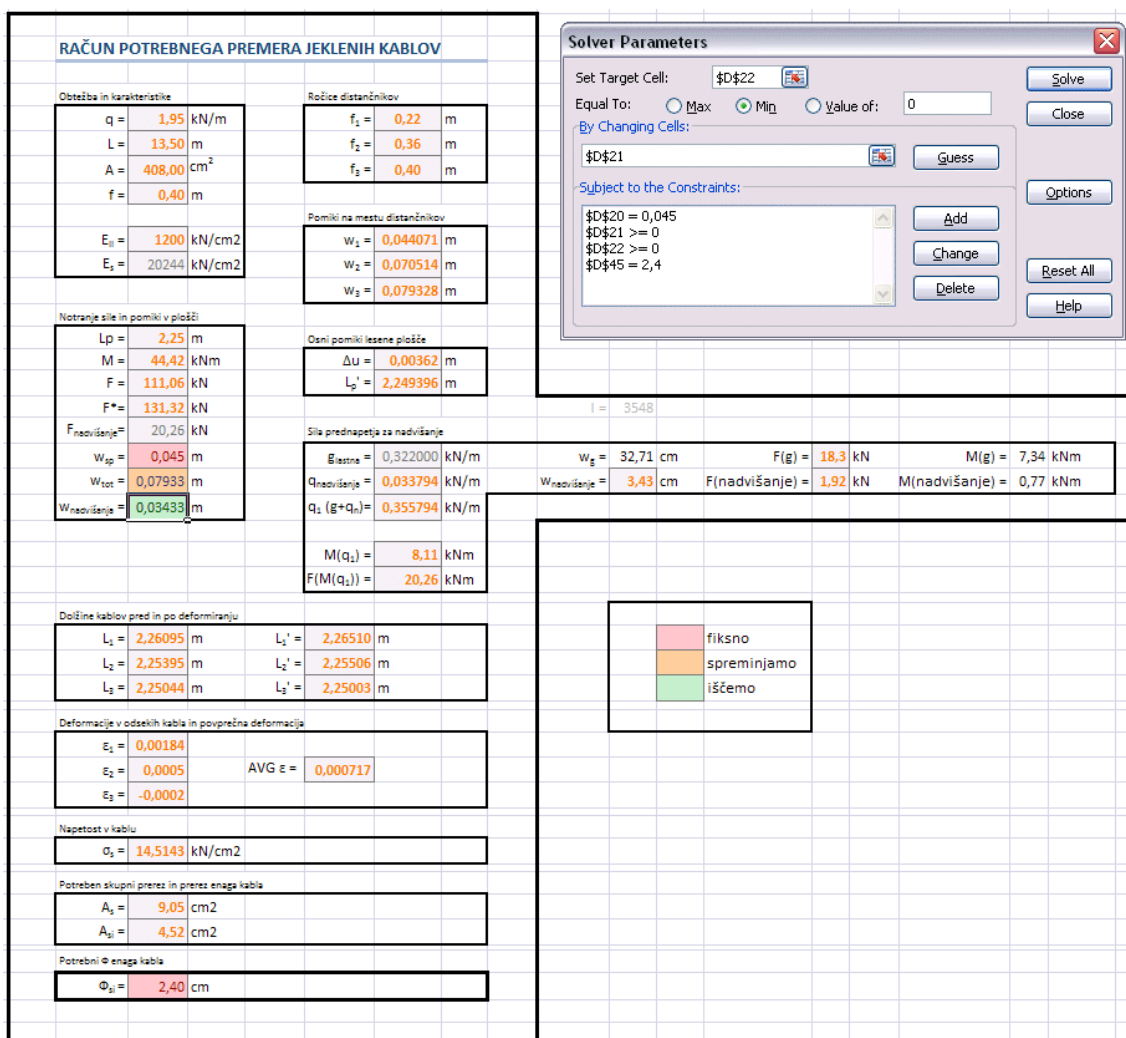
Nadomestno togost skupaj sestavljene palice pa izračunamo po enakem postopku:

$$k_n = \frac{EA_{n,1} A_{n,2}}{A_{n,1} L_2 + 2 A_{n,2} L_1} = \frac{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 4,386 \text{ cm}^2 \cdot 4,235 \text{ cm}^2}{4,386 \text{ cm}^2 \cdot 250 \text{ cm} + 2 \cdot 4,235 \cdot 550 \text{ cm}} = 67,779 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Za primerjavo izrazimo še togost popolnoma homogene, enako dolge jeklene palice:

$$k = \frac{EA}{L} = \frac{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 4,52 \text{ cm}^2}{2 \cdot 550 \text{ cm} + 250 \text{ cm}} = 70,311 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Reducirana togost znaša 96,4 % nereducirane. Za nadaljnji račun zmanjšamo elastični modul na 96,4 % prvotne vrednosti; $E_s^* = 0,964 \times 21000 \text{ kN/cm}^2 = 20244 \text{ kN/cm}^2$. Izračunamo potrebno višino nadvišanja, tako da bodo končni pomiki pri manj togem kablu, v MSU, še vedno v dovoljenih vrednostih, torej manjši od $L/300$ pod osjo plošče. Uporabimo program v Excelu iz poglavja 7.1.1. Pogoji, ki ga mora reševalec izpolniti je, da ostane prerez jeklene palice enak ($\Phi=24 \text{ mm}$), končni pomik pod osjo plošče pa mora biti $L/300 = 4,5 \text{ cm}$. Iskana vrednost je minimalno potrebno nadvišanje. Zveza med pomiki je $w_{sp} = w_{tot} - w_{nadvišanja}$. Pri tem je w_{tot} tisti, ki smo ga računali že v poglavju 5.2.1, w_{sp} je predpisan, $w_{nadvišanja}$ pa iščemo. Obenem dobimo še rezultate za silo v kablu, s kakršno moramo ploščo prednapeti, da doseže novo višino.



Slika 7.3: Rezultati reševalca iz Excela

Konstrukcijo moramo sedaj nadvišati na 3,433 cm nad osjo plošče. To je za 0,198 cm več kot sicer (3,235 cm). Sila prednapetja (lastna teža in upogibna togost plošče) pa znaša 20,26 kN, kar je 0,11 kN več od prvotnih 20,15 kN.

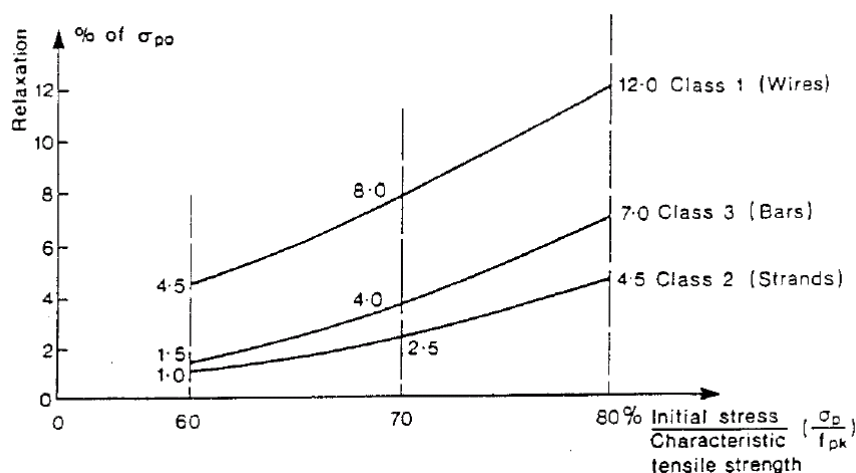
Preverimo še nosilnost palice v reduciranem prerezu navoja. Zunanji premer jeklene palice je 24 mm, kvaliteta jekla pa je S355. To je približno enakovredno (smo na varni strani) vijakom kvalitete 5.6 enakega bruto premera. Projektna natezna nosilnost teh vijakov po EC3 pa je 127,1 kN. Sila v kablu, v MSN, v našem primeru doseže 100 kN. Nosilnost kablov torej zadošča, kljub redukciji prereza.

7.2 Reološke izgube sile

Reološke izgube nastanejo zaradi povečanja deformacij v materialu, kljub konstantni obremenitvi. Podvrženi so jim tako rekoč vsi materiali. Pri jeklu se deformacije ob konstantni obremenitvi povečujejo samo ob določeni (dovolj visoki) stopnji napetosti v materialu. Pri nizkih napetostih v jeklu na prihaja do relaksacije. Lezenje lesa pa je poleg nivoja napetosti odvisno predvsem od vlage v lesu, ki povzroča nabrekanje in krčenje. Nas bo zanimala končna vrednost reoloških izgub. Na podlagi slednjih bomo izračunali skrčke v materialu in padce sile prednapetja. Na podlagi tega pa tudi zmanjšanje nadvišanja.

7.2.1 Relaksacija jekla

Spodnji graf je sicer iz standarda EC2, ki se nanaša na beton in prednapete betonske konstrukcije. Vendar vseeno vidimo, da ne glede na vrsto jekla (palice, žice, spleti), do relaksacije ne pride, če so začetne napetosti v jeklu manjše od 60 % karakteristične natezne trdnosti.



