

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:

Uroš Muženič

**Projektiranje tipičnih armiranobetonskih
konstrukcij in elementov v skladu s standardom
EC 2**

Diplomska naloga št.: 2911

Mentor:

izr. prof. dr. Tatjana Isaković

Somentor:

prof. dr. Matej Fischinger

Ljubljana, 28. 9. 2006

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **UROŠ MUŽENIČ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
**'PROJEKTIRANJE TIPIČNIH ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJ IN
ELEMENTOV V SKLADU S STANDARDOM EC2'**

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL,
Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Ljubljana, 6.9.2006

(podpis)

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

| | |
|-------------------------|--|
| UDK: | 006.77:624.12.45(043.2) |
| Avtor: | Uroš Muženič |
| Mentorica: | Izr. Prof. Dr. Tatjana Isaković |
| Naslov: | Projektiranje tipičnih armiranobetonskih konstrukcij in elementov v skladu s standardom EC2 |
| Obseg in oprema: | 134 str., 27 pregl., 73 sl. |
| Ključne besede: | standard Evrokod 2, nosilec, uklon, plošča, preboj |

Izvleček

V nalogi so prikazani primeri projektiranja konstrukcijskih elementov, ki so tipični za stavbe in sicer po končni verziji standarda SIST EN 1992-1-1 Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe, ki je v Sloveniji stopil v veljavo leta 2005.

Poleg določil standarda EC2 so upoštevana tudi določila zadnjih verzij standarda Eurokod 0 in Evrokod 1, ki sta ravno tako že v veljavi in s katerima so, med ostalim, predpisane različne vrednosti za vplive na konstrukcijah in načini njihovega kombiniranja, ki so uporabljeni v nalogi.

Diplomska naloga je vsebinsko razdeljena na pet delov. Vsak del obravnava enega ali več tipičnih vrst konstrukcijskih elementov. Vsak primer je razdeljen na 3 dele. V prvem, osnovnem delu je prikazan osnovni potopek projektiranja posameznih konstrukcijskih elementov. Drugi del vsebuje ustrezne armaturne načrte. Tretji del, ki je podan v ustrezni prilogi na koncu naloge, pa vsebuje opis in prikaz alternativnih načinov projektiranja, ki so običajno bolj kompleksni od tistega, ki je prikazan v osnovnem delu. V prilogi so, v primerih ko je to smotno, prikazane tudi razlage uporabljenih postopkov ali primerjave rezultatov različnih metod.

Naloga vsebuje naslednje primere: a) Kontinuirni nosilec s prečnim prerezom T oblike, b) Vitek steber, c) Plošča, podprta z gredami in armiranobetonski okvir, d) Gobasta plošča in e) Kratka konzola

Na koncu naloge je v zaključkih podanih nekaj razlag in komentrajev k standardu EC2.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDK: 006.77:624.012.45(043.2)
Author: Uroš Muženič
Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Tatjana Isaković
Title: Design of typical reinforced concrete structures and elements according to standard EC2
Notes: 134 p., 27 tab., 73 fig.
Key words: EC2 standard, beam, buckling, slab; punching effect

Abstract

Design examples of typical building structural elements according to SIST-EN 1992 -1-1 Eurocode 2 are presented. In Slovenia the standard was officially accepted in 2005. Standards EC0 and EC1 (which are also official standards in Slovenia), define different values for actions on structures as well as their combination rules were also taken into account in the thesis.

The thesis consists of five examples. Each of them considers one or more typical structural elements. Each example is divided in three parts. The basic, first part includes the detailed design procedure of structural elements. The corresponding reinforcement (detailing) plan is presented in the second part. The third part is appendix where the alternative design procedure, usually more complex than the basic one is presented. The short explanations of the design procedures as well as the comparison of results obtained using different methods are also presented in the appendices in relevant cases.

The five examples summarized below are included in the thesis:

a) Continuous beam with T shape cross-section, b) Slender column, c) Two-way spanning slab and reinforced concrete frame, d) Flat slabs, e) Short beams.

Some final explanations and comments regarding the standard are included in the conclusions.

ZAHVALA

Za ves čas, vse praktične nasvete in obsežne razlage ter pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorici prof. dr. Tatjani Isaković, somentorju prof. dr. Mateju Fischingerju in prof. dr. Jaroslavu Procházki iz Tehnične univerze v Pragi.

Zahvalil bi se svojim staršem in bratu, ki so mi vedno stali ob strani. Posebej se tudi zahvaljujem sošolcem Gorazdu, Jaku, Matiji, Mihi ter Vasji za skupno druženje in pomoč skozi vsa študijska leta.

KAZALO VSEBINE

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | Uvod | 1 |
| 1.1 | Kontinuirni nosilec s prečnim prerezom T oblike | 2 |
| 1.2 | Vitek steber | 2 |
| 1.3 | Plošča, podprta z gredami in armiranobetonski okvir | 2 |
| 1.4 | Gobasta plošča | 3 |
| 1.5 | Kratka konzola | 3 |
| 2 | Kontinuirni nosilec s prečnim prerezom t oblike | 5 |
| 2.1 | Osnovni podatki o konstrukciji in vplivi nanjo | 5 |
| 2.2 | Kombinacije projektnih vplivov | 7 |
| 2.3 | Dimenzioniranje – Mejna stanja nosilnosti (MSN) | 10 |
| 2.3.1 | Določitev upogibne armature | 11 |
| 2.3.2 | Dejanska upogibna nosilnost prereza | 15 |
| 2.3.3 | Določitev prečne armature | 20 |
| 2.4 | Dimenzioniranje – Mejna stanja uporabnosti (MSU) | 27 |
| 2.4.1 | Navidezno stalna kombinacija notranjih sil | 27 |
| 2.4.2 | Karakteristike razpokanega prereza | 28 |
| 2.4.3 | Direktna kontrola širine razpok | 29 |
| 2.4.4 | Indirektna kontrola razpok | 32 |
| 2.4.5 | Kontrola pomikov | 34 |
| 2.4.6 | Direktna kontrola pomikov | 35 |
| 2.5 | Armaturni načrt in seznam armaturnih palic | 40 |
| 3 | Vitek steber | 43 |
| 3.1 | Konstrukcijski element, obtežba in lastnosti materialov | 43 |
| 3.2 | Notranje sile | 43 |
| 3.3 | Določitev potrebnih dimenzij betonskega prereza in količine vzdolžne armature na podlagi sil, določenih po teoriji 1. reda | 44 |
| 3.4 | Analiza z upoštevanjem teorije 2. reda | 45 |
| 3.5 | Merilo vitkosti za posamezne stebre | 45 |
| 3.6 | Lezenje | 47 |
| 3.7 | Metoda nazivnih ukrivljenosti | 48 |

| | | |
|---------|---|----|
| 3.7.1 | Projektni upogibni moment po teoriji 1. reda | 48 |
| 3.7.2 | Projektni upogibni moment po teoriji 2. reda | 50 |
| 3.7.3 | Projektni upogibni moment in nosilnost prereza | 53 |
| 3.8 | Metoda nazivnih togosti | 53 |
| 3.9 | Strižna armatura | 57 |
| 3.10 | Armaturni načrt | 58 |
| 4 | Plošča, podprta z gredami In armiranobetonski okvir | 59 |
| 4.1 | Podatki o konstrukciji | 59 |
| 4.2 | Obtežba | 60 |
| 4.3 | Notranje sile v plošči | 61 |
| 4.3.1 | V polju POS1a | 62 |
| 4.3.2 | V polju POS1b | 63 |
| 4.3.3 | Upogibni moment med poljem POS1a in POS1b | 65 |
| 4.4 | Upogibna armatura v plošči | 67 |
| 4.4.1 | V polju POS1a | 67 |
| 4.4.2 | V polju POS1b | 69 |
| 4.4.3 | Minimalna armatura | 71 |
| 4.5 | Armiranobetonski okvir (POS 2,3,4) | 71 |
| 4.5.1 | Analiza obtežbe | 71 |
| 4.5.2 | Določitev notranjih sil | 77 |
| 4.5.3 | Dimenzioniranje grede POS 4 | 80 |
| 4.5.3.1 | Upogibna armatura | 80 |
| 4.5.3.2 | Strižna armatura grede | 83 |
| 4.5.4 | Dimenzioniranje stebrov | 85 |
| 4.5.4.1 | Upogibna armatura | 85 |
| 4.5.4.2 | Strižna armatura v stebri | 86 |
| 4.5.5 | Dimenzioniranje členka – prerez 5-5 | 87 |
| 4.6 | Armaturni načrt | 91 |
| 5 | Gobasta plošča | 93 |
| 5.1 | Podatki o konstrukciji | 93 |
| 5.2 | Obtežba | 95 |
| 5.3 | Ocena dimenzij | 95 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 5.3.1 | Notranji steber | 96 |
| 5.3.2 | Vute nad vmesnimi stebri | 98 |
| 5.4 | Nadomestni okvir v oseh J,K,2,3 | 100 |
| 5.4.1 | Upogibna armatura v plošči | 103 |
| 5.4.2 | Kontrola preboja ob notranjih stebrih | 106 |
| 5.5 | Nadomestni okvir v oseh I,L,1,4 | 108 |
| 5.5.1 | Upogibna armatura v plošči | 112 |
| 5.5.2 | Kontrola preboja plošče ob kotnih stebrih A1,D1,A4,D4 | 113 |
| 5.5.3 | Kontrola preboja ob robnih stebrih I2,I3,L2,L3,J1,K1,J4,K4 | 116 |
| 5.6 | Armaturni detajli | 118 |
| 5.7 | Armaturne načrti | 121 |
| 6 | Kratka konzola | 123 |
| 6.1 | Podatki o konstrukcijskem elementu | 123 |
| 6.1.1 | Obtežba | 123 |
| 6.1.2 | Karakteristike materialov | 124 |
| 6.2 | Določitev upogibne armature | 124 |
| 6.3 | Kontrola strižne nosilnosti | 125 |
| 6.4 | Sidrna dolžina | 127 |
| 6.5 | Določitev konstruktivne armature: | 128 |
| 6.6 | Armaturni načrt | 128 |
| 7 | Zaključek | 129 |
| 7.1 | Kontinuirni nosilec s prečnim prerezom T oblike | 129 |
| 7.2 | Vitek steber | 130 |
| 7.3 | Plošča, podprta z gredami in armiranobetonski okvir | 130 |
| 7.4 | Gobasta plošča | 131 |
| 7.5 | Kratka konzola | 131 |
| | Viri | 133 |
| | Priloge | |

KAZALO SLIK

| | |
|--|----|
| Slika 1 - Prečni prerez | 5 |
| Slika 2 - Geometrija nosilca | 5 |
| Slika 3 - Ovojnica projektnih upogibnih momentov | 9 |
| Slika 4 - Ovojnica projektnih prečnih sil | 9 |
| Slika 5 - Zmanjšanje negativnega upogibnega momenta | 9 |
| Slika 6 - Napetosti in deformacije v pravokotnem prerezu, obremenjenem s upogibnim momentom | 11 |
| Slika 7 - Statična višina v prerezu D | 12 |
| Slika 8 - Statična višina v prerezu E | 13 |
| Slika 9- Premik momentne črte | 16 |
| Slika 10 - Nosilnost prečne armature | 27 |
| Slika 11 - Razpored strižne armature | 27 |
| Slika 12 -Ovojnica upogibnih momentov (MSU) | 28 |
| Slika 13 - Razpokan prerez | 28 |
| Slika 14 - Napetosti, deformacije in sile v razpokanem prerezu | 29 |
| Slika 15 - Interpolacijski diagram za koeficient "k" | 33 |
| Slika 16 - Obseg prereza, izpostavljen sušenju | 35 |
| Slika 17 - Pomik nosilca - razpokan prerez | 36 |
| Slika 18 - Pomik nosilca - nerazpokan prerez | 37 |
| Slika 19 – Dimenzije nerazpokanega prereza | 38 |
| Slika 20 - Težišče nerazpokanega prereza | 38 |
| Slika 21 – Steber obremenjen z osno silo | 43 |
| Slika 22 – Projektna upogibna nosilnost določena na podlagi vplivov izračunanih po teoriji 1. reda | 44 |
| Slika 23 Dimenzije prereza | 45 |
| Slika 24 - Uklonske dolžine | 50 |
| Slika 25 – Dimenzioniranje prereza na podlagi vplivov izračunanih po metodi nazivnih ukrivljenosti | 53 |
| Slika 26 – Dimenzioniranje prereza na podlagi vplivov izračunanih po metodi nazivnih togosti | 56 |

| | |
|---|----|
| Slika 27 – Končna armatura v prerezu, določena na podlagi metode nazivnih togosti | 57 |
| Slika 28 - Tloris plošče | 59 |
| Slika 29 - Prečni prerez A-A | 59 |
| Slika 30 – Prečni prerez strehe | 60 |
| Slika 31 - Upogibni momenti v plošči | 61 |
| Slika 32 - Upogibni moment v polju POS1a | 62 |
| Slika 33 - Upogibni momenti v polju POS1b | 63 |
| Slika 34 - Upogibni momenti v plošči zaradi stalne obtežbe | 66 |
| Slika 35 - Upogibni momenti v plošči zaradi spremenljive obtežbe | 66 |
| Slika 36 - Projektni upogibni momenti v plošči | 67 |
| Slika 37 – Lega armaturnih mrež v polju POS1a | 67 |
| Slika 38 - Lega armaturnih mrež v polju POS1b | 69 |
| Slika 39 - Raznos obtežbe iz plošče na nosilec POS4 | 71 |
| Slika 40 - Raznos obtežbe iz plošče na nosilca POS2 in POS 3 | 71 |
| Slika 41 – Raznos obtežbe v polju POS1a | 72 |
| Slika 42 – Raznos obtežbe v polju POS1b | 73 |
| Slika 43 – Stalna obtežba grede POS4, ki se prenese s polja POS1a | 74 |
| Slika 44 - Stalna obtežba grede POS4, ki se prenese iz polja POS1b | 74 |
| Slika 45 - Točkovna sila zaradi obtežbe na nosilec POS3 | 75 |
| Slika 46 - Točkovna sila zaradi obtežbe na nosilec POS2 | 76 |
| Slika 47 - Karakteristična vrednost stalne obtežbe grede POS4 | 77 |
| Slika 48 - Karakteristična vrednost spremenljive obtežbe na srednjem polju grede POS4 | 77 |
| Slika 49 - Karakteristična vrednost spremenljive obtežbe na krajnih poljih grede POS4 | 78 |
| Slika 50 – Reduciran upogibni moment nad stebrom | 80 |
| Slika 51 - Sodelujoča širina | 81 |
| Slika 52 - Medsebojna razdalja momentnih ničelnih točk | 82 |
| Slika 53 - Projektna nosilnost stebra | 85 |
| Slika 54 - Dimenzije in obtežba upogibnega členka | 87 |
| Slika 55 - Raznos napetostiv bližini členka | 88 |
| Slika 56 - Cepilne sile v stebri | 89 |
| Slika 57 - Natezna sila v temelju | 90 |
| Slika 58 – Tloris plošče in stranski pogled | 93 |

| | |
|---|-----|
| Slika 59 – Osnovni kontrolni obseg | 96 |
| Slika 60 - Obtežba, ki se prenaša na notranji steber | 96 |
| Slika 61 – Kontrolni prerezi notranjega stebra | 99 |
| Slika 62 – Redukcija negativnega momenta nad podporo | 103 |
| Slika 63 – Razporeditev upogibnih momentov v plošči | 104 |
| Slika 64 – Deformacije in napetosti prereza, obremenjenega z upogibnim momentom | 105 |
| Slika 65 – Prerez A-A | 105 |
| Slika 66 – Kontrolni prerezi vute in plošče nad srednjimi stebri | 106 |
| Slika 67 – Redukcija negativnega momenta nad podporo | 111 |
| Slika 68 – Prerez A-A | 112 |
| Slika 69 – Kontrolni prerezi vute in plošče nad kotnimi stebri | 113 |
| Slika 70 – Kontrolni prerezi vute in plošče nad robnimi stebri | 116 |
| Slika 71 – Določitev obtežbe znotraj zunanlega kritičnega obsega | 117 |
| Slika 72 - Kratka konzola | 123 |
| Slika 73 - Računski model kratke konzole | 124 |

KAZALO PREGLEDNIC

| | |
|--|-----|
| Preglednica 1 – Diagrami učinkov vplivov..... | 6 |
| Preglednica 2 - - Delni faktorji varnosti za vplive | 7 |
| Preglednica 3 - - Dejanske sile v vzdolžnih palicah | 15 |
| Preglednica 4- Razlage koeficientov v enačbi za račun dolžine sidranja | 18 |
| Preglednica 5 - Delni faktorji varnosti za MSU..... | 27 |
| Preglednica 6 – Tabela armaturnih palic..... | 40 |
| Preglednica 7 – lastna teža strehe | 60 |
| Preglednica 8 – Vrednosti koeficientov za določitev upogibnih momentov v polju POS1a... 63 | |
| Preglednica 9 - – Vrednosti koeficientov za določitev upogibnih momentov v polju POS1b 64 | |
| Preglednica 10 - Dimenzije in lastna teža nosilcev..... | 71 |
| Preglednica 11 – Ovojnice notranjih sil v okviru | 79 |
| Preglednica 12 - - Projektna vrednost notranjih sil v stebru | 80 |
| Preglednica 13 - Notranje sile v členku (merodajni obtežni kombinaciji) | 87 |
| Preglednica 14 – Raznos napetosti..... | 91 |
| Preglednica 15 –Lastna teža pohodne strehe | 95 |
| Preglednica 16 - Notranje sile zaradi stalne in spremenljive obtežbe 1..... | 101 |
| Preglednica 17 -- Notranje sile zaradi spremenljive obtežbe 2 in ovojnici notranjih sil..... | 102 |
| Preglednica 18 - Projektni upogibni momenti in osne sile v okvirju..... | 102 |
| Preglednica 19 - Razporeditev upogibnih momentov | 104 |
| Preglednica 20 - Določanje potrebne vzdolžne armature | 105 |
| Preglednica 21 – Notranje sile zaradi stalne in spremenljive obtežbe 1 | 109 |
| Preglednica 22 – Notranje sile zaradi spremenljive obtežbe 2 in ovojnici notranjih sil..... | 110 |
| Preglednica 23 – projektne notranje sile v okviru..... | 110 |
| Preglednica 24 - Razporeditev upogibnih momentov | 112 |
| Preglednica 25 - Določanje potrebne vzdolžne armature | 112 |
| Preglednica 26 – Negativna armatura | 121 |
| Preglednica 27 – Pozitivna armatura | 121 |

1 UVOD

Decembra 2004 je bila sprejeta končna verzija evropskega standarda EN 1992-1-1 Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe (EN 1992-1-1 2004), ki bo poenotil projektiranje betonskih konstrukcij na področju celotne Evropske unije. V Sloveniji je ta standard stopil v veljavo leta 2005.

Končna verzija standarda Evrokod 2 (EC2) je v primerjavi s predhodnimi začasnimi razvojnimi verzijami in predstandardom (prEN 1992-1-1) doživela številne spremembe. Glede na to, da je v obstoječi literaturi razmeroma malo primerov, ki upoštevajo določila veljavne verzije, smo se odločili, da izdelamo nekaj tipičnih primerov projektiranja konstrukcijskih elementov, s katerimi se pogosto srečamo v praksi, pri tem pa smo upoštevali določila zadnje veljavne verzije standarda EC2.

Poleg določil standarda EC2 smo upoštevali tudi določila zadnjih verzij standarda Eurokod 0 (SIST EN 1990 2004) in Evrokod 1 (SIST EN 1991-1-1 2004), ki sta ravno tako že v veljavi. V teh dveh standardih so predpisane različne vrednosti za vplive, ki delujejo na konstrukcije in načini njihovega kombiniranja, oziroma, ki smo jih uporabili v obravnavanih primerih.

Diplomska naloga je vsebinsko razdeljena na pet delov. Vsak del obravnava enega ali več tipičnih vrst konstrukcijskih elementov, ki jih pogosto srečamo kot sestavni del stavb. Izhodišča za nekatere primere smo privzeli iz literature Bajić, Ostojić, (1984) in Aćić., e tal., (1991).

Vsak primer je razdeljen na 3 dele. V prvem, osnovnem delu je prikazan osnovni potopek projektiranja posameznih konstrukcijskih elementov. Drugi del vsebuje ustrezne armaturne načrte. Tretji del, ki je podan v ustrezni prilogi na koncu naloge, pa vsebuje opis in prikaz alternativnih načinov (običajno bolj kompleksnih) projektiranja konkretnih konstrukcijskih elementov. V prilogi so, v primerih ko je to potrebno, prikazane tudi razlage uporabljenih postopkov ali primerjave rezultatov različnih metod.

Besedilo naloge je zasnovano tako, da so na desnem robu vedno navedene številke členov v EC2, kjer je podana določena zahteva ali enačba, ki smo jo upoštevali. Statična analiza konstrukcij je bila v večini primerov narejena z računalniškim programom SAP 2000 (Wilson, 2004). Vplivi v ploščah, podprtih z gredami so določeni tudi na podlagi preglednic, podanih v literaturi Nislon, Winter (1998) in Bajić, Ostojić (1984). Za dimenzioniranje smo uporabljali preglednice iz literature (Rogač, et al., 1989) ali računalniški program DIAS (Fischinger M., et al., 1993). Pri uporabi standarda EC2 smo izhajali iz osnovnih teoretičnih izhodišč, opisanih v O'Brein, Dixon (1995) in Ačanski, et al (1991).

V nadaljevanju so povzeti primeri, ki smo jih obravnavali v okviru te diplomske naloge.

1.1 Kontinuirni nosilec s prečnim prerezom T oblike

Obravnavali smo kontinuirni nosilec preko dveh polj, ki ima prečni prerez oblike T. Predpostavili smo, da je nosilec obremenjen s stalno in koristno obtežbo. Pri dimenzioniranju smo najprej upoštevali mejna stanja nosilnosti (MSN). Pokazali smo postopek računa merodajnih projektnih notranjih sil, na podlagi katerih smo potem določili potrebne dimenzije prereza ter upogibno in strižno armaturo. Prikazali smo tudi različna konstrukcijska pravila, ki se nanašajo na grede (določitev debeline krovne plasti, sidrnih dolžin, minimalne armature, ...). Prikazali smo grafični postopek, s katerim določimo potrebne dolžine palic upogibne armature. Nosilec smo analizirali tudi za primer mejnih stanj uporabnosti (MSU). Pokazali smo postopke za kontrolo velikosti razpok in pomikov.

1.2 Vitek steber

Pokazali smo postopek analize in dimenzioniranja razmeroma vitkega stebra, ki je vrtljivo podprt na obeh koncih. Steber je obremenjen s tlačno silo in upogibnim momentom. Prikazali smo dve poenostavljeni metodi: »Metodo nazivnih ukrivljenosti« in »Metodo nazivnih togosti«, kateri sta vključeni v EC2 in s katerima lahko določimo vplive v stebru z upoštevanjem teorije drugega reda skupaj z reološkimi vplivi v betonskih konstrukcijah.

1.3 Plošča, podprta z gredami in armiranobetonski okvir

V tretjem primeru smo prikazali primer projektiranja konstrukcije, ki je sestavljena iz plošče, podprte z armiranobetonskimi okviri. Prikazali smo postopek računa notranjih sil v plošči s

pomočjo različnih preglednic iz literature Nislon, Winter (1998), Bajić, Ostojić (1984) in postopek računa upogibne armature. Pri analizi notranjih sil smo predpostavili, da je plošča podprta s togimi gredami. Omenjeno predpostavko smo preverili s posebno analizo s programom SAP2000. Primerjave rezultatov so podane v ustrezni prilogi. V nadaljevanju naloge smo prikazali postopek, s katerim določimo vplive v tipičnih okvirih, ki podpirajo ploščo. Nato smo določili upogibno in strižno armaturo tipičnega okvira. Stebri okvira so členkasto povezani s temelji. Zato smo prikazali tudi postopek, s katerim določimo armaturo v armiranobetonskem členu.

1.4 Gobasta plošča

Prikazali smo analizo plošče, podprte s stebri in sicer s pomočjo nadomestnih okvirov in upoštevali raznos vplivov, ki je določen v EC2. Prikazali smo postopek, s katerim določimo upogibno armaturo v takšni plošči in postopek, s katerim preverimo ali obstaja nevarnost preboja stebra skozi ploščo, ter eden izmed možnih ukrepov, s katerim preboj preprečimo.

1.5 Kratka konzola

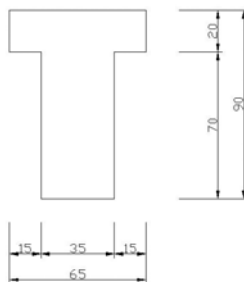
V zadnjem, petem primeru je pokazan eden izmed dveh postopkov, s katerim določimo armaturo v kratki konzoli.

2 KONTINUIRNI NOSILEC S PREČNIM PREREZOM T OBLIKE

2.1 Osnovni podatki o konstrukciji in vplivi nanjo

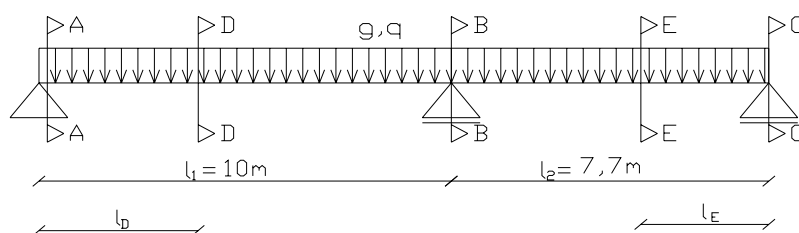
Geometrija konstrukcije

Prečni prerez:



Slika 1 - Prečni prerez

Geometrija nosilca:



Slika 2 - Geometrija nosilca

Širina podpor 0,30m

Lastnosti materialov

Beton: C30/37

Jeklo: S400

Modul elastičnosti za beton C30/37: $E_{cm}=3300 \text{ kN/cm}^2$

Razpredelnica 3.1

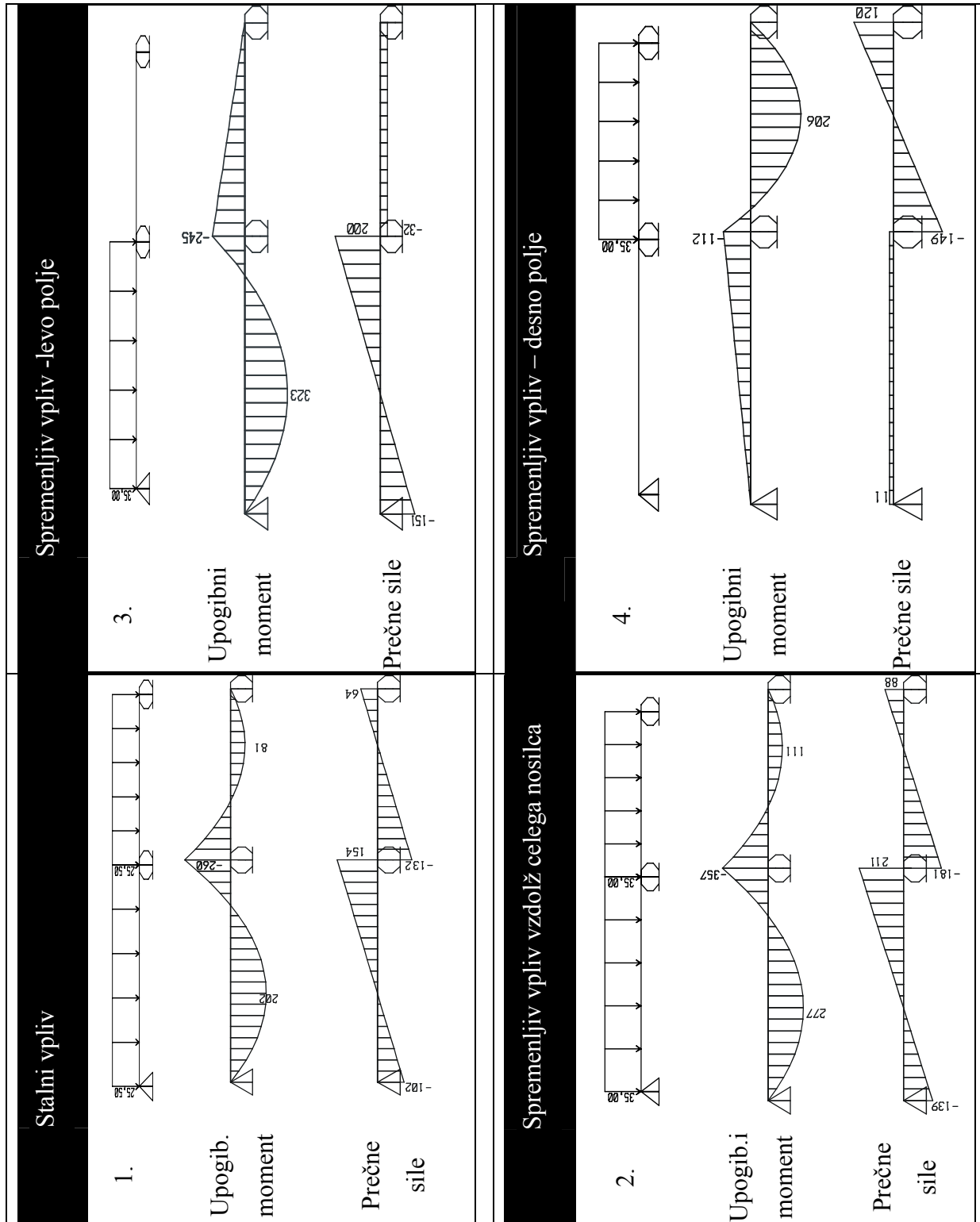
Karakteristične vrednosti vplivov

Stalna obtežba g_k 25,5 kN/m

Spremenljiva navpična obtežba q_k 35,0 kN/m

Diagrami učinkov vplivov (notranjih sil)

Preglednica 1 – Diagrami učinkov vplivov



2.2 Kombinacije projektnih vplivov

Kombinacija notranjih sil

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{EN1990 6.4.3.2(3) (6.10)}$$

Preglednica 2 - - Delni faktorji varnosti za vplive

| | Neugoden vpliv | Ugoden vpliv |
|------------|----------------|--------------|
| γ_G | 1,35 | 1,00 |
| γ_Q | 1,50 | 0,00 |

Projektne vrednosti

$$G_d = \gamma_{G,k} \cdot G_k$$

$$Q_d = \gamma_{Q,k} \cdot Q_k$$

Minimalni upogibni moment – nad podporo B

$$M_{Ed} = \gamma_G M_{Ek,G}^{(1)} + \gamma_Q M_{Ek,Q}^{(2)}$$

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 260 \text{ kNm} + 1,5 \cdot 357 \text{ kNm}$$

$$\underline{M_{Ed} = 887 \text{ kNm}}$$

Maksimalni upogibni moment v polju l_1 – prerez D

Določitev položaja prereza D:

$$V_{A,Ed} = 1,35 \cdot V_{Ek,G}^{(1)} + 1,5 \cdot V_{Ek,Q}^{(3)} = 1,35 \cdot 101,5 \text{ kN} + 1,5 \cdot 150,5 \text{ kN} = 362,8 \text{ kN}$$

$$(G + Q)_{Ed} = 1,35 \cdot 25,5 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 35,0 \text{ kN/m} = 86,93 \text{ kN/m}$$

$$l_D = \frac{V_{A,Ed}}{(G + Q)_{Ed}} = \frac{362,8 \text{ kN}}{86,93 \text{ kN/m}} = 4,17 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = V_{A,Ed} \cdot l_D - \frac{(G + Q)_{Ed} \cdot l_D^2}{2}$$

$$M_{Ed} = 362,8 \text{ kN} \cdot 4,17 \text{ m} - \frac{86,93 \text{ kN/m} \cdot (4,17 \text{ m})^2}{2}$$

$$\underline{M_{Ed} = 757 \text{ kNm}}$$

Maksimalni upogibni moment v polju l_2 – prerez E

Določitev položaja prereza E:

$$V_{C,Ed} = 1,35 \cdot V_{Ek,G}^{(1)} + 1,5 \cdot V_{Ek,Q}^{(4)} = 1,35 \cdot 64,4kN + 1,5 \cdot 120,2kN = 267,2kN$$

$$(G + Q)_{Ed} = 1,35 \cdot 25,5kN/m + 1,5 \cdot 35,0kN/m = 86,93kN/m$$

$$l_E = \frac{V_{C,Ed}}{(G + Q)_{Ed}} = \frac{267,2kN}{86,93kN/m} = 3,07m$$

$$M_{Ed} = V_{C,Ed} \cdot l_D - \frac{(G + Q)_{Ed} \cdot l_E^2}{2}$$

$$M_{Ed} = 267,2kN \cdot 3,07m - \frac{86,93 \frac{kN}{m} \cdot (3,07m)^2}{2}$$

$$\underline{M_{Ed} = 411kNm}$$

Maksimalna prečna sila

Podpora A:

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot V_{Ek,G}^{(1)} + \gamma_Q \cdot V_{Ek,Q}^{(3)}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 102kN + 1,5 \cdot 151kN$$

$$\underline{V_{Ed} = 364kN}$$

Podpora B - levo:

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot V_{Ek,G}^{(1)} + \gamma_Q \cdot V_{Ek,Q}^{(3)}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 154kN + 1,5 \cdot 211kN$$

$$\underline{V_{Ed} = 524kN}$$

Podpora B - desno:

$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot V_{Ek,G}^{(1)} + \gamma_Q \cdot V_{Ek,Q}^{(3)}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 132kN + 1,5 \cdot 181kN$$

$$\underline{V_{Ed} = 450kN}$$

Podpora C:

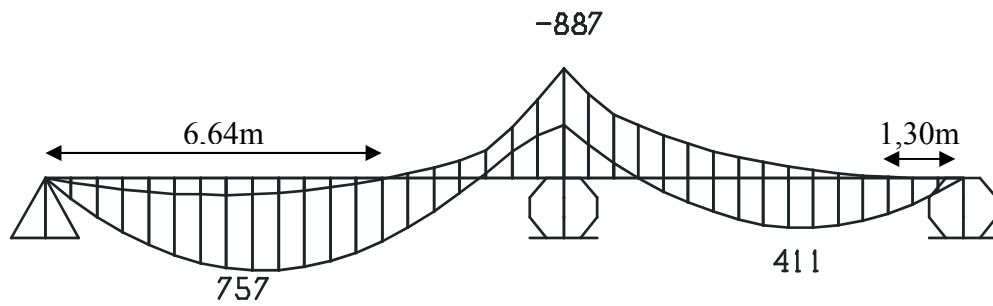
$$V_{Ed} = \gamma_G \cdot V_{Ek,G}^{(1)} + \gamma_Q \cdot V_{Ek,Q}^{(4)}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 64,4kN + 1,5 \cdot 120kN$$

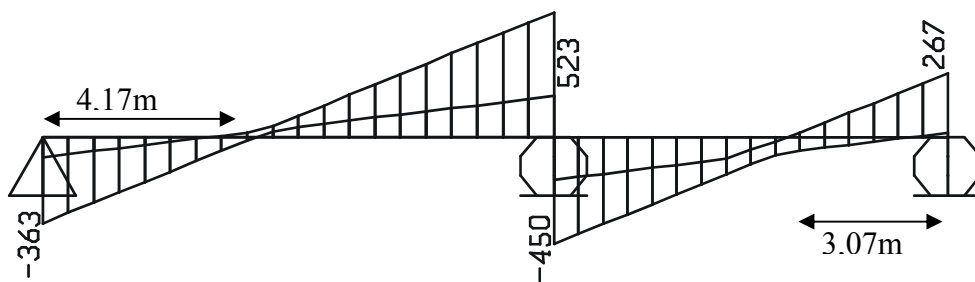
$$\underline{V_{Ed} = 267kN}$$

Ovojnice notranjih sil

Upoštevani so varnostni faktorji 1,35 (1,0) za stalno obtežbo in 1,5 (0,0) za spremenljivo obtežbo.



Slika 3 - Ovojnica projektnih upogibih momentov



Slika 4 - Ovojnica projektnih prečnih sil

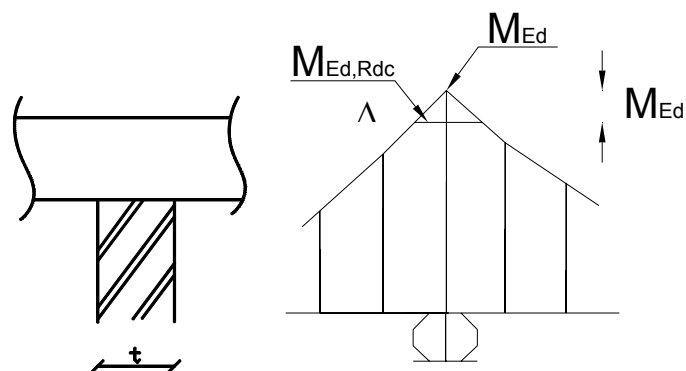
$$l_D = 4,17m$$

$$l_E = 3,07m$$

Zmanjšanje negativnih upogibnih momentov nad podporo B

5.3.2.2(4)

Širina podpore je $t=30cm$.



Slika 5 - Zmanjšanje negativnega upogibnega momenta

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed}t/8$$

(5.9)

$$\Delta M_{Ed} = 974 \text{ kN} \cdot 0,30 \text{ m} / 8 = 36,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,Rdc} = 887 \text{ kNm} - 36,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,Rdc} = 851 \text{ kNm}$$

$$F_{B,Ed} = 1,35 \cdot (154 \text{ kN} + 132 \text{ kN}) + 1,5 \cdot (211 \text{ kN} + 181 \text{ kN}) = 974 \text{ kN}$$

2.3 Dimenzioniranje – Mejna stanja nosilnosti (MSN)

Določitev debeline krovne plasti:

Nosilec je uvrščen v konstrukcijski razred S4 in se nahaja v stavbi s srednjo vlažnostjo zraka - XC3.

Minimalna debelina krovne plasti glede na zahteve sprijemnosti:

$$c_{\min,b} = \phi_{\text{vzd}}$$

$$\text{privzamemo } \phi_{\text{vzd}} = 2,2 \text{ cm} \quad 4.4.1.2(3)$$

$$c_{\min,b} = 2,2 \text{ cm}$$

Minimalna debelina glede na pogoje okolja:

$$\text{Stopnja izpostavljenosti XC3: } c_{\min,dur} = 2,5 \text{ cm} \quad \text{Razpredelnica 4.4N}$$

Dovoljeno projektno odstopanje

$$\Delta c_{\text{dev}} = 1,0 \text{ cm} \quad 4.4.1.3(2)$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (4.1)$$

Minimalna in nominalna debelina krovne plasti:

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 1,0 \text{ cm}) \quad 4.4.1.2(2)P$$

$$c_{\min} = \max(2,2 \text{ cm}, 2,5 \text{ cm}; 1,0 \text{ cm}) = 2,5 \text{ cm}$$

$$c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm} + 1,0 \text{ cm}$$

$$c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$$

Lastnosti materiala

Beton C30/37:

Karakteristična tlačna trdnost

$$f_{ck} = 3,0 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Razpredelnica 3.1}$$

Projektna tlačna trdnost

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 3,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 2,0 \text{ kN/cm}^2 \quad 3.1.6 (1)P$$

Jeklo S400

Karakteristična meja elastičnosti

$$f_{yk} = 40,0 \text{ kN/cm}^2$$

Projektna meja elastičnosti

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 40,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,15 = 34,8 \text{ kN/cm}^2$$

Delni faktorji varnosti za material:

$$\text{beton} \quad \gamma_c = 1,50$$

$$\text{jeklo} \quad \gamma_s = 1,15$$

2.3.1 Določitev upogibne armature

Dimenzioniranje vzdolžne armature s tabelami (Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj; Rogač, Saje, Lozej).

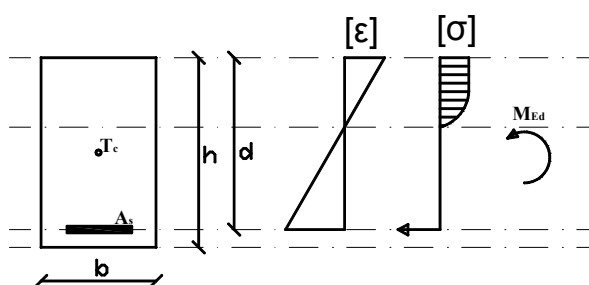
Ker pričakujemo, da bo nevtralna os prereza v pasnici, izvedemo izračun vzdolžne armature po tabelah za pravokoten prerez. Kasneje je potrebno to trditev potrditi.

Tabele za račun potrebne natezne armature betonskega prereza pravokotne oblike:

$$x = k_x d$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2}$$

$$A_s = k_s \frac{M_{Ed}}{d \cdot \sigma_s}$$



Slika 6 - Napetosti in deformacije v pravokotnem prerezu, obremenjenem s upogibnim momentom

Opomba: V zgornjih formulah so uporabljene oznake iz EC2. V tabelah za dimenzioniranje, pa te oznake imajo drugačen pomen in sicer: oznaka d je uporabljena za višino prereza, h za statično višino in M_u za projektni upogibni moment.

Za začetno vrednost statične višine prereza privzamemo vrednost 85cm ($=h-5cm$). Razdaljo med osmi armaturnih palic predpostavimo 5cm.

$$d = 85cm$$

Vzdolžna armatura, prerez D:

$$M_{Ed} = 757kNm = 757 \cdot 10^2 kNcm$$

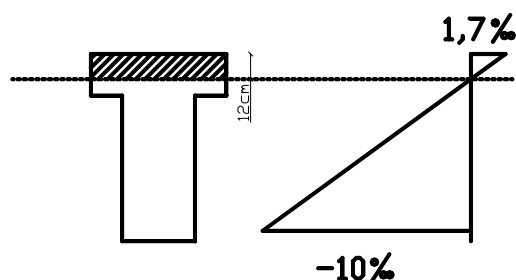
$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{757 \cdot 10^2 kNcm}{2,0 \frac{kN}{cm^2} \cdot 65cm \cdot (85cm)^2} = 0,081$$

$$k_s = 1,055$$

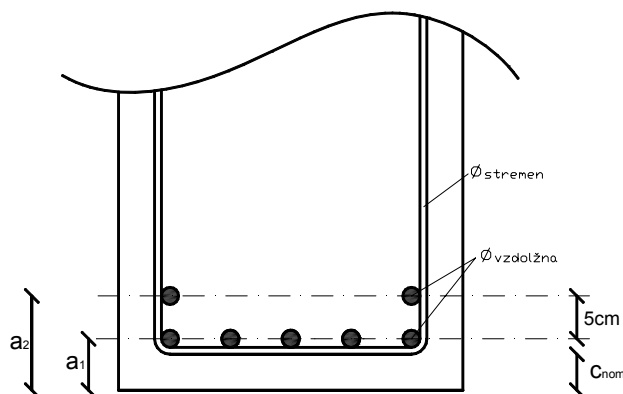
$$A_s = k_s \frac{M_{Ed}}{d \cdot \sigma_s} = 1,055 \frac{757 \cdot 10^2 kNcm}{85cm \cdot 34,8 \frac{kN}{cm^2}} = 27,0cm^2$$

Uporabimo 7 ϕ 22 ($A_{s,dej}=26,60cm^2$).

Dejanska površina palic je manjša kot potrebna, vendar v meji dopustnosti ($98,5\% > 97\%$).



Statična višina za prereze z armaturo razporejeno v dveh plasteh - prerez D:



Slika 7 - Statična višina v prerezu D

$$d = h - \frac{n_1 a_1 + n_2 a_2}{n_1 + n_2} = 90 \text{ cm} - \frac{5 \cdot 4,4 + 2 \cdot 9,4}{7} = 84,2 \text{ cm} \approx 85cm$$

Pri čemer:

$$a_1 = c_{nom} + \phi_{stremena} + \phi_{vzdolžna} / 2 = 2,5cm + 0,8cm + 2,2cm / 2 = 4,4cm$$

$$a_2 = c_{nom} + \phi_{stremena} + \phi_{vzdolžna} / 2 + 5,0cm = 2,5cm + 0,8cm + 1,1cm + 5,0cm = 9,4cm$$

n_1 - število palic v prvi plasti

n_2 - število palic v drugi plasti

Vzdolžna armatura, prerez E:

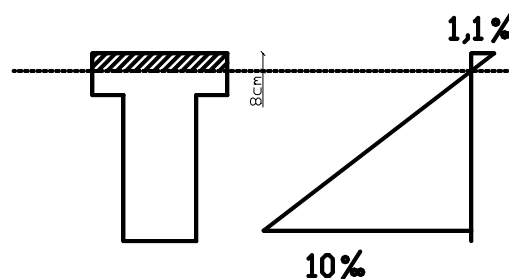
$$M_{Ed} = 411kNm = 411 \cdot 10^2 kNcm$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{411 \cdot 10^2}{2,0 \cdot 65 \cdot 85^2} = 0,044$$

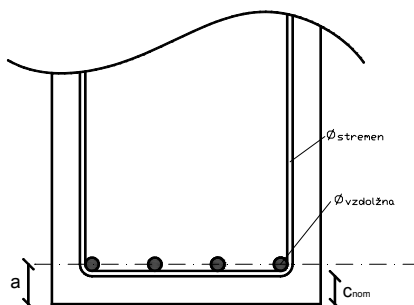
$$k_s = 1,037$$

$$A_s = k_s \frac{M_{Ed}}{d \cdot \sigma_s} = 1,037 \frac{411 \cdot 10^2}{85 \cdot 34,8} = 14,4cm^2$$

Uporabimo 4 ϕ 22 ($A_{s,dej}=15,2cm^2$)



Kontrola statične višine, armaturo je možno postaviti v eni plasti



Slika 8 - Statična višina v prerezu E

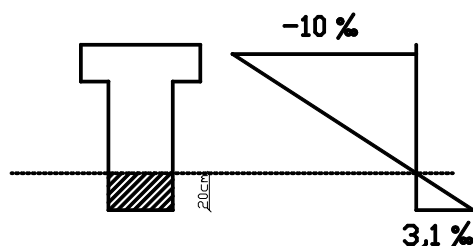
$$d = h - (c_{nom} + \phi_{stremena} + \phi_{vzdolžna} / 2) = 90cm - (2,5cm + 0,8cm + 2,2cm / 2) = 85,6cm \approx 85cm$$

Vzdolžna armatura v prerezu B – armatura na zgornjem robu:

$$M_{Ed} = 851kNm = 851 \cdot 10^2 kNcm$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b h^2} = \frac{851 \cdot 10^2}{2,0 \cdot 35 \cdot 85^2} = 0,168$$

$$k_s = 1,107$$



$$A_s = k_s \frac{M_{Ed}}{d \cdot \sigma_s} = 1,107 \frac{851 \cdot 10^2 \text{ kNcm}}{85 \text{ cm} \cdot 34,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 31,9 \text{ cm}^2$$

Uporabimo 9 ϕ 22 ($A_{s,dej}=34,2 \text{ cm}^2$)

Kontrola statične višine, armaturo je možno postaviti v eni plasti

$$d = h - (c_{nom} + \phi_{stremena} + \phi_{vzdolžna} / 2) = 90 \text{ cm} - (2,5 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm} + 2,2 \text{ cm} / 2) = 85,6 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm}$$

Minimalna in maksimalna vzdolžna armatura

Srednja vrednost natezne trdnosti betona

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

Tab. 3.1

Projektna natezna trdnost

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / 1,5 = 1,33 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

3.1.6 (1)P

Minimalna vzdolžna armatura

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_l d = 0,26 \frac{0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{40,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} 35 \text{ cm} \cdot 85 \text{ cm} = 5,61 \text{ cm}^2 \quad (9.1N)$$

$$\text{ter } A_{s,min} \geq 0,0013 b_l d = 0,0013 \cdot 35 \text{ cm} \cdot 85 \text{ cm} = 3,87 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_{s,min} = 5,61 \text{ cm}^2}$$

Ustreza 2 ϕ 22 ($A_{s,dej}=7,60 \text{ cm}^2$)

Maksimalna vzdolžna armatura

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 3750 \text{ cm}^2 = 150 \text{ cm}^2$$

$$A_c = b_{pasnice} h_{pasnice} + b_{stojine} h_{stojine} = 65 \cdot 20 + 35 \cdot 70 = 3750 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_{s,max} = 150 \text{ cm}^2}$$

Minimalna spodnja armatura nad končnimi podporami

9.2.1.4(1)

$$A_{s,podpora,spodaj} \geq \beta_2 A_{s,max,dej}$$

$$A_{s,podpora,spodaj} \geq 0,25 \cdot 30,41 \text{ cm}^2 = 7,6 \text{ cm}^2$$

Ustreza 2 ϕ 22 ($A_{s,dej}=7,60 \cdot \text{cm}^2$)

Minimalni razmak med armaturnimi palicami

8.2

$$a_{cista_vmesna} = \max(k_1 \phi_{arm.palica}; d_g + k_2; 2,0 \text{ cm})$$

$$a_{\text{čista_vmesna}} = \max(1 \cdot 2,2\text{cm}; 1,6\text{cm} + 0,5\text{cm}; 2,0\text{cm}) = 2,2\text{cm}$$

$k_1=1$ (priporočeno)

$d_g=1,6\text{cm}$ (maksimalna velikost agregata)

$k_2=0,5\text{cm}$ (priporočeno)

$$a_{\text{vmesna}} = \phi_{\text{arm.palica}} / 2 + a_{\text{čista_vmesna}} + \phi_{\text{arm.palica}} / 2 = 2,2 / 2 + 2,2 + 2,2 / 2 = 4,4\text{cm} \approx 5,0\text{cm}$$

Dodatna vzdolžna armatura za sprejem prečnih sil:

9.2.1.3(2)

Premik momentne črte za vrednost a_l :

$$a_l = z(\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \quad (9.2)$$

$$a_l = 0,9 \cdot 85\text{cm} \cdot (\cot 45^\circ - \cot 90^\circ) / 2$$

$$\underline{a_l = 38\text{cm}}$$

2.3.2 Dejanska upogibna nosilnost prereza

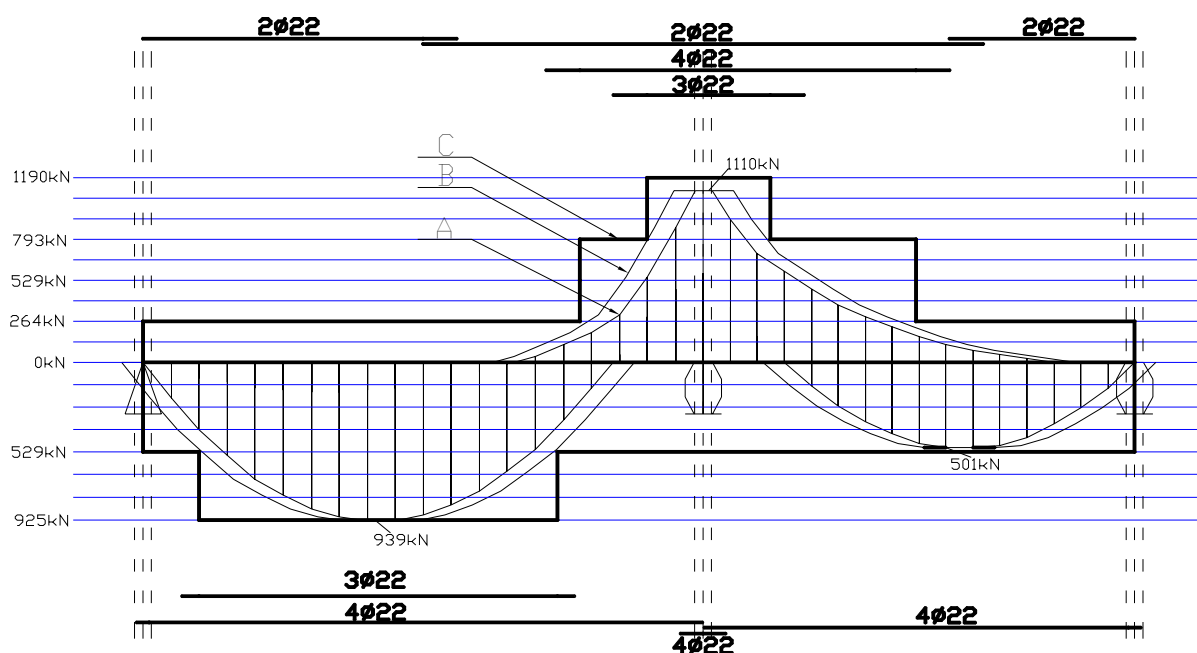
$$\text{Projektna nosilnost ene palice } \phi 22 : F_{Rd} = A_s f_{yd} = \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} \cdot 34,8 = 132,3\text{kN}$$

Dejanska sila v palicah

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{M_{Ed} \cdot k_s}{d}$$

Preglednica 3 - - Dejanske sile v vzdolžnih palicah

| Prerez | Upogibni moment | Statična višina | k_s | Dejanska sila v palicah |
|--------|-----------------|-----------------|-------|-------------------------|
| D-D | 757 kN | 0,85m | 1,055 | 939 kN |
| E-E | 411 kN | 0,85m | 1,037 | 501 kN |
| B-B | 851 kN | 0,85m | 1,107 | 1110 kN |



Slika 9- Premik momentne črte

A – ovojnica dejanskih sil v palicah ($F_{Ed} = M_{Ed} / z$)

B – ovojnica premaknjena za a_1

C - nosilnost vzdolžnih palic

Sidrna dolžina vzdolžnih palic

l_{bd} Projektna vrednost dolžine sidranja 8.4

$l_{bd,rqd}$ Osnovna sidrna dolžina $\left(l_{bd,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \right)$ (8.3)

ϕ premer palice

σ_{sd} računsko napetost v palici na mestu od katerega merimo dolžino sidranja

f_{bd} mejna sprejemna napetost, $f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd}$

η_1 koeficient odvisen od kvalitete pogojev sidranja in od lege palic (EC2 slika 8.2)

$\eta_1 = 1,0 \rightarrow$ slabi pogoji sidranja, $h > 60\text{cm}$

η_2 koeficient, ki je odvisen od premera palice

$\eta_2 = 1,0$ za $\phi \leq 32\text{mm}$

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad 8.4.4(1)$$

α_1 koeficient s katerim upoštevamo način sidranja

α_2 koeficient s katerim upoštevamo debelino zaščitne plasti betona

α_3 koeficient s katerim upoštevamo stopnjo objetosti vzdolžne armature
s prečno armaturo, ki ni privarjena

α_4 koeficient s katerim upoštevamo privarjene prečne palice

α_5 koeficient s katerim upoštevamo lokalne tlačne napetosti

Produkt $\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7$.

