

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Toporiš, M., 2016. Analiza sovprežnega nosilca preko dveh polj. Diplomski nalogi. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Može, P.): 44 str.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5950/>

Datum arhiviranja: 28-09-2016

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Toporiš, M., 2016. Analiza sovprežnega nosilca preko dveh polj. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Može, P.): 44 pp.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5950/>

Archiving Date: 28-09-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO**

Kandidat:

MATEJ TOPORIŠ

**ANALIZA SOVPREŽNEGA NOSILCA PREKO DVEH
POLJ**

Diplomska naloga št.: 276/B-GR

ANALYSIS OF COMPOSITE BEAM OVER TWO SPANS

Graduation thesis No.: 276/B-GR

Mentor:

doc. dr. Primož Može

Ljubljana, 22. 09. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Spodaj podpisani študent Matej Toporiš, vpisna številka 26110175, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: Analiza sovprežnega nosilca preko dveh polj.

IZJAVLJAM

1. *Obkrožite eno od variant a) ali b)*

a) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;

b) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;

2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;

3. da sem pridobil/-a vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil/-a;

4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal/-a v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil/-a soglasje etične komisije;

5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;

6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;

7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

V Ljubljani, 15.9.2016

Podpis študenta:

Matej Toporiš

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.072.2(043.2)
Avtor:	Matej Toporiš
Mentor:	doc. dr. Primož Može
Naslov:	Analiza sovprežnega nosilca preko dveh polj
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	44 str., 36 sl., 37 preg., 35 diag.
Ključne besede:	plastična analiza, elastična analiza, sovprežni nosilec

Izvleček

V diplomski nalogi je obravnavan sovprežni nosilec jeklo-beton preko dveh polj, ki je del stropne konstrukcije v stavbi. Obravnavana je faza montaže, ko je nosilec v času betoniranja nepodprt in ko je nosilec v času betoniranja podprt na polovici razpona. V končnem stanju je pri kontroli mejnega stanja nosilnosti narejena plastična in elastična analiza nosilnosti prereza, pri slednji z upoštevanjem obeh stanj v fazi montaže. Notranje sile so izračunane z linearno elastično globalno analizo. Naloga zajema problematiko prisotnosti negativnih upogibnih momentov v sovprežnem nosilcu, katerim je pri dimenzioniranju potrebno posvetiti posebno pozornost. Pri kontroli mejnega stanja uporabnosti je narejena analiza pomikov z upoštevanjem obeh stanj v fazi montaže.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.072.2(043.2)

Author: Matej Toporiš

Supervisor: assist. prof. Primož Može, Ph.D.

Title: Analysis of composite beam over two spans
Document type: Graduation thesis – University Studies

Notes: 44 p., 36 fig., 37 tab., 35 diag.

Keywords: plastic analysis, elastic analysis, composite beam

Abstract

The graduation thesis deals with a steel-concrete composite beam over two spans, being part of the floor structure of a building. The following two scenarios examined at the construction stage during concreting: the beam is un-propped, the beam is propped in the mid-span. The elastic and plastic analysis of the bending resistance of the composite beam, performed considering both construction stages. Internal forces have been calculated using the linear elastic global analysis. Furthermore, the thesis covers the presence of negative bending moments in the composite beam, which need to be paid particular attention in the design stage. The deflections were analysed in the serviceability limit state, taking into account both stages.

ZAHVALA

Za pomoč in podporo pri izdelavi diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Primožu Možetu, ki mi je pri izdelavi diplomske naloge namenil veliko časa in strokovne pomoči.

Zahvaljujem se tudi družini, prijateljem in vsem, ki so me podpirali med študijem in pri izdelavi diplomske naloge.

Hvala Tjaši, za potrpežljivost tekom mojega študija.

KAZALO VSEBINE

Izjave	III
Bibliografsko – dokumentacijska stran in izvleček	V
Bibliographic – documentalistic information and abstract	VII
Zahvala	IX
1 UVOD	1
2 VHODNI PODATKI ANALIZE	2
2.1 Geometrijske karakteristike elementov	2
2.2 Karakteristike materialov	2
2.3 Obtežbe	3
2.3.1 Lastna teža	3
2.3.2 Stalna teža	3
2.3.3 Koristna obtežba	3
2.3.4 Obtežba v fazi montaže	3
3 MEJNO STANJE NOSILNOSTI V FAZI MONTAŽE	4
3.1 Nosilec je v času betoniranja nepodprt	4
3.1.1 Obremenitve in notranje statične količine	4
3.1.2 Mejno stanje nosilnosti in kontrole	5
3.1.3 Kontrola bočne zvrnitve	6
3.2 Nosilec je v času betoniranja podprt na sredini razpona	7
3.2.1 Obremenitve in notranje statične količine	7
3.2.2 Mejno stanje nosilnosti in kontrole	8
3.2.3 Kontrola bočne zvrnitve	8
4 MEJNO STANJE NOSILNOSTI V KONČNEM STANJU	9
4.1 Vpliv krčenja in lezenja betona	9
4.2 Vplivi razpokanosti betona	9
4.3 Omejena razporeditev notranjih sil	10
4.4 Sodelujoče širine	10
4.4.1 Določitev sodelujoče širine v polju	11
4.4.2 Določitev sodelujoče širine nad podporo	11
4.5 Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca	11
4.5.1 Sovprežni prerez v polju	11
4.5.2 Sovprežni prerez nad podporo – nerazpokan beton	12
4.5.3. Sovprežni prerez nad podporo – razpokan beton	13
4.6 Plastična analiza nosilnosti prereza	15
4.6.1 Obremenitve in notranje statične količine	15
4.6.1.1 Nerazpokan prerez	15

4.6.1.2	Razpokan prerez	16
4.6.1.3	Merodajne količine za plastično analizo	17
4.6.2	Mejno stanje nosilnosti in kontrole	18
4.6.3	Kontrola bočne zvrnitve.....	20
4.6.4	Kontrola vzdolžnega striga – kontrola čepov	21
4.7	Elastična analiza	23
4.7.1	Obremenitve v fazi montaže	23
4.7.2	Obremenitve v končnem stanju.....	24
4.7.3	Kontrola razpokanosti prereza	25
4.7.3.1	Brez podpiranja v fazi montaže	26
4.7.3.2	S podpiranjem v fazi montaže	27
4.7.4	Notranje statične količine	27
4.7.4.1	Obremenitev P.....	27
4.7.4.2	Obremenitev GS.....	28
4.7.4.3	Obremenitev Q	29
4.7.4.4	Merodajne količine za analizo	30
4.7.5	Izračun normalnih napetosti	30
4.7.5.1	Brez podpiranja v fazi montaže	33
4.7.5.2	S podpiranjem v fazi montaže	34
4.7.6	Mejno stanje nosilnosti in kontrole	35
4.7.7	Kontrola bočne zvrnitve.....	35
4.7.8	Kontrola vzdolžnega strig – kontrola čepov	36
4.7.8.1	Brez podpiranja v fazi montaže	36
4.7.8.2	S podpiranjem v fazi montaže	37
5	MEJNO STANJE UPORABNOSTI (MSU).....	39
5.1	Analiza pomikov	39
5.1.1	Brez podpiranja v fazi montaže.....	39
5.1.2	S podpiranjem v fazi montaže.....	41
6	ZAKLJUČEK.....	43
VIRI	44

KAZALO SLIK

Slika 1: Model sovprežnega nosilca za obravnavo	2
Slika 2: Geometrija sovprežnega prereza	2
Slika 3: Geometrija jeklenega profila, čepov in betonske plošče	2
Slika 4: Razpored obtežb - primer 3.1.1 a	4
Slika 5: Razpored obtežb - primer 3.2.1 b	4
Slika 6: Bočno podpiranje nosilca	6
Slika 7: Tlačen pas jeklenega prereza pri bočni zvrnitvi	6
Slika 8: Razpored obtežb - primer 3.2.1 a	7
Slika 9: Razpored obtežb - primer 3.2.1 b	7
Slika 10: Globalna analiza z razpokanim prerezom - poenostavljena metoda	10
Slika 11: Prerazporeditev notranjih sil	10
Slika 12: Določitev sodelujoče širine [1]	10
Slika 13: Geometrijske karakteristike - primer 4.5.1	11
Slika 14: Geometrijske karakteristike - primer 4.5.2	12
Slika 15: Geometrijske karakteristike - primer 4.5.3	14
Slika 16: Razpored obtežb - primer 4.6.1.1 a	15
Slika 17: Razpored obtežb - primer 4.6.1.1 b	15
Slika 18: Plastična razporeditev napetosti pri pozitivnem momentu	18
Slika 19: Plastična razporeditev napetosti pri negativnem momentu	19
Slika 20: Vzdolžna strižna sila pri plastični teoriji	22
Slika 21: Razporeditev čepov pri plastični analizi	23
Slika 22: Razpored obtežbe - primer 4.7.1 a	24
Slika 23: Razpored obtežbe - primer 4.7.1 b	24
Slika 24: Razpored obtežbe - primer 4.7.3 a	25
Slika 25: Razpored obtežbe - primer 4.7.3 b	25
Slika 26: Razpored obtežbe - primer 4.7.3 c	26
Slika 27: Razpored obtežbe - primer 4.7.4.1	27
Slika 28: Razpored obtežbe - primer 4.7.4.2	28
Slika 29: Razpored obtežbe - primer 4.7.4.3 a	29
Slika 30: Razpored obtežbe - primer 4.7.4.3 b	29
Slika 31: Oznake razdalj odpornostnih momentov a	31
Slika 32: Oznake razdalj odpornostnih momentov b	31
Slika 33: Razpored obtežb - primer 5.1.1 a	39
Slika 34: Razpored obtežb - primer 5.1.1 b	40
Slika 35: Razpored obtežb - primer 5.1.2 a	41
Slika 36: Razpored obtežb - primer 5.1.1 b	41

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 3.1.1 a	4
Preglednica 2: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 3.1.1 b	5
Preglednica 3: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 3.2.1 a	7
Preglednica 4: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 3.2.1 b	8
Preglednica 5: Vrednosti razporeditve negativnih momentov nad podporo	10
Preglednica 6: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.6.1.1 a	15
Preglednica 7: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.6.1.1 b	16
Preglednica 8: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.6.1.2 a	17
Preglednica 9: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.6.1.2 b	17
Preglednica 10: Vrednosti reduc. notranjih statičnih količin - primer 4.6.1.2 b	17
Preglednica 11: Vrednosti merodajnih notranjih statičnih količin za plastično analizo	17
Preglednica 12: Maksimalna višina neobetoniranega jeklenega elementa [mm]	21
Preglednica 13: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.1 a	24
Preglednica 14: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.1.1 b	24
Preglednica 15: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.3 a	25
Preglednica 16: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.3 b	26
Preglednica 17: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.3 c	26
Preglednica 18: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.1	27
Preglednica 19: Vrednosti reduc. notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.1	28
Preglednica 20: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.2	28
Preglednica 21: Vrednosti reduc. notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.2	28
Preglednica 22: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.3 a	29
Preglednica 23: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.3 b	29
Preglednica 24: Vrednosti reduc. notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.3 b	30
Preglednica 25: Vrednosti merodajnih notranjih statičnih količin za elastično analizo a	30
Preglednica 26: Vrednosti merodajnih notranjih statičnih količin za elastično analizo b	30
Preglednica 27: Vrednosti odpornostnih momentov a	31
Preglednica 28: Vrednosti odpornostnih momentov b	32
Preglednica 29: Vrednosti normalnih napetosti po prerezu - primer 4.7.5.1	33
Preglednica 30: Vrednosti normalnih napetosti po prerezu - primer 4.7.5.2	34
Preglednica 31: Velikost strižnega toka po nosilcu - primer 4.7.8.1	36
Preglednica 32: Velikost vzdolžne strižne sile – primer 4.7.8.1	37
Preglednica 33: Razpored čepov – primer 4.7.8.1	37
Preglednica 34: Velikost strižnega toka po nosilcu - primer 4.7.8.2	38
Preglednica 35: Velikost vzdolžne strižne sile – primer 4.7.8.2	38
Preglednica 36: Razpored čepov – primer 4.7.8.2	38
Preglednica 37: Primerjava plastičnih nosilnosti	43

KAZALO DIAGRAMOV

Diagram 1: Notranje statične količine - primer 3.1.1. a.....	4
Diagram 2: Notranje statične količine - primer 3.1.1. b.....	4
Diagram 3: Notranje statične količine - primer 3.2.1. a.....	7
Diagram 4: Notranje statične količine - primer 3.2.1. b.....	8
Diagram 5: Notranje statične količine - primer 4.6.1.1 a.....	15
Diagram 6: Notranje statične količine - primer 4.6.1.1 b.....	16
Diagram 7: Notranje statične količine - primer 4.6.1.2 a.....	16
Diagram 8: Notranje statične količine - primer 4.6.1.2 b.....	17
Diagram 9: Reduc. notranje statične količine - primer 4.6.1.2 b.....	17
Diagram 10: Notranje statične količine - primer 4.7.1 a.....	24
Diagram 11: Notranje statične količine - primer 4.7.1 b.....	24
Diagram 12: Notranje statične količine - primer 4.7.3 a.....	25
Diagram 13: Notranje statične količine - primer 4.7.3 b.....	25
Diagram 14: Notranje statične količine - primer 4.7.3 c.....	26
Diagram 15: Notranje statične količine - primer 4.7.4.1.....	27
Diagram 16: Reduc. notranje statične količine - primer 4.7.4.1.....	27
Diagram 17: Notranje statične količine - primer 4.7.4.2.....	28
Diagram 18: Reduc. notranje statične količine - primer 4.7.4.2.....	28
Diagram 19: Notranje statične količine - primer 4.7.4.3 a.....	29
Diagram 20: Notranje statične količine - primer 4.7.4.3 b.....	29
Diagram 21: Reduc. notranje statične količine - primer 4.7.4.3 b.....	30
Diagram 22: Potek normalnih napetosti po prerezu v polju - primer 4.7.5.1.....	33
Diagram 23: Potek normalnih napetosti po prerezu nad podporo - primer 4.7.5.1.....	33
Diagram 24: Potek normalnih napetosti po prerezu v polju - primer 4.7.5.2.....	34
Diagram 25: Potek normalnih napetosti po prerezu nad podporo - primer 4.7.5.2.....	34
Diagram 26: Potek strižnega toka - primer 4.7.8.1.....	36
Diagram 27: Poenostavljen potek strižnega toka po nosilcu – primer 4.7.8.1.....	37
Diagram 28: Potek strižnega toka - primer 4.7.8.1.....	37
Diagram 29: Poenostavljen potek strižnega toka po nosilcu – primer 4.7.8.1.....	38
Diagram 30: Pomiki - primer 5.1.1.a.....	39
Diagram 31: Pomiki - primer 5.1.1 b.....	40
Diagram 32: Pomiki - primer 5.1.1 c.....	40
Diagram 33: Pomiki - primer 5.1.2.a.....	41
Diagram 34: Pomiki - primer 5.1.2. b.....	41
Diagram 35: Pomiki - primer 5.1.2 c.....	42

1 UVOD

V diplomski nalogi obravnavamo sovprežni nosilec, ki je del sovprežne plošče. Plošča je del objekta, ki je namenjen pisarniškim dejavnostim. Sovprežni nosilec poteka preko dveh polj, z razponom 15 m.

Sovprežni nosilci zelo dobro prenašajo pozitivne momentne obremenitve, saj tlačne napetosti prevzame betonska plošča, natezne pa jekleni nosilec. Ker v obravnavanem primeru sovprežni nosilec poteka preko dveh polj, kot kontinuirana konstrukcija, nad sredinsko podporo pride do negativnih momentnih obremenitev. Evrokod 4 [1] dovoljuje reduciranje negativnih momentov. Kljub temu, je potrebno temu delu konstrukcije še posebej posvetiti pozornost, saj pride do nateznih napetosti v betonu, natezna trdnost betona pa je v primerjavi s tlačno zelo nizka. V primeru zadosti velikih negativnih momentov, lahko betonska plošča razpoka, kar vpliva na upogibno togost konstrukcije.

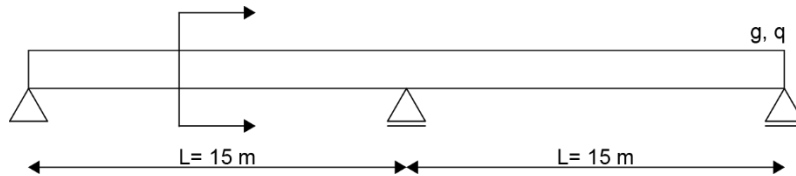
V diplomski nalogi sta obravnavana primera, ko je konstrukcija v fazi montaže dodatno podprta na sredini razpona in ko konstrukcija dodatno ni podprta.

Za določitev obremenitev konstrukcije je uporabljena linearna elastična globalna analiza izračunana s programom SAP2000, za izračun nosilnosti prereza, pa sta uporabljeni plastična in elastična analiza.

2 VHODNI PODATKI ANALIZE

2.1 Geometrijske karakteristike elementov

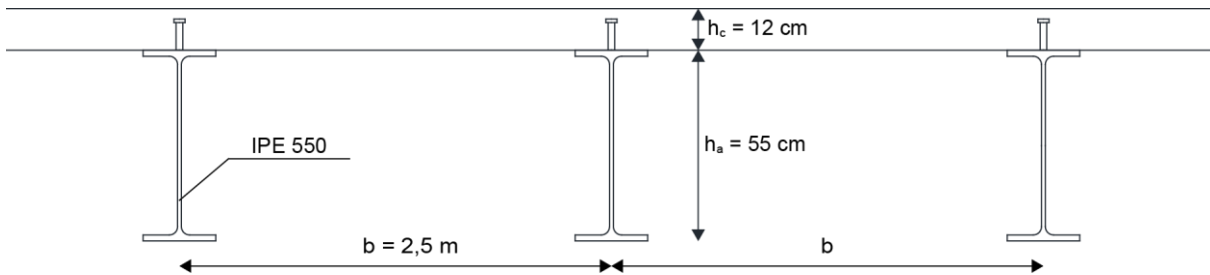
Analizo sovprežnega nosilca preko dveh polj naredimo na modelu kontinuirnega nosilca, kot je prikazano na spodnji sliki.