Slika 7.4: Graf relaksacije jekla v odvisnosti od nivoja začetnih napetosti

Izkoriščenost natezne trdnosti jeklenih palic našega konstrukcijskega sistema v MSU in MSN:

$$\sigma_{s1} = \frac{F(MSU)}{A_{s1}} = \frac{70 \text{ kN}}{4,52 \text{ cm}^2} = 15,487 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{s1}}{f_{u,k}} = \frac{15,487 \frac{kN}{cm^2}}{51,0 \frac{kN}{cm^2}} = 0,304$$

$$\sigma_{s1} = \frac{\frac{F(MSN)}{2}}{A_{s1}} = \frac{100 kN}{4,52 cm^2} = 22,124 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\frac{\sigma_{s1}}{f_{u,k}} = \frac{22,124 \frac{kN}{cm^2}}{51,0 \frac{kN}{cm^2}} = 0,434$$

Naše jeklene palice so v MSU obremenjene le do 30,4 % karakteristične natezne trdnosti, v MSN pa do 43,4 %. Merodajen bi bil v našem primeru sicer MSU, vendar napetosti tudi v MSN ne dosežejo vrednosti, ki bi pripeljale do relaksacije. Izgub zaradi relaksacije torej nimamo v nobenem primeru.

7.2.2 Lezenje lesa

Lezenje lesa je napetostno odvisno povečevanje deformacij, oz. pomikov, zaradi dolgotrajnega delovanja obtežbe. Lezenje je zelo odvisno od vlažnosti lesa, še posebej pa ga poveča ciklično spreminjanje vlažnosti lesa. Pri visokih nivojih napetosti postane izrazito nelinearno odvisno od napetosti, za praktičen račun konstrukcij pa ga obravnavamo po t. i. linearni teoriji. V računu pomikov lahko lezenje zajamemo tako, da reduciramo elastični in strižni modul.

$$E_{\varphi} = \frac{E}{1 + \varphi}$$

$$G_{\varphi} = \frac{G}{1 + \varphi}$$

V standardu EC5 je koeficient lezenja lesa φ , faktor k_{def} , odvisen pa je od razreda uporabnosti konstrukcije. Zaenkrat bomo predpostavili, da naša konstrukcija spada v najbolj ugoden, 1. razred uporabnosti. 1. razred je določen z vsebnostjo vlage, ki ustreza temperaturi 20 °C in

relativni vlagi zraka, ki prekorači 65 % le v nekaj tednih na leto. Sicer je vlažnost lesa nižja od 12 %. 2. razred je določen z vsebnostjo vlage, ki ustreza temperaturi 20 °C in relativni vlažnosti zraka, ki prekorači 85 % v le nekaj tednih na leto (vlažnost je sicer < 12 %). 3. razred pa je v standardu določen s klimatskimi pogoji, ki povzročajo večjo vlažnost lesa kot pri 2. razredu uporabnosti. Pokrite konstrukcije sicer le izjemoma spadajo v 3. razred. Za 1. razred je faktor $k_{def} = 0,6$. Reducirana elastična modula sta torej:

$$E_{\varphi} = \frac{E}{1 + \varphi} = \frac{1200 \frac{kN}{cm^2}}{1 + 0,6} = 750 \frac{kN}{cm^2}$$

$$G_{\varphi} = \frac{G}{1 + \varphi} = \frac{5 \frac{kN}{cm^2}}{1 + 0,6} = 3,125 \frac{kN}{cm^2}$$

RAČUN POTREBNEGA PREMERA JEKLENIH KABLOV

Obtežba in karakteristike		Ročice distančnikov	
q = 1,95 kN/m	L = 13,50 m	f ₁ = 0,22 m	f ₂ = 0,36 m
A = 408,00 cm ²	f = 0,40 m	Pomiki na mestu distančnikov	
E _{II} = 750 kN/cm ²	E _I = 21000 kN/cm ²	W ₁ = 0,049551 m	W ₂ = 0,079282 m
Notranje sile in pomiki v plošči		Osnovni pomiki lesene plošče	
Lp = 2,25 m	M = 44,42 kNm	Δu = 0,00580 m	L _p ' = 2,249034 m
F = 111,06 kN	F* = 131,37 kN	Sila prednapetja za nadvišanje	
F _{nadvišanje} = 20,31 kN	W _{wp} = 0,054 m	Elastno = 0,322000 kN/m	W _g = 52,34 cm
W _{tot} = 0,08919 m	W _{nadvišanje} = 0,03519 m	Q _{nadvišanje} = 0,034645 kN/m	F(nadvišanje) = 1,97 kN
Dolžine kablov pred in po deformiranju		Q ₁ (E*Q _n) = 0,356645 kN/m	M(g) = 7,34 kNm
L ₁ = 2,26095 m	L ₁ ' = 2,26540 m	M(q ₁) = 8,12 kNm	M(nadvišanje) = 0,79 kNm
L ₂ = 2,25395 m	L ₂ ' = 2,25494 m	F(M(q ₁)) = 20,31 kNm	
L ₃ = 2,25044 m	L ₃ ' = 2,24969 m		
Deformacije v odsekih kabla in povprečna deformacija			
ε ₁ = 0,00197	ε ₂ = 0,00044	AVG ε = 0,000691	
ε ₃ = -0,0003			
Napetost v kablu			
σ _s = 14,5196 kN/cm ²			
Potreben skupni prenos in prenos enaga kabla			
A _s = 9,05 cm ²			
A _{ul} = 4,52 cm ²			
Potrební prenos enaga kabla			
Φ _{ul} = 2,40 cm			

Solver Parameters

Set Target Cell: \$D\$22

Equal To: Max Min Value of: 0

By Changing Cells: \$D\$21

Subject to the Constraints:

- \$D\$21 >= 0
- \$D\$22 >= 0
- \$D\$45 = 2,4

Legend:

- fiksno
- spreminjamo
- iščemo

Slika 7.5: Rezultati reševalca iz Excela

Če upoštevamo reducirani elastični modul v računskem modelu iz poglavja 7.1.3, izračunamo za enake vhodne podatke (razen E modula) in enake robne pogoje potrebno višino nadvišanja 4,451 cm ter potrebno silo prednapetja 20,83 kN. To je 1,216 cm in 0,68 kN več od prvotnih vrednosti.

Če pa upoštevamo tudi večji dovoljeni pomik na spodnji strani ($L/250$), dobimo potrebno višino nadvišanja 3,519 cm ter potrebno silo prednapetja 20,31 kN. To pa je le 0,284 cm in 0,16 kN več od prvotnih vrednosti.

7.3 Skupne izgube sile prednapetja in padec nadvišanja

Seštejemo vse izgube sile prednapetja in padce nadvišanja, ki smo jih izračunali v poglavjih 7.1 in 7.2. Kriterij za prednapetje eksperimentalne konstrukcije bo nadvišanje, in ne sila v kablju. Nadvišanje je namreč zelo enostavno izmeriti, poleg tega zadošča natančnost meritev na 1 mm. Če bi računali silo prednapetja, bi jo morali na podlagi razlike dolžin jeklenega kabla (dolžina kabla, ki sega od matice za prednepenjanje naprej). Toleranca 1 mm bi bila v tem primeru premajhna.

Vsota izgub sil:

$$\Delta F = \sum \Delta F_i = \Delta F_{vp\acute{e}t.kab.} + \Delta F_{def.dist.} + \Delta F_{reduk.prereza} + \Delta F_{relaks.jekla} + \Delta F_{lezenje\ lesa}$$

$$\Delta F = 0,178\ kN + 0,0011\ kN + 0,111\ kN + 0\ kN + 0,68\ kN\ (0,16\ kN)$$

$$\Delta F = 0,970\ kN\ (0,450\ kN)$$

Vsota izgub nadvišanja:

$$\Delta u = \sum \Delta u_i = \Delta u_{vp\acute{e}t.kab.} + \Delta u_{def.dist.} + \Delta u_{reduk.prereza} + \Delta u_{relaks.jekla} + \Delta u_{lezenje\ lesa}$$

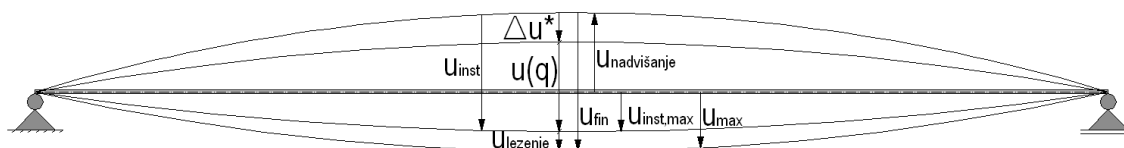
$$\Delta u = 0,318\ cm + 0,002\ cm + 0,198\ cm + 0\ cm + 1,216\ cm\ (0,284\ cm)$$

$$\Delta u = 1,734\ cm\ (0,802\ cm)$$

Vsota izgub sil je dodatna sila, ki jo moramo vnesti v kabel med prednepenjanjem konstrukcije. Prvotni sili 20,15 kN, s katero izničimo pomike zaradi lastne teže in obenem nadvišmo konstrukcijo, tako da v MSU doseže pomike 4,5 cm pod horizontalo, dodamo še

0,97 kN, oz. lahko samo 0,45 kN. S slednjo vrednostjo že izpolnimo kriterij končnih pomikov za EC5.

Merodajni kriterij za prednapenjanje pa bodo predvsem pomiki, ki jih merimo veliko enostavneje in natančneje. Konstrukcijo moramo, če želimo, da pomiki, ki bi nastali tudi po daljšem času, na spodnji točki ne bi presegli $L/300 = 4,5 \text{ cm}$, nadvišati na $3,235 \text{ cm} + 1,7344 \text{ cm} = 4,969 \text{ cm}$ (takojšnji pomik zaradi koristne obtežbe znaša $7,735 \text{ cm}$). Ker pa je kriterij za največje končne pomike drugačen kot za takojšnje pomike, saj znaša $u_{max} = L/250 = 5,40 \text{ cm}$, lahko konstrukcijo nadvišamo nekoliko manj.