Spodnja vrednost natezne trdnosti betona (5% fraktila, $f_{ctk,0,05}=0,7f_{ctm}$)

$$f_{ctk,0,05}=0,20 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Tab. 3.1}$$

Projektna natezna trdnost

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,20 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 0,133 \text{ kN/cm}^2 \quad 3.1.6 (1)P$$

Sidrna dolžina nad krajnimi podporami

Računska napetost v palicah:

$$\sigma_{sd} = \frac{F_E}{A_S} = \frac{|V_{Ed}| \cdot a_l / z}{A_s} = \frac{364 \text{ kN} \cdot 38 \text{ cm}}{15,2 \text{ cm}^2 \cdot (0,9 \cdot 85 \text{ cm})} = 11,9 \text{ kN/cm}^2 \quad 9.2.1.4(2)$$

Na krajnih podporah so postavljene 4 palice $\phi 22$ mm ($A_s=15,2\text{cm}^2$).

Mejna sprijemna napetost

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (8.2)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,133 \text{ kN/cm}^2 = 0,299 \text{ kN/cm}^2$$

$\eta_1=1.0$ (Dobre sprijemne lastnosti – Slika 8.2 (d))

$\eta_2=1.0$ ($\phi=2,2\text{cm}$; $\phi \leq 3,2\text{cm}$)

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (8.3)$$

$$l_{b,rqd} = (2,2 \text{ cm} / 4) (11,9 \text{ kN/cm}^2 / 0,299 \text{ kN/cm}^2) = 21,9 \text{ cm}$$

Projektna vrednost dolžine sidranja

Preglednica 4- Razlage koeficientov v enačbi za račun dolžine sidranja

| EC2 Razpredelnica 8.2 | | | | |
|--|--|---|---|---|
| α_1 | $\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi) / \phi$ | $\alpha_3 = 1 - K\lambda$ | α_4 | α_5 |
| 1,0 | 0,91 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Vpliv oblike armature: Ravno sidranje | Vpliv betonske obloge: Ravno sidranje, $c_d=3,5\text{cm}$, $\phi=2,2\text{cm}$ | Vpliv prečne armature: $K=0.1$ (Slika 8.4) $\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,\min}) / A_s$ $\lambda = (2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} - 0,25 \cdot \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4}) / (\frac{\pi \cdot 2,2^2}{4}) = 0,014 \approx 0$ $\sum A_{st}$ - Prerez prečne armature na dolžino sidranja $\sum A_{st,\min}$ - Prerez najmanjše armature za grede = 0,25As | Vpliv varjene prečne armature: Ni varjene armature | Vpliv napetosti: Zanemari mo vpliv napetosti |

$$l_{bd} = 1 \cdot 0,91 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 21,9\text{cm} = 19,9\text{cm}$$

$$l_{bd} = 20\text{cm}$$

Dolžina sidranja mora zadostovati naslednjemu pogoju:

$$l_{b,\min} > \max \{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 10\text{cm}\} \quad (8.6)$$

$$l_{b,\min} > \max \{0,3 \cdot 20\text{cm}; 10 \cdot 2,2\text{cm}; 10\text{cm}\}$$

$$l_{b,\min} = 22,0\text{cm}$$

torej

$$\underline{\underline{l_{bd} = 22,0\text{cm}}}$$

Sidrna dolžina v polju:

Računska napetost v palicah:

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{Rd}}{z \cdot A_s} = \frac{430\text{kNm}}{0,85\text{m} \cdot (8 \cdot 3,80\text{cm}^2)} = 16,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Mejna sprijemna napetost

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (8.2)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,133 \frac{kN}{cm^2} = 0,299 \frac{kN}{cm^2}$$

$\eta_1=1.0$ (dobre sprijemne lastnosti – Slika 8.2 (d))

$\eta_2=1.0$ ($\phi=2,2cm$; $\phi \leq 3,2cm$)

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,rqd} = (\phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad (8.3)$$

$$l_{b,rqd} = (2,2cm/4)(16,6 \frac{kN}{cm^2}/0,299 \frac{kN}{cm^2}) = 30,5cm$$

Projektna vrednost dolžine sidranja

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5l_{b,rqd}$$

$\alpha_{1,2,3,4,5} = 1$ (konservativna vrednost)

$$l_{bd} = 1^5 \cdot 30,5cm$$

$$\underline{l_{bd} \approx 30cm}$$

Dolžina sidranja mora zadostovati naslednjemu pogoju:

$$l_{b,min} > \max \{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 10,0cm\} \quad (8.6)$$

$$l_{b,min} > \max \{0,3 \cdot 30,5cm; 10 \cdot 2,2cm; 10cm\}$$

$$l_{b,min} = 22,0cm \leq l_{bd}$$

Sidranje vzdolžne armature na zgornji strani prereza B – II:

Računska napetost v palicah:

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{Rd}}{z \cdot A_s} = \frac{588kNm}{0,85m \cdot (9 \cdot 3,80cm^2)} = 20,2 \frac{kN}{cm^2}$$

Mejna sprijemna napetost

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (8.2)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,133 \frac{kN}{cm^2} = 0,209 \frac{kN}{cm^2}$$

$\eta_1=0.7$ (slabe sprijemne lastnosti – Slika 8.2 (d))

$\eta_2=1.0$ ($\phi=2,2cm$; $\phi \leq 3,2cm$)

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,reqd} = (\phi / 4)(\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (8.3)$$

$$l_{b,reqd} = (2,2cm / 4)(20,2 \frac{kN}{cm^2} / 0,209 \frac{kN}{cm^2}) = 53,2cm$$

Projektna vrednost dolžine sidranja

$$\alpha_{1,2,3,4,5} = 1 \text{ (konservativna vrednost)}$$

$$l_{bd} = 1^5 \cdot 53,2cm$$

$$\underline{l_{bd} \approx 55,0cm}$$

Dolžina sidranja mora zadostovati naslednjemu pogoju:

$$l_{b,min} > \max \{0,3l_{b,reqd}; 10\phi; 10,0cm\} \quad (8.6)$$

$$l_{b,min} > \max \{0,3 \cdot 53,2cm; 10 \cdot 2,2cm; 10cm\}$$

$$l_{b,min} = 22,0cm \leq l_{bd}$$

2.3.3 Določitev prečne armature

Projektna vrednost strižne nosilnosti betona

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

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d}$$

A_{sl} ploščina natezne armature, ki se nadaljuje najmanj l_{bd} od obravnavanega prereza

b_w najmanjša širina nateznega dela prečnega prereza v mm

d statična višina prereza v mm

f_{ck} karakteristična vrednost tlačne trdnosti betona (izmerjena na 28 dni starem valju)

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}$$

N_{Ed} Računska osna sila

A_c Ploščina prečnega prereza

σ_{cp} Projektna napetost v betonu zaradi računske osne sile

f_{cd} projektna tlačna trdnost betona

Priporočena vrednost za $C_{Rd,c}$:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Priporočena vrednost za k_1 :

$$k_1 = 0,15$$

Podpora B – leva stran:

$$V_{Ed,rdc} = V_{Ed} - (g + q)_{Ed} \cdot (d + t/2) \quad 6.2.1(8)$$

$$V_{Ed,rdc} = 524kN - (1,35 \cdot 25,5 \frac{kN}{m} + 1,5 \cdot 35,0 \frac{kN}{m}) \cdot (0,85m + 0,30m/2) =$$
$$V_{Ed,rdc} = 437kN$$

Strižna nosilnost betonskega dela prereza:

6.2.2(1)

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,49 \cdot (100 \cdot 0,012 \cdot 30MPa)^{1/3}] \cdot 350mm \cdot 850mm = 176000N = 176kN$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{850}} = 1,49 \quad (\leq 2,0)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{34,2cm^2}{35,0cm \cdot 85,0cm} = 0,012 \quad (\leq 0,02)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Minimalna vrednost za strižno nosilnost betona

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,49^{3/2} \cdot (30MPa)^{1/2} = 0,349$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

$$V_{Rd,c} = (0,349 + 0) \cdot 350mm \cdot 850mm = 103000N = 103kN$$

(6.3N)

Projektna vrednost strižne nosilnosti

$V_{Rd,c} = 176kN \leq V_{Ed,Rdc} = 437kN \rightarrow$ potrebna je strižna armatura ali armatura za prevzem strižnih sil.

Potrebna strižna armatura: 6.2.3

Računamo po klasični teoriji, torej je kot tlačne diagonale $\phi = 45^\circ$, torej $\text{ctg}(\phi) = 1$.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd}$$

Stremena premera $\phi 8$ so 4-strižna

$$A_{sw} = n \cdot A_{sw1} = 4 \cdot 0,5 \text{cm}^2 = 2,0 \text{cm}^2$$

Potrebni razmak med stremeni (6.8)

$$s_{potr} = \frac{A_{sw}}{V_{Ed,Rdc}} \cdot z \cdot f_{ywd} = \frac{2 \text{cm}^2}{437 \text{kN}} \cdot (0,9 \cdot 85 \text{cm}) \cdot 34,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 12,2 \text{cm} \approx 12 \text{cm}$$

Dejanska projektna strižna odpornost stremen

$$V_{Rd,s} = \frac{2,0 \text{cm}^2}{12 \text{cm}} \cdot 0,9 \cdot 85 \text{cm} \cdot 34,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 444 \text{kN}$$

Maksimalna strižna sila, ki jo določa najvišja nosilnost betonske tlačne diagonale

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\text{ctg}\theta + \text{tng}\theta) \quad (6.9)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 35 \text{cm} \cdot (0,9 \cdot 85 \text{cm}) \cdot 0,528 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / (\text{ctg}45^\circ + \text{tng}45^\circ) = 1414 \text{kN}$$

$\alpha_{cw} = 1$ (armiran beton)

$$v_1 = v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528$$

Kontrola nosilnosti prereza

$$V_{Ed,rdc} \leq V_{Rd,s} \quad (V_{Ed} \leq V_{Rd,max})$$

$$437 \text{kN} \leq 444 \text{kN} \quad (524 \text{kN} \leq 1414 \text{kN})$$

Uporabimo $\phi 8 / 12 \text{cm}$, štiristrižno (4x)

Podpora B – desna stran:

$$V_{Ed,rdc} = V_{Ed} - (g + q)_{Ed} \cdot (d + t/2) \quad 6.2.1(8)$$

$$V_{Ed,rdc} = 450 \text{kN} - (1,35 \cdot 25,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 35,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}) \cdot (0,85 + 0,3 \text{m} / 2)$$

$$V_{Ed,rdc} = 363 \text{kN}$$

Strižna nosilnost betonskega dela prereza: 6.2.2(1)

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,49 \cdot (100 \cdot 0,012 \cdot 30 \text{MPa})^{1/3} \right] \cdot 350 \text{mm} \cdot 850 \text{mm} = 176000 \text{N} = 176 \text{kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{850}} = 1,49 \quad (\leq 2,0)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{34,2\text{cm}^2}{35,0\text{cm} \cdot 85,0\text{cm}} = 0,012 \quad (\leq 0,02)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Minimalna vrednost za strižno nosilnost betona

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,49^{3/2} \cdot (30\text{MPa})^{1/2} = 0,349$$

$$V_{Rd,c} = (0,349 + 0) \cdot 350\text{mm} \cdot 850\text{mm} = 103000\text{N} = 103\text{kN}$$

(6.3N)

Projektna vrednost strižne nosilnosti

$V_{Rd,c} = 176\text{kN} \leq V_{Ed,Rdc} = 363\text{kN} \rightarrow$ potrebna je strižna armatura ali armatura za prevzem strižnih sil.

Potrebna prečna armatura:

6.2.3

Stremena premera $\phi 8$ so 4-strižna

$$A_{sw} = n \cdot A_{sw1} = 4 \cdot 0,5\text{cm}^2 = 2,0\text{cm}^2$$

Potrebni razmak med stremenji

(6.8)

$$s_{potr} = \frac{A_{sw}}{V_{Ed,Rdc}} \cdot z \cdot f_{ywd} = \frac{2\text{cm}^2}{363\text{kN}} \cdot (0,9 \cdot 85\text{cm}) \cdot 34,8\text{kN/cm}^2 = 14,7\text{cm} \approx 14\text{cm}$$

Dejanska projektna strižna odpornost stremen

$$V_{Rd,s} = \frac{2,0\text{cm}^2}{14\text{cm}} \cdot 0,9 \cdot 85\text{cm} \cdot 34,8\text{kN/cm}^2 = 380\text{kN}$$

Maksimalna strižna sila, ki jo določa najvišja nosilnost betonske tlačne diagonale

$$V_{Rd,\max} = 1 \cdot 35\text{cm} \cdot (0,9 \cdot 85\text{cm}) \cdot 0,528 \cdot 2,0\text{kN/cm}^2 / (\text{ctg}45^\circ + \text{tng}45^\circ) = 1414\text{kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1, \quad v_1 = 0,528$$

Kontrola nosilnosti prereza

$$V_{Ed,rdc} \leq V_{Rd,s} \quad (V_{Ed} \leq V_{Rd,\max})$$

$$363\text{kN} \leq 380\text{kN} \quad (450\text{kN} \leq 1414\text{kN})$$

Uporabimo $\phi 8 / 14 \text{cm}$, štiristrižno (4x)

Podpora A:

$$V_{Ed,rdc} = V_{Ed} - (g + q)_{Ed} \cdot (d + t / 2) \quad 6.2.1(8)$$

$$V_{Ed,rdc} = 364 \text{kN} - (1,35 \cdot 25,5 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 35,0 \text{ kN/m}) \cdot (0,85 \text{m} + 0,15 \text{m})$$

$$V_{Ed,rdc} = 277 \text{kN}$$

Strižna nosilnost betonskega dela prereza: 6.2.2(1)

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,49 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30 \text{MPa})^{1/3}] \cdot 350 \text{mm} \cdot 850 \text{mm} = 131000 \text{N} = 131 \text{kN}$$

$$k = 1,49 \quad (\leq 2,0), \quad C_{Rd,c} = 0,12$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{15,2 \text{cm}^2}{35,0 \text{cm} \cdot 85,0 \text{cm}} = 0,005 \quad (\leq 0,02)$$

Minimalna vrednost za strižno nosilnost betona

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,49^{3/2} \cdot (30 \text{MPa})^{1/2} = 0,349$$

$$V_{Rd,c} = (0,349 + 0) \cdot 350 \text{mm} \cdot 850 \text{mm} = 102905 \text{N} = 102,91 \text{kN}$$

(6.3N)

Projektna vrednost strižne nosilnosti

$V_{Rd,c} = 131 \text{kN} \leq V_{Ed,Rdc} = 277 \text{kN} \rightarrow$ potrebna je strižna armatura ali armatura za prevzem strižnih sil

Potrebna prečna armatura: 6.2.3

Stremena premera $\phi 8$ so 2-strižna

$$A_{sw} = n \cdot A_{sw1} = 2 \cdot 0,5 \text{cm}^2 = 1,0 \text{cm}^2$$

Potrebni razmak med stremenimi (6.8)

$$s_{potr} = \frac{A_{sw}}{V_{Ed,Rdc}} \cdot z \cdot f_{ywd} = \frac{1 \text{cm}^2}{277 \text{kN}} \cdot (0,9 \cdot 85 \text{cm}) \cdot 34,8 \text{ kN/cm}^2 = 9,61 \text{cm} \approx 9 \text{cm}$$

Dejanska projektna strižna odpornost stremen

$$V_{Rd,s} = \frac{1,0 \text{cm}^2}{9 \text{cm}} \cdot 0,9 \cdot 85 \text{cm} \cdot 34,8 \text{ kN/cm}^2 = 296 \text{kN}$$

Maksimalna strižna sila, ki jo določa najvišja nosilnost betonske tlačne diagonale

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 35cm \cdot (0,9 \cdot 85cm) \cdot 0,528 \cdot 2,0 \frac{kN}{cm^2} / (\operatorname{ctg}45^\circ + \operatorname{tng}45^\circ) = 1414kN$$

$$\alpha_{cw}=1, \quad v_1 = 0,528$$

Kontrola nosilnosti prereza

$$V_{Ed,rdc} \leq V_{Rd,s} \quad (V_{Ed} \leq V_{Rd,max})$$

$$277kN \leq 296kN \quad (364kN \leq 1414kN)$$

Uporabimo $\phi 8 / 9cm$, dvostrizno (2x)

Podpora C:

$$V_{Ed,rdc} = V_{Ed} - (g + q)_{Ed} \cdot (d + t / 2) \quad 6.2.1(8)$$

$$V_{Ed,rdc} = 267kN - (1,35 \cdot 25,5 \frac{kN}{m} + 1,5 \cdot 35,0 \frac{kN}{m}) \cdot (0,85m + 0,15m)$$

$$V_{Ed,rdc} = 180kN$$

Strižna nosilnost betonskega dela prereza: 6.2.2(1)

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,49 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30MPa)^{1/3}] \cdot 350mm \cdot 850mm = 131000N = 131kN$$

$$k = 1,49 \quad (\leq 2,0), \quad C_{Rd,c} = 0,12$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{15,2cm^2}{35,0cm \cdot 85,0cm} = 0,005 \quad (\leq 0,02)$$

Minimalna vrednost za strižno nosilnost betona

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,49^{3/2} \cdot (30MPa)^{1/2} = 0,349$$

$$V_{Rd,c} = (0,349 + 0) \cdot 350mm \cdot 850mm = 102905N = 102,91kN$$

(6.3N)

Projektna vrednost strižne nosilnosti

$$V_{Rd,c} = 131kN \leq V_{Ed,Rdc} = 180kN \rightarrow \text{potrebna je strižna armatura ali armatura za prevzem strižnih}$$

sil-

Potrebna prečna armatura:

6.2.3

Potrebna prečna armatura

Stremena premera $\phi 8$ so 2-strižna

$$A_{sw} = n \cdot A_{sw1} = 2 \cdot 0,5cm^2 = 1,0cm^2$$

Potrebni razmak med stremeni (6.8)

$$s_{potr} = \frac{A_{sw}}{V_{Ed,Rdc}} \cdot z \cdot f_{ywd} = \frac{1cm^2}{180kN} \cdot (0,9 \cdot 85cm) \cdot 34,8 \frac{kN}{cm^2} = 14,8cm \approx 15cm$$

Dejanska projektna strižna odpornost stremen

$$V_{Rd,s} = \frac{1,0cm^2}{15cm} \cdot 0,9 \cdot 85cm \cdot 34,8 \frac{kN}{cm^2} = 178kN \approx 180kN$$

Maksimalna strižna sila, ki jo določa najvišja nosilnost betonske tlačne diagonale

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 35cm \cdot (0,9 \cdot 85cm) \cdot 0,528 \cdot 2,0 \frac{kN}{cm^2} / (\operatorname{ctg}45^\circ + \operatorname{tng}45^\circ) = 1414kN$$

$$\alpha_{cw} = 1, \quad v_1 = 0,528$$

Kontrola nosilnosti prereza

$$V_{Ed,rdc} \leq V_{Rd,s} \quad (V_{Ed} \leq V_{Rd,max})$$

$$180kN \leq 180kN \quad (267kN \leq 1414kN)$$

Uporabimo $\phi 8 / 15cm$, dvostrizno (2x)

Minimalna armatura za prevzem striga in maksimalna vzdolžna razdalja med stremeni

Maksimalna vzdolžna razdalja med stremeni: 9.2.2(6)

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) (9.6N)$$

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot 85cm \cdot (1 + \cot 90^\circ) = 64cm \approx 60cm$$

Minimalna strižna armatura: 9.2.2(5)

$$\rho_{w,min} = (0,08\sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} (9.5N)$$

$$\rho_{w,min} = (0,08\sqrt{30MPa}) / 400MPa = 0,00110$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} (9.4)$$

$$s_{max} = \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} \cdot b_w} = \frac{1,00cm^2}{0,00110 \cdot 35cm} = 26,0cm$$

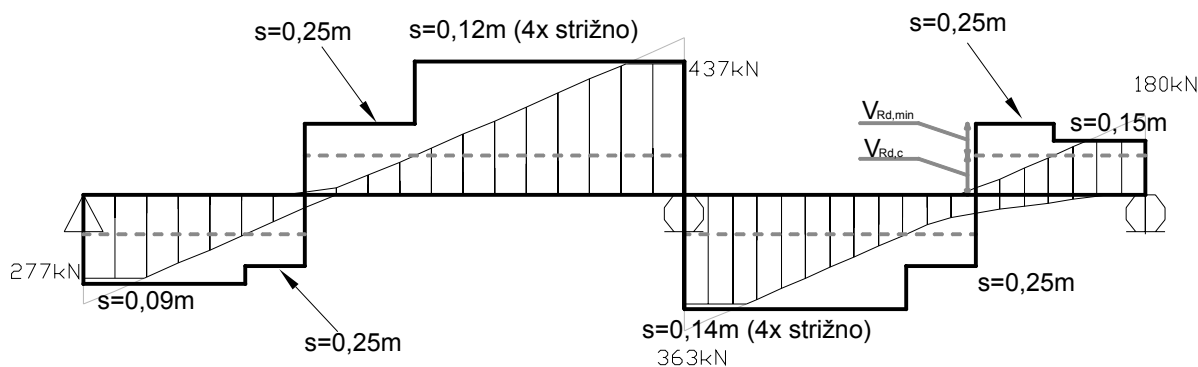
$$\underline{s_{max} \approx 25cm}$$

Maksimalna vzdolžna razdalja med stremeni ne sme biti večja od 0,25m.

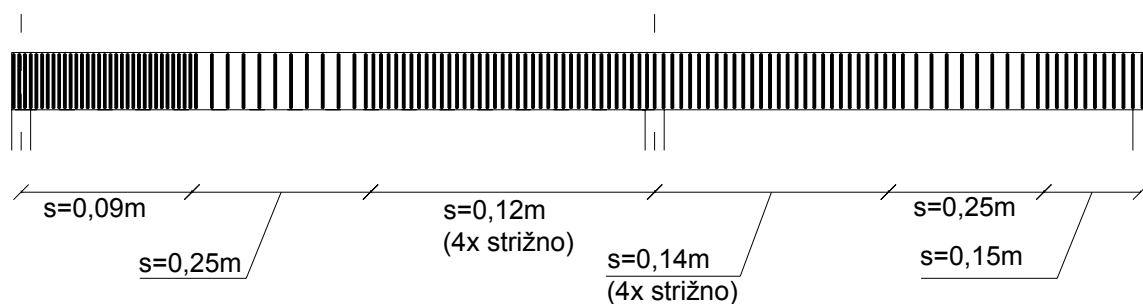
$$V_{rd,min} = \frac{1,00cm^2}{25cm} \cdot 0,9 \cdot 85cm \cdot 34,8 \frac{kN}{cm^2} = 107kN$$

Minimalna strižna armatura prenese prečno silo 107kN.

Razpored strižne armature



Slika 10 - Nosilnost prečne armature



Slika 11 - Razpored strižne armature

2.4 Dimenzioniranje – Mejna stanja uporabnosti (MSU)

2.4.1 Navidezno stalna kombinacija notranjih sil

Navidezno stalna kombinacija

EN1990

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

(6.16b)

Delni faktorji varnosti za vplive (za MSU)

Preglednica 5 - Delni faktorji varnosti za MSU

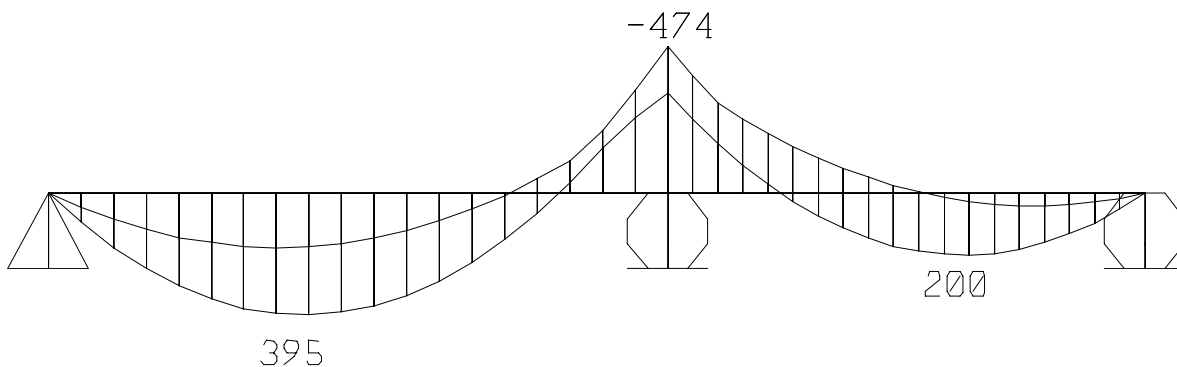
| | Neugoden vpliv | Ugoden vpliv |
|------------|----------------|--------------|
| γ_G | 1,00 | 1,00 |
| γ_Q | 1,00 | 0,00 |

Objekt je kategoriziran »Kategorija D: stavbe kjer se zbirajo ljudje«,
 torej je $\psi_2 = 0,6$.

Preglednica A1.1

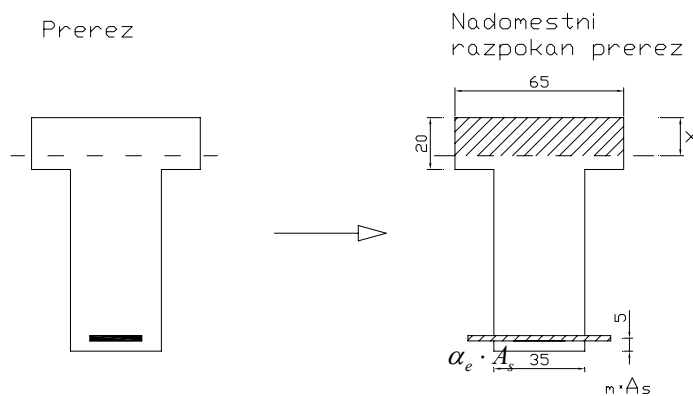
Ovojnica upogibnih momentov za kombinacijo navidezno stalnih vrednosti vplivov

Računamo na podlagi nerazpokanega prereza.



Slika 12 -Ovojnica upogibnih momentov (MSU)

2.4.2 Karakteristike razpokanega prereza



Slika 13 - Razpokan prerez

Zaradi razlike med togostjo betona in jekla, izračunamo nadomestni faktor togosti:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{20000 \text{ kN/cm}^2}{3300 \text{ kN/cm}^2} = 6,06$$

$$\alpha_e \cdot A_s = 6,06 \cdot 26,6 \text{ cm}^2 = 161 \text{ cm}^2$$

Prerez je obremenjen samo z upogibnim momentom, zato nevtralna os poteka skozi težišče.

Prerez razpoka pod nevtralno osjo.

$$A_{celotna} \cdot x = \sum_{i=1,2,\dots} A_i \cdot y$$

$$(65\text{cm} \cdot x + 161\text{cm}^2) \cdot x = 65\text{cm} \cdot x \cdot (x/2) + 161\text{cm}^2 \cdot 85\text{cm}$$

$$32,5 \cdot x^2 + 161 \cdot x - 13685 = 0$$

$$x = 18,2\text{cm}$$

Vztrajnostni moment razpokanega prereza

$$I_{razpokan} = \frac{65\text{cm} \cdot (18,2\text{cm})^3}{12} + 65\text{cm} \cdot 18,2\text{cm} \cdot (18,2\text{cm} / 2)^2 + 161\text{cm}^2 \cdot (85\text{cm} - 18,2\text{cm})^2$$

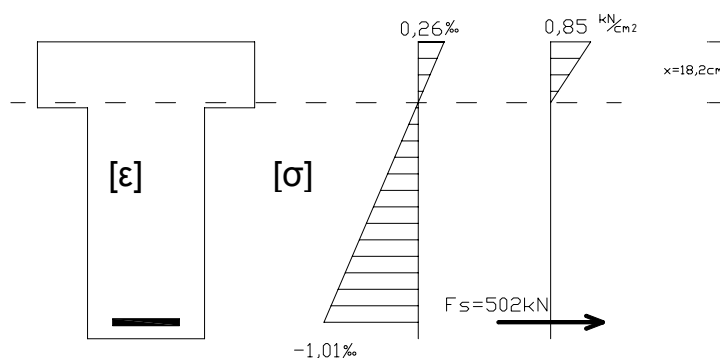
$$I_{razpokan} = 849000\text{cm}^4$$

Prerez D-D:

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e \cdot M_{Ed,NSK} \cdot y}{I_{razpokan}}$$

Pri čemer je $y = d - x = 85\text{cm} - 18,2\text{cm} = 66,8\text{cm}$

$$\sigma_s = \frac{6,06 \cdot 396 \cdot 10^2 \text{ kNcm} \cdot 66,8\text{cm}}{849000\text{cm}^4} = 18,9 \text{ kN/cm}^2$$



Slika 14 - Napetosti, deformacije in sile v razpokanem prerezu

2.4.3 Direktna kontrola širine razpok

Širino razpoke lahko izračunamo z izrazom

7.3.4(1)

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

(7.8)

Pri tem je

- $s_{r,max}$ največja medsebojna razdalja med razpokami
 ε_{sm} srednja deformacija armature zaradi ustrezne kombinacije obtežb vključno s upoštevanjem učinka vsiljenih deformacij in upoštevanjem učinka nateznega utrjevanja
 ε_{cm} povprečna deformacija betona med razpokami

Vrednost $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ izračunamo z izrazom 7.3.4(2)

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9)$$

Pri tem je

- σ_s napetost v natezni armaturi ob predpostavki, da je prerez razpokan
 α_e razmerje modula elastičnosti jekla/beton (E_s/E_{cm})
 $\rho_{p,eff}$ procent armiranja efektivne natezne cone v prerezu, $(A_s + \xi_1^2 A_p') / A_{c,eff}$
 A_p' in ξ_1 vpliv prednapetja
 $A_{c,eff}$ efektivna površina betona v nategu, ki obdaja armaturo
 k_t faktor, ki je odvisen od trajanja obtežbe
 $k_t=0,6$ za kratkotrajno obtežbo
 $k_t=0,4$ za dolgotrajno obtežbo
 $f_{ct,eff}$ srednja vrednost natezne trdnosti betona ob prvem nastanku razpok

Razlika med povprečno deformacijo armature in betona $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ 7.3.4(2)

Napetost v natezni armaturi

$$\sigma_s = 18,9 \frac{kN}{cm^2}$$

Razmerje togosti betona in armature:

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 20000 \frac{kN}{cm^2} / 3300 \frac{kN}{cm^2} = 6,06$$

Faktor $\rho_{p,eff}$:

$$A_{c,eff} = b_w \cdot \min(2,5(h-d); (h-x)/3; h/2) \quad 7.3.2(3)$$

$$A_{c,eff} = 35 \cdot \min(2,5(90 - 85); (90 - 18,2)/3; 90/2)$$

$$A_{c,eff} = 35 \cdot \min(12,5 ; 23,9 ; 45) = 438 \text{ cm}^2$$

$$A_p' = 0$$

$$A_s = 26,6 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p') / A_{c,eff} \quad (7.10)$$

$$\rho_{p,eff} = (26,6 + 0) / 438 = 0,0607$$

Ostale vrednosti

$$k_t = 0,4 \text{ (dolgotrajna obtežba)}$$

V obravnavanem primeru je kombinacija dolgotrajne in kratkotrajne obtežbe. Uporabimo konzervativno vrednost $k_t = 0,4$.

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ (razpoke so pričakovane po 28. dnevih, kadar prenehamo z nego)}$$

Vrednost $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{18,9 - 0,4 \frac{0,29}{0,0607} (1 + 6,06 \cdot 0,0607)}{20000} \geq 0,6 \frac{18,9}{20000}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 8,14 \cdot 10^{-4} (\geq 5,67 \cdot 10^{-4})$$

Največja medsebojna razdalja med razpokami $s_{r,max}$

7.3.4(3)

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad (\text{če je razmak med armaturnimi palicami manjši kot } 5(c + \phi/2)) \quad (7.11)$$

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 3,5 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 2,2 / 0,0607$$

$$s_{r,max} = 18,1 \text{ cm}$$

Pri čemer je:

$$5(c + \phi/2) = 5(3,5 + 2,2/2) = 23,0 \text{ cm (ustreza, saj je največja razdalja med palicami 6,1 cm)}$$

$$c = 3,5 \text{ cm} \quad \text{– zaščitna plast}$$

$$k_1 = 0,8 \quad \text{– palice z dobro sprijemnostjo (rebrasta armatura)}$$

| | |
|-------------|------------------------|
| $k_2=0,5$ | – za upogib |
| $k_3=3,4$ | – priporočena vrednost |
| $k_4=0,425$ | – priporočena vrednost |

Kontrola razpok

7.3

Dejanske razpoke (w_k) morajo biti manjše od vrednosti w_{\max} , ki jo predpisuje EC2 .

Vrednost w_{\max} je odvisna od agresivnosti okolja. Za stopnjo izpostavljenosti XC3 je vrednost

w_{\max} enaka 0,3mm. (Preglednica 7.1N)

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_{\max} \quad (7.8)$$

Dejanske razpoke:

$$w_k = 18,1cm \cdot 8,14 \cdot 10^{-4}$$

$$w_k = 0,0147cm = 0,15mm$$

Širine razpok so manjše od 0,3mm

$$w_k \leq w_{\max} \quad (0,15mm \leq 0,30mm)$$

2.4.4 Indirektna kontrola razpok

Minimalna vzdolžna armatura je definirana

7.3.2

$$A_{s,\min} \sigma_s = k_c k \cdot f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.1)$$

Pri čemer:

| | |
|--------------|--|
| $A_{s,\min}$ | minimalna vzdolžna armatura v natezni coni prereza |
| A_{ct} | območje prereza, katero je v natezni coni tik pred nastankom prvih razpok |
| σ_s | maksimalna dopustna napetost v vzdolžni armaturi takoj po nastanku prvih razpok (f_{yk}) |
| $f_{ct,eff}$ | srednja vrednost natezne trdnosti betona v času nastanka razpok |
| k | koeficient odvisen od namena računa stojine oz. pasnice =1,0 za stojine višine $h < 30cm$ ali pasnice širine $b < 30cm$ =0,65 za stojine višine $h > 80cm$ ali pasnice širine $b > 80cm$ Vmesne vrednosti se interpolira. |

k_c koeficient kateri upošteva raznos napetosti tik pred pojavom razpok

$k_c = 1,0$ za čisti nateg

V primeru upogiba za račun pravokotnih prerezov in stojine T prerezov :

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1$$

Pri čemer je $\frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}}$ enak nič v kolikor ni osne sile.

V primeru upogiba za račun pasnice T prerezov:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct}f_{ct,eff}} \geq 0,5$$

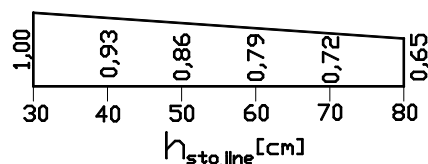
Pri čemer je

F_{cr} absolutna natezna sila tik pred nastankom razpok

Obravnavani primer:

$$A_{s,min} = k_c k \cdot f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (7.1)$$

Določitev koeficienta »k« z interpolacijo



Slika 15 - Interpolacijski diagram za koeficient "k"

Višina stojine je 70cm ustreza koeficient $k = 0,72$.

Določitev koeficienta » k_c «

$$k_c = 0,4[1 - 0] = 0,4$$

Srednja vrednost natezne trdnosti betona

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

Maksimalna dopustna napetost v vzdolžni armaturi takoj po nastanku prvih razpok

$$\sigma_s = f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$$

Nevtralna os prereza poteka skozi težišče nerazpokanega prereza, saj je prerez obremenjen samo z upogibnim momentom. Težišče nerazpokanega prereza je določeno v nadaljevanju, v poglavju 2.4.6 .

Površina prereza v natezni coni pred nastankom razpok

$$A_{ct} = h_{nateg} \cdot b_{stojine} = 49cm \cdot 35cm = 1715cm^2$$

Minimalna potrebna vzdolžna armatura

$$A_{s,min} = 0,4 \cdot 0,72 \cdot 0,29 \frac{kN}{cm^2} \cdot 1715cm^2 / 40,0 \frac{kN}{cm^2} = 3,58cm^2$$

Dejanska površina armaturnih palic ($4\phi 22$; $A_{s,dej} = 15,2cm^2$) zadošča pogoju minimalne armature.

2.4.5 Kontrola pomikov

Direktni kontroli se lahko izognemo, če je razmerje višine prereza in razpetine v skladu s 7.16a/b.

7.4.2

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{max} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck} [MPa]} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck} [MPa]} \left(\frac{\rho'}{\rho_0} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{če } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16.a)$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{max} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck} [MPa]} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck} [MPa]} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{če } \rho > \rho_0 \quad (7.16.b)$$

Preverili bomo pomik v polju l_1 , saj je pomik večji kot v polju l_2 .

Potrebni faktorji

$K=1,3$ (krajno polje nosilca)

Table 7.4N

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck} [MPa]} \cdot 10^{-3} = 5,48 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho = \frac{A_{s,potreben}}{b \cdot d} = \frac{27,0cm^2}{30cm \cdot 85cm} = 10,6 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho' = 0 \text{ (ni tlačne armature)}$$

Ker je $\rho > \rho_0$, uporabimo enačbo 7.16.b :

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{max} = 1,3 \left[11 + 1,5 \sqrt{30} \frac{5,48 \cdot 10^{-3}}{10,6 \cdot 10^{-3}} + 0 \right] = 19,8$$

Enačbi 7.16a/b sta izpeljani za prereze v katerih se uporablja armatura S500. V kolikor uporabljamo jeklo drugih trdnostnih razredov, moramo vrednost l/d pomnožiti z vrednostjo $310/\sigma_s$ [MPa] upoštevajoč 7.4.2(2) in (7.17).

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_s} = 18,9 \text{ kN/cm}^2$$

l/d moramo pomnožiti s $310 \text{ MPa} / 189 \text{ MPa} = 1,64$

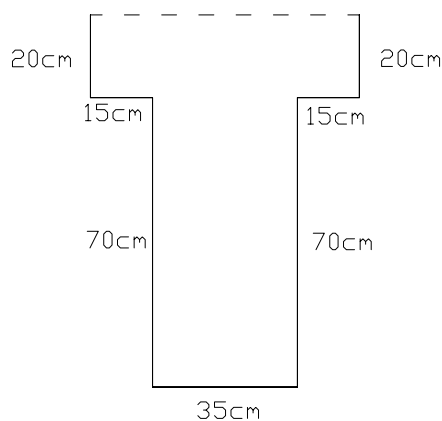
$$\frac{l}{d} = \frac{10 \text{ m}}{0,85 \text{ m}} \cdot 1,64 = 11,8 \leq 19,8 \cdot 1,64 = 32,5$$

Ker je razmerje l/d manjše od kritičnega ni potrebna izvršiti direktne kontrola pomika.

2.4.6 Direktna kontrola pomikov

Konstrukcija se nahaja v notranjem prostoru pri 50% vlažnosti zraka. Prva obtežba nastopi 28. dan po betoniranju. Beton je izpostavljen sušenju na stranskem in spodnjem delu prereza. Z vrhnje strani je beton hidroizolacijsko zaščiten.

Učinek krčenja betona je majhen, zato ga zanemarimo.



Slika 16 - Obseg prereza, izpostavljen sušenju

$$u = (20 + 15 + 70) \cdot 2 + 35 = 245 \text{ cm} = 2450 \text{ mm}$$

Učinek lezenja

Učinek lezenja upoštevamo tako, da reduciramo elastični modul betona:

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

Pri čemer je $\varphi(\infty, t_0)$ koeficient lezenja v neskončnem času, obtežba pa nastopi ob času t_0 .

Koeficient lezenja razberemo iz EC2, Slika 3.1

$$h_0 = \frac{2A_c[mm^2]}{u[mm]} \text{ pri čemer je »}A_c\text{« površina prereza, »}u\text{« pa obseg prereza, ki je izpostavljen}$$

sušenju

$$h_0 = \frac{2 \cdot 375000mm^2}{2450mm} = 300mm$$

$$t_0 = 28dni$$

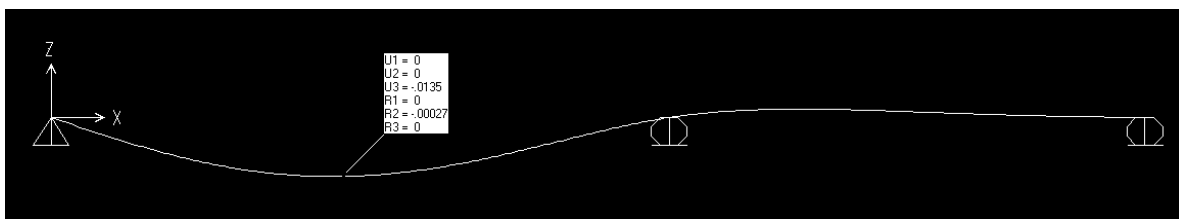
$$\varphi(\infty, t_0) = 2,5$$

Reduciran elastični modul

$$E_{c,eff} = \frac{3300 \frac{kN}{cm^2}}{1 + 2,5} = 943 \frac{kN}{cm^2}$$

Pomiki z upoštevanjem nerazpokanega oz. razpokanega prereza

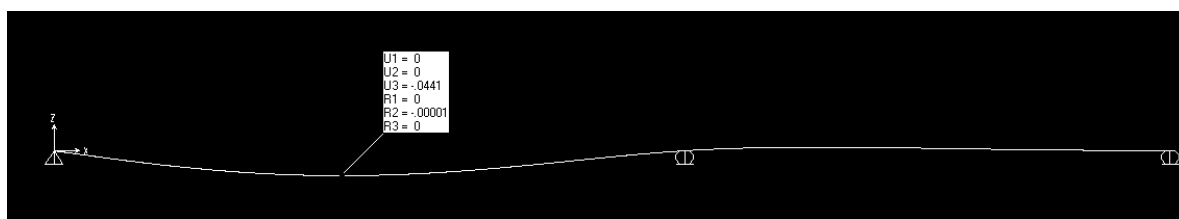
Izračun pomikov nosilca – upoštevan nerazpokan prerez, reduciran modul elastičnosti ($E_{c,eff}$)



Slika 17 - Pomik nosilca - razpokan prerez

$$u_{nerazpokan} = 0,0135m = 1,35cm$$

Izračun pomikov nosilca – upoštevan razpokan prerez ($I_{razpokan}$) in reduciran modul elastičnosti ($E_{c,eff}$).



Slika 18 - Pomik nosilca - nerazpokan prerez

$$u_{\text{razpokan}} = 0,441\text{m} = 4,41\text{cm}$$

Dejanski pomiki

7.4.3

$$u_{\text{dejanski}} = \xi \cdot u_{\text{razpokan}} + (1 - \xi) \cdot u_{\text{nerazpokan}} \quad (7.18)$$

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma} \right)^2 \quad (7.19)$$

Pri čemer je

- | | |
|---------------|---|
| β | faktor kateri upošteva vpliv trajanja obtežbe (1,0 za kratkotrajno obtežbo ; 0,5 za dolgotrajno obtežbo oz. obtežbo, ki se ponavlja) |
| σ_s | napetost v natezni armaturi pri razpokanem prerezu |
| σ_{sr} | napetost v natezni armaturi razpokanega prereza pri obtežnih pogojih nastanka prvih razpok |

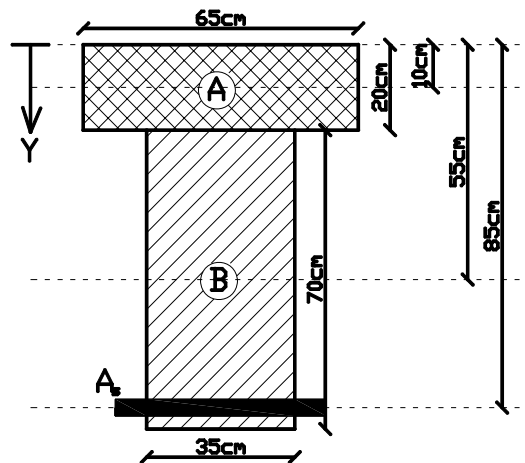
Prerez prvič razpoka takrat, kadar se pojavi natezna napetost v betonu, katera je enaka natezni trdnosti betona:

$$\frac{M_{cr} y}{I_{\text{nerazpokan}}} = f_{ctm}$$

Pri čemer je:

- | | |
|----------------------------------|--|
| M_{cr} | upogibni moment pri katerem se pojavijo prve razpoke |
| y | oddaljenost od težišča do roba prereza, ki je v nategu |
| $I_{\text{nerazpokan}}$ | vztrajnostni moment nerazpokanega prereza |
| $f_{ctm} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$ | natezna trdnost betona C30/37 |

Težišče nerazpokanega prereza

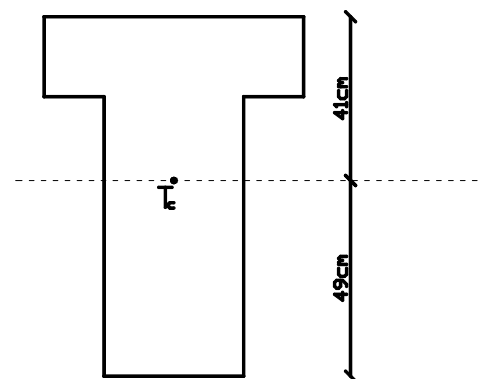


Slika 19 – Dimenzije nerazpokanega prereza

$$y_t = \frac{S_{y,id}}{A_{prezra,id}} = \frac{A_A \cdot y_a + A_B \cdot y_b + (\alpha_e - 1)A_{As} \cdot y_{As}}{A_A + A_B + (\alpha_e - 1)A_{As}}$$

$$y_t = \frac{20\text{cm} \cdot 65\text{cm} \cdot 10\text{cm} + 70\text{cm} \cdot 35\text{cm} \cdot 55\text{cm} + (6,06 - 1) \cdot 26,6\text{cm}^2 \cdot 85\text{cm}}{20\text{cm} \cdot 65\text{cm} + 70\text{cm} \cdot 35\text{cm} + (6,06 - 1) \cdot 26,6\text{cm}^2} = 41,0\text{cm}$$

Vztrajnostni moment nerazpokanega prereza



Slika 20 - Težišče nerazpokanega prereza

$$I_{nerazpokan} = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 65 \cdot 20 \cdot (41,0 - 10)^2 + \frac{35 \cdot 70^3}{12} + 35 \cdot 70 \cdot (49,02 - 35)^2 + (6,06 - 1) \cdot 26,6 \cdot (49,02 - 5)^2$$

$$I_{nerazpokan} = 3030000\text{cm}^4 = 3,03 \cdot 10^6 \text{cm}^4$$

Upogibni moment pri katerem se prvič pojavijo razpoke v prerezu

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \cdot I_{nerazpokan}}{y} = \frac{0,29 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,03 \cdot 10^6 \text{ cm}^4}{49,02 \text{ cm}} = 17900 \text{ kNcm} = 179 \text{ kNm}$$

Napetost v natezni armaturi razpokanega prereza pri obtežnih pogojih nastanka razpok:

$$\sigma_{sr} = \frac{\alpha_e M_{cr} \cdot y_s}{I_{razpokan}} \text{ pri čemer je } y_s \text{ razdalja od težišča prereza do natezne armature}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{6,06 \cdot 17900 \text{ kNcm} \cdot (49,02 \text{ cm} - 5 \text{ cm})}{849000 \text{ cm}^4} = 5,62 \text{ kN/cm}^2$$

Konstrukcija je obtežena s kratkotrajno obtežbo, zato je $\beta = 1,0$

Napetost v natezni armaturi pri razpokanem prerezu in navidezno stalni obtežbi je

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_s} = 18,9 \text{ kN/cm}^2$$

$$\xi = 1 - 1,0 \cdot \left(\frac{5,62 \text{ kN/cm}^2}{18,9 \text{ kN/cm}^2} \right)^2 = 0,91$$

Dejanski pomik v razponu l_1 :

$$u_{dejanski} = 0,91 \cdot 4,41 \text{ cm} + (1 - 0,91) \cdot 1,35 \text{ cm}$$

$$u_{dejanski} = 4,1 \text{ cm}$$










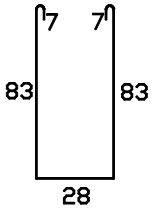
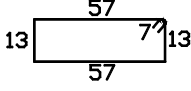
Dejanski pomik v sredini razpona mora biti manjši od $\frac{\text{razpon}}{250}$:

$$\frac{\text{razpon}}{250} = \frac{10 \text{ m}}{250} = 0,040 \text{ m} = 4,0 \text{ cm}$$

Dejanski pomik ustreza maksimalnemu dovoljenemu pomiku (2,5% večji od dovoljenega).