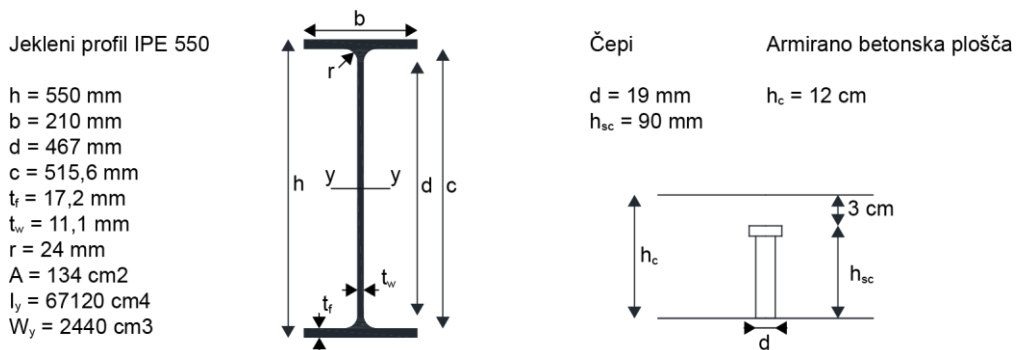
Slika 1: Model sovprežnega nosilca za obravnavo

Geometrijski podatki:

Dimenzije sovprežnega nosilca so zasnovane tako, da so kontrole nosilnosti in uporabnosti izpolnjene za najbolj neugoden primer in najbolj konzervativno analizo.



Slika 2: Geometrija sovprežnega prereza



Slika 3: Geometrija jeklenega profila, čepov in betonske plošče

Dimenzije armirano betonske plošče, ki je del sovprežnega prereza, se določajo na podlagi funkcije plošče, kot celote objekta in ne na podlagi potreb sovprežnega prereza [2].

Standard [1] podaja zahteve glede velikost zaščitnega sloja veznega sredstva, v tem primeru čepa.

2.2 Karakteristike materialov

Jeklo S235:

$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow$ karakteristična vrednost napetosti tečenja jekla

$f_u = 36 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow$ karakteristična natezna trdnost jekla

$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow$ elastični modul jekla

Beton C25/30: $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$ → karakteristična tlačna trdnost betona
 $f_{ctk} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$ → karakteristična osna natezna trdnost betona
 $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$ → srednja vrednost osne natezne trdnosti betona
 $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$ → sekantni modul elastičnosti betona

Nelson Čepi: $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$ → karakteristična natezna trdnost jekla

Armatura: $f_{sk} = 40 \text{ kN/cm}^2$ → karakteristična vrednost napetosti tečenja jekla

2.3 Obtežbe

Zaradi lažjega računanja so vse obtežbe izračunane za tekoči meter enega nosilca.

2.3.1 Lastna teža

Lastna teža jeklenega nosilca:

$$g_a = 1,060 \text{ kN/m}$$

Lastna teža betonske plošče:

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3 \qquad g_c = \gamma_c \cdot b \cdot h_c = 25 \text{ kN/m}^3 \times 2,5 \text{ m} \times 0,12 \text{ m} = 7,5 \text{ kN/m}$$

2.3.2 Stalna teža

Lastna teža tlakov:

$$g_{tl} = 1,5 \text{ kN/m}^2 \qquad g_{tl,lin} = g_{tl} \cdot b = 1,5 \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 3,75 \text{ kN/m}$$

2.3.3 Koristna obtežba

Predpostavimo da je plošča del stavbe, namenjene poslovni dejavnosti. Standard [3] podaja to kot kategorijo uporabe B – pisarne.

$$q = 3 \text{ kN/m}^2 \qquad q_{lin} = q \cdot b = 3 \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 7,5 \text{ kN/m}$$

2.3.4 Obtežba v fazi montaže

Vse obtežbe v fazi gradnje prevzame jekleni nosilec. Obtežbe se določi na podlagi standarda [4]. Standard vse obtežbe, razen lastne teže jeklenega nosilca, v fazi gradnje predpostavi kot spremenljive.

Lastna teža svežega betona:

$$\gamma_c = 26 \text{ kN/m}^3 \qquad g_c = \gamma_c \cdot b \cdot h_c = 26 \text{ kN/m}^3 \times 2,5 \text{ m} \times 0,12 \text{ m} = 7,8 \text{ kN/m}$$

Lastna teža opaža in konstrukcije, ki preprečuje bočne zvrnitve v fazi montaže:

$$g_{tl} = 0,4 \text{ kN/m}^2 \text{ (ocena)} \qquad g_{tl,lin} = g_{tl} \cdot b = 0,4 \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 1,0 \text{ kN/m}$$

Obtežba med betoniranjem:

Standard [4] podaja težo delavcev, orodja in kopičenje betona $3 \times 3 \text{ m}$, kot 10% lastne teže betona.

$$q_m = 0,10 \cdot \gamma_c \cdot h_c = 0,1 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,12 \text{ m} = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{m,lin} = q_m \cdot b = 0,75 \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 1,88 \text{ kN/m}$$

3 MEJNO STANJE NOSILNOSTI V FAZI MONTAŽE

3.1 Nosilec je v času betoniranja nepodprt

3.1.1 Obremenitve in notranje statične količine

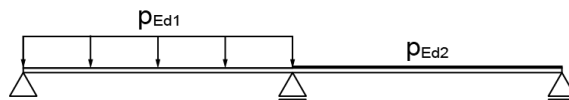
V fazi gradnje vso obtežbo prevzame jekleni nosilec.

a) Največji moment v polju:

$$p_{Ed1} = 1,35 g_a + 1,5 (g_c + g_{op,lin} + q_{m,lin})$$

$$= 1,35 \times 1,06 \text{ kN/m} + 1,5 \times (7,8 \text{ kN/m} + 1,0 \text{ kN/m} + 1,875 \text{ kN/m}) = 17,444 \text{ kN/m}$$

$$p_{Ed2} = 1,35 \times g_a = 1,35 \times 1,06 \text{ kN/m} = 1,431 \text{ kN/m}$$



Slika 4: Razpored obtežb - primer 3.1.1 a

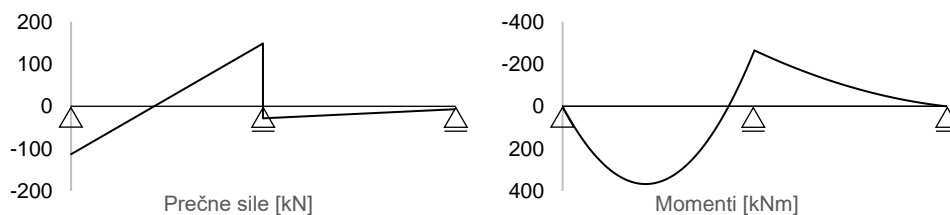


Diagram 1: Notranje statične količine - primer 3.1.1. a

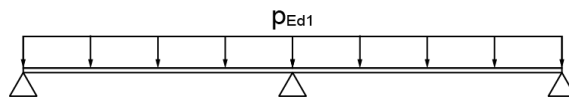
M_{max}	[kNm]	367,31	v prvem polju
M_{min}	[kNm]	-264,42	nad sredinsko podporo
V_{max}	[kN]	148,46	nad sredinsko podporo

Preglednica 1: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 3.1.1 a

b) Največji moment nad podporo:

$$p_{Ed1} = 1,35 g_a + 1,5 (g_c + g_{op,lin} + q_{m,lin})$$

$$= 1,35 \times 1,06 \text{ kN/m} + 1,5 \times (7,8 \text{ kN/m} + 1,0 \text{ kN/m} + 1,875 \text{ kN/m}) = 17,444 \text{ kN/m}$$



Slika 5: Razpored obtežb - primer 3.2.1 b

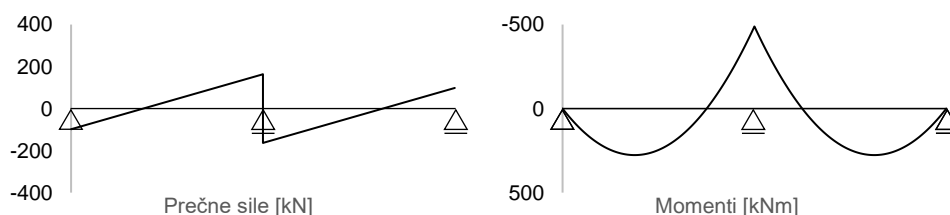


Diagram 2: Notranje statične količine - primer 3.1.1. b

M_{\max}	[kNm]	276,67	v polju
M_{\min}	[kNm]	-488,75	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	162,41	nad sredinsko podporo

Preglednica 2: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 3.1.1 b

3.1.2 Mejno stanje nosilnosti in kontrole

Razvrstitev prečnega prereza jeklenega nosilca [5]:

Prečni prerez jeklenega nosilca se razvrsti v razred kompaktnosti glede na njegove geometrijske karakteristike po standardu [5].

a) Kontrola stojine:

$$d/t_w \leq 72 \cdot \varepsilon$$

$$46,7 \text{ cm}/1,11 \text{ cm} = 42,07 \leq 72 \times 1,0 = 72 \quad \checkmark$$

Stojina jeklenega prereza spada v I. razred kompaktnosti.

b) Kontrola pasnice:

$$b/2/t_f \leq 9 \cdot \varepsilon$$

$$21 \text{ cm}/2/1,72 \text{ cm} = 6,10 \leq 9 \times 1,0 = 9 \quad \checkmark$$

Pasnica jeklenega prereza spada v I. razred kompaktnosti.

Jekleni prerez IPE 550 spada v I. razred kompaktnosti.

Upogibna nosilnost [5]:

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2440 \text{ cm}^3 \times 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 57340 \text{ kNcm} = 573,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 488,75 \text{ kNm} \leq M_{el,Rd} = 573,4 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Strižna nosilnost [5]:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{71,93 \text{ cm}^2 \times (23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3})}{1,0} = 975,9 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f =$$

$$= 134 \text{ cm}^2 - 2 \times 21 \text{ cm} \times 1,72 \text{ cm} + (1,11 \text{ cm} + 2 \times 2,4 \text{ cm}) \times 1,72 \text{ cm} = 71,9 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 163,4 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 975,9 \text{ kN} \quad \checkmark$$

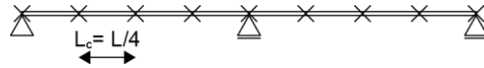
Upogib in strig [5]:

$$V_{Ed} = 163,4 \text{ kN} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2} = 488,0 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Prečna sila je manjša od polovice plastične strižne nosilnosti. Njen vpliv na upogibno nosilnost se zanemari.

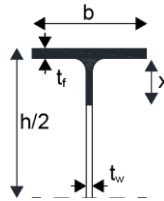
3.1.3 Kontrola bočne zvrnitve

Predpostavimo, da se med montažo bočno podpreta zgornji in spodnji pas jeklenega profila na razdalji 3,75 m, oziroma nosilec med podporama podpremo 3 krat. Bočne podpore zagotavljajo začasno horizontalno zavetrovanje.



Slika 6: Bočno podpiranje nosilca

Kontrolo naredimo z metodo poenostavljenega preverjanja bočne zvrnitve za nosilce v stavbah [5].



Slika 7: Tlačen pas jeklenega prereza pri bočni zvrnitvi

$$x = \frac{h - 2 t_f}{6} = \frac{55 \text{ cm} - 2 \times 1,72 \text{ cm}}{6} = 8,59 \text{ cm}$$

$$I_f = \frac{t_f b^3}{12} + \frac{x t_w^3}{12} = \frac{1,72 \text{ cm} \times (21 \text{ cm})^3}{12} + \frac{8,59 \text{ cm} \times (1,11 \text{ cm})^3}{12} = 1328 \text{ cm}^4$$

$$A_f = t_f b + x t_w = 1,72 \text{ cm} \times 21 \text{ cm} + 8,59 \text{ cm} \times 1,11 \text{ cm} = 45,7 \text{ cm}^2$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_f}{A_f}} = \sqrt{\frac{1328 \text{ cm}^4}{45,7 \text{ cm}^2}} = 5,39 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = \sqrt{\frac{21000 \text{ kN/cm}^2}{23,5 \text{ kN/cm}^2}} = 93,9$$

$$L_c = L/4 = 1500 \text{ cm}/4 = 375 \text{ cm}$$

$$\text{krivulja (c)} \rightarrow \alpha = 0,49$$

Moment v polju:

$$\Psi \doteq 1,0 \rightarrow k_c = 1,0 \text{ (konservativna vrednost)}$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} = \frac{1,0 \times 375 \text{ cm}}{5,39 \text{ cm} \times 93,9} = 0,74$$

$$\phi_f = 0,5 (1 + \alpha (\bar{\lambda}_f - 0,2)) + \bar{\lambda}_f^{-2} = 0,5 (1 + 0,49 (0,74 - 0,2)) + 0,74^2 = 0,91$$

$$\chi_f = \frac{1}{\phi_f + \sqrt{\phi_f^2 - \bar{\lambda}_f^{-2}}} = \frac{1}{0,91 + \sqrt{0,91^2 - 0,74^2}} = 0,70$$

$$M_{Ed} = 367,31 \text{ kNm} \leq 1,1 \cdot \chi_f \cdot M_{el,Rd} = 1,1 \times 0,7 \times 573,4 \text{ kNm} = 441,2 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Moment nad podporo:

$$\Psi \doteq 0 \rightarrow k_c = \frac{1}{(1,33 - 0,33 \Psi)} = \frac{1}{(1,33 - 0,33 \times 0)} = 0,75 \text{ (konservativna vrednost)}$$

$$\bar{\lambda}_r = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} = \frac{0,75 \times 375 \text{ cm}}{5,39 \text{ cm} \times 93,9} = 0,56$$

$$\phi_f = 0,5 (1 + \alpha (\bar{\lambda}_r - 0,2)) + \bar{\lambda}_r^2 = 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,56 - 0,2)) + 0,56^2 = 0,74$$

$$\chi_f = \frac{1}{\phi_f + \sqrt{\phi_f^2 - \bar{\lambda}_r^2}} = \frac{1}{0,74 + \sqrt{0,74^2 - 0,56^2}} = 0,81$$

$$M_{Ed} = 488,75 \text{ kNm} \leq 1,1 \cdot \chi_f \cdot M_{el,Rd} = 1,1 \times 0,81 \times 573,4 \text{ kNm} = 551,4 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

3.2 Nosilec je v času betoniranja podprt na sredini razpona

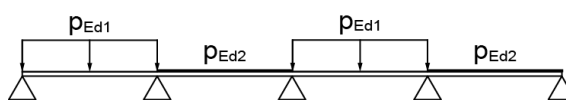
3.2.1 Obremenitve in notranje statične količine

Velikosti obtežb so enake kot v 3.2.1, razlikuje se razpored obtežb.

a) Naivečji moment v polju:

$$p_{Ed1} = 17,444 \text{ kN/m}$$

$$p_{Ed2} = 1,431 \text{ kN/m}$$



Slika 8: Razpored obtežb - primer 3.2.1 a

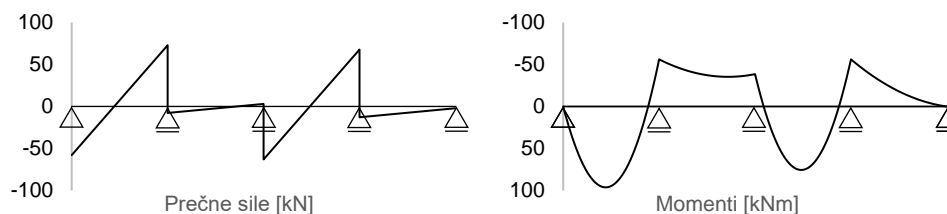


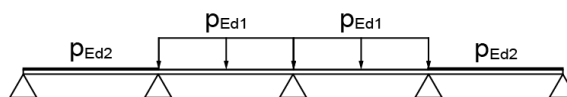
Diagram 3: Notranje statične količine - primer 3.2.1. a

M_{max}	[kNm]	96,18	v prvem polju
M_{min}	[kNm]	-56,16	nad začasno podporo
V_{max}	[kN]	72,9	nad začasno podporo

Preglednica 3: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 3.2.1 a

b) Naivečji moment nad podporo:

$$p_{Ed1} = 17,444 \text{ kN/m}$$



Slika 9: Razpored obtežb - primer 3.2.1 b

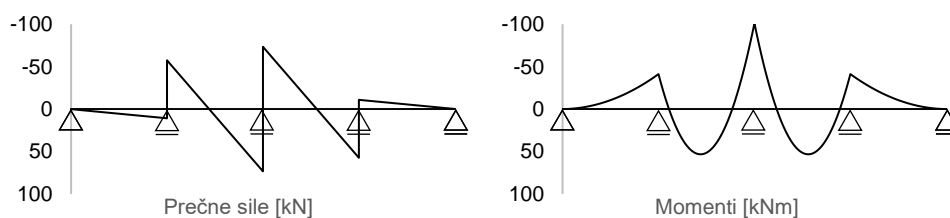


Diagram 4: Notranje statične količine - primer 3.2.1. b

M_{\max}	[kNm]	53,31	v drugem polju
M_{\min}	[kNm]	-101,13	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	73,4	nad sredinsko podporo

Preglednica 4: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 3.2.1 b

3.2.2 Mejno stanje nosilnosti in kontrole

Nosilnosti jeklenega prereza so enake kot 3.2.2, potrebno je narediti le kontrole, za katere lahko pričakujemo, da bodo uspešne, saj so bile uspešne v fazi brez podpiranja.