Slika 7.6: Končni in začetni pomiki, nadvišanje in izgube nadvišanja

$$u_{inst,max} = u_{max} - \Delta u_{lezenje \text{ lesa}} = 5,4 \text{ cm} - 1,216 \text{ cm} = 4,184 \text{ cm}$$

Toliko lahko doseže takojšnji pomik konstrukcije (pod prvotno linijo plošče). Če je $u(q) = 7,735 \text{ cm}$ pomeni da lahko konstrukcijo nadvišamo le na:

$$u_{nadvišanje} = u(q) + \Delta u^* - u_{inst,max}$$

$$u_{nadvišanje} = u(q) + (\Delta u - \Delta u_{lezenje \text{ lesa}}) - u_{inst,max}$$

$$u_{nadvišanje} = 7,735 \text{ cm} + (1,734 \text{ cm} - 1,216 \text{ cm}) - 4,184 \text{ cm}$$

$$u_{nadvišanje} = 7,735 \text{ cm} + 0,518 \text{ cm} - 4,184 \text{ cm}$$

$$u_{nadvišanje} = 4,069 \text{ cm} \cong 4,1 \text{ cm}$$

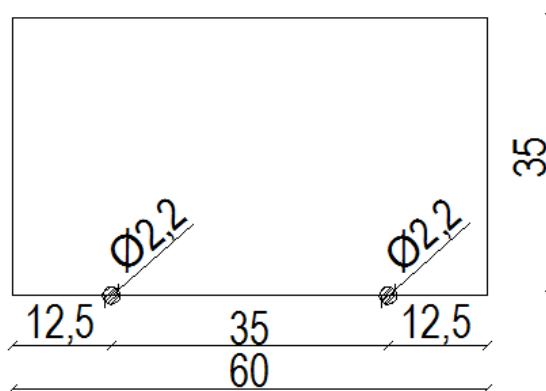
Nadvišanje je sicer previsoko. Konstrukcijo lahko nadvišamo največ do $L/375 = 3,6 \text{ cm}$ nad horizontalno osjo. Vendar če odštejemo nepovratne izgube nadvišanja, ki nastanejo, ko konstrukcija prvič preide v MSU, se zgornja meja nadvišanja nekoliko zniža. Konstrukcija bi po izvršenih izgubah in zgolj delovanju lastne teže segala le še $4,069 \text{ cm} - 0,518 \text{ cm} = 3,551 \text{ cm}$ nad horizontalno osjo. Če pa bi hoteli izpolniti kriterije za pomike za 3. razred uporabnosti, bi potrebovali dva jeklena kabla premera vsaj $3,48 \text{ cm}$. Standardni vijaki, ki so po premeru najbližje zahtevanemu, so premera 36 mm . Pomiki v MSU za sistem z dvema

kabloma premera 36 mm znašajo na sredini plošče 8,84 cm. Nadvišanje znaša 3,44 cm, pomiki pa na spodnji točki dosežejo 5,4 cm pod horizontalno linijo lesene plošče.

8 EKSPERIMENTALNA ANALIZA

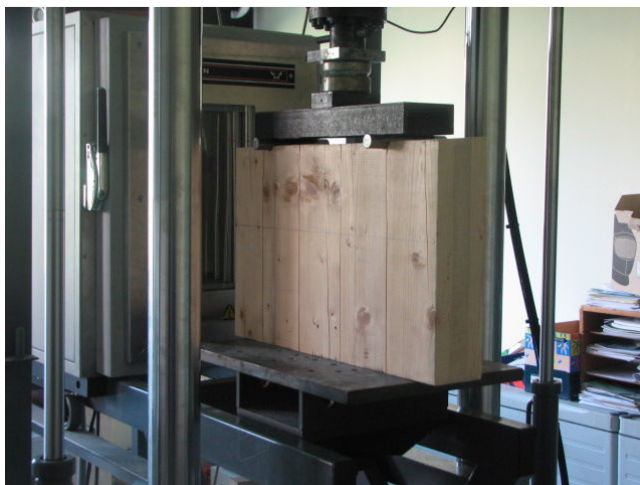
8.1 Analiza distančnika

Analizirali smo sredinski distančnik višine 35,5 cm in širine 60 cm. V času eksperimenta smo imeli v laboratoriju na voljo samo plošče DQ94 debeline 94 mm. Kljub temu, da bo na končnem modelu uporabljena plošča DL90 debeline 90 mm, smo za preizkus distančnika uporabili ploščo DQ94 (debeline slojev: 34 mm, 30 mm, 34 mm). S pomočjo rezultatov eksperimenta lahko kalibriramo računski model plošče DQ94 iz poglavja 6.1.1. Vrednosti za distančnik iz plošče DL90 lahko nato izračunamo na podlagi novega matematičnega modela in podatke uporabimo pri sestavi končne konstrukcije.

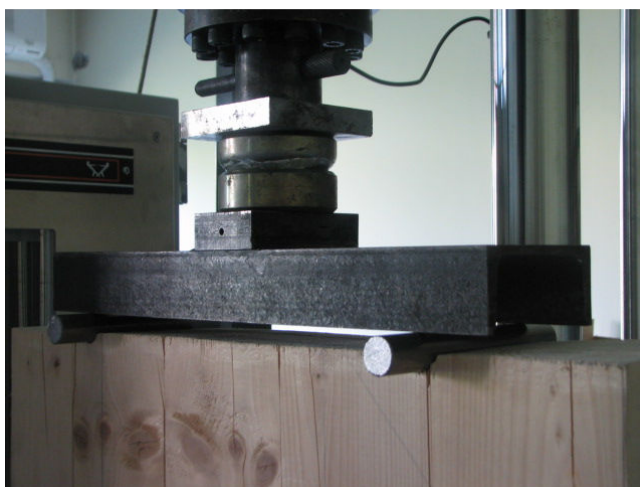


Slika 8.1: Prerez modela distančnika in jeklenih kablov

Model distančnika smo obremenjevali v stiskalnici, ki je merila pomike in silo obremenjevanja. Silo smo v leseni distančnik vnašali prek dveh palic premera 22 mm. Ležišči obeh palic sta bila polovična, okrogla utora premera 22 mm. Med bat za nanos obtežbe in jekleni palici smo vstavili še jekleni vroče valjani U-profil in poseben členkast element.



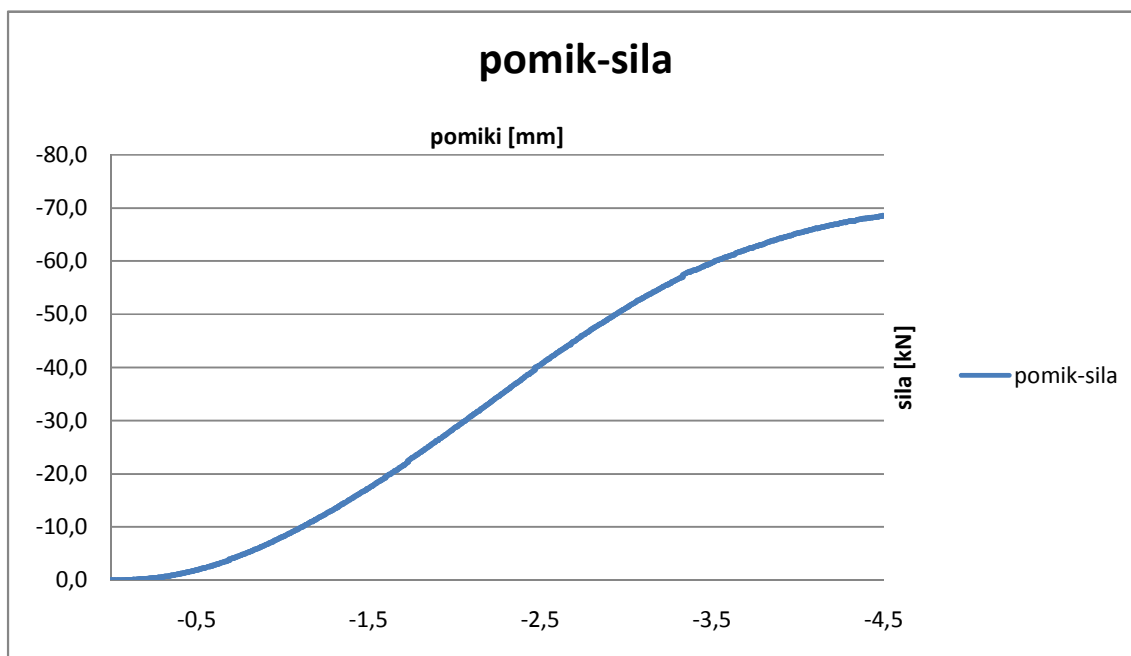
Slika 8.2: Model distančnika v stiskalnici



Slika 8.3: Slika detajla prenosa obtežbe: jekleni palici, U-profil in členkasti element

Ena od jeklenih palic za prenos obtežbe v leseni distančnik je nalegala ravno na stik dveh zunanjih desk, ki prevzamejo večino obtežbe (glej sliko 8.3). Togost je bila zaradi tega nekoliko manjša, torej smo lahko pričakovali nekoliko večje pomike kot pa v idealnem modelu. Poleg tega je bil podstavek ($b = 50$ cm), na katerega smo postavili distančnik ($b = 60$ cm), nekoliko prekratek, tako da je distančnik na vsaki strani visel 5 cm čez rob (glej sliko 8.2). Posledično so bile koncentracije napetosti na stiku podstavka in distančnika nekoliko večje kot v računskem modelu, kar zopet vodi k nekoliko večjim pomikom. Obtežbo smo začeli nanášati s hitrostjo 0,005 mm/s. Model smo obremenjevali, dokler ni pomik bata

dosegel 4,689713 mm. Sila v batu je v tem trenutku znašala 69,39177 kN. V tem trenutku je bilo dobro vidno, da se je med tem časom ukrivil tudi jekleni profil za raznos obtežbe, kar je dobro vidno tudi na grafu, ki prikazuje razmerje pomika in sile.