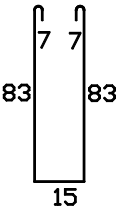

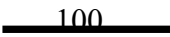
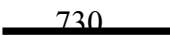
2.5 Armaturni načrt in seznam armaturnih palic

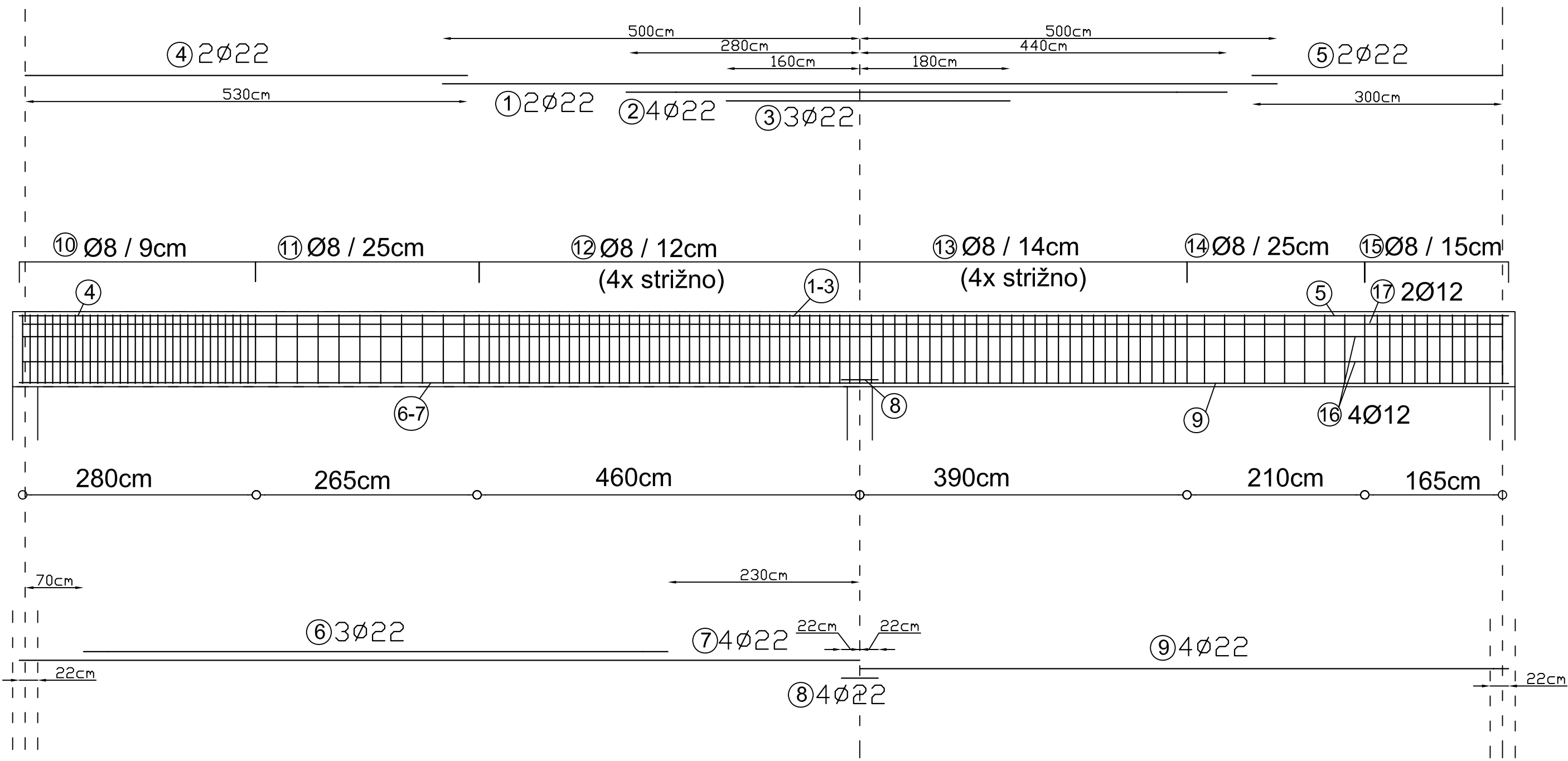
Preglednica 6 – Tabela armaturnih palic

| POS | ϕ [mm] | Št. kos. | Oblika [cm] | Dolžina | Skupna dolžina [m'] | | |
|-----------------------|-------------|----------|---|---------|---------------------|-----------|-----------|
| | | | | | ϕ 8 | ϕ 12 | ϕ 22 |
| 1 | 22 | 2 |  | 1000 | | | 20,0 |
| 2 | 22 | 4 |  | 720 | | | 28,8 |
| 3 | 22 | 3 |  | 340 | | | 10,2 |
| 4 | 22 | 2 |  | 530 | | | 10,6 |
| 5 | 22 | 2 |  | 300 | | | 6,0 |
| 6 | 22 | 3 |  | 700 | | | 21,0 |
| 7 | 22 | 4 |  | 1000 | | | 40,0 |
| 8 | 22 | 4 |  | 50 | | | 2,0 |
| 9 | 22 | 4 |  | 770 | | | 30,8 |
| 10,11,12, 13,14,15 | 8 | 124 |  | 208 | 258 | | |
| 10,11,12, 13,14,15 | 8 | 124 |  | 154 | 191 | | |

se nadaljuje ...

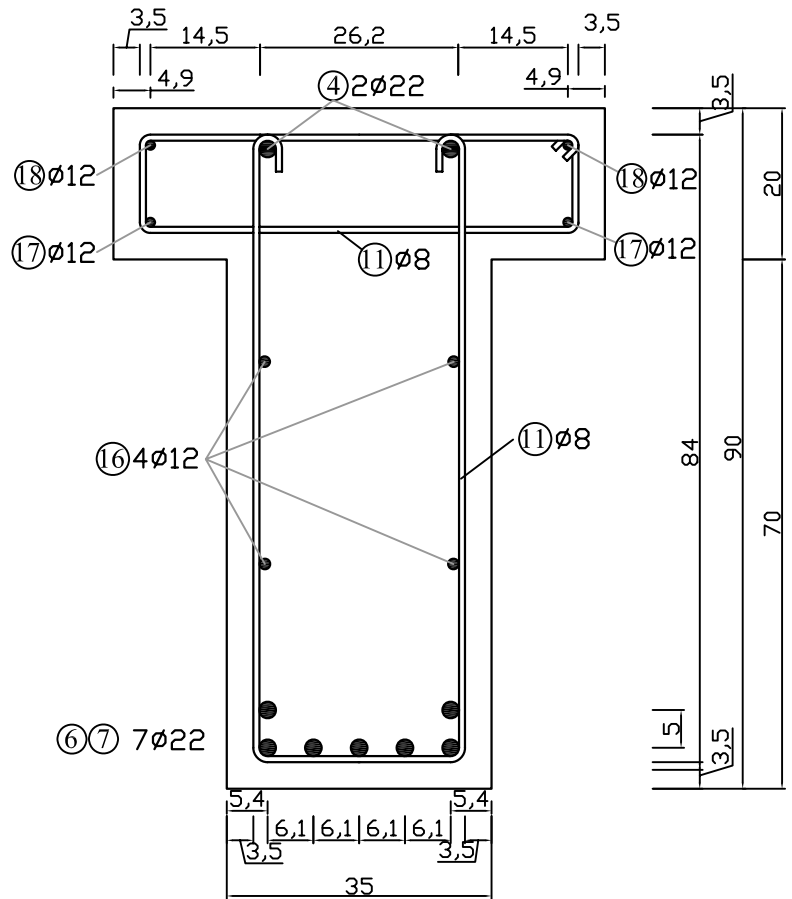
... nadaljevanje

| | | | | | | | |
|----------------------|----|----|---|-------|-------|-------|------|
| 12,13 | 8 | 67 |  | 194 | 130 | | |
| 16 | 12 | 8 |  | 10000 | | 80,0 | |
| 17 | 12 | 4 |  | 10000 | | 40,0 | |
| 18 | 12 | 4 |  | 730 | | 29,2 | |
| Σm | | | | | 579 | 149 | 170 |
| kg / m' | | | | | 0,395 | 0,888 | 2,98 |
| Σkg | | | | | 229 | 132 | 507 |
| Skupaj do $\phi 12$ | | | | | 361 | | |
| Skupaj nad $\phi 14$ | | | | | 507 | | |

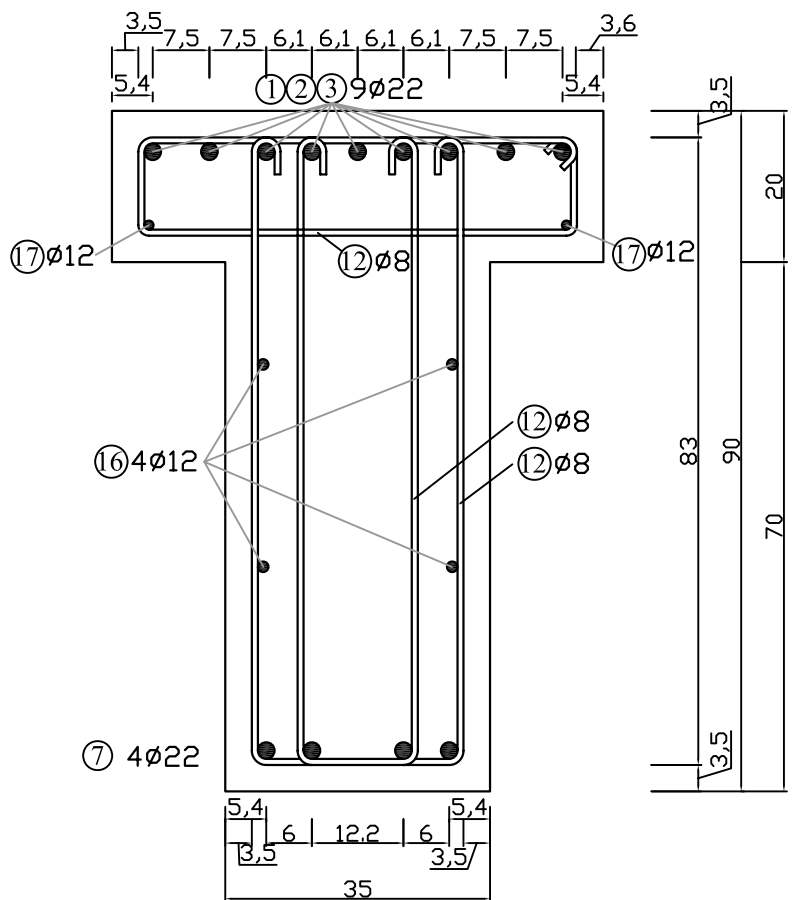


| |
|---------------------------------------|
| Armaturni naèrt kontinuirnega nosilca |
| Beton C30/37 |
| Jeklo S400 |
| Merilo 1:50 |

Prerez D-D

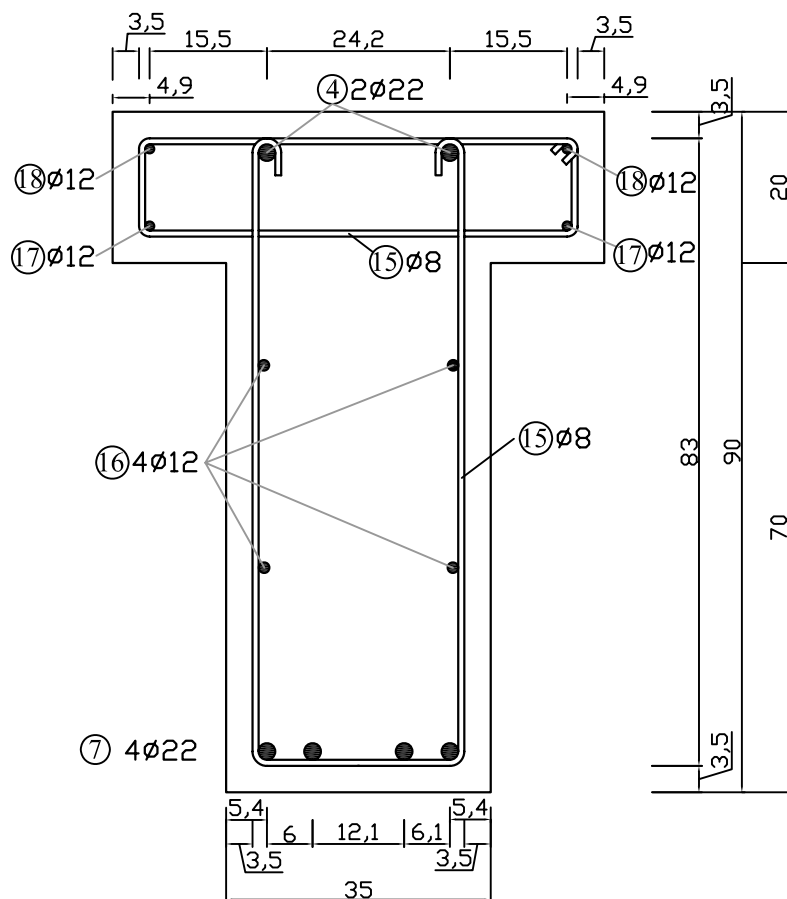


Prerez B-B



| |
|------------------------------|
| Armaturni načrt prerezov - 1 |
| Beton C30/37 |
| Jeklo S400 |
| Merilo 1:10 |

Prerez E-E



| |
|----------------------------|
| Armaturni načrt prerezov 1 |
| Beton C30/37 |
| Jeklo S400 |
| Merilo 1:10 |

3 VITEK STEBER

3.1 Konstrukcijski element, obtežba in lastnosti materialov

$$N_{gk}=700\text{kN}$$

$$N_{qk}=450\text{kN}$$

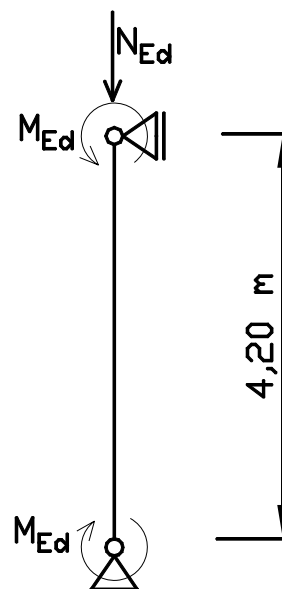
$$M_{qk}=50\text{kNm}$$

Beton C35/45

Jeklo S500

Trgovski objekt ($\psi_2=0,6$)

$t_0=28$ dni (starost betona ob nastopu obtežbe)



Slika 21 – Steber obremenjen z osno silo

Lastnosti materiala

$$f_{ck}=3,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yk}=50,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c=3,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5=2,33 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=50,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,15=43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cm}=3400 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_s=20000 \text{ kN/cm}^2$$

3.2 Notranje sile

Kombinacija notranjih sil za mejno stanje nosilnosti (MSN):

$$N_{Ed} = \gamma_{g,\text{sup}} N_{gk} + \gamma_{q,\text{sup}} N_{qk}$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 700kN + 1,5 \cdot 450kN$$

$$N_{Ed} = 1620kN$$

$$M_{Ed} = \gamma_{q, sup} M_{qk}$$

$$M_{Ed} = 1,5 \cdot 50kNm$$

$$M_{Ed} = 75kNm$$

Kombinacija notranjih sil za mejno stanje uporabnosti (MSU – navidezno stalna obtežna kombinacija):

$$N_{Ed, (MSU, qp)} = N_{gk} + \psi_2 N_{qk}$$

$$N_{Ed, (MSU, qp)} = 700kN + 0,6 \cdot 450kN$$

$$N_{Ed, (MSU, qp)} = 970kN$$

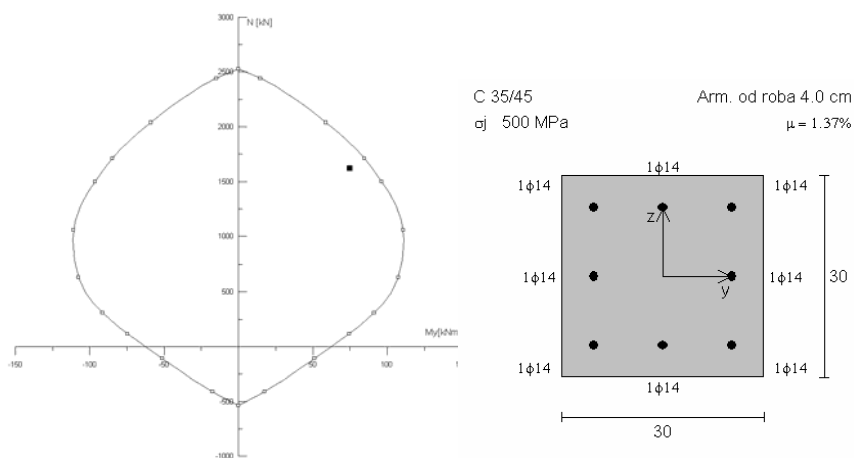
$$M_{Ed, (MSU, qp)} = \psi_2 M_{qk}$$

$$M_{Ed, (MSU, qp)} = 0,6 \cdot 50kNm$$

$$M_{Ed, (MSU, qp)} = 30kNm$$

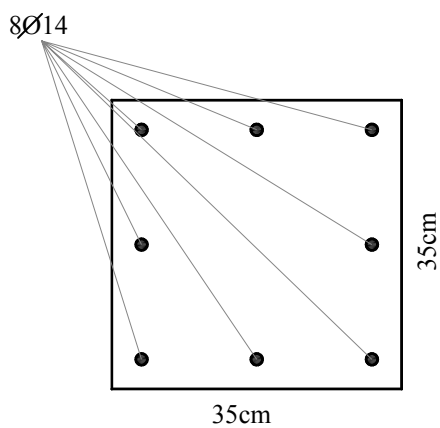
3.3 Določitev potrebnih dimenzij betonskega prereza in količine vzdolžne armature na podlagi sil, določenih po teoriji 1. reda

Dimenzije prereza določimo po mejnem stanju nosilnosti, upoštevamo samo obtežbo zaradi teorije prvega reda:



Slika 22 – Projektna upogibna nosilnost določena na podlagi vplivov izračunanih po teoriji 1. reda

Za nadaljnjo nelinearno analizo zgornje določen prerez ni dovolj nosilen, saj nismo upoštevali vplivov drugega reda, kateri znatno povečajo upogibni moment. Zato za nelinearno analizo izberemo prerez dimenzije 35cm x 35cm ter vzdolžno armaturo 8 ϕ 14.



Slika 23 Dimenzije prereza

3.4 Analiza z upoštevanjem teorije 2. reda

Kadar upoštevamo učinke teorije drugega reda, moramo odpornost konstrukcije preveriti na deformiranem stanju. V teoriji drugega reda moramo upoštevati tudi začetne nepopolnosti, razpokanost prereza ter učinke lezenja.

Metode analize vitkih elementov, ki jih predpisuje standard:

- Splošna metoda (nelinearna analiza 2. reda)
- Metoda nazivnih togosti (poenostavljena metoda)
- Metoda nazivne ukrivljenosti (poenostavljena metoda)

Učinke teorije drugega reda lahko zanemarimo, če so manjši od 10% odgovarjajočih učinkov po teoriji prvega reda ali če je vitkost λ manjša od mejne vrednosti vitkosti λ_{lim} .

3.5 Merilo vitkosti za posamezne stebre

Mejna vrednost vitkosti

5.8.3.1

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

(5.13N)

Pri tem je

$$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef})$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

$$C = 1,7 - r_m$$

φ_{ef} učinkoviti količnik lezenja

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$, mehanska stopnja armiranja

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$, relativna normalna sila

$r_m = M_{01} / M_{02}$, razmerje momentov

M_{01} in M_{02} sta upogibna momenta na obeh koncih stebra po teoriji prvega reda, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Za podprte elemente, pri katerih momenti po teoriji prvega reda izhajajo samo oziroma pretežno iz nepopolnosti oziroma prečne obtežbe moramo za r_m vzeti 1,0.

Mejna vrednost vitkosti obravnavanega primera:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (5.13N)$$

$$A = 1 / (1 + 0,2 \cdot 0,78) = 0,865$$

$$\omega = \frac{12,3 \text{ cm}^2 \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1230 \text{ cm}^2 \cdot 2,33 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,19$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot (0,19)} = 1,18$$

$$C = 1,7 - 1,0 = 0,7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1620 \text{ kN}}{(35 \text{ cm})^2 \cdot 2,33 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,57$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,865 \cdot 1,18 \cdot 0,7 / \sqrt{0,57}$$

$$\lambda_{lim} = 18,9$$

Uklonska dolžina

$$l_0 = l = 420 \text{ cm}$$

Dejanska vitkost stebra:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{l_0}{\sqrt{b^2/12}} = \frac{420\text{cm}}{\sqrt{35^2/12}} = 41,6$$

i – vztrajnosti radij nerazpokanega prereza $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Ker je dejanska vitkost λ večja od mejne vrednosti λ_{lim} , je potrebno upoštevati vpliv drugega reda .

3.6 Lezenje

V analizi po teoriji drugega reda moramo upoštevati učinek lezenja. 5.8.4

Trajanje obtežbe lahko na poenostavljen način upoštevamo z učinkovitim količnikom lezenja φ_{ef} , ki uporabljen skupaj s projektno obtežbo omogoča določitev deformacije zaradi lezenja (ukrivljenost), ki ustreza navidezno stalni obtežbi:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \frac{M_{0Egp}}{M_{0Ed}} \quad (5.19)$$

Pri tem je:

| | |
|---------------------------|---|
| $\varphi_{(\infty, t_0)}$ | vrednost količnika lezenja |
| M_{0Egp} | upogibni moment po teoriji prvega reda (navidezno stalna kombinacija) |
| M_{0Ed} | upogibni moment po teoriji prvega reda (mejno stanje nosilnosti) |

Opomba: Upogibni moment po teoriji prvega reda zajema učinke zaradi geometrijskih nepopolnosti

Količnik lezenja je odvisen od:

- obsega prereza, ki je v direktnem stiku z zrakom h_0 ($h_0 = 2A_c/u$, pri čemer je u obseg dela prereza, ki je v stiku z zrakom)
- relativne vlažnosti okolice
- trdnosti betona
- časa do prvega nastopa obtežbe v dnevih

V obravnavanem primeru je količnik lezenja:

$$\varphi_{(\infty, t_0)} \approx 1,8$$

Slika 3.1

Pri čemer je upoštevana relativna vlažnost 80%, prerez je izpostavljen sušenju iz vseh strani ter prvem nastopu obtežbe po 30 dneh. Količnik lezenja je določen iz slike 3.1.

$$h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 35\text{cm} \cdot 35\text{cm} / (4 \cdot 35\text{cm}) = 17,5\text{cm} = 175\text{mm}$$

Učinkoviti količnik lezenja (upoštevani je učinek geometrijskih nepopolnosti – poglavje geometrijske nepopolnosti)

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \frac{M_{Eqp}}{M_{Ed}} = \varphi_{(\infty, t_0)} \frac{M_{Eqp} + N_{Eqp} \cdot e_0}{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_0} = 1,8 \frac{30\text{kNm} + 970\text{kN} \cdot 0,010\text{m}}{75\text{kNm} + 1620\text{kN} \cdot 0,010\text{m}} =$$
$$\underline{\varphi_{ef} = 0,78}$$

3.7 Metoda nazivnih ukrivljenosti

Metoda je primerna za osamljene elemente s konstantno normalno silo in določeno učinkovito dolžino l_0 . S to metodo dobimo nazivni upogibni moment drugega reda, ki po vrsti temelji na učinkoviti dolžini in na ocenjeni največji ukrivljenosti.

Projektni upogibni moment

Projektni upogibni moment je vsota naslednjih akcij:

5.8.8.2

M_{0Ed} – moment prvega reda, vključuje vpliv geometrijskih nepopolnosti

M_2 – nominalni moment drugega reda

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

3.7.1 Projektni upogibni moment po teoriji 1. reda

Nazivni moment zaradi nepopolnosti in upogibnega momenta prvega reda

$$M_{0Ed} = N_{Ed}e_i + M_{0e}$$

Pri čemer je e_i ekscentričnost zaradi geometrijskih nepopolnosti, M_{0e} pa upogibni moment zaradi obtežbe.

Geometrijska nepopolnost

5.2

Konstrukcijski elementi niso popolnoma ravni, zato prihaja do ekscentričnosti osnih sil, posledično pa nastop upogibnih momentov. Nepopolnosti opišemo z zasukom θ_l .

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.1)$$

Pri čemer je:

- θ_0 osnovna vrednost ($\theta_0 = 1/200$)
- α_h redukcijski faktor za dolžino oz. višino $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$; ($2/3 < \alpha_h < 1$)
- α_m redukcijski faktor za število elementov $\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)}$
- l dolžina oz. višina [m]
- m število navpičnih elementov

Nepopolnost obravnavanega primera:

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l} = 2/\sqrt{4,2m} = 0,976 \quad (0,67 < 0,976 < 1)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)} = \sqrt{0,5(1+1/1)} = 1$$

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

$$\theta_i = 1/200 \cdot 0,976 \cdot 1 = 4,88 \cdot 10^{-3}$$

Učinek nepopolnosti upoštevamo kot ekscentričnost e_i , ki je podana z izrazom:

$$e_i = \theta_i l_0 / 2 \quad (5.2)$$

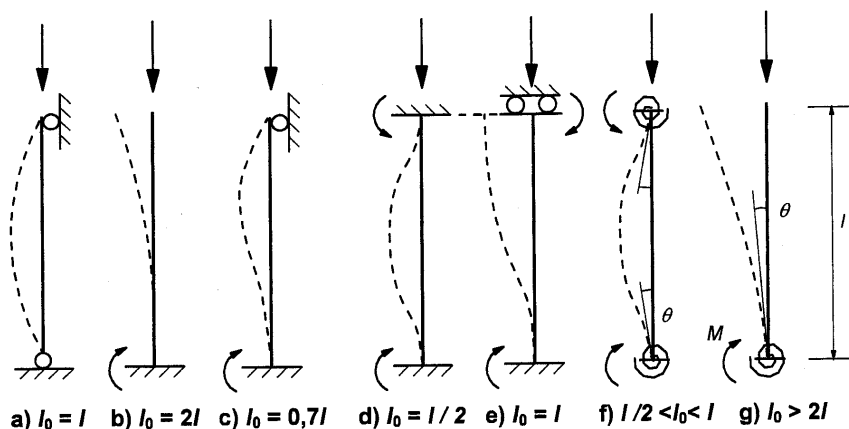
Opomba: Uporaba ekscentričnosti je primerna za statično določene primere, medtem, ko je uporaba nadomestne sile primerna tako za statično določene kot statično nedoločene primere .

Nepopolnost obravnavanega primera:

$$e_i = \theta_i l_0 / 2 = 4,88 \cdot 10^{-3} \cdot 4,20m / 2 = 0,010m$$

Pri čemer je l_0 učinkovita dolžina. Za steber obravnavanega primera je uklonska dolžina enaka dolžini elementa $l_0=l$.

Slika 5.7



Slika 24 - Uklonske dolžine

$$l_0 = l = 420\text{cm}$$

Upogibni moment zaradi vpliva prvega reda

$$M_{0Ed} = N_{Ed}e_i + M_{0e}$$

$$M_{0Ed} = 75\text{kNm} + 1620\text{kN} \cdot 0,010\text{m} = 91,2\text{kNm}$$

$$M_{0Ed} = 91,2\text{kNm}$$

3.7.2 Projektni upogibni moment po teoriji 2. reda

Nazivni moment po teoriji drugega reda

$$M_2 = N_{Ed}e_2$$

(5.33)

Pri čemer je

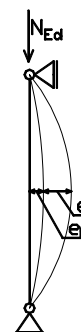
N_{Ed} projektna vrednost osne sile

$e_2 = \frac{1}{r}l_0^2/c$ ekscentričnost zaradi vpliva drugega reda

$1/r$ ukrivljenost

l_0 uklonska dolžina

c faktor, odvisen od poteka ukrivljenosti vzdolž elementa
 (8 za konstanten potek upogibnega momenta prvega reda)



Ukrivljenost

5.8.8.3(1)

Pri elementih s konstantnim simetričnim prerezom in armaturo uporabimo enačbo:

$$1/r = K_r K_\varphi \cdot 1/r_0 \quad (5.34)$$

Pri čemer je je:

K_r korekcijski faktor, ki je odvisen od osne sile

K_φ faktor s katerim upoštevamo lezenje

$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45d)$

d statična višina ($d = (h/2) + i_s$)

$$1/r_0 = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} = \frac{f_{yd} / E_s}{0,45d} = \frac{43,5 \text{ kN/cm}^2 / 20000 \text{ kN/cm}^2}{0,45 \cdot 31 \text{ cm}} = 0,000156 \text{ cm}^{-1}$$

$$d = h/2 + i_s = h/2 + \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 31 \text{ cm}$$

Ukrivljenost:

$$1/r = 0,785 \cdot 1,19 \cdot 0,000156 \text{ cm}^{-1}$$

$$1/r = \underline{1,46 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^{-1}}$$

Vpliv lezenja

5.8.8.3(4)

Upoštevamo z naslednjim faktorjem:

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1 \quad (5.37)$$

Pri čemer je:

φ_{ef} učinkoviti količnik lezenja

$\beta = 0,35 + f_{ck} [\text{MPa}] / 200 + \lambda / 150$

λ vitkost

V obravnavanem primeru

$$\beta = 0,35 + 35/200 - 41,6/150 = 0,248$$

$$\varphi_{ef} = 0,78$$

$$K_\varphi = 1 + 0,248 \cdot 0,78$$

$$\underline{K_\varphi = 1,19}$$

Korekcijski faktor zaradi osne sile

5.8.8.3(3)

Uporabimo naslednjo enačbo:

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1 \quad (5.36)$$

Pri čemer je

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$, relativna osna sila

N_{Ed} projektna vrednost osne sile

$n_u = 1 + \omega$

n_{bal} vrednost relativne osne sile n na mestu največjega momenta nosilnosti; za vrednost n_{bal} lahko upoštevamo vrednost 0,4

$\omega = (A_s f_{yd}) / (A_c f_{cd})$

V obravnavanem primeru:

$$n_{bal} = 0,4$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1620kN}{(35cm)^2 \cdot 2,33 \frac{kN}{cm^2}} = 0,57$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,010 \frac{43,5 \frac{kN}{cm^2}}{2,33 \frac{kN}{cm^2}} = 0,19$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + 0,19 = 1,19$$

$$K_r = \frac{1,19 - 0,57}{1,19 - 0,40} \quad (5.3)$$

$$\underline{K_r = 0,785}$$

Upogibni moment zaradi vpliva drugega reda

Konstanta c je odvisna od poteka upogibnega momenta. Za konstanten potek je vrednost enaka 8.

$$c=8$$

Ekscentričnost zaradi vpliva 2. reda

$$e_2 = 1/r \cdot l_0^2 / c = 1,46 \cdot 10^{-4} \cdot 420^2 / 8 = 3,22cm$$

Upogibni moment zaradi vpliva 2. reda

$$M_2 = 1620kN \cdot 3,22cm$$

$$M_2 = 5220kNcm = 52,2kNm$$

3.7.3 Projektni upogibni moment in nosilnost prereza

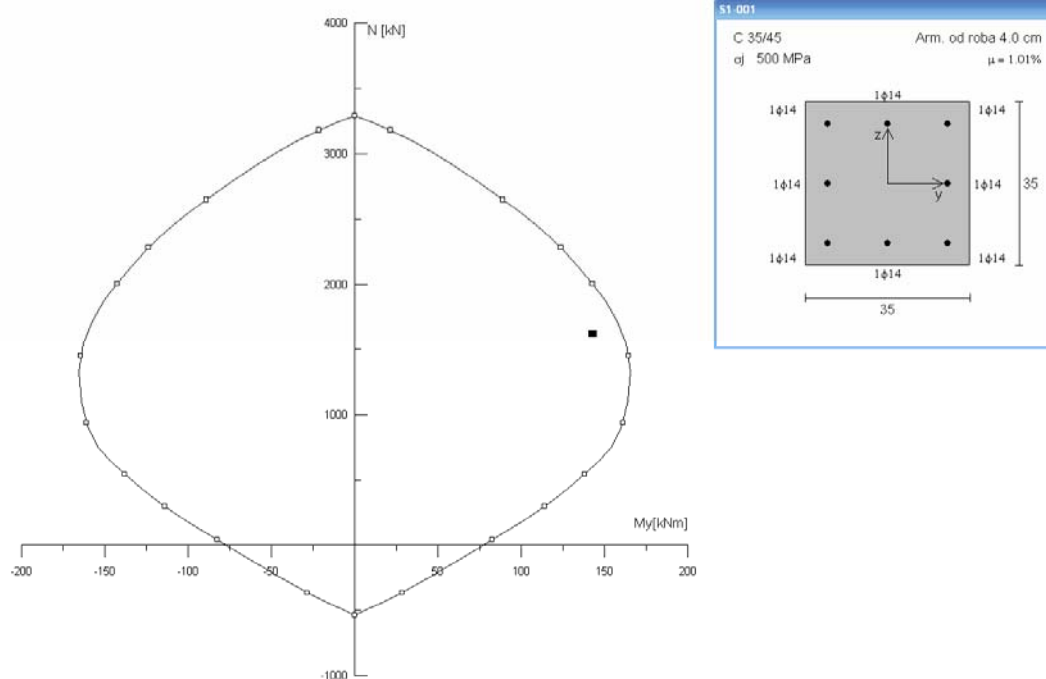
$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

$$M_{Ed} = 91,2kNm + 52,2kNm$$

$$M_{Ed} = 143kNm$$

Prerez dimenzioniramo na projektne sile:

$$M_{Ed} = 143kNm, N_{Ed} = 1620kN$$



Slika 25 – Dimenzioniranje prereza na podlagi vplivov izračunanih po metodi nazivnih ukrivljenosti

Prerez je odporen na podano obtežbo.

3.8 Metoda nazivnih togosti

Nazivna togost

5.8.7.2

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$$

(5.21)

Pri čemer je:

E_{cd} projektna vrednost modula elastičnosti betona, glej 5.8.6 (3)

- I_c vztrajnostni moment betonskega prereza
 E_s projektna vrednost modula elastičnosti armature
 I_s vztrajnostni moment armature glede na središče betonskega prereza
 K_c faktor za upoštevanje učinkov razpok, lezenja itd.
 K_s faktor, s katerim upoštevamo prispevek armature k nazivni togosti

V izrazu (5.21), lahko uporabimo naslednje faktorje, če je zagotovljeno $\rho \geq 0,002$:

$$\begin{aligned} K_s &= 1 \\ K_c &= k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \end{aligned} \quad (5.22)$$

Pri čemer je:

ρ stopnja armiranja A_s / A_c
 φ_{ef} učinkoviti količnik lezenja
 k_1 faktor, ki je odvisen od trdnostnega razreda betona
 k_2 faktor, ki je odvisen od osne sile in vitkosti

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} [MPa] / 20} \quad (5.23)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (5.24)$$

n normirana osna sila $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$

Nazivna togost za obravnavani primer:

$$EI = 0,104 \cdot 2830 \frac{kN}{cm^2} \cdot 125000 cm^4 + 1 \cdot 20000 \frac{kN}{cm^2} \cdot 1680 cm^4 = 7,04 \cdot 10^7 kNcm^2$$

$$K_c = 1,32 \cdot 0,14 / (1 + 0,78) = 0,104$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 2,0} = \sqrt{3,5 / 2,0} = 1,32 \quad (5.23)$$

$$k_2 = n \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (5.24)$$

$$k_2 = 0,57 \frac{41,6}{170} = 0,140 (\leq 0,20) \longrightarrow k_2 = 0,140$$

$$\varphi_{eff} = 0,78, \quad n = 0,57$$

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE} = 3400 \frac{kN}{cm^2} / 1,2 = 2830 \frac{kN}{cm^2} \quad (5.20)$$

$$I_c = \frac{b^4}{12} = \frac{35^4}{12} = 125000 cm^4$$

$$I_s = \sum A_s \cdot z^2 = 6 \cdot 1,54 \text{cm}^2 \cdot (13,5 \text{cm})^2 = 1680 \text{cm}^4$$

Projektni upogibni moment (faktor povečanja momenta)

Celotni projektni upogibni moment vključno z momentom zaradi teorije drugega reda lahko izrazimo s povečanjem upogibnega momenta, določenega z linearno analizo.

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right]$$

Pri čemer je:

- M_{0Ed} moment po teoriji prvega reda
- β faktor, ki je odvisen od razporeditve upogibnih momentov, ki jih dobimo po teoriji prvega in drugega reda. $\beta = \pi^2 / c_0$ (enačba je pravilna le pri izoliranih elementih s konstantnim prerezom in konstantno osno silo)
- c_0 koeficient, ki je odvisen od poteka upogibnega momenta po teoriji prvega reda (npr. $c_0 = 8$ za konstantni potek upogibnega momenta po teoriji prvega reda, $c_0 = 9,6$ za parabolični in 12 za simetrični trikotni potek upogibnega momenta po teoriji prvega reda)
- N_B uklonska sila, ki temelji na nazivni togosti $N_B = \pi^2 EI / l_0^2$

Projektni upogibni moment obravnavanega primera:

Uklonska sila, ki temelji na nazivni togosti

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 7,04 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2}{(420 \text{cm})^2} = 3940 \text{ kN}$$

Upogibni moment po teoriji prvega reda

$$M_{0Ed} = 91,2 \text{ kNm}$$

Projektni upogibni moment, ki vključuje učinek teorije drugega reda

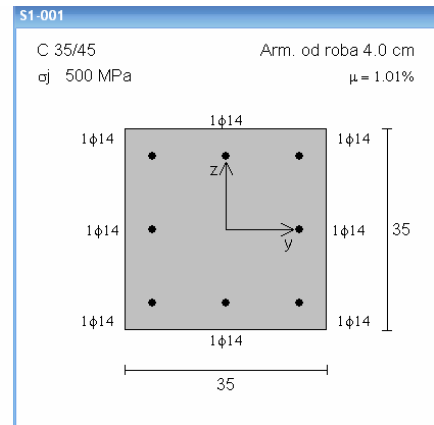
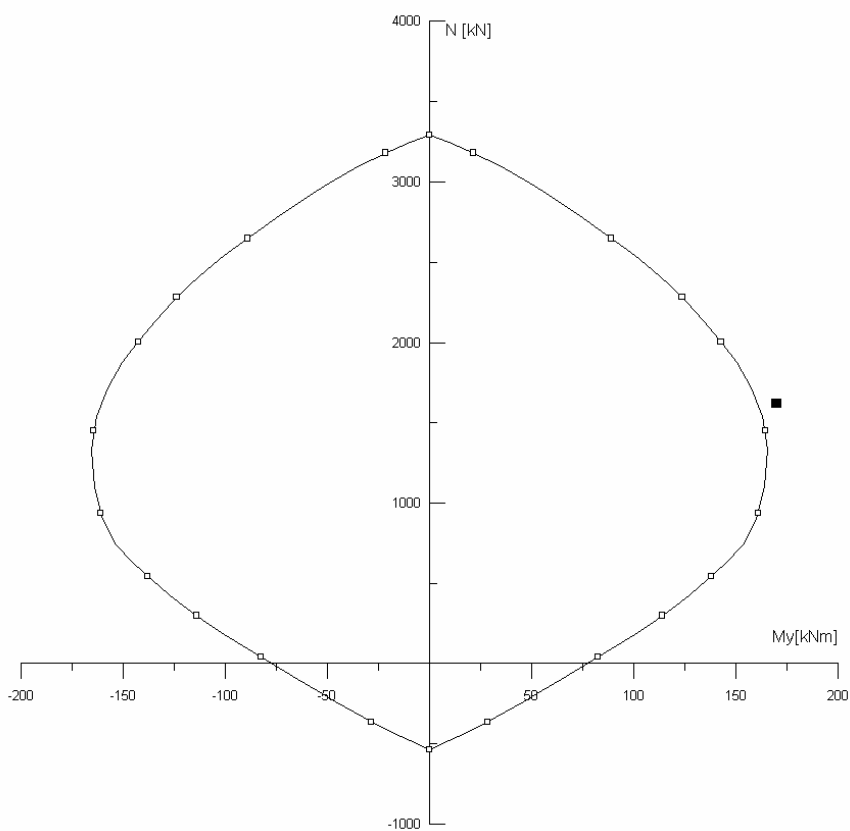
$$N_B = 3940 \text{ kN}$$

$$\beta = \pi^2 / c_0 = \pi^2 / 8 = 1,23 \quad (c_0=8 - \text{konstanten potek upogibnega momenta po teoriji 1.reda)}$$

$$M_{Ed} = 91,2 \text{ kNm} \left[1 + \frac{1,23}{(3940 \text{ kN} / 1620 \text{ kN}) - 1} \right] = 170 \text{ kNm}$$

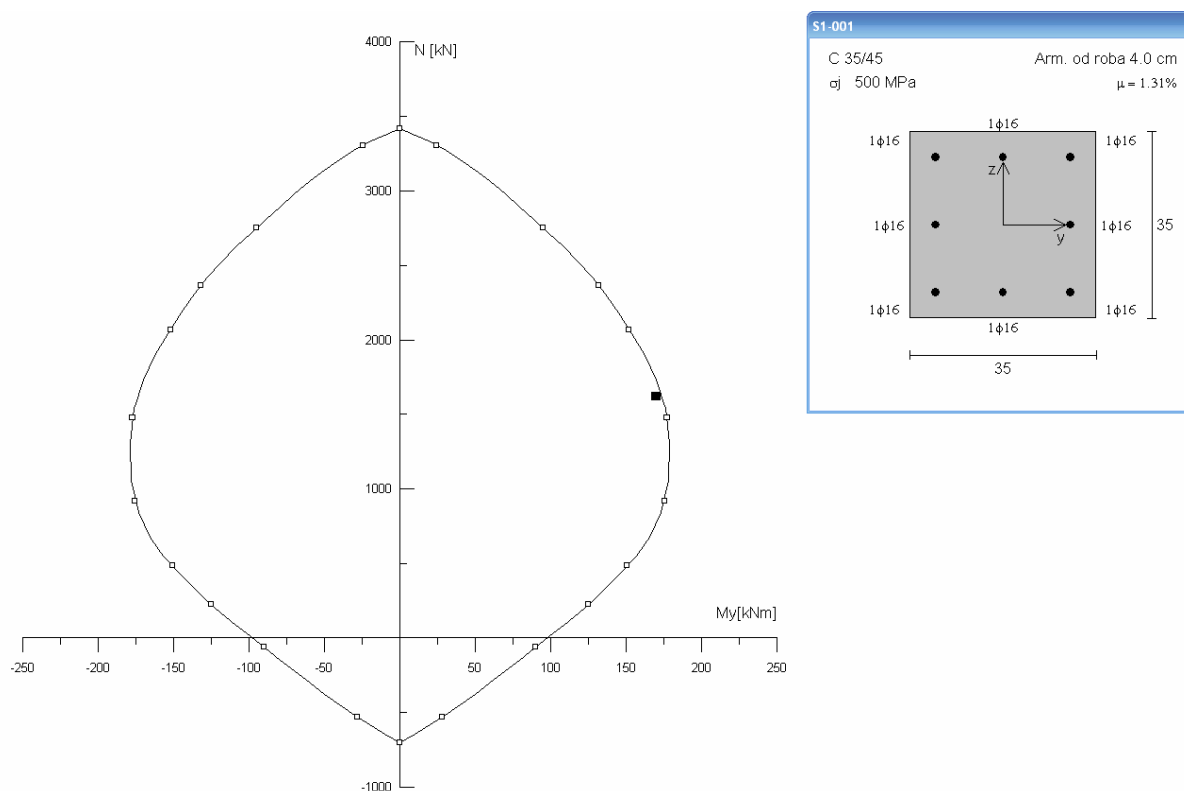
$$\underline{M_{Ed} = 170 \text{ kNm}}$$

Dejanska nosilnost prereza



Slika 26 – Dimenzioniranje prereza na podlagi vplivov izračunanih po metodi nazivnih togosti

Iz diagrama nosilnosti je razvidno, da je projektna sila večja od nosilnosti prereza, zato moramo prerez ojačati. Vzdolžne palice premera $\phi 14$ nadomestimo s palicami $\phi 16$.



Slika 27 – Končna armatura v prerezu, določena na podlagi metode nazivnih togosti

Prerez nudi odpornost na projektne notranje sile.

3.9 Strižna armatura

Ker je prečna sila na steber enaka nič, armiramo z minimalno strižno armaturo.

Premer minimalne strižne armature:

Premer strižne armature mora biti $\frac{1}{4}$ vzdolžne armature oz. 6mm 9.5.3(1)

Največja razdalja med strižno armaturo $s_{cl,t,max}$:

Nacionalni dodatek 9.5.3(3)

Največja vrednost izmed:

- 12 kratnik najmanjšega premera vzdolžnih palic
- Manjša dimenzija stebra
- 30cm

V obravnavanem primeru je premer palic:

$$\phi_{stremen} = \max\left(\frac{1}{4}\phi_{vzdolžna}, 6mm\right) = \max\left(\frac{1}{4} \cdot 14mm, 6mm\right) = 6mm$$

Razdalja med stremeni:

$$s_{cl,t,max} = \min(12\phi_{vzdolžna}; b; 30cm)$$

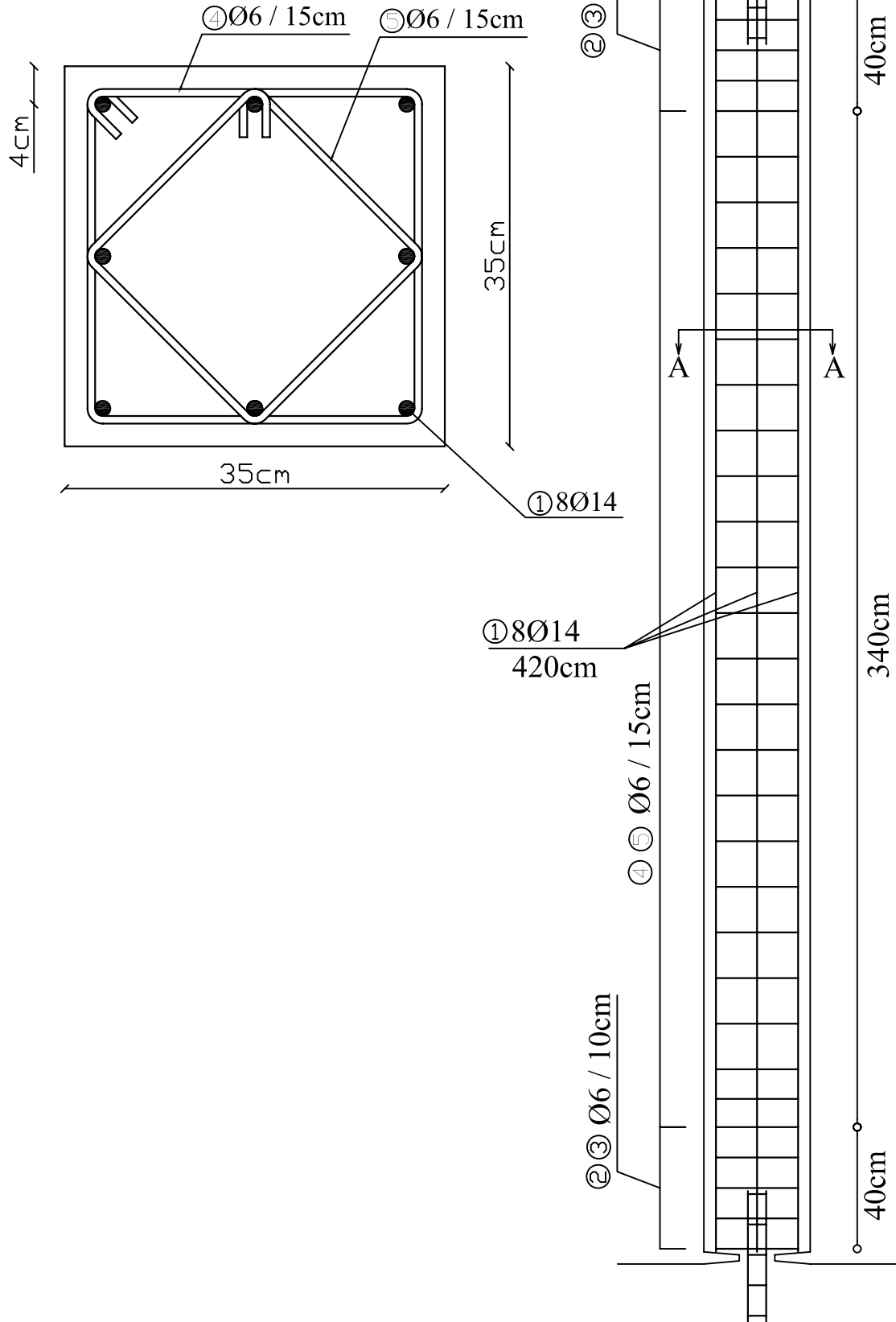
$$s_{cl,t,max} = \min(12 \cdot 1,4cm; 35cm; 30cm)$$

$$s_{cl,t,max} = 16,8cm \approx 15cm$$

Razdalja med stremeni na krajnih koncih stebra mora biti enaka $0,6 \cdot s_{cl,t,max}$, kar v našem primeru znaša 10cm.

3.10 Armaturni načrt

Prerez A-A [Merilo 1:4]

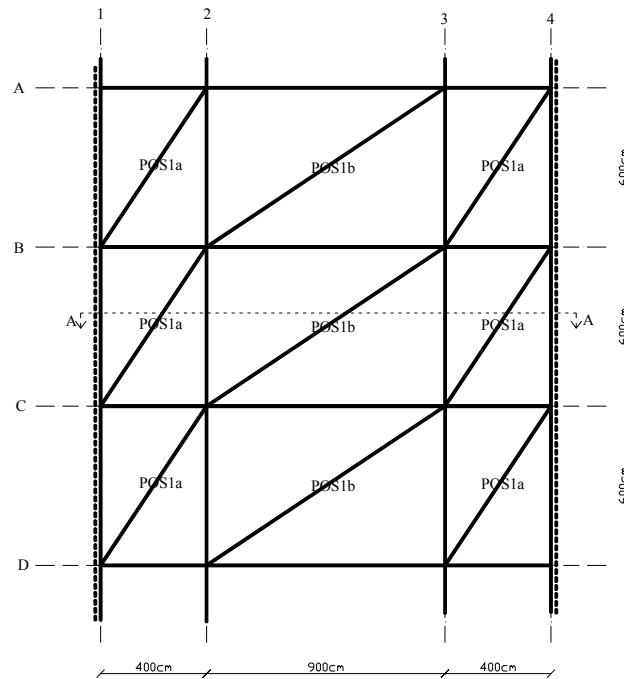


| |
|------------------------|
| Armaturni načrt stebra |
| Beton C35/45 |
| Jeklo S500 |
| Merilo 1:20 |

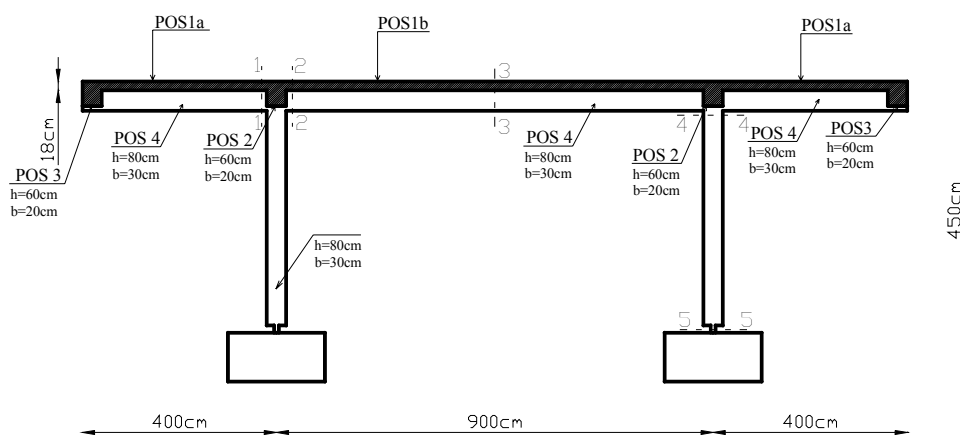
4 PLOŠČA, PODPRTA Z GREDAMI IN ARMIRANOBETONSKI OKVIR

4.1 Podatki o konstrukciji

Obravnavana konstrukcija je plošča obremenjena s stalno in koristno obtežbo. Plošča je podprta z okvirji, ki so postavljeni na osni razdalji 6m.