Upogibna nosilnost [5]:

$$M_{el,Rd} = 573,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 101,13 \text{ kNm} \leq M_{el,Rd} = 573,4 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Strižna nosilnost [5]:

$$V_{pl,Rd} = 975,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 73,43 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 975,9 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Upogib in strig [5]:

$$V_{Ed} = 73,43 \text{ kN} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2} = 488,0 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Ker je prečna sila manjša od polovice plastične strižne nosilnosti. Njen vpliv na upogibno nosilnost se zanemari.

3.2.3 Kontrola bočne zvrnitve

Zagotovljeno je enako bočno podpiranje kot v 3.2.3, uporabljen je tudi enak način kontrole.

V obeh primerih vzamemo konservativno vrednost $k_c = 1,0$, saj je oblika poteka momentov med bočnima podporama neugodna, za natančnejšo določitev. To lahko naredimo, saj ne pričakujemo nevarnosti bočne zvrnitve.

Moment v polju:

$$M_{Ed} = 96,18 \text{ kNm} \leq 1,1 \cdot \chi_f \cdot M_{el,Rd} = 441,2 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Moment nad podporo:

$$M_{Ed} = 101,13 \text{ kNm} \leq 1,1 \cdot \chi_f \cdot M_{el,Rd} = 441,2 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

4 MEJNO STANJE NOSILNOSTI V KONČNEM STANJU

4.1 Vpliv krčenja in lezenja betona

Standard [1] narekuje, da se vpliv krčenja in lezenja betona, pri dolgotrajnem delovanju obtežbe, lahko upošteva s povečanjem razmerja med elastičnim modulom konstrukcijskega jekla in elastičnim modulom betona. Povečano razmerje je označeno z n_L .

$$n_L = n_0 (1 + \Psi_L \varphi_L)$$
$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{21000 \text{ kN/cm}^2}{3100 \text{ kN/cm}^2} = 6,77$$

n_0	→ razmerje elastičnih modulov pri kratkotrajnem delovanju obtežbe
φ_t	→ koeficient lezenja, ki je odvisen od starosti betona
Ψ_L	→ faktor lezenja, ki je odvisen od vrste obtežbe

V primeru da imamo opravka z prerezi 1. ali 2. razreda kompaktnosti pri katerih ni potrebno upoštevati bočne zvrnitve, tako kot v tem primeru, lahko vplive krčenja in lezenja pri analizi notranjih sil za mejno stanje nosilnosti zanemarimo [1].

Pri konstrukcijah stavb, ki primarno niso namenjene skladiščenju, kot v tem primeru, lahko vplive lezenja, kot poenostavitev, zajamemo z dvokratnikom razmerja med elastičnima moduloma [1].

$$n_L = 2 n_0 = 2 \times 6,77 = 13,55$$

4.2 Vplivi razpokanosti betona

Ker imamo opravka s kontinuiranim nosilcem, nad vmesnimi podporami pričakujemo negativne vrednosti momentov, kar pomeni natezne napetosti nad težiščem sovprežnega prereza. Zaradi nateznih napetosti v betonski plošči lahko pride do razpokanosti betona.

Standard [1] narekuje da se vpliv lezenja pri sovprežnih nosilcih z betonsko pasnico lahko upošteva po naslednjem načinu v dveh korakih.

1. korak:

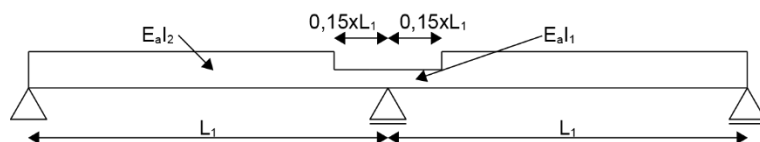
Z upogibno togostjo nerazpokanega prečnega prereza ($E_a I_a$) izračunamo ovojnico notranjih sil in momentov z upoštevanjem vplivov dolgotrajnih obtežb.

2. korak:

Na mestih, kjer največja natezna napetost v betonu preseže dvakratno natezno vrednost betona, upogibno togost prečnega prereza zmanjšamo. V zmanjšani upogibni trdnosti beton v nategu zanemarimo, dodatno pa upoštevamo natezno armaturo ($E_a I_2$). Potrebno je ponovno izračunati ovojnico notranjih sil in momentov.

Standard [1] dovoljuje, da v primeru kontinuiranih sovprežnih nosilcev z betonsko pasnico nad jeklenim prerezom, lahko uporabimo naslednjo poenostavljeno metodo.

V primeru da razmerja sosednjih razponov (krajši/daljši) večja od 0,6, se vpliv razpokanosti z zmanjšano upogibno togostjo lahko upošteva na vsako stran kritične podpore na razdalji 15% razpona, tako kot je prikazano na sliki 10.



Slika 10: Globalna analiza z razpokanim prerezom - poenostavljena metoda

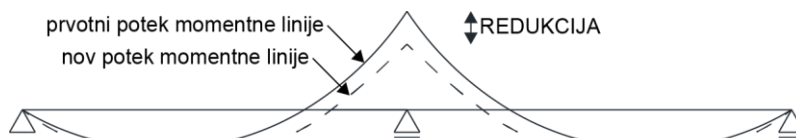
4.3 Omejena razporeditev notranjih sil

Standard [1] narekuje, da ko ni potrebno upoštevati teorije drugega reda, se za namen kontrole mejnih stanj, razen za utrujanje, pri kontinuirnih nosilcih uporabi linearna elastična analiza z omejeno razporeditvijo notranjih sil.

Momenti izračunani z linearno elastično analizo, se lahko prerazporedijo, vendar mora konstrukcija ostati v ravnotežju. Razporeditev momentov po standardu [1] je prikazana v spodnji preglednici.

Razred kompaktnosti na mestu reduciranja		1. razred	2. razred	3. razred	4. razred	
Pri analizi nerazpokane konstrukcije	zmanjšanje	$f_y \leq 355 \text{ MPa}$	- 40%	- 30%	- 20%	- 10%
		$f_y > 355 \text{ MPa}$	- 30%	- 30%	0%	0%
	povečanje		+ 20%	+ 20%	0%	0%
Pri analizi razpokane konstrukcije	zmanjšanje	$f_y \leq 355 \text{ MPa}$	- 25%	- 15%	- 10%	0%
		$f_y > 355 \text{ MPa}$	- 15%	- 15%	0%	0%
	povečanje		+ 10%	+ 10%	0%	0%

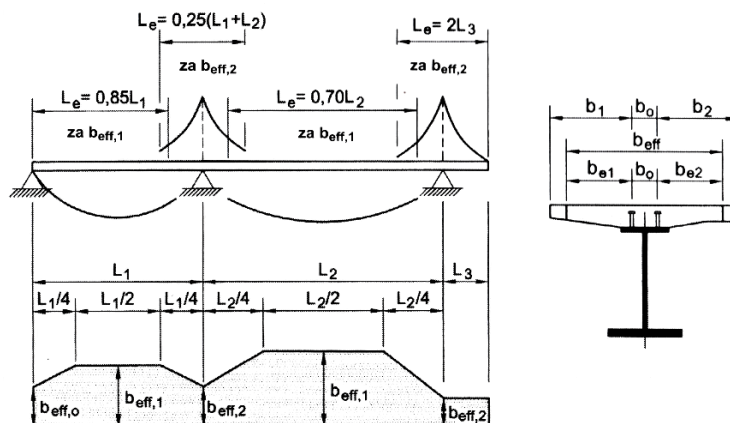
Preglednica 5: Vrednosti razporeditve negativnih momentov nad podporo



Slika 11: Prerazporeditev notranjih sil

4.4 Sodelujoče širine

Globalno analizo konstrukcije (izračun notranjih sil) lahko opravimo na nosilcu s konstantno sodelujočo širino enako $b_{eff,1}$, pri analizi prereza pa je potrebno upoštevati sodelujočo širino na mestu kontrole. Sodelujoča širina betonske pasnice se določi na podlagi slike 12.



Slika 12: Določitev sodelujoče širine [1]

Vrednosti sodelujoče širine se določi z naslednjima izrazoma

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i$$

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

4.4.1 Določitev sodelujoče širine v polju

$$L_e = 0,85 L = 0,85 \times 1500 \text{ cm} = 1275 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = \frac{L_e}{8} = \frac{1275 \text{ cm}}{8} = 159,4 \text{ cm} \leq b_1 = 125 \text{ cm}$$

Računska širina b_{e1} je večja, kot jo dopušča geometrija, zato upoštevamo omejitve.

$$b_{e1} = b_1 = 125 \text{ cm}$$

$$b_{eff,1} = 2 \cdot b_{e1} = 2 \times 125 \text{ cm} = 250 \text{ cm}$$

4.4.2 Določitev sodelujoče širine nad podporo

$$L_e = 0,25 (L_1 + L_2) = 0,25 \times (2 \times 1500 \text{ cm}) = 750 \text{ cm}$$

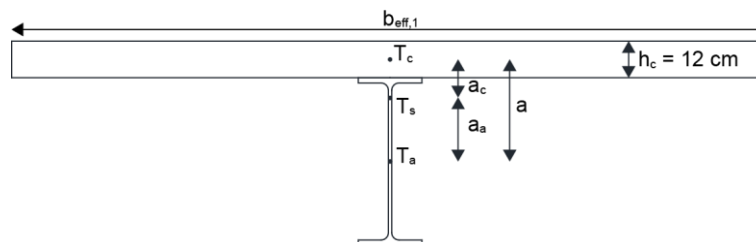
$$b_{e2} = \frac{L_e}{8} = \frac{750 \text{ cm}}{8} = 93,8 \text{ cm} \leq b_1 = 125 \text{ cm}$$

$$b_{eff,2} = 2 \cdot b_{e2} = 2 \times 93,8 \text{ cm} = 187,5 \text{ cm}$$

4.5 Geometrijske karakteristike sovprežnega nosilca

Geometrijske karakteristike bomo potrebovali v elastični analizi prereza.

4.5.1 Sovprežni prerez v polju



Slika 13: Geometrijske karakteristike - primer 4.5.1

$$a = \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} = \frac{55 \text{ cm}}{2} + \frac{12 \text{ cm}}{2} = 33,5 \text{ cm}$$

$$A_a = 134 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 67120 \text{ cm}^4$$

$$A_c = b_{eff,1} h_c = 250 \text{ cm} \times 12 \text{ cm} = 3000 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \frac{b_{eff,1} h_c^3}{12} = \frac{250 \text{ cm} \times (12 \text{ cm})^3}{12} = 36000 \text{ cm}^4$$

$$t = 0 \rightarrow n_0$$

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_0} = 134 \text{ cm}^2 + \frac{3000 \text{ cm}^2}{6,77} = 576,9 \text{ cm}^2$$

$$a_a = a \frac{A_c}{A_{sov} n_0} = 33,5 \text{ cm} \times \frac{3000 \text{ cm}^2}{576,9 \text{ cm}^2 \times 6,77} = 25,7 \text{ cm}$$

$$a_c = a \frac{A_a}{A_{sov}} = 33,5 \text{ cm} \times \frac{134 \text{ cm}^2}{576,9 \text{ cm}^2} = 7,8 \text{ cm}$$

$$I_{sov} = I_a + A_a a_a^2 + \left(\frac{I_c + A_c a_c^2}{n_0} \right) =$$

$$= 67120 \text{ cm}^4 + 134 \text{ cm}^2 \times (25,7 \text{ cm})^2 + \left(\frac{36000 \text{ cm}^4 + 3000 \text{ cm}^2 \times (7,8 \text{ cm})^2}{6,77} \right) =$$

$$= 187883 \text{ cm}^4$$

$$t = \infty \rightarrow n_\infty = n_L$$

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_\infty} = 134 \text{ cm}^2 + \frac{3000 \text{ cm}^2}{13,55} = 355,4 \text{ cm}^2$$

$$a_a = a \frac{A_c}{A_{sov} n_\infty} = 33,5 \text{ cm} \times \frac{3000 \text{ cm}^2}{355,4 \text{ cm}^2 \times 13,55} = 20,9 \text{ cm}$$

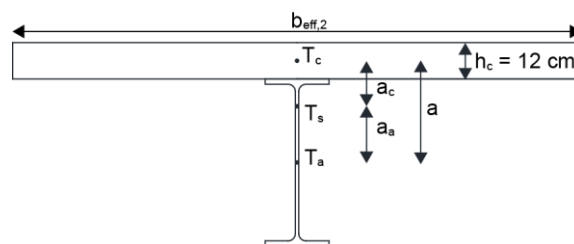
$$a_c = a \frac{A_a}{A_{sov}} = 33,5 \text{ cm} \times \frac{134 \text{ cm}^2}{355,4 \text{ cm}^2} = 12,6 \text{ cm}$$

$$I_{sov} = I_a + A_a a_a^2 + \left(\frac{I_c + A_c a_c^2}{n_\infty} \right) =$$

$$= 67120 \text{ cm}^4 + 134 \text{ cm}^2 \times (20,9 \text{ cm})^2 + \left(\frac{36000 \text{ cm}^4 + 3000 \text{ cm}^2 \times (12,6 \text{ cm})^2}{13,55} \right) =$$

$$= 163463 \text{ cm}^4$$

4.5.2 Sovprežni prerez nad podporo – nerazpokan beton



Slika 14: Geometrijske karakteristike - primer 4.5.2

$$a = 33,5 \text{ cm}$$

$$A_a = 134 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 67120 \text{ cm}^4$$

$$A_c = b_{eff,2} h_c = 187,5 \text{ cm} \times 12 \text{ cm} = 2250 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \frac{b_{eff,2} h_c^3}{12} = \frac{187,5 \text{ cm} \times (12 \text{ cm})^3}{12} = 27000 \text{ cm}^4$$

$$t = 0 \rightarrow n_0$$

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_0} = 134 \text{ cm}^2 + \frac{2250 \text{ cm}^2}{6,77} = 466,1 \text{ cm}^2$$

$$a_a = a \frac{A_c}{A_{sov} n_0} = 33,5 \text{ cm} \times \frac{2250 \text{ cm}^2}{466,1 \text{ cm}^2 \times 6,77} = 23,9 \text{ cm}$$

$$a_c = a \frac{A_a}{A_{sov}} = 33,5 \text{ cm} \times \frac{134 \text{ cm}^2}{466,1 \text{ cm}^2} = 9,6 \text{ cm}$$

$$I_{sov} = I_a + A_a a_a^2 + \left(\frac{I_c + A_c a_c^2}{n_0} \right) =$$

$$= 67120 \text{ cm}^4 + 134 \text{ cm}^2 \times (23,9 \text{ cm})^2 + \left(\frac{27000 \text{ cm}^4 + 2250 \text{ cm}^2 \times (9,6 \text{ cm})^2}{6,77} \right) =$$

$$= 178258 \text{ cm}^4$$

$$t = \infty \rightarrow n_\infty = n_L$$

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_\infty} = 134 \text{ cm}^2 + \frac{2250 \text{ cm}^2}{13,55} = 300,1 \text{ cm}^2$$

$$a_a = a \frac{A_c}{A_{sov} n_\infty} = 33,5 \text{ cm} \times \frac{2250 \text{ cm}^2}{300,1 \text{ cm}^2 \times 13,55} = 18,5 \text{ cm}$$

$$a_c = a \frac{A_a}{A_{sov}} = 33,5 \text{ cm} \times \frac{134 \text{ cm}^2}{300,1 \text{ cm}^2} = 15,0 \text{ cm}$$

$$I_{sov} = I_a + A_a a_a^2 + \left(\frac{I_c + A_c a_c^2}{n_\infty} \right) =$$

$$= 67120 \text{ cm}^4 + 134 \text{ cm}^2 \times (18,5 \text{ cm})^2 + \left(\frac{27000 \text{ cm}^4 + 2250 \text{ cm}^2 \times (15,0 \text{ cm})^2}{13,55} \right) =$$

$$= 152340 \text{ cm}^4$$

4.5.3. Sovprežni prerez nad podporo – razpokan beton

Pri računanju geometrijskih karakteristik pri prerezu, kjer se predpostavi razpokan beton, se le tega v izračunih ne upošteva, potrebno pa je dodatno upoštevati armaturo nad podporo.

Določitev minimalne armature:

Standard [1] narekuje, da je pri prečnih prerezih, ki izpolnjujejo pogoje 1. in 2. razreda kompaktnosti, potrebno v območju sodelujoče širine uporabiti armaturo razreda duktilnosti B ali C.

Količina armature A_s je odvisna od velikosti prereza betonske pasnice.

$$A_s \geq \rho_s A_c$$

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c}$$

ρ_s → koeficient armiranja

k_c → koeficient, podan v SIST EN 1994-1-1

δ → 1,0 za 2. razred kompaktnosti prečnih prerezov in 1,1 za 1. razred

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c/2 z_0} + 0,3 \leq 1,0$$

z_0 → vertikalna razdalja med težiščema narmirane betonske pasnice in nerazpokanega sovprežnega prereza, izračunana ob upoštevanju razmerja elastičnih modulov n_0 .