Slika 8.4: Graf pomik-sila (model distančnika)

Na začetku grafa je jasno vidna ukrivljenost funkcije. Do približno 1,5 mm pomika bata je namreč sistem za prenos obtežbe šele začel dobro prenašati silo – naleganje jeklenih palic na les ni bilo popolno, prav tako ne stik med jekleno podložno ploščo in lesenim distančnikom. V srednjem delu grafa je krivulja linearna. Obnašanje distančnika je tu torej elastično. Podatke za račun togosti distančnika bomo vzeli iz tega dela. Na koncu grafa pa imamo zopet ukrivljeno funkcijo. Ko je sila v batu presegla 50 kN, se je namreč začel kriviti jekleni U-profil za raznos obtežbe. Pri dobrih 69 kN smo preizkus končali.

Za izračun togosti vzamemo vrednosti sile pri pomiku 1,75 mm in 2,75 mm.

$$F_1(u_1 = 1,752 \text{ mm}) = 23,021 \text{ kN}$$

$$F_2(u_2 = 2,758 \text{ mm}) = 46,246 \text{ kN}$$

$$k = \frac{F_2 - F_1}{u_2 - u_1}$$

$$k = \frac{46,246 \text{ kN} - 23,021 \text{ kN}}{2,758 \text{ mm} - 1,752 \text{ mm}}$$

$$k = \frac{23,225 \text{ kN}}{1,006 \text{ mm}}$$

$$k = 23,087 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Podajnost je ravno inverz togosti:

$$f = k^{-1}$$

$$f = \left(23,087 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \right)^{-1}$$

$$f = 0,0433 \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

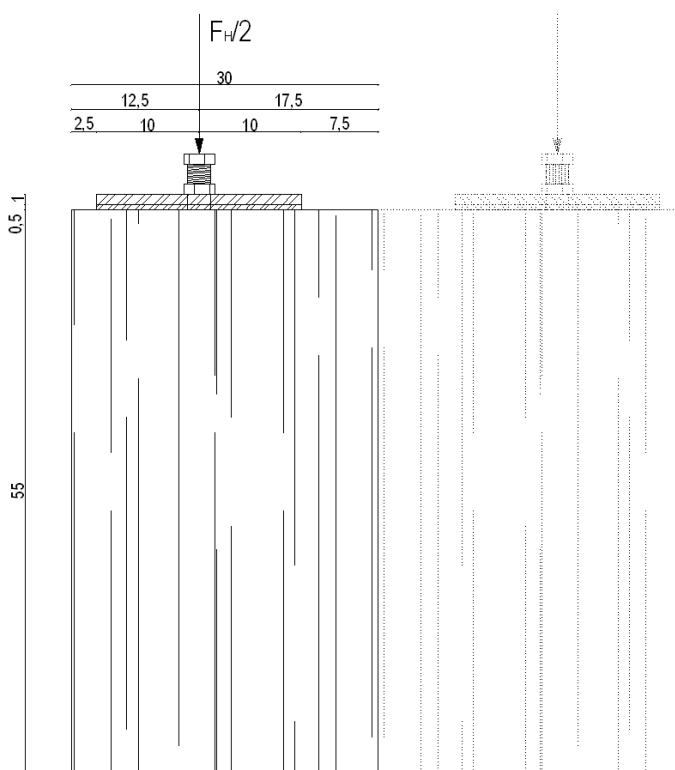
Pri sili $F_V = 5,04 \text{ kN}$ je pomik, če upoštevamo samo elastično deformacijo, enak:

$$u(F_V(MSU)) = F_V f = 5,04 \text{ kN} \cdot 0,0433 \frac{\text{mm}}{\text{kN}} = 0,218 \text{ mm}$$

Torej več kot dvakrat večji od tistega, ki smo ga izračunali v poglavju 6.1.1. Model iz poglavja 6.1.1 lahko sedaj kalibriramo, tako da zmanjšamo kot, pod katerim se sila iz jeklene palice prenaša v distančnik. S tem povečamo napetosti ter posledično tudi deformacije in pomike. Elastičnim pomikom pa moramo na koncu v vsakem primeru prišteti še pomike, ki nastanejo na začetku, ob naleganju sile – torej še vsaj 1,5 mm. Glede na to, da sila na distančnik dobro naleže šele pri vrednosti 17 kN, vrednost osne sile v distančniku pa pri MSN ne preseže 7,9 kN, skrčki distančnika pod obremenitvijo z vidika padca sile prednapetja ne bodo problematični. Konstrukcijo nadvišamo za 45 mm nad os plošče. 1 mm, za kolikor načeloma pade višina (če upoštevamo tudi naleganje sile) pri sili v MSN, pomeni le 2,2 % celotnega nadvišanja. V MSU pa še toliko manj. Računski model iz poglavja 6.1 nam pravzaprav ne pomaga veliko, saj lahko (tudi ob kalibraciji) točno predvidi le pomike zaradi elastičnih deformacij, ne moremo pa izračunati pomikov, ki nastanejo zaradi naleganja sile itd. Pri naših obremenitvah namreč sploh ne pridemo do elastičnega odnosa med pomikom in silo. Lahko torej rečemo, da če nadvišmo konstrukcijo za 1 mm več kot sicer, pokrijemo vse izgube, ki bi nastale zaradi deformacij v distančnikih.

8.2 Analiza robnega vpetja

Model vpetja kabla, ki smo ga preizkušali, ni bil popolnoma enak sistemu vpetja dejanske konstrukcije. Razlog, da nismo preizkušali popolnoma enakega modela, je bila kapaciteta stiskalnice, ki je bila v času eksperimenta na voljo. Največja sila, ki jo je stiskalnica zmogla, je 95 kN. To pa je dvakrat premalo za preizkus dejanskega modela v MSN. Ker pa naš konstrukcijski sistem predvideva dva prednapenjalna kabla, od katerih vsak prevzame polovico sile, raznos sile pa je simetričen, smo analizirali samo polovico plošče, oz. polovico robnega vpetja. Dolžina lesene plošče je znašala 55 cm.



Slika 8.5: Matematični model vpetja – preizkušamo samo polovico

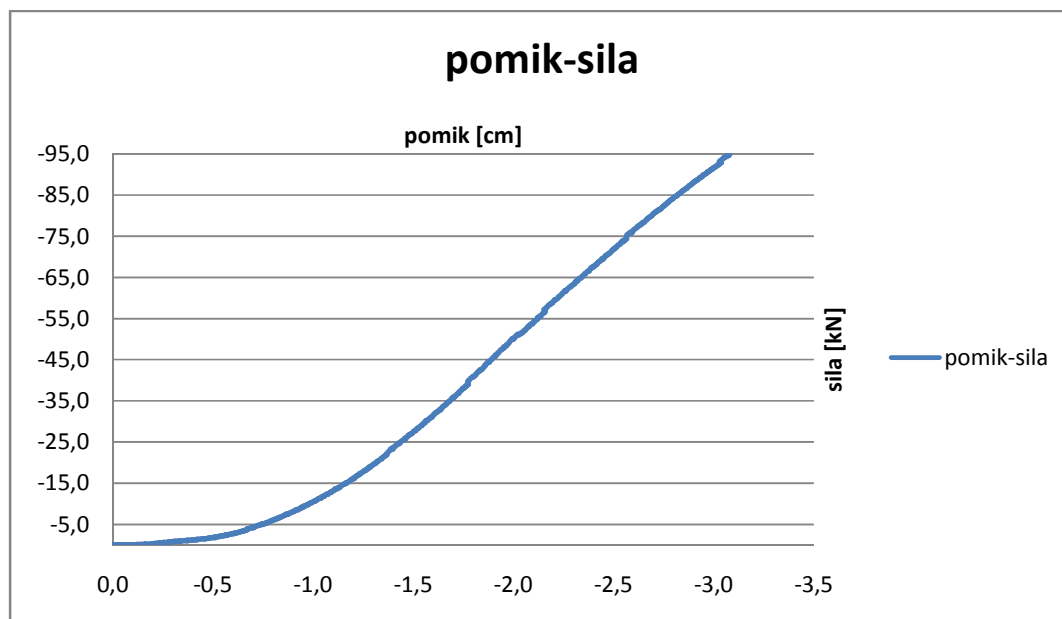
Že v poglavju 6.2 smo določili potrebne dimenzije pločevin za prevzem osnih sil; tako v lesu kot v jeklu. Zahtevana minimalna efektivna površina za prevzem sile iz enega kabla je 100 cm². V našem primeru smo sicer uporabljali pločevine dimenzij 20 x 7 cm – površine 140 cm² (efektivna površina 97,36 cm²). Poleg tega v času eksperimenta ni bilo na voljo plošče DL90, in smo uporabljali ploščo DQ94.

Uporabimo dva kosa pločevine; enega debeline 5 mm in drugega 10 mm. Prvi predstavlja hladno oblikovani jekleni profil C100/5, drugi pa debelino podložke na najtanjšem koncu (prerez podložke je zaradi naleganja kabla sicer trapezne oblike). Silo v pločevini prenesemo prek matice in vijaka premera 22 mm. Kvaliteta jekla uporabljenega vijaka je sicer 8.8, kar je več od kvalitete palic, ki bi jih uporabili v dejanskem sistemu (kvaliteta približno 5.6), vendar to ne bo vplivalo na rezultate. Med matico in pločevino vstavimo standardno podložko za vijake premera 22 mm.