Slika 28 - Tloris plošče



Slika 29 - Prečni prerez A-A

Karakteristike materialov

Beton C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,00 \cdot \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 31 \text{ GPa}$$

Jeklo S500

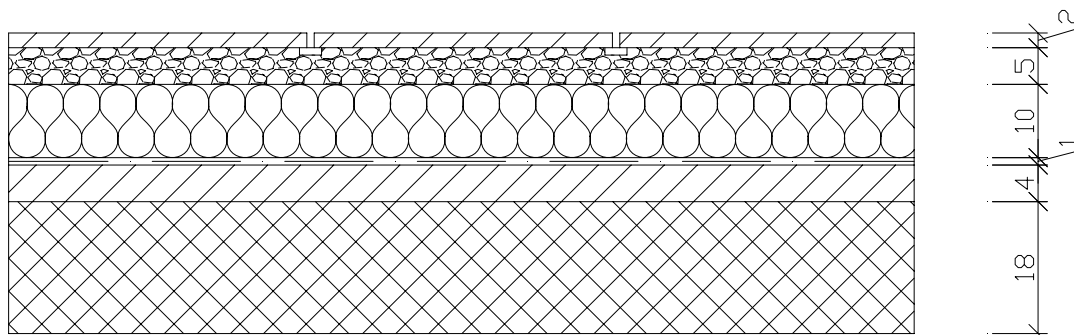
$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{50,0 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

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

4.2 Obtežba

Stalna obtežba



Slika 30 – Prečni prerez strehe

Preglednica 7 – lastna teža strehe

| Material | Višina [m] | Specifična teža [kN/m ³] | Obtežba [kN/m ²] |
|-------------------------------|------------|--------------------------------------|------------------------------|
| Pohodne plošče | 0,02 | 20 | 0,40 |
| Gramoz | 0,06 | 15 | 0,90 |
| Stiropor plošče | 0,10 | 0,5 | 0,05 |
| Hidroizolacija | 0,01 | 22 | 0,22 |
| Naklonski beton | 0,04 | 24 | 0,96 |
| Armirani beton | 0,18 | 25 | 4,50 |
| Celotna lastna obtežba | | | 7,03 |

$$g_k = 7,03 \text{ kN/m}^2 = 7,0 \text{ kN/m}^2$$

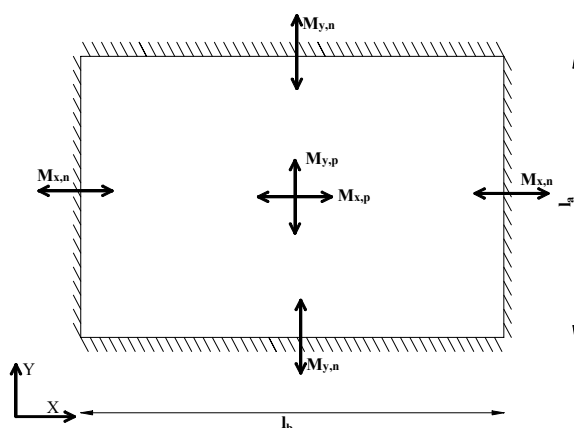
Spremenljiva obtežba

Konstrukcija je uvrščena v kategorijo C3 (EN 1991-1-1). Površina brez ovir za gibanje ljudi.

$$q_k = 5,0 \frac{kN}{m^2}$$

4.3 Notranje sile v plošči

Za določitev notranjih sil uporabljamo preglednice opisane v Nislon, Winter (1998).



Razmerje med stranicami:

$$m = \frac{l_a}{l_b}$$

l_a je vedno krajša stranica

Upogibni momenti

$$M_x^g = C_a \cdot g_k \cdot l_a^2 \text{ oz. } M_x^q = C_a \cdot q_k \cdot l_a^2$$

$$M_y^g = C_b \cdot g_k \cdot l_b^2 \text{ oz. } M_y^q = C_b \cdot q_k \cdot l_b^2$$

Slika 31 - Upogibni momenti v plošči

Pri čemer je koeficient »C« različen za:

- C_{dl} pozitivni upogibni moment zaradi stalne obtežbe
- C_{ll} pozitivni upogibni moment zaradi spremenljive obtežbe
- C_{neg} negativni upogibni moment zaradi stalne / spremenljive obtežbe

Pomen oznak:

$M_{x,p}^g$ pozitivni upogibni moment v smeri X zaradi stalne obtežbe

$M_{y,p}^g$ pozitivni upogibni moment v smeri Y zaradi stalne obtežbe

$M_{x,n}^g$ negativni upogibni moment v smeri X zaradi stalne obtežbe

$M_{y,n}^g$ negativni upogibni moment v smeri Y zaradi stalne obtežbe

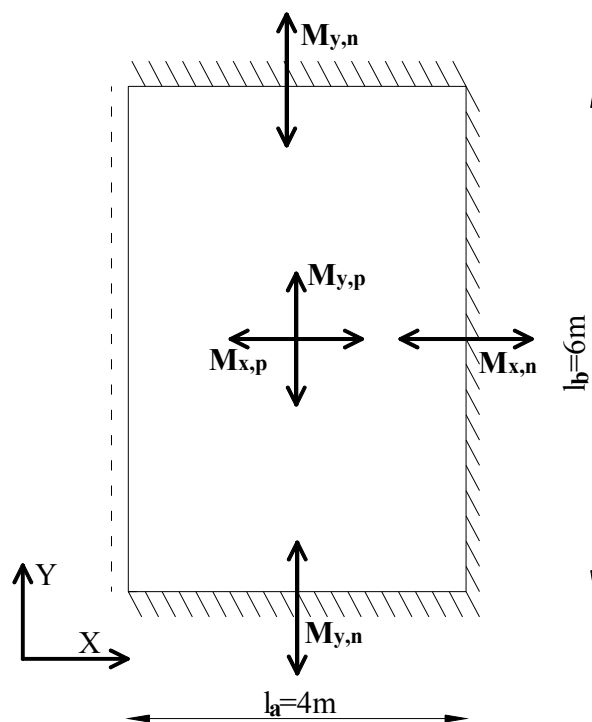
$M_{x,p}^q$ pozitivni upogibni moment v smeri X zaradi spremenljive obtežbe

$M_{y,p}^q$ pozitivni upogibni moment v smeri Y zaradi spremenljive obtežbe

$M_{x,n}^g$ negativni upogibni moment v smeri X zaradi spremenljive obtežbe

$M_{y,n}^g$ negativni upogibni moment v smeri Y zaradi spremenljive obtežbe

4.3.1 V polju POS1a



Slika 32 - Upogibni moment v polju POS1a

V preglednicah (Nislon, Winter, 1998) ustreza plošča tipa 8 (Case 8)

Razmerje med širino in dolžino plošče:

$$m = \frac{l_a}{l_b} = \frac{4m}{6m} = 0,67$$

Karakteristične vrednosti pozitivnih upogibnih momentov zaradi stalne obtežbe (G):

$$M_{x,p}^g = C_{a,dl} \cdot g_k \cdot l_a^2 = 0,042 \cdot 7,0 \frac{kN}{m^2} \cdot (4,0m)^2 = 4,70 kNm / m'$$

$$M_{y,p}^g = C_{b,dl} \cdot g_k \cdot l_b^2 = 0,010 \cdot 7,0 \frac{kN}{m^2} \cdot (6,0m)^2 = 2,52 kNm / m'$$

Karakteristične vrednosti pozitivnih upogibnih momentov zaradi spremenljive obtežbe (Q):

$$M_{x,p}^q = C_{a,ll} \cdot q_k \cdot l_a^2 = 0,057 \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2} \cdot (4,0m)^2 = 4,56 kNm / m'$$

$$M_{y,p}^q = C_{b,ll} \cdot q_k \cdot l_b^2 = 0,013 \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2} \cdot (6,0m)^2 = 2,34 kNm / m'$$

Karakteristične vrednosti negativnih upogibnih momentov zaradi stalne obtežbe (G)

$$M_{x,n}^g = C_{a,neg} \cdot g_k \cdot l_a^2 = 0,071 \cdot 7,00 \frac{kN}{m^2} \cdot (4,0m)^2 = 7,95kNm / m'$$

$$M_{y,n}^g = C_{b,neg} \cdot g_k \cdot l_b^2 = 0,027 \cdot 7,00 \frac{kN}{m^2} \cdot (6,0m)^2 = 6,80kNm / m'$$

Karakteristični negativni upogibni moment zaradi spremenljive obtežbe (Q)

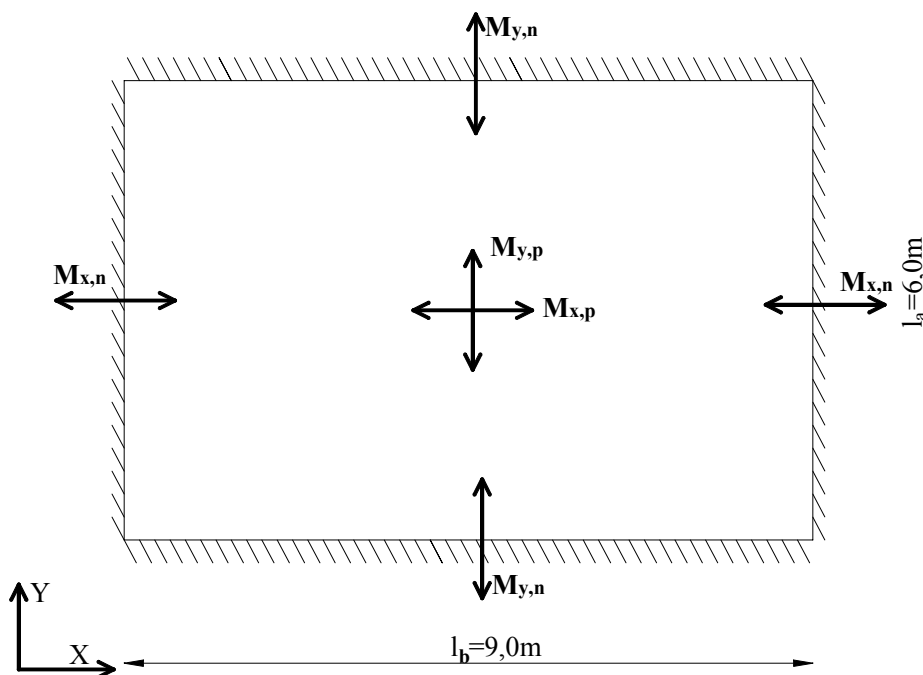
$$M_{x,n}^q = C_{a,neg} \cdot q_k \cdot l_a^2 = 0,071 \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2} \cdot (4,0m)^2 = 5,68kNm / m'$$

$$M_{y,n}^q = C_{b,neg} \cdot q_k \cdot l_b^2 = 0,027 \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2} \cdot (6,0m)^2 = 4,86kNm / m'$$

Preglednica 8 – Vrednosti koeficientov za določitev upogibnih momentov v polju POS1a

| »case 8« | C_{dl} | C_{ll} | C_{neg} |
|-----------|----------|----------|-----------|
| $M_{x,p}$ | 0,042 | 0,057 | |
| $M_{y,p}$ | 0,010 | 0,013 | |
| $M_{x,n}$ | | | 0,071 |
| $M_{y,n}$ | | | 0,027 |

4.3.2 V polju POS1b



Slika 33 - Upogibni momenti v polju POS1b

$$m = \frac{l_a}{l_b} = \frac{6m}{9m} = 0,67$$

V preglednicah (Nislon, Winter, 1998), ustreza plošča tipa 2 (Case 2).

Karakteristične vrednosti pozitivnih upogibnih momentov zaradi stalne obtežbe (G):

$$M_{x,p}^g = C_{b,dl} \cdot g_k \cdot l_b^2 = 0,007 \cdot 7,0 \frac{kN}{m^2} \cdot (9,0m)^2 = 3,97kNm / m'$$

$$M_{y,p}^g = C_{a,dl} \cdot g_k \cdot l_a^2 = 0,031 \cdot 7,0 \frac{kN}{m^2} \cdot (6,0m)^2 = 7,81kNm / m'$$

Karakteristične vrednosti pozitivnih upogibnih momentov zaradi spremenljive obtežbe (Q):

$$M_{x,p}^q = C_{b,ll} \cdot q_k \cdot l_b^2 = 0,011 \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2} \cdot (9,0m)^2 = 4,46kNm / m'$$

$$M_{y,p}^q = C_{a,ll} \cdot q_k \cdot l_a^2 = 0,051 \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2} \cdot (6,0m)^2 = 9,18kNm / m'$$

Karakteristični negativni upogibni moment zaradi stalne obtežbe (G)

$$M_{x,n}^g = C_{b,neg} \cdot g_k \cdot l_b^2 = 0,016 \cdot 7,00 \frac{kN}{m^2} \cdot (9,0m)^2 = 9,07kNm / m'$$

$$M_{y,n}^g = C_{a,neg} \cdot g_k \cdot l_a^2 = 0,076 \cdot 7,00 \frac{kN}{m^2} \cdot (6,0m)^2 = 19,20kNm / m'$$

Karakteristični negativni upogibni moment zaradi spremenljive obtežbe (Q)

$$M_{x,n}^q = C_{b,neg} \cdot q_k \cdot l_b^2 = 0,016 \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2} \cdot (9,0m)^2 = 6,48kNm / m'$$

$$M_{ey}^q = C_{a,neg} \cdot q_k \cdot l_a^2 = 0,076 \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2} \cdot (6,0m)^2 = 13,7kNm / m'$$

Preglednica 9 – Vrednosti koeficientov za določitev upogibnih momentov v polju POS1b

| »case 2« | C_{dl} | C_{ll} | C_{neg} |
|-----------|----------|----------|-----------|
| $M_{x,p}$ | 0,007 | 0,011 | |
| $M_{y,p}$ | 0,031 | 0,051 | |
| $M_{x,n}$ | | | 0,016 |
| $M_{y,n}$ | | | 0,076 |

4.3.3 Upogibni moment med poljem POS1a in POS1b

Upogibni moment $M_{x,n}$ je v poljih POS1a in POS1b različen. Ker v osi 2 in 3 ni razloga za skok v vrednostih upogibnega momenta $M_{x,n}$, izračunamo njegovo vrednost tako, da upogibna momenta določena v posameznih poljih plošče povprečimo.

$$|M_{Ed}| = \left| \frac{M_{Ed}^{(1)} + M_{Ed}^{(2)}}{2} \right|$$

To lahko naredimo le, če velja

$$|M_{Ed}| \geq 0,75 \max(|M_{Ed}^{(1)}|, |M_{Ed}^{(2)}|)$$

Stalna obtežba v obravnavanem primeru

$$|M_{x,n}^g| = \left| \frac{M_{x,n}^{(POS1a)} + M_{Ed}^{(POS1b)}}{2} \right| = \left| \frac{7,95kNm/m' + 9,07kNm/m'}{2} \right| = 8,51kNm/m'$$

Kontrola pravilnosti uporabe zgornjega postopka

$$|M_{x,n}^g| \geq 0,75 \max(|M_{x,n}^{(POS1a)}|, |M_{x,n}^{(POS1b)}|)$$

$$|8,51kNm/m'| \geq 0,75 \max(|7,95kNm/m'|, |9,07kNm/m'|)$$

$$8,51kNm/m' \geq 6,80kNm/m'$$

Koristna obtežba v obravnavanem primeru

$$|M_{x,n}^q| = \left| \frac{M_{x,n}^{(POS1a)} + M_{Ed}^{(POS1b)}}{2} \right| = \left| \frac{5,68kNm/m' + 6,48kNm/m'}{2} \right| = 6,08kNm/m'$$

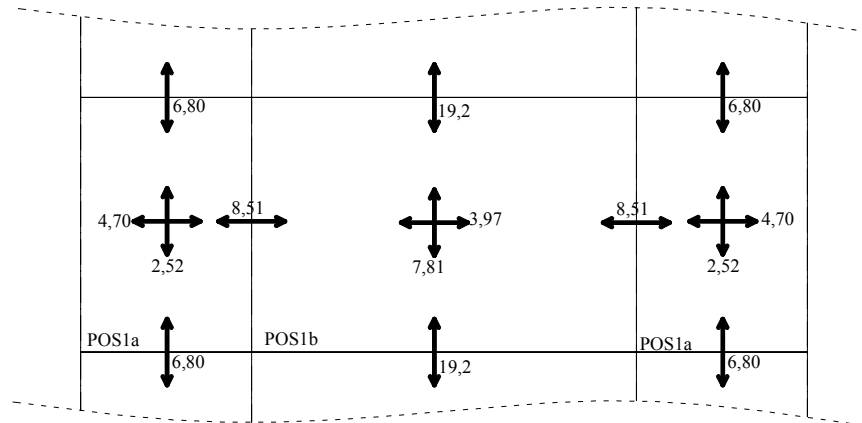
Kontrola pravilnosti uporabe zgornjega postopka

$$|M_{x,n}^q| \geq 0,75 \max(|M_{x,n}^{(POS1a)}|, |M_{x,n}^{(POS1b)}|)$$

$$|6,08kNm/m'| \geq 0,75 \max(|5,68kNm/m'|, |6,48kNm/m'|)$$

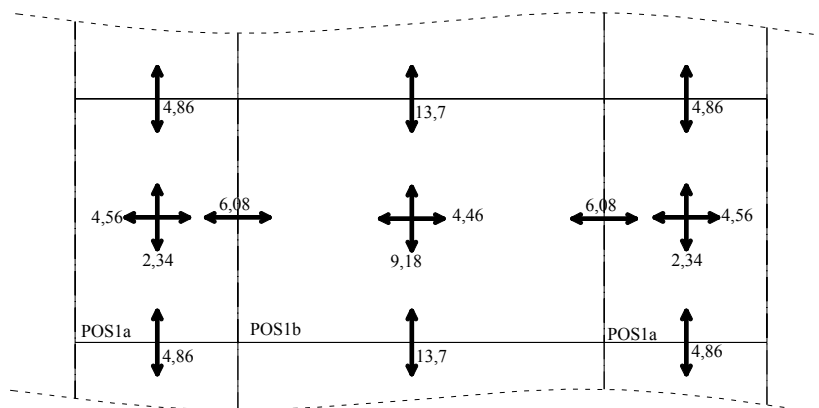
$$6,08kNm/m' \geq 4,86kNm/m'$$

Upogibni momenti zaradi stalne obtežbe



Slika 34 - Upogibni momenti v plošči zaradi stalne obtežbe

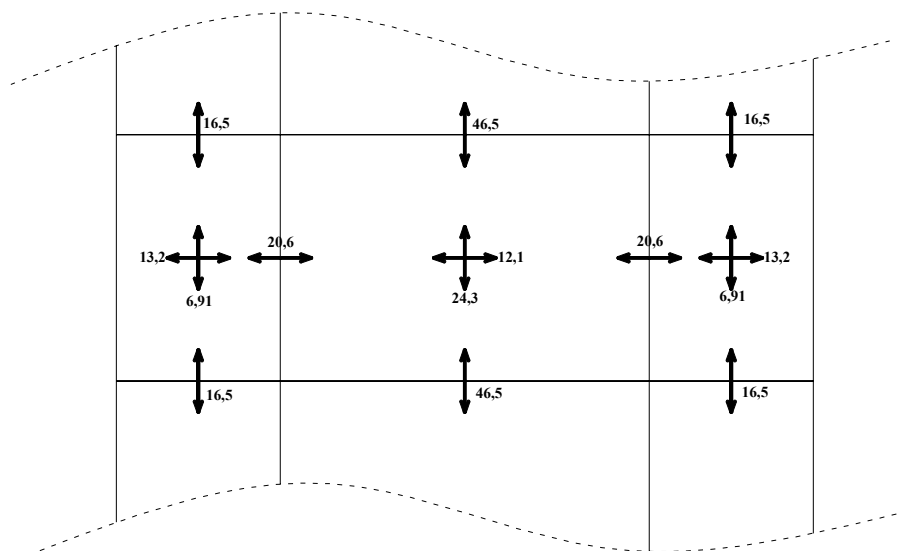
Upogibni momenti zaradi spremenljive obtežbe



Slika 35 - Upogibni momenti v plošči zaradi spremenljive obtežbe

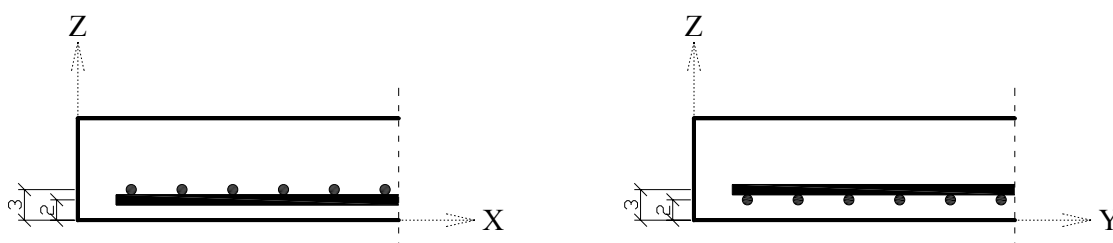
4.4 Upogibna armatura v plošči

Projektne vrednosti upogibnega momenta (posamezni računi so izvedeni v nadaljevanju)



Slika 36 - Projektni upogibni momenti v plošči

4.4.1 V polju POS1a



Slika 37 – Lega armaturnih mrež v polju POS1a

Armaturne mreže postavimo tako, da je statična višina prereza večja v tisti smeri, v kateri je upogibni moment večji, zato je težišče armature v smeri X 2cm oddaljeno od roba. Težišče v smeri Y je 3cm oddaljeno od roba.

$$a_x = 2\text{cm}, a_y = 3\text{cm}$$

Statične višine:

$$d_x = h - a_x = 18\text{cm} - 2\text{cm} = 16\text{cm}$$

$$d_y = h - a_y = 18\text{cm} - 3\text{cm} = 15\text{cm}$$

Določitev spodnje armature plošče v smeri X

Izberemo večjo vrednost izmed:

$$E_d = \gamma_{G,\text{sup}} G_k + \gamma_{Q,\text{sup}} Q_k$$

$$E_d = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k$$

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot M_{x,p}^g + 1,5 \cdot M_{x,p}^q$$

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 4,70\text{kNm} / \text{m}' + 1,5 \cdot 4,56\text{kNm} / \text{m}' = 13,2\text{kNm} / \text{m}'$$

Dimenzioniranje vzdolžne armature

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{13,2 \cdot 10^2 \text{kNcm} / \text{m}'}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100\text{cm} \cdot (16\text{cm})^2} = 0,031$$

$$k_s = 1,033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d_x \cdot \sigma_s} = 1,033 \cdot \frac{13,2 \cdot 10^2 \text{kNcm} / \text{m}'}{16\text{cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,96\text{cm}^2 / \text{m}$$

Določitev spodnje armature v polju v smeri Y

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 2,52\text{kNm} / \text{m}' + 1,5 \cdot 2,34\text{kNm} / \text{m}'$$

$$M_{Ed} = 6,91\text{kNm} / \text{m}'$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{6,91 \cdot 10^2 \text{kNcm} / \text{m}'}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100\text{cm} \cdot (15\text{cm})^2} = 0,018$$

$$k_s = 1,033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d_y \cdot \sigma_s} = 1,033 \cdot \frac{6,91 \cdot 10^2 \text{kNcm} / \text{m}'}{15\text{cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,09\text{cm}^2 / \text{m}$$

Ustreza armaturna mreža Q221 (upoštevamo minimalno armaturo).

Določitev zgornje armature nad gredmi v smeri X

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 8,51\text{kNm} / \text{m}' + 1,5 \cdot 6,08\text{kNm} / \text{m}'$$

$$M_{Ed} = 20,6\text{kNm} / \text{m}'$$

$$k_d = \frac{M_{Ed,ex}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{20,7 \cdot 10^2 \text{kNcm} / \text{m}'}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100\text{cm} \cdot (16\text{cm})^2} = 0,048$$

$$k_s = 1,039$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d_x \cdot \sigma_s} = 1,039 \cdot \frac{20,7 \cdot 10^2 \text{ kNm} / \text{m}'}{16 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 3,09 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ustreza armaturna mreža R308.

Določitev zgornje armature nad gredmi v smeri Y

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 6,80 \text{ kNm} / \text{m}' + 1,5 \cdot 4,86 \text{ kNm} / \text{m}'$$

$$M_{Ed} = 16,5 \text{ kNm} / \text{m}'$$

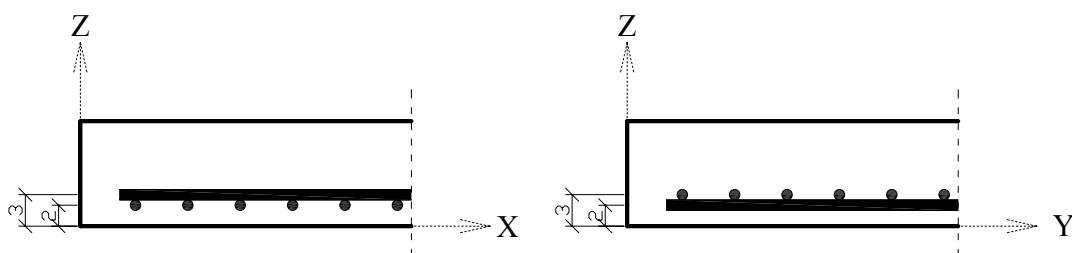
$$k_d = \frac{M_{Ed,ey}}{f_{cd} b d_y^2} = \frac{16,5 \cdot 10^2 \text{ kNm} / \text{m}'}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot (16 \text{ cm})^2} = 0,039$$

$$k_s = 1,034$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d_y \cdot \sigma_s} = 1,034 \cdot \frac{16,5 \cdot 10^2 \text{ kNm} / \text{m}'}{16 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 2,45 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ustreza armaturna mreža R257.

4.4.2 V polju POS1b



Slika 38 - Lega armaturnih mrež v polju POS1b

Težišče armature v smeri X je 3cm oddaljeno od roba. Težišče v smeri Y je 2cm oddaljeno od roba.

$$a_x = 3 \text{ cm}, a_y = 2 \text{ cm}$$

Statične višine:

$$d_x = h - a_x = 18 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

$$d_y = h - a_y = 18 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 16 \text{ cm}$$

Določitev spodnje armature v polju v smeri X

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 3,97 \text{ kNm} / \text{m}' + 1,5 \cdot 4,46 \text{ kNm} / \text{m}'$$

$$M_{Ed} = 12,1 \text{ kNm} / \text{m}'$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d_x^2} = \frac{12,1 \cdot 10^2 \text{ kNcm} / \text{m}'}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot (15 \text{ cm})^2} = 0,032$$

$$k_s = 1,033$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d_x \cdot \sigma_s} = 1,033 \cdot \frac{12,1 \cdot 10^2 \text{ kNcm} / \text{m}'}{15 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Določitev spodnje armature v polju v smeri Y

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 7,81 \text{ kNm} / \text{m}' + 1,5 \cdot 9,18 \text{ kNm} / \text{m}'$$

$$M_{Ed} = 24,3 \text{ kNm} / \text{m}'$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d_y^2} = \frac{24,3 \cdot 10^2 \text{ kNcm} / \text{m}'}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot (16 \text{ cm})^2} = 0,057$$

$$k_s = 1,043$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d_y \sigma_s} = 1,043 \cdot \frac{24,3 \cdot 10^2 \text{ kNcm} / \text{m}'}{16 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 3,64 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ustreza armaturna mreža Q385.

Določitev zgornje armature nad gredami v smeri X

Ista armatura kot v POS1a.

Določitev zgornje armature nad gredami v smeri Y

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 19,2 \text{ kNm} / \text{m}' + 1,5 \cdot 13,7 \text{ kNm} / \text{m}'$$

$$M_{Ed} = 46,5 \text{ kNm} / \text{m}'$$

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d_y^2} = \frac{46,5 \cdot 10^2 \text{ kNcm} / \text{m}'}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot (16 \text{ cm})^2} = 0,109$$

$$k_s = 1,070$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d_y \sigma_s} = 1,070 \cdot \frac{46,5 \cdot 10^2 \text{ kNcm} / \text{m}'}{16 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 7,15 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Ustreza armaturna mreža R760.

4.4.3 Minimalna armatura

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b, d \text{ (vendar ne manj kot } 0,0013 b, d \text{)}$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{0,26 \text{ kN/cm}^2}{50,0 \text{ kN/cm}^2} 100 \text{ cm} \cdot 16,0 \text{ cm} = 2,16 \text{ cm}^2 / \text{m}' (\geq 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 16 \text{ cm} = 2,08 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s,\min} = 2,16 \text{ cm}^2 / \text{m}' \text{ (armaturna mreža Q221)}$$

4.5 Armiranobetonski okvir (POS 2,3,4)

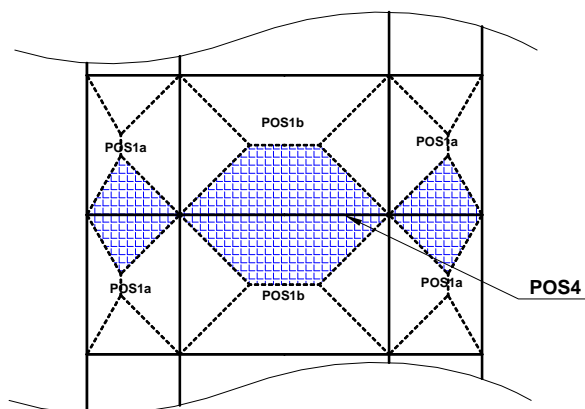
4.5.1 Analiza obtežbe

Lastna teža nosilcev in shema raznosa obtežbe

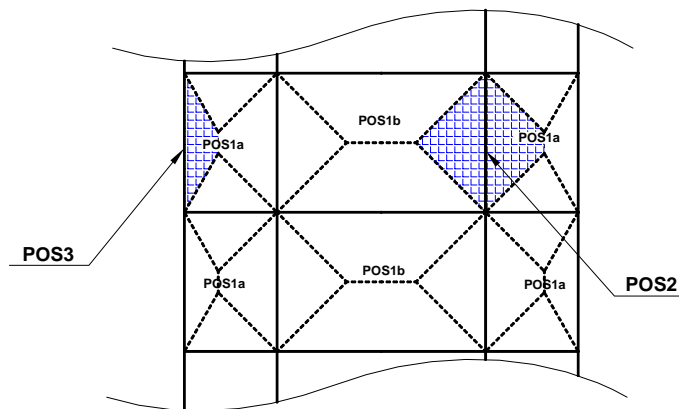
$$\gamma_{\text{armiran beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Preglednica 10 - Dimenzije in lastna teža nosilcev

| | b/d [cm] | | g [kN/m] |
|-------|----------|---|----------|
| POS 4 | 30/80 | $0,3\text{m} \cdot 0,8\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 =$ | 6,00 |
| POS 3 | 20/60 | $0,2\text{m} \cdot 0,6\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 =$ | 3,00 |
| POS 2 | 20/60 | $0,2\text{m} \cdot 0,6\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 =$ | 3,00 |

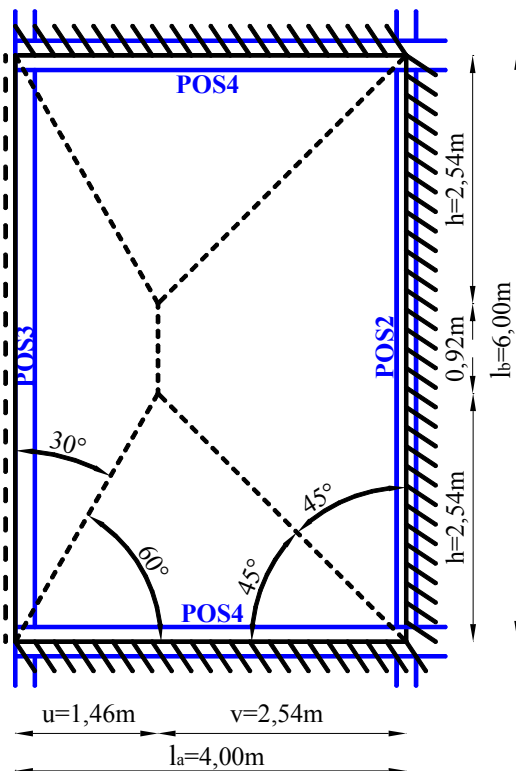


Slika 39 - Raznos obtežbe iz plošče na nosilec POS4



Slika 40 - Raznos obtežbe iz plošče na nosilca POS2 in POS3

Raznos obtežbe v polju POS1a na podporne grede POS2, POS3 in POS4



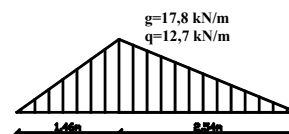
Sistem dveh enačb z dvema
 neznankama:

$$\begin{aligned}
 u + v &= 4m \\
 u \cdot \operatorname{tg}(60^\circ) - v \cdot \operatorname{tg}(45^\circ) &= 0 \\
 \Rightarrow u &= 1,46m \\
 \Rightarrow v &= 2,54m \\
 \Rightarrow h &= v = 2,54m
 \end{aligned}$$

Slika 41 – Raznos obtežbe v polju POS1a

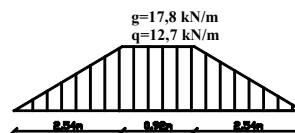
Prenos sil na podporo POS4:

$$\begin{aligned}
 g_{Ek,max} &= h \cdot g_k = 2,54m \cdot 7,00 \frac{kN}{m^2} = 17,8kN/m' \\
 q_{Ek,max} &= h \cdot q_k = 2,54m \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2} = 12,7kN/m'
 \end{aligned}$$



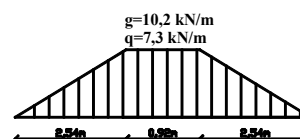
Prenos sil na podporo POS2:

$$\begin{aligned}
 g_{Ek,max} &= v \cdot g_k = 2,54m \cdot 7,00 \frac{kN}{m^2} = 17,8kN/m' \\
 q_{Ek,max} &= v \cdot q_k = 2,54m \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2} = 12,7kN/m'
 \end{aligned}$$

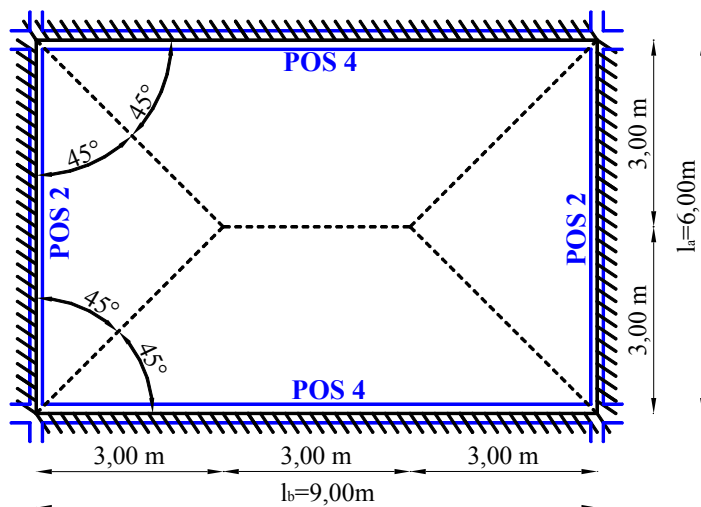


Prenos sil na podporo POS3:

$$\begin{aligned}
 g_{Ek,max} &= u \cdot g_k = 1,46m \cdot 7,00 \frac{kN}{m^2} = 10,2kN/m' \\
 q_{Ek,max} &= u \cdot q_k = 1,46m \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2} = 7,30kN/m'
 \end{aligned}$$



Raznos obtežbe v polju POS1b na podporne grede POS2 in POS4



Dolžina raznosne
površine

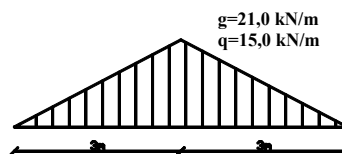
$$u = v = h = \frac{6m}{2} = 3m$$

Slika 42 – Raznos obtežbe v polju POS1b

Prenos na podporo POS4

$$g_{Ek,Max} = h \cdot g_k = 3,0m \cdot 7,00kN/m^2 = 21,0kN/m'$$

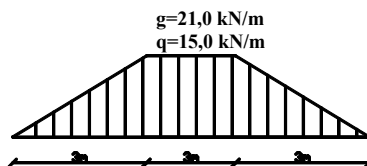
$$q_{Ek,Max} = h \cdot q_k = 3,0m \cdot 5,00kN/m^2 = 15,0kN/m'$$



Prenos na podporo POS2

$$g_{Ek,Max} = h \cdot g_k = 3,0m \cdot 7,00kN/m^2 = 21,0kN/m'$$

$$q_{Ek,Max} = h \cdot q_k = 3,0m \cdot 5,00kN/m^2 = 15,0kN/m'$$



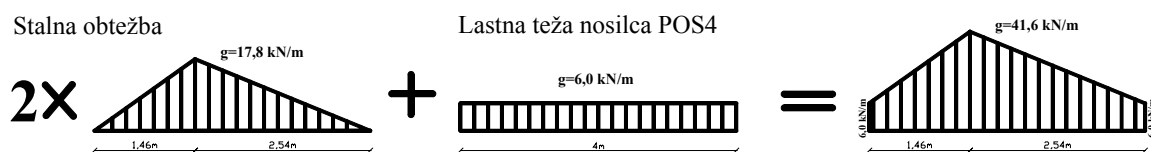
Račun obtežbe, ki se preko plošče POS1a prenaša na glavni nosilec okvirja (POS4) in je obravnavan kot linijska obtežba

Ker na nosilce vedno delujeta dve sosednji plošči, moramo stalno in koristno obtežbo plošč podvojiti.

Stalna linijska obtežba »g« grede POS4, ki se prenese s polja POS1a

$$g_{Ek,min} = g_{lastna\ teža} = 6,0kN/m'$$

$$g_{Ek,max}^{POS1a} = g_{lastna\ teža} + 2 \cdot G_{Ek} = 6,0kN/m' + 2 \cdot 17,8kN/m' = 41,6kN/m'$$



Slika 43 – Stalna obtežba grede POS4, ki se prenese s polja POS1a

Spremenljiva linijska obtežba »q« grede POS4, ki se prenese s polja plošče POS1a:

$$2 \cdot q_{Ek,max} = 2 \cdot 12,7 \text{ kN} / \text{m}' = 25,4 \text{ kN} / \text{m}'$$

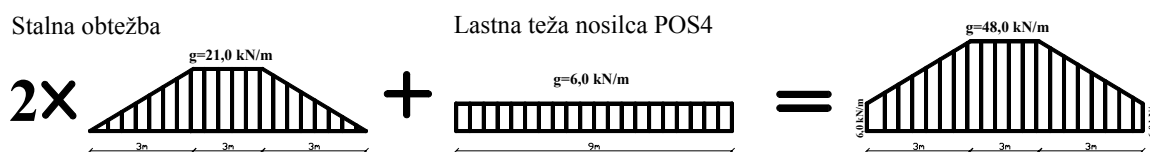
Račun obtežbe, ki se prenese s polja POS1a in polja POS1b na glavni nosilec okvirja (POS4) in je obravnavan kot linijska obtežba

Ker na nosilce vedno delujeta dve sosednji plošči, moramo stalno in koristno obtežbo plošč podvojiti.

Stalna linijska obtežba »g« grede POS4, ki se prenese s polja POS1b:

$$g_{Ek,min} = g_{\text{lastna teža}} = 6,0 \text{ kN} / \text{m}'$$

$$g_{Ek,max}^{POS1b} = g_{\text{lastna teža}} + 2 \cdot G_{Ek} = 6,0 \text{ kN} / \text{m}' + 2 \cdot 21,0 \text{ kN} / \text{m}' = 48,0 \text{ kN} / \text{m}'$$



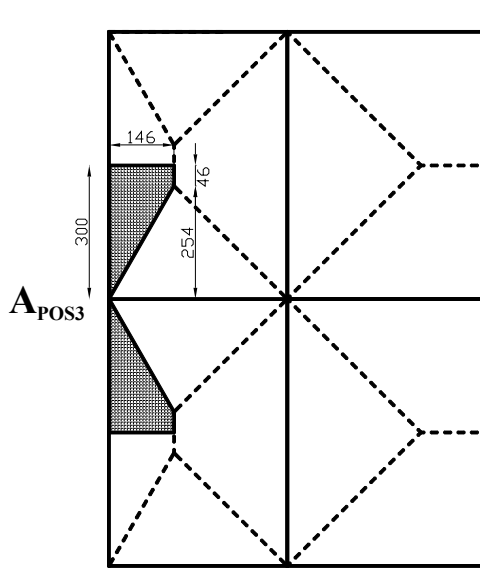
Slika 44 - Stalna obtežba grede POS4, ki se prenese iz polja POS1b

Spremenljiva linijska obtežba »q« grede POS4, ki se prenese s polja POS1b:

$$2 \cdot q_{Ek,max} = 2 \cdot 15,0 \text{ kN} / \text{m}' = 30,0 \text{ kN} / \text{m}'$$

Račun obtežbe, ki se preko nosilcev POS 2 in POS 3 prenaša v okvir in je v analizi upoštevan kot točkovna sila

Točkovna sila, katero povzroča nosilec POS3



Slika 45 - Točkovna sila zaradi obtežbe na nosilec POS3

Vplivna površina obtežbe, ki se prenaša preko nosilca POS3:

$$A_{POS3} = 2 \cdot 3m \cdot 1,46m - 2,54m \cdot 1,46m = 5,05m^2$$

Točkovna obtežba P_G^1 zaradi stalne obtežbe »G«, ki se prenaša preko nosilca POS3:

$$P_{G,Ek}^1 = A_{POS3} \cdot G_{Ek} + l_{nosilec,POS3} \cdot g_{nosilec,POS3}$$

$$P_{G,Ek}^1 = 5,05m^2 \cdot 7,00 \frac{kN}{m^2} + 6,0m \cdot 3,00kN/m$$

$$P_{G,Ek}^1 = 53,4kN$$

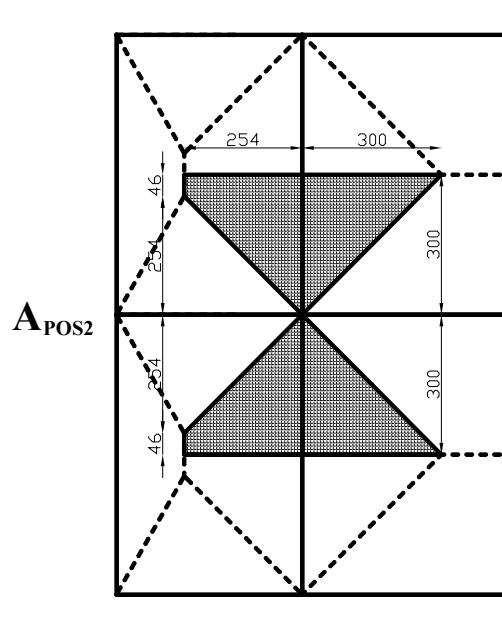
Točkovna obtežba P_Q^1 zaradi spremenljive obtežbe »Q«, ki se prenaša preko nosilca POS3:

$$P_{Q,Ek}^1 = A_{POS3} \cdot Q_{Ek}$$

$$P_{Q,Ek}^1 = 5,05m^2 \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{Q,Ek}^1 = 25,3kN$$

Točkovna sila, katero povzroča nosilec POS2



Slika 46 - Točkovna sila zaradi obtežbe na nosilec POS2

Vplivna površina obtežbe, ki se prenaša preko nosilca POS2:

$$A_{POS2} = 2 \cdot 3m \cdot (2,54m + 3m) - (2,54m \cdot 2,54m + 3m \cdot 3m) = 17,8m^2$$

Točkovna obtežba P_G^2 zaradi stalne obtežbe »G«, ki se prenaša preko nosilca POS2:

$$P_{G,Ek}^2 = A_{POS2} \cdot G_{Ek} = 17,8m^2 \cdot 7,00 \frac{kN}{m^2} + 6,0 \cdot 3,00kN/m'$$

$$P_{G,Ek}^2 = 142,6kN$$

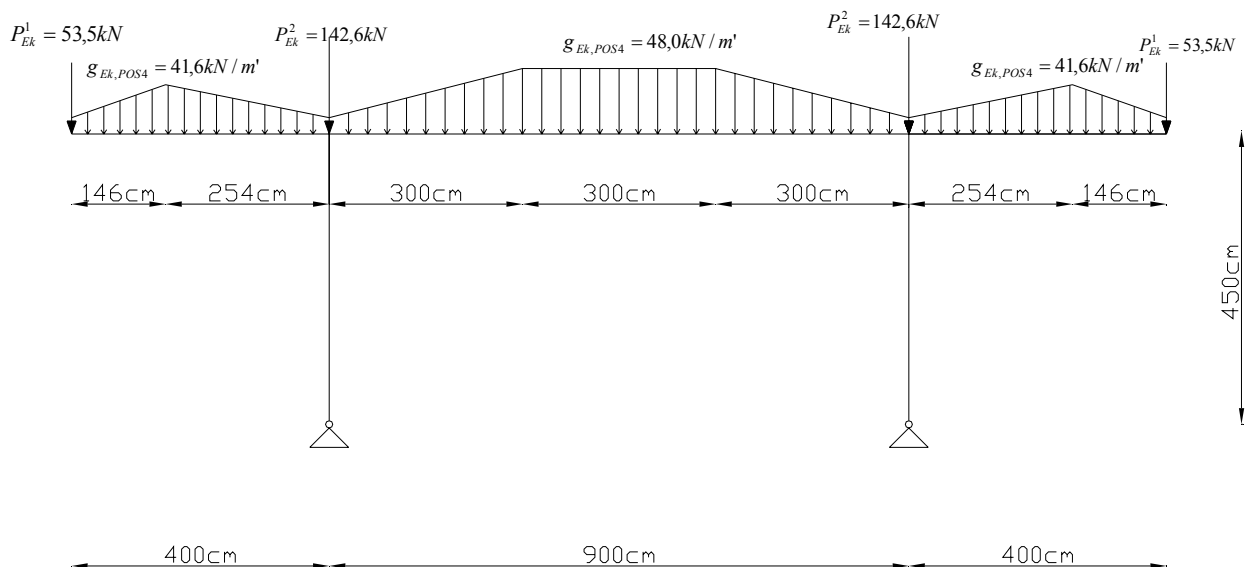
Točkovna obtežba P_Q^2 zaradi spremenljive obtežbe »Q«, ki se prenaša preko nosilca POS2:

$$P_{Q,Ek}^2 = A_{POS2} \cdot Q_{Ek} = 17,8m^2 \cdot 5,00 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{Q,Ek}^2 = 89,0kN$$

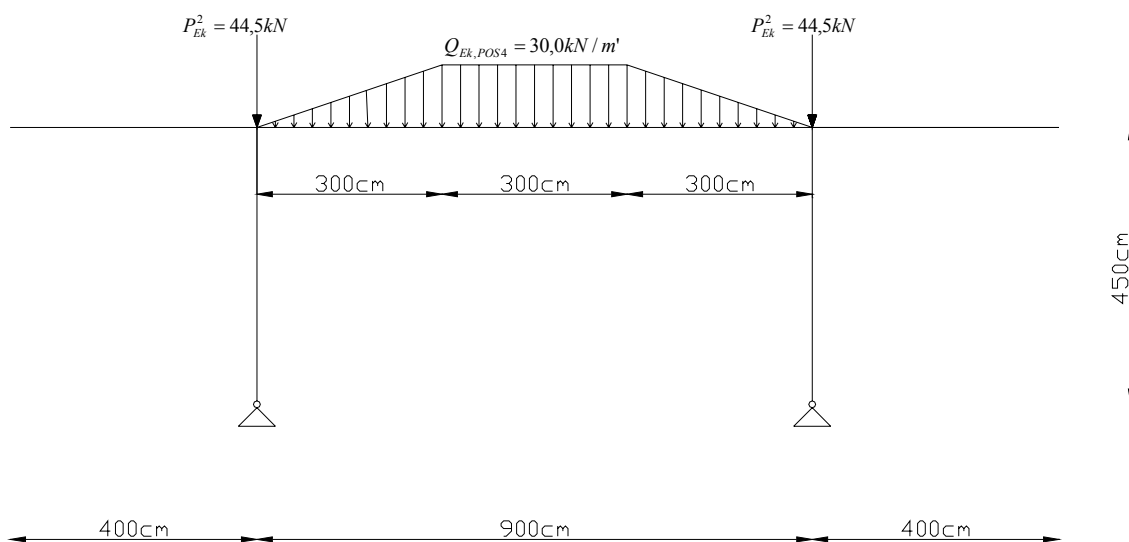
4.5.2 Določitev notranjih sil

Karakteristična vrednost stalne obtežbe » G_{Ek} « na gredi POS4

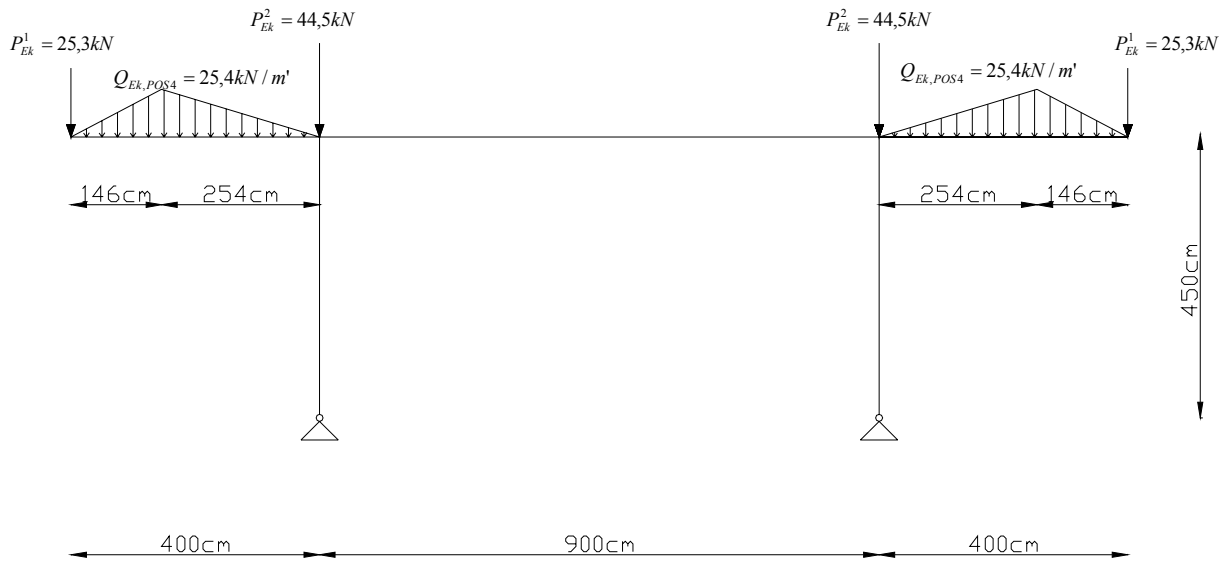


Slika 47 - Karakteristična vrednost stalne obtežbe grede POS4

Karakteristična vrednost spremenljive obtežba » Q_{Ek} « na srednjem polju grede POS4



Slika 48 - Karakteristična vrednost spremenljive obtežbe na srednjem polju grede POS4

Karakteristična vrednost spremenljiva obtežba » Q_{Ek} « na krajnih poljih grede POS 4 :

Slika 49 - Karakteristična vrednost spremenljive obtežbe na krajnih poljih grede POS4

Projektne vrednosti notranjih sil

Ovojnico notranjih sil določimo z upoštevanjem naslednjih kombinacij obtežb:

$$E_d = 1,35G_k + 1,5Q_{Vmesna,k} + 1,5Q_{Krajna,k}$$

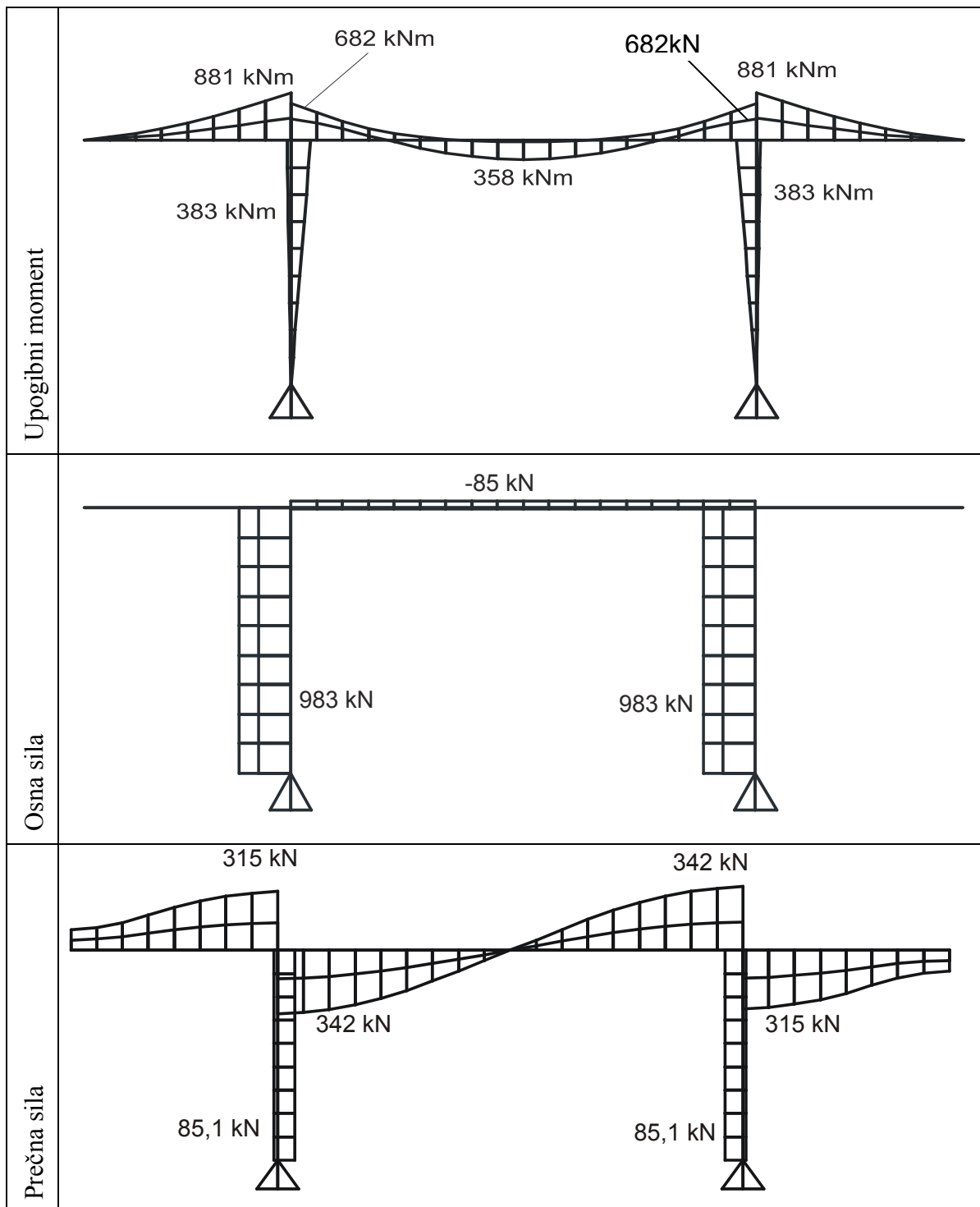
$$E_d = 1,35G_k + 1,5Q_{Vmesna,k}$$

$$E_d = 1,35G_k + 1,5Q_{Krajna,k}$$

$$E_d = 1,0G_k + 1,5Q_{Vmesna,k}$$

$$E_d = 1,0G_k + 1,5Q_{Krajna,k}$$

Preglednica 11 – Ovojnice notranjih sil v okviru



Projektne vrednosti notranjih sil v stebri

Preglednica 12 - - Projektna vrednost notranjih sil v stebri

| Obtežna kombinacija | Upogibni moment | Osna sila | Prečna sila |
|---------------------|-----------------|-----------|-------------|
| 1 | 199 kNm | 983 kN | 44,2 kN |
| 2 | 37,8 kNm | 802 kN | 8,40 kN |
| 3 | 383 kNm | 781 kN | 85,1 kN |
| 4 | 75,8 kNm | 646 kN | 16,8 kN |
| 5 | 345 kNm | 625 kN | 76,7 kN |

4.5.3 Dimenzioniranje grede POS 4

4.5.3.1 Upogibna armatura

Debelina krovne plasti

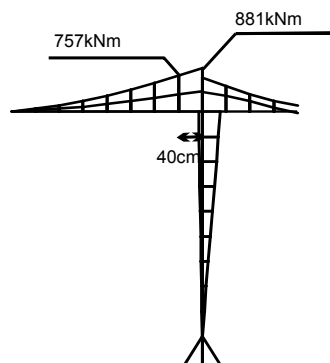
Razdalja od roba prereza do središča armature je 4cm ($a = 4,0cm$)

Določitev vzdolžne armature prereza 1-1

$$b = 30cm, h = 80cm$$

Projektni upogibni moment je vrednost upogibnega momenta ob stebri (torej 40cm od osi stebra).