Položaj armature predpostavimo 3 cm pod zgornjim robom betonske plošče.

$$A_{sov} = A_a + \frac{A_c}{n_0} = 134 \text{ cm}^2 + \frac{2250 \text{ cm}^2}{6,77} = 466,1 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{h_a}{2} + (h_c - 3) = \frac{55 \text{ cm}}{2} + (12 \text{ cm} - 3 \text{ cm}) = 36,5 \text{ cm}$$

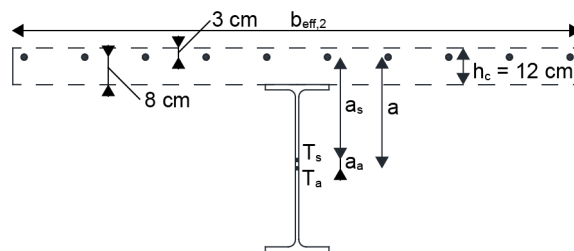
$$z_0 = a_c = a \frac{A_a}{A_{sov}} = 36,5 \text{ cm} \times \frac{134 \text{ cm}^2}{466,1 \text{ cm}^2} = 10,5 \text{ cm}$$

$$k_c = \frac{1}{1 + 12 \text{ cm} / (2 \times 10,5 \text{ cm})} + 0,3 = 0,94 \leq 1,0$$

$$\rho_s = 1,1 \times \frac{235 \text{ MPa}}{235} \times \frac{0,26 \text{ kN/cm}^2}{40 \text{ kN/cm}^2} \sqrt{0,94} = 0,00692$$

$$A_s \geq 0,00692 \cdot 2250 \text{ cm}^2 = 15,6 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 16,0 \text{ cm}^2$$

Primer izbire armature: $\phi 14$ na 24cm



Slika 15: Geometrijske karakteristike - primer 4.5.3

$$a = 36,5 \text{ cm}$$

$$A_a = 134 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 67120 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 16 \text{ cm}^2$$

$$A_{sov} = A_a + A_s = 134 \text{ cm}^2 + 16 \text{ cm}^2 = 150,0 \text{ cm}^2$$

$$a_a = a \frac{A_s}{A_{sov}} = 36,5 \text{ cm} \times \frac{16 \text{ cm}^2}{150 \text{ cm}^2} = 3,9 \text{ cm}$$

$$a_c = a \frac{A_a}{A_{sov}} = 36,5 \text{ cm} \times \frac{134 \text{ cm}^2}{150 \text{ cm}^2} = 32,6 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{sov} &= I_a + A_a a_a^2 + A_s a_c^2 = \\ &= 67120 \text{ cm}^4 + 134 \text{ cm}^2 \times (3,9 \text{ cm})^2 + 16,0 \text{ cm}^2 \times (32,6 \text{ cm})^2 = \\ &= 86162 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

4.6 Plastična analiza nosilnosti prereza

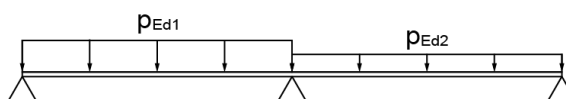
Pri plastični analizi postopek gradnje ni pomemben, saj upoštevamo da vso obtežbo prevzame sovprežni nosilec. Reologija prav tako ne vpliva na plastično upogibno nosilnost. Ker je plastična upogibna nosilnost pri negativnih momentih manjša od plastične upogibne nosilnosti pri pozitivnih momentih, z obremenitvami pa je ravno obratno (moment je večji nad podporo), upoštevamo redukcijo momentne linije. S tem zmanjšamo obremenitev z negativnim momentom in lažje izpolnimo kontrolo nosilnosti.

4.6.1 Obremenitve in notranje statične količine

4.6.1.1 Nerazpokan prerez

a) Največji moment v polju:

$$\begin{aligned} p_{Ed1} &= 1,35 (g_a + g_c + g_{II}) + 1,5 q \\ &= 1,35 \times (1,06 \text{ kN/m} + 7,5 \text{ kN/m} + 3,75 \text{ kN/m}) + 1,5 \times 7,5 \text{ kN/m} = 27,87 \text{ kN/m} \\ p_{Ed2} &= 1,35 (g_a + g_c + g_{II}) = 1,35 \times (1,06 \text{ kN/m} + 7,5 \text{ kN/m} + 3,75 \text{ kN/m}) = 16,62 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



Slika 16: Razpored obtežb - primer 4.6.1.1 a

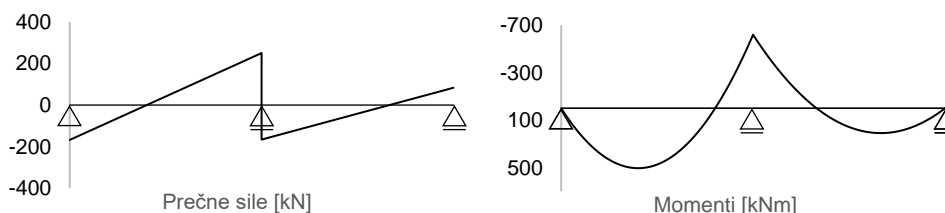


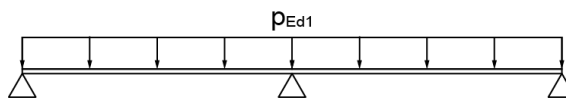
Diagram 5: Notranje statične količine - primer 4.6.1.1 a

M_{\max}	[kNm]	504,52	v prvem polju
M_{\min}	[kNm]	-619,86	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	250,34	nad sredinsko podporo

Preglednica 6: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.6.1.1 a

b) Največji moment nad podporo:

$$\begin{aligned} p_{Ed1} &= 1,35 (g_a + g_c + g_{II}) + 1,5 q \\ &= 1,35 \times (1,06 \text{ kN/m} + 7,5 \text{ kN/m} + 3,75 \text{ kN/m}) + 1,5 \times 7,5 \text{ kN/m} = 27,87 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



Slika 17: Razpored obtežb - primer 4.6.1.1 b

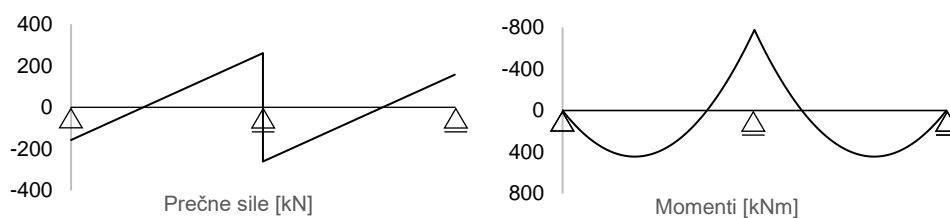


Diagram 6: Notranje statične količine - primer 4.6.1.1 b

M_{\max}	[kNm]	443,60	v polju
M_{\min}	[kNm]	-776,61	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	260,79	nad sredinsko podporo

Preglednica 7: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.6.1.1 b

Kontrola razpakanosti:

Kot je opisano v 4.2, se na tem prerezu preveri ali je potrebno upoštevati vpliv razpakanosti.

$$I_{sov} = 152340 \text{ cm}^4 \text{ (prerez nad podporo – nerazpakan)}$$

$$W_{c,zg} = \frac{I_{sov}}{z_{zg}} = \frac{152340 \text{ cm}^4}{21 \text{ cm}} = 7268 \text{ cm}^3$$

$$z_{zg} = a_c + h_c / 2 = 15 \text{ cm} + 12 \text{ cm} / 2 = 21 \text{ cm}$$

$$f_{\max,ct} = \frac{M_{Ed}}{W_{c,zg} n_{\infty}} = \frac{77661 \text{ kNm}}{7268 \text{ cm}^3 \times 13,55} = 0,79 \text{ kN/cm}^2 \leq 2 f_{ctm} = 2 \times 0,26 \text{ kN/cm}^2 = 0,52 \text{ kN/cm}^2$$

Natezne napetosti v betonu presežejo vrednost $2 f_{ctm}$, zato je potrebno narediti analizo na razpakanem prerezu.

4.6.1.2 Razpakan prerez

Razporeditev in velikost obtežb ostanejo enake, kot pri nerazpakanem prerezu, spremeni pa se upogibna togost nosilca.

Nerazpakan prerez (n_{∞}): $A_1 = 355,4 \text{ cm}^2$
 $I_1 = 163463 \text{ cm}^4$

Razpakan prerez: $A_2 = 150 \text{ cm}^2$
 $I_2 = 86162 \text{ cm}^4$

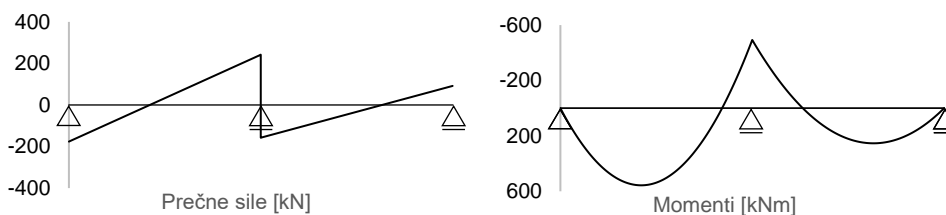
a) **Največji moment v polju:**

Diagram 7: Notranje statične količine - primer 4.6.1.2 a

M_{max}	[kNm]	556,82	v prvem polju
M_{min}	[kNm]	-492,69	nad sredinsko podporo
V_{max}	[kN]	241,86	nad sredinsko podporo

Preglednica 8: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.6.1.2 a

b) Največji moment nad podporo:

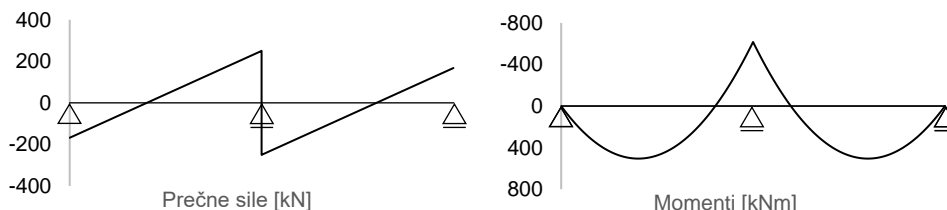


Diagram 8: Notranje statične količine - primer 4.6.1.2 b

M_{max}	[kNm]	505,55	v polju
M_{min}	[kNm]	-617,28	nad sredinsko podporo
V_{max}	[kN]	250,17	nad sredinsko podporo

Preglednica 9: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.6.1.2 b

Vrednost negativnega momenta nad podporo reduciramo za 25% glede na začetno vrednost, kot je opisano v poglavju 4.3. Vnaprej predpostavimo 1. razred kompaktnosti sovprežnega prereza.

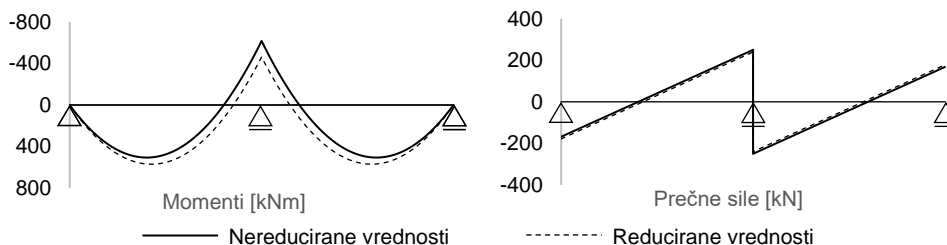


Diagram 9: Reduc. notranje statične količine - primer 4.6.1.2 b

M_{max}	[kNm]	569,41	v polju
M_{min}	[kNm]	-462,96	nad sredinsko podporo
V_{max}	[kN]	239,88	nad sredinsko podporo

Preglednica 10: Vrednosti reduc. notranjih statičnih količin - primer 4.6.1.2 b

4.6.1.3 Merodajne količine za plastično analizo

M_{max}	[kNm]	569,41	v polju	primer 4.5.1.2 b
M_{min}	[kNm]	-492,69	nad sredinsko podporo	primer 4.6.1.2 a
V_{max}	[kN]	241,86	nad sredinsko podporo	primer 4.6.1.2 a

Preglednica 11: Vrednosti merodajnih notranjih statičnih količin za plastično analizo

4.6.2 Mejno stanje nosilnosti in kontrole

Upogibna nosilnost [1]:

Pri računanju plastične upogibne nosilnosti $M_{pl,Rd}$ po standardu [1] upoštevamo predpostavke:

- med vsemi elementi sovprežnega prereza je vzpostavljena polna interakcija;
- sodelujoča površina jeklenega elementa je v tlaku ali v nategu obremenjena do projektne napetosti tečenja;

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

- sodelujoča površina vzdolžne armature je v tlaku ali nategu obremenjena do projektne napetosti tečenja;

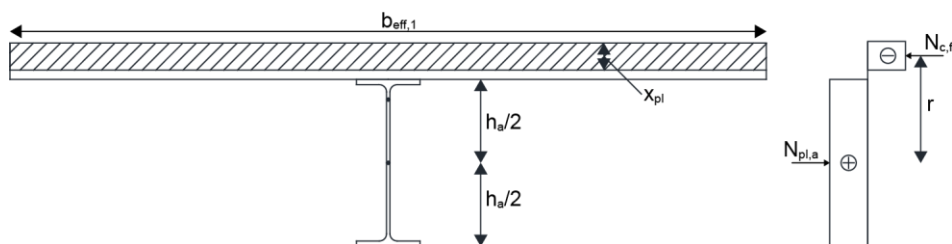
$$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$$

- sodelujoča površina betona v tlaku je konstantno po celotni višini obremenjena z napetostjo;

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

- doprinos betona v nategu se v izračunu zanemari.

a) Prerez v polju:



Slika 18: Plastična razporeditev napetosti pri pozitivnem momentu

$$N_{pl,a} = \frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{134 \text{ cm}^2 \times 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 3149 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = N_{pl,a}$$

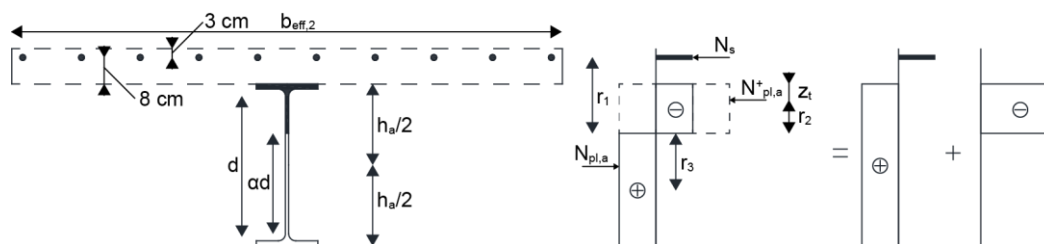
$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a}}{b_{eff,1} \cdot 0,85 f_{ck} / \gamma_c} = \frac{3149 \text{ kN}}{250 \text{ cm} \times 0,85 \times 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5} = 8,9 \text{ cm} \leq h_c = 12 \text{ cm}$$

$$r = \frac{h_a}{2} + h_c - \frac{x_{pl}}{2} = \frac{55 \text{ cm}}{2} + 12 \text{ cm} - \frac{8,9 \text{ cm}}{2} = 35,1 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} r = 3149 \text{ kN} \times 35,1 \text{ cm} = 110390 \text{ kNcm} = 1103,9 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 569,41 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Vrednost $M_{pl,Rd}$ je izračunana ob predpostavki polne strižne povezave. Velikost jeklenega prereza narekuje montažno stanje (faza gradnje). Če želimo izkoristiti $M_{pl,Rd}$, je običajno potrebno dodatno podpiranje v fazi montaže. S tem zmanjšamo potrebo po velikem jeklenem nosilcu v fazi montaže.

b) Prerez nad podporo:



Slika 19: Plastična razporeditev napetosti pri negativnem momentu

$$N_{pl,a} = \frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{134 \text{ cm}^2 \times 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 3149 \text{ kN}$$

$$N_s = \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{16 \text{ cm}^2 \times 40 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 556,52 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a}^+ = 2 \frac{A_a^+ f_y}{\gamma_{M0}} = 2 A_a^+ \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0}$$

$$N_s + N_{pl,a}^+ = N_{pl,a}$$

$$556,52 \text{ kN} + 2 A_a^+ \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 3149 \text{ kN} \rightarrow A_a^+ = 55,16 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a}^+ = 2 \times 55,16 \text{ kN} \times \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 2592,48 \text{ kN}$$

$$r_3 t_w + A_a^+ = \frac{A_a}{2}$$

$$r_3 \times 1,11 \text{ cm} + 55,16 \text{ kN} = \frac{134 \text{ cm}^2}{2} \rightarrow r_3 = 10,7 \text{ cm}$$

$$z_T + r_2 + r_3 = \frac{h_a}{2}$$

$$z_T + r_2 = \frac{55 \text{ cm}}{2} - 10,7 \text{ cm} = 16,8 \text{ cm}$$

$$A_a^+ z_T = \frac{b_f t_f^2}{2} + \frac{t_w (z_T + r_2 - t_f) (z_T + r_2 + t_f)}{2}$$

$$z_T = \frac{\frac{21 \text{ cm} \times (1,72 \text{ cm})^2}{2} + \frac{1,11 \text{ cm} \times (16,8 \text{ cm} - 1,72 \text{ cm}) \times (16,8 \text{ cm} + 1,72 \text{ cm})}{2}}{55,16 \text{ cm}^2} =$$

$$= 3,4 \text{ cm}$$

$$r_2 = 16,8 \text{ cm} - 3,4 \text{ cm} = 13,5 \text{ cm}$$

$$r_1 = z_T + r_2 + h_c - 3 \text{ cm} = 16,8 \text{ cm} + 12 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 25,8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd} &= N_{pl,a} r_3 + N_{pl,a}^+ r_2 + N_s r_1 \\ &= 3149 \text{ kN} \times 10,7 \text{ cm} + 2592,48 \text{ kN} \times 13,5 \text{ cm} + 556,52 \text{ kN} \times 25,8 \text{ cm} \quad \checkmark \\ &= 82833 \text{ kNcm} = 828,33 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 492,69 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Strižna nosilnost [1]:

Predpostavimo, da vso strižno obremenitev prevzame jekleni nosilec.

$$V_{pl,Rd} = 975,9 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 241,9 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Upogib in strig [1]:

$$V_{Ed} = 241,9 \text{ kN} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2} = 488,0 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Prečna sila je manjša od polovice plastične strižne nosilnosti. Njen vpliv na upogibno nosilnost se zanemari.