Slika 8.6: Model polovice vpetja v stiskalnici

Obtežbo smo začeli nananjati s hitrostjo 0,005 mm/s. Model smo obremenjevali, dokler nismo dosegli skrajne meje zmogljivosti stiskalnice, torej do 95 kN. Pomik je v tem trenutku znašal 3,07844 mm.



Slika 8.7: Graf pomik-sila (model vpetja kabla)

Na začetku grafa je zopet jasno vidna ukrivljenost funkcije. Do približno 1,3 mm pomika bata je namreč sistem za prenos obtežbe šele začel dobro nalegati na leseni preizkušanelec – zgornji in spodnji rez plošče namreč nista bila popolna, poleg tega niso bile popolnoma ravne tudi jeklene pločevine. Od 1,3 mm pomika naprej pa imamo izrazit elastični nivo. Do plastifikacije ni prišlo tudi pri največji sili 95 kN.

Za izračun togosti vzamemo vrednosti sile pri pomiku 1,5 mm in 3 mm.

$$F_1(u_1 = 1,504 \text{ mm}) = 27,631 \text{ kN}$$

$$F_2(u_2 = 3,006 \text{ mm}) = 91,828 \text{ kN}$$

$$k = \frac{F_2 - F_1}{u_2 - u_1}$$

$$k = \frac{91,828 \text{ kN} - 27,631 \text{ kN}}{3,006 \text{ mm} - 1,504 \text{ mm}}$$

$$k = \frac{64,197 \text{ kN}}{1,502 \text{ mm}}$$

$$k = 42,741 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Podajnost je ravno inverz togosti:

$$f = k^{-1}$$

$$f = \left(42,741 \frac{kN}{mm}\right)^{-1}$$

$$f = 0,0234 \frac{mm}{kN}$$

Pri sili $F_H/2 = 70$ kN je pomik, če upoštevamo samo elastično deformacijo, enak:

$$u(F_V(MSU)) = F_V f = 70 \text{ kN} \cdot 0,0234 \frac{mm}{kN} = 1,638 \text{ mm}$$

Z rezultati eksperimenta lahko kalibriramo računski model iz poglavja 6.2.1. Čeprav je razlika v rezultatih eksperimenta in računskega modela tolikšna, da bi bilo smiselno eksperiment ponoviti.

8.3 Analiza celotne plošče

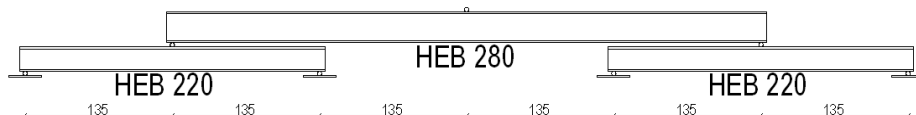
Ker ne bomo dejansko izvajali obremenilne preizkušnje celotnega konstrukcijskega sistema, podajamo samo načrt izvedbe in poteka esperimenta. Strojniški načrti preizkušnega konstrukcijskega sistema in sistema za obremenjevanje konstrukcije so podani v prilogah.

8.3.1 Analiza plošče s petimi distančniki

Detajlni načrti konstrukcije so v prilogi »A«. Osnovno obliko lesene plošče in lesenih distančnikov nam na podlagi načrtov izdelal že proizvajalec križno vezanih plošč. Samo konstrukcijo pa moramo skupaj sestaviti na mestu preizkušanja. V osnovi je sestavljena iz glavne lesene plošče, 5 različno visokih lesenih distančnikov in 2 hladno oblikovanih jeklenih profilov U 100/5. Poleg tega imamo še 6 kosov okroglih jeklenih palic premera 24 mm, kvalitete jekla S355. Dolžine posameznih kosov so: $1 \times 2,5 \text{ m}$ in $2 \times 5,5 \text{ m}$. Zraven spadajo še 4 kosi podaljšnih matic in 8 kosov navojnih matic s pripadajočimi okroglimi podložkami ter dve specialni, po naročilu izdelani jekleni podložki. Jeklne palice imajo na vsaki strani vrezan navoj, ki ustreza standardnim maticam za palice bruto premera 24 mm, kvalitete jekla

S355 (približno ekvivalent vijakom 5.6). Vse jeklene elemente in njihovo obdelavo naročimo pri specializiranem podjetju. Daljša palica gre na sredino, levo in desno od nje pa s podaljšnimi maticami pritrdimo obe krajši palici. Na enak način sestavimo še drugi kabel. Preklopni spoji so nameščeni na sredino razpona med srednjim in sosednjima distančnikoma. Spoji namreč niso mišljeni za prevzemanje upogibnih deformacij. Te pa so, sploh ko je kabel napet, največje ravno v naleganjih kabla na distančnik. Preden sestavimo skupaj leseno ploščo in jeklena kabla, moramo na ploščo privijačiti lesene distančnike, na konce plošče pa pritrditi jeklene U-profile. Da bi slednji dobro nalegali na svoje mesto, ploščo na vogalih krajnih robov prej nekoliko pooblamo ali porezkamo. Tako krivine U-profilov ne pritisnejo na les, še preden pride do stika med ploščo in glavno ploskvijo jeklenega profila. Ko spojimo skupaj leseno ploščo in jeklena kabla, gleda na vsaki strani, skozi luknje v plošči in U-profilu, približno 20 cm jeklene palice z navojem. Celotna dolžina navoja je sicer 30 cm. Na vsaki strani dodamo posebno podolgovato podložko, potem pa še standardne okrogle podložke. Nazadnje na vsak konec palice privijemo po dve matici. S prvo matico bomo prednapeli jeklene palice, oz. kable, z drugo matico pa bomo fiksirali prvo, poleg tega pa bo dodatno prispevala tudi k varnosti sistema. Sestavljeno konstrukcijo z dvigalom prestavimo na že prej pripravljene podpore. Položimo jo v končen položaj, v katerem bomo tudi izvajali obremenilni preizkus. Konstrukcijo prednapnemo – uporabimo momentne ključke. Prednapnemo jo toliko, da dosežemo višino $w = L/375 + w(\text{izgub, brez tečenja})$ nad vodoravno osjo. Za prednapenjanje v fazi, ko še ne deluje koristna obtežba, ni potrebna zelo velika sila prednapetja. Vsak od kablov prevzame pol skupne sile (cca. 11 kN vsak). Paziti moramo, da sta kabla napeta enakomerno. Najbolj smiselno je, če z merilnimi uricami od začetka prednapenjanja merimo pomike na sredini razpona plošče, in sicer na vsaki strani prečnega prereza. Obenem si lahko dodatno pomagamo še z vodno tehtnico, položeno na vrh plošče. Silo prednapetja bi lahko načeloma spremljali tudi prek merjenja izvlečene dolžine palice. Vendar bi morale biti meritve v tem primeru zelo natančne.

Dimenzionirati moramo še jekleno konstrukcijo za prenos obtežbe na preizkušane.



Slika 8.8: Zasnova konstrukcije za prenos obtežbe iz enega bata na 4 točke

Za krajša nosilca, ki morata premostiti razdaljo 2,7 m, izberemo profila HEB 220, za daljši profil z razponom 5,4 m pa vzamemo HEB 280. Dejanski nosilci so za 10 cm daljši od razdalje, ki jo premoščajo. Reakcije zaradi lastne teže nosilcev znašajo 2,18 kN v vsaki podpori. Pomiki sistema nosilcev, pri obtežbi 100 kN na glavnem batu za nanos obtežbe, bi znašali 1,1 cm (lastna teža je že upoštevana). Stabilnostna analiza v programu SAP 2000 pokaže, da izbrane dimenzije nosilcev zadoščajo. Poleg tega so nosilci ves čas v elastičnem stanju, kar zelo poenostavi preračun dejanskih pomikov lesene plošče.

8.3.1.1 Statična analiza

Na konstrukcijo namestimo podložke sistema za prenos obtežbe. 4 sile, ki se prek enega bata prenašajo v konstrukcijo, razpršimo po delu površine plošče. Vzamemo jeklene podložke dimenzije $30\text{ cm} \times 30\text{ cm}$ in debeline 1,5 cm. Stik med podložko in jeklenim nosilcem, ki posredno prenaša osno silo, mora delovati kot členek, zato med jeklene nosilce in podložko vstavimo posebne členkaste elemente ali pa kar okrogle palice premera 40 mm in dolžine 300 mm. Celotno konstrukcijo za prenos obtežbe moramo bodisi obesiti na cilinder za prenos obtežbe ali pa jo položiti na konstrukcijo, tako da jo kasneje upoštevamo kot del koristne obtežbe.

Ko sta konstrukcija in sistem za prenos obtežbe umerjena, nameščena pa je tudi oprema za spremljanje pomikov na sredini konstrukcije (mehanske merilne urice ali induktivni merilnik pomikov), dodamo pa lahko tudi opremo za merjenje deformacij na površini lesene plošče in jeklenega kabla (merilni lističi – »strain gage«), lahko začnemo z nanašanjem pomikov. To nanašamo s hitrostjo 0,005 mm/sek. Najprej naredimo 3 cikle, tako da vsakič dosežemo pomik, ki je še dovoljen v MSU. Sedaj začnemo nanašati silo in naredimo 3 cikle, kjer je vnesena sila

enaka tisti iz MSN. Ker je konstrukcija še vedno v elastičnem stanju, se nam načeloma pomiki povrnejo nazaj na prvotno vrednost.

Odvisno od planiranega časovnega poteka preiskav, lahko konstrukcijo sedaj za dlje časa obremenimo bodisi z največjimi dovoljenimi pomiki ali največjimi dovoljenimi silami. Obtežbo oz. pomik lahko pustimo delovati nekaj dni. Če se po razbremenitvi pomiki ne vrnejo v prvotno stanje, je vmes prišlo do plastifikacije materiala (jekla ali lesa).

Če smo dinamično analizo konstrukcije naredili že prej, lahko konstrukcijo sedaj obremenimo do porušitve.

8.3.1.2 Dinamična analiza – ugotavljanje lastne frekvence

Na sredini konstrukcije pritrdimo rotirajoči ekscenter, s katerim bomo v konstrukciji vzbujali nihanje. Ekscenter se vrti z določeno frekvenco. Pomike, oz. nihanja konstrukcije, merimo z vibrografom, oz. še bolje velocimetrom ali akcelerometrom, ki je usklajen z merilcem obratov ekscentra. Tako lahko točno določimo, pri katerih obratih (frekvenci) pride konstrukcija v resonanco – torej niha z lastno frekvenco.

Ekscenter mora biti trdno pritrjen na leseno ploščo, da ne prihaja do dodatnih pomikov med ekscentrom in ploščo, s tem pa do dušenja nihanja.

Lastna frekvenca konstrukcije je namreč zelo pomemben podatek. EC5 v točki 7.3.3 določa kriterije za medetažne konstrukcije. Za tiste, ki imajo lastno frekvenco nižjo od 8 Hz, je treba izvesti posebno preiskavo – sodeč po rezultatih računskih modelov, sem potencialno spada tudi naša konstrukcija.

Če je lastna frekvenca konstrukcije prenizka, jo moramo zvišati. Bodisi s povečanjem togosti konstrukcijskega sistema ali pa z dodajanjem mase (recimo betonski estrih na vrhu). Možnost načeloma predstavlja tudi sipanje energije v obliki trenja, na stikih med kabli in distančnikom.

9 ZAKLJUČKI

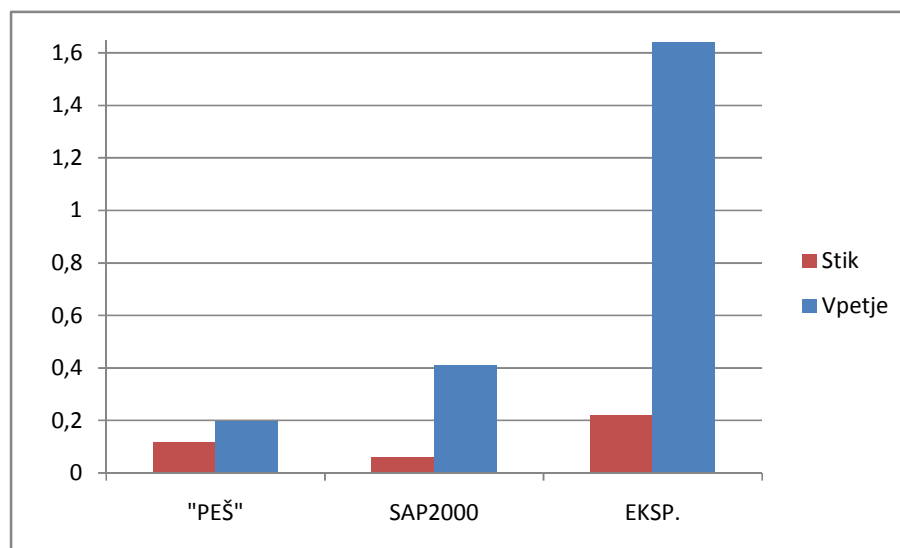
V nalogi je bila opravljena analiza prednapete križno lepljene lesene plošče. Konstrukcijski sistem je bil preverjen z vidika MSU in MSN. Poleg tega pa je zasnovan tako, da se plošče lahko zlagajo skupaj v večje površine.

Končni rezultati so precej obetavni, saj konstrukcijski sistem izpolnjuje vse zahteve standarda EC5, razen zahtev za nihajne čase konstrukcije. Analiza slednjih sicer ni najbolj zanesljiva, saj bi bilo v računalniškem modelu potrebno modelirati tudi enosmerni (samo tlačni) stik in trenje v distančniku. Vendar je dejstvo, da so konstrukcije z majhno maso bolj podvržene nihanju kot masivnejše. Ena od najbolj osnovnih možnosti za rešitev problema je povečanje mase konstrukcije. Vendar pa takšen ukrep na žalost potegne za seboj še kup drugih. Druga, bolj enostavna možnost pa je skrajšanje razpona – analiza je bila namreč opravljena za največji možni razpon 13,5 m. Krajši razponi pa imajo tudi krajše nihajne čase.

Lezenje lesa lahko pomeni problem zaradi narave materiala. V tokrat obravnavanih, preliminarnih preiskavah nismo opazovali reoloških pojavov. Ti bi zahtevali ponovno, poglobljeno obravnavo osnih deformaciji pri trajnih obremenitvah. Žal pa je v literaturi malo rezultatov takšnih preiskav. Če upoštevamo zgolj določila standarda EC5, nam lezenje lesa načeloma ne povzroča težav. Višje razrede uporabnosti lahko konstrukcija doseže z večanjem premera jeklenega kabla. Vendar s tem večamo tudi maso. Masa ene prednapete plošče, ki spada v 1. razred uporabnosti, znaša 524 kg. Masa plošče, ki izpolnjuje pogoje 3. razreda, pa 647 kg. Vendar na tem mestu nekoliko podvomimo o zahtevah standarda. EC5 namreč ne predvideva prednapetih lesenih konstrukcij; v slednjih pa so zelo visoke tlačne obremenitve prisotne čez vso življenjsko dobo konstrukcije. V kolikor bi na dolgi rok v takšnih konstrukcijah prihajalo do večjega lezenja lesa, kot ga predvidimo z EC5, bi bilo treba temu primerno izračunati tudi sile prednapetja.

Preglednica 6: Primerjava pomikov v detajlih

Detajl:	Vpetje [cm]	Stik [cm]
"PEŠ"	0,196	0,115
SAP2000	0,409	0,059
EKSP.	1,638	0,218



Slika 9.1 Graf pomikov v detajlih stika kabla in distančnika ter vpetja kabla v ploščo

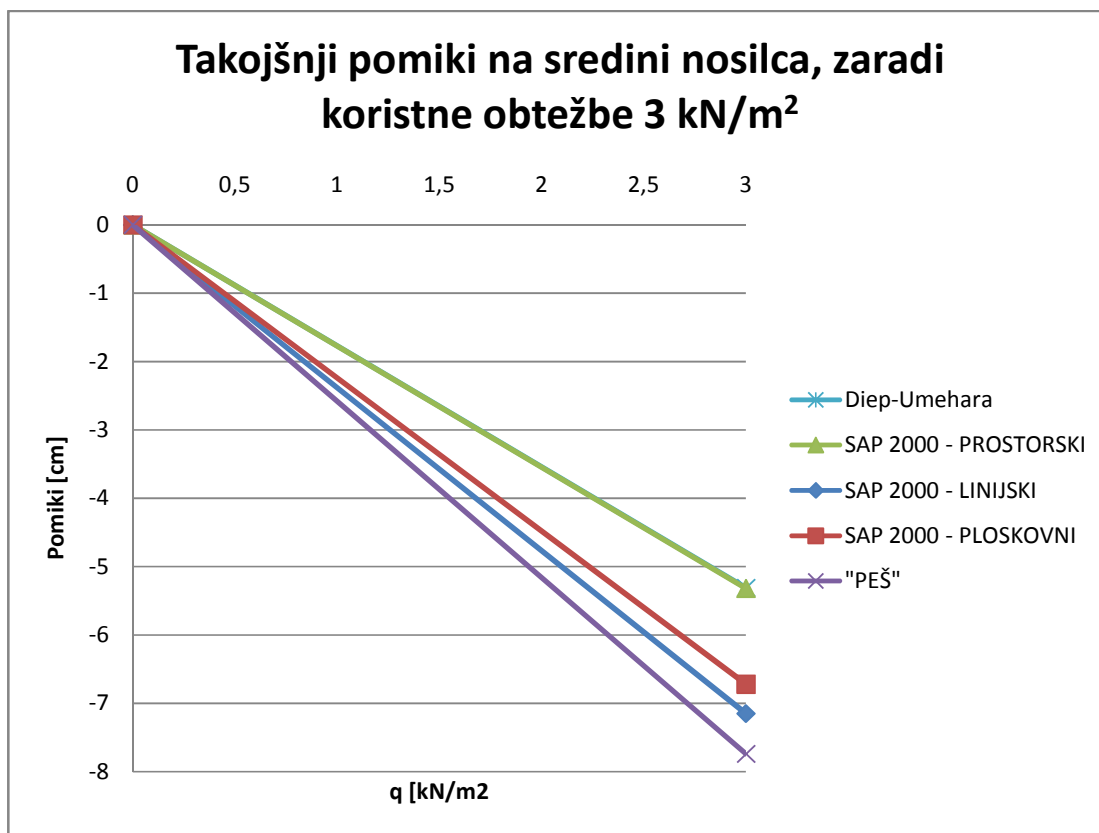
Opravljen sta bila dva eksperimenta: stika med lesenim distančnikom in jeklenim kablom ter vpetja kabla v leseno ploščo. Rezultati eksperimenta za vpetje kabla so precej večji od tistih, ki jih izračunamo tako z enostavnim postopkom, kot z metodo končnih elementov. Tako veliko odstopanje je možno zaradi velikega raztrosa rezultatov, kar je pri lesu pogosto. Možno pa je tudi zaradi različne količine vlage v lesu. Vlaga preizkušancev nismo merili, poleg tega pa tudi nismo opravljali dodatnih meritev elastičnega modula lesa. Oba matematična modela detajlov sta narejena na podlagi največjega elastičnega modula. Možno je, da je bil elastični modul preizkušancev nižji. Nekaj prispeva tudi ne-upoštevanje luknje v jekleni plošči v računskem modelu. Vendar rezultati eksperimenta vpetja kljub vsemu preveč odstopajo od ostalih. Eksperiment bi bilo zato smiselno ponoviti, oziroma celo izvesti preiskave na več preizkušancih, predvsem pa na polnem in ne samo polovičnem modelu vpetja. Do opazne razlike prihaja tudi med modeloma po metodi končnih elementov in računski metodi. Oba modela v programu SAP 2000 sta narejena s ploskovnimi končnimi elementi, ker se modeli s prostorskimi elementi niso obnesli najbolje. Dobro bi bilo narediti še modela detajlov v kakem drugem programu in uporabiti prostorske končne elemente.

Izgube sile v detajlih (poglavje 7) so izračunane na podlagi najmanjših izgub, ki jih dobimo z enostavnimi računskimi modeli. Vendar so te izgube nepovratne. Če bi se kasneje izkazalo, da smo v računu obravnavali premajhne izgube, bi lahko zgolj popravili osnovno višino

nadvišanja. Nepovratne izgube namreč ne vplivajo na izpolnjevanje kriterijev za končne pomike. Poleg tega bi lahko izgube občutno zmanjšali že med proizvodnim procesom, tako da bi konstrukcijo ali njene dele predhodno obremenili in kasneje takoj dosegli dober stik med elementi. Npr. namesto popolnega vrtanja ležišč za jeklene kable na distančnikih, bi ležišča samo delno izvrtali (manjši premer luknje), potem pa predhodno obremenili (in obenem povečali premer polkrožnih lukenj do končne vrednosti) ter se tako znebili kasnejših izgub pri naleganju kabla. Podoben postopek bi lahko uporabili tudi za vpetje kabla v ploščo, kjer bi jekleni profil vtisnili na (na vogalih ne-porezkan) rob plošče. Tako bi se sila iz kabla takoj prenesla prek celega lesenega prereza in izgub na račun zmanjšanega efektivnega prereza vpetja sploh ne bi bilo.

Preglednica 7: Takojšnji pomiki na sredini plošče, pri koristni obtežbi

Računski model	q [kN/m²]	u [cm]
<i>FRAME (SAP2000)</i>	3,00	-7,15
<i>SHELL (SAP2000)</i>	3,00	-6,72
<i>SOLID (SAP2000)</i>	3,00	-5,32
<i>"PEŠ"</i>	3,00	-7,74
<i>Diep-Umehara</i>	3,00	-5,31



Slika 9.2: Graf pomikov različnih računskih modelov zaradi koristne obtežbe

Nujno bi bilo treba narediti še eksperimentalni model v merilu 1 : 1. Že v eksperimentih detajlov se je izkazalo, da sistem zaradi mehanskih lastnosti lesa, potrebuje nekaj dodatnih (težko predvidljivih) deformacij, da začnejo stiki med posameznimi elementi dobro delovati, torej da se začne konstrukcija obnašati elastično. Pomiki celotne konstrukcije, ki smo jih dobili iz različnih modelov, so sicer relativno konsistentni (vsaj v primerjavi z rezultati modelov detajlov), saj znaša vrednost najmanjšega dobljenega pomika približno 70 % vrednosti največjega. Model s prostorskimi končnimi elementi v SAP-u in model po metodi Diep-Umehara dajeta praktično enake rezultate za pomike. Najbolj konzervativne rezultate daje enostaven (»peš«) računski model. To smo tudi pričakovali, saj model ne upošteva upogibne togosti plošče. Diep-Umehara model pa daje manjše pomike od pričakovanih. Namreč tudi ta model ne upošteva upogibne togosti plošče. Vendar iz rezultatov obeh opravljenih eksperimentov detajlov vidimo, da lahko rezultati matematičnih modelov precej odstopajo od izmerjenih vrednosti.

Preglednica 8: Primerjava notranjih sil in pomikov za različne modele, narejene v programu SAP 2000

"FRAME" MODEL										
		PLOŠČA							DISTANČNIKA (skupaj)	KABLA (skupaj)
		M [kNm]	V [kN]	N _H [kN]	u _{inst} [cm]	t [s]	f [1/s]	N _v [kN]	N _r [kN]	
g + P		-0,95	0,58	-25,69	3,60	0,2820	3,5458	-0,86	25,73	
q	linijska	1,78	2,37	-113,40	-7,15			-4,37	113,60	
	točkovna	3,25	4,43	-114,13	-7,42			-4,39	114,33	
MSU	linijska	1,27	2,59	-134,92	-3,68			-5,23	135,15	
	točkovna	2,55	4,63	-135,66	-3,96			-5,25	135,89	
MSN	linijska	1,92	3,80	-197,10	-6,06			-7,72	197,44	
	točkovna	3,94	6,91	-198,20	-6,47			-7,75	198,55	
"SHELL" MODEL										
		PLOŠČA							DISTANČNIKA (skupaj)	KABLA (skupaj)
		M [kNm]	V [kN]	N _H [kN]	u _{inst} [cm]	t [s]	f [1/s]	N _v [kN]	N _r [kN]	
g + P		-2,45	1,32	-27,00	3,64	0,2264	4,4177	-0,79	26,45	
q	linijska	1,90	2,82	-113,28	-6,72			-4,37	113,50	
	točkovna	3,56	4,38	-114,48	-7,01			-4,40	114,40	
MSU	linijska	1,30	2,04	-135,48	-3,33			-5,25	135,68	
	točkovna	2,62	4,50	-136,08	-3,62			-5,29	136,58	
MSN	linijska	2,13	3,72	-196,38	-7,23			-7,70	196,86	
	točkovna	4,55	6,60	-197,88	-7,66			-7,74	198,21	
"SOLID" MODEL										
		PLOŠČA							DISTANČNIKA (skupaj)	KABLA (skupaj)
		u _{inst} [cm]			t [s]	f [1/s]	N _v [kN]	N _r [kN]		
g + P		3,65			0,3446	2,9019	-1,23	35,64		
q	linijska	-5,32					-3,83	100,34		
	točkovna	-5,61					-3,84	100,38		
MSU	linijska	-1,77					-5,04	130,88		
	točkovna	-2,06					-5,06	130,92		
MSN	linijska	-4,84					-7,19	184,79		
	točkovna	-5,27					-7,21	184,85		

Na koncu lahko rečemo, da začetne raziskave in analize kažejo na možnost uporabe konstrukcijskega sistema v praksi. Trenutno sta odprti predvsem dve neznanki: vibracije konstrukcije in dolgoročni učinki velikih osnih obremenitev lesenih plošč. Obe potrebujeta še

precej nadaljnjih raziskav. Predvsem pa je zaradi narave materiala v bodoče nujno potrebno vse teoretične raziskave podpreti tudi z eksperimentalno analizo.

VIRI

Beg D. 1999. Projektiranje jeklenih konstrukcij po evropskem predstandardu ENV 1993-1-1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 219 str.

Bejtka I, Blaß H. J.. 2006. Self-tapping screws as reinforcements in beam supports. International council for research and innovation in building and construction, working commission W18a – timber structures. Meeting thirty-nine: 12 str.

Bohannon B. 1964. Prestressed laminated wood beams. Forest Products Laboratory, Forest service U. S. Department of Agriculture: 31 str.

Bratina S. 2006. Lesene konstrukcije II, vaje. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG

Bratina S. 2007. Masivne konstrukcije II, 10. vaja: Računa na progi prednapetih nosilcev po sistemu Hoyer. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 21 str.

Bronštejn I. N., Semendjajev K. A., Musiol G., Mühlig H. 1997. Matematični priročnik. Ljubljana, Tehniška založba Slovenije: 967 str.

Brunner M. 2000. On The Plastic Design Of Timber Beams With A Complex Cross-Section. World Conference on Timber Engineering 2000: 7 str.

Clouston P. L., Lam F. 2000. Deflections Computational modeling of strand-based wood composites in compression. World Conference on Timber Engineering 2000: 7 str.

Diep B. K., Niwa J. 2006. Prediction of loading-included stress in unbonded tendons at ultimate. Doboku Gakkai Ronbunshuu E Vol.62 No.2, 428-443

Diep B. K., Umehara H. 2002. Non-linear analysis of externally prestressed concrete beams. Electronic Journal of Structural Engineering, 2 (2002). Str 85-96.
<http://www.ejse.org/> (5. 2. 2008)

EUROCODE 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 1. del: Osnove projektiranja (prevzet po ENV 1991-1:1994 z metodo platnice). SISTE ENV 1991-1. 1998: 85 str.

EUROCODE 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – Del 2-1: Vplivi na konstrukcije – Gostote, lastna teža in koristne obtežbe (prevzet po ENV 1991-2-1:1995 z metodo platnice). SISTE ENV 1991-2-1. 1998: 37 str.

EUROCODE 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN EN 1992-1-1. 2004: 225 str.

EUROCODE 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. CEN EN 1995-1-1. 2004: 123 str.

Flajs R. 2004. Mehanika trdnih teles – vaje. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG

Flajs R. 2004. Trdnost - vaje. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG

Gerwick B. C. 1993. Construction of prestressed concrete structures. New York: John Wiley & Sons: 591 str.

Korin U. 1990. Timber in compression perpendicular to grain. International council for building research studies and documentation, working commission W18a – timber structures. Meeting twenty-three: 14 str

Lopatič J. 2006. Lesene konstrukcije, predavanja. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG

MacLean K. J. N. 2007. Post-fire assesment of unbonded post-tensioned concrete slabs: Strand deterioration and prestress loss. Queen's University, Kingston, Ontario, Canada: 181 str.

Massivholz GmbH, KLH 2007. Statika (katalog proizvajalca Massivholz GmbH)

Nawy E. G. 2000. Prestressed concrete: a fundamental aproach. Upper Saddle River: Prentice Hall: 938 str.

Olsson N. 2000. Reliability and optimisation of glued laminated timber arches. World Conference on Timber Engineering 2000: 7 str.

Rombach G. A. 2003. Spannbetonbau. Berlin: Ernst & Sohn: 534 str.

Saje F. 2002. Masivne konstrukcije I, Učbenik za predmet Masivne konstrukcije I v 3. letniku študija gradbeništva 1- 7 del.

Saje F. 2003. Masivne konstrukcije I – vaje. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG

Saje F. 2003. Masivne konstrukcije I, Učbenik za predmet Masivne konstrukcije I v 3. letniku študija gradbeništva (I. del še nepregledanega osnutka) (točke 1 do 5.4.1).

Saje F. 2003. Masivne konstrukcije I, Učbenik za predmet Masivne konstrukcije I v 3. letniku študija gradbeništva (I. del še nepregledanega osnutka) (točke 1 do 5.4.1).

Srpčič J., Srpčič S., Turk G. 2000. Deflections of glulam beams in changing humidity. World Conference on Timber Engineering 2000: 7 str.

Srpčič S. 2003. Mehanika trdnih teles. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 651 str.

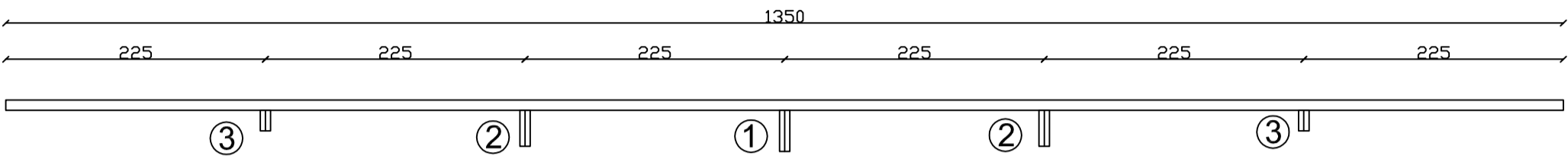
Tomažević M. 1991. Uvod v eksperimentalno analizo gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FAGG. 224 str.

Würth 2007. Das komplette Holzverbinder-und Dachdecker-Programm (katalog porizvajalca Würth)

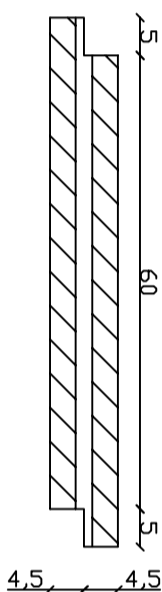
Žarnić R. 2006. Eskperimentalna analiza konstrukcij – podloge za predavanja. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG

M 1:50

Osnovna plošča z distančniki

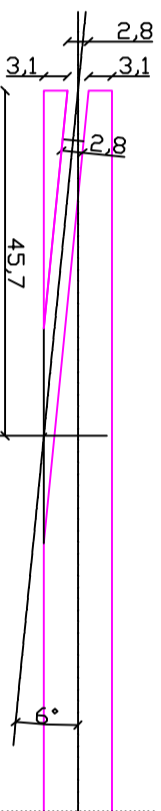
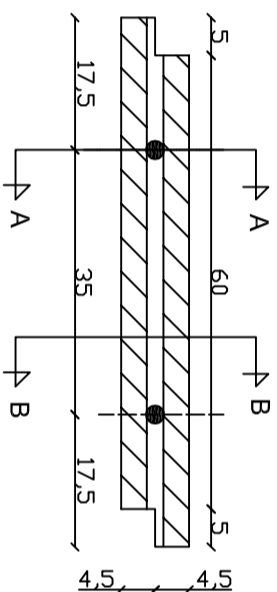


Prerez glavne lesene plošče

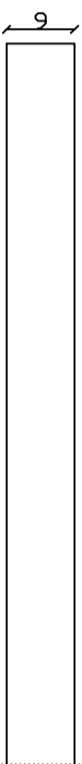


M 1:10

Detajl izvedbe luknje na krajnih robovih plošče



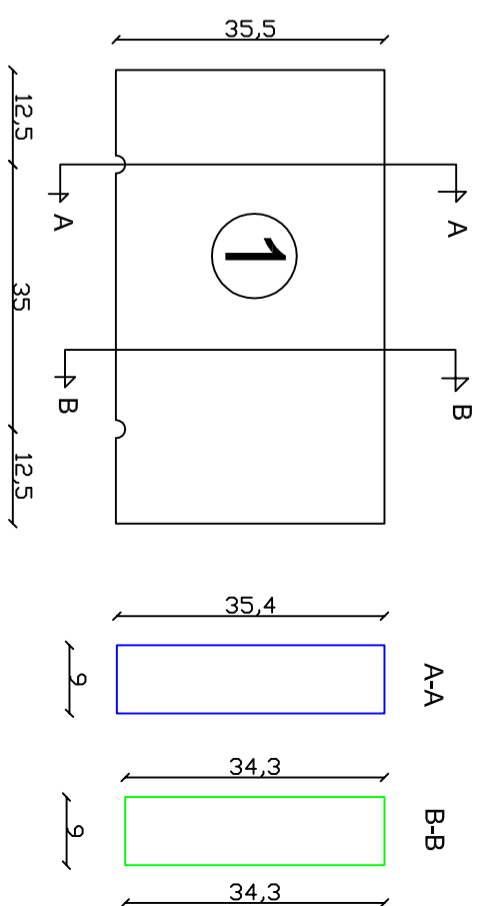
A-A



B-B

M 1:10

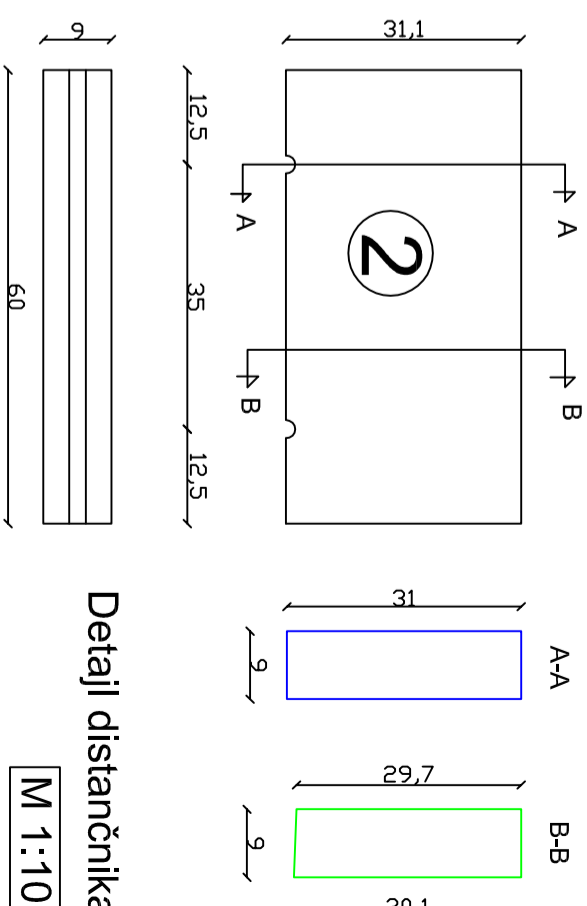
1



Detajl distančnika

M 1:10

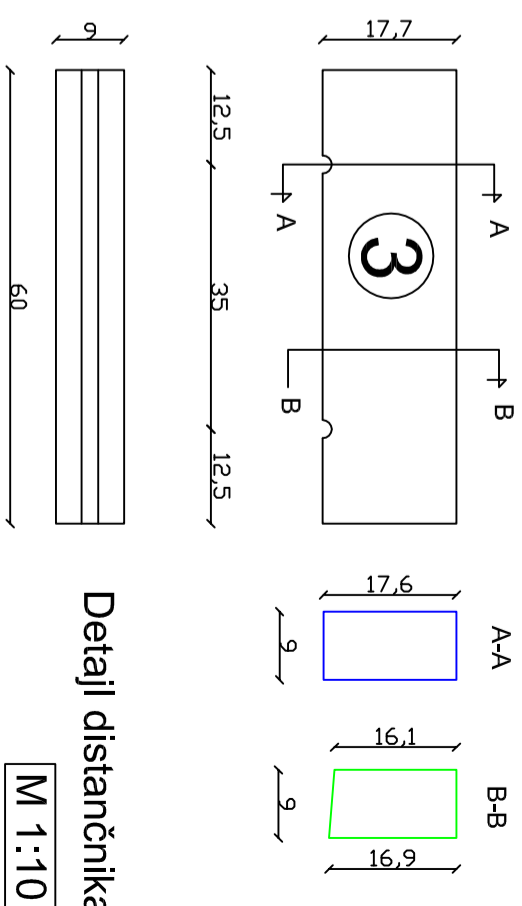
2



Detajl distančnika

M 1:10

3



Detajl distančnika

M 1:10

Vrsta konstrukcije: SISTEM PREDNAPETE KRIŽNO VEZANE LESENE PLOŠČE
 Vrsta načrta: DELAVNIŠKI NAČRT GLAVNE PLOŠČE IN DISTANČNIKOV
 Projektiral: IZTOK ŠUŠTERŠIČ
 Risal: IZTOK ŠUŠTERŠIČ
 Datum: MAJ 2008

PRILOGA A: Delavniški načrti za izdelavo lesene plošče

Merilo: različno