Vzdolžno armaturo v gredi POS 4 v prerezu 1-1 določimo na podlagi upogibnega momenta na stiku grede in stebra.



Slika 50 – Reduciran upogibni moment nad stebrom

Predpostavimo vzdolžno armaturo v eni plasti. Statična višina prereza:

$$d = h - a = 80\text{cm} - 4\text{cm} = 76\text{cm}$$

Projektni upogibni moment:

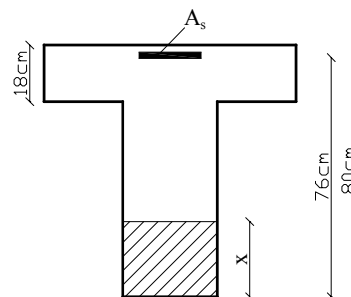
$$M_{Ed} = 757\text{kNm}$$

Potrebna vzdolžna armatura:

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{757 \cdot 10^2 \text{ kNm}}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 30\text{cm} \cdot (76\text{cm})^2} = 0,262$$

$$k_s = 1,191$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d_x \cdot \sigma_s} = 1,191 \cdot \frac{757 \cdot 10^2 \text{ kNm}}{76\text{cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 27,3\text{cm}^2$$



Določimo armaturne palice $9\phi 20$ ($A_{s,dej} = 28,3\text{cm}^2$).

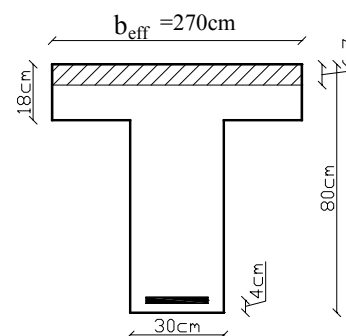
Določitev vzdolžne armature v polju - prerez 3-3

Projektni upogibni moment:

$$M_{Ed} = 358\text{kNm}, N_{Ed} \approx 0$$

Statična višina

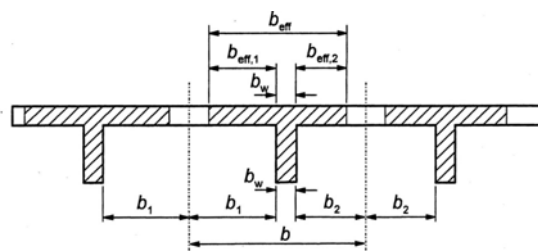
$$d = h - a = 80\text{cm} - 4\text{cm} = 76\text{cm}$$



Učinkovita širina » b_{eff} «

5.3.2

Učinkovita širina pasu nosilca T oblike na kateri lahko predpostavimo konstantne pogoje napetosti je odvisna od dimenzij stojine, pasu, razpetine in od pogojev podpiranja.



Slika 51 - Sodelujoča širina

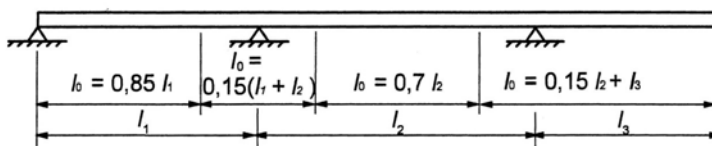
Učinkovita širina pasu b_{eff} je določena z izrazi:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \tag{5.7}$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \tag{5.7a}$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

Učinkovita širina pasu mora temeljiti na medsebojni razdalji ničelnih momentnih točk l_0 , ki jih dobimo iz slike:



Slika 52 - Medsebojna razdalja momentnih ničelnih točk

V obravnavanem primeru

$$l_0 = 0,7l = 0,7 \cdot 900\text{cm} = 630\text{cm}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 285\text{cm} + 0,1 \cdot 630\text{cm} = 120\text{cm} \quad (\text{zadostuje pogoju } \leq 0,2l_0 = 0,2 \cdot 630 = 126\text{cm})$$

$$b_{eff,2} = b_{eff,2} = 120\text{cm}$$

$$b_{eff} = 120\text{cm} + 30\text{cm} + 120\text{cm} = 270\text{cm} \quad (\text{zadostuje pogoju } \leq b = 600\text{cm})$$

Potrebna vzdolžna armatura

Prerez računamo kot pravokoten, vendar moramo preveriti, da nevtralna os ni v stojini.

$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{358 \cdot 10^2 \text{ kNcm}}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 270\text{cm} \cdot (74\text{cm})^2} = 0,015$$

$$k_s = 1,033, \quad k_x = 0,091$$

Oddaljenost nevtralne osi od zgornjega roba prereza

$$x = k_x \cdot d = 0,091 \cdot 74\text{cm} = 6,7\text{cm} \quad (\text{os ni v stojini})$$

Vzdolžna armatura:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot \sigma_s} = 1,033 \cdot \frac{358 \cdot 10^2 \text{ kNcm}}{76\text{cm} \cdot (43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2})} = 10,8\text{cm}^2$$

Minimalna vzdolžna armatura

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_1 d \quad \text{vendar manjše od } 0,0013 b_1 d \quad (9.1N)$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{50,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} 30\text{cm} \cdot 76\text{cm} = 3,08\text{cm}^2 \quad (\text{kar je večje od } 0,0013 \cdot 30\text{cm} \cdot 76\text{cm} = 2,96\text{cm}^2)$$

Določimo armaturene palice $6\phi 16$ ($A_{s,dej} = 12,1\text{cm}^2$)

4.5.3.2 Strižna armatura grede

$$V_{Ed} \approx V_{Ed,rdc} = 342kN$$

Strižna nosilnost betonskega dela prereza

6.2.2(1)

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,51 \cdot (100 \cdot 0,00531 \cdot 25MPa)^{1/3}] \cdot 300mm \cdot 760mm = 97800N = 97,8kN$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{760}} = 1,51 \quad (\leq 2,0)$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{12,1cm^2}{30,0cm \cdot 76,0cm} = 0,00531 \quad (\leq 0,02)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Potrebna strižna armatura

6.2.3

Računamo po klasični teoriji, torej je kot tlačne diagonale $\phi = 45^\circ$, torej $ctg(\phi) = 1$.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd}$$

Stremena premera $\phi 10$ so 2-strižna

$$A_{sw} = n \cdot A_{sw1} = 2 \cdot 0,785cm^2 = 1,57cm^2$$

Potrebni razmak med stremenimi

(6.8)

$$s_{potr} = \frac{A_{sw}}{V_{Ed,Rdc}} \cdot z \cdot f_{ywd} = \frac{1,57cm^2}{342kN} \cdot (0,9 \cdot 76cm) \cdot 43,5 \frac{kN}{cm^2} = 13,7cm \approx 12,5cm$$

Dejanska projektna strižna odpornost stremen

$$V_{Rd,s} = \frac{1,57cm^2}{12,5cm} \cdot 0,9 \cdot 76cm \cdot 43,5 \frac{kN}{cm^2} = 374kN$$

Maksimalna strižna sila, ki jo določa največja nosilnost betonske tlačne diagonale

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (ctg\theta + tng\theta) \quad (6.9)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 30cm \cdot (0,9 \cdot 76cm) \cdot 0,528 \cdot 1,67 \frac{kN}{cm^2} / (ctg45^\circ + tng45^\circ) = 905kN$$

$\alpha_{cw} = 1$ (armiran beton)

$$v_1 = v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}[MPa]}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528$$

Kontrola nosilnosti prereza

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \quad (V_{Ed} \leq V_{Rd,max})$$

$$342kN \leq 374kN \quad (342kN \leq 905kN)$$

Uporabimo $\phi 10 / 12,5cm$, dvostrizno (2x)

Minimalna strižna armatura

$$\rho_{w,min} = (0,08\sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (9.5N)$$

$$\rho_{w,min} = (0,08\sqrt{30MPa}) / 500MPa = 0,000876$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w}$$

$$s = \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} \cdot b_w} = \frac{1,00cm^2}{0,000876 \cdot 30cm} = 38,1cm$$

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + ctg\alpha) = 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 74cm = 111cm$$

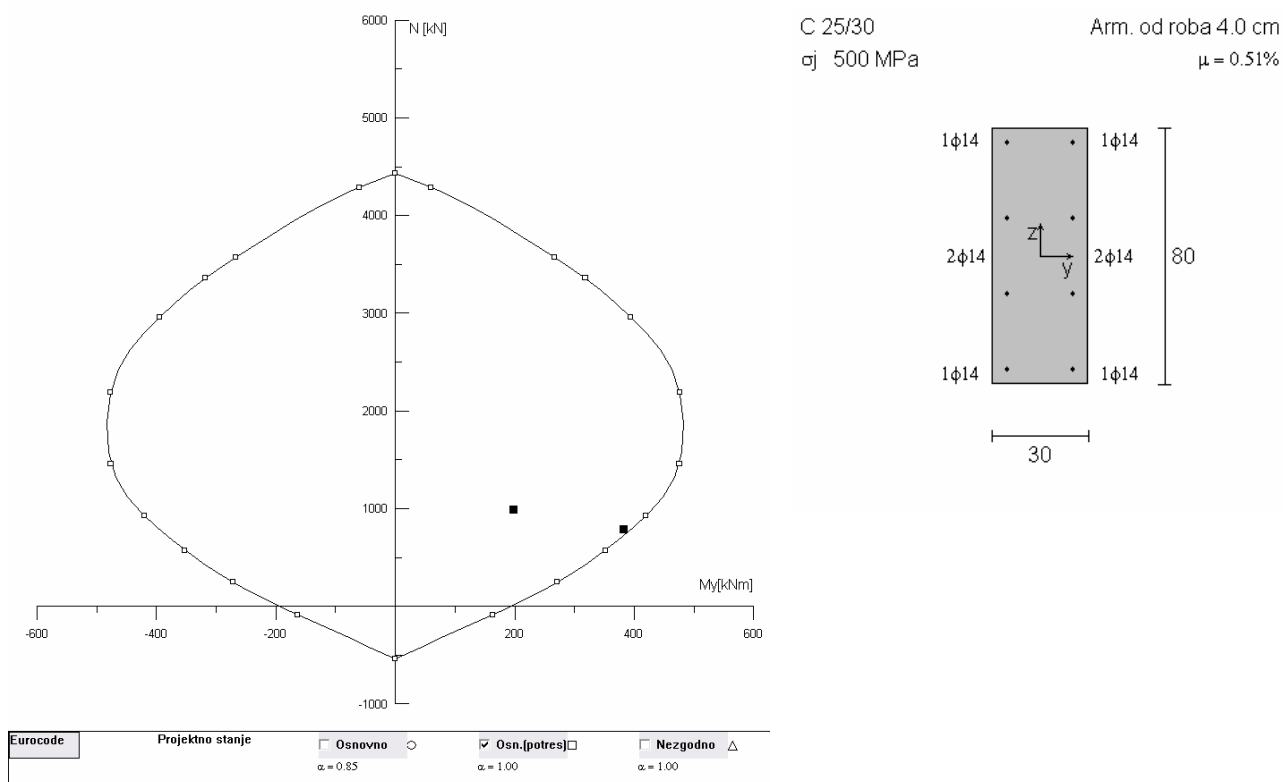
Izberemo stremena $\phi 8 / 30cm$.

4.5.4 Dimenzioniranje stebrov

4.5.4.1 Upogibna armatura

Dimenzioniranje vzdolžne armature stebra – prerez 4-4

Dimenzioniranje vzdolžne armature z računalniškim programom DIAS



Slika 53 - Projektna nosilnost stebra

Minimalna armatura v stebri:

Najmanjši prerez palic v stebri je 12mm.

Nacionalni dodatek 9.5.2(1)

$$A_{s,min} = \frac{0,15 N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ oziroma } 0,003 A_c$$

Nacionalni dodatek 9.5.2(2)

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot 983 \text{ kN}}{43,5 \text{ kN/cm}^2} = 3,40 \text{ cm}^2 \text{ oziroma } 0,003 \cdot 80 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm} = 7,20 \text{ cm}^2$$

Dejanska vzdolžna armatura v stebri $A_{s,dej} = 12,3 \text{ cm}^2$, kar je več od minimalne potrebne armature $A_{s,min} = 7,20 \text{ cm}^2$.

4.5.4.2 Strižna armatura v stebri

Prispevek betona k strižni nosilnosti:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,51 \cdot (100 \cdot 0,00405 \cdot 30MPa)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,25MPa] \cdot 300mm \cdot 760mm = 206000N = 206kN$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{760}} = 1,51 \quad (\leq 2.0)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{9,24cm^2}{30,0cm \cdot 76,0cm} = 0,00405 \quad (\leq 0,02)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k_1 = 0,15 \text{ - priporočena vrednost}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{781kN}{80cm \cdot 30cm} = 0,325 \frac{kN}{cm^2} = 3,25MPa$$

Zadostuje minimalna strižna armatura ($V_{Ed} < V_{Rd,c}$; $85kN < 206kN$)

Minimalna strižna armatura

Največja razdalja med stremeni je definirana s

Nacionalni dodatek 9.5.3(3)

- 12 kratnik najmanjšega premera vzdolžnih palic
- Manjša dimenzija stebra
- 30cm

$$s_{cl,t \max} = \min(12\phi_{\text{vzdolžne armature}}; b; 30cm)$$

$$s_{cl,t \max} = \min(12 \cdot 1,4cm; 30cm; 76cm; 30cm) = 17cm \approx 15cm$$

Največja razdalja med stremeni na stikih grede in stebra ter stebra in temelja 9.5.3(4)

$$s_{\max, \text{stiki}} = 0,6 \cdot s_{cl,t \max} = 0,6 \cdot 17cm = 10cm$$

Premer stremen mora biti večja vrednost izmed $\phi 6$ in $\frac{1}{4}$ premera vzdolžne armature. 9.5.3(1)

$$\phi_{\min} = \max(\phi 6; \frac{1}{4} \phi_{\text{vzd}}) = \max(\phi 6; \frac{1}{4} \cdot \phi 14) = \phi 6$$

Izberemo stremena $\phi 6 / 15cm$, ob stikih pa $\phi 6 / 10cm$.

4.5.5 Dimenzioniranje členka – prerez 5-5

Preglednica 13 - Notranje sile v členku (merodajni obtežni kombinaciji)

| Kombinacija 1 | Kombinacija 3 |
|-------------------|-------------------|
| $N_{Ed} = 983kN$ | $N_{Ed} = 781kN$ |
| $V_{Ed} = 44,2kN$ | $V_{Ed} = 85,1kN$ |

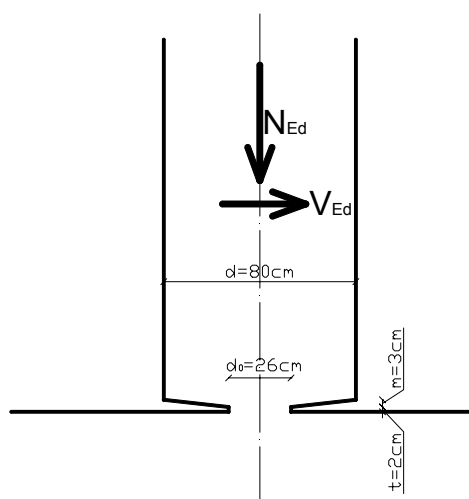
Členek prenaša samo osne in prečne sile. V členku je upogibni moment enak nič.

Pri projektiranju betonskih dimenzij členkov se držimo naslednjega pravila:

$$d_0 \leq \frac{d}{3} \qquad d_0 = \frac{d}{3} = \frac{80}{3} = 26cm$$

$$t \leq \min\left(\frac{d_0}{5}, 2cm\right) \qquad t \leq \min\left(\frac{26cm}{5}, 2cm\right) = 2cm$$

$$b = 30cm$$



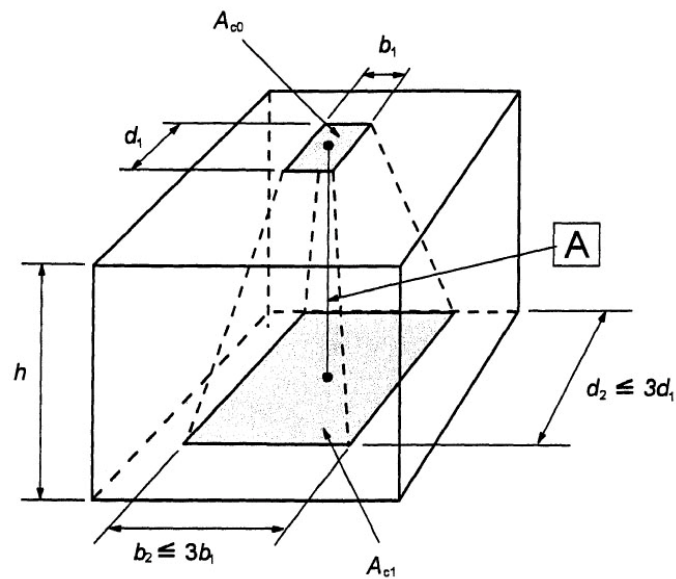
Slika 54 - Dimenzije in obtežba upogibnega členka

Tlačna nosilnost členka

V členku nastane večosno napetostno stanje, nosilnost prereza je večja.

Tlačna nosilnost zoženega prereza (upošteva se lokalna napetost):

$$F_{Rdu} = A_{co} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{co}}} \leq 3 f_{cd} A_{co} \qquad (6.63)$$



Slika 55 - Raznos napetostiv bližini členka

Pri čemer je:

- F_{Rdu} tlačna nosilnost členka
- A_{co} površina obremenjenega dela
- A_{cl} maksimalna vplivna površina enake oblike kot A_{co}

V obravnavanem primeru:

A_{co} - površina členka 26cm x 30cm

A_{cl} - površina stebra 30cm x 80cm

$$F_{Rdu} = 30\text{cm} \cdot 26\text{cm} \cdot 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \sqrt{\frac{30\text{cm} \cdot 80\text{cm}}{30\text{cm} \cdot 26\text{cm}}} \leq 3 \cdot 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 30\text{cm} \cdot 26\text{cm}$$

$$F_{Rdu} = 2285\text{kN} \leq 3908\text{kN}$$

$$N_{\max} \leq F_{Rdu} \rightarrow 983\text{kN} \leq 2285\text{kN}$$

Lokalna tlačna nosilnost v členku ni presežena.

Vzdolžna armatura v členku

Armiramo z minimalno vzdolžno armaturo, saj smo v prejšnjem členu dokazali, da prevez prenese obremenitev brez armature.

$$A_{s,\min} = \frac{0,15 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,15 \cdot 983\text{kN}}{43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 3,4\text{cm}^2$$

Uporabimo $4\phi 12$ ($A_{s,dej} = 4,5\text{cm}^2$)

Strižna armatura v členku

Minimalna strižna armatura

Razdalja med stremeni

$$s_{cl,t\max} = \min(12\phi_{\text{vzdolžne armature}}; d; 30\text{cm})$$

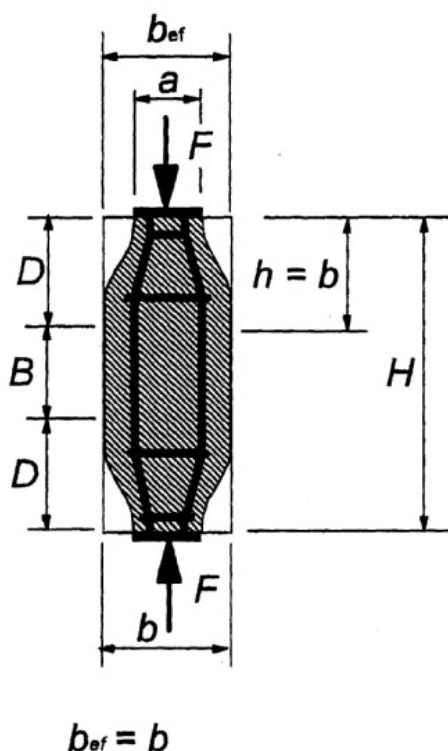
$$s_{cl,t\max} = \min(12 \cdot 1,2\text{cm}; 26\text{cm}; 30\text{cm}) = 14,4\text{cm}$$

$$s_{cl,t\max} \approx 12,5\text{cm}$$

Uporabimo strižno armaturo $\phi 6/12,5\text{cm}$.

Natezne horizontalne cepilne sile v stebri

Nad členkom se na vplivni višini, ki je enaka širini stebra pojavijo natezne sile v prečni smeri. Cepilne sile se pojavijo zaradi spremembe površine prereza. Tlačne napetosti, ki so razporejene po celotni površini stebra se koncentrirajo na površino členka, na tem območju se pojavijo horizontalne cepilne sile.



Slika 56 - Cepilne sile v stebri

Natezna sila T v stebru nad členkom je določena z naslednjo enačbo:

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} \cdot F \quad (6.58)$$

$$T = \frac{1}{4} \frac{3a-a}{3a} \cdot F = \frac{1}{4} \frac{2}{3} F = \frac{1}{6} \cdot 983 \text{ kN} = 164 \text{ kN}$$

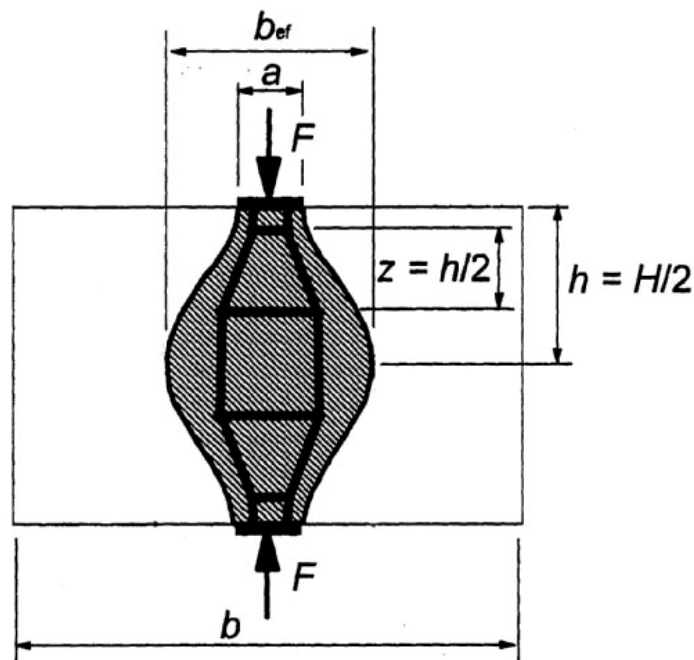
$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{164 \text{ kN}}{43,5 \text{ kN/cm}^2} = 3,8 \text{ cm}^2$$

V steber ni potrebno postavljati dodatne armature, saj celotno silo prevzame strižna armatura (dvostrizna armatura $\phi 6/10 \text{ cm}$), katera je razporejena na višini 80 cm nad členkom..

$$A_{stremen} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} \cdot \frac{80 \text{ cm}}{10 \text{ cm/kos}} = 14,2 \text{ cm}^2 > 3,8 \text{ cm}^2$$

Natezna sila v temelju

Enako kakor v stebru, se tudi v temelju pojavijo horizontalne natezne sile, ki so pravokotne na osno silo. Dimenzije temelja ne ovirajo razpored napetosti, kar moramo dokazati.



Slika 57 - Natezna sila v temelju

$$T_{Ed} = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) N_{Ed} \quad (6.59)$$

$$b_{eff} = \frac{1}{2} H + 0,65a = h + 0,65a$$

Preglednica 14 – Raznos napetosti

| Smer X | Smer Z |
|--|--|
| <p>Največja možna efektivna širina</p> $b_{eff} = 3 \cdot 26cm = 78cm$ <p>V enačbo za določitev efektivne širine vstavimo največjo možno širino. Višina temelja:</p> $78cm = h + 0,65a$ $h = 78cm - 0,65a = 78cm - 0,65 \cdot 26cm = 61cm$ | <p>Največja možna efektivna širine</p> $b_{eff} = 3 \cdot 30cm = 90cm$ <p>V enačbo za določitev efektivne širine vstavimo največjo možno širino. Višina temelja:</p> $90cm = h + 0,65a$ $h = 90cm - 0,65a = 90cm - 0,65 \cdot 30cm = 70cm$ |

Vendar mora biti višina temelja večja od:

$$h \geq (b_2 - b_1)(3b_1 - b_1) = 2b_1 = 2 \cdot 26cm = 52cm$$

$$h \geq (d_2 - d_1)(3d_1 - d_1) = 2b_1 = 2 \cdot 30cm = 60cm$$

Dimenzije temelja 250cm x 250cm ter globino 100cm ustrezajo našem računskemu modelu, saj ne ovirajo razpored napetosti po temelju (250cm > 90cm, 250cm > 78cm, 100cm > 60cm).

V temelju pod členkom se na globini pojavljajo natezne sile v horizontalni smeri, katere prevzamemo s horizontalno armaturo.

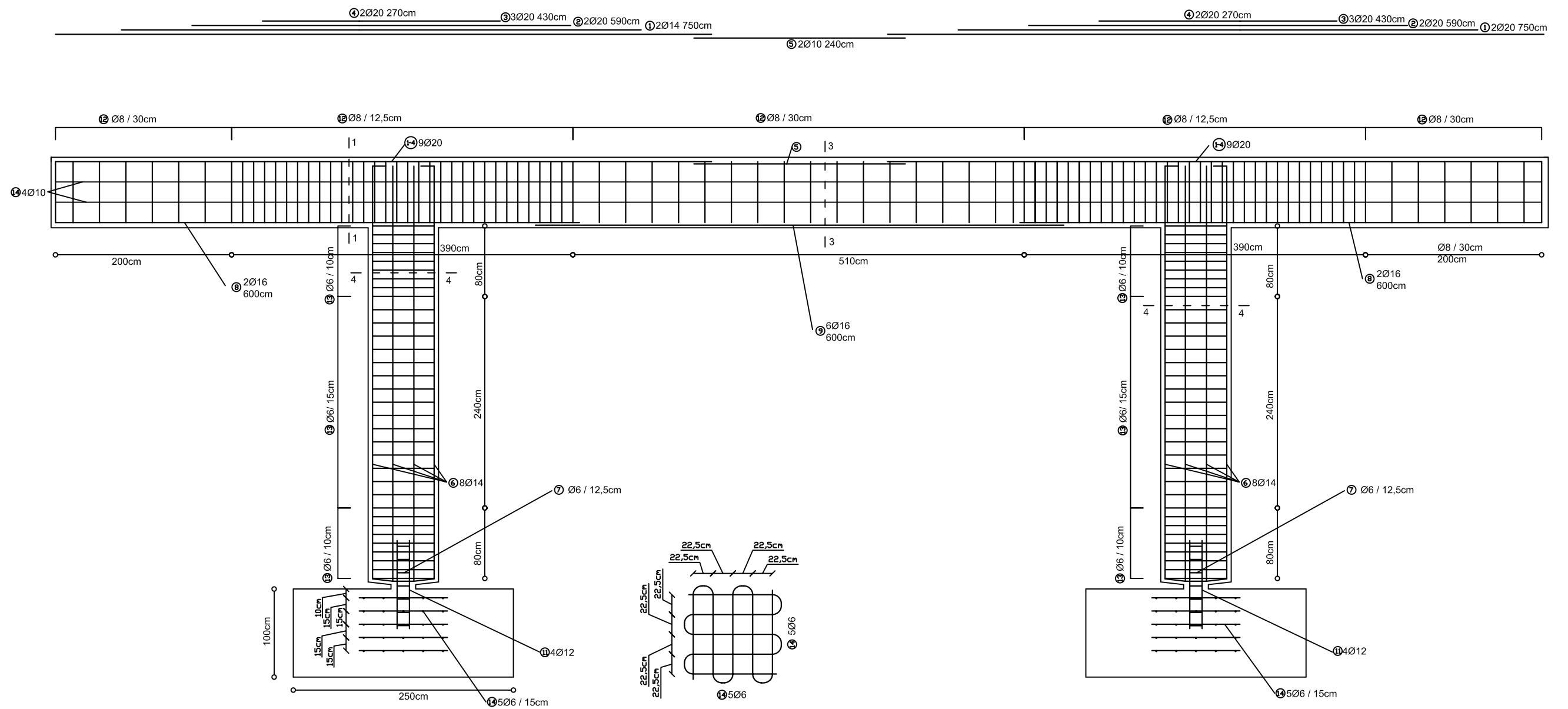
$$T_{Ed} = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{26cm}{70cm} \right) \cdot 983kN = 182kN$$

$$T_{Ed} = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{30cm}{70cm} \right) \cdot 983kN = 172kN$$

$$A_s = \frac{T_{Ed,max}}{f_{yd}} = \frac{182kN}{43,5 \frac{kN}{cm^2}} = 4,2cm^2$$

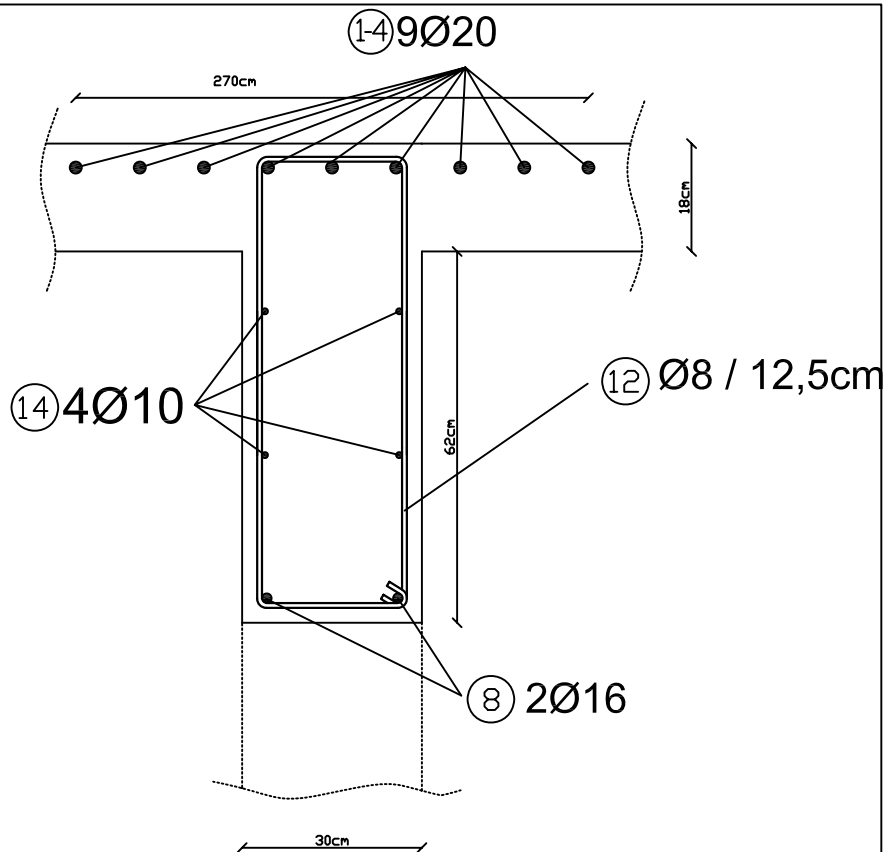
Osvojimo prečno armaturo 5φ6 vsakih 15cm ($\Sigma A_{s,dej} = 7,1cm^2$)

4.6 Armaturni načrt

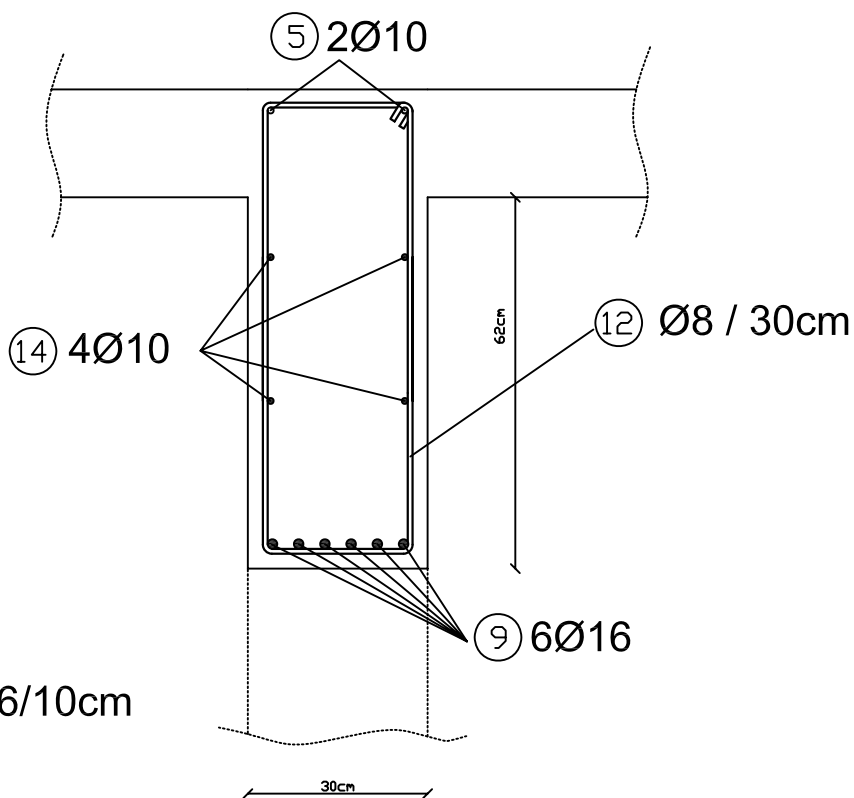


| |
|-------------------------|
| Armaturni načrt okvirja |
| Beton C25/30 |
| Jeklo S500 |
| Merilo 1:50 |

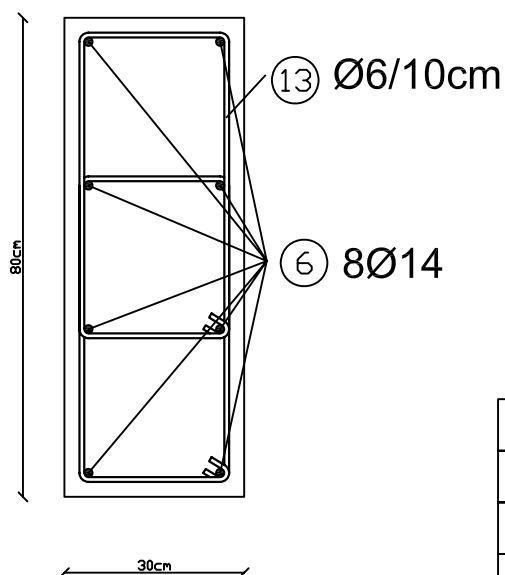
Prerez 1 -1



Prerez 3 -3



Prerez 4 -4

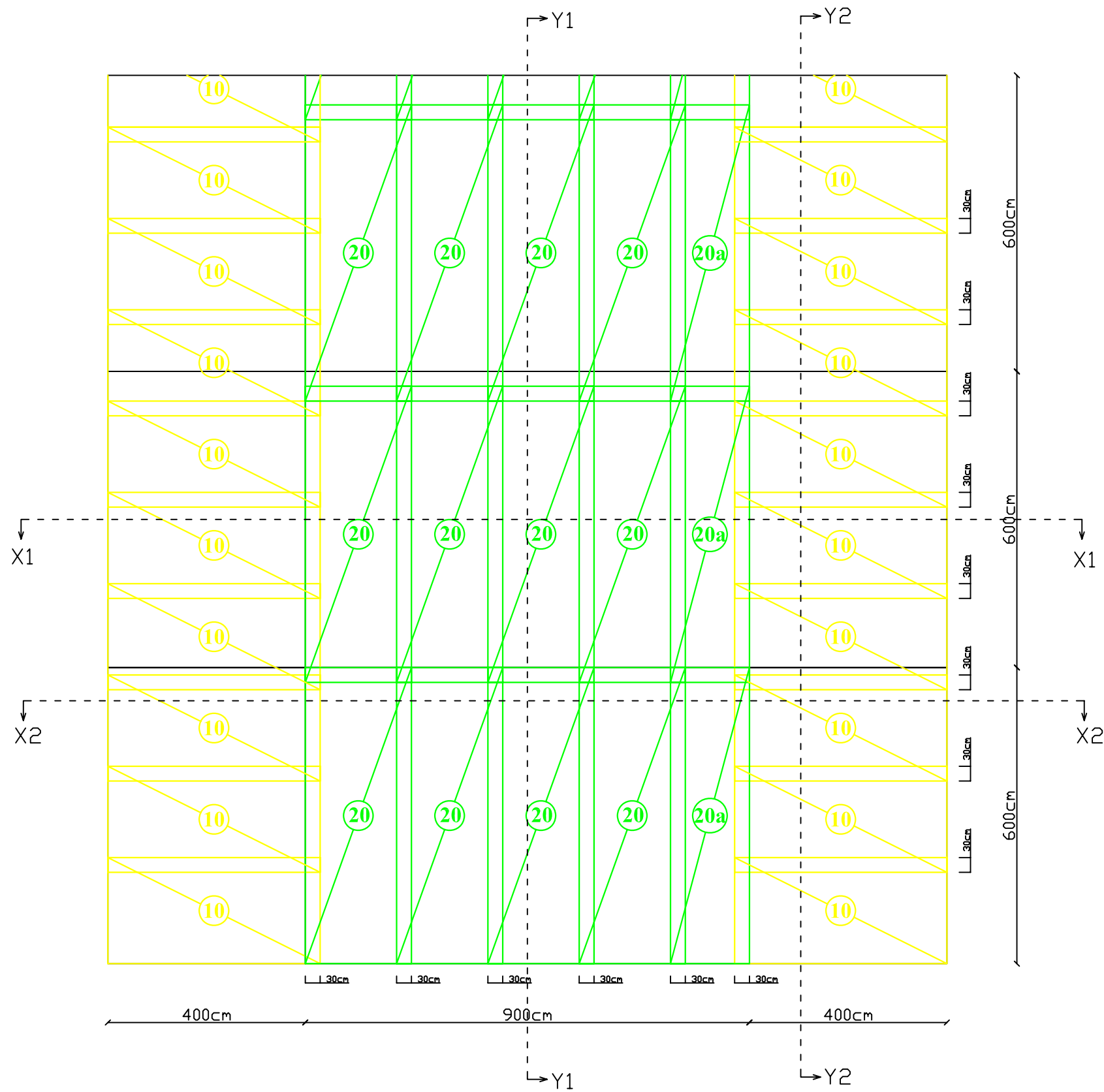


Okvir - Prerezi

Beton C25/30

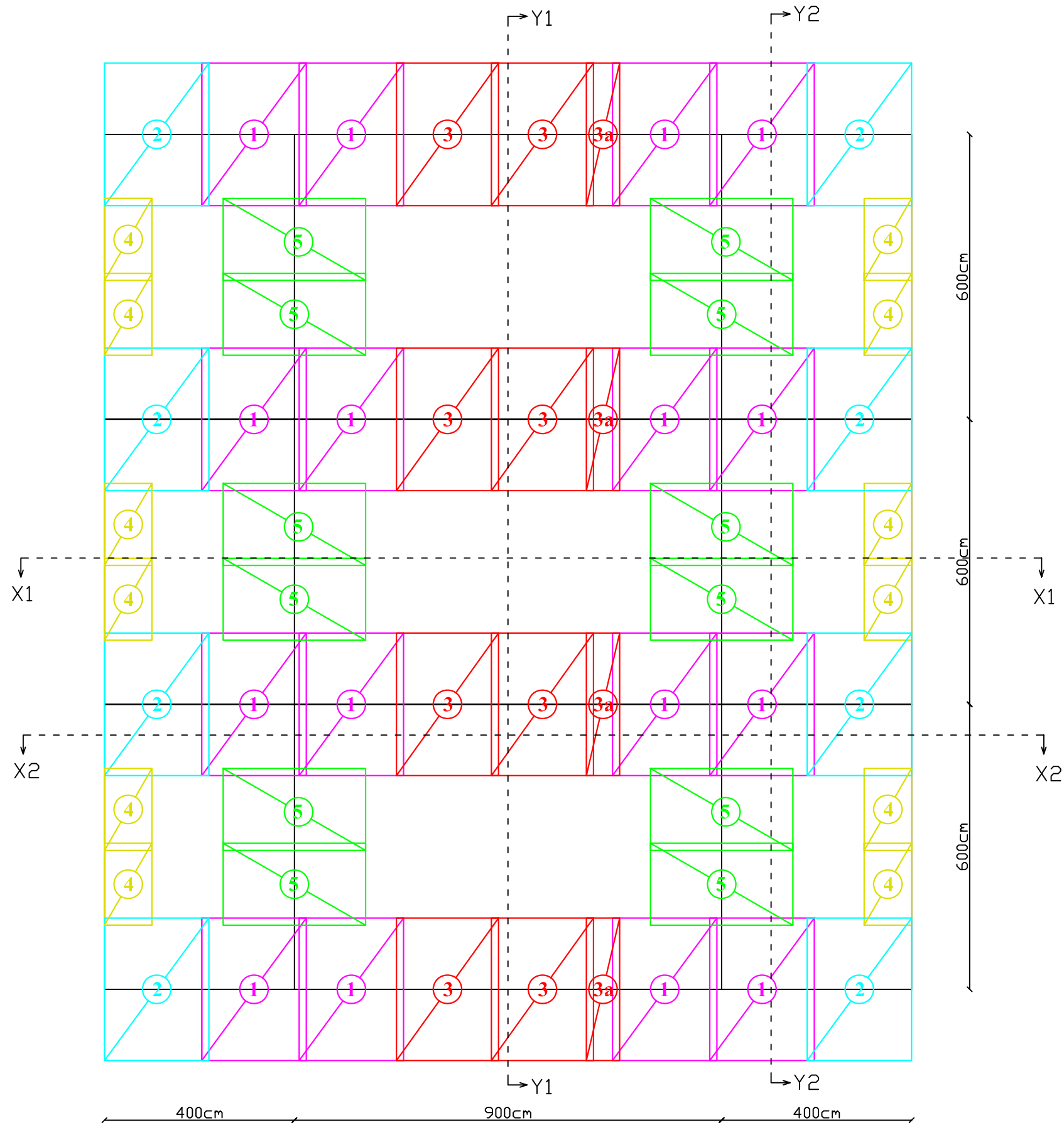
Jeklo S500

Merilo 1:10



| Mreža | | Dolžina | Širina |
|--------|------|---------|---------|
| 10 | Q221 | 430 | 215 |
| 20 20a | Q385 | 600 | 215/160 |

| |
|----------------------------------|
| Plošča Pos1 - Pozitivna armatura |
| Beton C25/30 |
| Jeklo S500 |
| Merilo 1:100 |



| Mreža | | Dolžina | Širina |
|-------|------|---------|--------|
| ① | Q760 | 300 | 220 |
| ② | Q385 | 300 | 220 |
| ③ ③a | R760 | 300 | 220/70 |
| ④ | R226 | 100 | 175 |
| ⑤ | R308 | 300 | 175 |

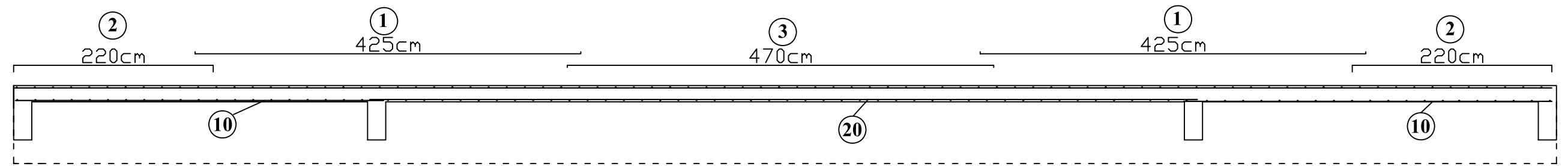
Plošča Pos1 - Negativna armatura

Beton C25/30

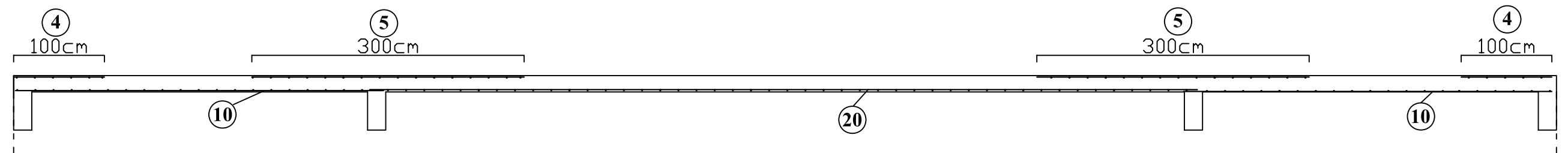
Jeklo S500

Merilo 1:100

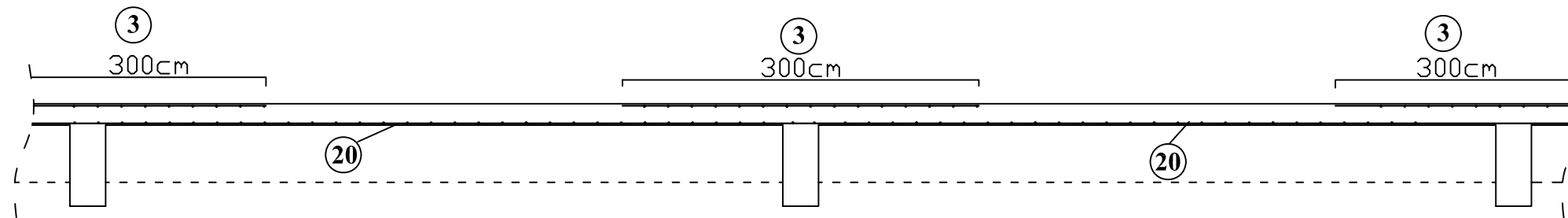
Prerez X1-X1



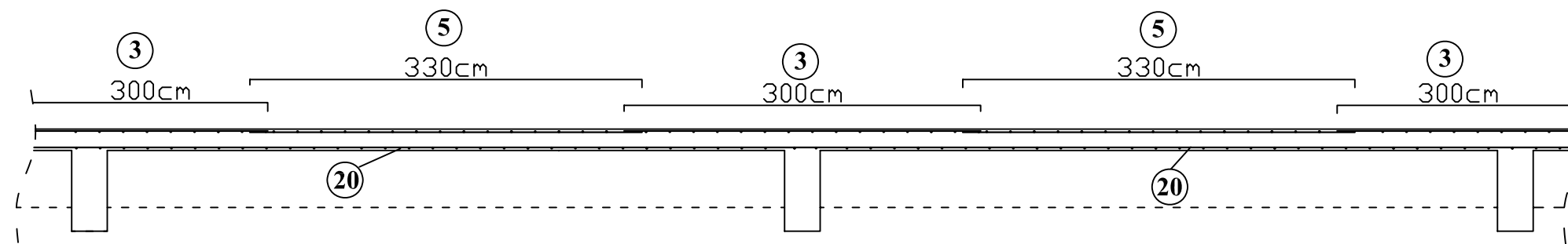
Prerez X2-X2



Prerez Y1-Y1



Prerez Y2-Y2

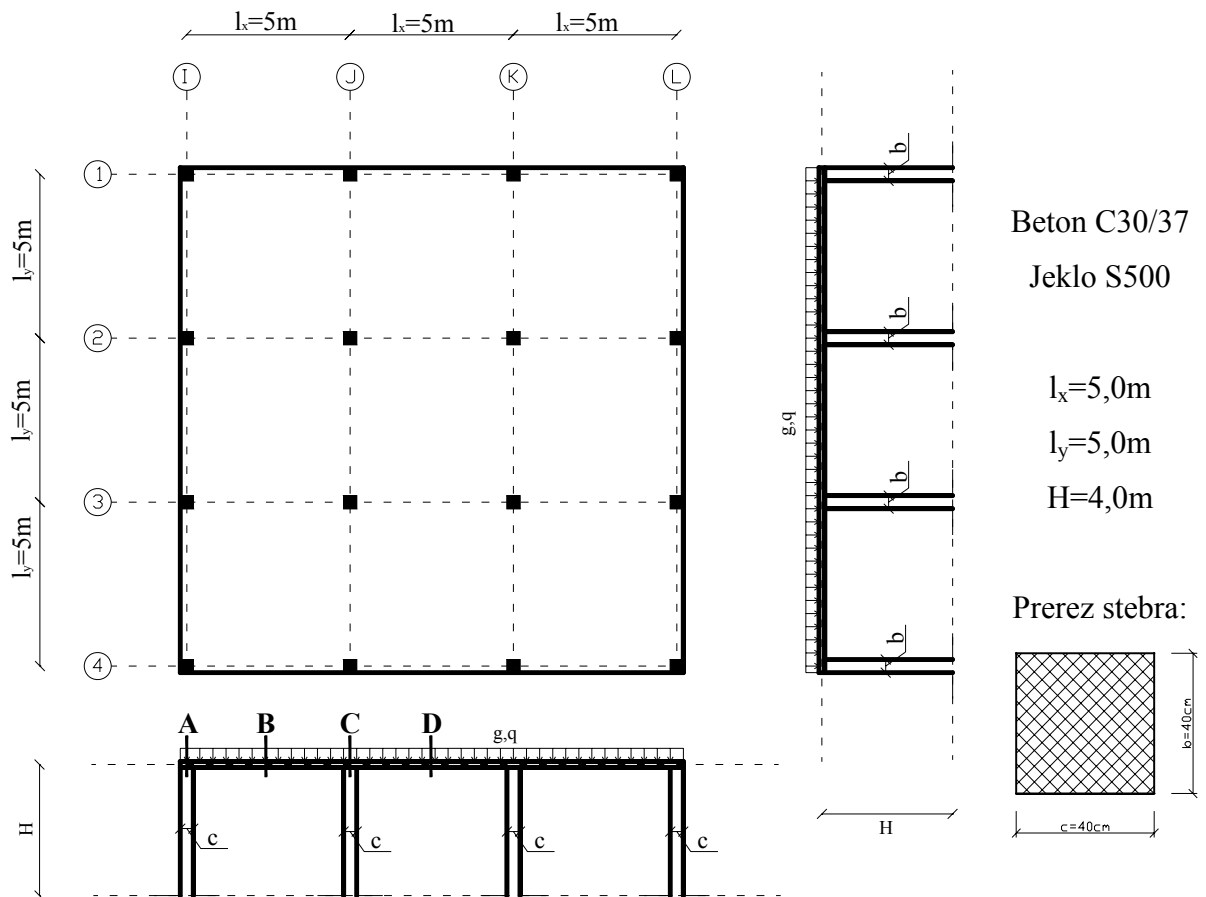


| |
|------------------|
| Plošča - Prerezi |
| Beton C25/30 |
| Jeklo S500 |
| Merilo 1:50 |

5 GOBASTA PLOŠČA

5.1 Podatki o konstrukciji

Konstrukcijo sestavlja plošča, ki je podprta s stebri. Obtežba deluje na ploščo.