Kontrola kompaktnosti stojine [3]:

Preverimo, ali je predpostavka, da je sovprežni prerez v 1. razredu kompaktnosti, pravilna. Na jekleno pasnico delujeta upogibna in tlačna obremenitev.

$$\alpha = \frac{d/2 + r_3}{d} = \frac{46,7 \text{ cm}/2 + 10,7 \text{ cm}}{46,7 \text{ cm}} = 0,73 > 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{46,7 \text{ cm}}{1,11 \text{ cm}} = 42,07 \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 1,0}{13 \cdot 0,73 - 1} = 46,64 \quad \checkmark$$

4.6.3 Kontrola bočne zvrnitve

Za kontrolo bočne zvrnitve uporabimo poenostavljeno metodo pri stavbah brez neposrednega računanja [1].

V primeru sovprežnega nosilca, katerega prečni prerezi spadajo v 1., 2. ali 3. razred kompaktnosti ne potrebujemo dodatnih bočnih podpor, če izpolnjujemo naslednje pogoje:

- a) Sosednja razpona se ne razlikujeta za več kot 20% dolžine krajšega razpona.

→ kontrola:

$$L_{levo} = L_{desno}$$

- b) Na vsakem razponu je obtežba enakomerno razporejena, projektna stalna obtežba presega 40% skupne projektne obtežbe.

→ kontrola:

- V analizi so vse obtežbe enakomerno razporejene.

$$- \frac{p_{Ed1}}{p_{Ed2}} = \frac{27,87 \text{ kN/m}^2}{16,62 \text{ kN/m}^2} = 1,68 > 0,4$$

- c) Zgornja pasnica jeklenega elementa mora biti s strižnimi sredstvi pritrjena na armirano betonsko ploščo.

→ kontrola:

Zgornja pasnica jeklenega elementa je pritrjena na armirano betonsko ploščo z Nelson čepi p19.

- d) Armirano betonska plošča mora biti povezana vsaj z dvema podpornima elementoma, ki sta med seboj približno vzporedna, tako da se tvori obrnjen U-okvir.
→ kontrola:
Obra­v­na­van nosilec je del sovprežne plošče, ploščo podpirata vsaj dva podporna elementa.
- e) V primeru sovprežne plošče, mora biti njen razpon velikosti razmika med dvema podpornima elementoma obrnjenega U-okvirja.
→ kontrola:
V obravnavanem primeru plošča ni sovprežna.
- f) Nad vsako podporo mora biti spodnja pasnica bočno podprta in stojina ojačana.
→ kontrola:
Predpostavimo bočno podpiranje spodnje pasnice in ojačitev stojine nad podporami.
- g) V primeru, da je jekleni element IPE oz. HE prerez, ki ni delno obbetoniran, njegova višina ne sme presegati omejitev v preglednici 12.
→ kontrola:
Obra­v­na­van nosilec je po vsej dolžini delno obbetoniran.
- h) V primeru, da jekleni element je delno obbetoniran, njegova višina ne sme presegati omejitev v preglednici 12 za več kot 200 mm pri S 355 in za več kot 150 mm pri S 420 in S 460.
→ kontrola:
Obra­v­na­van nosilec IPE 550 S 235 je manjši od IPE 600.

Jekleni nosilec	Nominalna kvaliteta jekla			
	S 235	S 275	S 355	S420 in S 460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

Preglednica 12: Maksimalna višina neobbetoniranega jeklenega elementa [mm]

Izpolnjeni so vsi zgornji pogoji, zato ni nevarnosti bočne zvrnitve.

4.6.4 Kontrola vzdolžnega striga – kontrola čepov

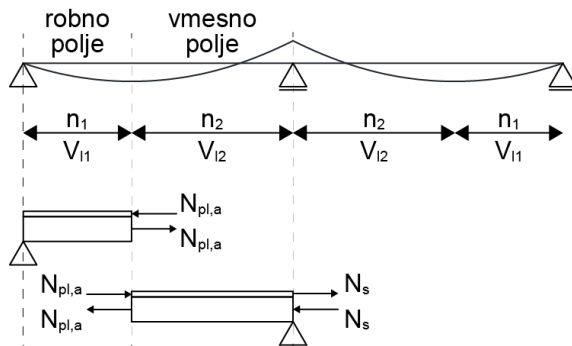
Število strižnih veznih sredstev in razmak pri nosilcih stavb, v tem primeru čepov, se lahko določi med mestoma največjega momenta in podporo ali med mestoma največjega momenta in najmanjšega momenta [1].

Strižna vezna sredstva, ki so duktilna, so lahko lahko razporejena enakomerno, če je zadoščeno naslednjim pogojem:

- vsi kritični prerezi obravnavanega razpona morajo ustrezati pogojem 1. ali 2. razreda kompaktnosti;
- η zadošča minimalnim zahtevam;
- $M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} \leq 2,5$.

Vzdolžna strižna sila [1]:

Ker je za izračun nosilnosti prerezov uporabljena plastična teorija, se vzdolžno strižno silo lahko izračun po naslednjem postopku.



Slika 20: Vzdolžna strižna sila pri plastični teoriji

a) Robno polje:

$$l_1 \doteq 6 \text{ m}$$

$$V_{11} = F_{cf} = \min \left(A_a \frac{f_y}{\gamma_{M0}}; A_c 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$= \min \left(\frac{134 \text{ cm}^2 \times 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 3149 \text{ kN}; \frac{3000 \text{ cm}^2 \cdot 0,85 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 4250 \text{ kN} \right)$$

$$= 3149 \text{ kN}$$

b) Vmesno polje:

$$V_{12} = F_{cf} + N_s = 3149 \text{ kN} + 556,5 \text{ kN} = 3705,5 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost čepov [1]:a) Strig na čep:

$$P_{Rd1} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} = \frac{0,8 \times 45 \text{ kN/cm}^2 \times \pi \times (1,9 \text{ cm})^2 / 4}{1,25} = 81,7 \text{ kN/čep}$$

b) Bočni pritisk na beton:

$$h_{sc} / d = 12 \text{ cm} / 1,9 \text{ cm} = 6,3 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{Rd2} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

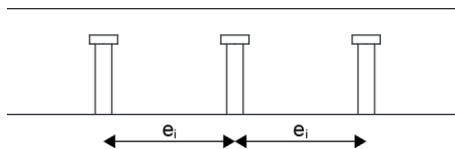
$$= \frac{0,29 \times 1 \times (1,9 \text{ cm})^2 \times \sqrt{2,5 \text{ kN/cm}^2 \times 3100 \text{ kN/cm}^2}}{1,25} = 73,7 \text{ kN/čep}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}; P_{Rd2}) = \min(81,7 \text{ kN/čep}; 73,7 \text{ kN/čep}) = 73,7 \text{ kN/čep}$$

Število in razporeditev čepov [1]:

Pogoj za enakomerno razporejenost čepov:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{1103,9 \text{ kNm}}{655 \text{ kNm}} = 1,7 \leq 2,5$$



Slika 21: Razporeditev čepov pri plastični analizi

a) Robno polje:

$$n_1 = \frac{V_{I1}}{P_{Rd}} = \frac{3149 \text{ kN}}{73,7 \text{ kN/čep}} = 42,7 \text{ čepov} \rightarrow n_1 = 43 \text{ čepov}$$

$$e_1 = \frac{l_1}{n_1} = \frac{600 \text{ cm}}{43} = 14 \text{ cm}$$

$$e_1 = 14 \text{ cm} > 5 d = 9,5 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$e_1 = 14 \text{ cm} < \min(6 h_c, 80 \text{ cm}) = \min(72 \text{ cm}, 80 \text{ cm}) = 72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

b) Vmesno polje:

$$n_2 = \frac{V_{I2}}{P_{Rd}} = \frac{3705,5 \text{ kN}}{73,7 \text{ kN/čep}} = 50,26 \text{ čepov} \rightarrow n_2 = 53 \text{ čepov}$$

$$e_2 = \frac{l_2}{n_2} = \frac{900 \text{ cm}}{53} = 17 \text{ cm}$$

$$e_2 = 17 \text{ cm} > 5 d = 9,5 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$e_2 = 17 \text{ cm} < \min(6 h_c, 80 \text{ cm}) = \min(72 \text{ cm}, 80 \text{ cm}) = 72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

4.7 Elastična analiza

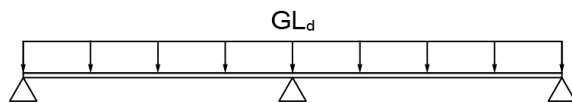
Pri elastični analizi se upošteva potek gradnje, zato je potrebno upoštevati obremenitve, katere prevzame jekleni nosilec in obremenitve, katere prevzame sovprežni nosilec [1].

4.7.1 Obremenitve v fazi montaže

Obremenitev GL

V fazi gradnje jekleni nosilec prevzame obtežbo zaradi lastne teže jeklenega nosilca, svežega betona, lastne teže opažev in obtežbo med betoniranjem. Po končani gradnji se opaž odstrani. Ker nas zanima končno stanje, upoštevamo le obtežbo zaradi lastne teže jeklenega nosilca in obtežbo suhega betona. Projektno vrednost te obtežbe v nadaljevanju označimo z GL_d , v analizi jo obravnavamo kot stalno obtežbo.

a) Brez podpiranja: $GL_d = 1,35 (g_a + g_c) = 1,35 \times (1,06 \text{ kN/m} + 7,5 \text{ kN/m}) = 11,56 \text{ kN/m}$



Slika 22: Razpored obtežbe - primer 4.7.1 a

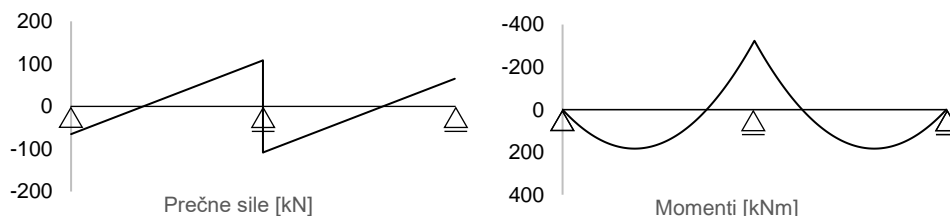
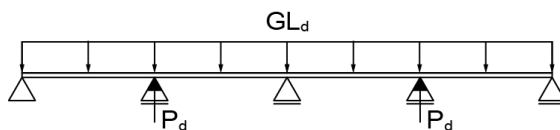


Diagram 10: Notranje statične količine - primer 4.7.1 a

M_{\max}	[kNm]	183,28	v polju
M_{\min}	[kNm]	-323,78	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	108,26	nad sredinsko podporo

Preglednica 13: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.1 a

b) S podpiranjem: $GL_d = 11,56 \text{ kN/m}$



Slika 23: Razpored obtežbe - primer 4.7.1 b

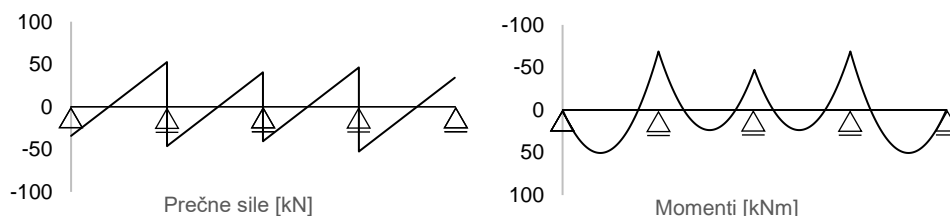


Diagram 11: Notranje statične količine - primer 4.7.1 b

M_{\max}	[kNm]	50,51	v prvem polju
M_{\min}	[kNm]	-68,76	nad začasno podporo
V_{\max}	[kN]	52,50	nad začasno podporo
P_d	[kN]	98,7	reakcija v začasni podpori

Preglednica 14: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.1.1 b

4.7.2 Obremenitve v končnem stanju

Obremenitev P

V primeru s podpiranjem, se zaradi odstranitve začasnih podpor po strditvi betona, reakcijske sile teh podpor prenesejo na sovprežni prerez. Vrednost sil v nadaljevanju označim s P_d . V analizi ju obravnavamo kot stalno obtežbo.

Obremenitev GS

Obtežbo zaradi lastne teže tlakov prevzame sovprežni prerez, projektno vrednost označimo z GS_d , v analizi jo obravnavamo kot stalno obtežbo.

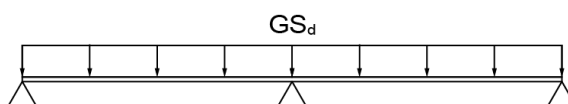
Obremenitev Q

Koristno obtežbo prevzame sovprežni prerez, projektno vrednost označimo s Q_d .

4.7.3 Kontrola razpokanosti prereza

Kot je opisano v 4.2, se preveri ali je potrebno upoštevati vpliv razpokanosti. Izračunamo notranje sile obremenitve, ki jih prevzame sovprežni nosilec nad sredinsko podporo in preverimo napetosti na zgornjem robu betonske plošče.

a) Obremenitev GS_d : $GS_d = 1,35 \cdot g_{tl} = 1,35 \times 3,75 \text{ kN/m} = 5,06 \text{ kN/m}$



Slika 24: Razpored obtežbe - primer 4.7.3 a

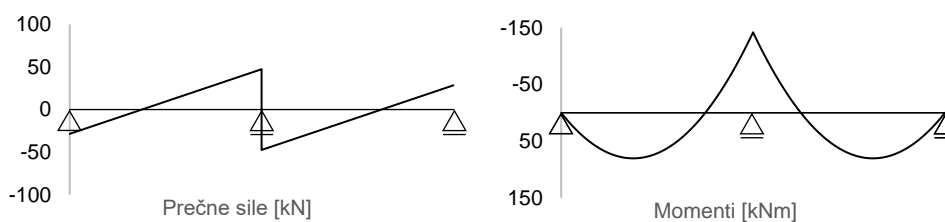


Diagram 12: Notranje statične količine - primer 4.7.3 a

M_{max}	[kNm]	80,30	v polju
M_{min}	[kNm]	-141,86	nad sredinsko podporo
V_{max}	[kN]	47,49	nad sredinsko podporo

Preglednica 15: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.3 a

b) Obremenitev P_d : $P_d = 98,7 \text{ kN}$ (le v primeru začasnega podpiranja)



Slika 25: Razpored obtežbe - primer 4.7.3 b

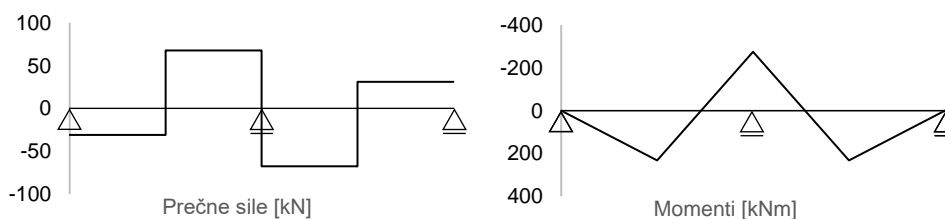
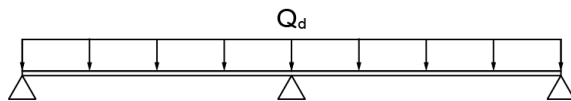


Diagram 13: Notranje statične količine - primer 4.7.3 b

M_{\max}	[kNm]	232,63	v prvem polju
M_{\min}	[kNm]	-275,07	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	67,69	nad sredinsko podporo

Preglednica 16: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.3 b

c) Obremenitev Q_d : $Q_d = 1,5 \cdot q = 1,5 \times 7,5 \text{ kN/m} = 11,25 \text{ kN/m}$ 

Slika 26: Razpored obtežbe - primer 4.7.3 c

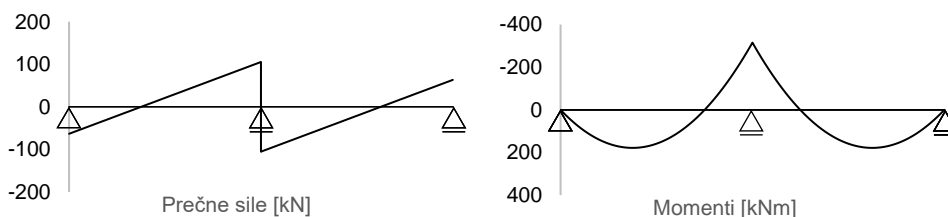


Diagram 14: Notranje statične količine - primer 4.7.3 c

M_{\max}	[kNm]	178,43	v polju
M_{\min}	[kNm]	-315,20	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	105,67	nad sredinsko podporo

Preglednica 17: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.3 c

 $I_{\text{sov},0} = 178258 \text{ cm}^4$ (prerez nad podporo – nerazpokan)

$$W_{c,zg,0} = \frac{I_{\text{sov},0}}{z_{zg,0}} = \frac{178258 \text{ cm}^4}{15,6 \text{ cm}} = 11427 \text{ cm}^3$$

$$z_{zg,0} = a_{c,0} + h_c / 2 = 9,6 \text{ cm} + 12 \text{ cm} / 2 = 15,6 \text{ cm}$$

 $I_{\text{sov},\infty} = 152340 \text{ cm}^4$ (prerez nad podporo – nerazpokan)

$$W_{c,zg,\infty} = \frac{I_{\text{sov},\infty}}{z_{zg,\infty}} = \frac{152340 \text{ cm}^4}{21 \text{ cm}} = 7268 \text{ cm}^3$$

$$z_{zg,\infty} = a_{c,\infty} + h_c / 2 = 15 \text{ cm} + 12 \text{ cm} / 2 = 21 \text{ cm}$$

4.7.3.1 Brez podpiranja v fazi montaže

$$f_{\text{max,ct}} = \frac{M_{Ed}^{GS}}{W_{c,zg,\infty} n_{\infty}} + \frac{M_{Ed}^Q}{W_{c,zg,0} n_0} = \frac{141,86 \text{ kNcm}}{7268 \text{ cm}^3 \times 13,55} + \frac{315,20 \text{ kNcm}}{11427 \text{ cm}^3 \times 6,77}$$

$$= 0,55 \text{ kN/cm}^2 \leq 2 f_{ctm} = 2 \times 0,26 \text{ kN/cm}^2 = 0,52 \text{ kN/cm}^2$$

Natezne napetosti v betonu presežejo vrednost $2 f_{ctm}$, zato je potrebno narediti analizo na razpokanem prerezu.