Slika 58 – Tloris plošče in stranski pogled

Material

Parcialni varnostni faktorji za material:

beton $\gamma_c=1,50$

jeklo $\gamma_s=1,15$

Beton C30/37:

$$f_{ck}=3,0 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Pregl. 3.1}$$

$$f_{ctm}=0,29 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Pregl. 3.1}$$

$$f_{ctk,0,05}=0,20 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Pregl. 3.1}$$

$$E_{cm}=3300 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Pregl. 3.1}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 3,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 2,00 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.15)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,20 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 0,133 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.16)$$

Jeklo S500

$$f_{yk} = 50,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 50,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,15 = 34,5 \text{ kN/cm}^2$$

Prerez

Ocena debeline plošče :

$$h_s = \frac{l_x}{33} + c + \frac{\phi}{2} = \frac{500\text{cm}}{33} + 2,5\text{cm} + \frac{1,0\text{cm}}{2} \approx 18\text{cm}$$

Predpostavili smo, da je prerez armature $\phi 10$.

Krovna plast betona

Krovna plast, ki zagotavlja ustrezno sprijemnost med betonom in armaturo:

privzamemo $\phi=1,0\text{cm}$ (mreže pri katerih so palice $\phi < 1,0\text{cm}$). 4.4.1.2(3)

$$c_{\min,b}=1,0\text{cm}$$

Obloga zaradi zunanjih vplivov:

Stopnja izpostavljenosti XC1, $c_{\min,dur}=1,5\text{cm}$ Razpredelnica 4.4N

Deviacija zaradi izvedbe:

$$\Delta c_{dev}=1,0\text{cm} \quad 4.4.1.3(2)$$

$$c_{nom}=c_{\min}+\Delta c_{dev} \quad (4.1)$$

Minimalna in nominalna krovna plast za vzdolžno armaturo:

$$c_{\min}=\max(c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 1,0\text{cm}) \quad 4.4.1.2(2)P$$

$$c_{\min}=\max(1,0\text{cm}, 1,5\text{cm}; 1,0\text{cm})=1,5\text{cm}$$

$$c_{nom}=1,5\text{cm}+1,0\text{cm}$$

$$c_{nom,vzdolžna}=2,5\text{cm}$$

5.2 Obtežba

Preglednica 15 – Lastna teža pohodne strehe

| Material | Višina [m] | Specifična teža [kN/m ³] | Obtežba [kN/m ²] |
|-----------------|------------|---|------------------------------|
| Ploščice | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Termo izolacija | 0,10 | 1 | 0,1 |
| Hidro izolacija | 0,01 | 22 | 0,22 |
| Naklonski beton | 0,05 | 24 | 1,2 |
| Armiran beton | 0,18 | 25 | 4,5 |
| Omet | 0,02 | 18 | 0,36 |
| | | Vsota | 6,78 ≈ 6,8 |

$$q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (C3 – javno mesto)}$$

$$g_k \approx 6,8 \text{ kN/m}^2$$

5.3 Ocena dimenzij

Določitev statične višine

$$d_y = h - c_{nom} - \frac{1}{2}\phi = 18\text{cm} - 2,5\text{cm} - \frac{1}{2}1,0\text{cm} = 15\text{cm}$$

$$d_z = d_y - \phi = 15\text{cm} - 1,0\text{cm} = 14\text{cm}$$

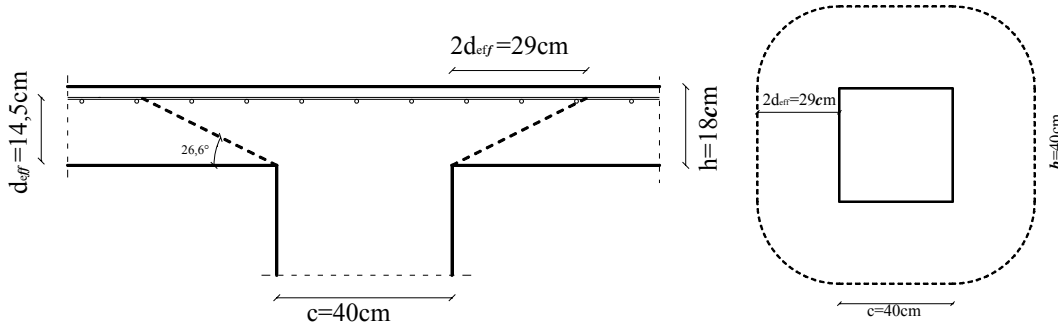
Povprečna statična višina

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} = \frac{15\text{cm} + 14\text{cm}}{2} = 14,5\text{cm} \quad (6.32)$$

5.3.1 Notranji steber

Osnovni kontrolni obseg

6.4.2



Slika 59 – Osnovni kontrolni obseg

Osnovni kontrolni obseg

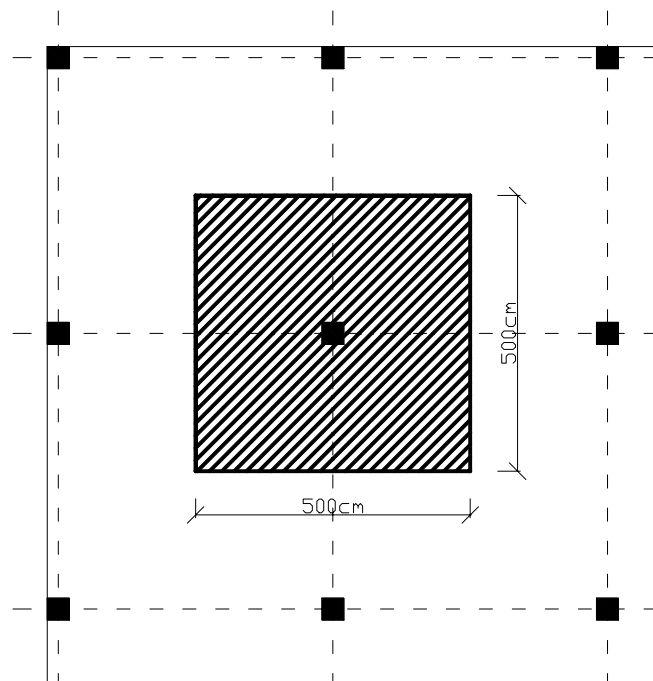
$$u_1 = 2 \cdot h_c + 2 \cdot b_c + 2\pi(2 \cdot d_{eff})$$

$$u_1 = 2 \cdot 40cm + 2 \cdot 40cm + 2\pi(2 \cdot 14,5)$$

$$u_1 = 342cm$$

Slika 6.13

Celotna sila, ki deluje na kritični prerez



Slika 60 - Obtežba, ki se prenaša na notranji steber

Kritična površina brez stebra:

$$A_{obtežba} = 500\text{cm} \cdot 500\text{cm} - 40\text{cm} \cdot 40\text{cm} =$$
$$A_{obtežba} = 248000\text{cm}^2 = 24,8\text{m}^2$$

Celotna prečna sila:

$$V_{Ed} = (\gamma_{g,\text{sup}} \cdot g_k + \gamma_{q,\text{sup}} \cdot q_k) \cdot A_{obtežba}$$
$$V_{Ed} = (1,35 \cdot 6,8\text{kN/m}^2 + 1,5 \cdot 5\text{kN/m}^2) \cdot 24,8\text{m}^2$$
$$V_{Ed} = 414\text{kN}$$

Račun striga zaradi preboja

6.4.3

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d_{eff}} \quad (6.38)$$

Pri čemer je:

| | |
|-----------|---|
| v_{Ed} | projektna strižna sila |
| β | koeficient odvisen od lokacije podpore |
| | =1,5 za vogalni steber |
| | =1,4 za robni steber |
| | =1,15 za notranji steber |
| u_i | dolžina obravnavanega kontrolnega prereza |
| d_{eff} | srednja statična višina plošče |

Slika 6.21N

Obravnavani primer:

$$\beta = 1,15 \text{ za notranji steber}$$

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{414\text{kN}}{342\text{cm} \cdot 14,5\text{cm}}$$

$$v_{Ed} = 0,0960 \text{ kN/cm}^2$$

Projektna vrednost prebojne strižne odpornosti betonskega prereza

6.4.4

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{\min} \quad (6.47)$$

Pri čemer je:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$\begin{aligned}k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} \leq 2,00 \text{ pri čemer je } d \text{ statična višina} \\ \rho_l &= \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02 \text{ pri čemer je } \rho_{ly} \text{ stopnja armiranja v } y \text{ smer,} \\ &\rho_{lz} \text{ pa stopnja armiranja v } z \text{ smer} \\ f_{ck} &\text{ karakteristična trdnost betona} \\ v_{\min} &= 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,542 \text{ MPa} \quad (6.3N)\end{aligned}$$

V našem primeru

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,0025 \cdot 30)^{1/3} \geq 0,542 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,470 \text{ MPa} (\geq 0,542 \text{ MPa})$$

$$v_{Rd,c} = 0,470 \text{ MPa} = 0,0854 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{145}} = 2,17 \xrightarrow{\leq 2,00} k = 2,00$$

$$\rho_l = \sqrt{0,0025 \cdot 0,0025} = 0,0025$$

Predpostavimo 2,5‰ armiranje $\rho_{ly} = \rho_{lz} = 0,0025$ (ocena)

Kontrola odpornosti proti preboju

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (v_{Ed} \leq v_{Rd,\max}) \quad 6.4.3(2)$$

$$0,0960 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,0470 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \longrightarrow \text{Ne zadostuje!}$$

Plošča ni odporna proti preboju. Odločimo se za povečanje višine plošče ob stebrih z vutami.

5.3.2 Vute nad vmesnimi stebri

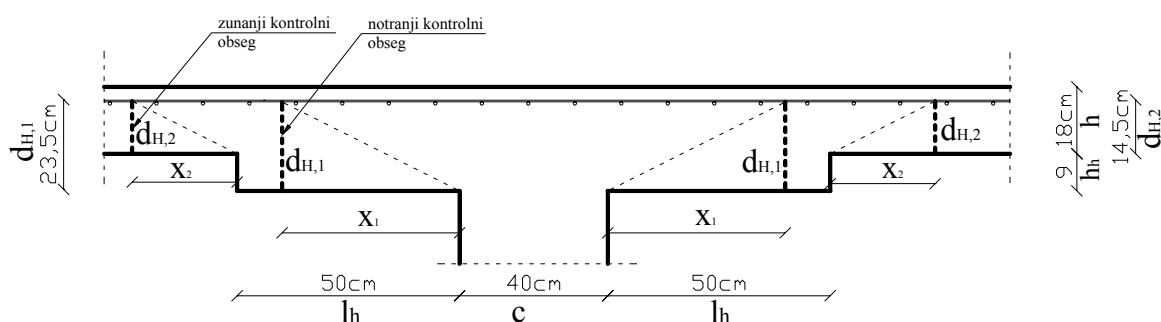
Višino vute določimo $\frac{1}{2}$ višine plošče in preverimo nosilnost le-te.

$$h_H \approx 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 18,0 \text{ cm} = 9,0 \text{ cm}$$

Nove statične višine

$$d_{\text{eff},1} = h + h_H - (c_{\text{nom}} + \phi) = 18,0 + 9,0 - (2,5 + 1,0) = 23,5 \text{ cm}$$

$$d_{\text{eff},2} = d_{\text{eff},1} - h_H = 23,5 - 9,0 = 14,5 \text{ cm}$$



Slika 61 – Kontrolni prerezi notranjega stebra

Kontrola notranjega kontrolnega prereza

Razdalja od čela stebra do kritičnega prereza:

$$x_1 = 2d_{H,1} = 2 \cdot 23,5\text{cm} = 47\text{cm}$$

$$d_{H,1} = d + h_{H,1} = 14,5 + 9 = 23,5$$

Iz vrednosti x_1 lahko definiramo razdaljo " l_H ", ki je enaka razdalji od čela stebra do čela vute.

$$l_H = 50\text{cm}$$

Dolžina notranjega kontrolnega obsega:

$$u_1 = 2b_{steb} + 2c_{steb} + 2\pi x_1$$

$$u_1 = 4 \cdot 40\text{cm} + 2\pi \cdot 47\text{cm} = 455\text{cm}$$

Strižna napetost v notranjem kontrolnem prerezu:

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{414\text{kN}}{455\text{cm} \cdot 23,5\text{cm}}$$

$$v_{Ed} = 0,0445 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektna vrednost prebojne strižne odpornosti betona:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{\min} \quad (6.47)$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,92 \cdot (100 \cdot 0,0025 \cdot 30)^{1/3} \geq 0,510\text{MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,451\text{MPa} (\geq 0,510\text{MPa})$$

$$v_{Rd,c} = 0,0510 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{20,0}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{235}} = 1,92 \xrightarrow{\leq 2,00} k = 1,92$$

$$\rho_l \approx 0,0025 \text{ (ocena)}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,92^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,510 \text{ MPa} \quad (6.3N)$$

Projektna vrednost največje prebojne strižne odpornosti

$$v_{Rd,\max} = 0,5v_{fd} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 2,0 \text{ kN/cm}^2 = 0,528 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{v pripombi 6.4.5}$$

Pri čemer je

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528 \quad (6.6)$$

Kontrola odpornosti proti preboju:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (v_{Ed} \leq v_{Rd,\max}) \quad 6.4.3(2)$$

$$0,0445 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,0510 \text{ kN/cm}^2 \quad (0,0445 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,528 \text{ kN/cm}^2) \longrightarrow Ok$$

Kontrola zunanega kontrolnega obsega

Razdalja od čela vute do kritičnega obsega:

$$x_2 = 2d_{eff} = 2 \cdot 14,5 \text{ cm} = 29 \text{ cm}$$

Dolžina kritičnega obsega

$$u_2 = 2b_{steb} + 2c_{steb} + 2\pi(x_2 + l_h)$$

$$u_2 = 4 \cdot 40 \text{ cm} + 2\pi(29 \text{ cm} + 50 \text{ cm}) = 656 \text{ cm}$$

Strižna napetost v zunanjem kontrolnem prerezu:

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{414 \text{ kN}}{656 \text{ cm} \cdot 14,5 \text{ cm}}$$

$$v_{Ed} = 0,0501 \text{ kN/cm}^2$$

Projektna vrednost prebojne strižne odpornosti betona:

$$v_{Rd,c} = 0,0542 \text{ kN/cm}^2 \quad (= v_{\min} ; \text{ predhodni izračun } ; d=14,5 \text{ cm})$$

Kontrola odpornosti na preboj:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (v_{Ed} \leq v_{Rd,\max}) \quad 6.4.3(2)$$

$$0,0501 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,0542 \text{ kN/cm}^2 \quad (0,0501 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,528 \text{ kN/cm}^2) \longrightarrow Ok$$

Določitev vut

Vute višine 9cm postavimo nad vsemi stebri.

5.4 Nadomestni okvir v oseh J,K,2,3

Obtežni primeri in obtežne kombinacije

Stalna obtežba

$$q=6,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q=34,0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{na širini } 5 \text{ m})$$

Spremenljiva obtežba 1 in 2 $g=5,0\text{kN/m}^2$ $g=25,0\text{kN/m}^2$ (na širini 5m)

Spremenljiva obtežba 3 je enaka koristni obtežbi 1, vendar deluje na drugi strani okvirja.

Kombinacije

$$E_d = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot (Q_{k1} + Q_{k2} + Q_{k3})$$

$$E_d = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot (Q_{k1} + Q_{k2})$$

$$E_d = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot (Q_{k1} + Q_{k3})$$

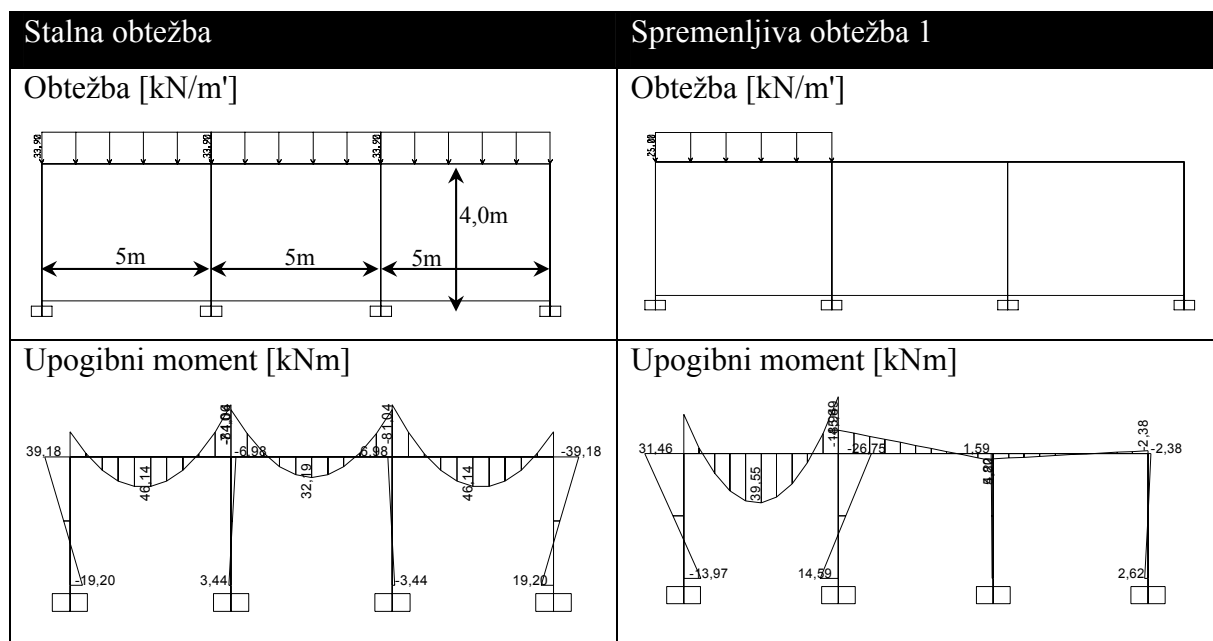
$$E_d = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k2}$$

$$E_d = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot (Q_{k2} + Q_{k3})$$

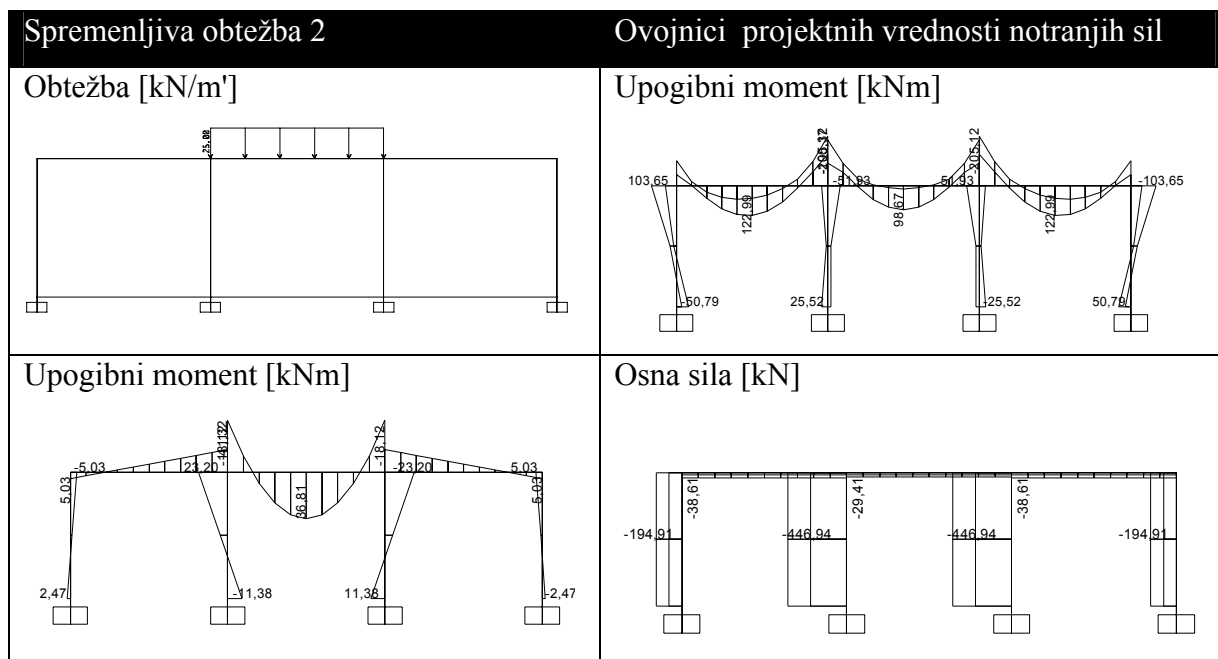
$$E_d = 1,0 \cdot G_k + 1,5 \cdot (Q_{k1} + Q_{k3})$$

Učinki vplivov

Preglednica 16 - Notranje sile zaradi stalne in spremenljive obtežbe 1



Preglednica 17 – Notranje sile zaradi spremenljive obtežbe 2 in ovojnici notranjih sil



Projektne notranje sile ovojnice

Preglednica 18 - Projektni upogibni momenti in osne sile v okvirju

| Upogibni Moment [kNm] | |
|-----------------------|------|
| A | -104 |
| B | 123 |
| C | -205 |
| C2 | -190 |
| D | 98,7 |

| Osna sila [kN] | |
|-----------------|-----|
| Zunanji steber | 195 |
| Notranji steber | 447 |

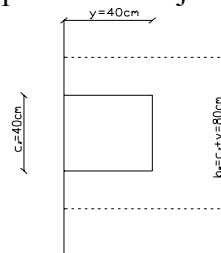
Omejitev upogibnega momenta na robu okvirja

Dod. I.1.2(5)

Upogibne momente, ki se prenesejo na robne ali vogalne stebre je potrebno omejiti na upogibno odpornost pravokotnega prereza $M_{max,rob}$.

$$M_{Ed} \leq M_{max,rob}$$

$$104kNm \leq 225kNm \longrightarrow Ok$$



$$M_{Ed} = -104kNm$$

$$M_{max,rob} = 0,17b_e d^2 f_{ck}$$

$$M_{max,rob} = 0,17 \cdot 80cm \cdot (23,5cm)^2 \cdot 3,0 \frac{kN}{cm^2} = 22500kNcm = 225kNm$$

$$b_e = c_z + y = 40cm + 40cm = 80cm$$

$$c_z = 40cm$$

$$y = 40cm$$

Slika 9.9a

Prerez je na krajnem robu ojačan z vuto, tako da je statična višina:

$$d = h - (c_{nom} + 0,5(\phi_z + \phi_y)) = 27,0 - (2,5 + 0,5 \cdot (1,0 + 1,0)) = 23,5cm$$

5.4.1 Upogibna armatura v plošči

Izračunamo najmanjši statično višino

$$d = h - (c_{nom} + \phi_x + \phi_y / 2)$$

$$d = 18,0 - (2,5 + 1,0 + 1,0 / 2) = 14,0cm$$

Redukcija negativnega upogibnega momenta nad vmesno podporo

5.3.2.2(3)

Kombinacija obtežbe pri kateri dobimo največji negativni moment nad podporo :



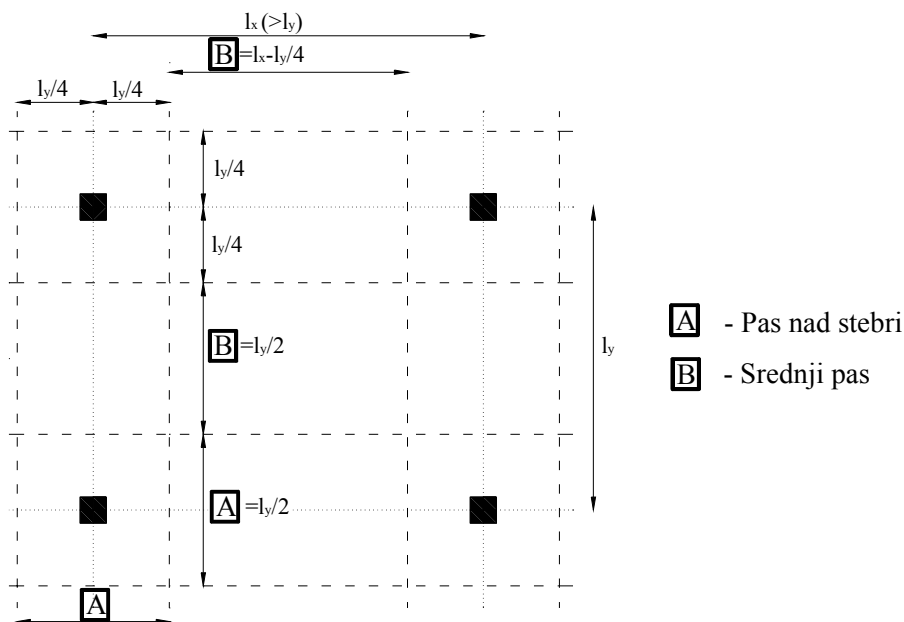
Slika 62 – Redukcija negativnega momenta nad podporo

Negativni moment nad podporo zmanjšamo tako, da namesto absolutno največje vrednosti upoštevamo upogibni moment na čelu stebra.

$$M_{Ed,Rdc,C} = -163kNm$$

Poenostavljena razporeditev upogibnih momentov v plošči

Razpredelnica I.1



Slika 63 – Razporeditev upogibnih momentov v plošči

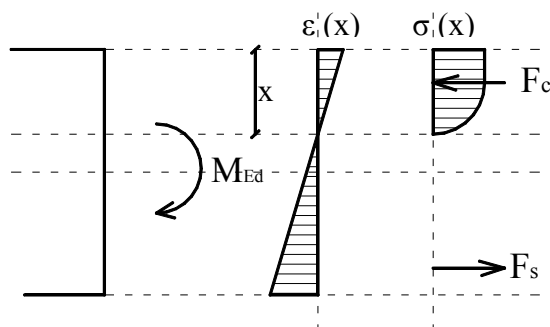
Upogibne momente razporedimo na pas nad stebri ter na srednji pas:

Preglednica 19 - Razporeditev upogibnih momentov

| Prerez | Pas | Procent razporeditve | Celoten upogibni moment [kNm] | Prerazporejeni upogibni moment | Širina [m] | Upogibni moment na tekoči meter |
|--------|----------------|----------------------|-------------------------------|--------------------------------|------------|---------------------------------|
| A | Pas nad stebri | 70% | -104 | -72,8 | 2,5 | -29,1 |
| | Srednji pas | 30% | -104 | -31,2 | 2,5 | -12,5 |
| B | Pas nad stebri | 60% | 123 | 73,8 | 2,5 | 29,5 |
| | Srednji pas | 40% | 123 | 49,2 | 2,5 | 19,7 |
| C | Pas nad stebri | 70% | -163 | -114 | 2,5 | -45,6 |
| | Srednji pas | 30% | -163 | -48,9 | 2,5 | -19,6 |
| D | Pas nad stebri | 60% | 98,7 | 59,2 | 2,5 | 23,7 |
| | Srednji pas | 40% | 98,7 | 39,5 | 2,5 | 15,8 |

Srednji pas je sestavljen iz $2 \frac{l_y}{4} = \frac{l_y}{2}$.

Določanje vzdolžne armature



Slika 64 – Deformacije in napetosti prereza, obremenjenega z upogibnim momentom

Glede na prerezporejene upogibne momente določimo potrebno natezno armaturo.

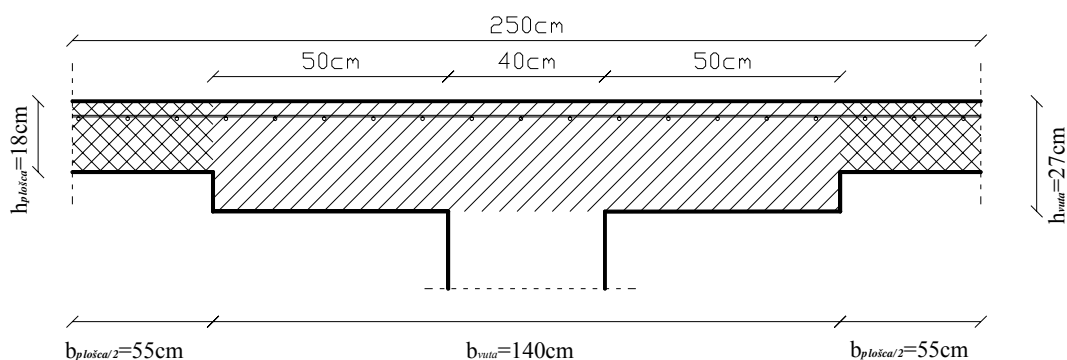
Preglednica 20 - Določanje potrebne vzdolžne armature

| Pas | Upog. moment [kNm/m'] | d [cm] | k_d | ϵ_s/ϵ_c | k_s | A_s [cm ²] | |
|-----|-----------------------|--------|-------|-------------------------|---------|--------------------------|------|
| A | vuta | | | | | | |
| | srednji | -12,50 | 14,0 | 0,032 | 10/1,00 | 1,033 | 2,12 |
| B | nad stebri | 29,50 | 14,0 | 0,075 | 10/1,57 | 1,052 | 5,10 |
| | srednji | 19,70 | 14,0 | 0,050 | 10/1,20 | 1,039 | 3,36 |
| C | Vuta | | | | | | |
| | srednji | -19,60 | 14,0 | 0,050 | 10/1,20 | 1,039 | 3,34 |
| D | nad stebri | 23,70 | 14,0 | 0,060 | 10/1,35 | 1,044 | 4,06 |
| | srednji | 15,80 | 14,0 | 0,040 | 10/1,05 | 1,035 | 2,69 |

Določanje vzdolžne armature prereza A-A

V prerezu A-A vgradimo vzdolžno armaturo na zgornji rob prereza, saj tam nastajajo nategi.

Širina tlačne cone je enaka širini vute.



Slika 65 – Prerez A-A

$b = 140\text{cm}$ (samo širina vute)

$$k_d = \frac{M_{A,Ed}}{f_{cd}bd^2} = \frac{7280\text{kNcm}}{2,0\text{ kN/cm}^2 \cdot 140\text{cm} \cdot (23,0\text{cm})^2} = 0,049 \longrightarrow k_s = 1,039$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot f_y} = 1,039 \cdot \frac{7280\text{kNcm}}{23,0\text{cm} \cdot 43,5\text{ kN/cm}^2} = 7,56\text{cm}^2$$

Potrebna armatura na tekoči meter, ki jo razporedimo na zgornji rob prereza:

$$\frac{A_s}{b_{flanže}} = \frac{7,56\text{cm}^2}{2,50\text{m}} = 3,02\text{cm}^2 / \text{m}'$$

Dimenzioniranje prereza C-C

$b = 140\text{cm}$ (širina vute)

$$k_d = \frac{M_{Ed,Rdc,C}}{f_{cd}bd^2} = \frac{11400\text{kNcm}}{2,0\text{ kN/cm}^2 \cdot 140\text{cm} \cdot (23,0\text{cm})^2} = 0,077 \longrightarrow k_s = 1,054$$

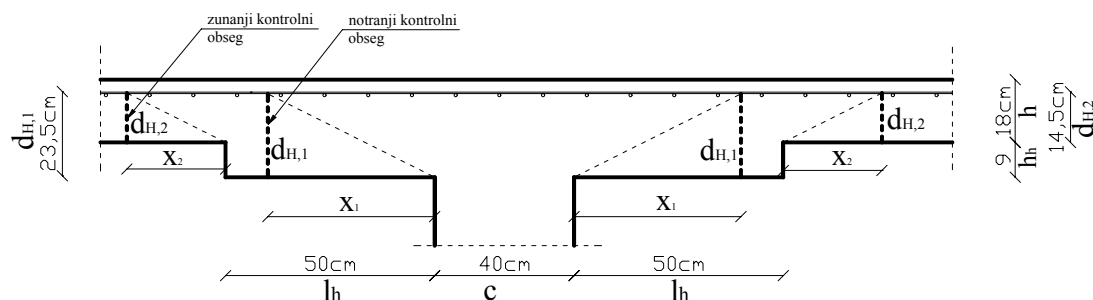
$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed,Rdc,C}}{d \cdot f_y} = 1,054 \cdot \frac{11400\text{kNcm}}{23,0\text{cm} \cdot 43,5\text{ kN/cm}^2} = 12,0\text{cm}^2$$

Potrebna armatura na tekoči meter, ki jo razporedimo na zgornji rob prereza:

$$\frac{A_s}{b_{flanža}} = \frac{12,00\text{cm}^2}{2,5\text{m}} = 4,80\text{cm}^2 / \text{m}'$$

5.4.2 Kontrola preboja ob notranjih stebrih

$h_H = 9,0\text{cm}$, $d_{H,1} = 23,5\text{cm}$, $d_{H,2} = 14,5\text{cm}$



Slika 66 – Kontrolni prerezi vute in plošče nad srednjimi stebri

Kontrola notranjega kritičnega prereza

Razdalja od čela stebra do kritičnega prereza:

$$x_1 = 2d_H = 2 \cdot 23,5\text{cm} = 47\text{cm}$$

$$l_H = 50\text{cm}$$

Dolžina notranjega kontrolnega obsega:

$$u_1 = 2b_{steb} + 2c_{steb} + 2\pi x_1$$

$$u_1 = 4 \cdot 40cm + 2\pi \cdot 47cm = 455cm$$

Prečna sila v notranjem stebri je 447kN, odčitana je iz diagrama notranjih sil nadomestnega okvirja.

Strižna napetost v notranjem kontrolnem prerezu:

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{447kN}{455cm \cdot 23,5cm}$$

$$v_{Ed} = 0,0481 \frac{kN}{cm^2}$$

Projektna vrednost prebojne strižne odpornosti :

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad (6.47)$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,92 \cdot (100 \cdot 0,00214 \cdot 30)^{1/3} \geq 0,510MPa$$

$$v_{Rd,c} = 0,428MPa (\geq 0,510MPa)$$

$$\underline{v_{Rd,c} = 0,0510 \frac{kN}{cm^2}}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} \leq 2,00$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{235}} = 1,92 \xrightarrow{\leq 2,00} k = 1,92$$

Nad notranjimi vutami bomo uporabili mreže Q503

$$\rho_l = A_s / (b \cdot d_{eff}) = 5,03cm^2 / (100cm \cdot 23,5cm) = 0,00214$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,92^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,510MPa \quad (6.3N)$$

Projektna vrednost največje prebojne strižne odpornosti

$$v_{Rd,max} = 0,5v_{fd} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 2,0 \frac{kN}{cm^2} = 0,528 \frac{kN}{cm^2}$$

Pri čemer je:

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}[MPa]}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528 \quad (6.6N)$$

Kontrola prereza:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} (v_{Ed} \leq v_{Rd,max}) \quad 6.4.3(2)$$

$$0,0481 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,0510 \frac{kN}{cm^2} \left(0,0481 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,528 \frac{kN}{cm^2} \right) \longrightarrow Ok$$

Kontrola zunanega kritičnega obsega

Razdalja od čela vute do kritičnega obsega:

$$x_2 = 2d_{eff} = 2 \cdot 14,5\text{cm} = 29\text{cm}$$

Dolžina zunanega kritičnega obsega

$$u_2 = 2b_{steb} + 2c_{steb} + 2\pi(x_2 + l_h)$$

$$u_2 = 4 \cdot 40\text{cm} + 2\pi(29\text{cm} + 50\text{cm}) = 656\text{cm}$$

Strižna napetost v zunanjem kontrolnem prerezu:

$$v_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{447\text{kN}}{656\text{cm} \cdot 14,5\text{cm}}$$

$$v_{Ed} = 0,0540 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektna vrednost prebojne strižne odpornosti betona:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{\min} \quad (6.47)$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,0035 \cdot 30)^{1/3} \geq 0,542\text{MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,526\text{MPa} (\geq 0,542\text{MPa})$$

$$v_{Rd,c} = 0,0542 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{145}} = 2,17 \xrightarrow{\leq 2,00} k = 2,00$$

$$\rho_l = 5,04\text{cm}^2 / (100\text{cm} \cdot 14,5) = 0,0035$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2,00^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,542\text{MPa} \quad (6.3N)$$

Kontrola odpornosti na preboj:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} (v_{Ed} \leq v_{Rd,\max}) \quad 6.4.3(2)$$

$$0,0540 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,0542 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \left(0,0540 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,528 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right) \longrightarrow Ok$$

Plošča nad vmesnimi stebri je varna na preboj.

5.5 Nadomestni okvir v oseh I,L,1,4

Obtežni primeri in obtežne kombinacije

$$\text{Širina} = 250\text{cm} + \frac{1}{2}c_{steb} = 250\text{cm} + 0,5 \cdot 40\text{cm} = 270\text{cm}$$

$$\text{Stalna obtežba} \quad q = 6,8\text{kN/m}^2 \quad q = 18,4\text{kN/m}^2 \text{ (širina } 2,7\text{m)}$$

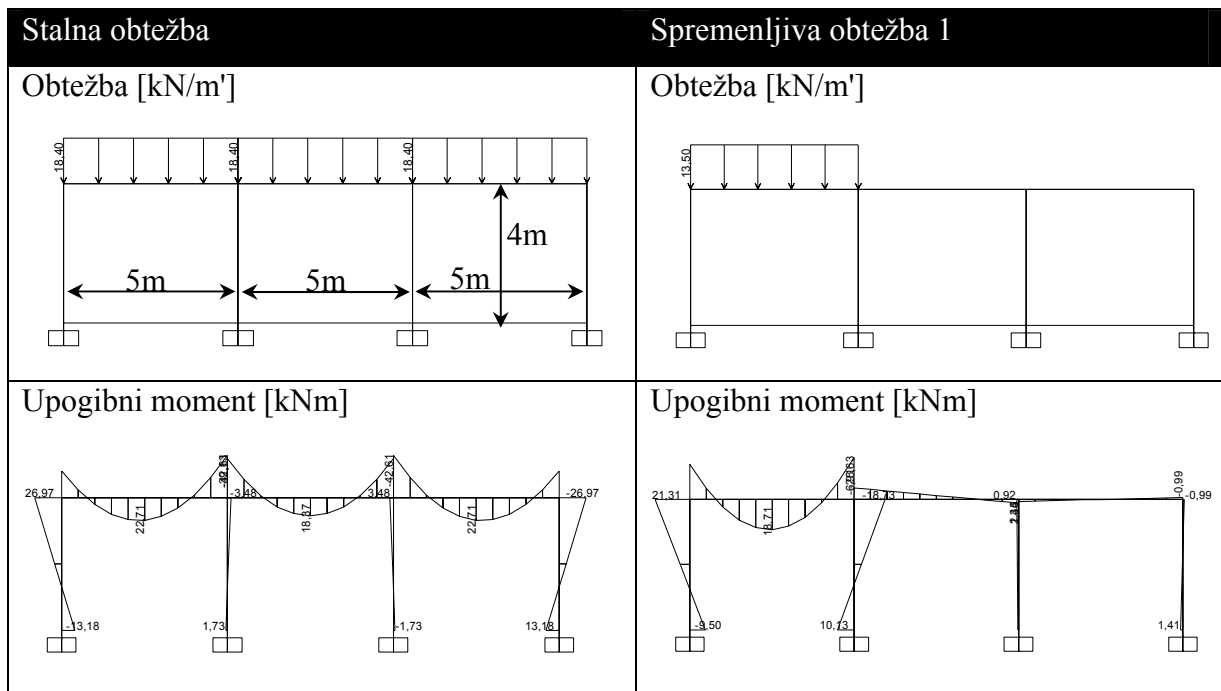
$$\text{Koristna obtežba} \quad g = 5\text{kN/m}^2 \quad g = 13,5\text{kN/m}^2 \text{ (širina } 2,7\text{m)}$$

Koristna obtežba 3 je enaka koristni obtežbi 1, vendar deluje na drugi strani okvirja.

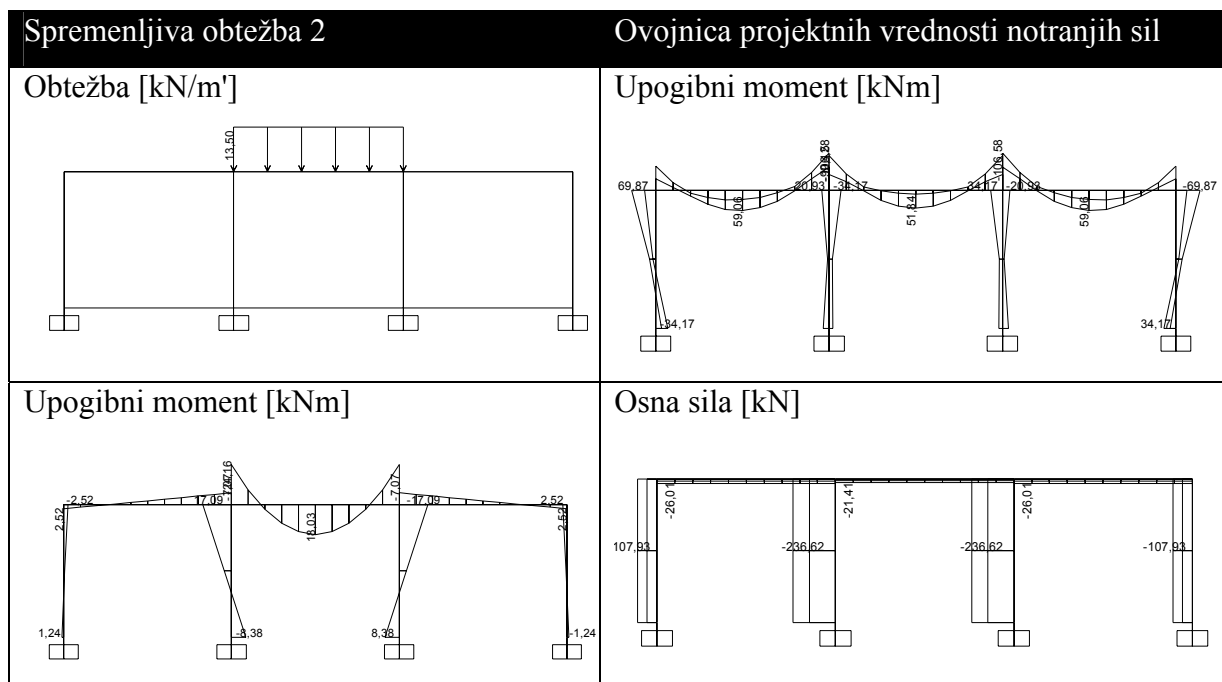
Kombinacije in učinki vplivov

Kombinacije so enake kot v vmesnem okvirju.

Preglednica 21 – Notranje sile zaradi stalne in spremenljive obtežbe 1



Preglednica 22 – Notranje sile zaradi spremenljive obtežbe 2 in ovojnici notranjih sil



Projektne notranje sile ovojnice

Preglednica 23 – projektne notranje sile v okviru

| Upogibni Moment [kNm] | |
|-----------------------|-------|
| A | -69,9 |
| B | 59,1 |
| C | -106 |
| C2 | -99,4 |
| D | 51,8 |

| Oсна sila [kN] | |
|-----------------|-----|
| Zunanji steber | 108 |
| Notranji steber | 237 |

Omejitev upogibnega momenta na vogalu okvirja

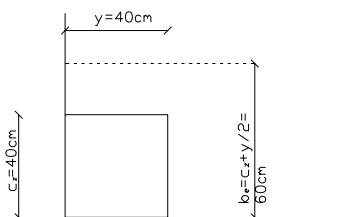
Dod. I.1.2(5)

$$M_{Ed} \leq M_{\max, \text{vog}}$$

$$69,9 \text{ kNm} \leq 183,68 \text{ kNm} \longrightarrow \text{Ok}$$

Pri čemer je

$$M_{Ed} = -69,9 \text{ kNm}$$



$$M_{\max, \text{vog}} = 0,17b_e d^2 f_{ck}$$

$$M_{\max, \text{vog}} = 0,17 \cdot 60\text{cm} \cdot (24,5\text{cm})^2 \cdot 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 18400\text{kNcm} = 184,00\text{kNm}$$

$$b_e = c_z + y/2 = 40\text{cm} + 40\text{cm}/2 = 60\text{cm}$$

$$c_z = 40\text{cm}$$

$$y = 40\text{cm}$$

$$d = h - (c_{\text{nom}} + 0,5(\phi_x + \phi_y)) = 28,0 - (2,5 + 0,5 \cdot (1,0 + 1,0)) = 24,5\text{cm}$$

Slika 9.9b

Redukcija upogibnega momenta nad vmesno podporo

5.3.2.2(3)

Kombinacija obtežbe pri kateri dobimo največji negativni moment nad podporo :



Slika 67 – Redukcija negativnega momenta nad podporo

Negativni moment nad podporo zmanjšamo tako, da namesto absolutno največje vrednosti upoštevamo upogibni moment na čelu stebra.

$$M_{C,Ed,Redu} = -84,6\text{kNm}$$

Poenostavljena razporeditev upogibnih momentov po plošči

Razpr. I.1

Vplivna širina plošče: $l/4 + b_{\text{steb}}/2 = 5,0\text{m}/4 + 0,4\text{m}/2 = 2,70\text{m}$

Preglednica 24 - Razporeditev upogibnih momentov

| Prerez | Pas | Procent razporeditve | Celoten upogibni moment [kNm] | Prerazporejen upogibni moment [kNm] | Širina [m] | Upogibni moment na tekoči meter |
|--------|----------------|----------------------|-------------------------------|-------------------------------------|------------|---------------------------------|
| A | Pas nad stebri | 70% | -69,9 | -48,9 | 1,45 | |
| | Srednji pas | 30% | -69,9 | -21,0 | 1,25 | -16,8 |
| B | Pas nad stebri | 60% | 59,1 | 35,5 | 1,45 | 24,5 |
| | Srednji pas | 40% | 59,1 | 23,6 | 1,25 | 18,9 |
| C | Pas nad stebri | 70% | -84,6 | -59,2 | 1,45 | |
| | Pas nad stebri | 30% | -84,6 | -25,4 | 1,25 | -20,3 |
| D | Pas nad stebri | 60% | 51,8 | 31,1 | 1,45 | 21,4 |
| | Srednji pas | 40% | 51,8 | 20,7 | 1,25 | 16,6 |

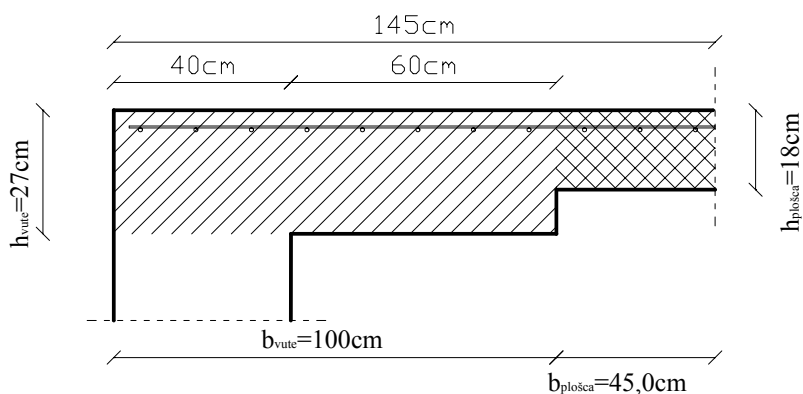
Srednji pas je sestavljen iz $2 \frac{l_y}{4} = \frac{l_y}{2}$.

5.5.1 Upogibna armatura v plošči

Preglednica 25 - Določanje potrebne vzdolžne armature

| Pas | Upogibni moment [kNm/m'] | d [cm] | k_d | $\epsilon_s / -\epsilon_c$ | k_s | A_s [cm ²] | |
|-----|--------------------------|--------|-------|----------------------------|---------|--------------------------|------|
| A | vuta | | | | | | |
| | srednji | -16,80 | 14,0 | 0,043 | 10/1,10 | 1,036 | 2,86 |
| B | nad stebri | 24,50 | 14,0 | 0,063 | 10/1,40 | 1,046 | 4,21 |
| | srednji | 18,90 | 14,0 | 0,048 | 10/1,17 | 1,039 | 3,22 |
| C | vuta | | | | | | |
| | srednji | -20,30 | 14,0 | 0,052 | 10/1,25 | 1,041 | 3,47 |
| D | nad stebri | 21,40 | 14,0 | 0,055 | 10/1,28 | 1,042 | 3,66 |
| | srednji | 16,60 | 14,0 | 0,042 | 10/1,09 | 1,036 | 2,82 |

Določanje vzdolžne armature prereza A-A



Slika 68 – Prerez A-A

Prerez je obremenjen z upogibnim momentom, kateri povzroča natege na zgornjem delu prereza.

$b = 1,0m$ (širina vute)

$$k_d = \frac{M_{A,Ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{4890 kNcm}{2,0 \frac{kN}{cm^2} \cdot 100cm \cdot (23,0cm)^2} = 0,046 \longrightarrow k_s = 1,038$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot f_y} = 1,038 \cdot \frac{4890 kNcm}{23,0cm \cdot 43,5 \frac{kN}{cm^2}} = 5,07 cm^2$$

Potrebna armatura na tekoči meter:

$$\frac{A_s}{b_{flange}} = \frac{5,07 cm^2}{1,45m} = 3,50 cm^2 / m'$$

Dimenzioniranje prereza C-C

$b = 1,0m$ (širina vute)

$$k_d = \frac{M_{C,Ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{5920 kNcm}{2,0 \frac{kN}{cm^2} \cdot 100cm \cdot (23,0cm)^2} = 0,056 \longrightarrow k_s = 1,043$$

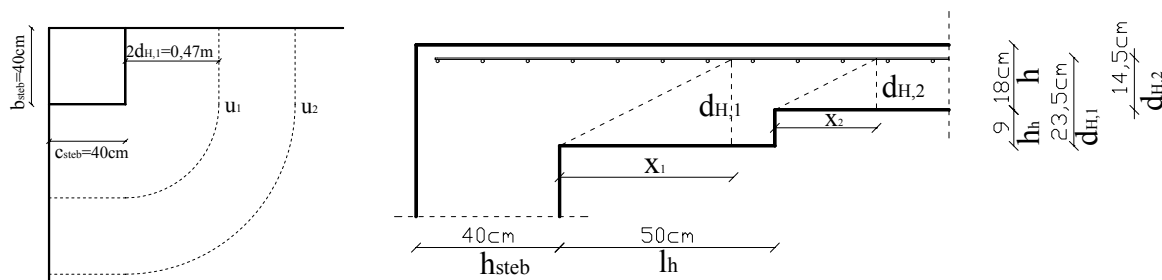
$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot f_y} = 1,043 \cdot \frac{5920 kNcm}{23,0cm \cdot 43,5 \frac{kN}{cm^2}} = 6,17 cm^2$$

Potrebna armatura na tekoči meter:

$$\frac{A_s}{b_{flanza}} = \frac{6,17 cm^2}{1,45m} = 4,26 cm^2 / m'$$

5.5.2 Kontrola preboja plošče ob kotnih stebrih A1,D1,A4,D4

$h_H = 9cm$, $d_{H,1} = 23,5cm$, $d_{H,2} = 14,5cm$



Slika 69 – Kontrolni prerezi vute in plošče nad kotnimi stebri

Kontrola notranjega kontrolnega prereza

6.4.3

Strižna napetost v notranjem kontrolnem prerezu

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (6.38)$$

$$v_{Ed} = 1,50 \cdot \frac{108kN}{154cm \cdot 23,5cm}$$

$$v_{Ed} = 0,0448 \frac{kN}{cm^2}$$

Pri čemer je

$$V_{Ed} = 108kN \quad \text{Odčitano iz diagrama osnih sil nadomestnega okvirja}$$

$$\beta = 1,50 \quad \text{Priporočena vrednost za stebre v kotu plošče} \quad \text{Slika 6.21N}$$

$$u_1 = b_{steb} + c_{steb} + \pi d_{H,1} = 2 \cdot 40cm + \pi \cdot 23,5cm = 154cm$$

$$d_{H,1} = 23,5cm$$

Projektna vrednost prebojne strižne odpornosti betona

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad (6.47)$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,92 \cdot (100 \cdot 0,0016 \cdot 30)^{1/3} \geq 0,510MPa$$

$$v_{Rd,c} = 0,389MPa (\geq 0,510MPa)$$

$$v_{Rd,c} = 0,0510 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{235}} = 1,92 \xrightarrow{\leq 2,00} k = 1,92$$

Uporabimo natezno armaturo Q385

$$\rho_l = A_s / (b \cdot d_{H,1}) = 3,85cm^2 / (100cm \cdot 23,5cm) = 0,0016$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,92^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,510MPa \quad (6.3N)$$

$$v_{Rd,max} = 0,5v_{fd} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 2,0 \frac{kN}{cm^2} = 0,528 \frac{kN}{cm^2}$$

Kontrola prereza:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} (v_{Ed} \leq v_{Rd,max}) \quad 6.4.3(2)$$

$$0,0448 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,0510 \frac{kN}{cm^2} \left(0,0448 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,528 \frac{kN}{cm^2} \right) \longrightarrow Ok$$

Kontrola zunanjega kontrolnega prereza

Razdalja od čela stebra do kritičnega prereza:

$$x_2 = 2d_{H,2} = 2 \cdot 14,5cm = 29cm$$

Dolžina kritičnega obsega

$$u_2 = b_{steb} + h_{steb} + \pi(x_2 + l_h)$$
$$u_2 = 2 \cdot 40cm + \pi(29cm + 60cm) = 360cm$$

Strižna napetost v zunanjem kritičnem prerezu:

$$v_{Ed} = 1,50 \cdot \frac{108kN}{360cm \cdot 14,5cm}$$

$$v_{Ed} = 0,0310 \frac{kN}{cm^2}$$

$$V_{Ed} = 108kN$$

Sila v stebri očitana na diagramu notranjih sil.

$$d = d_{H,2} = 14,5kN$$

Efektivna statična višina v plošči

Projektna vrednost prebojne strižne odpornosti betona:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad (6.47)$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,0027 \cdot 30)^{1/3} \geq 0,542MPa$$

$$v_{Rd,c} = 0,482MPa (\geq 0,542MPa)$$

$$v_{Rd,c} = 0,0542 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{145}} = 2,17 \xrightarrow{\leq 2,00} k = 2,00$$

$$\rho_l = 3,85cm^2 / (100,0cm \cdot 14,5cm) = 0,0027$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,542 \frac{kN}{cm^2} \quad (6.3N)$$

Kontrola prereza:

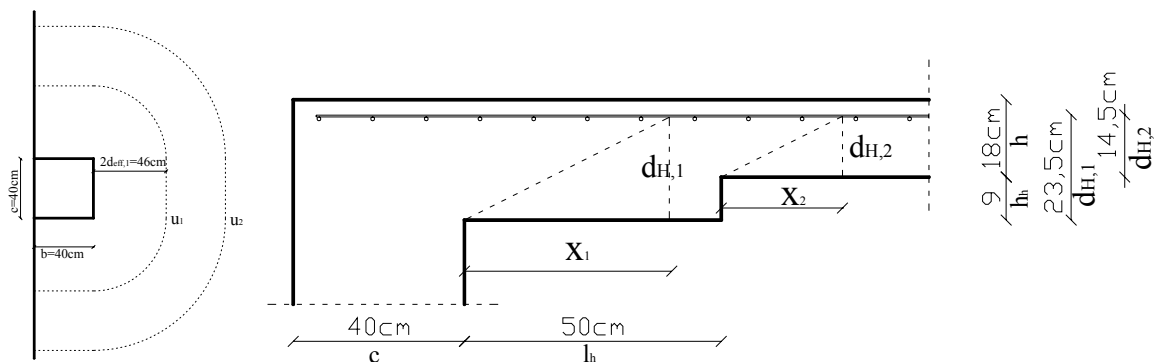
$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (v_{Ed} \leq v_{Rd,max})$$

6.4.3(2)

$$0,0310 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,0542 \frac{kN}{cm^2} \quad (0,0310 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,528 \frac{kN}{cm^2}) \longrightarrow Ok$$

Plošča nad kotnimi stebri je odporna na preboj.

5.5.3 Kontrola preboja ob robnih stebrih I2,I3,L2,L3,J1,K1,J4,K4



Slika 70 – Kontrolni prerezi vute in plošče nad robnimi stebri

Kontrola notranjega kontrolnega prereza

6.4.3

Strižna napetost v notranjem kritičnem prerezu

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (6.38)$$

$$v_{Ed} = 1,40 \cdot \frac{237 \text{ kN}}{265 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ cm}}$$

$$v_{Ed} = 0,0533 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Ed} = 237 \text{ kN} \quad \text{Osna sila v stebri.$$

$$\beta = 1,40 \quad \text{Priporočena vrednost za robni stebel}$$

Slika 6.21N

$$u_1 = 2b_{steb} + c_{steb} + 2\pi d_{H,1} = 3 \cdot 40 \text{ cm} + 2\pi \cdot 23,5 \text{ cm} = 268 \text{ cm}$$

$$d_{H,1} = 23,5 \text{ cm} \quad \text{Statična višina}$$

Projektna vrednost prebojne strižne odpornosti betona

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{\min} \quad (6.47)$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,93 \cdot (100 \cdot 0,0021 \cdot 30)^{1/3} \geq 0,510 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0,421 \text{ MPa} (\geq 0,510 \text{ MPa})$$

$$v_{Rd,c} = 0,0510 \text{ kN/cm}^2$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{235}} = 1,92 \xrightarrow{\leq 2,00} k = 1,92$$

Za vzdolžno armaturo prereza uporabljamo mreže Q503.

$$\rho_l = A_s / (b \cdot d_{H,1}) = 5,03 \text{ cm}^2 / (100 \text{ cm} \cdot 23,5 \text{ cm}) = 0,0021$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,92^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,510 \text{ MPa} \quad (6.3N)$$

$$v_{Rd,\max} = 0,5v_{fd} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,528 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola odpornosti proti preboju:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (v_{Ed} \leq v_{Rd,\max}) \quad 6.4.3(2)$$

$$0,0533 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,0510 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (0,0533 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,528 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}) \longrightarrow Ok$$

Zaradi majhnega odstopanja dejanske nosilnosti od potrebne nosilnosti, privzamemo, da ne pride do preboja.

Kontrola zunanjega kontrolnega prereza

Razdalja od čela vute do kritičnega prereza:

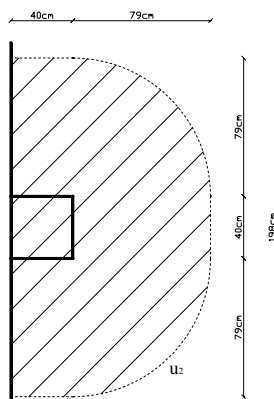
$$x_2 = 2d_{H,2} = 2 \cdot 14,5 \text{ cm} = 29 \text{ cm}$$

Dolžina zunanjega kritičnega obsega

$$u_2 = b_{steb} + 2c_{steb} + 2\pi(x_2 + l_h)$$

$$u_2 = 3 \cdot 40 \text{ cm} + \pi(29 \text{ cm} + 50 \text{ cm}) = 368 \text{ cm}$$

Celotno prebojno silo V_{Ed} lahko reduciramo za silo, ki jo povzroča obtežba na površini znotraj zunanjega kritičnega prereza.



Slika 71 – Določitev obtežbe znotraj zunanjega kritičnega obsega

$$A_{rdc} = 40 \text{ cm} \cdot 198 \text{ cm} + 40 \text{ cm} \cdot 79 \text{ cm} + \frac{1}{2} \pi \cdot (79 \text{ cm})^2 = 20900 \text{ cm}^2 = 2,09 \text{ m}^2$$

$$V_{Ed,rdc} = V_{Ed} - (g + q)_d A_{rdc} = 237 \text{ kN} - (1,35 \cdot 6,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 \cdot 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \cdot 2,09 \text{ m}^2 = 202 \text{ kN}$$

Strižna napetost v zunanjem kritičnem prerezu:

$$v_{Ed} = 1,40 \cdot \frac{202kN}{368cm \cdot 14,5cm}$$
$$v_{Ed} = 0,0530 \frac{kN}{cm^2}$$

Projektna vrednost prebojne strižne odpornosti betona

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad (6.47)$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 0,0035 \cdot 30)^{1/3} \geq 0,542MPa$$

$$v_{Rd,c} = 0,525MPa (\geq 0,542MPa)$$

$$v_{Rd,c} = 0,0542 \frac{kN}{cm^2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{145}} = 2,17 \xrightarrow{\leq 2,00} k = 2,00$$

Za vzdolžno armaturo prereza uporabljamo mreže Q503.

$$\rho_l = 5,03cm^2 / (100cm \cdot 14,5cm) = 0,0035$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,542MPa \quad (6.3N)$$

Kontrola odpornosti proti preboju:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} (v_{Ed} \leq v_{Rd,max}) \quad 6.4.3(2)$$

$$0,0530 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,0542 \frac{kN}{cm^2} \left(0,0530 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,528 \frac{kN}{cm^2} \right) \longrightarrow Ok$$

5.6 Armaturni detajli

Maksimalna razdalja med armaturnimi palicami:

9.3.1.1(3)

$$s_{max} = 3h (\leq 40,0cm)$$

$$s_{max} = 3 \cdot 18,0cm = 54,0cm (\leq 40,0cm)$$

$$s_{max} = 40,0cm$$

Minimalna armatura – plošča d=18cm :

9.2.1.1(1)

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_l d (\geq 0,0013b_l d) \quad (9.1N)$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{0,29 \text{ kN/cm}^2}{50,0 \text{ kN/cm}^2} 100 \text{ cm} \cdot 18 \text{ cm} (\geq 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 18 \text{ cm})$$

$$A_{s,\min} = 2,71 \cdot \text{cm}^2 (\geq 2,34 \text{ cm}^2)$$

Minimalna armatura – plošča d=27cm :

9.2.1.1(1)

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_i d (\geq 0,0013 b_i d)$$

(9.1N)

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{0,29 \text{ kN/cm}^2}{50,0 \text{ kN/cm}^2} 100 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm} (\geq 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm})$$

$$A_{s,\min} = 4,07 \text{ cm}^2 (\geq 3,51 \text{ cm}^2)$$

Koncentracija armature nad notranjimi stebri

Zgornja armatura površine $0,5 A_t$ (površina armature potrebna za prevzem celotnega negativnega momenta) mora biti postavljena na širino enako vsoti $0,125$ krat širina polja na obeh straneh stebra.

Armatura površine $12,0 \text{ cm}^2$ predstavlja 70% celotne površine A_t . Iščemo površino ki predstavlja 50% površine A_t .

$$A_{50\%} = \frac{0,50}{0,70} 12,0 \text{ cm}^2 = 8,57 \text{ cm}^2$$

Širina:

$$b = 0,125 \cdot b_{pas} = 0,125 \cdot 5 \text{ m} = 0,625 \text{ m}$$

Potrebna armatura:

$$A_{potrebna} = \frac{A_{50\%}}{2b} = \frac{8,57 \text{ cm}^2}{2 \cdot 0,625 \text{ m}} = 6,86 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

Sidrna dolžina v polju

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$$

$$l_{b,rqd} = (1,0 \text{ cm} / 4) (43,5 \text{ kN/cm}^2 / 0,30 \text{ kN/cm}^2)$$

$$l_{b,rqd} = 36,3 \text{ cm}$$

Mejna sprijemna napetost

8.4.2

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

(8.2)

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,133 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{bd} = 0,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ (dobre sprijemne lastnosti, } h=19,0\text{cm} \leq 25,0\text{cm)} \quad \text{Slika 8.2 (b)}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ (} \phi = 1,0\text{cm} \leq 3,2\text{cm)}$$

Druge vrednosti:

$$\phi = 1,0\text{cm} \text{ (maksimalni premer armaturnih palic v mrežah)}$$

$$\sigma_{sd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2 \text{ (največja napetost v mrežah)}$$

Računska sidrna dolžina

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} (\geq l_{0,\min})$$

$$l_0 = 1^4 \cdot 1,5 \cdot 36,3\text{cm} (\geq 20,0\text{cm})$$

$$l_0 = 54,5\text{cm} \approx 55\text{cm}$$

$$\alpha_{1,2,3,5} = 1 \text{ (konzervativna vrednost)}$$

Razpredelnica 8.2

$$\alpha_6 = 1,5 \text{ (več kot 50\% armature je sidrane na tem mestu)}$$

Razpredelnica 8.3

$$l_{0,\min} > \max \{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 20,0\text{cm}\}$$

$$l_{0,\min} > \max \{0,3 \cdot 36,3\text{cm}; 15 \cdot 1,0; 20,0\text{cm}\}$$

$$l_{0,\min} > \max \{10,9\text{cm}; 15,0\text{cm}; 20,0\text{cm}\}$$

$$l_{0,\min} = 20,0\text{cm}$$

Sidrna dolžina nad stebri

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd})$$

$$l_{b,rqd} = (1,0\text{cm} / 4) (43,5 \text{ kN/cm}^2 / 0,21 \text{ kN/cm}^2)$$

$$l_{b,rqd} = 51,8$$

Mejna sprijemna napetost

8.4.2

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (8.2)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 0,133 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{bd} = 0,21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\eta_1 = 0,7 \text{ (slabe sprijemne lastnosti, } h=27,0\text{cm} \geq 25,0\text{cm)} \text{ Slika 8.2 (b)}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ (} \phi = 1,0\text{cm} \leq 3,2\text{cm)}$$

Ostale vrednosti:

$$\phi = 1,0\text{cm} \text{ (največji premer palic v mrežah)}$$

$$\sigma_{sd} = 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Sidrna dolžina

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} (\geq l_{0,\min})$$

$$l_0 = 1^4 \cdot 1,5 \cdot 51,8\text{cm} (\geq 20,0\text{cm})$$

$$l_0 = 77,7\text{cm} \approx 80\text{cm}$$

$$\alpha_{1,2,3,5} = 1 \text{ (konzervativne vrednosti)}$$

Razpredelnica 8.2

$$\alpha_6 = 1,5 \text{ (več kot 50\% armature je sidrane)}$$

Razpredelnica 8.3

Sidrna dolžina sekundarne armature

8.7.5.2

Največji premer armature je 1,00cm.

Sidrna dolžina : 35,0cm ($\phi = 1,00\text{cm}$)

Razpredelnica 8.4

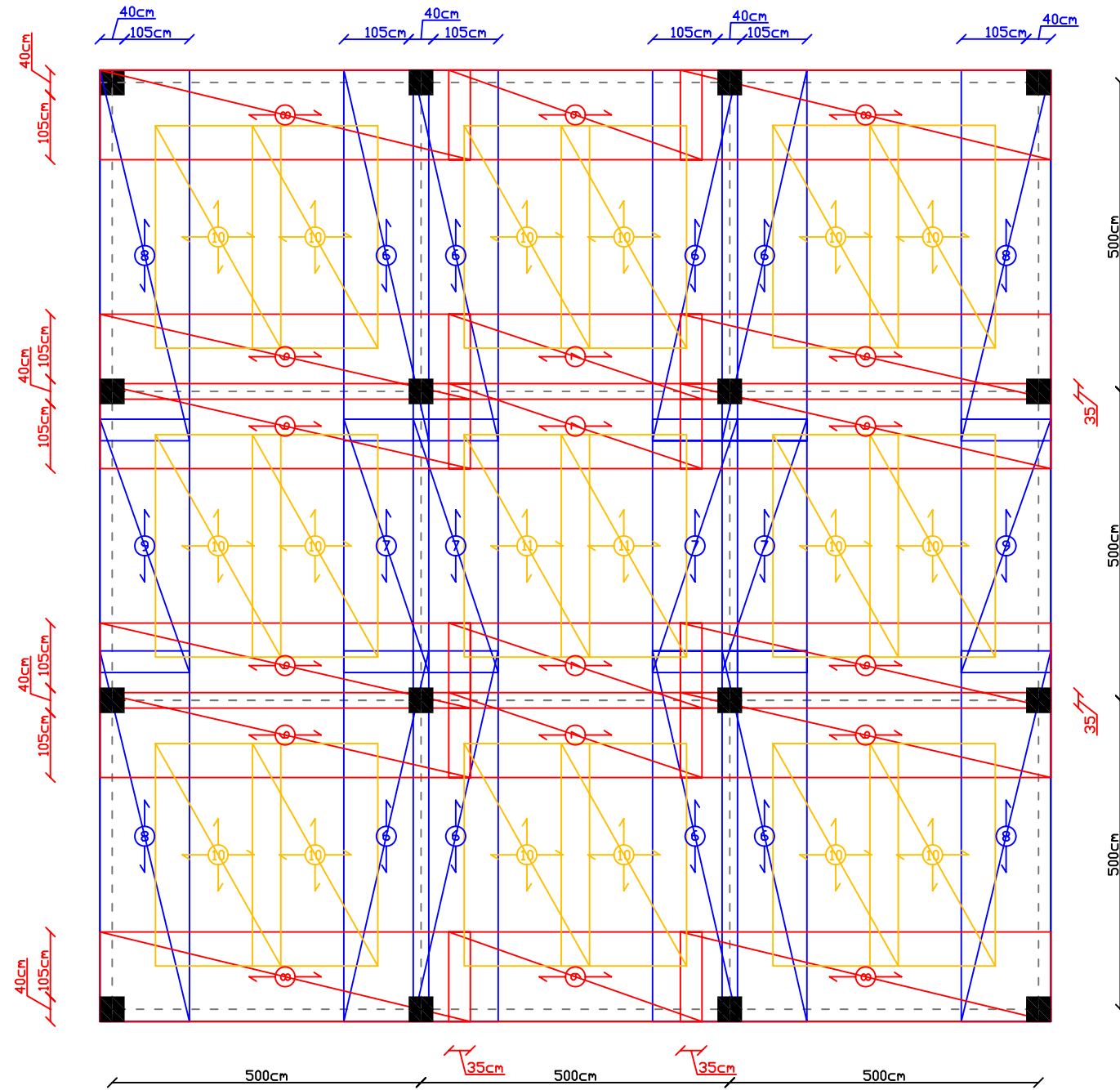
5.7 Armaturne načrti

Preglednica 26 – Negativna armatura

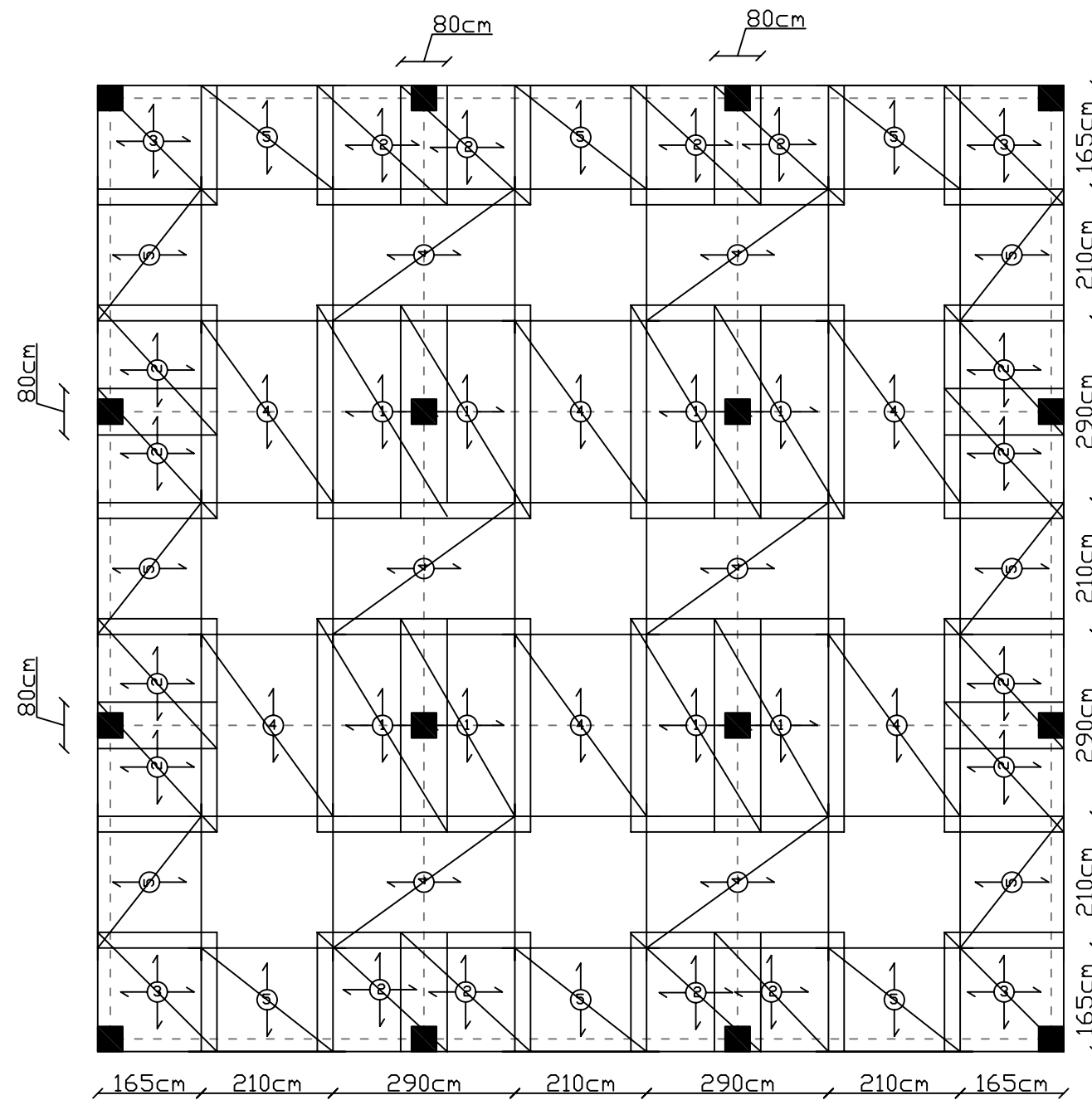
| Mreža | Lx [m] | Ly [m] | Mreže | Število |
|-------|--------|--------|-------|---------|
| 1 | 3,4 | 2,1 | Q785 | 8 |
| 2 | 2,1 | 1,9 | Q503 | 16 |
| 3 | 1,9 | 1,9 | Q385 | 4 |
| 4 | 2,9 | 2,1 | R385 | 12 |
| 5 | 2,1 | 1,65 | R283 | 12 |

Preglednica 27 – Pozitivna armatura

| Mreža | Lx [m] | Ly [m] | Mreže | Število |
|-------|--------|--------|-------|---------|
| 6 | 6,0 | 1,4 | R524 | 16 |
| 7 | 4,1 | 1,4 | R424 | 8 |
| 8 | 6,0 | 1,45 | R454 | 8 |
| 9 | 4,1 | 1,45 | R454 | 4 |
| 10 | 3,6 | 2,05 | Q335 | 16 |
| 11 | 3,6 | 2,05 | Q283 | 2 |



| |
|--------------------------------------|
| Armaturni načrt - Pozitivna armatura |
| Beton C30/37 |
| Jeklo S500 |
| Merilo 1:100 |



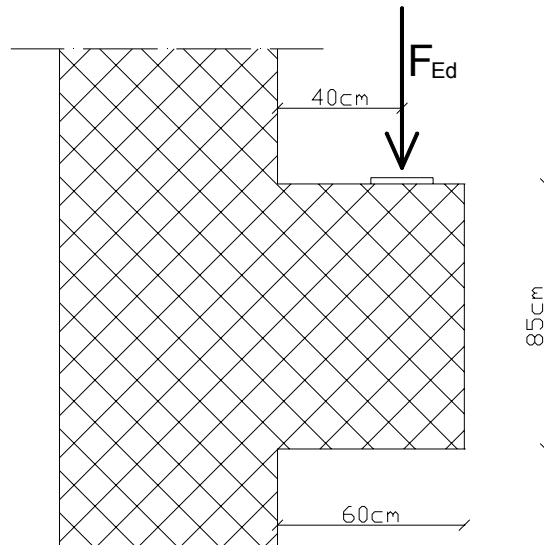
Vsi preklopi, kateri niso označeni na sliki so velikosti 35cm.

| |
|--------------------------------------|
| Armaturni načrt - negativna armatura |
| Beton C30/37 |
| Jeklo S500 |
| Merilo 1:100 |

6 KRATKA KONZOLA

6.1 Podatki o konstrukcijskem elementu

| | |
|-------|--------|
| Beton | C30/37 |
| Jeklo | S500 |



Slika 72 - Kratka konzola

Širina kratke konzole $b = 30\text{cm}$

6.1.1 Obtežba

Karakteristične vrednosti obtežbe

$$F_{gk} = 200\text{kN}$$

$$F_{qk} = 300\text{kN}$$

Projektna vrednost obtežbe

$$F_{Ed} = 1,35 \cdot F_{gk} + 1,5 \cdot F_{qk}$$

$$F_{Ed} = 1,35 \cdot 200\text{kN} + 1,5 \cdot 300\text{kN}$$

$$F_{Ed} = 720\text{kN}$$

6.1.2 Karakteristike materialov

Beton C30/37

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

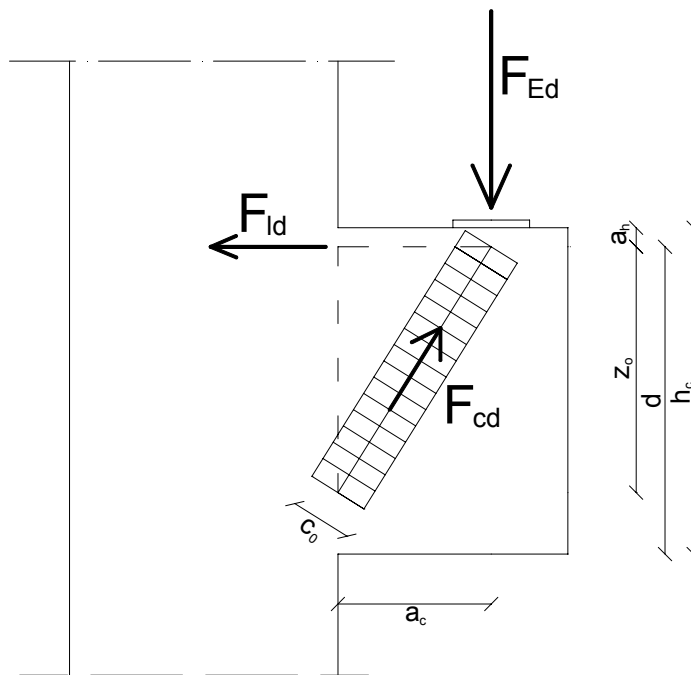
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3,0 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 2,00 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.15)$$

Jeklo S500

$$f_{yk} = 50,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{50,0 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

6.2 Določitev upogibne armature



Slika 73 - Računski model kratke konzole

Ročica notranjih sil

$$z_0 = 0,8d$$

Natezna sila v upogibni armaturi

$$F_{ld} = \frac{F_{Ed} \cdot a_c}{z_0} = \frac{F_{Ed} \cdot a_c}{0,8d}$$

Potrebna natezna armatura

$$A_s = \frac{F_{ld}}{f_{yd}}$$

V obravnavanem primeru

Težišče armature je postavljeno 5cm od roba betona.

$$a_h = 5cm$$

Statična višina kratke konzole

$$d = h_c - a_h = 85cm - 5cm = 80cm$$

Ročica notranjih sil

$$z_0 = 0,8d = 0,8 \cdot 80 = 64cm$$

Natezna sila v upogibni armaturi

$$F_{ld} = \frac{F_{Ed} \cdot a_c}{0,8d} = \frac{720kN \cdot 40cm}{0,8 \cdot 80cm} = 450kN$$

Potrebna upogibna armatura

$$A_s = \frac{F_{ld}}{f_{yd}} = \frac{450kN}{43,5 \frac{kN}{cm^2}} = 10,3cm^2$$

Uporabimo upogibno armaturo $4\phi 20$ ($A_{s,main} = 12,6cm^2$).

6.3 Kontrola strižne nosilnosti

Pri kratkih konzolah pri katerih deluje obtežba na zgornji strani na oddaljenosti

$0,5d \leq a_c \leq 2d$ od roba podpore lahko prispevek te obtežbe k prečni sili V_{Ed} zmanjšamo z

$$\beta = a_c / 2d . \tag{6.2.2(6)}$$

Prečna sila v kratki konzoli:

$$V_{Ed} = F_{Ed} = 720kN$$

Ker je obtežba oddaljena 40cm od čela stebra velja $0,5d \leq a_c \leq 2d$ ($40cm \leq 40cm \leq 160cm$),

torej lahko prečno silo reduciramo z β .

$$\beta = a_v / 2d = 40cm / (2 \cdot 80cm) = 0,25$$

Reducirana prečna sila

$$V_{Ed,rdc} = \beta V_{Ed} = 0,25 \cdot 720kN = 180kN$$

Odpornost konzole na prečno silo:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,51 \cdot (100 \cdot 0,00429 \cdot 30 \text{MPa})^{1/3}] \cdot 300 \text{mm} \cdot 800 \text{mm} = 102000 \text{N} = 102 \text{kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{800}} = 1,50 \quad (\leq 2.0)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{10,3 \text{cm}^2}{30,0 \text{cm} \cdot 80,0 \text{cm}} = 0,00429 \quad (\leq 0,02)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$k_1 = 0,15$ - priporočena vrednost

Minimalna vrednost za strižno nosilnost betona

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,50^{3/2} \cdot (30 \text{MPa})^{1/2} = 0,352$$

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

$$V_{Rd,c} = (0,352 + 0) \cdot 300 \text{mm} \cdot 800 \text{mm} = 84500 \text{N} = 84,5 \text{kN}$$

Projektna vrednost strižne nosilnosti

$$V_{Rd,c} = 102 \text{kN} \leq V_{Ed,Rdc} = 180 \text{kN} \rightarrow \text{potrebna je strižna armatura}$$

Potrebna strižna armatura: 6.2.3(8)

$$V_{Ed,rdc} \leq A_{sw} f_{ywd} \sin(\alpha) \quad (6.19)$$

Iz enačbe (6.19) izpostavimo potrebno strižno armaturo. Kot med vzdolžno in strižno armaturo je enak 90° , tako da velja $\sin(\alpha) = 1$.

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed,rdc}}{f_{ywd}} = \frac{180 \text{kN}}{43,5 \text{ kN/cm}^2} = 4,2 \text{cm}^2$$

Celotna strižna armatura mora biti postavljena na dolžini $0,75a_c$ med točko obtežbe in čelom stebra. Uporabimo tri dvostrizna stremena premera $\phi 10/10 \text{cm}$, ki so postavljena na dolžini 30cm ($= 0,75 \cdot 40 \text{cm}$).

$$A_{sw,dej} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 10^2}{4} \cdot 3 \text{kos} = 4,70 \text{cm}^2$$

Dejanska nosilnost stremen

$$V_{Rd,s} = A_{sw} f_{ywd} = 4,70 \text{cm}^2 \cdot 43,5 \text{ kN/cm}^2 = 204 \text{kN}$$

Maksimalna strižna sila, ki jo določa najvišja nosilnost betonske tlačne diagonale

$$V_{Rd,max} = 0,5b_w d v f_{cd} \quad (6.5)$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot 30\text{cm} \cdot 80\text{cm} \cdot 0,528 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1270\text{kN}$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528$$

Kontrola nosilnosti prereza

$$V_{Ed,rdc} \leq V_{Rd,s} \quad (V_{Ed} \leq V_{Rd,max})$$

$$180\text{kN} \leq 204\text{kN} \quad (720\text{kN} \leq 1270\text{kN})$$

Uporabimo stremena $\phi^{10} / 10\text{cm}$.

6.4 Sidrna dolžina

Spodnja vrednost natezne trdnosti betona (5% fraktila, $f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm}$)

$$f_{ctk,0,05} = 0,20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tab. 3.1

Projektna natezna trdnost

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / 1,5 = 0,133 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

3.1.6 (1)P

Sidrna dolžina glavne armature

Računska napetost v palicah:

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{ld}}{A_s} = \frac{450\text{kN}}{12,6\text{cm}^2} = 35,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

9.2.1.4(2)

Glavna armatura: 4 palice $\phi 20$ mm ($A_s = 12,6\text{cm}^2$).

Mejna sprijemna napetost

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2 f_{ctd} \quad (8.2)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,133 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,299 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$\eta_1 = 1.0$ (dobre sprijemne lastnosti – Slika 8.2a)

$\eta_2 = 1.0$ ($\phi = 2,0\text{cm}$; $\phi \leq 3,2\text{cm}$)

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (8.3)$$

$$l_{b,rqd} = (2,0\text{cm} / 4) (35,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} / 0,299 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}) = 60,0\text{cm}$$

Projektna vrednost dolžine sidranja

Za vse α vrednosti vzamemo konzervativno vrednost 1,0.

$$l_{bd} = \alpha_i \cdot l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 60,0cm$$

$$l_{bd} = 60cm$$

Dolžina sidranja mora zadostovati naslednjemu pogoju:

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 10cm\} \quad (8.6)$$

$$l_{b,min} > \max\{0,3 \cdot 60cm; 10 \cdot 2,0cm; 10cm\}$$

$$l_{b,min} = 20,0cm$$

torej

$$\underline{\underline{l_{bd} = 60,0cm}}$$

6.5 Določitev konstruktivne armature:

V kolikor je razmerje med a_c / h_c manjši od 0,5 moramo vgraditi horizontalno armaturo $A_{s,lnk}$

po celotnem volumnu kratke konzole. Dodatek J.3 (2)

$$A_{s,lnk} = 0,25A_{s,main} \quad \text{ter} \quad \Sigma A_{s,lnk} = A_{s,main}$$

V kolikor je razmerje med a_c / h_c večje od 0,5 in $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ moramo vgraditi vertikalno strižno

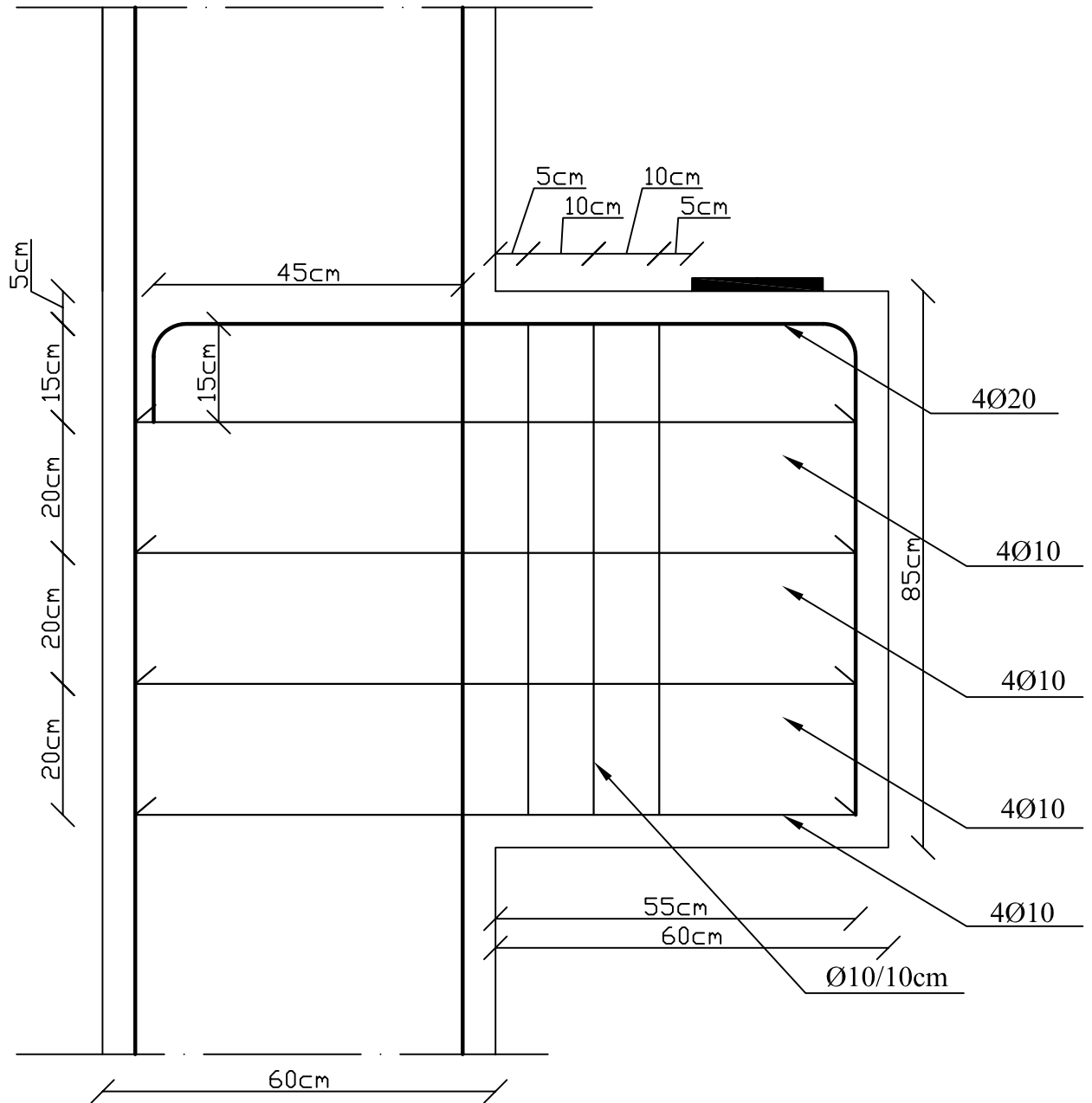
armaturo $A_{s,lnk} = 0,5 \cdot F_{Ed} / f_{yd}$ Dodatek J.3 (3)

V našem primeru je razmerje med a_c / h_c manjše od 0,5, torej vgradimo horizontalno armaturo ter vertikalno strižno armaturo za prenos prečnih sil.

$$A_{s,lnk} = 0,25 \cdot 12,6cm^2 = 3,15cm^2$$

Osvojimo $4\phi 10$ ($A_{s,lnk} = 3,15cm^2$)

6.6 Armaturni načrt



| |
|----------------------------------|
| Armaturni načrt - Kratka konzola |
| Beton C30/37 |
| Jeklo S500 |
| Merilo 1:10 |

7 ZAKLJUČEK

Trenutno veljavna verzija standarda Evrokod 2 temelji na enakih principih kot predhodne verzije, vendar so nekatera določila bistveno spremenjena. Glede na to, da je v literaturi razmeroma malo primerov, smo v diplomski nalogi naredili nekaj primerov projektiranja tipičnih konstrukcijskih elementov v armiranobetonskih stavbah, upoštevajoč zadnjo verzijo EC2 (EN 1992-1-1 2004). V nadaljevanju podajamo nekaj ugotovitev glede zadnje verzije standarda in sicer za vsak obravnavani primer posebej. Podano je tudi nekaj komentarjev k analizi primerov, ki niso strogo vezani na standard EC2.

7.1 Kontinuirni nosilec s prečnim prerezom T oblike

Pri projektiranju prvega primera smo ugotovili, da zadnja verzija standarda v primerjavi s predhodnimi vsebuje dve pomembni spremembi, ki lahko bistveno vplivata na količino upogibne in strižne armature.

Za faktor $\alpha = 0,85$, s katerim je v prejšnjih verzijah EC2 reducirana projektna tlačna trdnost za primer dolgotrajnih vplivov, je v novi verziji priporočena vrednost 1. Posledično je lahko količina upogibna armature manjša še zlasti v elementih z velikimi osnimi silami.

Pri določitvi strižne armature v prerezu je postopek ostal nespremenjen v primeru, ko v prerezu ne potrebujemo strižne armature (strižna nosilnost betonskega dela prereza zadošča za prevzem prečnih sil). Prerez se armira samo z minimalno strižno armaturo. V kolikor pa strižna nosilnost betonskega dela prereza ne zadošča, je potrebno prevzeti celotno prečno silo le s strižno armaturo. Z drugimi besedami, strižno nosilnost betonskega dela prereza v tem primeru moramo zanemariti.

Pri določitvi strižne armature nam standard dovoljuje (tako kot doslej) izbiro naklona tlačne diagonale (kot tlačne diagonale glede na os nosilca je lahko med 22° do 45°). V prikazanem primeru smo upoštevali klasično teorijo oziroma smo upoštevali naklonski kot 45° . V primeru, da bi izbrali manjši kot tlačne diagonale bi vplive v gredi prerezporedili. V splošnem bi dobili nekaj manj strižne armature, in nekaj več upogibne armature. Manjši naklonski kot

lahko predpostavimo tam kjer so prečne sile velike in je količina prečne armature zaradi tega velika.

Kadar pri projektiranju upoštevamo EC2 moramo obvezno preveriti tudi mejna stanja uporabnosti, oziroma moramo ugotoviti kakšna je maksimalna pričakovana širina razpok in velikost pomikov. V teh kontrolah upoštevamo navidezno stalne kombinacije obtežb. V kolikor zagotovimo ustrezno količino armature, direktna kontrola razpok ni potrebna. Tudi, če zagotovimo ustrezno razmerje višine prereza in razpona se izognemo direktni kontroli upogibov. Z bolj natančnim računom v skladu z EC2 smo ugotovili, da v standardnih primerih, kot je npr. obravnavana greda, poenostavljeni postopki kontrole zagotavljajo, da ne bo presežena dovoljena širina razpok, oziroma maksimalni dovoljeni pomik

7.2 Vitek steber

Standard EC2 določa, da ko je presežena mejna vrednost vitkosti je pri projektiranju potrebno upoštevati vplive drugega reda. Mejna vrednost je definirana v funkciji velikosti osne sile, lezenja, količine armature in razmerja momentov na konceh stebra. Standard za analizo posameznih stebrov dovoljuje uporabo treh metod, s katerimi upoštevamo vpliv vitkosti na notranje sile: splošno metodo, metodo nazivnih togosti ter metodo nazivnih ukrivljenosti. V nalogi smo uporabili zadnji dve – poenostavljeni metodi. Ugotovili smo, da je metoda nazivnih togosti bolj enostavna, vendar je lahko bolj konzervativna kot metoda nazivne ukrivljenosti.

7.3 Plošča, podprta z gredami in armiranobetonski okvir

Pri določanju armature v ploščah, podprtih z okviri, nismo opazili nobenih posebnosti v primerjavi s prejšnjimi verzijami, oziroma dosedanja prakso. Pri projektiranju okvira, pa smo opazili, da so v originalnem predlogu EC2 minimalne zahteve po armaturi v stebrih nedopustno reducirane (v primerjavi s prejšnjimi verzijami in trenutno prakso), kar je popravljeno v Nacionalnem dodatku, ki v teh primerih postavlja ostrejša kriterije, kot so postavljeni v originalnem besedilu standarda. Postopki za določitev armature v armaturnem členu se ne razlikujejo bistveno od dosedaj veljavnih.

Pri analizi vplivov v plošči smo upoštevali različne preglednice, ene, ki temeljijo na teoriji elastičnosti in druge, v katerih je upoštevano, da po razpokanju betona nastopi

prerazporeditev vplivov v sosednje manj obremenjene prereze, kakor tudi to, da so robni pogoji pri stalni in spremenljivi obtežbi lahko različni. Rezultate analiz z različnimi preglednicami smo primerjali z rezultati analize s programom SAP2000. Pri analizi s programom smo upoštevali dva primera: a) ploščo podprto s togimi prečkami in b) ploščo podprto s prečkami dejanskih dimenzij. Rezultati, določeni s preglednicami (ki temeljijo na teoriji elastičnosti) in s programom se ne razlikujejo bistveno. Vplivi določeni po preglednicah iz literature (Nislon, Winter, 1998) so pričakovano nekoliko manjši, saj kot je bilo povedano upoštevajo prerazporeditve vplivov iz bolj v manj obremenjene prereze. Ugotovili smo, da podajnost prečk ne vpliva bistveno na rezultate analize.

7.4 Gobasta plošča

Na primeru je pokazana kontrola preboja stebra v gobasti plošči in ukrepi za njegovo preprečitev. V obravnavanem primeru smo se odločili za ojačitev prereza z vutami na celotnem obsegu, kjer je obstajala nevarnost preboja.

7.5 Kratka konzola

Prikazan je primer kratke konzole, kjer strižna nosilnost betonskega dela prereza ni zadoščala za prevzem prečnih sil. Zato je bilo potrebno dodati strižno armaturo, ki smo jo v skladu z EC2 postavili razdalji enaki trem četrtinam razdalje med točkovno silo in čelom stebra.

VIRI

Ačanski V., Aćić M., Folić R., et al., 1991. Beton i armirani beton – 1 Priručnik. Beograd, Građevinska knjiga: 770 str.

Aćić M., Alendear V., Marinković S., et al. 1991. Beton i armirani beton - 2 Prilozi. Beograd, Građevinska knjiga: 702 str.

Bajić D., Ostojić D. 1984. Zbirka rešenih ispitnih zadataka iz betonskih konstrukcija. Beograd, Gradjevinski fakultet u Beogradu, Inštitut za materijale i konstrukcije: 197 str.

Fischinger M., Isaković T., Marolt V., Sočan S. 1993. DIAS : programski sistem za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih stavb : priročnik za verzijo 1.0. Ljubljana, FAGG, Oddelek za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo

Nislon A.H., Winter G. 1998. Design of Concrete Structures. Singapore, McGraw-Hill Book Company, 3rd print: 730 str.

O'Brein E.J., Dixon A.S. 1995. Reinforced and Prestressed Concrete Design, The Complete Process. Essex, England, Longman Group Limited: 492str.

Rogač R., Saje F., Lozej M. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, FAGG: 361str.

Wilson E. 2004: Static and dynamic analysis of structures, Computer and structures inc., Barkeley, CA

EN 1992-1-1 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. December 2004.

SIST EN 1990 2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij: 2004.