4.7.3.2 S podpiranjem v fazi montaže

$$f_{\max,ct} = \frac{M_{Ed}^P + M_{Ed}^{GS}}{W_{c,zg,\infty} n_{\infty}} + \frac{M_{Ed}^Q}{W_{c,zg,0} n_0} = \frac{275,07 \text{ kNm} + 141,86 \text{ kNcm}}{7268 \text{ cm}^3 \times 13,55} + \frac{315,20 \text{ kNm}}{11427 \text{ cm}^3 \times 6,77}$$

$$= 0,83 \text{ kN/cm}^2 \leq 2 f_{ctm} = 2 \times 0,26 \text{ kN/cm}^2 = 0,52 \text{ kN/cm}^2$$

Natezne napetosti v betonu presežejo vrednost $2 f_{ctm}$, zato je potrebno narediti analizo na razpokanem prerezu.

4.7.4 Notranje statične količine

4.7.4.1 Obremenitev P

$$- t = \infty, n_{\infty} = 13,55 \quad P_d = 98,7 \text{ kN}$$

Nerazpokan prerez (n_{∞}): $A_1 = 355,4 \text{ cm}^2$
 $I_1 = 163463 \text{ cm}^4$

Razpokan prerez: $A_2 = 150 \text{ cm}^2$
 $I_2 = 86162 \text{ cm}^4$



Slika 27: Razpored obtežbe - primer 4.7.4.1

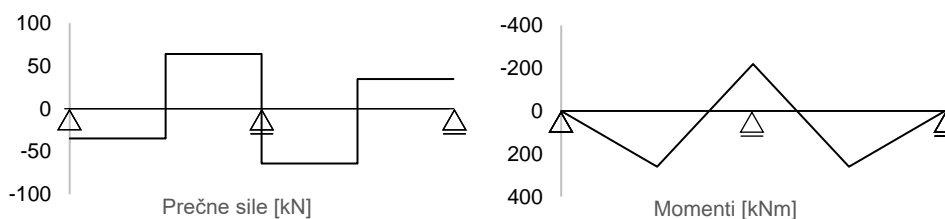


Diagram 15: Notranje statične količine - primer 4.7.4.1

M_{\max}	[kNm]	260,31	v polju
M_{\min}	[kNm]	-219,70	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	64,00	nad sredinsko podporo

Preglednica 18: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.1

Vrednost negativnega momenta nad podporo reduciramo za 25% glede na začetno vrednost, kot je opisano v poglavju 4.3. Vnaprej predpostavimo 1. razred kompaktnosti sovprežnega prereza.

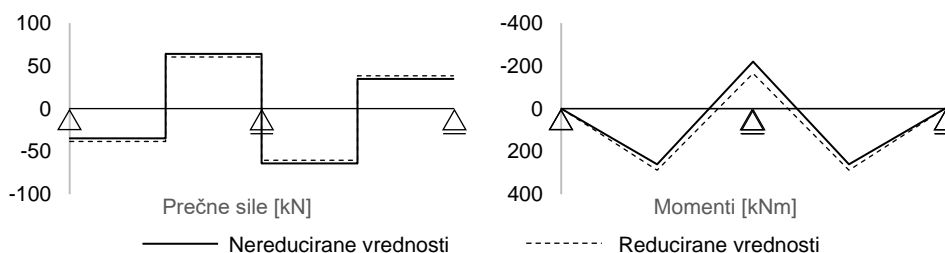


Diagram 16: Reduc. notranje statične količine - primer 4.7.4.1

M_{\max}	[kNm]	287,78	v polju
M_{\min}	[kNm]	-164,77	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	60,34	nad sredinsko podporo

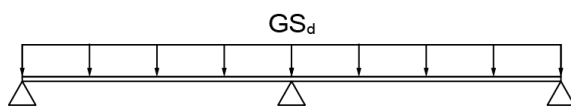
Preglednica 19: Vrednosti reduc. notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.1

4.7.4.2 Obremenitev GS

$$-t = \infty, n_{\infty} = 13,55 \quad GS_d = 5,06 \text{ kN/m}$$

Nerazpokan prerez (n_{∞}): $A_1 = 355,4 \text{ cm}^2$
 $I_1 = 163463 \text{ cm}^4$

Razpokan prerez: $A_2 = 150 \text{ cm}^2$
 $I_2 = 86162 \text{ cm}^4$



Slika 28: Razpored obtežbe - primer 4.7.4.2

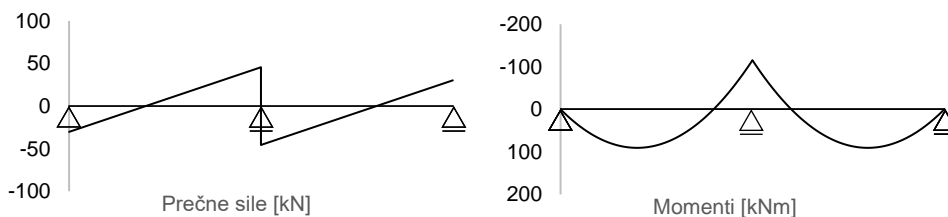


Diagram 17: Notranje statične količine - primer 4.7.4.2

M_{\max}	[kNm]	90,55	v polju
M_{\min}	[kNm]	-115,38	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	45,66	nad sredinsko podporo

Preglednica 20: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.2

Vrednost negativnega momenta nad podporo reduciramo za 25% glede na začetno vrednost, kot je opisano v poglavju 4.3. Vnaprej predpostavimo 1. razred kompaktnosti sovprežnega prereza.

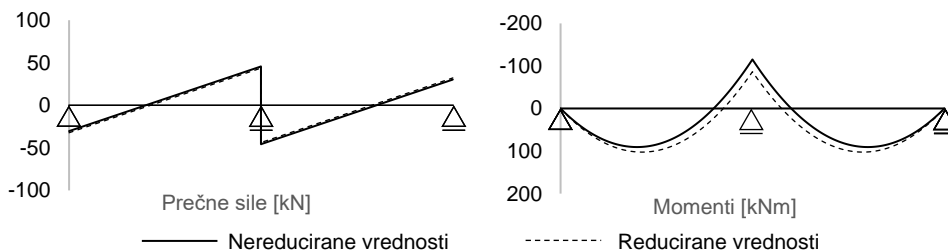


Diagram 18: Reduc. notranje statične količine - primer 4.7.4.2

M_{\max}	[kNm]	102,40	v polju
M_{\min}	[kNm]	-86,53	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	43,74	nad sredinsko podporo

Preglednica 21: Vrednosti reduc. notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.2

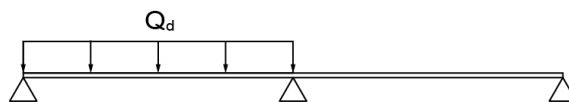
4.7.4.3 Obremenitev Q

$$-t = 0, n_0 = 6,77 \quad Q_d = 11,25 \text{ kN/m}$$

Nerazpokan prerez (n_0): $A_1 = 576,9 \text{ cm}^2$
 $I_1 = 187883 \text{ cm}^4$

Razpokan prerez: $A_2 = 150 \text{ cm}^2$
 $I_2 = 86162 \text{ cm}^4$

a) Največji moment v polju:



Slika 29: Razpored obtežbe - primer 4.7.4.3 a

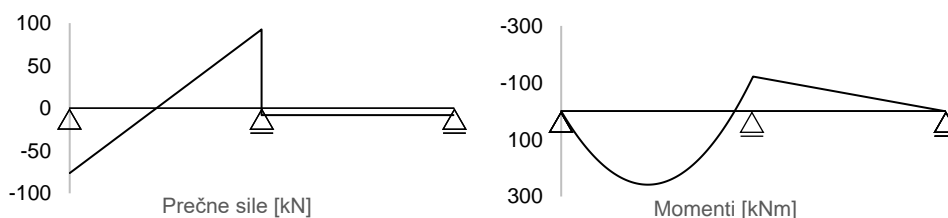
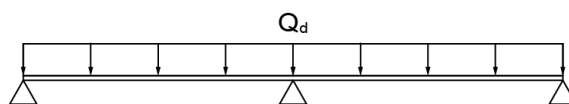


Diagram 19: Notranje statične količine - primer 4.7.4.3 a

M_{\max}	[kNm]	258,41	v prvem polju
M_{\min}	[kNm]	-121,85	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	92,50	nad sredinsko podporo

Preglednica 22: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.3 a

b) Največji moment nad podporo:



Slika 30: Razpored obtežbe - primer 4.7.4.3 b

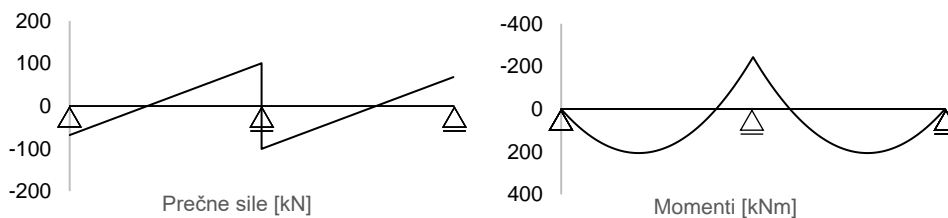


Diagram 20: Notranje statične količine - primer 4.7.4.3 b

M_{\max}	[kNm]	206,29	v polju
M_{\min}	[kNm]	-243,40	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	100,62	nad sredinsko podporo

Preglednica 23: Vrednosti notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.3 b

Vrednost negativnega momenta nad podporo reduciramo za 25% začetne vrednosti, kot je opisano v poglavju 4.3. Vnaprej predpostavimo 1. razred kompaktnosti sovprežnega prereza.

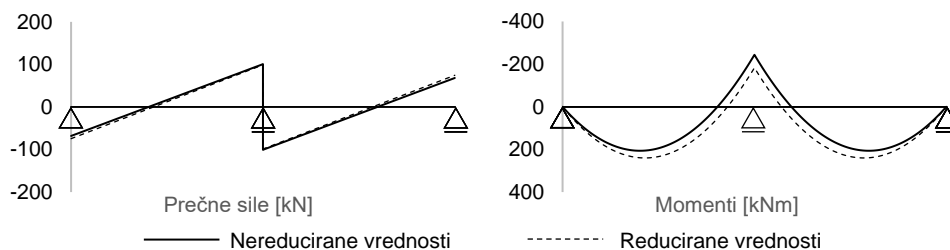


Diagram 21: Reduc. notranje statične količine - primer 4.7.4.3 b

M_{\max}	[kNm]	240,05	v polju
M_{\min}	[kNm]	-182,77	nad sredinsko podporo
V_{\max}	[kN]	98,85	nad sredinsko podporo

Preglednica 24: Vrednosti reduc. notranjih statičnih količin - primer 4.7.4.3 b

4.7.4.4 Merodajne količine za analizo

Za merodajne momente v polju prevzamemo kar maksimalne vrednosti v polju za posamezno obtežbo. Zaradi tega ne pride do bistvenih razlik.

a) Brez podpiranja v fazi montaže:

Obtežba	M [kNm]		V [kN]
	v polju	nad podporo	nad podporo
GL_d	183,28	-323,78	108,26
GS_d	102,40	-86,53	43,74
Q_d	258,41	-182,77	98,85

Preglednica 25: Vrednosti merodajnih notranjih statičnih količin za elastično analizo a

b) S podpiranjem v fazi montaže:

Obtežba	M [kNm]		V [kN]
	v polju	nad podporo	nad podporo
GL_d	50,51	-47,20	40,46
P_d	287,78	-164,77	60,34
GS_d	102,40	-86,53	43,74
Q_d	258,41	-182,77	98,85

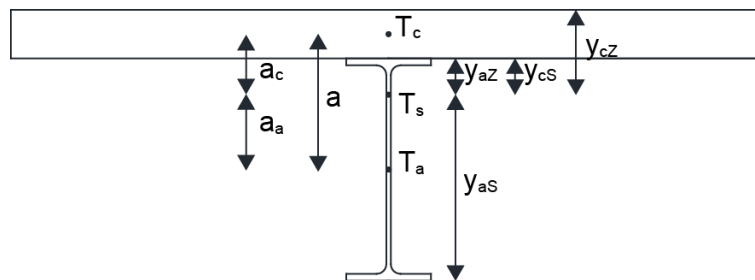
Preglednica 26: Vrednosti merodajnih notranjih statičnih količin za elastično analizo b

4.7.5 Izračun normalnih napetosti

Potrebno je izračunati ustrezne vztrajnostne momente, za nadaljnji izračun napetosti.

a) Prerez merodajen v polju:

Odpornostni momenti so izračunani na zgornji in spodnji rob betonske plošče, ter na zgornji in spodnji rob jeklenega nosilca.



Slika 31: Oznake razdalj odpornostnih momentov a

$$y_{cz} = a_{ci} + \frac{h_c}{2} \quad y_{cs} = a_{ci} - \frac{h_c}{2}$$

$$y_{az} = a_{ci} - \frac{h_c}{2} \quad y_{as} = a_{ai} + \frac{h_a}{2} \quad w_{sbyi} = \frac{I_{sov,i}}{y_{byi}}$$

$W_{sc,sp}$ → odpornostni moment sovprežnega nosilca na spodnjem robu betonske plošče

$W_{sc,zg}$ → odpornostni moment sovprežnega nosilca na zgornjem robu betonske plošče

$W_{sa,sp}$ → odpornostni moment sovprežnega nosilca na spodnjem robu jeklenega nosilca

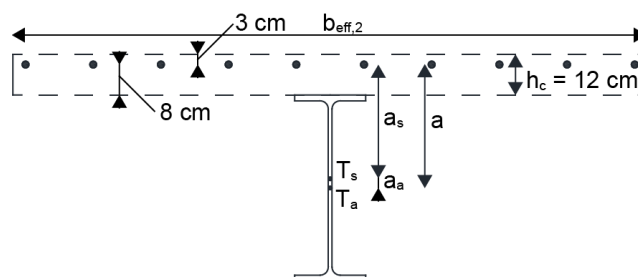
$W_{sa,zg}$ → odpornostni moment sovprežnega nosilca na zgornjem robu jeklenega nosilca

	$W_{scSp,i}$ [cm ³]	$W_{scZg,i}$ [cm ³]	$W_{saSp,i}$ [cm ³]	$W_{saZg,i}$ [cm ³]	lega nevtralne osi
$t = 0, n_0 = 6,77$	105444	13633	3530	105444	jeklo
$t = \infty, n_\infty = 13,55$	24656	8774	3379	24656	jeklo

Preglednica 27: Vrednosti odpornostnih momentov a

b) Prerez merodajen nad podporo:

Odpornostni momenti so izračunani na zgornji in spodnji rob betonske plošče, ter na težišče mehke armature.



Slika 32: Oznake razdalj odpornostnih momentov b

$$y_{az} = a_{ci} - \frac{h_c}{2} \quad y_{as} = a_{ai} + \frac{h_a}{2}$$

$$y_s = a_c + \frac{h_c}{2} - 3 \text{ cm} \quad w_{sbyi} = \frac{I_{sov}}{y_{byi}}$$

W_{ss} → odpornostni moment sovprežnega nosilca na mestu težišča mehke armature

$W_{sa,sp}$ → odpornostni moment sovprežnega nosilca na spodnjem robu jeklenega nosilca

$W_{sa,zg}$ → odpornostni moment sovprežnega nosilca na zgornjem robu jeklenega nosilca

W_{ss}	[cm ³]	2642
$W_{sa,Zp}$	[cm ³]	2745
$W_{sa,Zg}$	[cm ³]	3650
lega nevtralne osi		jeklo

Preglednica 28: Vrednosti odpornostnih momentov b

Obremenitve v fazi montaže prevzame le jekleni nosilec, zato se napetosti izračuna ločeno za jekleni prerez in sovprežni prerez.