SIST EN 1991-1-1 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije. Del 1-1: Splošni vplivi –
Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb: 2004

SIST EN Nacionalni dodatek k SIST EN 1991-1-1: 2004

PRILOGA A – PRILOGA K PRIMERU »KONTINUIRNI NOSILEC S PREČNIM PREREZOM T OBLIKE«

A.1 Natančna določitev maksimalnega upogibnega momenta

Maksimalni upogibni moment na polju l_1 – prerez D:

$$M_{D,Ed} = \gamma_{g,sup} M_{D,Ek,g}^{(1)} + \gamma_{q,sup} M_{D,Ek,q}^{(3)}$$
$$M_{D,Ed} = 1,35 * 201,45kNm + 1,5 * 323,21kNm$$
$$M_{D,Ed} = 756,77kNm$$

Določanje pozicije prereza D:

$$x_{max} = \frac{V_{A,Ed}}{(g+q)_d} = \frac{362,72kN}{86,93kN/m} = 4,173m$$

$$V_{A,Ed} = \gamma_{g,sup} V_{A,Ek,g}^{(1)} + \gamma_{q,sup} V_{A,Ek,q}^{(3)} = 1,35 * 101,48kN + 1,5 * 150,48kN = 362,72kN$$
$$(g+q)_d = \gamma_{g,sup} g + \gamma_{q,sup} q = 1,35 * 25,5kN/m + 1,5 * 35,0kN/m = 86,93kN/m$$

Upogibni moment – karakteristična vrednost – lastna teža (g)

$$M_{D,Ek,g}^{(1)} = V_{A,Ek,g}^{(1)} x_{max} - \frac{g_k * (x_{max})^2}{2}$$
$$M_{D,Ek,g}^{(1)} = 101,48kN * 4,173m - \frac{25,5kN/m * (4,173m)^2}{2} = 201,45kNm$$

Upogibni moment – karakteristična vrednost – koristna obtežba (q)

$$M_{D,Ek,q}^{(3)} = V_{A,Ek,q}^{(3)} x_{max} - \frac{q_k * (x_{max})^2}{2}$$
$$M_{D,Ek,q}^{(3)} = 150,48kN * 4,173m - \frac{35,0kN/m * (4,173m)^2}{2} = 323,21kNm$$

Maksimalni upogibni moment na polju l_2 – prerez E:

$$M_{E,Ed} = \gamma_{g,sup} M_{E,Ek,g}^{(1)} + \gamma_{q,sup} M_{E,Ek,q}^{(4)}$$
$$M_{E,Ed} = 1,35 * 77,45kNm + 1,5 * 204,16kNm$$
$$M_{E,Ed} = 410,80kNm$$

Določanje pozicije prereza E:

$$x_{max} = \frac{V_{C,Ed}}{(g+q)_d} = \frac{267,24kN}{86,93kN/m} = 3,074m$$

$$V_{C,Ed} = \gamma_{g,sup} V_{C,Ek,g}^{(1)} + \gamma_{q,sup} V_{C,Ek,q}^{(4)} = 1,35 * 64,39kN + 1,5 * 120,21kN = 267,24kN$$
$$(g+q)_d = \gamma_{g,sup} g + \gamma_{q,sup} q = 86,93kN/m$$

Upogibni moment – karakteristična vrednost – lastna teža (g)

$$M_{E,Ek,g}^{(1)} = V_{C,Ek,g}^{(1)} x_{\max} - \frac{g_k * (x_{\max})^2}{2}$$

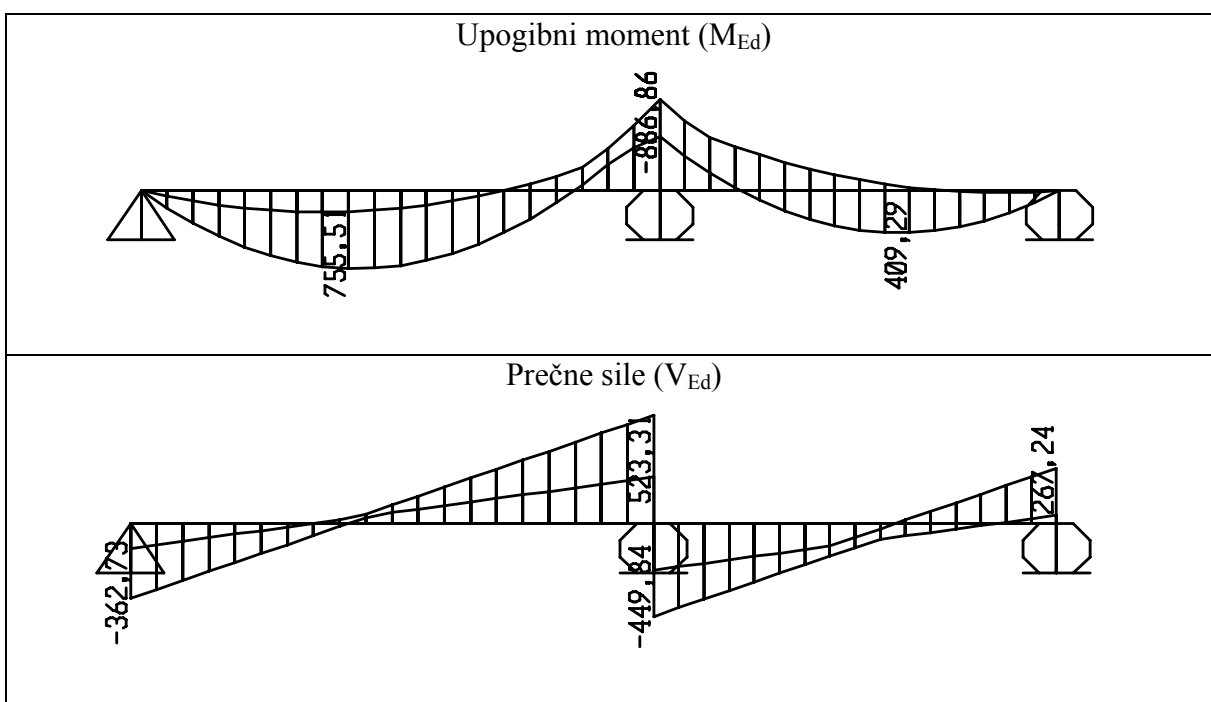
$$M_{E,Ek,g}^{(1)} = 64,39kN * 3,074m - \frac{25,5kN/m * (3,074m)^2}{2} = \underline{77,45kN}$$

Upogibni moment – karakteristična vrednost – koristna obtežba (q)

$$M_{E,Ek,q}^{(4)} = V_{C,Ek,q}^{(4)} x_{\max} - \frac{q_k * (x_{\max})^2}{2}$$

$$M_{E,Ek,q}^{(4)} = 120,21kN * 3,074m - \frac{35,0kN/m * (3,074m)^2}{2} = \underline{204,16kN}$$

Notranje sile določene s programom SAP2000



A.2 Alternativni način za kombiniranje notranjih sil

Večje izmed:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{EN1990 6.4.3.2(3) (6.10a)}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{EN1990 6.4.3.2(3) (6.10b)}$$

$$\psi_{0,1} = 0,7 \quad (\text{trgovinski objekt, EN 1990, aneks A1})$$

$$\xi = 0,85 \quad (\text{EN 1990, aneks A1})$$

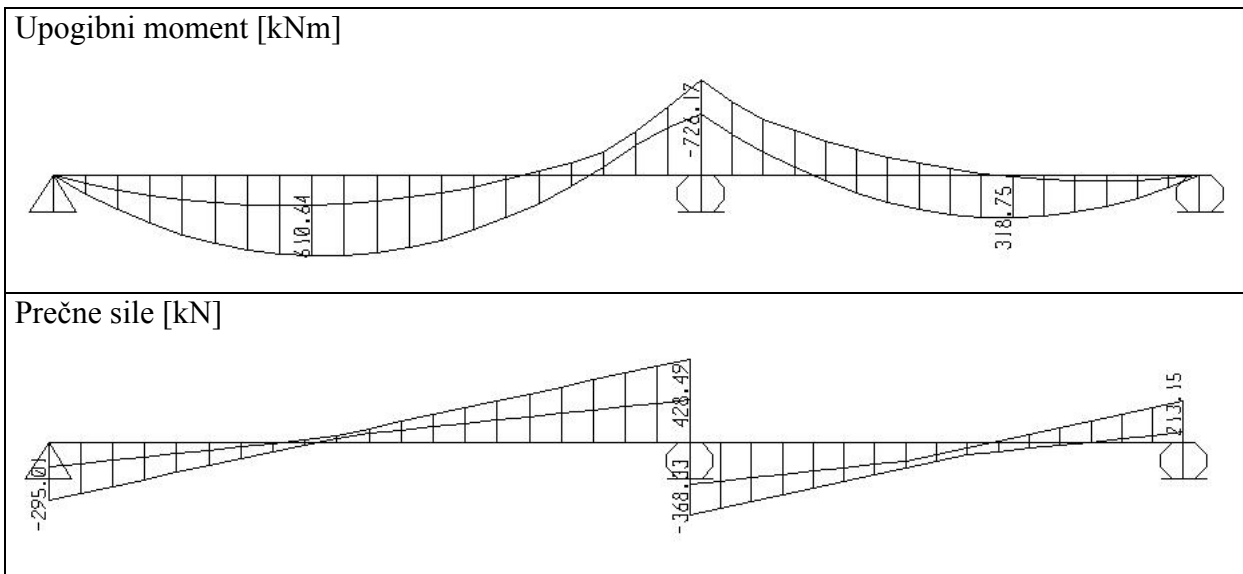
Notranje sile določene po metodi 6.10a

$$M_{B,Ed} = \gamma_{g,sup} M_{B,Ek,g}^{(1)} + \gamma_{q,sup} \psi_{0,1} M_{B,Ek,q}^{(2)}$$

$$M_{B,Ed} = 1,35 * 260,17 kNm + 1,5 * 0,7 * 357,09 kNm$$

$$M_{B,Ed} = 726,17 Nm$$

Ostale notranje sile so izračunane po enakem postopku:



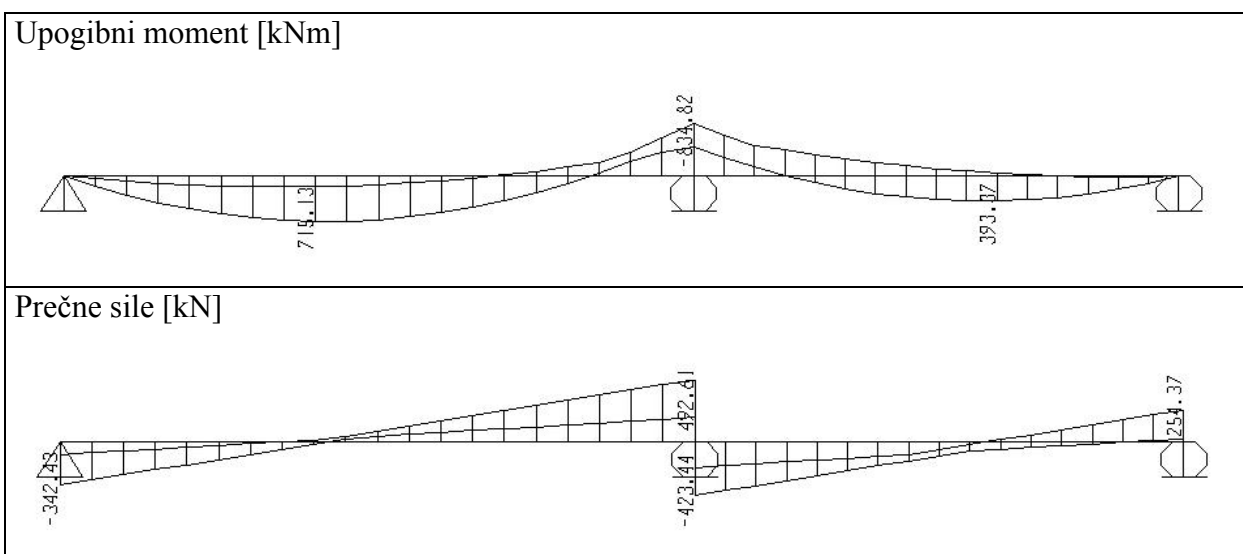
Notranje sile določene po metodi 6.10b

$$M_{B,Ed} = \xi \gamma_{g,sup} M_{B,Ek,g}^{(1)} + \gamma_{q,sup} M_{B,Ek,q}^{(2)}$$

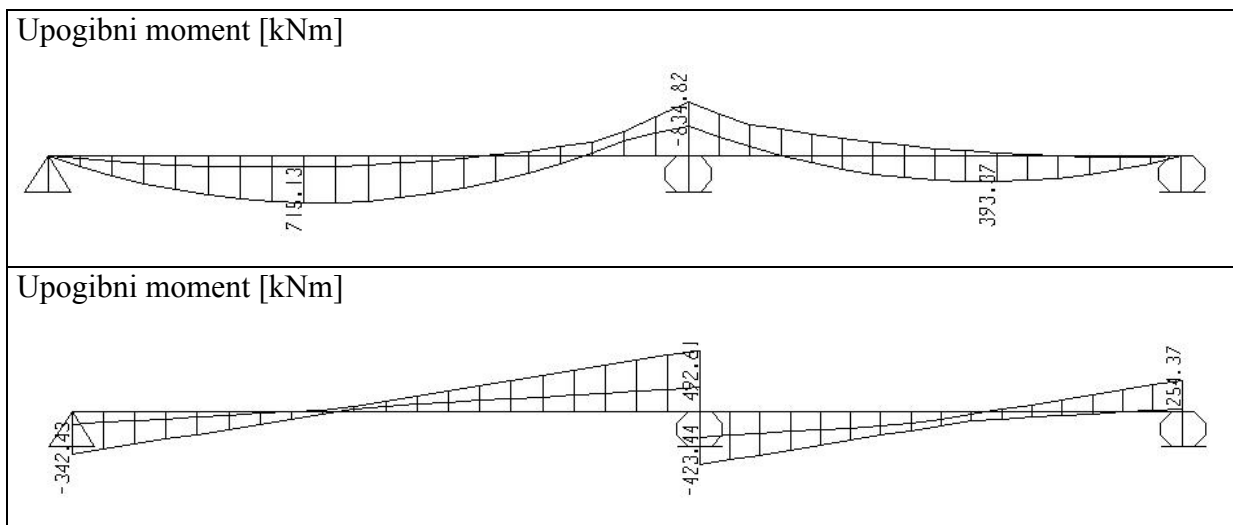
$$M_{B,Ed} = 0,85 * 1,35 * 260,17 kNm + 1,5 * 357,09 kNm$$

$$M_{B,Ed} = 835 kNm$$

Ostale notranje sile so izračunane po enakem postopku:



Kombinacija notranjih sil določena po metodi 6.10a in 6.10b



Primerjava notranjih sil določenih po metodi 6.10a ter 6.10b

| Prerez | 6.10a | | 6.10b | |
|--------|----------------|---------------|----------------|---------------|
| | M_{Ed} [kNm] | V_{Ed} [kN] | M_{Ed} [kNm] | V_{Ed} [kN] |
| A | | 295 | | 342 |
| B | 726 | 429 | -835 | 493 |
| C | | 213 | | 254 |
| D | 610 | | 715 | |
| E | 318 | | 393 | |

Razlike med kombinacijami notranjih sil določenih po metodah 6.10 in 6.10ab

Kombinacija 6.10ab je definirana kot večja vrednost izmed 6.10a ter 6.10b

| Prerez | 6.10 | | 6.10ab | |
|--------|----------------|---------------|----------------|---------------|
| | M_{Ed} [kNm] | V_{Ed} [kN] | M_{Ed} [kNm] | V_{Ed} [kN] |
| A | | 363 | | 342 |
| B | 887 | 523 | -835 | 493 |
| C | | 267 | | 254 |
| D | 757 | | 715 | |
| E | 411 | | 393 | |

A.3 Sidrne dolžine

Sidrna dolžina za mreže

Maksimalna računsko napetost v mrežah Q385:

$$\sigma_{sd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

Mejna sprijemna napetost

8.4.2

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd}$$

(8.2)

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,12 \text{ kN/cm}^2 = 0,27 \text{ kN/cm}^2$$

$\eta_1 = 1.0$ (Dobre sprijemne lastnosti – Slika 8.2)

$\eta_2 = 1.0$ ($\phi = 0,7 \text{ cm}$; $\phi \leq 3,2 \text{ cm}$)

$$f_{ctk,0,05} = 0,18 \text{ kN/cm}^2, f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,18 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 0,12 \text{ kN/cm}^2$$

Osnovna sidrna dolžina

8.4.3

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4)(\sigma_{sd} / f_{bd})$$

(8.3)

$$l_{b,rqd} = (0,7 \text{ cm} / 4)(43,5 \text{ kN/cm}^2 / 0,27 \text{ kN/cm}^2) = 28 \text{ cm}$$

Projektna vrednost dolžine sidranja (za vse α vzamemo konzervativne vrednosti 1,0)

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = 28,0 \text{ cm}$$

$$l_{bd} \approx 30 \text{ cm}$$

Dolžina sidranja mora zadostovati naslednjemu pogoju:

$$l_{b,\min} > \max \{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 10 \text{ cm}\}$$

(8.6)

$$l_{b,\min} > \max \{0,3 \cdot 28 \text{ cm}; 10 \cdot 0,7 \text{ cm}; 10 \text{ cm}\}$$

$$l_{b,\min} = 10,0 \text{ cm}$$

torej

$$\underline{\underline{l_{bd} = 30,0 \text{ cm}}}$$

Sidrna dolžina za palice v stebru $\phi 14$

Maksimalna računsko napetost v palicah:

$$\sigma_{sd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

Mejna sprijemna napetost

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd}$$

(8.2)

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,12 \frac{kN}{cm^2} = 0,27 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ (Dobre sprijemne lastnosti – Slika 8.2)}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ (}\phi = 1,4cm ; \phi \leq 3,2cm\text{)}$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,18 \frac{kN}{cm^2}, f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,18 \frac{kN}{cm^2} / 1,5 = 0,12 \frac{kN}{cm^2}$$

Osnovna sidrna dolžina

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4)(\sigma_{sd} / f_{bd}) \tag{8.3}$$

$$l_{b,rqd} = (1,4cm / 4)(43,5 \frac{kN}{cm^2} / 0,27 \frac{kN}{cm^2}) = 56cm$$

Projektna vrednost dolžine sidranja (za vse α vzamemo konzervativne vrednosti 1,0)

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = 56,0cm$$

$$l_{bd} \approx 60cm$$

Dolžina sidranja mora zadostovati naslednjemu pogoju:

$$l_{b,min} > \max \{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 10cm\} \tag{8.6}$$

$$l_{b,min} > \max \{0,3 \cdot 56cm; 10 \cdot 1,4cm; 10cm\}$$

$$l_{b,min} = 16,8cm$$

torej

$$\underline{\underline{l_{bd} = 60,0cm}}$$

PRILOGA B – PRILOGA K PRIMERU »PLOŠČA PODPRTA Z GREDAMI IN ARMIRANOBETONSKI OKVIR«

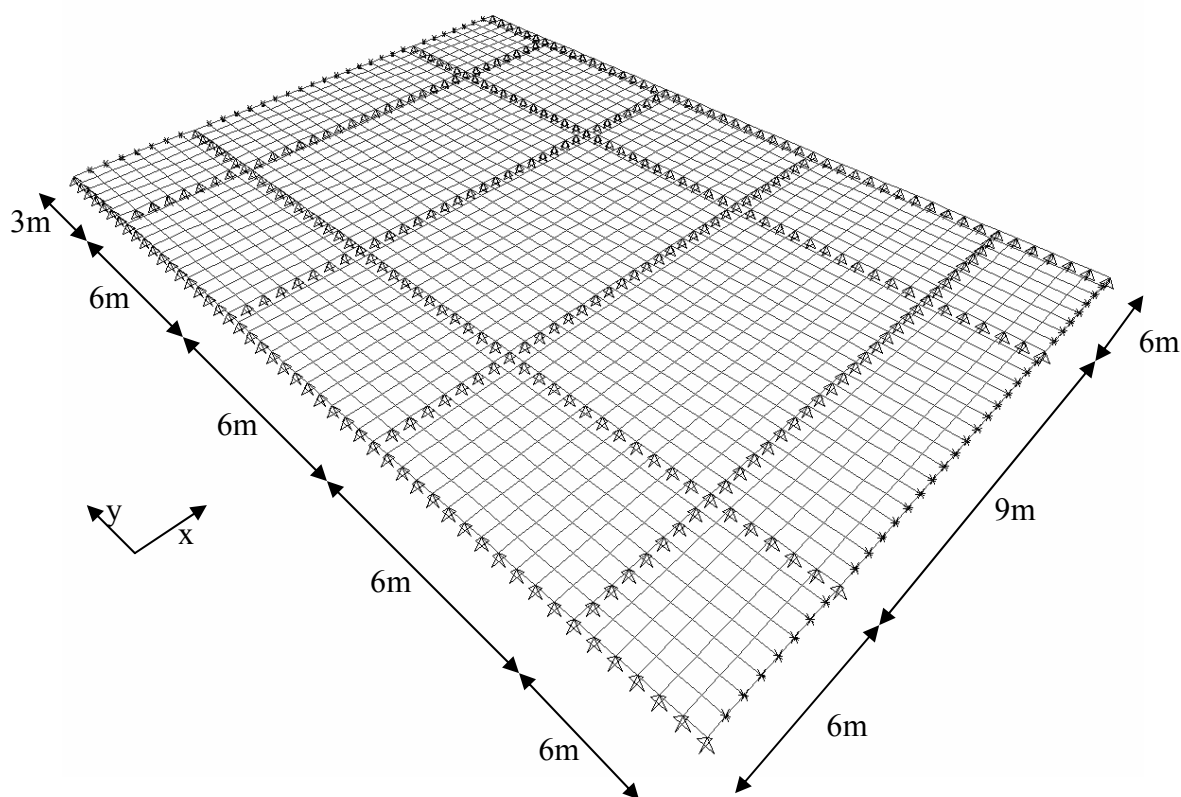
B.1 Notranje sile v plošči določene s programom Sap 2000

Obravnavali smo dva primera. Prvi primer upošteva, da so grede pod ploščo toge, drugi primer, pa da so grede oz. okvir podajni.

B.1.1 Sap 2000 - Plošča podprta s togimi gredami

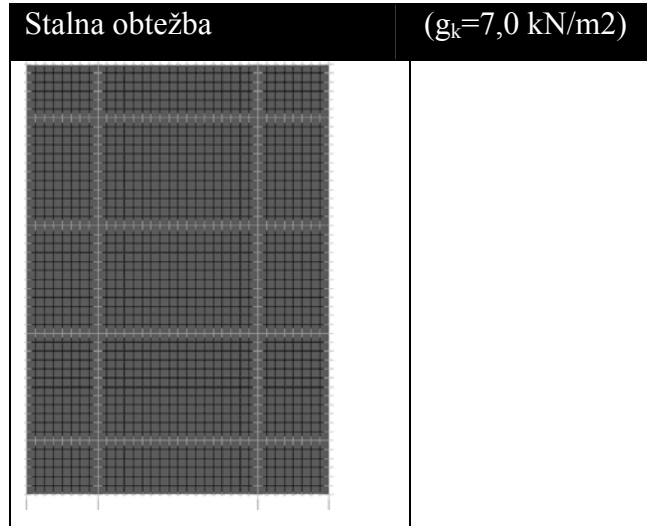
Statični model

Model plošče je sestavljen iz lupinastih elementov. Plošča je podprta s podporami, ki preprečujejo pomike v vseh smereh. Ker je plošča v smeri Y neskončno dolga smo na sredini polja ploščo prerezali in jo podprli s podporo ki preprečuje zasuke okoli X smeri. S tem smo zagotovili robne pogoje, tako da se model obnaša kot neskončno dolga plošča v smeri Y. Debelina plošče je 18cm.

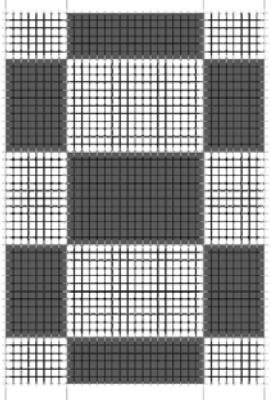
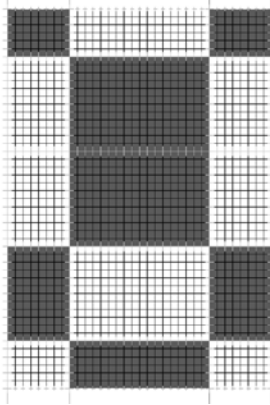
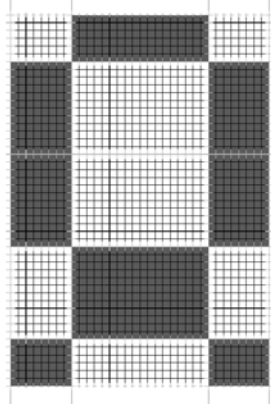
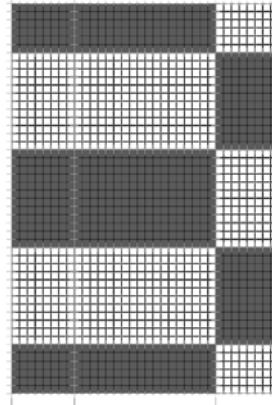


Obtežba

Stalna obtežba



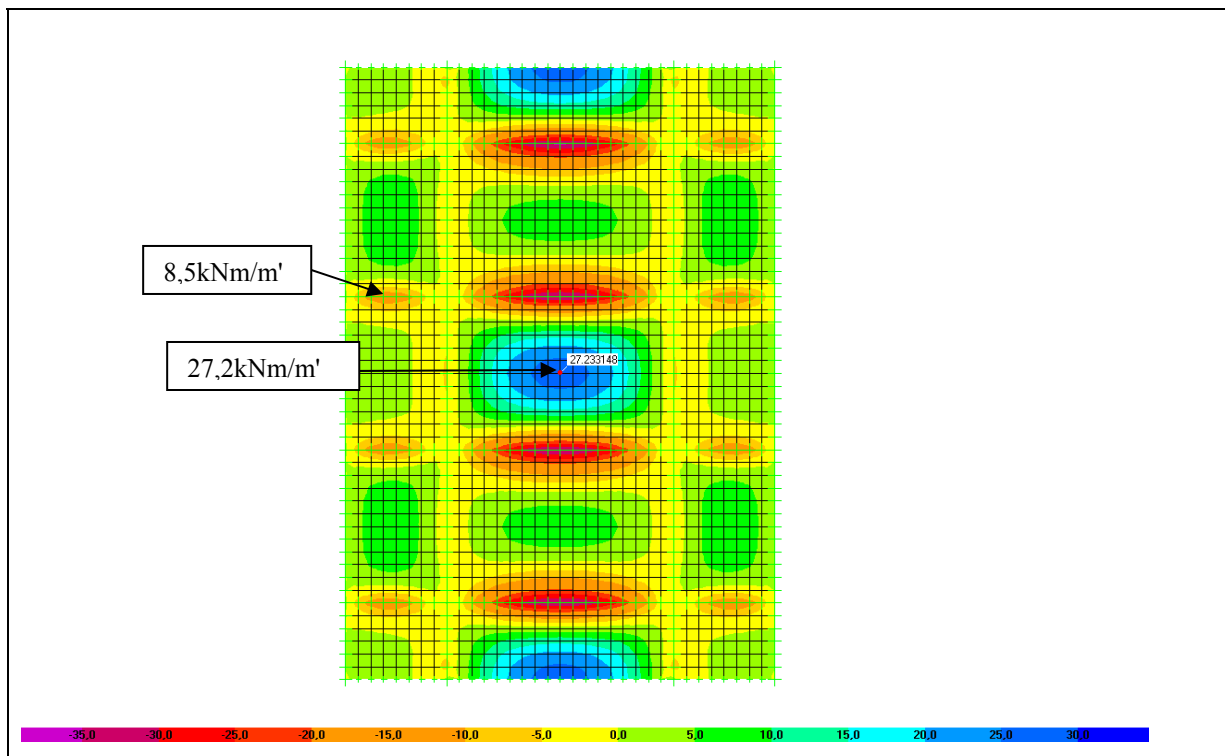
Spremenljiva obtežba

| Spremenljiva obtežba ($q=5,0 \text{ kN/m}^2$) | | | |
|---|---|--|---|
| Spremenljiva obt. 1 | Spremenljiva obt. 2 | Spremenljiva obt. 3 | Spremenljiva obt. 4 |
| Največji pozitivni upogibni momenti | Največji negativni upogibni moment nosilca POS4 (v polju POS1b) | Največji negativni upogibni moment nosilca POS4 (v polju POS1a) | Največji negativni upogibni moment nosilca POS3 |
|  |  |  |  |

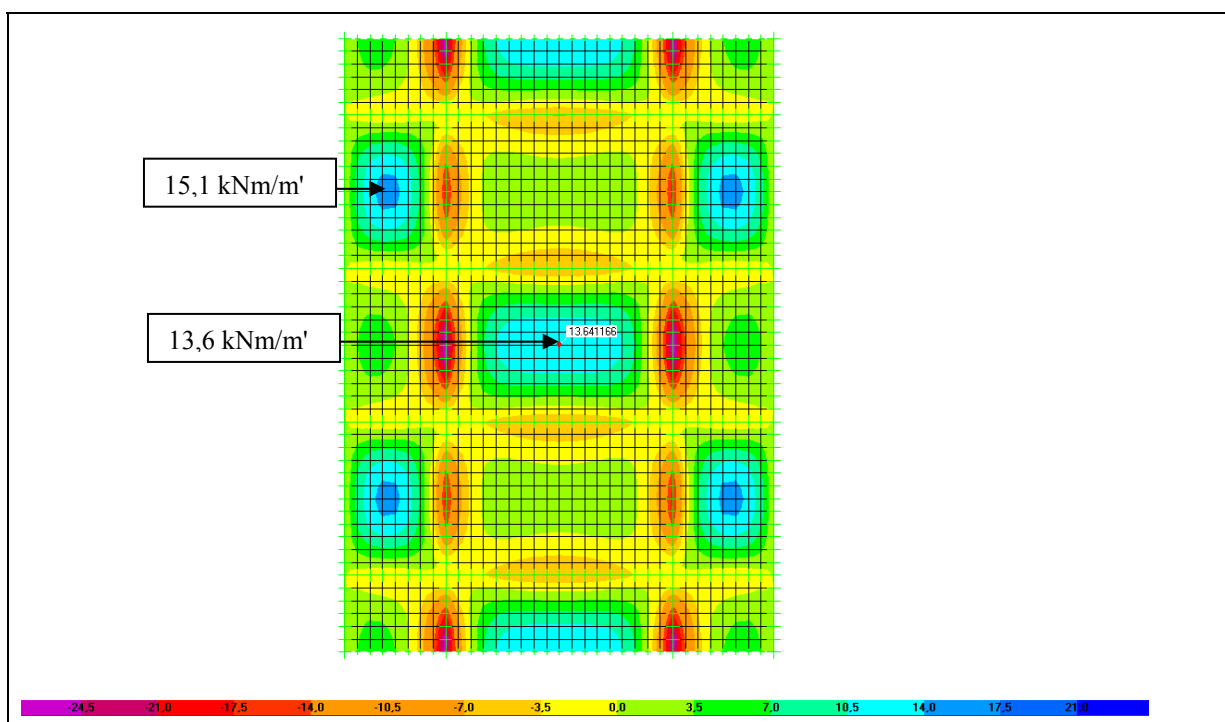
Največji pozitivni upogibni moment

Kombinacija notranjih sil: $E_d = 1,35G + 1,5Q_1$

Projektni upogibni moment M_y



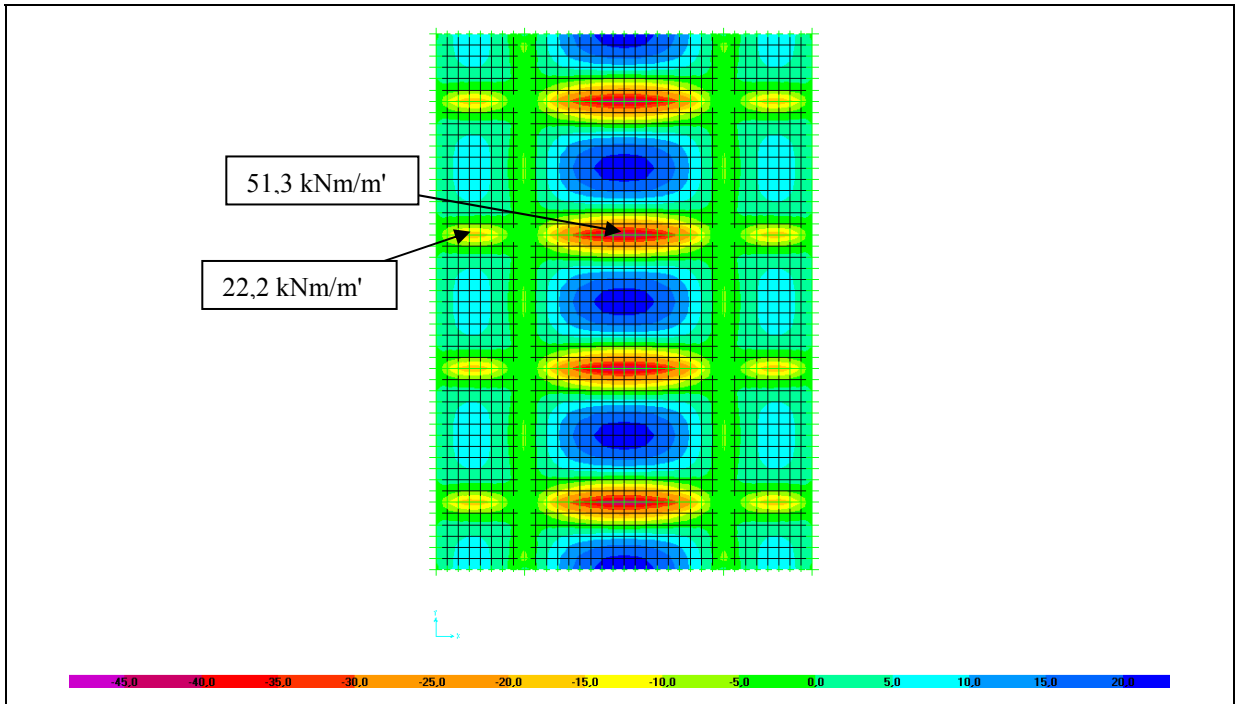
Projektni upogibni moment M_x



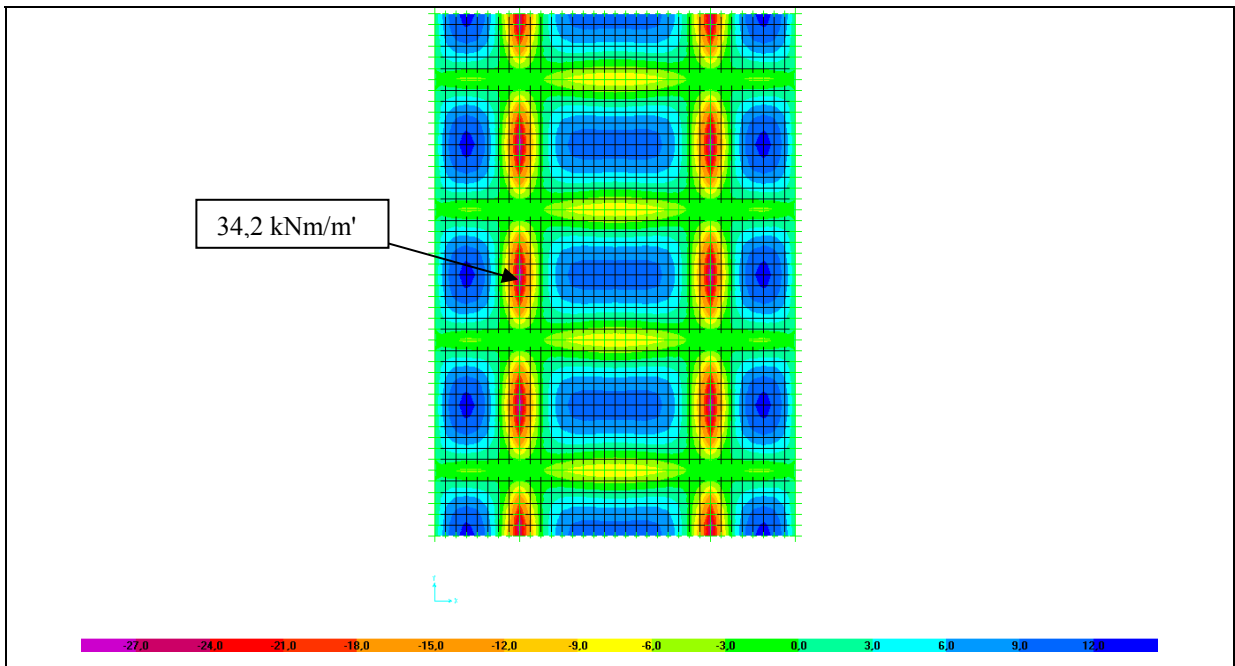
Največji negativni upogibni moment

Največja vrednost izmed kombinacij: $E_d = 1,35G + 1,5Q_2$, $E_d = 1,35G + 1,5Q_3$, $E_d = 1,35G + 1,5Q_4$

Projektni upogibni moment M_y



Projektni upogibni moment M_y

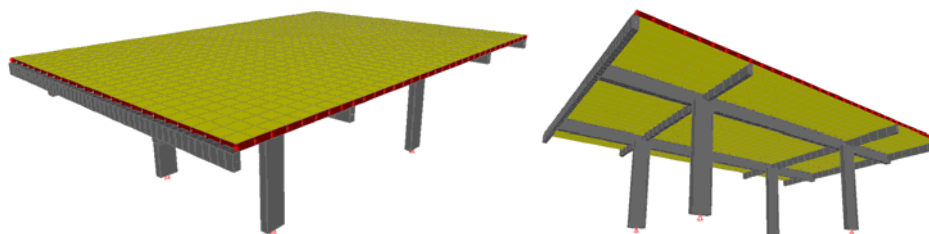
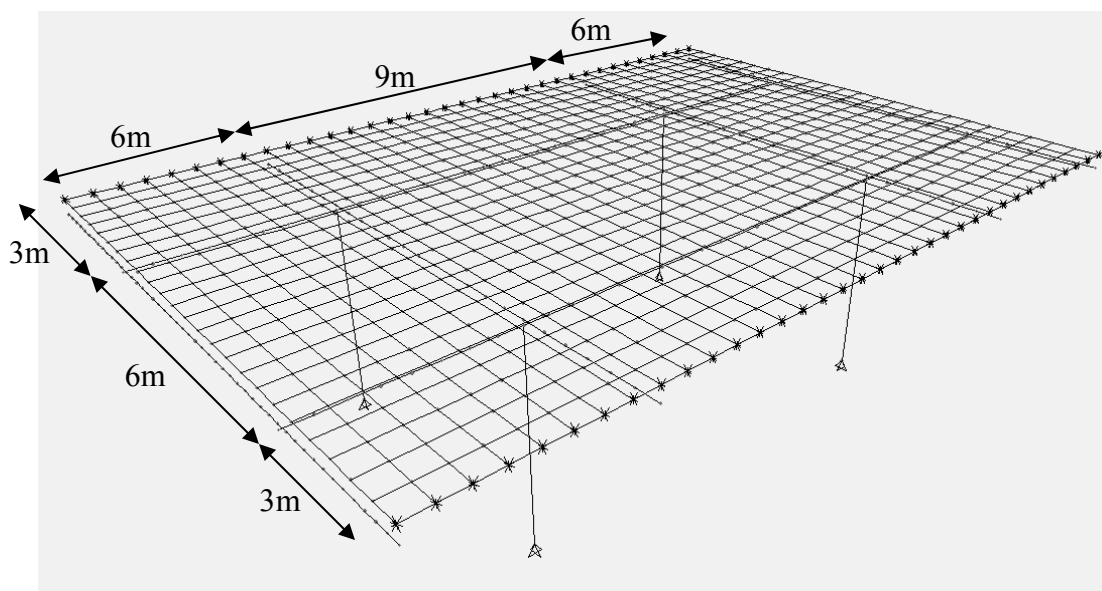


B.1.2 Sap 2000 - Plošča podprta z okvirjem

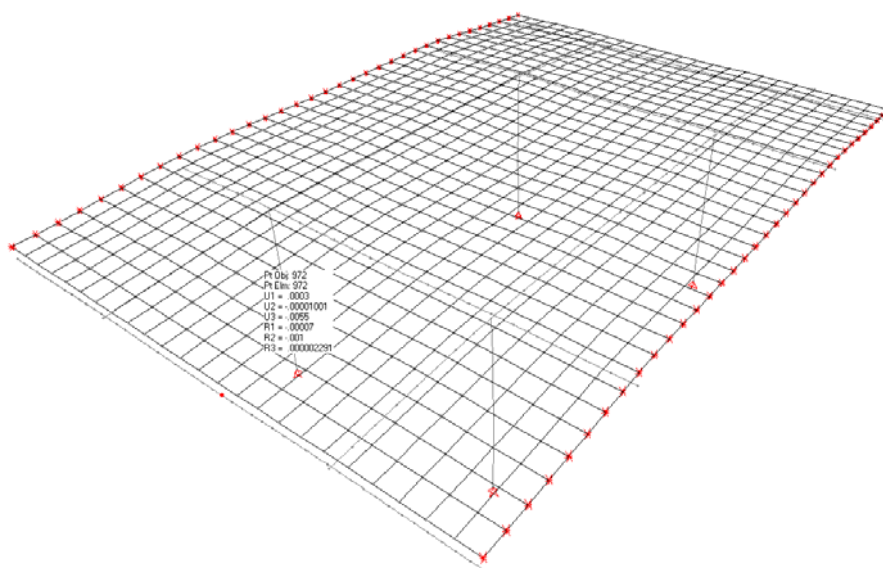
Statični model

Plošča je sestavljena iz lupinastih elementov, ki so s togimi vezmi povezani z gredami in stebri sestavljeni iz linijskih elementov. Debelina plošče je 18cm. Grede so delno vgrajene v plošči, zato so višine prereza enake 62cm oz. 42cm. Širine grede so enake 30 oz. 20cm. Stebri so dimenzije 30cm x 80cm.

Stebri so podprti, tako da so onemogočeni vsi pomiki. Ker je plošča v smeri Y neskončno dolga, smo na ploščo prekinili na sredini razpona v smeri Y in jo podprli, tako da so onemogočeni zasuki okoli smeri X.



Dejanski pomiki na robu konzolnega dela dobimo tako, da konstrukcijo obremenimo s stalno obtežbo po celotni površini plošče, s spremenljivo obtežbo pa obtežimo samo konzolni del plošče. Upoštevamo obtežno kombinacijo $1,0G + 1,0Q$.



Največji absolutni pomik na sredini grede je 5mm.

$$u_{z,\max} = 0,005m = 5mm$$

Račun notranjih sil

Obtežne kombinacije so enake kot pri modelu »Plošča podprta s togimi gredami«.

| [kNm] | Sap 2000 – Plošča podprta s podajn. okvirjem |
|-----------|--|
| POS1a | |
| $M_{x,p}$ | 9,2 |
| $M_{y,p}$ | 10,2 |
| $M_{x,n}$ | 27,5 |
| $M_{y,n}$ | 24,1 |
| POS1b | |
| $M_{x,p}$ | 14,8 |
| $M_{y,p}$ | 25,6 |
| $M_{x,n}$ | 27,5 |
| $M_{x,n}$ | 40,8 |

B.2 Notranje sile v plošči z uporabo elastičnih tabel (Bajić, Ostojić, 1984)

B.2.1 Krajna polja POS1a

Stalna obtežba G:

Računski model – togo vpeta plošča na treh robovih

$$P = G l_x l_y = 7 \frac{kN}{m^2} \cdot 4m \cdot 6m = 168kN$$

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{6m}{4m} = 1,5$$

$$\rightarrow m_x = 0,029$$

$$M_{x,p} = P \cdot m_x = 168kN \cdot 0,029 = 4,87kNm/m'$$

$$\rightarrow m_y = 0,017$$

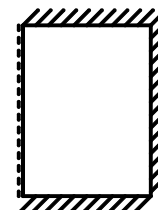
$$M_{y,p} = 2,86kNm/m'$$

$$\rightarrow m_{ex} = 0,063$$

$$M_{x,n} = 10,6kNm/m'$$

$$\rightarrow m_{ey} = 0,051$$

$$M_{y,n} = 8,57kNm/m'$$

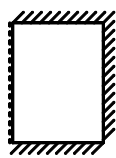
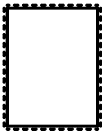


Spremenljiva obtežba Q:

Računski model – togo vpeta plošča na treh robovih v kombinaciji s prostoležečo ploščo

$$P = Q l_x l_y = 5 \frac{kN}{m^2} \cdot 4m \cdot 6m = 120kN$$

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{6m}{4m} = 1,5$$

| | | | |
|----------|---|--|------------------------|
| |  |  | |
| m_x | $m_x = 0,029$ | $m_x = 0,052$ | $M_{x,p} = 4,86kNm/m'$ |
| m_y | $m_y = 0,017$ | $m_y = 0,029$ | $M_{y,p} = 2,76kNm/m'$ |
| m_{ex} | $m_{ex} = 0,063$ | $m_{ex} = /$ | $M_{x,n} = 7,56kNm/m'$ |
| m_{ey} | $m_{ey} = 0,051$ | $m_{ey} = /$ | $M_{y,n} = 6,12kNm/m'$ |

Projektni upogibni momenti

$$E_d = 1,35G + 1,5Q$$

$$M_{x,p} = 1,35 \cdot 4,87 + 1,5 \cdot 4,86 = 13,9kNm/m'$$

$$M_{y,p} = 1,35 \cdot 2,86 + 1,5 \cdot 2,76 = 8,00 \text{ kNm/m'}$$

$$M_{x,n} = 1,35 \cdot 10,6 + 1,5 \cdot 7,56 = 25,7 \text{ kNm/m'}$$

$$M_{y,n} = 1,35 \cdot 8,57 + 1,5 \cdot 6,12 = 20,7 \text{ kNm/m'}$$

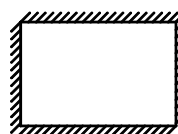
B.2.1.1 Srednje polje POS1b

Računski model – togo vpeta plošča

Stalna obtežba G:

$$P = G l_x l_y = 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 9\text{m} \cdot 6\text{m} = 378 \text{ kN}$$

$$\varepsilon = \frac{l_x}{l_y} = \frac{9\text{m}}{6\text{m}} = 1,5$$



$$\rightarrow m_x = 0,011$$

$$M_{x,p} = P \cdot m_x = 378 \text{ kN} \cdot 0,011 = 4,16 \text{ kNm/m'}$$

$$\rightarrow m_y = 0,020$$

$$M_{y,p} = 7,56 \text{ kNm/m'}$$

$$\rightarrow m_{ex} = 0,038$$

$$M_{x,n} = 14,4 \text{ kNm/m'}$$

$$\rightarrow m_{ey} = 0,051$$



$$M_{y,n} = 19,3 \text{ kNm/m'}$$

Koristna obtežba Q:

Računski model – togo vpeta plošča v kombinaciji s prostoležečo ploščo

$$K = Q l_x l_y = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 9\text{m} \cdot 6\text{m} = 270 \text{ kN}$$

$$\varepsilon = \frac{l_x}{l_y} = \frac{9\text{m}}{6\text{m}} = 1,5$$

| | | | |
|----------|---|--|---------------------------------|
| |  |  | |
| m_x | $m_x = 0,011$ | $m_x = 0,029$ | $M_{x,p} = 5,40 \text{ Nm/m'}$ |
| m_y | $m_y = 0,020$ | $m_y = 0,052$ | $M_{y,p} = 9,72 \text{ Nm/m'}$ |
| m_{ex} | $m_{ex} = 0,038$ | $m_{ex} = /$ | $M_{x,n} = 10,3 \text{ kNm/m'}$ |
| m_{ey} | $m_{ey} = 0,051$ | $m_{ey} = /$ | $M_{y,n} = 13,8 \text{ kNm/m'}$ |

Projektni upogibni momenti

$$E_d = 1,35G + 1,5Q$$

$$M_{x,p} = 1,35 \cdot 4,16 + 1,5 \cdot 5,4 = 13,7 \text{ kNm/m'}$$

$$M_{y,p} = 1,35 \cdot 7,56 + 1,5 \cdot 9,72 = 24,8 \text{ kNm/m'}$$

$$M_{x,n} = 1,35 \cdot 14,4 + 1,5 \cdot 10,3 = 34,9 \text{ kNm/m' } \rightarrow \text{izravnava s poljem POS1a} \rightarrow \frac{34,9 + 25,7}{2} = 30,3 \text{ kNm}$$

$$M_{y,n} = 1,35 \cdot 19,3 + 1,5 \cdot 13,8 = 46,8 \text{ kNm/m'}$$

B.3 Primerjava upogibnih momentov, določenih z različnimi metodami

| [kNm] | Tabele s prerazporeditvij o upog. momenta | SAP2000 – Plošča podprta s togimi gredami | Sap 2000 – Plošča podprta s podajn. okvirjem | Tabele, ki temeljijo na elastični metodi |
|-----------------------|---|---|--|--|
| POS1a (krajna plošča) | | | | |
| $M_{x,p}$ | 13,2 | 15,1 | 9,2 | 13,9 |
| $M_{y,p}$ | 6,91 | 8,5 | 10,2 | 8,0 |
| $M_{x,n}$ | 20,7 | 34,2 | 27,5 | 30,3 |
| $M_{y,n}$ | 16,5 | 22,2 | 24,1 | 20,7 |
| POS1b (vmesna plošča) | | | | |
| $M_{x,p}$ | 12,1 | 13,6 | 14,8 | 13,7 |
| $M_{y,p}$ | 24,3 | 27,2 | 25,6 | 24,8 |
| $M_{x,n}$ | 20,7 | 34,2 | 27,5 | 30,3 |
| $M_{y,n}$ | 46,5 | 51,3 | 40,8 | 46,8 |

B.4 Dejanski negativni moment nad gredo med poljem POS1a in POS1b

Dejanski negativni upogibni moment v plošči nad nosilcem POS2 (račun z upoštevanjem togosti plošč).

B.4.1 POS 1a

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{6m}{4m} = 1,5$$

$$\rho^{Tab7,c} = 1,76$$

$$K(\rho > 1,0) = \frac{Ed^3 \rho}{l_x} = \frac{3100 \text{ kN/cm}^2 \cdot (18\text{cm})^3 \cdot 1,76}{400\text{cm}} = 79600$$

B.4.2 POS 1b

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{6m}{9m} = 0,67$$

$$\rho^{Tab7,d} = 2,50$$

$$K(\rho < 1,0) = \frac{Ed^3 \rho}{l_y} = \frac{3100 \text{ kN/cm}^2 \cdot (18\text{cm})^3 \cdot 2,5}{600\text{cm}} = 75300$$

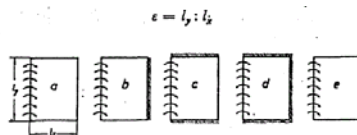
B.4.3 Dejanski upogibni moment

$$\mu_{POS1a} = \frac{K_{POS1b}}{K_{POS1a} + K_{POS1b}} = \frac{75300}{79600 + 75300} = 0,49$$

$$\mu_{POS1b} = \frac{K_{POS1a}}{K_{POS1a} + K_{POS1b}} = \frac{79600}{79600 + 75300} = 0,51$$

Razmerje togosti plošče POS1a in POS1b v smeri X je 0,49:0,51. Iz slednjega je razvidno, da je dejanski negativni upogibni moment nad podporo enak vrednosti aritmetične sredine upogibnega momenta plošče POS1a in upogibnega momenta plošče POS1b.

B.4.4 Preglednica za določitev togosti plošč



| Fall | $\varepsilon =$ | 0 | 1,0 | 1,1 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,5 | 1,6 | 1,7 | 1,8 | 1,9 | 2,0 | 3,0 | 4,0 | 8,0 |
|------|--------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| a | alle Seiten frei gestützt | 2,14 | 2,14 | 1,86 | 1,83 | 1,73 | 1,64 | 1,55 | 1,48 | 1,43 | 1,39 | 1,36 | 1,33 | 1,18 | 1,08 | 1,01 |
| b | Gegenseite voll eingespannt | 2,14 | 2,22 | 2,07 | 1,95 | 1,85 | 1,78 | 1,73 | 1,68 | 1,63 | 1,60 | 1,57 | 1,55 | 1,45 | 1,38 | 1,33 |
| c | Nachbarseiten voll eingespannt | 2,50 | 2,50 | 2,36 | 2,13 | 1,99 | 1,86 | 1,76 | 1,66 | 1,58 | 1,52 | 1,46 | 1,42 | 1,19 | 1,08 | 1,01 |
| d | Drei Seiten voll eingespannt | 2,50 | 2,50 | 2,32 | 2,17 | 2,05 | 1,94 | 1,86 | 1,79 | 1,73 | 1,68 | 1,64 | 1,61 | 1,42 | 1,37 | 1,33 |
| e | Gegenseite ungestützt | 2,14 | 2,07 | 1,86 | 1,68 | 1,52 | 1,39 | 1,27 | 1,17 | 1,08 | 1,00 | 0,95 | 0,90 | 0,50 | 0,32 | 0,10 |