σ_{cZ} → napetosti na zgornjem robu betonske plošče

σ_{cS} → napetosti na spodnjem robu betonske plošče

σ_{aZ} → napetosti na zgornjem robu jeklenega nosilca

σ_{aS} → napetosti na spodnjem robu jeklenega nosilca

σ_{sS} → napetosti na mestu težišča mehke armature

a) Jekleni prerez (obremenitev GL):

$$\sigma_{aZ} = -\frac{M_{Ed}}{W_{aZg}}, \quad \sigma_{aS} = \frac{M_{Ed}}{W_{aSp}}$$

b) Sovprežni prerez:

- Obremenitev GS

$$\sigma_{cZ} = -\frac{M_{Ed,i}}{W_{scZg,i} \cdot n_i}, \quad \sigma_{cS} = \pm \frac{M_{Ed,i}}{W_{scZg,i} \cdot n_i}, \quad \sigma_{aZ} = \pm \frac{M_{Ed,i}}{W_{saZg,i}}, \quad \sigma_{aS} = \frac{M_{Ed,i}}{W_{saSp,i}}, \quad \sigma_s = \frac{M_{Ed,i}}{W_{ss}}$$

- Obremenitev Q

$$\sigma_{cZ} = -\frac{M_{Ed,0}}{W_{scZg,0} \cdot n_0}, \quad \sigma_{cS} = \pm \frac{M_{Ed,0}}{W_{scZg,0} \cdot n_0}, \quad \sigma_{aZ} = \pm \frac{M_{Ed,0}}{W_{saZg,0}}, \quad \sigma_{aS} = \frac{M_{Ed,0}}{W_{saSp,0}}, \quad \sigma_s = \frac{M_{Ed,0}}{W_{ss}}$$

Koristna obtežba se upošteva kot kratkotrajna, kjer vpliv lezenja betona ni prisoten ($t = 0$)

Pri členih z dvema predznakoma, se upošteva pozitiven, kadar je nevtralna os v betonski plošči in negativen, kadar je nevtralna os v jeklenem nosilcu.

Največje momente nad podporo povzroča primer, ko vse obtežbe delujejo preko obeh polj. Največje momente v polju pa povzroča primer, ko stalni obtežbi (GL,GS) delujeta preko obeh polj, koristna (Q) pa preko enega. V vseh primerih lahko upoštevam, da vplivi delujejo neugodno. Torej, projektne napetosti v prerezih izračunam kot vsoto projektnih vplivov za kombinacijo K1.

$$K1: 1,35 (GL + GS) + 1,5 (Q) = GL_d + GS_d + Q_d$$

4.7.5.1 Brez podpiranja v fazi montaže

Vrednosti napetosti v spodnji preglednici so podane v [kN/cm²].

Obtežba	V polju				Nad podporo		
	beton		jeklo		armatura	jeklo	
	spodaj	zgoraj	spodaj	zgoraj		spodaj	zgoraj
GL _d	0,00	0,00	7,51	-7,51	0,00	-13,27	13,27
GS _d	-0,03	-0,09	3,03	-0,42	3,27	-3,15	2,37
Q _d	-0,04	-0,28	7,32	-0,25	6,92	-6,66	5,01
K1	-0,07	-0,37	17,86	-8,17	10,19	-23,08	20,64

Preglednica 29: Vrednosti normalnih napetosti po prerezu - primer 4.7.5.1

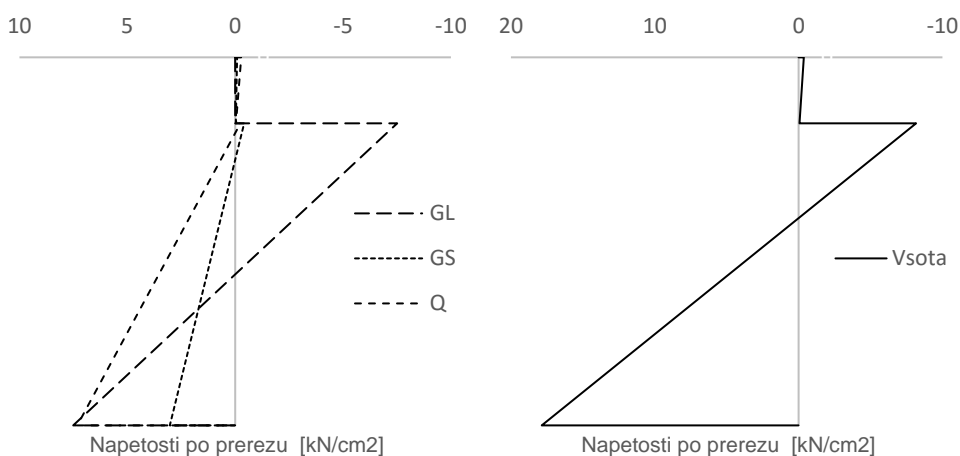


Diagram 22: Potek normalnih napetosti po prerezu v polju - primer 4.7.5.1

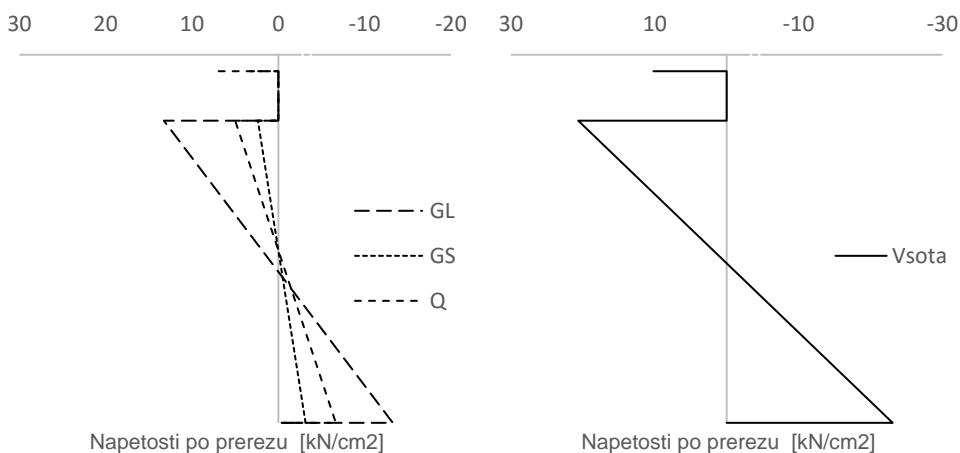


Diagram 23: Potek normalnih napetosti po prerezu nad podporo - primer 4.7.5.1

4.7.5.2 S podpiranjem v fazi montaže

Vrednosti napetosti v spodnji preglednici so podane v [kN/cm²].

Obtežba	V polju				Nad podporo		
	beton		jeklo		armatura	jeklo	
	spodaj	zgoraj	spodaj	zgoraj		spodaj	zgoraj
GL _d	0,00	0,00	2,07	-2,07	0,00	-1,93	1,93
P _d	-0,09	-0,24	8,52	-1,17	6,24	-6,00	4,51
GS _d	-0,03	-0,09	3,03	-0,42	3,27	-3,15	2,37
Q _d	-0,04	-0,28	7,32	-0,25	6,92	-6,66	5,01
K1	-0,15	-0,61	20,93	-3,90	16,43	-17,75	13,83

Preglednica 30: Vrednosti normalnih napetosti po prerezu - primer 4.7.5.2

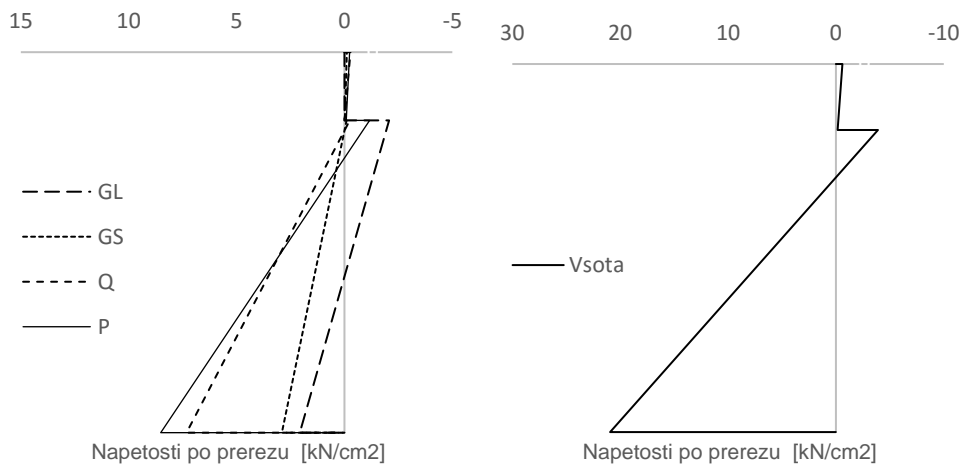


Diagram 24: Potek normalnih napetosti po prerezu v polju - primer 4.7.5.2

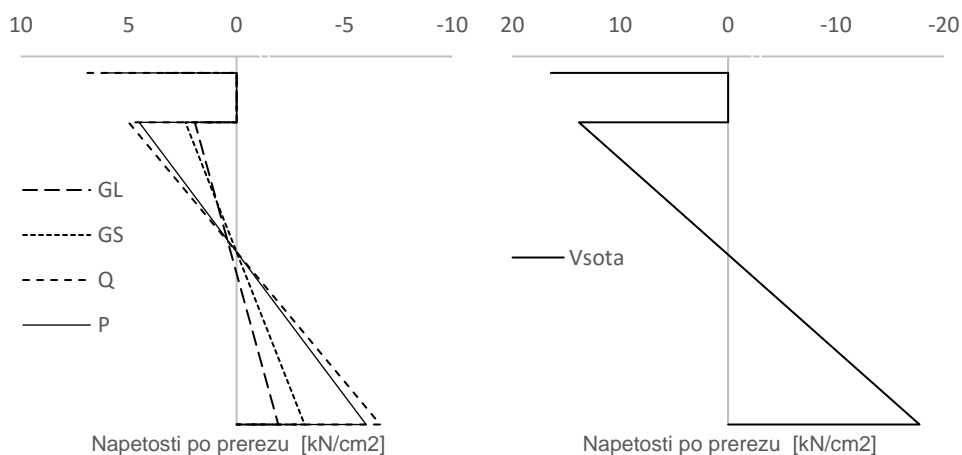


Diagram 25: Potek normalnih napetosti po prerezu nad podporo - primer 4.7.5.2

4.7.6 Mejno stanje nosilnosti in kontrole

Upogibna nosilnost [1]:

Preverimo najbolj kritične napetosti v posamezni točki.

$$\begin{aligned}
 |\sigma_{cz}| &= |-0,61| \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} && \rightarrow \text{primer 4.7.5.2, v polju} \\
 |\sigma_{cs}| &= |-0,15| \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} && \rightarrow \text{primer 4.7.5.2, v polju} \\
 \sigma_{az} &= 20,64 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,0}} = \frac{23,5}{1,0} = 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} && \rightarrow \text{primer 4.7.5.1, nad podporo} \\
 |\sigma_{as}| &= |-23,08| \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,0}} = \frac{23,5}{1,0} = 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} && \rightarrow \text{primer 4.7.5.1, nad podporo} \\
 \sigma_{ss} &= 16,43 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{40}{1,15} = 34,78 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} && \rightarrow \text{primer 4.7.5.2}
 \end{aligned}$$

Strižna nosilnost [1]:

Predpostavimo, da vso strižno obremenitev prevzame jekleni nosilec.

$$V_{pl,Rd} = 975,9 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 249,2 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Upogib in strig [1]:

$$V_{Ed} = 249,2 \text{ kN} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2} = 488,0 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Prečna sila je manjša od polovice plastične strižne nosilnosti. Njen vpliv na upogibno nosilnost se zanemari.

Kontrola kompaktnosti stojine [3]:

Preverimo, če je predpostavka, da je sovprežni prerez v 1. razredu kompaktnosti, pravilna. Na jekleno pasnico delujeta upogibna in tlačna obremenitev.

$$\begin{aligned}
 \sigma_{az} &= 20,64 \text{ kN/cm}^2 \\
 \sigma_{as} &= -23,08 \text{ kN/cm}^2 \\
 \Psi &= \frac{\sigma_{as}}{\sigma_{az}} = \frac{-23,08 \text{ kN/cm}^2}{20,64 \text{ kN/cm}^2} = -1,12 \\
 \frac{d}{t_w} &= \frac{46,7 \text{ cm}}{1,11 \text{ cm}} = 42,07 \leq 62 \varepsilon (1 - \Psi) \sqrt{-\Psi} = 62 \times 1,0 \times (1 + 1,12) \times \sqrt{(1,12)} = 139,2 \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

4.7.7 Kontrola bočne zvrnitve

Kontrolo bočne zvrnitve naredimo enako kot v 4.6.3. Izpolnjeni so vsi pogoji, zato postopka ne ponavljamo.

4.7.8 Kontrola vzdolžnega strig – kontrola čepov

Za izračun nosilnosti prečnih prerezov nosilca je bila uporabljena elastična teorija, zato je potrebno uporabiti elastično teorijo tudi za izračun vzdolžne strižne sile [1]. Število in medsebojno razdaljo čepov se določi glede na velikost in potek vzdolžne strižne sile med zgornjo pasnico jeklenega nosilca in betonsko ploščo.

Strižni tok je vzdolžna strižna sila na enoto dolžine, določim ga z spodnjimi izrazi:

- Obremenitev GS:

$$T_{Ed,\infty} = \frac{V_{Ed} A_c a_{c,i}}{I_{sov,i} n_i}$$

- Obremenitev Q:

$$T_{Ed,\infty} = \frac{V_{Ed} A_c a_{c,0}}{I_{sov,0} n_0}$$

Število strižnih veznih sredstev in razmak med njimi, se določi na podlagi elastične razporeditve strižnega toka, ki sta prikazana v diagramih 26 in 28. To pomeni, da bi bila razdalja med čepi ob podpori najkrajša, proti polju pa bi se povečevala. To ni smiselno, vsako polje, ki ga analiziram razdelim na odseke z enakim številom čepov s konstantno razdaljo med njimi.

4.7.8.1 Brez podpiranja v fazi montaže

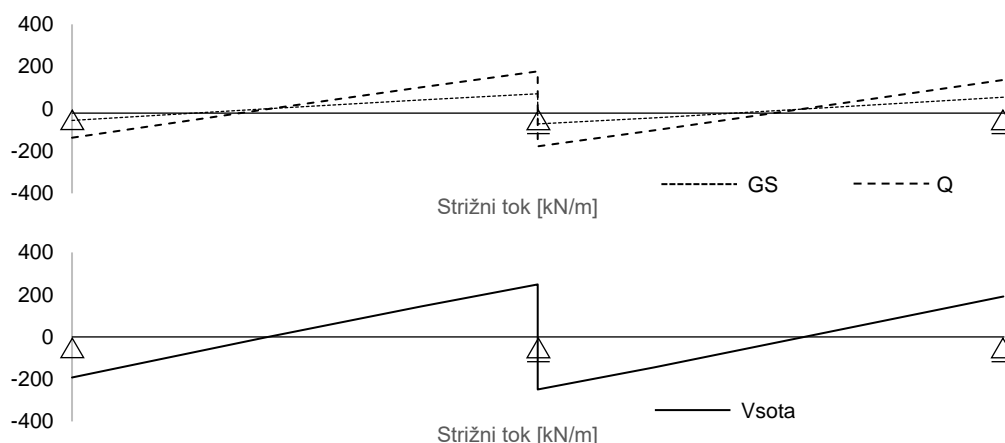


Diagram 26: Potek strižnega toka - primer 4.7.8.1

Vrednosti strižnega toka po nosilcu so prikazane v spodnji preglednici.

Obtežba	T _{Ed} [kN/m]			
	leva podpora	sredinska podpora	desna podpora	
GS	-55,09	71,33	-71,33	55,09
Q	-136,62	177,38	-177,38	136,62
Vsota	-191,71	248,71	-248,71	191,71

Preglednica 31: Velikost strižnega toka po nosilcu - primer 4.7.8.1

Vzdolžna strižna sila [1]:

Vsako izmed polj (robno in vmesno) razdelim na dva odseka s konstantno razdaljo med čepi, kot je prikazano v diagramu 27. Upoštevam, da na vsakem odseku pokrijem robno konico strižnega toka.

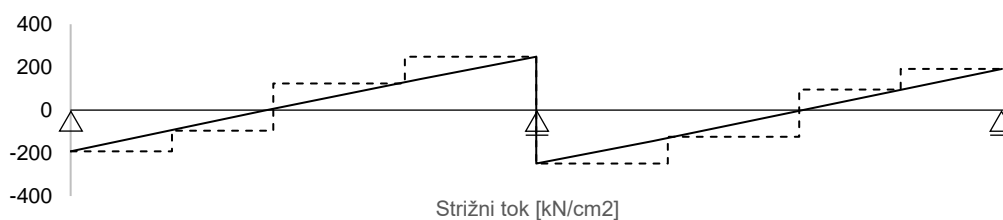


Diagram 27: Poenostavljen potek strižnega toka po nosilcu – primer 4.7.8.1

$$l_1 \doteq 6,5 \text{ m}$$

$$l_2 \doteq 8,5 \text{ m}$$

$$V_i = T_{Ed} l$$

	0 -3,25 m	3,25 - 6,5 m	6,5 - 10,75 m	10,75 - 15 m
V_i [kN]	623,06	311,53	528,51	1057,02

Preglednica 32: Velikost vzdolžne strižne sile – primer 4.7.8.1

$$P_{Rd} = 73,7 \text{ kN/čep} \rightarrow \text{strižna nosilnost čepa}$$

	0 -3,25 m	3,25 - 6,5 m	6,5 - 10,75 m	10,75 - 15 m
št. čepov	9	5	8	15
e [cm] – razdalja med čepi	36	65	53	28

Preglednica 33: Razpored čepov – primer 4.7.8.1

Pri razporedu je potrebno zagotoviti spodnja pogoja.

$$e > 5 d = 9,5 \text{ cm}$$

$$e < \min(6 h_c, 80 \text{ cm}) = \min(72 \text{ cm}, 80 \text{ cm}) = 72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

4.7.8.2 S podpiranjem v fazi montaže

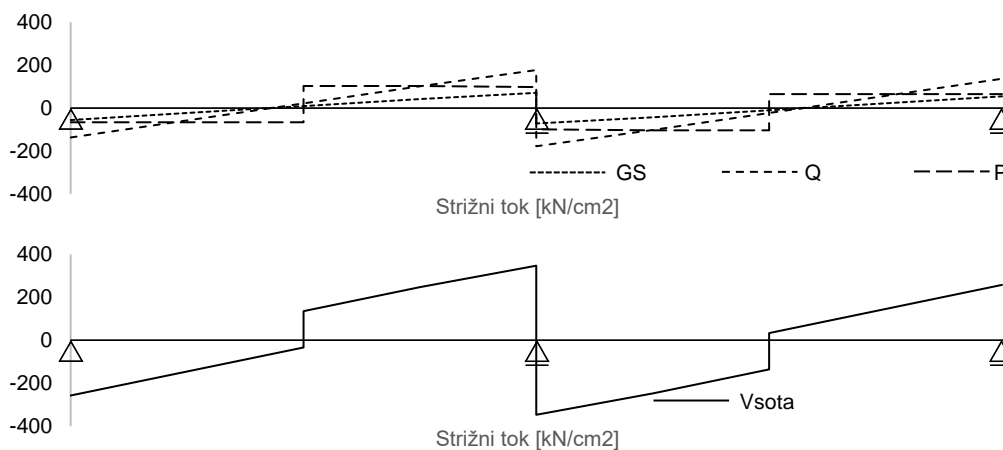


Diagram 28: Potek strižnega toka - primer 4.7.8.1

Vrednosti strižnega toka po nosilcu so prikazane v spodnji preglednici.

Obtežba	T_{Ed} [kN/m]			
	leva podpora	sredinska podpora	desna podpora	
GS	-55,09	71,33	-71,33	55,09
P	-65,65	98,40	-98,40	65,65
Q	-136,62	177,38	-177,38	136,62
Vsota	-257,36	347,11	-347,11	257,36

Preglednica 34: Velikost strižnega toka po nosilcu - primer 4.7.8.2

Vzdolžna strižna sila [1]:

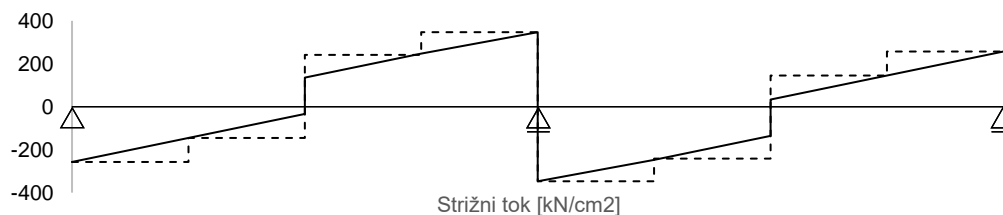


Diagram 29: Poenostavljen potek strižnega toka po nosilcu – primer 4.7.8.1

$$l_1 \doteq 7,5 \text{ m}$$

$$l_2 \doteq 7,5 \text{ m}$$

$$V_i = T_{Ed} l$$

	0 -3,75 m	3,75 – 7,5 m	7,5 – 11,25 m	11,25 -15 m
V_i [kN]	965,10	545,33	904,81	1301,67

Preglednica 35: Velikost vzdolžne strižne sile – primer 4.7.8.2

$$P_{Rd} = 73,7 \text{ kN/čep} \rightarrow \text{strižna nosilnost čepa}$$

Število in razpored čepov [1]:

	0 -3,75 m	3,75 – 7,5 m	7,5 – 11,25 m	11,25 -15 m
št. čepov	14	8	13	18
e [cm] – razdalja med čepi	26	46	28	20

Preglednica 36: Razpored čepov – primer 4.7.8.2

Pri razporedu je potrebno zagotoviti spodnja pogoja.

$$e > 5 d = 9,5 \text{ cm}$$

$$e < \min(6 h_c, 80 \text{ cm}) = \min(72 \text{ cm}, 80 \text{ cm}) = 72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

5 MEJNO STANJE UPORABNOSTI (MSU)

5.1 Analiza pomikov

Pomiki so izračunani s pomočjo programa SAP2000. Pri analizi pomikov upoštevamo karakteristično kombinacijo mejnega stanja uporabnosti, saj slovenski nacionalni dokument k SIST EN 1990 (SIST EN 1990:2004/A101:2005) podaja omejitve pomikov za to kombinacijo. Kontrola pomikov v MSU je povratno stanje. Po SIST EN 1990 se povratna stanja preverja s pogosto kombinacijo MSU [6].

Kontrola napetosti v MSU pri stavbah ni potrebna, saj v MSN ni potrebno kontrolirati utrujanja, betonska plošča pa tudi ni prednapeta.

Kontrole razpok ne prikazujemo, čeprav jo je potrebno narediti. Prav tako ne prikazujemo vpliva krčenja na pomike, saj razmerje med razponom in skupno višino sovprežnega nosilca presega 20.

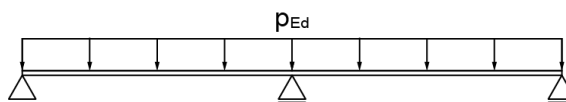
Pomike izračunamo z upoštevanjem razpokanega prereza na enak način, kot v poglavju 4.7.4.

5.1.1 Brez podpiranja v fazi montaže

- a) Pomiki pri stalni obtežbi, ki delujejo le na jekleni prerez:

Pomiki jeklenega nosilca po strditvi betona.

$$p_{Ed} = 1,0 g_a + 1,0 g_c = 1,0 \times 1,06 \text{ kN/m} + 1,0 \times 7,5 \text{ kN/m} = 8,56 \text{ kN/m}$$



Slika 33: Razpored obtežb - primer 5.1.1 a

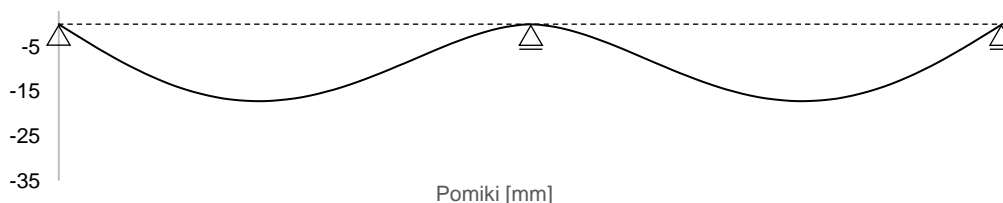


Diagram 30: Pomiki - primer 5.1.1.a

$$w_{\max 1} = 17,2 \text{ mm}$$

b) Pomiki pri stalni in koristni obtežbi, ki delujejo na sovprežni prerez:

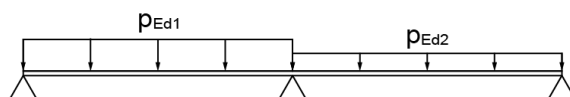
Pri računu pomikov je upoštevan razpokan prečni prerez v območju sredinske podpore.

Nerazpokan prerez (n_{∞}): $A_1 = 355,4 \text{ cm}^2$
 $I_1 = 163463 \text{ cm}^4$

Razpokan prerez: $A_2 = 150 \text{ cm}^2$
 $I_2 = 86162 \text{ cm}^4$

$$p_{Ed1} = 1,0 (g_{II}) + 1,0 q = 1,0 \times (3,75 \text{ kN/m}) + 1,0 \times 7,5 \text{ kN/m} = 11,25 \text{ kN/m}$$

$$p_{Ed2} = 1,0 g_{II} = 1,0 \times 3,75 \text{ kN/m} = 3,75 \text{ kN/m}$$



Slika 34: Razpored obtežb - primer 5.1.1 b

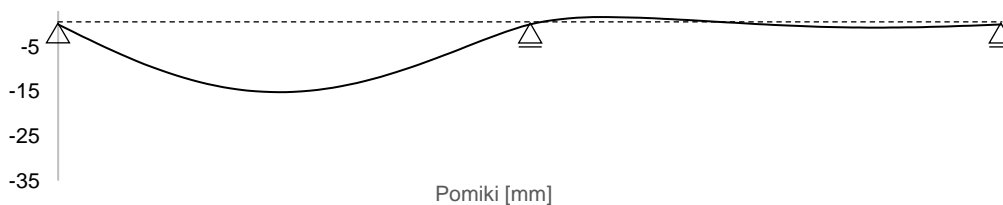


Diagram 31: Pomiki - primer 5.1.1 b

$$w_{\max 2} = 15,2 \text{ mm}$$

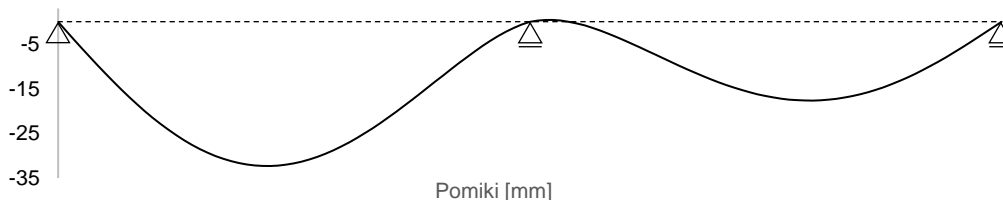
c) Končni pomiki:


Diagram 32: Pomiki - primer 5.1.1 c

$$w_{\max} = w_{\max 1} + w_{\max 2} = 17,2 \text{ mm} + 15,2 \text{ mm} = 32,4 \text{ mm}$$

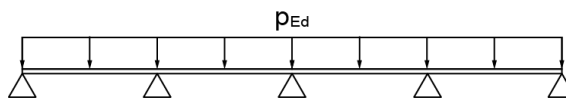
$$w_{\max} = 32,4 \text{ mm} < \frac{L}{250} = \frac{15 \text{ m}}{250} = 0,06 \text{ m} = 60 \text{ mm}$$

5.1.2 S podpiranjem v fazi montaže

- a) Pomiki pri stalni obtežbi, ki delujejo le na jekleni prerez:

Pomiki jeklenega nosilca pred strditvijo betona.

$$p_{Ed} = 8,56 \text{ kN/m}$$



Slika 35: Razpored obtežb - primer 5.1.2 a

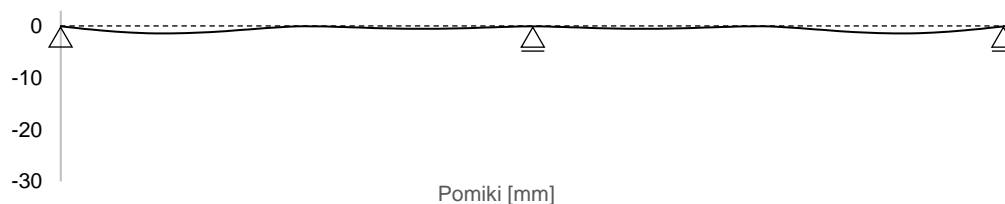


Diagram 33: Pomiki - primer 5.1.2.a

$$w_{\max 1} = 1,4 \text{ mm}$$

- b) Pomiki pri stalni in koristni obtežbi, ki delujejo na sovprežni prerez:

Pri računu pomikov je upoštevan razpokan prečni prerez v območju središnje podpore.

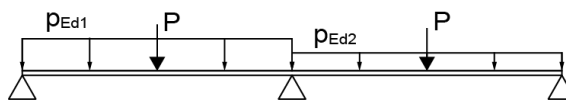
Nerazpokan prerez (n_{∞}): $A_1 = 355,4 \text{ cm}^2$
 $I_1 = 163463 \text{ cm}^4$

Razpokan prerez: $A_2 = 150 \text{ cm}^2$
 $I_2 = 86162 \text{ cm}^4$

$$p_{Ed1} = 11,25 \text{ kN/m}$$

$$P = 72,8 \text{ kN}$$

$$p_{Ed2} = 3,75 \text{ kN/m}$$



Slika 36: Razpored obtežb - primer 5.1.1 b

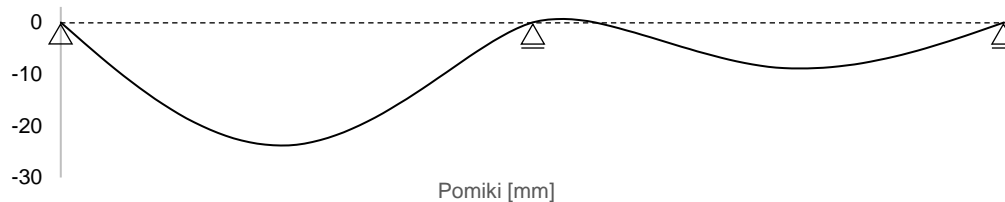


Diagram 34: Pomiki - primer 5.1.2. b

$$w_{\max 2} = 23,8 \text{ mm}$$

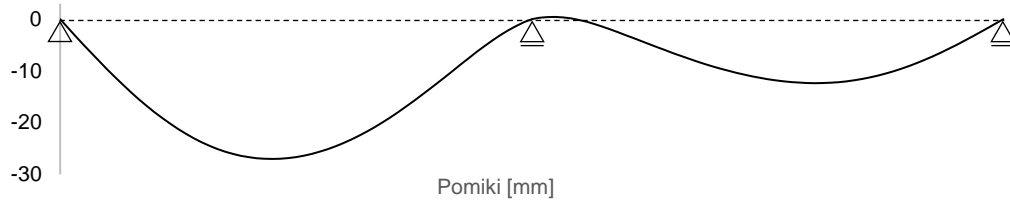
c) Končni pomiki:

Diagram 35: Pomiki - primer 5.1.2 c

$$w_{\max} = w_{\max1} + w_{\max2} = 1,4 \text{ mm} + 23,8 \text{ mm} = 25,2 \text{ mm}$$

$$w_{\max} = 28,2 \text{ mm} < \frac{L}{250} = \frac{15 \text{ m}}{250} = 0,06 \text{ m} = 60 \text{ mm}$$

6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo naredili plastično in elastično analizo na enakem sovprežnem nosilcu. Zaradi tega je iz rezultatov lepo razvidno, koliko večja je plastična nosilnost prečnih prerezov glede na elastično pri enakem prečnem prerezu.

Pri plastični analizi je izkoriščenost prereza pri dani obremenitvi, v polju in nad podporo, podobna. Nosilnost sovprežnega nosilca je pri plastični analizi izkoriščena pod 60%, pri elastični analizi pa nad 90%. Kritična napetost je v jeklenem nosilcu. Do tega pride, ker v plastični analizi velikost jeklenega nosilca običajno narekuje montažno stanje, v mejnem stanju pa zaradi plastičnega tečenja jekla pride do prerazporeditve napetosti po prerezu.

Pri plastični analizi, glede na elastično, je potrebno za vzdolžno strižno zvezo med jeklenim nosilcem in armirano betonsko ploščo večje računsko število veznih sredstev, v tem primeru čepov. To je smiselno, saj se v plastični analizi vzdolžna strižna sila izračuna na podlagi polne nosilnosti sovprežnega nosilca, v elastični analizi pa se izračuna na podlagi obremenitve sovprežnega nosilca.

Obravnavali smo tudi primera, ko je sovprežni nosilec v fazi gradnje na polovici razpona podprt. Pri plastični analizi to vpliva na pomike jeklenega nosilca med samo gradnjo in posledično na pomike v končni fazi. Na samo nosilnost sovprežnega prereza pri plastični analizi začasno podpiranje nima vpliva, saj plastična analiza ne upošteva faze gradnje. Seveda, pa je rezultat vmesnega podpiranja manjši nosilec za fazo montaže in s tem večja izkoriščenost sovprežnega prereza v končnem stanju. Drugače je pri elastični analizi. Začasno podpiranje zmanjša napetosti v jeklenem nosilcu, povečajo pa se napetosti na sovprežnem prerezu.

V diplomski nalogi velikost jeklenega nosilca narekuje njegova nosilnost v fazi montaže. Zaradi velikega razpona je posledično v končnem stanju, pri plastični analizi, nosilec slabo izkoriščen. Če želimo boljši izkoristek pri upoštevanju polne strižne povezave, je priporočljivo začasno podpiranje v fazi montaže. V spodnji tabeli so prikazane nosilnosti sovprežnih prerezov v končnem stanju pri različnih jeklenih nosilcih, za primer, ko je nosilec začasno podprt na sredini razpona (ostala geometrija in ostali podatki so nespremenjeni).

	v polju		nad sredinsko podporo			
	Mpl,Rd [kN/m]	izkoriščenost prereza	Mpl,Rd [kN/m]	izkoriščenost prereza	Vpl,Rd [kN]	izkoriščenost prereza
IPE550	1103,9	52%	828,3	59%	975,9	25%
IPE500	903,7	63%	677,2	72%	818,8	30%
IPE450	724,9	78%	541,8	90%	689,6	35%
IPE400	579,8	97%	432,0	112%	579,8	41%

Preglednica 37: Primerjava plastičnih nosilnosti

Ob izdelavi diplomske naloge smo bolje spoznali pomen elastične in plastične analize, se naučil rokovati z Evrokodi, natančneje z Evrokodom 4. Med delom smo si pomagali s programom SAP2000, s pomočjo katerega smo računali notranje sile in pomike. Ostale izračune smo naredili v programu Microsoft Excel.

VIRI

- [1] SIST EN 1994-1-1:2005. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona –1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.
- [2] Pržulj, M. 1989. Spregnute konstrukcije. Beograd, Građevinska knjiga: 354 str.
- [3] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije –1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb
- [4] SIST EN 1991-1-6 :2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-6. del: Splošni vplivi – Vplivi med gradnjo
- [5] SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe
- [6] SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij