



KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS
STATYBINIŲ KONSTRUKCIJŲ KATEDRA

Karolis Micuta

**„GELŽBETONINIŲ KONSTRUKCIJŲ TAIKYMAS
ŠIUOLAIKINIUOSE PASTATUOSE“
BAIGIAMASIS MAGISTRO PROJEKTAS**

Studentas

(parašas) Karolis Micuta

(data)

Vadovas

(parašas) Mindaugas Kasiulevičius

(data)

KAUNAS, 2018

**KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS
STATYBINIŲ KONSTRUKCIJŲ KATEDRA**

TVIRTINU

Katedros vedėjas
doc. dr. Mindaugas Augonis

**„GELŽBETONINIŲ KONSTRUKCIJŲ TAIKYMAS
ŠIUOLAIKINIUOSE PASTATUOSE“**

Baigiamasis magistro projektas
Statyba (kodas M6046O21)

Vadovas

Lekt. Mindaugas Kasiulevičius

Recenzentas

doc. dr. Mindaugas Augonis
(parašas) (data)

Projektą atliko

Karolis Micuta

KAUNAS, 2018

**PARENGTO BAIGIAMOJO DARBO SAVARANKIŠKUMO
PATVIRTINIMAS**

**Patvirtinu, kad parengtas (magistro) baigiamasis darbas
GELŽBETONINIŲ KONSTRUKCIJŲ TAIKYMAS ŠIUOLAIKINIUOSE
PASTATUOSE**

- atliktas savarankiškai ir nebuvo kaip visuma pateiktas jokiam dėstomajam dalykui atsiskaityti šiame ar ankstesniuose semestruose;
- nebuvo pateiktas atsiskaityti kitame KTU fakultete arba kitoje Lietuvos aukštojoje mokykloje;
- turi visas į baigiamojo darbo literatūros sąrašą įtrauktą informacijos šaltinių nuorodas.

(vardą ir pavardę įrašyti ranka) parašas)

Data

KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS
STATYBINIŲ KONSTRUKCIJŲ KATEDRA

Magistro baigiamasis projektas
**GELŽBETONINIŲ KONSTRUKCIJŲ TAIKYMAS ŠIUOLAIKINIUOSE
PASTATUOSE**
Karolis Micuta

Magistro baigiamojo projekto tema – „Gelžbetoninių konstrukcijų taikymas šiuolaikiniuose pastatuose“. Magistro baigiamajame darbe apžvelgiamas gelžbetonio konstrukcijų panaudojimas šiuolaikinėje statyboje bei jų pritaikymas konkrečiame tiriamajame objekte.

Darbe apžvelgiama literatūra susijusi su gelžbetoninių konstrukcijų taikymu šiuolaikiniuose pastatuose, jų skaičiavimu ir projektavimu bei gelžbetoninių konstrukcijų modeliavimas, taikant šiuolaikines skaičiavimo programas.

Projekte didžiausias dėmesys skiriamas perdangos konstrukcijoms bei jų racionalizavimui. Tyrime pasirinkta problema nagrinėjama atliekant neįtemptųjų ir įtemptųjų gelžbetoninių konstrukcijų taikymo ir projektavimo variantinę lyginamąją analizę ieškant optimaliausio varianto.

Racionalaus konstrukcinio varianto paieškoms lyginamos trijų tipų viena kryptimi dirbančios perdangos plokštės. Projektuojant bei lyginant plokštes išlaikomas vienodas kolonų žingsnis bei pagrindinių sijų plotis. Optimaliausias nagrinėjamos problemos sprendimas nustatomas atliekant daugiakriterinį vertinimą.

Tiriamajame objekte suradus racionaliausią perdangos plokštės variantą, suprojektuotos kitos laikančios konstrukcijos- įtemptoji monolitinė sija ir monolitinė kolona.

Darbo gale pridėti konstrukcinės dalies brėžiniai, kurie detalizuoja baigiamojo darbo tekstinę dalį.

Reikšminiai žodžiai: gelžbetonis; perdanga; įtempimas į betoną; sija; kolona.

KAUNAS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
CIVIL ENGINEERING AND ARCHITECTURE FACULTY
DEPARTMENT OF BUILDING STRUCTURES

Master's final project

Application of Reinforced Concrete Structures in Modern Buildings

Karolis Micuta

The topic Master's thesis project- "Application of reinforced concrete structures in modern buildings". The master's thesis reviews the use of reinforced concrete constructions in modern buildings and their application in a specific research object.

The paper reviews literature related to the application of reinforced concrete structures in modern buildings, their calculation, design, and modeling of reinforced concrete structures, using modern software..

The project focuses on slab construction and it's rationalization. The chosen problem is analyzed by designing and comparing reinforced and post-tensioned concrete constructions in order to find the optimal variant.

In the search for a rational structural option three types of one-way slabs are compared. For designing and comparing panels, the same step of columns and the width of the main beams are maintained. The most optimal solution to the problem is determined by multi-criteria evaluation.

After the most rational concrete slab is chosen, other structural components (post-tensioned monolithic beam and a monolithic column) are designed.

At the end of the project structural drawings are added, that detail the text part of the final thesis.

Keywords: reinforced concrete; slab; post-tension; beam; column.

Turinys

1	ĮVADAS	4
1.1	Darbo tikslas.....	5
1.2	Uždaviniai	5
1.3	Tyrimo metodologija /taikomi tyrimo metodai.....	5
1.4	Laukiami rezultatai.....	5
2	ŠIUOLAIKINIO PASTATO SĄMPRATA	6
2.1	Šių laikų pastatui keliami reikalavimai	6
2.2	Betonas kaip statybinė medžiaga	6
2.2.1	Perdangos plokštės.....	7
3	GELŽBETONIO DARBO ESMĖ.....	9
3.1	Lenkiamų armuotų elementų normalinio pjūvio įtempių būvio stadijos	10
3.2	Lenkiamų iš anksto apgniuždytų elementų normalinio pjūvio įtempių būvio stadijos	11
3.3	Armuotų ir iš anksto įtemptų elementų palyginimas	12
4	GELŽBETONIO IŠANKSTINIS ĮTEMPIMAS.....	14
4.1	Įtempimo būdai	14
4.1.1	Lynų forma	14
4.1.2	Įtempimas į atsparas ir įtempimas į betoną.....	14
4.1.1	Sukibusių ir nesukibusių lynų sistemos.....	15
4.2	Įtemptojo gelžbetonio optimalaus taikymo srities nustatymas	16
4.3	Iš anksto įtempto gelžbetoninio elemento skaičiavimas	18
4.3.1	Išankstinių armatūros įtempimų nuostoliai.....	18
5	KONSTRUKCIJŲ RACIONALIZAVIMO TYRIMAS.....	20
5.1	Perdangos plokščių racionalizavimo tyrimas.....	21
5.1.1	Lyginamieji perdangų variantai	21
5.1.2	Palyginimo kriterijai	21
5.2	Projektuojamas pastatas	22

5.3	Konstruktinė schema	23
5.4	Konstruktijų išdėstymas	24
5.5	Apkrovos	25
5.5.1	Nuolatinės apkrovos	25
5.5.2	Laikinosios apkrovos	25
5.6	Aplinkos poveikio klasės	26
5.7	Išanksto įtemptosios monolitinės perdangos projektavimas	27
5.7.1	Geometrija ir skaičiuojamoji schema	27
5.7.2	Medžiagos	28
5.7.3	Apkrovos	29
5.7.4	Projektavimo parametrai	30
5.7.5	Įrašos	30
5.7.6	Išankstinis įtempimas	31
5.7.7	Išankstinio įtempimo nuostolių skaičiavimas	34
5.7.8	Tinkamumo ribinis būvis	40
5.7.9	Stiprumo ribinis būvis	45
5.8	Monolitinės armuotos perdangos plokštės dirbančios viena kryptimi projektavimas	49
5.8.1	Geometrija	49
5.8.2	Medžiagos	50
5.8.3	Projektavimo parametrai	50
5.8.4	Apkrovos	50
5.9	Briaunuotos perdangos plokštės projektavimas	51
5.9.1	Geometrija ir skaičiuojamoji schema	51
5.9.2	Medžiagos	51
5.9.3	Projektavimo parametrai	52
5.10	Plokštės projektavimas	52
5.11	Šalutinių sijų projektavimas	53

5.12	Tyrimo rezultai.....	55
5.13	Principinės medžiagų kainos apskaičiavimas	57
5.14	Daugiakriterinis vertinimas.....	58
5.14.1	Artumo idealiam taškui metodas	58
5.14.2	Daugiakriterinis tyrimo įvertinimas.....	59
5.15	Tyrimo išvados.....	63
5.16	Išanksto įtemptosios monolitinės sijos projektavimas	64
5.16.1	Geometrija ir skaičiuojamoji schema	64
5.16.2	Medžiagos.....	65
5.16.3	Projektavimo parametrai.....	67
5.16.4	Įrašos.....	69
5.17	Kolonos projektavimas.....	70
6	IŠVADOS.....	70
7	LITERATŪROS SĄRAŠAS.....	71
8	PRIEDAI	72

1 ĮVADAS

Magistro baigiamojo projekto tema- „Gelžbetoninių konstrukcijų taikymas šiuolaikiniuose pastatuose“. Magistro baigiamajame darbe apžvelgiamas gelžbetonio konstrukcijų panaudojimas šiuolaikinėje statyboje bei jų pritaikymas konkrečiame tiriamajame objekte. Projekte didžiausias dėmesys skiriamas perdangos konstrukcijoms bei jų racionalizavimui.

Betonas ir gelžbetonis jau daugybę metų yra viena populiariausių statybinių medžiagų pasaulyje. Šiuolaikinėje statyboje labai plačiai naudojamos gelžbetonio laikančiosios konstrukcijos, bei gelžbetoniniai pastatų dekoravimo elementai. Būtent todėl kyla būtinybė surasti kuo racionalesnį šių konstrukcijų panaudojimo būdą. Vienas iš metodų yra pritaikyti išankstinį įtempimą į betoną. Pastarasis įtempimo būdas mažai taikomas mūsų šalyje, todėl ši tema yra nauja ir aktuali. Ypač svarbu nustatyti, kokiems tarpatramiams esat yra racionalu pradėti naudoti šį technologiškai sudėtingą metodą ir kokia įtempimo technologija yra optimaliausia.

Teisingas ir racionalus perdangos konstrukcijų pasirinkimas bei jų optimizavimas leidžia sumažinti perdangų ir apskritai viso pastato savąjį svorį. Tai leidžia taupyti ir įrengiant kitas konstrukcijas bei pamatus. Taip jau projektavimo stadijoje parinkus teisingus konstrukcinius sprendimus galima optimizuoti konstrukciją bei taip sumažinti statinio kainą. Tam šiais laikais gelžbetoninių konstrukcijų projektavimui taikomi empiriniai projektavimo normų ir skaitiniai metodai.

Projektuojant šiuolaikinius pastatus yra svarbu pasirinkti teisingus racionalizavimo kriterijus ir metodus. Analizuojant pasirinktą temą atliekama neįtemptųjų ir įtemptųjų gelžbetoninių konstrukcijų taikymo ir projektavimo palyginamoji analizė ieškant optimaliausio varianto.

1.1 DARBO TIKSLAS

Darbo tikslas- nustatyti racionaliausią perdangos plokštės variantą tiriamajame objekte bei parengti nagrinėjamos objekto dalies konstrukcinės dalies projektą atitinkanti galiojančias projektavimo normas. Statinio elementai turi tenkinti „mechaninio stiprumo ir pastovumo“, „gaisrinės saugos“, „higienos, sveikatos ir aplinkos apsaugos“, „naudojimo saugos“, „apsaugos nuo triukšmo“, „energijos taupymo ir šilumos išsaugojimo“ sąvokas.

1.2 UŽDAVINIAI

Keliami tokie darbo tikslai ir uždaviniai:

- 1) apžvelgti literatūrą susijusią su gelžbetoninių konstrukcijų taikymu šiuolaikiniuose pastatuose, jų skaičiavimu ir projektavimu;
- 2) tiriamajame objekte surasti racionalų perdangos plokštės bei kitu konstrukcijų sprendimą, kuris tenkintų tokius reikalavimus:
 - norminės laikomosios galios;
 - reikiamo standumo;
 - būtų racionalus medžiagų sąnaudų požiūriu;
 - tenkintų kitus keliamus reikalavimus.

1.3 TYRIMO METODOLOGIJA /TAIKOMI TYRIMO METODAI

Pasirinkta problema nagrinėjama atliekant neįtemptųjų ir įtemptųjų gelžbetonių konstrukcijų taikymo ir projektavimo variantinę lyginamąją analizę ieškant optimaliausio varianto.

Racionalaus konstrukcinio varianto paieškoms lyginamos trijų tipų viena kryptimi dirbančios perdangos plokštės. Projektuojant bei lyginant plokštes išlaikomas vienodas kolonų žingsnis bei pagrindinių sijų plotis.

1.4 LAUKIAMI REZULTATAI

Darbo rezultatas- nagrinėjamos objekto dalies konstrukcinės dalies projektas su optimaliausiu perdangos plokštės variantu bei kitomis laikančiomis gelžbetonio konstrukcijomis.

2 ŠIUOLAIKINIO PASTATO SĄMPRATA

2.1 ŠIŲ LAIKŲ PASTATUI KELIAMİ REIKALAVIMAI

Šiandien architektų vizijoms įgyvendinti nebeužtenka paprastų konstrukcinių sprendimų kaip tai buvo prieš 50 ar 100 metų. Šių dienų konstrukcinės galimybės leidžia statyti įspūdingesnių formų ir didesnio sudėtingumo pastatus. Pagrindiniai šių laikų moderniam pastatui keliami reikalavimai yra šie:

- dideli tarpatramiai;
- nestandartinės formos;
- trumpas statybos laikas;
- mažiausia įmanoma kaina;
- maksimaliai panaudotas pastato plotas ir aukštis.

Siekiant pasiekti visus šiuos reikalavimus, reikalingi teisingi ir inovatyvūs gelžbetonio konstrukciniai sprendimai ir racionalus konstrukcijų panaudojimas.

2.2 BETONAS KAIP STATYBINĖ MEDŽIAGA

Kaip teigia Kaklauskas, G. savo knygoje [1] :

Pastarąjį penkiasdešimtmetį visame pasaulyje betonas ir armuotasis betonas vis plačiau naudojamas tiek civiliniams, tiek pramonės ir infrastruktūros statiniams statyti. Betono gamyboje dažniausiai naudojamos vietinės žaliavos, todėl betoninių konstrukcijų kaina yra gerokai mažesnė lyginant su plieninėmis ar medinėmis konstrukcijomis.

Pagrindinės gelžbetonio konstrukcijos šių laikų statyboje yra šios:

- perdangos plokštės;
- sienos;
- sijos;
- kolonos;
- pamatai;
- rėmai;
- tiltai;
- ir kitos.

Gerai prižiūrimi gelžbetoniniai statiniai išsiskiria ilgaamžiškumu ir neribota architektūrinės formos įvairove. Šiais laikais statyboje kasmet sunaudojama daugiau nei 4 mlrd. kub. m betono. Gerai suprojektuotos ir tinkamai pastatytos gelžbetoninės konstrukcijos gali būti naudojamos šimtmečius, tačiau dėl mažo betono tempiamojo stiprio ir jo trapumo eksploatuojamose konstrukcijose neretai atsiveria neleistino pločio plyšių: plieninė

armatūra intensyviai rūdija, susidarę korozijos produktai ardo betono struktūrą. Nesiimant apsaugos ar stiprinimo veiksmų, statinys gali prarasti eksploatacines savybes ir tapti nebetinkamais naudoti. Šiai problemai spręsti vystomi du sprendimo variantai:

- 1) kuriamos atsparios korozijai kompozitinės armatūros rūšys;
- 2) naudojamos priemonės užkertančios kelią plyšių atsiradimui.

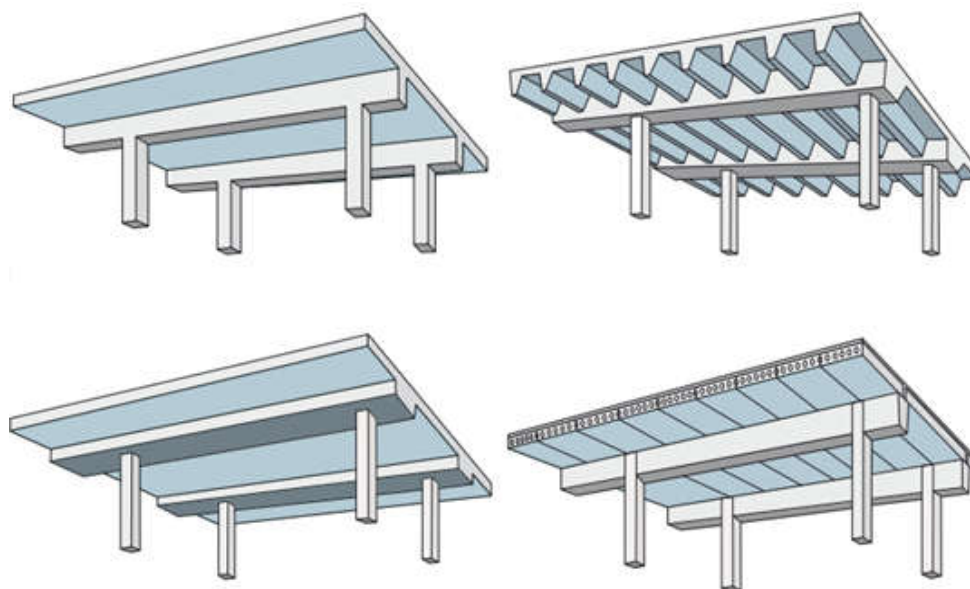
Viena iš jų- išankstinis įtempimas. Darbe apžvelgiamas išankstinio įtempimo į betoną taikymas šiuolaikinėje statyboje bei esminiai skirtumai tarp įprastai armuoto ir įtempto į betoną monolitinio gelžbetonio.

2.2.1 Perdangos plokštės

Literatūroje ir interneto šaltiniuose [2] pabrėžiama, kad pastato perdangos racionalumas yra svarbiausias faktorius nulemiantis viso pastato ekonomiškumą. Net ir nedideli pakeitimai projektuojant bei statant perdangos plokštes gali turėti labai didelę įtaką viso pastato medžiagų kainai, statybos lakui, pastato stiprumui, eksplotavimo kaštams ir kitoms pastato savybėms. Dėl šios priežasties perdangos plokštės yra pagrindinis objektas nagrinėjamas šiame darbe.

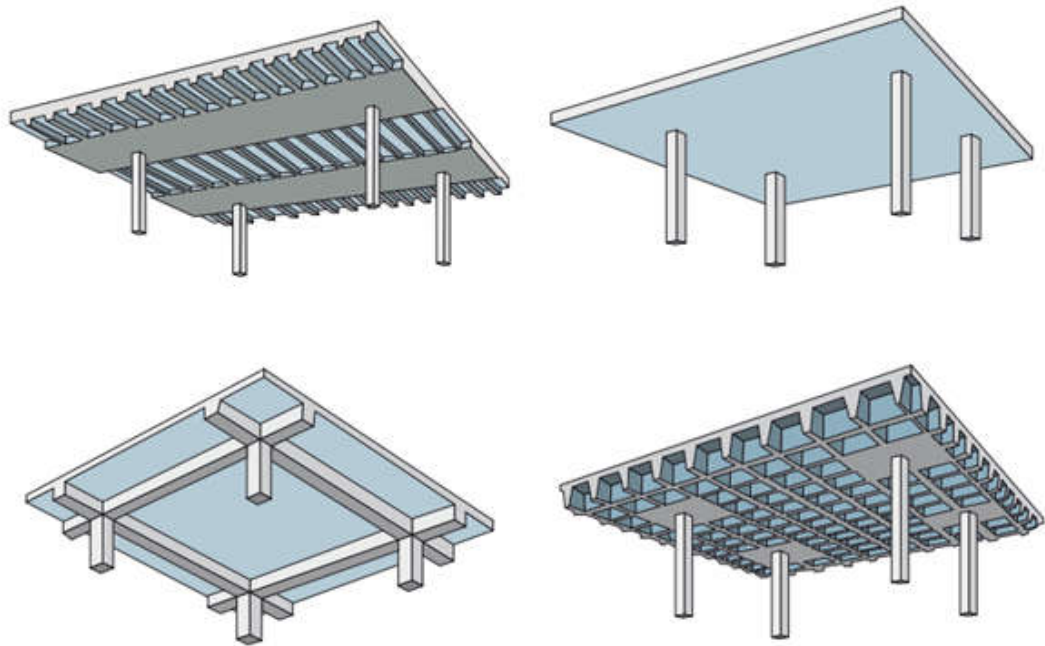
Perdangos konstrukcijas pagal jų darbą galime suskirstyti į dvi pagrindines grupes:

- Viena kryptimi dirbančios plokštės. Tai plokštės, kuriuose reakcinės jėgos nuo išorinių apkrovų yra perduodamos viena kryptimi, todėl jų išilginė darbinė armatūra išdėstyta viena kryptimi.



Pav. 2-1 Viena kryptimi dirbančios plokštės [9]

- Abiem kryptimis dirbančios plokštės. Tai plokštės, kurios reakcijos jėgas nuo išorinių apkrovų perduoda dviem kryptimis, todėl jų išilginė darbinė armatūra išdėliojama dviem kryptimis.



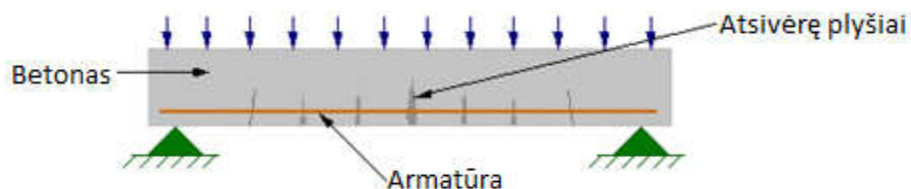
Pav. 2-2 Abiem kryptimis dirbančios perdangos plokštės [9]

Apžvelgus *The Concrete Society* [9] ir kitų mokslininkų grupių darbus perdangos plokščių optimizavimo tema, pastebėta, kad didžioji dalis jų nagrinėjo plokštes dirbančias abiem kryptimis. Būtent dėl to magistrinio darbo tiriamojoje dalyje nuspręsta analizuoti monolitinių plokščių dirbančių viena kryptimi racionalumą.

3 GELŽBETONIO DARBO ESMĖ

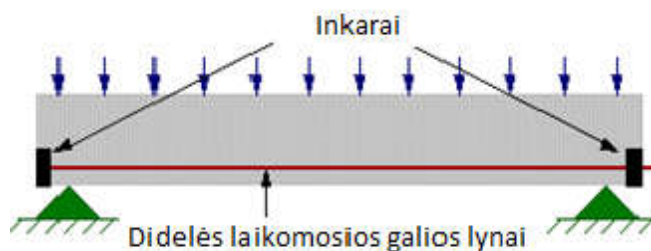
Gelžbetonis yra statybinė medžiaga, kuri stipri gniuždant, bet apie 10 kartų silpnesnė tempiant. Yra du būdai spręsti šią medžiagos problemą:

- Į betoną dėti medžiagą, kuri perimtų tempiamuosius įtempius- armatūrą.



Pav. 3-1 Įprastas gelžbetonio armavimas

- Panaikinti betone tempiamuosius įtempius panaudojant arkos efektą arba ją iš anksto apgniuždant. Pastarasis būdas yra pranašesnis už armavimą, nes:
 - sumažinamas pleišėjimas arba jis apskritai pašalinamas;
 - ekscentriškai gniuždant lenkiamus elementus yra sumažinamas jų įlinkis;
 - gelžbetonio elementai yra mažesni (lengvesni) veikiant tokioms pat išorinėms apkrovoms.

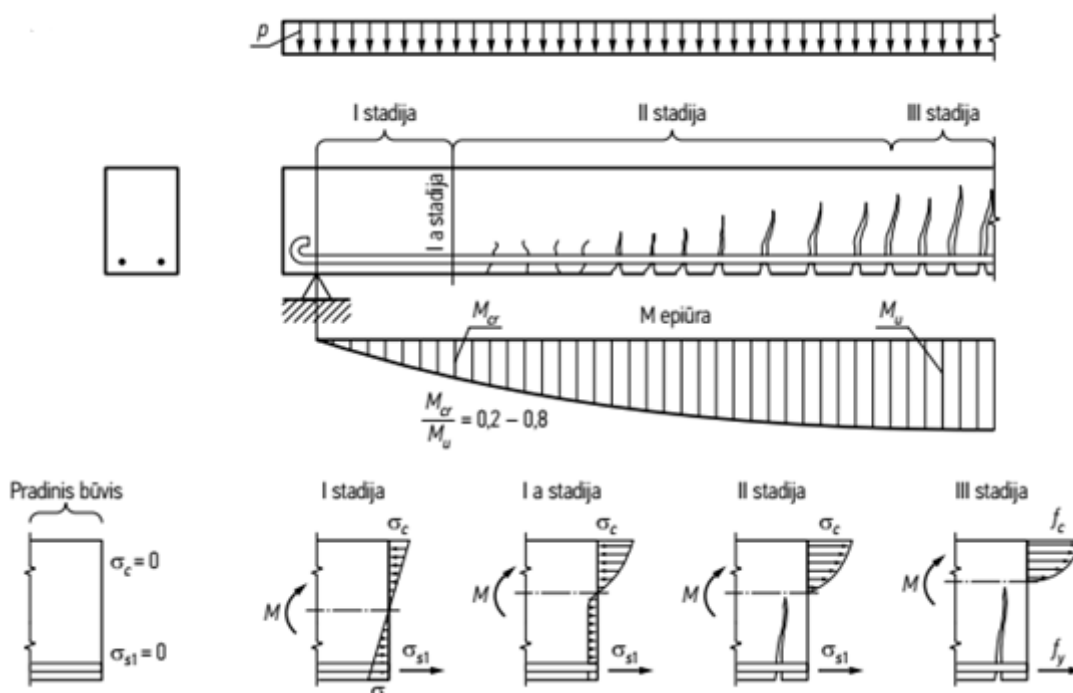


Pav. 3-2 Išankstinis įtempimas

Dėl savo pranašumų įtemptasis monolitinis gelžbetonis vis labiau populiarėja ir yra plačiai taikomas šių dienų statyboje. Dėl šios priežasties ši technologija ir buvo pasirinkta kaip vienas pagrindinių tyrimo objektų magistro baigiamajame projekte.

3.1 LENKIAMŲ ARMUOTŲ ELEMENTŲ NORMALINIO PJŪVIO ĮTEMPIŲ BŪVIO STADIJOS

Išskiriamos trys pagrindinės grynojo lenkimo įtempimų stadijos. Jas savo vadovylyje apibrėžia G.Marčiukaitis ir J.Valivonis [13]. Normalinio pjūvio įtempimo diagramos pateikiamos pav. 3-3 [3].



Pav. 3-3 Lenkiamojo elemento įtempimų būvio stadijos [3]

Nulinėje stadijoje elementas yra neapkrautas- jo neveikia jokios išorinės jėgos. Įtempiai yra lygūs nuliui.

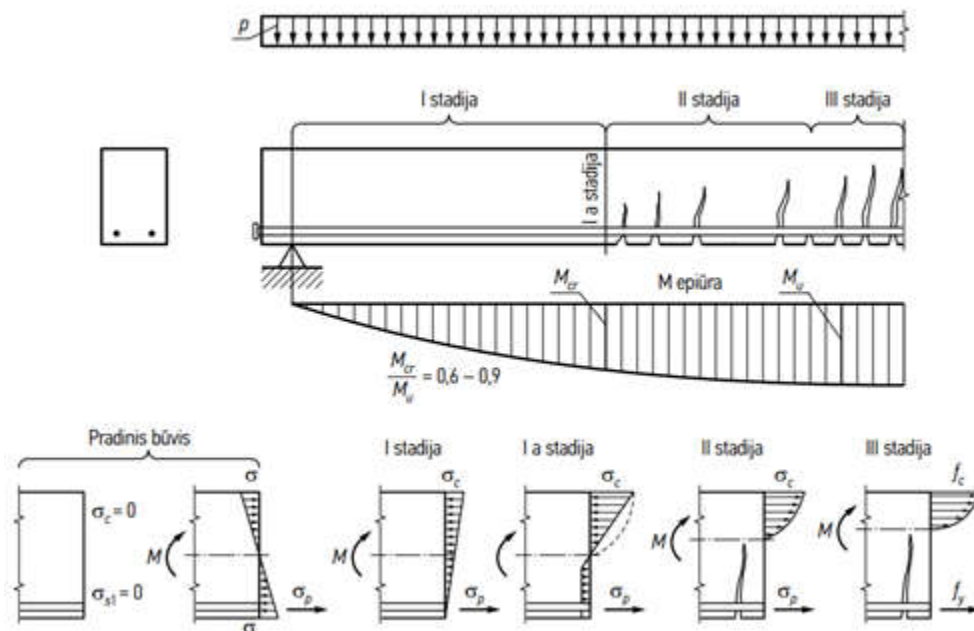
Pirmoji stadija elemente prasideda apkrovus ją apkrova. Šioje stadijoje tempiamosios zonos betone normalinių plyšių nėra. Betono įtempimų diagramos yra beveik tiesinės.

Pirma stadija baigiasi, kai yra pasiekiamas tempiamasis betono stipris ($\sigma_{ct} = f_{ct}$). Pav. 3-3 žymima I a.

Antroji stadija prasideda tada, kai tempiamoje skerspjūvio zonoje atsiranda normalinių plyšių. Tuomet betono įtempimų diagrama kreivėja ir visus tempiamuosius įtempimus supleišėjusioje zonoje perima armatūra.

Trečioji stadija rodo lenkiamo elemento irimo procesą. Gelžbetoninis elementas normaliniame pjūvyje gali suirti dviem atvejais. Jei elementas yra teisingas suarmotas, suirimas prasidės nuo tempiamosios zonos armatūros, kai joje bus pasiekta armatūros plieno takumo riba. Jei elemente yra per daug armatūros, jis pradės irti nuo gniuždomos zonos betono, pasiekus jo gniuždomąjį stipri. Pastarasis suirimo būdas yra trapus ir nepageidautinas.

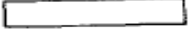

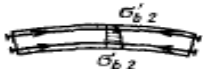

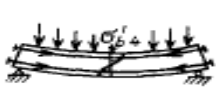
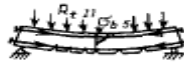
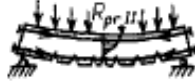
3.2 LENKIAMŲ IŠ ANKSTO APGNIUŽDYTŲ ELEMENTŲ NORMALINIO PJŪVIO ĮTEMPIŲ BŪVIO STADIJOS



Pav. 3-4 Lenkiamojo iš anksto įtemptojo elemento įtempimų būvio stadijos [3]

Įtemptojo gelžbetonio elementuose prieš apkraunant juos išorinėmis apkrovomis tiek betone ir tiek armatūroje jau yra pradinių įtempių. Įtempiant į betoną prieš apgniuždant konstrukciją, joje jau pasireiškia pirminiai įtempimo nuostoliai. Įtempimų ir deformacijų stadijas lenkiamuosiuose elementuose, pagamintuose tempiant armatūrą į betoną, apibrėžia V. Jokūbitis, A. Jurkša, Z. Kamaitis ir kiti [22]. Elemento pagaminto tempiant armatūrą į betoną, įtempimų stadijas pateikiamos lentelėje 3-1 [22].

Lentelė 3-1 Lenkiamojo elemento, pagaminto tempiant armatūrą į betoną, įtempimų stadijos [22]

Stadijos	Stadijų apibūdinimas	Įtempimo schema ir betono įtempimai	Armatūros įtempimai	
			neįtemptos	įtemptos
Gamybos	Elementas pagamintas, betonas sukietėjęs		0 0	— —
	Armatūra įtempta, betonas apgniuždytas, atsiranda primieji įtempimų nuostoliai		$n_a \sigma'_{b1}$ $n_a \sigma_{b1}$	$\sigma'_0 - \sigma'_{n1} - n_i \sigma'_{b1}$ $\sigma_0 - \sigma_{n1} - n_i \sigma_{b2}$
	Atsiranda visi betono ir armatūros išankstinių įtempimų nuostoliai		$\sigma'_s + \sigma'_v + n_a \sigma'_{b2}$ $\sigma_s + \sigma_v + n_a \sigma_{b2}$	$\sigma'_{01} - n_i \sigma'_{b2}$ $\sigma_{01} - n_i \sigma_{b2}$
Esklavavimo	I Išorinė apkrova panaikina betono apgniuždymą tempiamojoje zonoje		$\sigma'_s + \sigma'_v + n_a \sigma'_{b3}$ $n_s + \sigma_v$	$\sigma'_{02} - n_i \sigma'_{b3}$ $\sigma_{02} = \sigma_0 - \sigma_n$
	I a Stadija prieš pat plyšių atsiradimą		$\sigma'_s + \sigma'_v + n_a \sigma'_{b4}$ $\sigma_s + \sigma_v - \frac{n_a}{v_t} R_{III}$	$\sigma'_{02} - n_i \sigma'_{b4}$ $\sigma_{02} + \frac{n_i}{v_t} R_{III}$
	I I Pasirodo plyšiai		$\sigma'_s + \sigma'_v + n_a \sigma'_{bs} >$ $> \sigma_s + \sigma_v - \frac{n_a}{v_t} R_{III}$	$\sigma'_{02} - n_i \sigma'_{bs} >$ $> \sigma_{02} + \frac{n_i}{v_t} R_{III}$
	I I I Betonų ir armatūros įtempimai pasiekia ribinį stiprumą		$R_{a.gII}$ R_{all}	σ'_g R_{III}

3.3 ARMUOTŲ IR IŠ ANKSTO ĮTEMPŲ ELEMENTŲ PALYGINIMAS

Apžvelgus gelžbetoninio elemento ir iš anksto apgniuždytų elementų įtempimų stadijas daroma išvada, kad iš anksto įtemptų lenkiamųjų gelžbetoninių elementų įtempių ir deformacijų būviai skiriasi nuo neįtemptųjų tik I ir II stadijose [3]. Lygindami momentų epiūras matome jog iš anksto įtemptųjų elementų I stadija yra didesnė už neįtemptųjų, o II stadija yra trumpesnė. Tai parodo, kada II stadijoje elemento standumas yra didesnis, o atsivėrusių plyšių plotis- mažesnis.

Abiem atvejais pavojingiausi skerspjūviai yra tie, kuriuose įrašos ir įtempiai yra didžiausi. Armuotuose tik neįtemptąja armatūra elementuose yra du kritiški įtempių būviai: pirmasis, kai tempiamoje zonoje pasiekiami didžiausi betono tempiamieji įtempiai, antrasis kai elementas supleišėja ir pasiekiami didžiausi betono įtempiai yra gniuždomoje zonoje. Tuo tarpu iš anksto įtemptuose elementuose yra trys kritiniai būviai: pradinis įtempių būvis susidaro nuo išankstinio įtempimo jėgos. Jame betono ribiniai įtempiai gali būti pasiekti tiek tempiamoje, tiek gniuždomoje zonoje. Kiti du būviai yra beveik vienodi kaip ir armuoto

elemento. Esminis skirtumas- mažesnis skirtumas tarp pleišėjimo ir suirimo lenkimo momentų. Galima teigti, kad iš anksto įtemptų supleišėjusių lenkiamųjų gelžbetoninių konstrukcijų saugos ribinio būvio stadija yra panaši į įprastojo gelžbetonio [3]. Dėl šios priežasties lenkiamosios galios skaičiavimo metodai yra beveik vienodi.

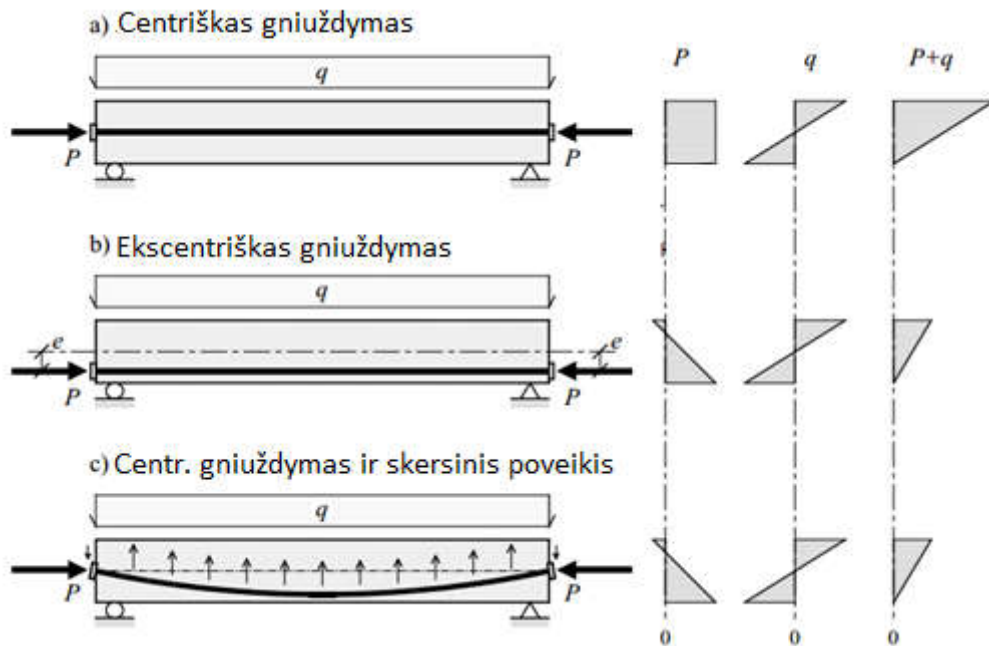
Apibendrinant, įtemptojo gelžbetonio konstrukcijose plyšiai atsiranda nuo daug didesnių apkrovų negu paprastojo gelžbetonio konstrukcijose. Tokių būdu yra sumažinami įlinkiai, kurie dažnai yra lemiamas kriterijus projektuojant didelių tarpatramių gelžbetonio konstrukcijas. Taip pat veikiant toms pačios apkrovoms, elementai gali būti mažesnio skerspjūvio, kas yra labai svarbu daugiaaukščiams pastatams.

4 GELŽBETONIO IŠANKSTINIS ĮTEMPIMAS

4.1 ĮTEMPIMO BŪDAI

4.1.1 Lynų forma

Pagal lynų formą ir nuo to priklausantį poveikį konstrukcijai galima išskirti tris pagrindines išankstinio įtempimo grupes. Jos grafiškai pateikiamos pav. 4-1. Taip pat pateikiamos ir principinės normalinio pjūvio įtempių diagramos.



Pav. 4-1 Įtempimo variantai pagal lynų formą [5]

- Centriškas gniuždymas.
- Ekcentriškas gniuždymas.
- Centriškas gniuždymas ir skersinis poveikis.

4.1.2 Įtempimas į atsparas ir įtempimas į betoną

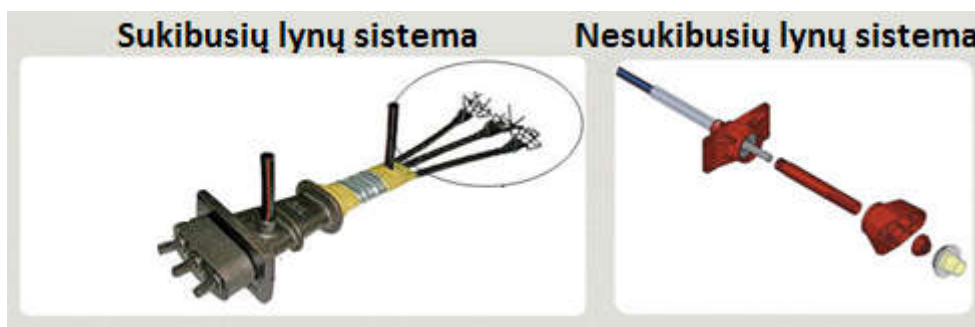
Šių laikų pastatuose taikomos dvi pagrindinės išankstinio įtempimo sistemos:

- Įtempimas įtempiant į atsparas -kai armatūra yra įtempama prieš tai kai užpilamas betonas, o lynai yra atleidžiami betonui sukietėjus. Apgniuždymas į betoną yra perduodamas per betono ir lynų sukibą. Įtempimo būdas plačiausiai naudojamas surenkamosiose gelžbetonio konstrukcijose.
- Įtempimas įtempiant į betoną kai armatūra inkaruojama elemento galuose. Betonas užpilamas ir tik jam pasiekus reikiamą stiprį jis yra apgniuždomas. Šis būdas taikomas monolitinio gelžbetonio statyboje.

4.1.1 Sukibusių ir nesukibusių lynų sistemos

Įtempimo į betoną technologijoje pagal sukibimą su betonu lynai skirstomi į:

- Sukibusių lynų sistemą. Lynai yra sukibę su betonu. Apgniuždymas perduodamas visu lynų ilgiu tiesiai į betoną užpildant lynų vamzdelius specialiu užpildu.
- Nesukibusių lynų sistemą, kurioje lynai nėra sukibę su apie jį esančiu betonu. Apgniuždymas į betoną perduodamas per inkarus elemento galuose.



Pav. 4-2 Sukibusių (1pav.) ir nesukibusių (2pav.) lynų sistemos.

Sukibusių ir nesukibusių lynų sistemų privalumai pateikiami lentelėje:

Lentelė 4-1 Lynų sistemų palyginimas

Sukibusių lynų sistemą	Nesukibusių lynų sistemą
<ul style="list-style-type: none"> • Lokalizuotos atsitiktinio pažeidimo pasekmės. • Didesnis indėlis į stiprumą lenkiant. • Inkarai sukibę su betonu visu lyno ilgiu. • Gali būti ardomi įprastu būdu kaip ir įprasto gelžbetonio konstrukcijos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mažesnis apsauginis sluoksnis ir didesnis ekcentrisitetas. • Greitesnė statyba. • Nereikalingas kanalų užpildymas. • Mažesni nuostoliai dėl trinties.

Abi šios sistemos naudojamos įvairios paskirties pastatuose ir statiniuose, tačiau nesukibusių lynų sistema yra labiau naudojama perdangose, tuo tarpu sukibusių lynų sistemą yra įprasta naudoti sijose, tiltuose ir kituose didelio aukščio konstrukcijose.

4.2 ĮTEMPTOJO GELŽBETONIO OPTIMALAUS TAIKYMO SRITIES NUSTATYMAS

Iš ankstinio įtempimo įtempiant į betoną ekonomiškumas priklauso nuo individualių kiekvieno projekto reikalavimų ir kitų aplinkybių. Visais atvejais lyginant armuotą betoną ir įtemptą betoną reikia atsižvelgti į santykinius šių medžiagų kiekius:

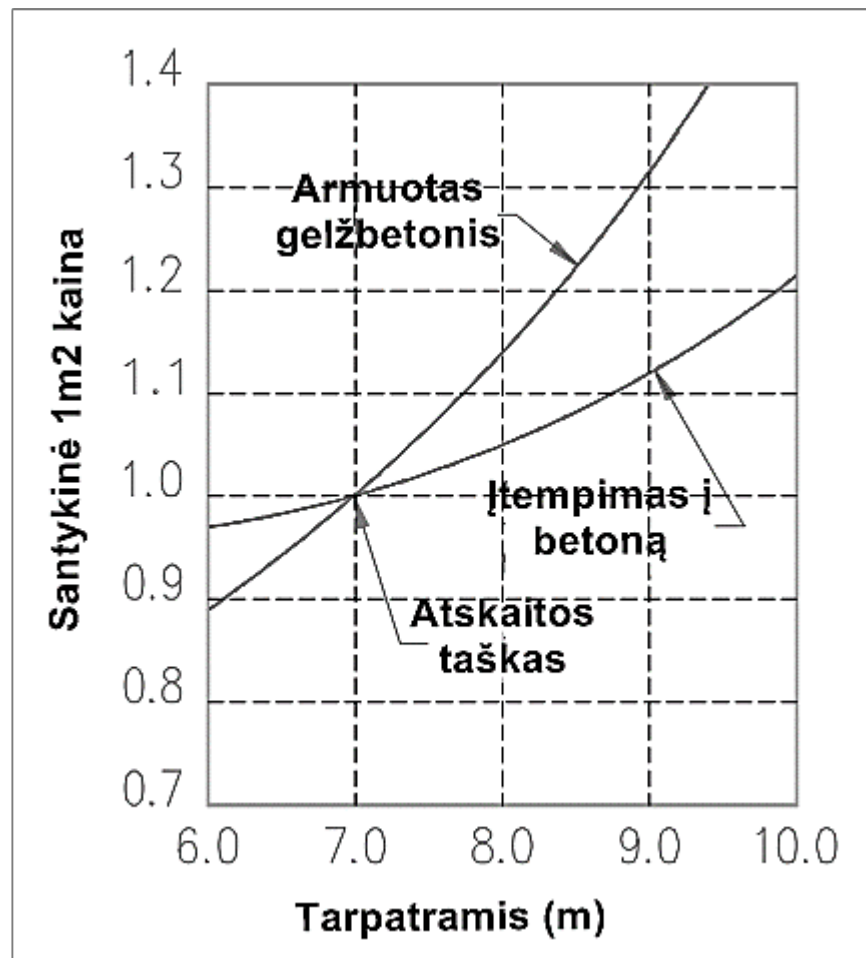
- betono;
- armatūros;
- lynų;
- klojinių.

Taip pat yra labai svarbu įvertinti tokius faktorius kaip:

- statybos sparta;
- pamatų kaina;
- konstrukcijų aukštis;
- ir kita.

Dažnai projektuotojai neturi pakankamai laiko gerai išnagrinėti visus konstrukcinius variantus, todėl darbe remiantis literatūros šaltiniais yra stengiamasi nustatyti esant kokiems tarpatramiams yra racionalu pradėti naudoti išankstinį įtempimą į betoną.

Ed Cross savo darbe [6] pateikia grafiką, kuriame lyginamos armuoto ir įtemptojo gelžbetonio santykinės kainos. Iš pav. 4-3 matome, kad įtempimas į betoną gali būti nagrinėjamas, kaip ekonomiškas variantas kai denginio tarpatramis (atstumas tarp kolonų centrų ar sijų) viršija 7 metrus.



Pav. 4-3 Kainos palyginimas- Armuotas betonas prieš iš anksto įtemptąjį [6]

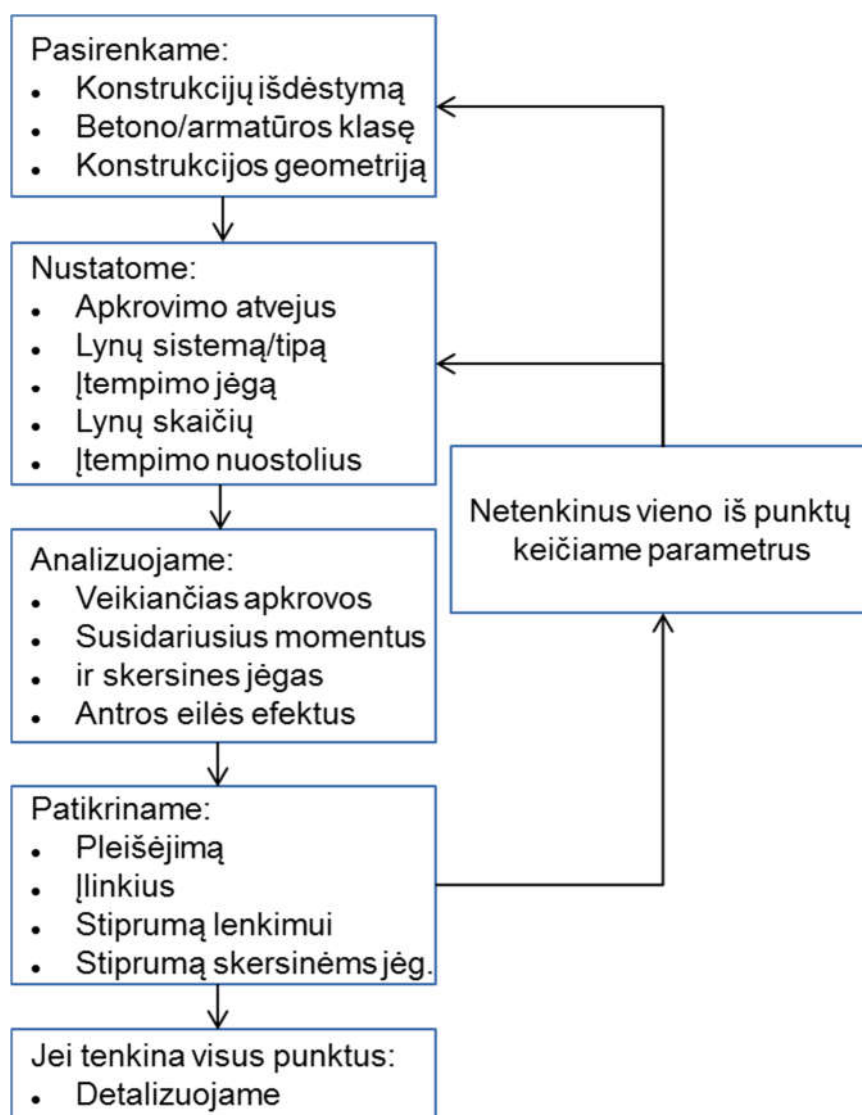
Grafikas iliustruoja du pagrindinius punktus. Pirma, kaip tarpatramis daro įtaką perdangos plokštės kainai. 7 metrų tarpatramio kaina prilyginta sąlyginiam vienetui. Antra, grafikas parodo, koks yra procentinis skirtumas tarp kainų esant konkrečiam tarpatramiui.

4.3 IŠ ANKSTO ĮTEMPTO GELŽBETONINIO ELEMENTO SKAIČIAVIMAS

Iš anksto įtemptos konstrukcijos dirba kaip ir paprastos gelžbetoninės konstrukcijos, tik įvertinus išankstinio įtempimo jėgą su įtempimų nuostoliais. Taip pat įtempiant į betoną įtempius skerspjūvyje reikia vertinti dviejuose etapuose:

- iškart po apgniuždymo (pasireiškus tik pirminiems nuostoliams);
- pasireiškus ilgalaikiams nuostoliams.

Įtemptų į betoną monolitinių konstrukcijų skaičiavimo algoritmas pateikiamas grafiškai:



Pav. 4-4 Iš anksto įtemptojo elemento projektavimo algoritmas

4.3.1 Išankstinių armatūros įtempimų nuostoliai

Iš ankstinio apgniuždymo jėga laikui bėgant mažėja, todėl yra būtina į tai atsižvelgti projektuojant tokias konstrukcijas. Išankstinio įtempimo nuostolius, įtempiant armatūrą į

atsparas ir į betoną Eurokodas 2 [7] suskirsto į 11 dalių. Skaičiuojant įvertinami tik tie, kurie atsiranda konkrečiomis sąlygomis. Marčiukaitis, G. savo knygoje [3] suskirsto šiuos nuostolius į dvi pagrindines grupes: technologinius ir pogamybinius. Nuostolių skirstymas pateikiamas lentelėje 4-2 [3].

Lentelė 4-2 Pagrindiniai išankstinio armatūros įtempimo nuostoliai [3]

Įtempių grupė	Nuostolių žymėjimas	Išankstinio įtempimo nuostolių atsiradimo grupės
Technologiniai	$\Delta\sigma_{pd}$	Dėl inkarinių įtaisų pleištu įtraukimo ir įtaisų deformacijų
	$D_{s\Theta}$	Dėl temperatūrų skirtumo tarp gaminio, jeigu kietinama kaitinant, ir atsparų
	$\Delta\sigma_{el}$	Dėl betono tampriosios deformacijos, atsirandančios dėl įtempiamos armatūros poveikio ją atleidžiant nuo atramų arba kai įtempinama į betoną
	$\Delta\sigma_{fr}$	Dėl armatūros trinties su kanalų sienelėmis arba konstrukcijų betono paviršiumi
	$\Delta\sigma_{pfr}$	Dėl metalinių formų deformacijų, jeigu armatūra įtempinama į formas
	$\Delta\sigma_{psl}$	Dėl betono glemžimo įtemptai apvyniojama (spiraline arba žiedine) armatūra
	$\Delta\sigma_{pbs}$	Dėl sandūrų tarp blokų apgniuždymo deformacijos
Pogamybiniai (ilgalaikiai)	$\Delta\sigma_{pr}$	Dėl armatūros relaksacijos per laikotarpį, kuris praeina nuo įtempiamosios armatūros įtempimo tam tikro laiko (iki 1000 val.)
	$\Delta\sigma_{cs}$	Dėl betono traukumo
	$\Delta\sigma_{cr}$	Dėl betono valkšnumo

Nuostolių pasiskirstymas pagal armatūros įtempimo būdą pateiktas žemiau esančioje lentelėje.

Lentelė 4-3 Armatūros išankstinio įtempimo nuostolių grupės [3]

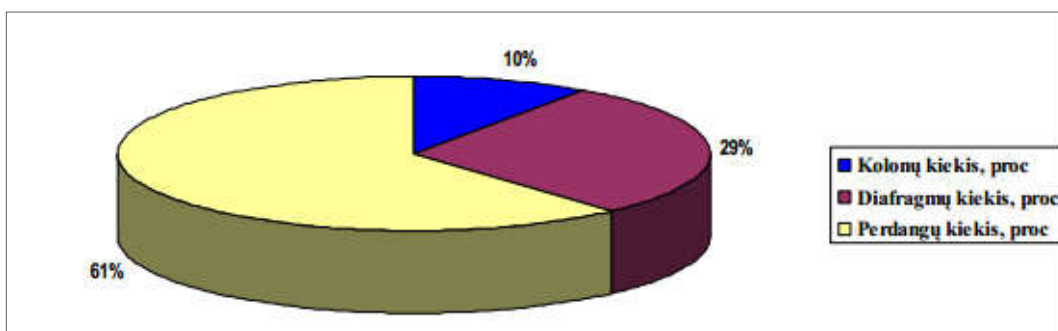
Armatūros įtempimo būdas	Technologiniai (pirminiai) nuostoliai ($\Delta\sigma_{l1}$)	Ilgalaikiai (antriniai) nuostoliai ($\Delta\sigma_{l2}$)
Į atsparas	$\Delta\sigma_{pd}; \Delta\sigma_{pr}; \Delta\sigma_{pfr}; \Delta\sigma_{\Theta}; \Delta\sigma_{el}$	$\Delta\sigma_{cs}; \Delta\sigma_{cr}; \Delta\sigma_{pr2}$
Į betoną	$\Delta\sigma_{pd}; \Delta\sigma_{fr}; \Delta\sigma_{el}$	$\Delta\sigma_{cs}; \Delta\sigma_{cr}; \Delta\sigma_{pr2}$

Pagal STR [17] suminiai nuostolių dydžiai priimami ne mažiau 100 MPa .

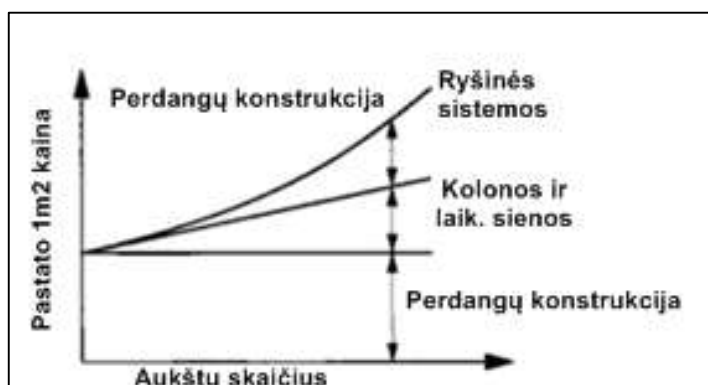
Nuostolių apskaičiavimo pagrindiniai principai ir formulės yra pateikiami Eurokode 2 [7] bei STR [17], todėl šiame darbe jų skaičiavimas nėra papildomai nagrinėjamas.

5 KONSTRUKCIJŲ RACIONALIZAVIMO TYRIMAS

Šiandien, kuomet norima suprojektuoti ypatingus statinius (didelių tarpatramių su nedideliu konstrukcijų aukščiu) būtina rinktis racionaliausius konstrukcinius sprendimus. Gelžbetonio konstrukcijų statybos praktika rodo, kad didžiausias dalis betono šiuolaikinėje statyboje yra sunaudojama perdangų įrengimui. Literatūroje [18] nurodoma, kad procentinė perdangos konstrukcijų masės dalis gali siekti iki 61 proc. visų pastato laikančiųjų konstrukcijų masės. Masės pasiskirstymas pateikiamas pav. 5-1. Perdangų racionalumo įtaka kitų konstrukcijų ir viso pastato kainai didėja, didinant aukštų skaičių. Tai iliustruoja pav. 5-2.



Pav. 5-1 Statistinis konstrukcijų masės pasiskirstymas šiuolaikinėje gelžbetonio statyboje [18]



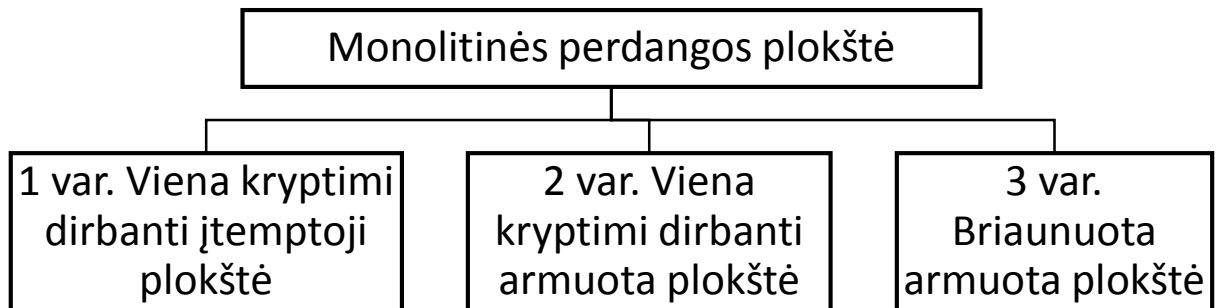
Pav. 5-2 Konstrukcijų kainos tenkančio 1 m² grindų ploto priklausomybė nuo aukštų skaičiaus [18]

Atsižvelgiant į perdangų svarbą viso pastato racionalumui darbe nutarta atlikti perdangos plokščių racionalizavimo tyrimą pasirinktoje architektūrinėje-konstrukcinėje situacijoje. Kaip minėta ankstesniuose skyriuose, yra atlikta mažai tyrimų viena kryptimi dirbančių perdangų racionalizavimo tema. Būtent todėl magistro baigiamajame darbe lyginamos viena kryptimi dirbančios plokštės.

5.1 PERDANGOS PLOKŠČIŲ RACIONALIZAVIMO TYRIMAS

5.1.1 Lyginamieji perdangų variantai

Tiriamojame magistro baigiamojo projekto dalyje projektuojama monolitinė sijinė perdanga. Priimame, kad kolonų tinklelis 8 x 16 m. Pagrindinių sijų plotis priimamas lygus 1 metrui ($b_s=1000\text{ mm}$). Tyrime lyginame tris nekarpytą viena kryptimi dirbančių perdangos plokščių variantus. Variantai pateikiami pav. 5-3. Visi perdangų plokščių variantai projektuojami pagal Eurokodą 2 [7] (Toliau žymime „EK2“).



Pav. 5-3 Lyginamieji perdangos plokščių variantai

5.1.2 Palyginimo kriterijai

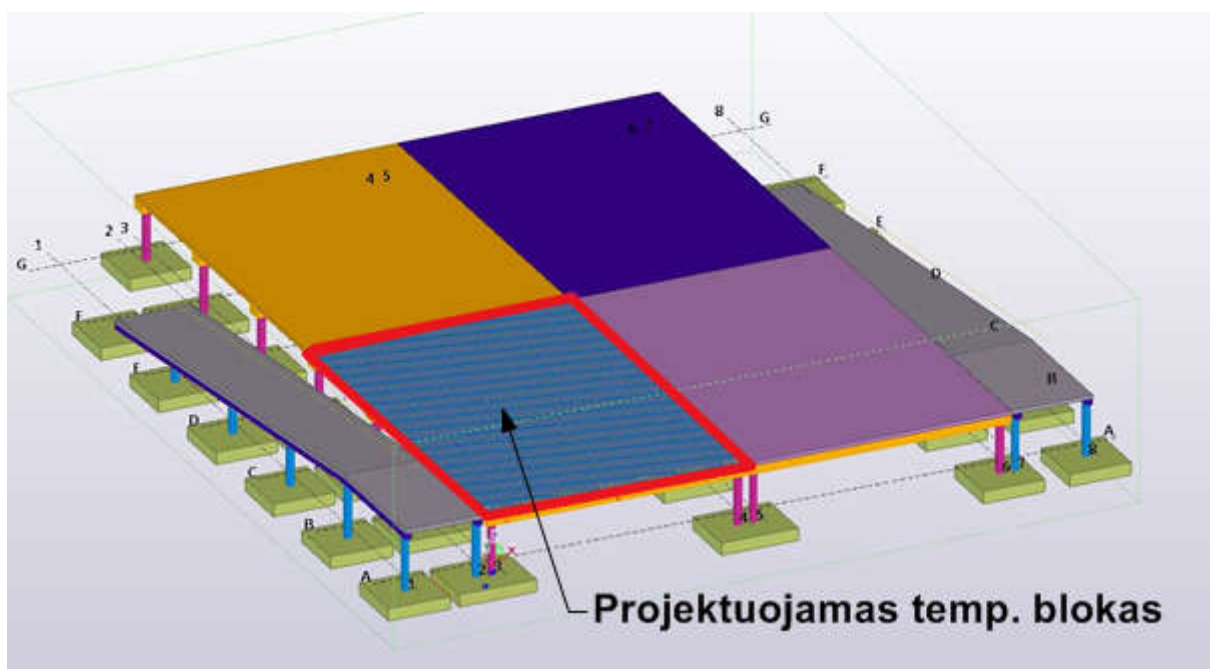
Konstrukcinių sprendimų racionalumas/ekonomiškumas vertinamas pagal šiuos kriterijus:

- konstrukcijų savasis svoris (kg/m^2);
- perdangos plokštės aukštis (mm);
- armatūros ir lynų kiekis (kg);
- principinė medžiagų kaina (Eur/m^2);
- statybų sparta;
- technologinis sudėtingumas.

5.2 PROJEKTUOJAMAS PASTATAS

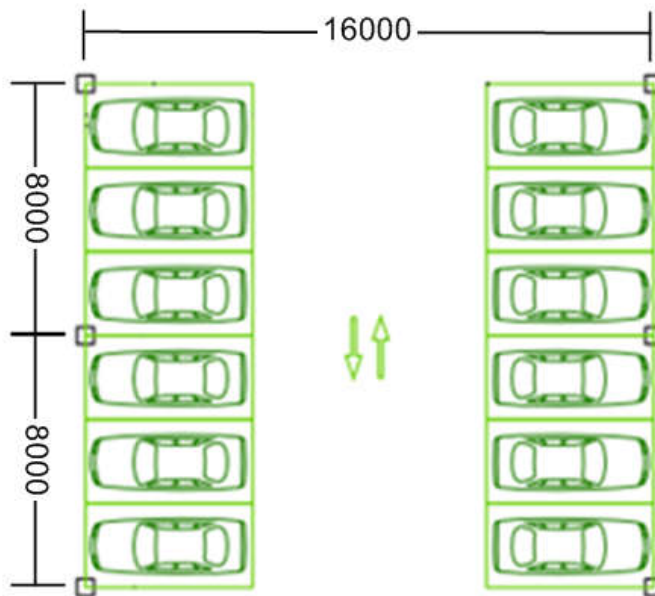
Šiame objekte kaip tyrimo objektas pasirenkamas dviejų aukštų automobilių stovėjimo aikštelės pastatas. Pastato pasirinkimas pagrįstas tuo jog automobilių stovėjimo aikštelių kolonų tinklelis įprastai yra tipinis (8 x 16 m) ir kinta tik labai mažose ribose. Taip pat automobilių stovėjimo aikštelių perdangose įprastai naudojamos viena kryptimi dirbančios plokštės, kadangi kolonų žingsnis skirtingomis kryptimis skiriasi du kartus. Architektūrinės koncepciniai planai, pagrindžiantys konstrukcijų išdėstymą, pateikiami priede 8.1. Architektūrinė pastato projekto dalis tyrime nėra esminė, todėl baigiamajame projekte papildomai nedetalizuojama.

Tyrime projektuojamos vieno temperatūrinio bloko perdangos plokštės, atliekamas jų palyginamasis vertinimas pagal nurodytos kriterijus. Nustačius racionaliausią perdangos plokštę, projektuojama pagrindinė sija ir kolona.



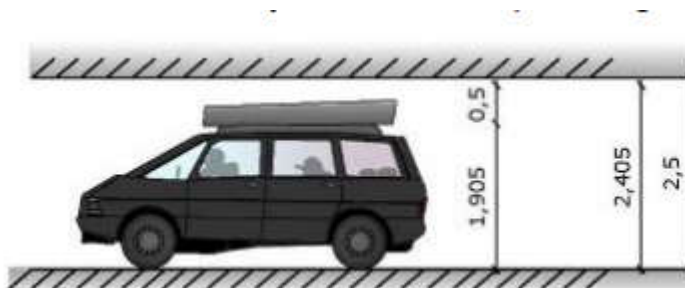
Pav. 5-4 Aksonometrinis projektuojamo pastato gelžbetoninių konstrukcijų vaizdas

Šiame objekte naudojamas stovėjimo vietų ir kolonų principinis išdėstymas pateiktas žemiau:



Pav. 5-5 Principinis kolonų tinklelis ir stovėjimo vietų išdėstymas

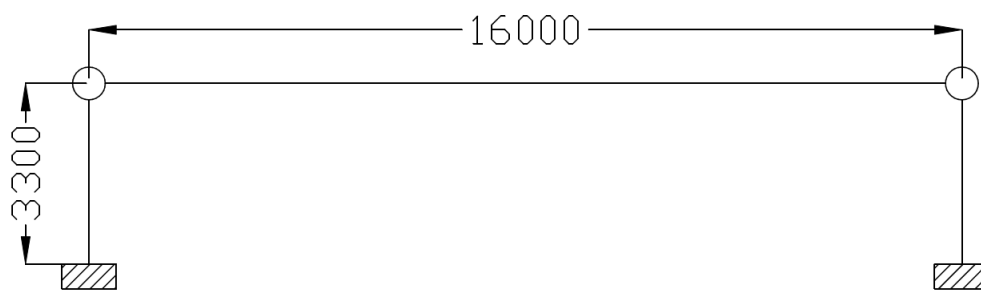
Taip pat primame, kad aukštis nuo grindų iki perdangos konstrukcijos apačios yra 2,5 metro.



Pav. 5-6 Minimalus aukšto aukštis

5.3 KONSTRUKCINĖ SCHEMA

Temperatūrinio bloko konstrukcinę schema sudaro perdangos plokštė monoliitiškai sujungta su pagrindinėmis sijomis. Sijos šarnyriškai remiasi ant kolonų. Kolonos standžiai tvirtinamos pamate. Erdvinį pastato pastovumą užtikrina standus kolonų tvirtinimas pamate.



Pav. 5-7 Skersinio rėmo skaičiuojamoji schema

5.4 KONSTRUKCIJŲ IŠDĖSTYMAS

Pagrindinių konstrukcijų išdėstymas pateikiamas magistro baigiamojo projekto brėžiniuose SK-01...03.

5.5 APKROVOS

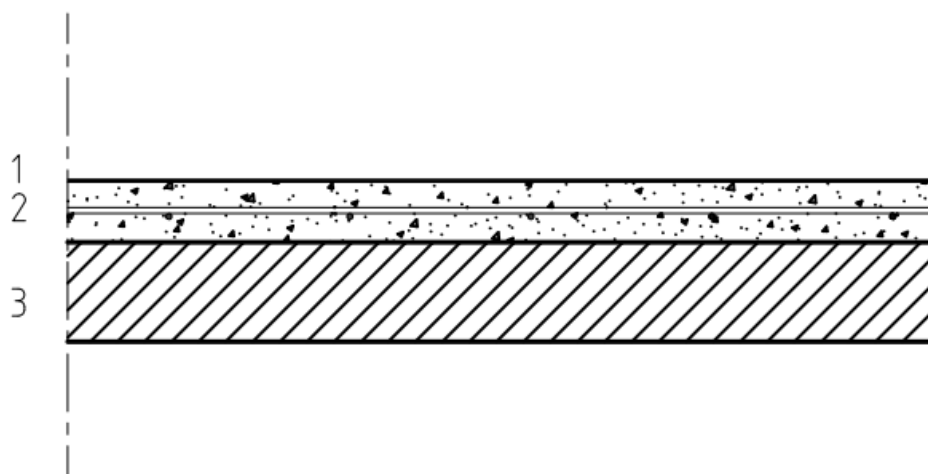
Apkrovų skaičiavimo ataskaita pateikta priede 8.2.

Apkrovų patikimumo koeficientai priimami pagal „STR 2.05.04:2003. Poveikiai ir apkrovos“ [10] bei „Eurokodo 0“ Lietuvos nacionalinį priedą [11]:

- Nepalankioms nuolatinėms apkrovoms $\gamma_G=1,35$;
- Nepalankioms kintamoms apkrovoms: $\gamma_Q=1,30$.

5.5.1 Nuolatinės apkrovos:

Principinė denginio grindų detalė pateikta pav. 5-8.



Pav. 5-8 Denginio grindų detalė: 1) Poliuretalinė danga 2) Armuotas betono sl. 150-60mm (nuolydis 1:85)
3) Perdangos pl. 240mm

Kitos priimtos nuolatinės apkrovos:

Sprinkleriai su skysčiu ir kitos inž. sistemos- $0,20 \text{ kN/m}^2$.

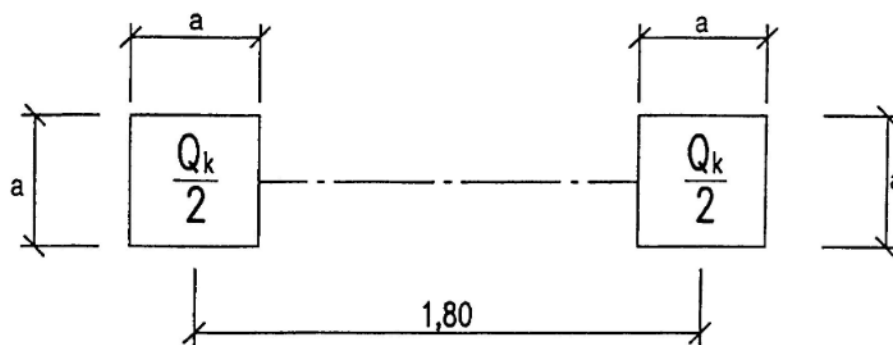
5.5.2 Laikinosios apkrovos

Pastato denginio naudojimo apkrovos kategorija- F:

Lengvųjų transporto priemonių eismo ir stovėjimo plotai (30 kN bendrojo svorio ir 8 sėdėjimo vietų, neįskaitant vairuotojo).

Išskirstyta apkrova- $q_k=2,5 \text{ kN/m}^2$;

Koncentruota apkrova- $Q_k= 20 \text{ kN}$.



Pav. 5-9 Ašies apkrovos matmenys (a=100mm)

5.6 APLINKOS POVEIKIO KLASĖS

Gelžbetonio konstrukcijų aplinkos poveikio ir betono stiprumo klasės bei neįtemptosios armatūros apsauginiai sluoksniai pateikiami lentelėje:

Lentelė 5-1 Priimtos konstrukcijų aplinkos poveikių klasės ir armatūros apsauginiai sluoksniai

Konstruktinis elementas	Aplinkos poveikio klasė	Betono stiprumo klasė	c_{nom}
Perdangos plokštės virš. pav.	XC4 XD1 XF4	C35/45	40
Perdangos plokštės apat. pav.	XC3 XD1 XF1	C35/45	40
Perdangos pagrind. sijos apat. pav	XC4	C35/45	40
Kolonos	XC4 XD1 XF2	C30/37	45
Pamatai	XC2	C25/30	35
Panduso konstrukcijos	XC4 XD3 XF4	C35/45	50
Pirmo aukšto grindys	XC4 XD3 XF4 XM1	C35/45	50

Čia:

c_{nom} - nominalus apsauginis sluoksnis. Apskaičiuojamas

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}, \quad (5.1)$$

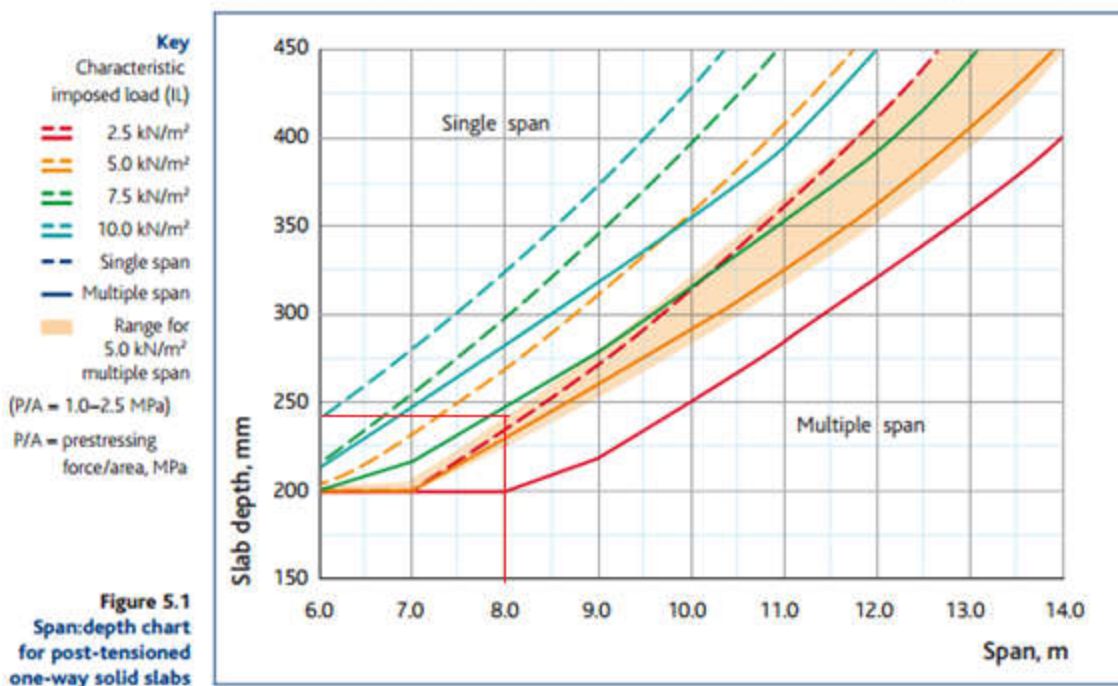
c_{min} - mažiausias apsauginis betono sluoksnis pagal EK 2 [7] aplinkos sąlygų reikalavimus.

Δc_{dev} -leidžiamoji nuokrypa, kuri lygi: $\Delta c_{dev} = 10mm$.

5.7 IŠANKSTO ĮTEMPTOSIOS MONOLITINĖS PERDANGOS PROJEKTAVIMAS

5.7.1 Geometrija ir skaičiuojamoji schema

Skaičiuojamos plokštės storis priimamas pagal knygos „Economic concrete elements to Eurocode“ [9] rekomendacijas. Plokštės aukščio parinkimo grafikas pateiktas pav. 5-10. Priimamas plokštės storis-240 mm.



Pav. 5-10 Plokštės storio parinkimo grafikas [9]

Skaičiuojamųjų ilgių nustatymas:

Apskaičiuojant monoliškai sujungtų sijų ir plokščių momentus, skaičiuojamuosius ilgius priimame pagal literatūros šaltiniuose [4] [10] [11] pateikiamus nurodymus.

Skaičiuojamasis plokštės tarpatrio ilgis priimamas lygus atstumui tarp pagrindinių sijų briaunų. Tuomet tarpatriamių ilgiai:

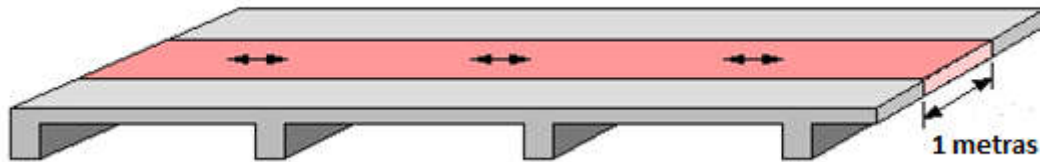
$$l_{eff} = l_{sb} - b_s = 8000 - 1000 = 7000 \text{ mm}, \quad (5.2)$$

čia:

b_s - pagrindinės sijos plotis. $b_s = 1000 \text{ mm}$,

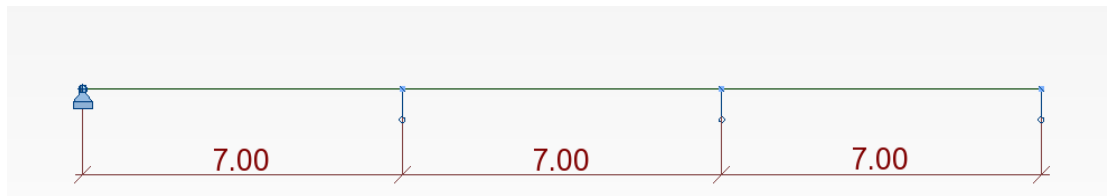
l_{sb} - atstumas tarp kolonų ašių plokštės kryptimi. $l_{sb} = 8000 \text{ mm}$.

Plokštė apskaičiuojama kaip sijinė, kurios plotis parenkamas lygus 1 metrui. Apkrova apskaičiuojama į tiesinį metrą ir plokštė projektuojama kaip nekarpyta sija.



Pav. 5-11 Skaičiuojamojo 1000 mm ruožo schema

Skaičiuojamoji schema:



Pav. 5-12 Perdangos plokštės skaičiuojamoji schema

5.7.2 Medžiagos

Perdangos plokštė projektuojama iš žemiau nurodytų medžiagų:

Betonas:

Betono klasė- *C35/45*;

Cilindrinis stiprumas- f_{ck} (po 28 dienų) = 35 MPa;

Svoris (tankis)- $g = 25 \text{ kN/m}^3$;

Tamprumo modulis- $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$;

Valkšnumo koeficientas $\phi(\infty, t_0) = 1,52$. Skaičiavimas pateikiamas priede 8.3.

Betono atsargos koeficientas $\gamma_c = 1,50$;

Piimamas betono stiprumas lynų tempimo metu $f_{ck}(t) = 20 \text{ MPa}$.

Armatūra

Armatūros klasė- *S500*;

$f_y = 500 \text{ MPa}$;

Tamprumo modulis- $E_s = 200000 \text{ MPa}$;

Armatūros atsargos koeficientas $\gamma_c = 1,15$.

Lynai

Standartas- *EN 10138 - 3 : 2006*;

Klasė- *Y1860S*;

Nominalus diametras $d_p = 12,9 \text{ mm}$;

Vieno lyno skerspjūvio plotas $A_{pl} = 100 \text{ mm}^2$;

Tamprumo modulis- $E_p = 200000 \text{ MPa}$;

Stiprumas $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$;

Lynų atsargos koeficientas $\gamma_p = 1,15$.

Lynų sistema

Perdangos plokštėje naudojama nesukibusių lynų sistema.

Nesukibusių lynų sistemos parametrai priimami pagal įtempimo į betoną įrangos gamintojo „VSL“ rekomendacijas [15]:

Trinties tarp įtemptosios armatūros lyno ir jo kanalo koeficientas- $\mu = 0,05$;

Vidinių įtemptosios armatūros lynų netyčinis kampinis poslinkis (vienetinio ilgio)- $k=0,005 \text{ rad/m}$;

Inkarinių įtaisų pleiščių įtraukimas - $\Delta l = 6 \text{ mm}$.

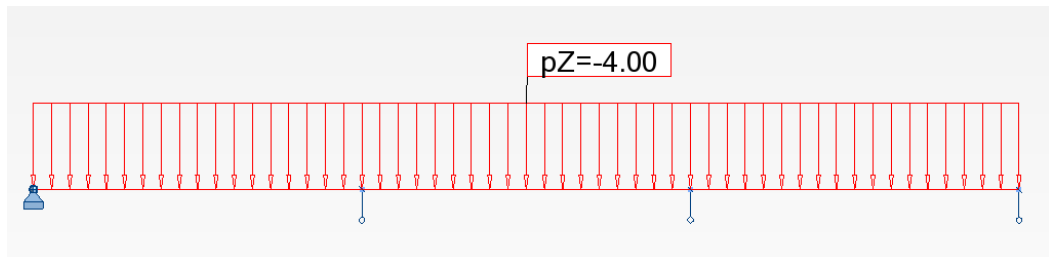
5.7.3 Apkrovos

Apkrovos priimamos pagal priedą Nr.8.1 . Imama 1 tiesinio metro ruožo apkrova.

Savasis svoris (SS) (Įvertinama skaič. programa):

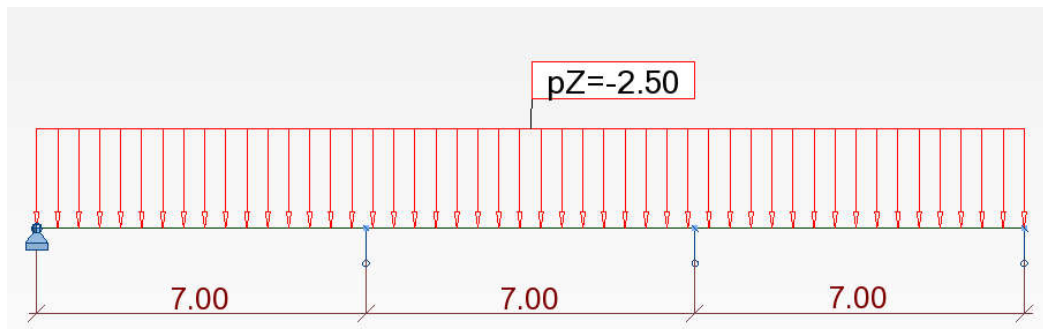
$$g_{PL} = 25 \cdot 0,24 \cdot 1 = 6,00 \text{ kN/m}. \quad (5.3)$$

Nuolatinės išorinės apkrovos (DL):



Pav. 5-13 Nuolatinės apkrovos

Kintamosios apkrovos (LL):

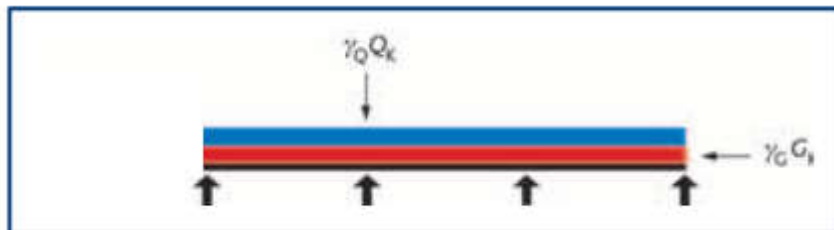


Pav. 5-14 Kintamosios apkrovos

Kadangi:

$$q_k/g_k = \frac{2,5}{6,00+4,0} = 0,25 < 1,25, \quad (5.4)$$

galime naudoti supaprastintą apkrovimo schemą kai apkraunami visi tarpatramiai vienu metu.



Pav. 5-15 Principinė apkrovimo schema

5.7.4 Projektavimo parametrai

Aplinkos poveikio klasė

Aplinkos poveikio klasė ir neįtemptosios armatūros apsauginiai sluoksniai pateikiami lentelėje 5-1.

Įtemptosios armatūros apsauginis sluoksnis priimamas pagal EK2 [7] 4,5N lentelę.

$$c_{min} = 40 \text{ mm.}$$

Nominalus apsauginis sluoksnis apskaičiuojamas pagal formulę:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 40 + 10 = 50 \text{ mm.} \quad (5.5)$$

Priimame, kad plokštė bus armuojama 10 mm diametro armatūra, o lynas bus tarp armatūros tinklų.

Tuomet minimalus atstumas nuo elemento krašto iki lyno centro:

$$CGS = 40 + 2 \cdot 10 + 12,9/2 = 66,5. \quad (5.6)$$

Priimamas: $CGS = 67 \text{ mm}$

Leistinas plyšio plotis

Leistinas plyšio plotis nesukibusių lynų sistemai pagal EK2 [7] skaičiuojant nuo tariamai nuolatinio derinio:

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm.}$$

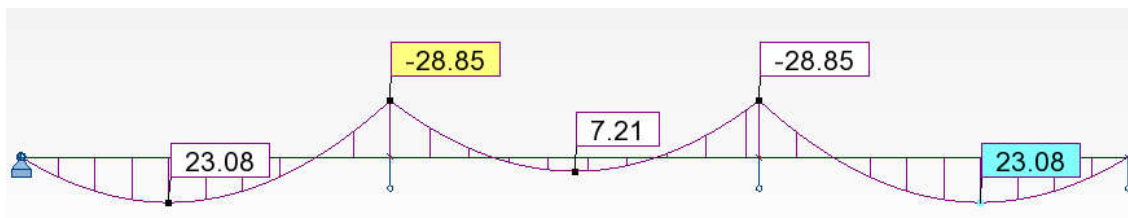
Leistinas įlinkis

Leistinas įlinkis priimamas:

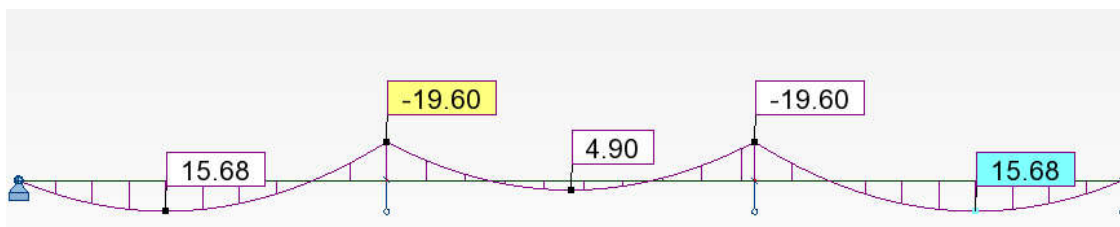
$$l_{eff}/250 = 7000/250 = 28 \text{ mm.} \quad (5.7)$$

5.7.5 Įrašos

Įrašos nuo nuolatinių ir kintamų apkrovų pateiktos diagramose:



Pav. 5-16 Momentų diagrama nuo savojo svorio (SS)



Pav. 5-17 Momentų diagrama nuo išorinių nuolatinių apkrovų (DL)

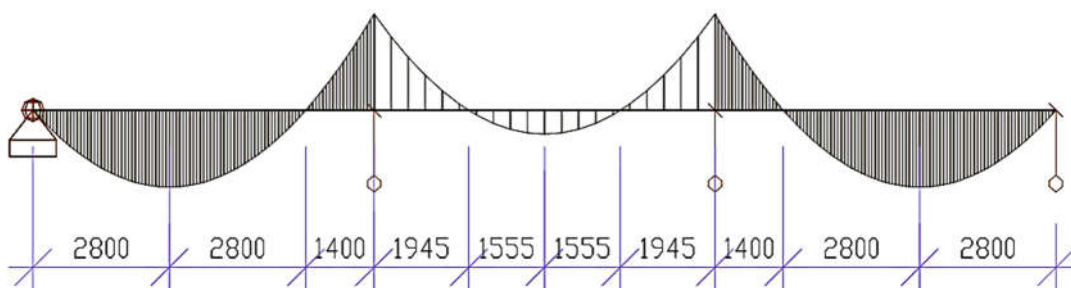


Pav. 5-18 Momentų diagrama nuo kintamų apkrovų (LL)

5.7.6 Išankstinis įtempimas

Lyno forma

Lyno formą nustatome pagal momentų diagramos didžiausių, mažiausių bei nulinių momentų taškus.



Pav. 5-19 Momentų diagramos charakteringi taškai

Priimame, kad:

- didžiausio teigiamo momento tarpatramyje vietoje lynas yra žemiausiame taške;
- tarpinėse atramose lynas yra aukščiausiame taške;
- nulinio momento taškuose lynas yra neutralioje ašyje.

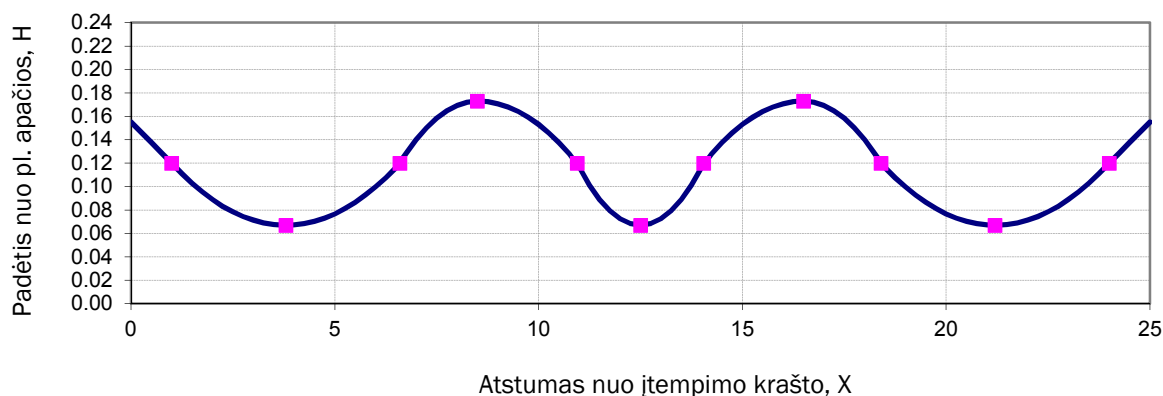
Atsižvelgiant į tai jog skaičiuojamoje schemoje nėra pagrindinių sijų per kurias eis lynai, sudarome lyno charakteringų taškų lentelę realaus ilgio konstrukcijai. Lyno pagrindiniai formos kitimo taškai pateikiami lentelėje:

Lentelė 5-2 Lyno formos charakteringi taškai

Atstumas nuo įtempimo galo x (m)	Lyno aukštis taške x H (m)	Lyno ekcentrisitetas taške x e (m)*
0	0.155	-0.035
1 (ties sijos briauna)	0.120	0.000
3.8	0.067	0.053
6.6	0.120	0.000
8.0 (ties sijos briauna)	0.170	-0.050
8.5	0.173	-0.053
9.0 (ties sijos briauna)	0.170	-0.050
10.945	0.120	0.000
12.5	0.067	0.053
14.055	0.120	0.000
16.0 (ties sijos briauna)	0.170	-0.050
16.5	0.173	-0.053
17.00 (ties sijos briauna)	0.170	-0.050
18.4	0.120	0.000
21.2	0.067	0.053
24 (ties sijos briauna)	0.120	0.000
25	0.155	-0.035

*- Minuso ženklas rodo, kad lynas yra virš neutralios ašies.

Galutinė lyno forma pateikta grafike:



Pav. 5-20 Lyno profilio grafikas

Įtempimo jėgos nustatymas

Maksimalus leistinas lynų išankstinio įtempimo dydis pagal EK2 [7]:

$$\sigma_{p,max} = \min \{k_1 f_{pk}, k_2 f_{p0.1k}\}, \quad (5.8)$$

čia:

f_{pk} - įtemptosios armatūros charakteristinis tempiamasis stipris;

$f_{p0.1k}$ -įtemptosios armatūros charakteristinė 0,1 % sąlyginė takumo riba.

Rekomenduojamos reikšmė pagal EK2 [7]: $k_1 = 0.8$, $k_2 = 0.9$.

Tuomet:

$$\sigma_{p,\max} = \min \{k_1 f_{pk}; k_2 f_{p0.1k}\} = \min\{0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1600\} = 1440 \text{ MPa}. \quad (5.9)$$

Priimame, kad $\sigma_{p0} = 1380 \text{ MPa}$. Tikriname ar tenkinama sąlyga:

$$\sigma_{p0} \leq f_{p0.1k} / \gamma_M, \quad (5.10)$$

$$1380 < 1860 / 1,15 = 1617 \text{ MPa}.$$

Sąlyga tenkinama.

Priimame, kad orientaciniai nusistovėję išankstiniai lynų įtempimai, kai orientaciniai nuostoliai $\Delta\sigma_{los,or} = 180 \text{ MPa}$:

$$\sigma_{or} = \sigma_p - \Delta\sigma_{los,or} = 1380 - 180 = 1200 \text{ MPa}. \quad (5.11)$$

Tuomet orientacinę įtempimo jėga tenkanti vienam lynui yra lygi:

$$P_{or} = \sigma_{or} \cdot A_{p1} = 1200 \cdot 100 = 120 \text{ kN}. \quad (5.12)$$

Lynų skaičiaus nustatymas

Lynų skaičių pasirenkame pagal kompensuojamos jėgos dydį.

Pagal rekomendacijas [6] priimame, kad skersinis įtempimo poveikis automobilių stovėjimo aikštelės perdangų konstrukcijai turi kompensuoti apie 70-85 proc. plokštės savojo svorio (SS) įrašų. Pagal Pav.5-16 didžiausias momentas veikia pirmoje atramoje:

$$M_{SS,\max} = -28,85 \text{ kNm}.$$

Tuomet atsveriantis momentas turėtų būti lygus:

$$M_b = [0,70 \cdot M_{SS,\max} \div 0,85 \cdot M_{SS,\max}] = [0,70 \cdot (28,85) \div 0,85 \cdot (28,85)] = [20,2 \div 24,52] \text{ kNm}. \quad (5.13)$$

Skaičiuojant priimame lyno ekcentrisitetą ties sijos briauna, kur $x=8 \text{ m}$.

Tuomet vieno lyno jėgos sukuriamas orientacinis kompensuojantis momentas:

$$M_{b1} = P_{or} \cdot e(x = 8.0) = 120 \cdot (-0,050) = 6 \text{ kNm} \quad (5.14)$$

Kadangi kituose elemento pjūviuose momentai yra sąlyginai maži priimame tris lynus vieno metro ruože ($s \approx 330 \text{ mm}$). Tuomet orientacinis kompensuojamas momentas:

$$M_b = M_{b1} \cdot n = 6 \cdot 3 = 18 \text{ kNm}. \quad (5.15)$$

Lynų bendras plotas:

$$A_p = n \cdot A_{p1} = 3 \cdot 100 = 300 \text{ mm}^2. \quad (5.16)$$

5.7.7 Išankstinio įtempimo nuostolių skaičiavimas

Pirminiai nuostoliai.

Pirminius nuostolius įtempiant į betoną sudaro nuostoliai dėl:

- Inkarinių įtaisų pleištu įtraukimo
- Armatūros trinties su kanalų sienelėmis

Nuostoliai dėl betono deformacijos įtempiant lynus vieną po kito šiame darbe nevertinami.

„FIB 31“ [5] nurodoma, kad šie nuostoliai plokštėse siekia iki 5 MPa . Todėl dėl didelio atstumo tarp lynų, mažos įtakos galutiniai įtempimo jėgai bei neaiškios įtempimo sekos šie nuostoliai nevertinami.

Nuostoliai dėl inkarinių įtaisų pleištu įtraukimo apskaičiuojami pagal formulę:

$$\Delta\sigma_{pd} = \frac{\Delta l \cdot E_s}{L} = \frac{6 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^3}{25} = 48 \text{ MPa}, \quad (5.17)$$

čia:

$\Delta l = 6 \text{ mm}$ – inkarinio įtaiso deformacija;

L – projektuojamo elemento ilgis (apytikslis lyno ilgis).

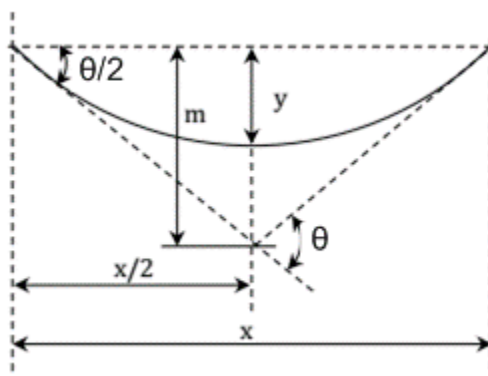
Nuostoliai dėl armatūros trinties su kanalų sienelėmis apskaičiuojami pagal formulę:

$$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_{pm0} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}), \quad (5.18)$$

čia:

θ – kampinių poslinkių suma x atkarpoje (neatsižvelgiant į kryptį ar ženklą);

Lyno kampinių poslinkių apskaičiavimo schema pateikta žemiau:



Pav. 5-21 Lyno kampinių poslinkių apskaičiavimo schema

Lyno kampiniai poslinkiai apskaičiuojami kompiuterine programa ir pateikiami lentelėje:

Lentelė 5-3 Lyno kampinių poslinkių lentelė

x	Atkarpos ilgis	Kampiniai poslinkiai θ		
		Vertikalioje plokštumoje	Horizontalioje plokštumoje	Kampinių poslinkių suma
m	m	rad	rad	rad
0	0			
1	1	0.00000	0.00000	0.0000
3.8	2.89	0.03784	0.00000	0.0378
6.6	3.61	0.03784	0.00000	0.0757
8.5	1	0.05573	0.00000	0.1314
10.945	1	0.04333	0.00000	0.1747
12.5	3	0.06806	0.00000	0.2428
14.055	3	0.06806	0.00000	0.3109
16.5	1	0.04333	0.00000	0.3542
18.4	1	0.05573	0.00000	0.4099
21.2	3.61	0.03784	0.00000	0.4478
24	2.89	0.03784	0.00000	0.4856
25	1	0.00000	0.00000	0.4856

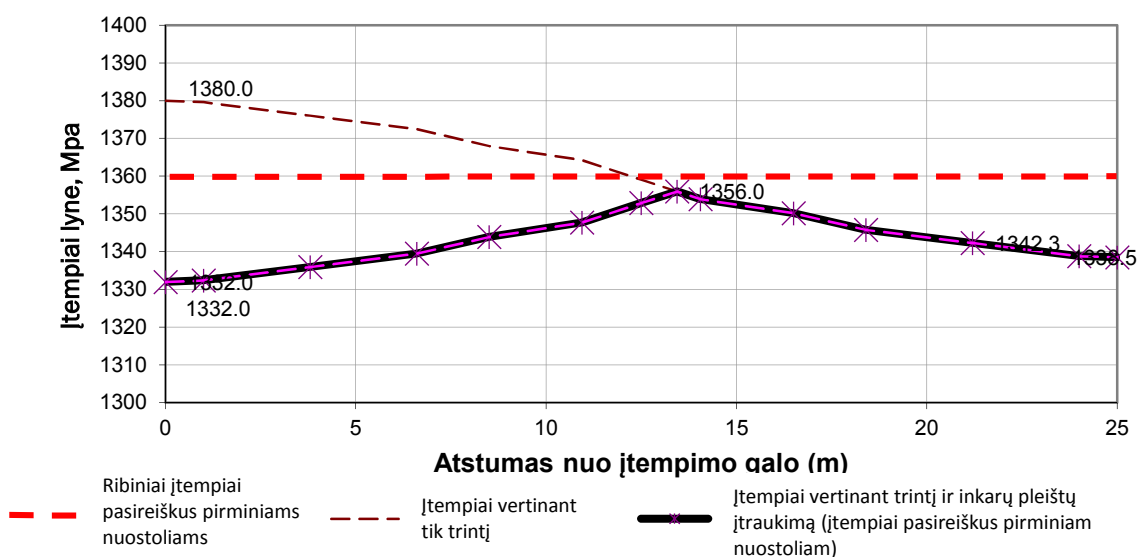
μ – trinties tarp įtemptosios armatūros lyno ir jo kanalo koeficientas: $\mu=0,05$;

k – vidinių įtemptosios armatūros lynų netyčinis kampinis poslinkis (vienetinio ilgio):

$k=0,005 \text{ rad/m}$;

x – atstumas išilgai įtemptosios armatūros lyno nuo taško, kuriame išankstinio įtempimo jėga lygi σ_{p0} (aktyviajame gale tempimo metu veikianti jėga).

Įtempimai įvertinus pirminius nuostolius apskaičiuojami kompiuterine programa pagal formulę 5.18 ir pateikiami grafiškai:



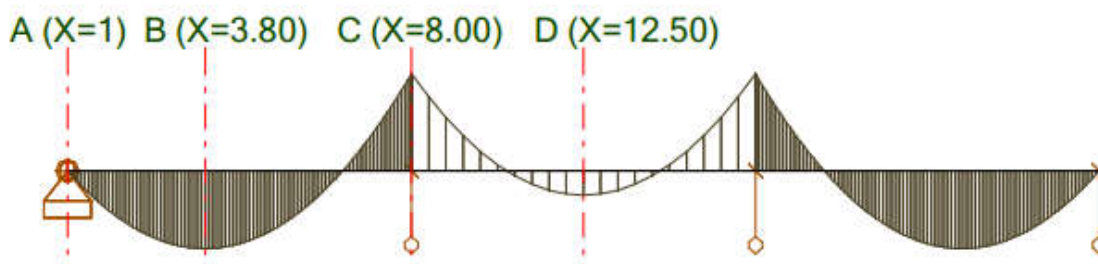
Pav. 5-22 Įtempių lyne išilgai plokštės kitimo įvertinus pirminius nuostolius grafikas

Pagal grafiką pav. 5-22 tikriname ar įtempimo įtempiai pasireiškus pirminiams nuostoliams neviršija leistinos ribos:

$$\sigma_{p,\max 1} = \min \{0,75f_{pk}, 0,85f_{p0,1k}\} = \min\{0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1600\} = 1360 \text{ MPa}.$$

Sąlyga tenkinama, nė viename pjūvyje įtempimo jėga nėra viršijama.

Skaičiavime ranka apsiribojame konstrukcijos tikrinimu keturiuose pavojingiausiuose pjūviuose:



Pav. 5-23 Tikrinamų pjūvių padėtis

Čia: x - atstumas nuo įtempimo galo realioje konstrukcijoje.

Lentelė 5-4 Įtempių nagrinėjamuose pjūviuose suvestinė

Pjūvis:	Įtempiai įvertinus pirminius nuostolius $\sigma_{p1} \text{ (MPa)}$	Jėga įvertinus pirm. nuostolius $P_1 = \sigma_{p1} \cdot A_p \text{ (kN)}$
A ($x=1 \text{ m}$)	1332.3	397,00
B ($x=3,8 \text{ m}$)	1335.9	400,77
C ($x=8 \text{ m}$)	1342.8	402,84
D ($x=12,5 \text{ m}$)	1352.9	405,87

Ilgalaikiai nuostoliai.

Supaprastintą nuo laiko priklausančių nuostolių x vietoje, veikiant nuolatinėms apkrovoms, vertinimo metodą nusako EK2 [7] 5.46 lygtis:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{cQP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1^2 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}. \quad (5.19)$$

Tuomet:

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{cQP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1^2 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}, \quad (5.20)$$

čia:

$\Delta \sigma (p, c+s+r)$ – įtemptosios armatūros įtempių pokyčio, atsirandančio dėl valkšnumo, traukumo ir relaksacijos x vietoje t laiko momentu, absoliučioji reikšmė;

ε_{cs} – įvertintosios traukumo deformacijos (pagal EK2 [7] 3.1.4 (6)) absoliučioji reikšmė. Apskaičiuojama:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,0025 + 6,25 \cdot 10^{-5} = 0,00256, \quad (5.21)$$

čia:

ε_{cs} – bendroji traukumo deformacija;

ε_{cd} – traukioji santykinė deformacija dėl džiūvimo. Apskaičiuojama:

$$\varepsilon_{cd} = k_h \cdot \varepsilon_{cd0} = 1 \cdot 0,25 = 0,25, \quad (5.22)$$

čia:

k_h – nuo tariamojo dydžio h_0 ($h_0 = 2A_c/u = 2 \cdot 0,24/2 = 0,24$) priklausantis koeficientas priimamas pagal knygoje [17] 3.5 lentelėje pateiktas reikšmes.

ε_{ca} – savaiminio traukumo deformacija, kuri lygi:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 6,25 \cdot 10^{-5}, \quad (5.23)$$

čia:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (35 - 10) \cdot 10^{-6} = 6,25 \cdot 10^{-5}, \quad (5.24)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} = 1 - e^{-0,2 \cdot 18263^{0,5}} = 1, \quad (5.25)$$

kur t matuojama dienomis.

E_p – įtemptosios armatūros tamprumo modulis;

$\Delta\sigma_{pr}$ – įtemptosios armatūros įtempių pokyčio, atsirandančio dėl įtemptosios armatūros relaksacijos x vietoje t laiko momentu, absoliučioji reikšmė. Ji nustatoma pagal įtempius: $\sigma_p = \sigma_p(G + P_0 + 0,6Q)$, kur $\sigma_p = \sigma_p(G + P_0 + 0,6Q)$ yra pradiniai įtempiai įtemptojoje armatūroje, atsirandantys dėl pradinio išankstinio įtempimo ir tariamai nuolatinių poveikių;

Nesukibusių lynų sistemai EK2 [7] šių įtempių skaičiavimo neapibrėžia, todėl priimame:

$$\sigma_p = \sigma_{p0}^* + \Delta\sigma_{p,ULS} = 1380 + 100 = 1480 \text{ MPa}, \quad (5.26)$$

čia:

$\Delta\sigma_{p,ULS}$ – įtempių padidėjimas nuo efektyviųjų išankstinių įtempių iki saugos ribinio būvio įtempių.

$$\frac{\sigma_p}{f_{pk}} = \frac{1480}{1860} = 0,80. \quad (5.27)$$

Tuomet pagal [17] lyno relaksacijos nuostolių grafiką (5.1 pav) relaksacija yra lygi 4,5 proc.. Absoliuti reikšmė:

$$\Delta\sigma_{pr} = 1380 \cdot 4,5/100 = 62,1 \text{ MPa}. \quad (5.28)$$

$\phi(t, t_0)$ – valkšnumo koeficientas laiko momentu $t=50$ metų = 18263 dienos pridėjus apkrovą laiko momentu $t_0=28$ dienos: $\phi(t, t_0) = 1,5169$. Skaičiavimas pateikiamas priede 8.3.

A_p – visos įtemptosios armatūros skerspjūvio plotas x vietoje: $A_p = 300 \text{ mm}^2$;

A_c – betono skerspjūvio plotas: $A_c = 240000 \text{ mm}^2$;

I_c – betono skerspjūvio ploto inercijos momentas:

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,24^3}{12} = 0,001152 \text{ m}^4. \quad (5.29)$$

e_x – atstumas nuo betono skerspjūvio sunkio centro iki įtemptosios armatūros lynų.

Įtempiai nuo tariamai nuolatinio derinio išorinių apkrovų ($SS+DL+P1+0,6 \cdot LL$)

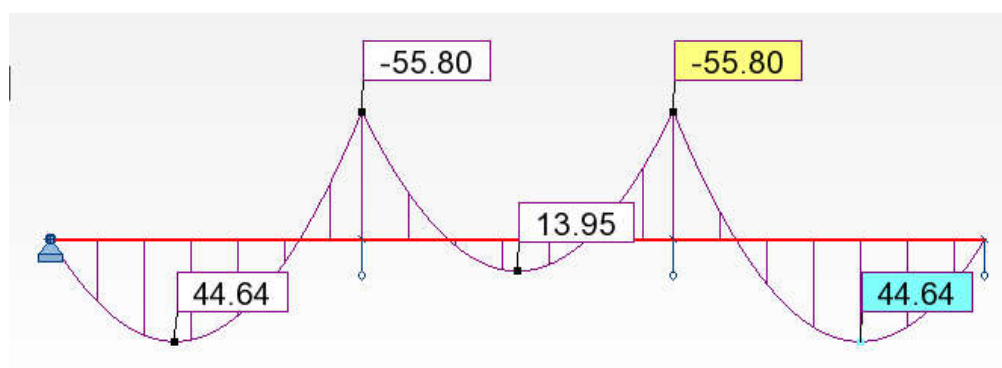
betone armatūros lygyje apskaičiuojami pagal formulę:

$$\sigma_{cQP} = \frac{P_1(x)}{A_c} + \frac{M_{QP} \cdot e_x}{I_c} + \frac{P_1(x) \cdot e_x \cdot e_x}{I_c}, \quad (5.30)$$

čia:

M_{QP} - momentai nuo tariamai nuolatinųjų apkrovų ($SS+DL+0,6 \cdot LL$). Pateikiami

momentų diagramoje:



Pav. 5-24 Momentų M_{QP} diagrama nuo tariamai nuolatinųjų apkrovų ($1 \cdot SS + 1 \cdot DL + 0,6 \cdot LL$)

Įtempiai nuo tariamai nuolatinio derinio išorinių apkrovų ($SS+DL + 0,6 \cdot LL$) betone armatūros lygyje pjūvyje A ($x=1 \text{ m}$) apskaičiuojami:

$$\begin{aligned} \sigma_{cQP} &= \frac{P_1(1)}{A_c} - \frac{M_{QP}(X1) \cdot e_1}{I_c} + \frac{P_1(X1) \cdot e_1 \cdot e_1}{I_c} \\ &= \frac{397}{0,24} + \frac{0 \cdot 0}{0,001152} + \frac{397 \cdot 0 \cdot 0}{0,001152} = 1654 \text{ kPa} = 1,65 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (5.31)$$

Kituose pjūviuose skaičiavimai atliekami analogiškai. Kintamieji ir skaičiavimo rezultatai pateikiami lentelėje:

Lentelė 5-5 σ_{cQP} apskaičiavimas skirtinguose pjūviuose

	A ($x=1\text{m}$)	B ($x=3,8$)	C ($x=8\text{m}$)	D ($x=12,5\text{m}$)
P_1 (kN)	397,00	400,77	402,84	405,87
M_{QP} (kNm)	0	44,64	-55,80	13,95
A_c (m ²)	0,24	0,24	0,24	0,24
I_c (m ⁴)	0,001152	0,001152	0,001152	0,001152
$z_{cp} = e_x$ (m)	0,00	0,053	-0,050	0,053
σ_{cQP} (MPa)	1,65	-0,29	-0,66	1,15

Ilgalaikių nuostoliai pjūvyje A ($x=1\text{m}$) apskaičiuojami:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}\varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{cQP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}}\frac{A_p}{A_c}\left(1 + \frac{A_c}{I_c}z_{cp}\right)[1 + 0,8\varphi(t, t_0)]} \quad (5.32)$$

$$= \frac{0,000256 \cdot 200000 + 0,8 \cdot 62,1 + \frac{200000}{34000} \cdot 1,52 \cdot 1,65}{1 + \frac{200000 \cdot 0,003}{34000} \cdot 0,24 \left(1 + \frac{0,24}{0,00152} \cdot 0\right) [1 + 0,8 \cdot 1,52]}$$

$$= 99,42 \text{ MPa.}$$

Kituose pjūviuose nuostoliai skaičiuojami analogiškai, skaičiavimo santrauka pateikta priede Nr. 8.5.

Lentelė 5-6 Ilgalaikių nuostolių skaičiavimo suvestinė

	A (x=0m)	B (x=3,8m)	C (x=7m)	D (x=10,5m)
$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ (MPa)	99,42	83,78	90,03	89,99

Įtempiai įvertinus pirminius ir ilgalaikius nuostolius pateikiami lentelėje:

Lentelė 5-7 Įtempių lynuose nagrinėjamuose pjūviuose suvestinė

Pjūvis	Įtempiai įvertinus pirminius nuostolius σ_{p1} (MPa)	Ilgalaikiai nuostoliai $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ (MPa)	Įtempiai įvert. ilgalaikius nuostolius $\sigma_{p2} = \sigma_{p1} - \Delta\sigma_{p,c+s+r}$ (MPa)
A (x=1m)	1332.3	99,42	1232,88
B (x=3.8m)	1335.9	83,78	1252,12
C (x=8m)	1342.8	90,03	1252,77
D (x=12.5m)	1352.9	89,99	1262,91

Lentelė 5-8 Įtempimo jėgos nagrinėjamuose pjūviuose suvestinė

Pjūvis	Įtempimo jėga įvertinus ilgalaikius nuostolius $P_2 = \sigma_{p2} \cdot A_p$ (kN)
A (x=1m)	369,86
B (x=3.8m)	375,64
C (x=8m)	375,83
D (x=12.5m)	387,87

5.7.8 Tinkamumo ribinis būvis

Įtempių tikrinimas

Iškart po apgniuždymo

Tinkamumo ribinis būvis iškart po apgniuždymo tikrinimas pagal derinį:

$$I \cdot SS + 1,05 \cdot P_1(x),$$

čia:

SS- savasis plokštės svoris.

$P_1(x)$ - įtempimo jėga pjūvyje x įvertinus pirminius nuostolius.

Įtempių betone ribinės reikšmės

Betono gniuždomieji įtempiai, kurie konstrukcijoje susidaro dėl išankstinio įtempimo jėgos ir kitų įtempimo ar išankstinių įtempių atpalaidavimo metu veikiančių apkrovų, turėtų būti ne didesnis kaip:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t_0);$$

$$0,6 f_{ck}(t_0) = 0,6 \cdot 20 = 12 \text{ MPa},$$

čia:

$f_{ck}(t_0)$ - betono stipris apgniuždymo metu: $f_{ck}(t_0) = 20 \text{ MPa}$.

Tempiamieji įtempiai negali viršyti betono tempiamąjo stiprio f_{ctm} . Viršijus jį skerspjuvis supleišėja. Tempiamasis stipris apgniuždymo metu kai $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ yra lygus:

$$f_{ctm}(t_0) = 2,2 \text{ MPa}.$$

Įtempių tikrinimas

Įtempiai tikrinami pagal lygtis:

Viršuje:

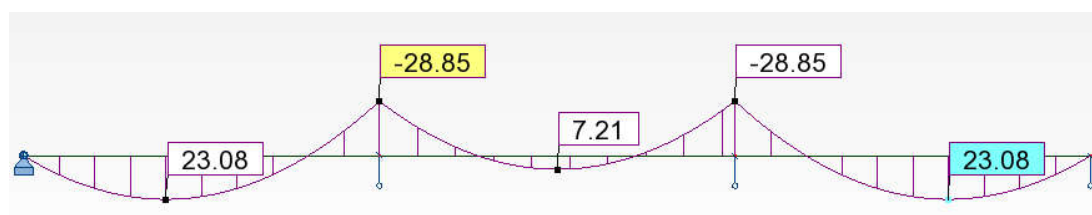
$$\sigma_{v1} = \frac{M_{ss} + 1,05 \cdot P_1(x) \cdot e(x)}{W} + \frac{1,05 \cdot P_1(x)}{A_c}. \quad (5.33)$$

Apačioje:

$$\sigma_{a1} = \frac{-(M_{ss} - 1,05 \cdot P_1(x) \cdot e(x))}{W} + \frac{1,05 \cdot P_1(x)}{A_c}. \quad (5.34)$$

Čia:

M_{ss} - momentas nuo savojo svorio pjūvyje. Imamas lenkimo momentų diagramos:



Pav. 5-25 Momentų diagrama nuo savojo svorio

W -skerspjūvio atsparumo momentas, kuris lygus:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1 \cdot 0,24^2}{6} = 0,0096. \quad (5.35)$$

Įtempiai nuo derinio $(I \cdot SS + 1,05 \cdot P_1(x))$ pjūvyje A ($x=1$) apskaičiuojami:

Viršuje ir apačioje:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{M_{ss} - 1,05 \cdot P_1(x) \cdot e(x)}{W} + \frac{1,05 \cdot P_1(x)}{A_c} \\ &= \frac{(0 - 1,05 \cdot 400,77 \cdot 0)}{0,0096} + \frac{1,05 \cdot 397,0}{0,24} = 1650 \text{ kPa} \\ &= 1,65 \text{ Mpa} \end{aligned} \quad (5.36)$$

Įtempiai nuo derinio $(I \cdot SS + 1,05 \cdot P_1(x))$ pjūvyje B ($x=3,8$) apskaičiuojami:

Viršuje:

$$\begin{aligned} \sigma_{v1} &= \frac{M_{ss} - 1,05 \cdot P_1(x) \cdot e(x)}{W} + \frac{1,05 \cdot P_1(x)}{A_c} \\ &= \frac{(23,08 - 1,05 \cdot 400,77 \cdot 0,053)}{0,0096} + \frac{1,05 \cdot 400,77}{0,24} = 1834 \text{ kPa} \\ &= 1,83 \text{ Mpa} \end{aligned} \quad (5.37)$$

Apačioje:

$$\begin{aligned} \sigma_{a1} &= \frac{-(M_{ss} - 1,05 \cdot P_1(x) \cdot e(x))}{W} + \frac{1,05 \cdot P_1(x)}{A_c} \\ &= \frac{-(23,08 - 1,05 \cdot 400,77 \cdot 0,053)}{0,0096} + \frac{1,05 \cdot 400,77}{0,24} = 1672 \text{ kPa} \\ &= 1,67 \text{ Mpa} \end{aligned} \quad (5.38)$$

Kituose pjūviuose skaičiavimai atliekami analogiškai. Kintamieji ir skaičiavimo rezultatai pateikiami lentelėje:

Lentelė 5-9 σ_{a1} ir σ_{v1} apskaičiavimas skirtinguose pjūviuose

	A (X=1m)	B (X=3,8m)	C (X=8m)	D (X=12,5m)
P_1 (kN)	397,00	400,77	402,84	405,87
M_{ss} (kNm)	0	23,08	-28,85	7,21
A_c (m ²)	0,24	0,24	0,24	0,24
W (m ³)	0,0096	0,0096	0,0096	0,0096
e_x (m)	0,00	0,053	-0,050	0,053
σ_{v1} (MPa)	1,65	1,83	0,99	0,173
σ_{a1} (MPa)	1,65	1,67	2,56	3,38

Iš lentelės matome, kad ribiniai įtempiai nėra viršyti. Sąlygos tenkinamos.

Pasireiškus ilgalaikiams nuostoliams

Tinkamumo ribinis būvis pasireiškus ilgalaikiams nuostoliams tikrinimas pagal tariamai nuolatinį derinį:

$$1 \cdot SS + 1 \cdot DL + 0,95 \cdot P_2 + 0,6 \cdot LL$$

Įtempių betone ribinės reikšmės

Betono gniuždomieji įtempiai, kurie konstrukcijoje susidaro dėl išankstinio įtempimo jėgos ir kitų veikiančių apkrovų, turėtų būti ne didesnis kaip:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck};$$

$$0,6 f_{ck} = 0,6 \cdot 35 = 21 \text{ MPa.}$$

Jei $\sigma_c > 0,45 \cdot f_{ck} = 15,75 \text{ MPa}$ reikia vertinti netiesinį valkšnumą:

Tempiamieji įtempiai negali viršyti betono tempiamojo stiprio f_{ctm} . Viršijus jį skerspjūvis supleišėja.

Tempiamasis betono stipris yra lygus:

$$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

Įtempių tikrinimas

Įtempiai tikrinami pagal lygtis:

Viršuje:

$$\sigma_{v2} = \frac{M_{QP} + 0,95 \cdot P_2(x) \cdot e(x)}{W} + \frac{0,95 \cdot P_2(x)}{A_c} \quad (5.39)$$

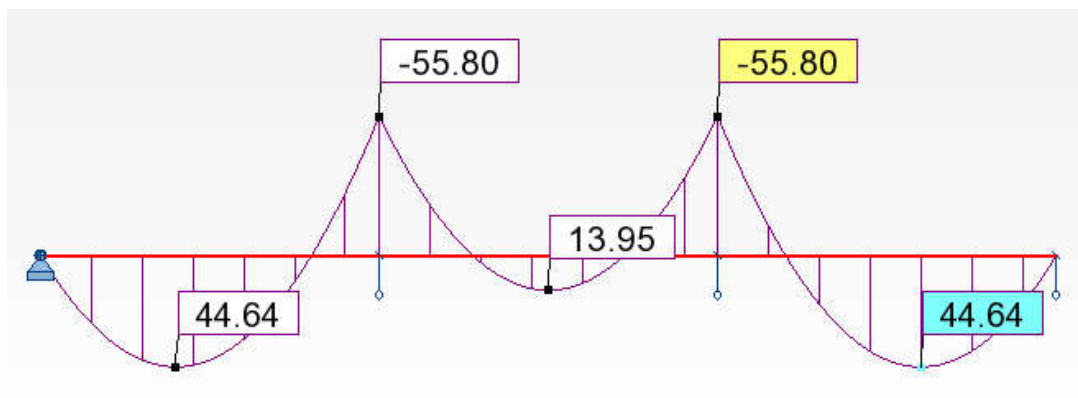
Apačioje:

$$\sigma_{a2} = \frac{-(M_{QP} - 0,95 \cdot P_2(x) \cdot e(x))}{W} + \frac{0,95 \cdot P_2(x)}{A_c} \quad (5.40)$$

Čia:

M_{QP} - momentas nuo tariamai nuolatinio derinio apkrovų pjūvyje x.

Imamas iš grafiko:



Pav. 5-26 Momentų diagrama nuo tariamai nuolatinį apkrovų ($1 \cdot SS + 1 \cdot DL + 0,6 \cdot LL$)

Kintamieji ir rezultatai apskaičiuojami pagal 5.39 ir 5.40 formules pateikiami

lentelėje:

Lentelė 5-10 σ_{a2} ir σ_{v2} apskaičiavimas skirtinguose pjūviuose

	A (X=1m)	B (X=3,8m)	C (X=8m)	D (X=12,5m)
$P_2(x)$ (kN)	369,86	375,64	375,83	387,87
M_{QP} (kNm)	0	44,64	-55,80	13,95
A_c (m ²)	0,24	0,24	0,24	0,24
W (m ³)	0,0096	0,0096	0,0096	0,0096
e_x (m)	0,00	0,053	-0,050	0,053
σ_{v2} (MPa)	1,46	4,17	-2,47	0,954
σ_{a2} (MPa)	1,46	-1,19	5,44	2,12

Iš lentelės matome, kad ribiniai įtempiai nėra viršyti. Sąlygos tenkinamos.

Pleišėjimo tikrinimas

Kadangi tempiamieji įtempiai neviršija tempiamojo stiprio, skerspjūvis nesupleišėja.

Minimalus armavimas

EK2 [7] nurodo mažiausią galimą armavimą atramos ir tarpatriamiuose. Kadangi naudojama nesukibus armatūra visas minimalus armavimas turi būti patenkintas neįtemptąja armatūra. Minimalus armavimas pagal EK2 [7] yra lygus:

$$A_{s,min} \geq (0.26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d_s / f_{yk}) \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d_s, \quad (5.41)$$

čia:

b_t – tempiamosios zonos vidutinis plotis; $b_t = 1000 \text{ mm}$.

f_{ctm} – tempiamasis betono stipris $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$.

d_s – darbinis aukštis, kuris lygus:

$$d_s = 240 - 40 - 10/2 = 195 \text{ mm}.$$

Tuomet:

$$(i) A_{s,min} = 0.26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d_s / f_{yk} = 0.26 \cdot 3,2 \cdot 1000 \cdot 195 / 500 = 324,48 \text{ mm}^2; \quad (5.42)$$

$$(ii) A_{s,min} = 0.0013 \cdot b_t \cdot d_s = 0.0013 \cdot 1000 \cdot 195 = 253,5 \text{ mm}^2. \quad (5.43)$$

Todėl, $A_{s,min} = 324,48 \text{ mm}^2$.

Priimame armavimą 8 mm diametro strypais viršuje ir apačioje kas 200 mm t.y.

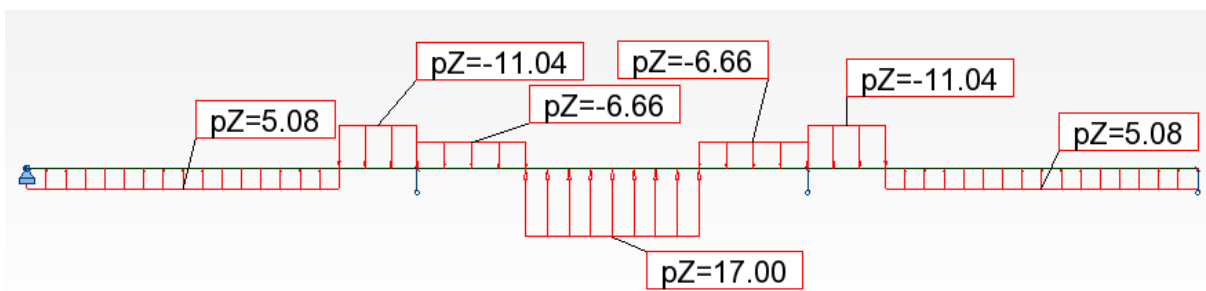
$$A_s = 2 \cdot 251 = 502 \text{ mm}^2.$$

Įlinkio skaičiavimas

Įlinkis tikrinamas pagal tariamai nuolatinę derinį:

$$I \cdot SS + I \cdot DL + 0,95 \cdot P_2 + 0,6 \cdot LL$$

Atstojamosios apkrovos nuo įtempimo jėgos įvertinus suminius nuostolius apskaičiavimas pateiktas priede 8.4. Išorinių vertikalių skersinių jėgų reikšmės yra apytikslės, tačiau priimame, kad įlinkio skaičiavimui tikslumas pakankamas.



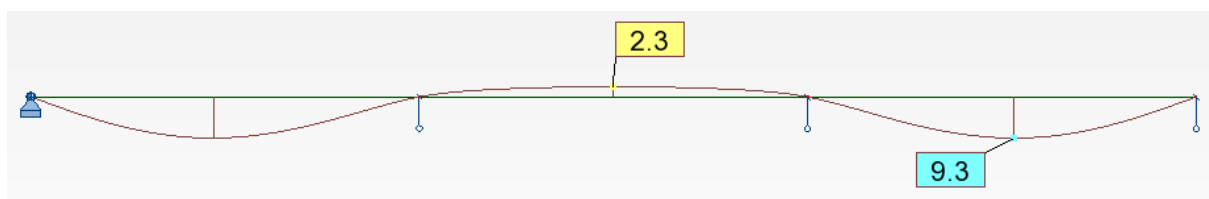
Pav. 5-27 Apkrovos veikiančios plokštę nuo išankstinio įtempimo įvertinus suminius nuostolius

Plokštės įlinkis apskaičiuojamas baigtinių elementų programa įvertinus valkšnumą.

Tamprumo modulis įvertinant valkšnumą:

$$E_{eff} = E_{cm} / [1 + \phi(t, t_0)] = 34000 / (1 + 1,52) = 12714 \text{ MPa}. \quad (5.44)$$

Įlinkiai pateikiami diagramoje:



Pav. 5-28 Plokštės įlinkių diagrama

Įlinkis neviršija ribinio- 28 mm. Sąlyga tenkinama.

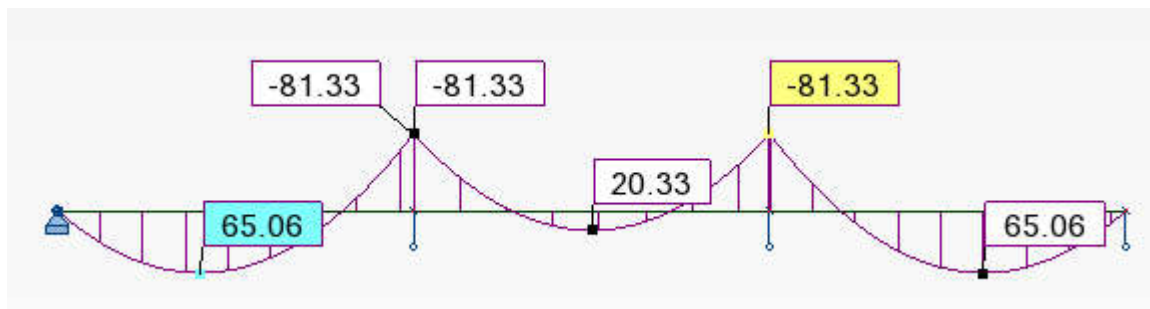
5.7.9 Stiprumo ribinis būvis

Apkrovų deriniai

Saugos ribinis būvis apskaičiuojamas pagal EK2 [7] 6.10 derinį:

$$1,35 \cdot (SS + DL) + 1,3 \cdot LL$$

Normalinio pjūvio stiprumas



Pav. 5-29 Momentų diagrama nuo skaičiuojamojo derinio

Pagal EK2 [7] 9.2.1.1 (4) punktą: „jei elementų išankstinius įtempius sudaro nuolat nesukibusi įtempioji armatūra arba išoriniai įtemptieji lynai, turėtų būti patikrinama, ar ribinė lenkiamoji galia yra didesnė už lenkiamąjį pleišėjimo momentą. Pakanka, kad laikomoji galia būtų didesnė už pleišėjimo momentą 1,15 karto.“

Apskaičiuojamas pleišėjimo momentas iš lygties $f_{ctm} = M_{cr} / W - P_2 \cdot e / W - P_2 / A$.

Iš čia pjūvyje A:

$$M_{cr} = (f_{ctm} + P_2 / A + P_2 \cdot e / W) \cdot W = (3,2 \cdot 10^3 + 369,86 / 0,24 + 369,86 \cdot 0 / 0,0096) \cdot 0,0096 = 45,51 \text{ kNm}, \quad (5.45)$$

$$M_{Rd,min} = M_{cr} \cdot 1,15 = 45,51 \cdot 1,15 = 52,69 \text{ kNm}. \quad (5.46)$$

Pjūvyje B:

$$M_{cr} = (f_{ctm} + P_2 / A + P_2 \cdot e / W) \cdot W = (3,2 \cdot 10^3 + 375,64 / 0,24 + 375,64 \cdot 0,053 / 0,0096) \cdot 0,0096 = 65,65 \text{ kNm}, \quad (5.47)$$

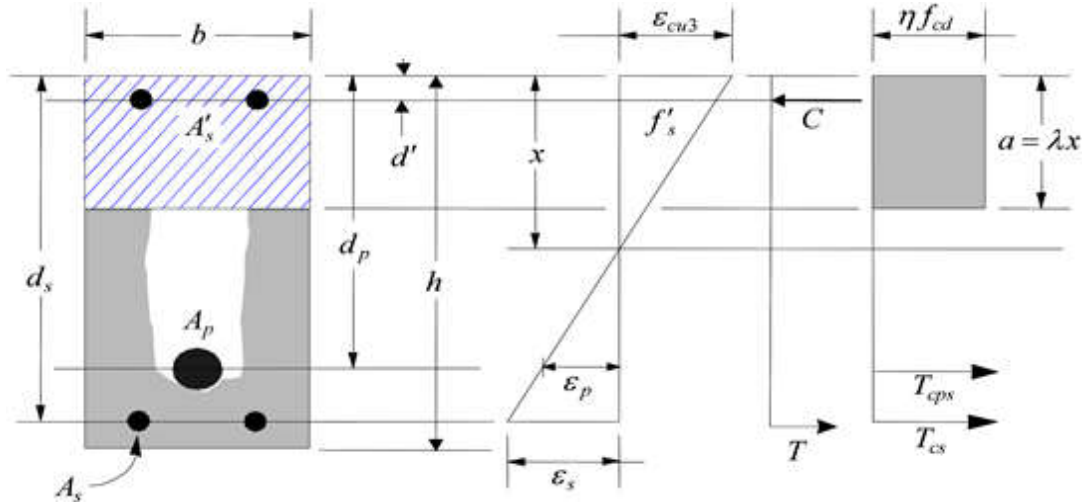
$$M_{Rd,min} = M_{cr} \cdot 1,15 = 65,65 \cdot 1,15 = 75,50 \text{ kNm}. \quad (5.48)$$

Kituose pjūviuose skaičiavimas analogiškas. Kintamieji ir rezultatai pateikiami

lentelėje:

Lentelė 5-11 $M_{Rd,min}$ apskaičiavimas skirtinguose pjūviuose

	A (x=1m)	B (x=3,8)	C (x=8m)	D (x=12,5m)
$P_2(x)$ (kN)	369,86	375,64	375,83	387,87
A_c (m ²)	0,24	0,24	0,24	0,24
W (m ³)	0,0096	0,0096	0,0096	0,0096
e_x (m)	0,00	0,053	-0,050	0,053
M_{cr} (kNm)	45,51	65,65	64,54	66,79
$M_{Rd,min}$ (kNm)	52,69	75,50	74,22	76,81



Pav. 5-30 Skaičiuojamoji normalinio pjūvio schema

Armatūros S500 betono C35/45 skaičiuojamieji stipriai lygus:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \quad (5.49)$$

$$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,9 \cdot 35 / 1,5 = 21 \text{ MPa}.$$

Pjūvis A-A

Darbiniai aukščiai:

$$d_p = h - CGS(A) = 240 - 120 = 120 \text{ mm}; \quad (5.50)$$

$$d_s = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 240 - 40 - \frac{10}{2} = 195 \text{ mm}; \quad (5.51)$$

$$d' = c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 40 + \frac{10}{2} = 45 \text{ mm}. \quad (5.52)$$

Gniuždomos zonos aukštis apskaičiuojamas iš lygybės $C = T$.

$$C = \eta f_{cd} a_{max} b + A'_s f_{yd}; \quad (5.53)$$

$$T = A_p (\sigma_p + \Delta \sigma_{p,ULS}) + A_s f_{yd}; \quad (5.54)$$

$$T = A_p (\sigma_{p2} + \Delta \sigma_{p,ULS}) + A_s f_{yd} = 300 \cdot (1232,88 + 100) + 251 \cdot 435 = 510,6 \text{ kN}. \quad (5.55)$$

Ekvivalentinės gniuždomosios zonos aukštis:

$$a = \frac{T - A'_s f_{yd}}{\eta f_{cd} b} = \frac{510,6 \cdot 10^3 - 251 \cdot 435}{1 \cdot 21 \cdot 1000} = 22,3 \text{ mm}. \quad (5.56)$$

Ekvivalentinės gniuždomosios zonos santykinis aukštis:

$$\xi = \frac{a}{d_p} = \frac{22,3}{120} = 0,2325. \quad (5.57)$$

Gniuždomosios zonos santykinis aukštis:

$$\xi_{eff} = \frac{\xi}{\lambda} = \frac{0,186}{0,8} = 0,257. \quad (5.58)$$

Gniuždomosios zonos santykinis ribinis aukštis:

$$\xi_{lim} = \left(\frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{s\ min}} \right) = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,00174} = 0,666, \quad (5.59)$$

$\xi_{eff} < \xi_{lim}$ sąlyga tenkinama. Skerspjūvis nėra perarmuotas.

Tuomet skerspjūvio laikomoji galia:

$$\begin{aligned} M_{RD} &= A_p(\sigma_{p2} + \Delta\sigma_{p,ULS}) \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s^{bal} f_s^{bal} \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = \\ &= 300 \cdot (1232,88 + 100) \left(0,120 - \frac{0,0223}{2} \right) + 251 \cdot 435 \cdot \left(0,195 - \right. \\ &\quad \left. \frac{0,0223}{2} \right) = 55,58 \text{ kNm} > M_{Rd,min} = 52,69 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (5.60)$$

Skerspjūvio laikomoji galia pakankama.

Pjūvis C (x=8)

Pjūvis C tikrinamas kaip pjūvis, kuriame veikia didžiausias momentas.

Pjūvio C tikrinimui taikoma ta pati pav. 5-30 pateikta skerspjūvio skaičiuojamoji schema.

Skaičiuojame ar skerspjūvio laikomoji galia yra pakankama.

$$d_p = h - CGS = 240 - 70 = 170 \text{ mm}; \quad (5.61)$$

$$d_s = h - c_{nom} - \frac{\emptyset}{2} = 240 - 40 - \frac{10}{2} = 195 \text{ mm}; \quad (5.62)$$

$$d' = c_{nom} + \frac{\emptyset}{2} = 40 + \frac{10}{2} = 45 \text{ mm}; \quad (5.63)$$

Gniuždomos zonos aukštis apskaičiuojamas iš lygybės $C = T$.

$$C = \eta f_{cd} a_{\max} b + A'_s f_{yd}; \quad (5.64)$$

$$T = A_p(\sigma_p + \Delta\sigma_{p,ULS}) + A_s f_{yd}; \quad (5.65)$$

$$\begin{aligned} T &= A_p(\sigma_{p2} + \Delta\sigma_{p,ULS}) + A_s f_{yd} \\ &= 300 \cdot (1252,77 + 100) + 251 \cdot 435 = 518,0 \text{ kN}. \end{aligned} \quad (5.66)$$

Ekvivalentinės gniuždomosios zonos aukštis:

$$a = \frac{T - A'_s f_{yd}}{\eta f_{cd} b} = \frac{518 \cdot 10^3 - 251 \cdot 435}{1 \cdot 21 \cdot 1000} = 22,7 \text{ mm}. \quad (5.67)$$

Ekvivalentinės gniuždomosios zonos santykinis aukštis:

$$\xi = \frac{a}{d_p} = \frac{22,7}{170} = 0,131. \quad (5.68)$$

Gniuždomosios zonos santykinis aukštis:

$$\xi_{eff} = \frac{\xi}{\lambda} = \frac{0,203}{0,8} = 0,164. \quad (5.69)$$

Ribinis gniuždomosios zonos santykinis aukštis:

$$\xi_{lim} = \left(\frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{s\ min}} \right) = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,00174} = 0,668. \quad (5.70)$$

$\xi_{eff} < \xi_{lim}$ sąlyga tenkinama. Skerspjūvis nėra perarmuotas.

Tuomet skerspjūvio laikomoji galia:

$$M_{RD} = A_p(\sigma_{p2} + \Delta\sigma_{p,ULS})(d_p - \frac{a}{2}) + A_s^{bal} f_s^{bal} (d_s - \frac{a}{2})$$

$$M_{RD} = 300 \cdot (1252,77 + 100) \left(0,170 - \frac{0,023}{2} \right) + 251 \cdot 435 \cdot \left(0,195 - \frac{0,038}{2} \right) = 85,407 \text{ kNm} > M_{Ed} = 81,33 \text{ kNm}. \quad (5.71)$$

Skerspjūvio laikomoji galia pakankama.

Dėl ribotos darbo apimties kiti pjūviai netikrinami, nes juose veikia mažesni lenkimo momentai, ekcentrisitetai yra didesni, o įtempimo jėgos yra artimos arba didesnės.

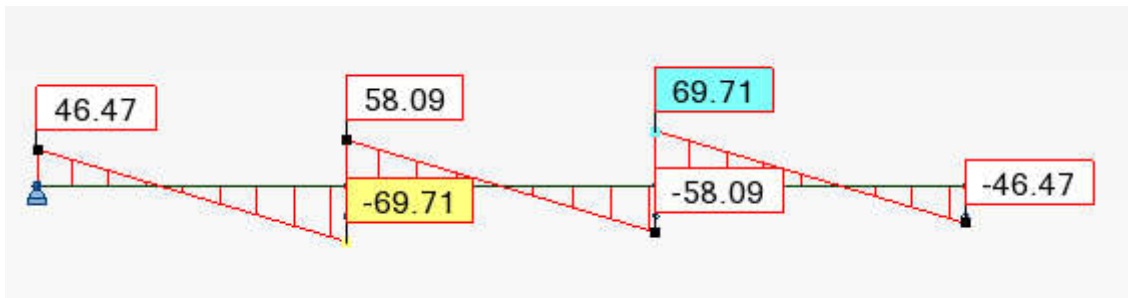
Pagalbinės armatūros min. kiekis apskaičiuojamas:

$$A_{t,min} = 0,2 \cdot A_{s,min} = 0,2 \cdot 324,48 = 64,89 \text{ mm}^2; \quad (5.72)$$

Priimame pagalbinį armavimą 8 mm diametro strypais viršuje ir apačioje kas 400 mm t.y. $A_t = 0,126 \text{ mm}^2/m$.

Įstrižojo pjūvio stiprumo tikrinimas

Skersinės jėgos veikiančios plokštę:



Įstrižojo pjūvio stiprumas tikrinamas pjūvyje, kuriame veikia didžiausia skersinė jėga $V_{Ed,max} = 69,71 \text{ kN}$.

Skerspjūvio be skersinės armatūros su iš anksto įtemptąja armatūra įstrižojo pjūvio laikomoji galia apskaičiuojama pagal formulę:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k \left(100 \rho_1 f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}] \cdot b \cdot d = [0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 15 \cdot 1,49)] \cdot 1000 \cdot 195 = 236458 \text{ N} = 236,46 \text{ kN}, \quad (5.73)$$

bet ne mažiau kaip:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = (0,586 + 0,15 \cdot 1,49) \cdot 1000 \cdot 195$$

$$= 157860 \text{ N} = 157,86 \text{ kN.} \quad (5.74)$$

Čia:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2,01 > 2,0 \text{ Priimame } k=2,0; \quad (5.75)$$

$$p_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2 \cdot 251}{1000 \cdot 195} = 0,0026 < 0,02 \text{ Priimame } p_1 = 0,02; \quad (5.76)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P(x=8)}{A_c} = \frac{375,83}{0,24} = 1,49 \text{ MPa}; \quad (5.77)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12; \quad (5.78)$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 35^{1/2} = 0,586; \quad (5.79)$$

$$k_1 = 0,15; \quad (5.80)$$

$$V_{Ed} = 69,71 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 236,458 \text{ kN}, \text{ skerspjūvio stiprumas yra}$$

pakankamas. (5.81)

Inkaravimo zonos armavimas

Inkarų zona armuojama pagal priede 8.6 pateiktus tipinius inkarų armavimus.

5.8 MONOLITINĖS ARMUOTOS PERDANGOS PLOKŠTĖS DIRBANČIOS VIENA KRYPTIMI PROJEKTAVIMAS

5.8.1 Geometrija

Monolitinės armuotos plokštės ekonomišką storį priimamas pagal literatūroje pateiktas rekomendacijas [9]. Priimtas plokštės aukštis lygus 330 mm.

Skaičiuojamųjų ilgių nustatymas:

Apskaičiuojant monolitiškai sujungtų sijų ir plokščių momentus, skaičiuojamuosius ilgius priimame pagal literatūros šaltiniuose [4] [10] [11] pateikiamus nurodymus.

Skaičiuojamasis plokštės tarpatriamio ilgis priimamas lygus atstumui tarp pagrindinių sijų briaunų. Tuomet tarpatriamių ilgiai:

$$l_{eff} = l_{sb} - b_s = 8000 - 1000 = 7000 \text{ mm}, \quad (5.82)$$

čia:

b_s - pagrindinės sijos plotis. $b_s = 1000 \text{ mm}$;

l_{sb} - atstumas tarp kolonos ašių plokštės kryptimi. $l_{sb} = 8000 \text{ mm}$.

Plokštė apskaičiuojama kaip sijinė, kurios plotis parenkamas lygus 1 metrui. Apkrova apskaičiuojama į tiesinį metrą ir plokštė projektuojama kaip nekarpyta sija.

5.8.2 Medžiagos

Armuotoji perdangos plokštė projektuojama iš žemiau nurodytų medžiagų:

Betonas:

Betono klasė- C35/45;

Cilindrinis stiprumas- f_{ck} (po 28 dienų) = 35 MPa;

Svoris (tankis)- $g = 25 \text{ kN/m}^3$;

Tamprumo modulis- $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$;

Valkšnumo koeficientas $\phi(\infty, t_0) = 1,50$ (Apskaičiuoja kompiuterinė programa).

Betono atsargos koeficientas $\gamma_c = 1,50$.

Armatūra

Armatūros klasė- S500;

$f_y = 500 \text{ MPa}$;

Tamprumo modulis- $E_s = 200000 \text{ MPa}$;

Armatūros atsargos koeficientas $\gamma_s = 1,15$.

5.8.3 Projektavimo parametrai

Aplinkos poveikio klasė ir apsauginis betono sluoksnis

Minimalus betono apsauginis sluoksnis nustatomas pagal lentelę 5-1.

Leistinas plyšio plotis

Leistinas plyšio plotis pagal EK2 [7] skaičiuojant nuo tariamai nuolatinio derinio:

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm.}$$

Leistinas įlinkis

Leistinas įlinkis priimamas:

$$l_{eff}/250 = 7000/250 = 28 \text{ mm.} \quad (5.83)$$

5.8.4 Apkrovos

Apkrovos priimamos pagal priedą Nr.8.2 . Imama 1 tiesinio metro ruožo apkrova.

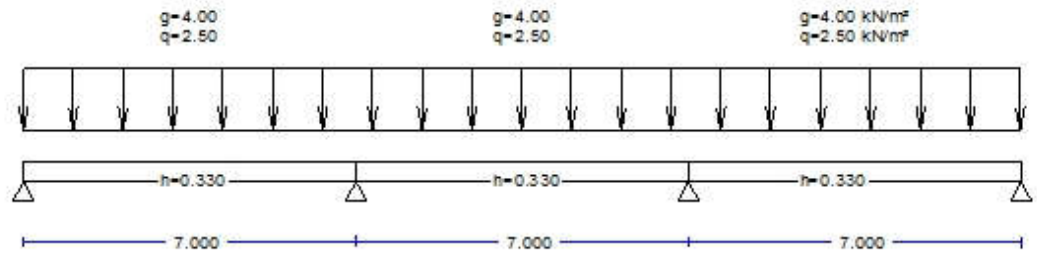
Savasis svoris (įvertinama skaičiavimo programa):

$$g_{PL} = 25 \cdot 0,33 \cdot 1 = 8,25 \text{ kN/m.} \quad (5.84)$$

Kadangi:

$$q_k/g_k = \frac{2,5}{8,25 + 4,0} = 0,20 < 1,25 \quad (5.85)$$

galime naudoti supaprastintą apkrovimo schemą kai apkraunami visi tarpatramiai vienu metu.



Pav. 5-31 Monolitinės plokštės skaičiuojamoji schema su apkrovomis

Plokštės projektavimas atliekamas kompiuterine projektavimo programa.

Skaičiavimas pateikiamas priede Nr.8.7.

5.9 BRIAUNUOTOS PERDANGOS PLOKŠTĖS PROJEKTAVIMAS

5.9.1 Geometrija ir skaičiuojamoji schema

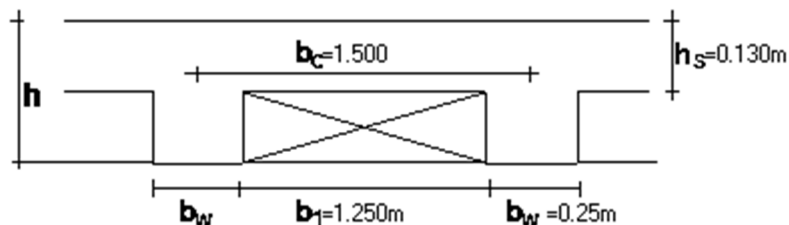
Remiantis EK2 [7] 5.3.1-6 punktu:

„Briaunotosios arba kesoninės plokštės analizuojant neturi būti laikomos atskirais elementais, jei juostų ar konstrukcijos viršutinio dengiamojo sluoksnio ir skersinių stormenų sukamasis standis yra pakankamas.

Tokią prielaidą galima daryti, jei:

- tarpai tarp stormenų yra ne didesni kaip 1 500 mm;
- stormenos aukštis žemiau juostos neviršija keturgubo jos pločio;
- juostos aukštis sudaro bent 1/10 laisvojo tarpo tarp stormenų arba 50 mm (taikoma didesnioji reikšmė);“

Vadovaujantis šiais reikalavimas ir rekomendacijomis priimame plokštės skerspjūvį:



Pav. 5-32 Briaunuotos plokštės skersinis pjūvis

5.9.2 Medžiagos

Briaunuota perdangos plokštė projektuojama iš žemiau nurodytų medžiagų:

Betonas:

Betono klasė- C35/45;

Cilindrinis stiprumas- f_{ck} (po 28 dienu) = 35 MPa;

Svoris (tankis)- $g = 25 \text{ kN/m}^3$;

Tamprumo modulis- $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$;

Valkšnumo koeficientai:

Plokštės- $\phi(\infty, t_0) = 1,96$ (Apskaičiuoja kompiuterinė programa).

Šalutinės sijos- $\phi(\infty, t_0) = 1,89$ (Apskaičiuoja kompiuterinė programa).

Betono atsargos koeficientas $\gamma_c = 1,50$.

Armatūra

Armatūros klasė- S500;

$f_y = 500 \text{ MPa}$;

Tamprumo modulis- $E_s = 200000 \text{ MPa}$;

Armatūros atsargos koeficientas $\gamma_s = 1.15$.

5.9.3 Projektavimo parametrai

Aplinkos poveikio klasė ir apsauginis betono sluoksnis

Minimalus betono apsauginis sluoksnis nustatomas pagal lentelę 5-1.

Leistinas plyšio plotis

Leistinas plyšio plotis pagal EK2 [7] skaičiuojant nuo tariamai nuolatinio derinio:

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm.}$$

Leistinas įlinkis

Leistinas įlinkis priimamas:

Plokštei: $l_{eff}/250 = 1250/250 = 5 \text{ mm}$.

Šalutinėms sijoms: $l_{eff}/250 = 7000/250 = 28 \text{ mm}$.

5.10 PLOKŠTĖS PROJEKTAVIMAS

Skaičiuojamųjų ilgių nustatymas:

Apskaičiuojant monolitiškai sujungtų sijų ir plokščių momentus, skaičiuojamuosius ilgius priimame pagal literatūros šaltiniuose [4] [10] [11] pateikiamus nurodymus.

Skaičiuojamasis plokštės tarpatramio ilgis priimamas lygus atstumui tarp šalutinių sijų briaunų. Tuomet tarpatramių ilgiai:

$$l_{eff} = b_1 = 1250 \text{ mm,}$$

Plokštė apskaičiuojama kaip sijinė, kurios plotis parenkamas lygus 1 metrui ($b = 1000 \text{ mm}$). Apkrova apskaičiuojama į tiesinį metrą ir plokštė projektuojama kaip nekarpyta sija.

Apkrovos

Apkrovos priimamos pagal priedą Nr. 8.2 . Imama 1 tiesinio metro ruožo apkrova.

Savasis svoris (Įvertinama skaič. programa):

$$g_{PL} = 25 \cdot 0,13 \cdot 1 = 3,25 \text{ kN/m} \quad (5.86)$$

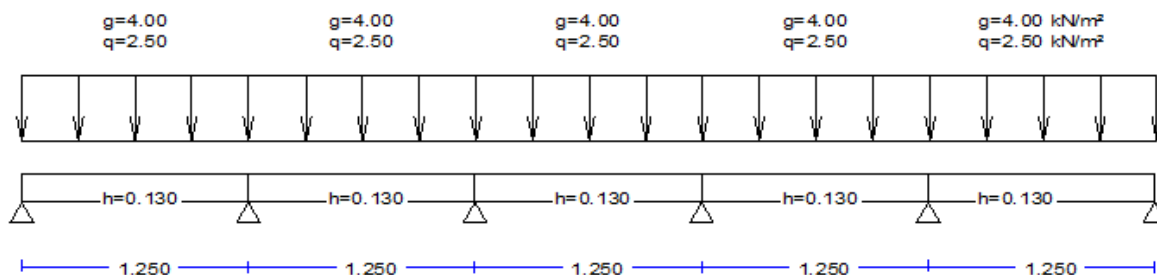
Kadangi:

$$q_k/g_k = \frac{2,5}{3,25 + 4,0} = 0,34 < 1,25 \quad (5.87)$$

Galime naudoti supaprastintą apkrovimo schemą kai apkraunami visi tarpatramiai vienu metu.

Plokštės projektavimui naudojama supaprastinta skaičiuojamoji schema.

Skaičiuojamojoje schemoje analizuojame 5 tarpatramius.



Pav. 5-33 Plokštės skaičiuojamoji schema su apkrovomis

Plokštės projektavimas atliekamas kompiuterine projektavimo programa.

Skaičiavimo ataskaita pateikiama priede Nr.8.8.1.

5.11 ŠALUTINIŲ SIJŲ PROJEKTAVIMAS

Skaičiuojamųjų ilgių nustatymas:

Apskaičiuojant monolitiškai sujungtų sijų momentus, skaičiuojamuosius ilgius priimame pagal literatūros šaltiniuose [4] [10] [11] pateikiamus nurodymus.

Skaičiuojamuosius ilgius galima priimame lygius atstumui tarp pagrindinių sijų briaunų.

Tuomet pirmo ir vidurinių tarpatramių ilgiai:

$$l_{eff} = l_{sb} - b_s = 8000 - 1000 = 7000 \text{ mm}, \quad (5.88)$$

čia:

b_s - pagrindinės sijos plotis. $b_s = 1000 \text{ mm}$.

Apkrovos

Apkrovos priimamos pagal priedą Nr.8.2 . Imama 1,5 m pločio ruožo apkrova.

Plokštės savasis svoris:

$$g_{PL} = 25 \cdot 0,13 \cdot 1,5 = 4,88 \text{ kN/m}, \quad (5.89)$$

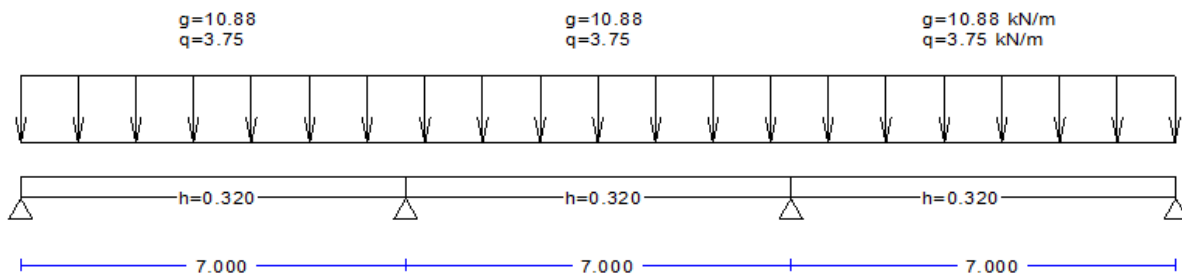
Sijos savasis svoris (Įvertina skaič. programa):

$$g_s = 25 \cdot (0,32 - 0,13) \cdot 0,25 = 1,19 \text{ kN/m} \quad (5.90)$$

Kadangi:

$$q_k/g_k = \frac{2,5 \cdot 1,5}{(4,88 + 1,19) + 4,0 \cdot 1,5} = 0,31 < 1,25 \quad (5.91)$$

Galime naudoti supaprastintą apkrovimo schemą kai apkraunami visi tarpatramiai vienu metu.



Pav. 5-34 Skaičiuojami schema su apkrovomis

Plokštės projektavimas atliekamas kompiuterine projektavimo programa. Skaičiavimas pateikiamas priede Nr.8.8.2.

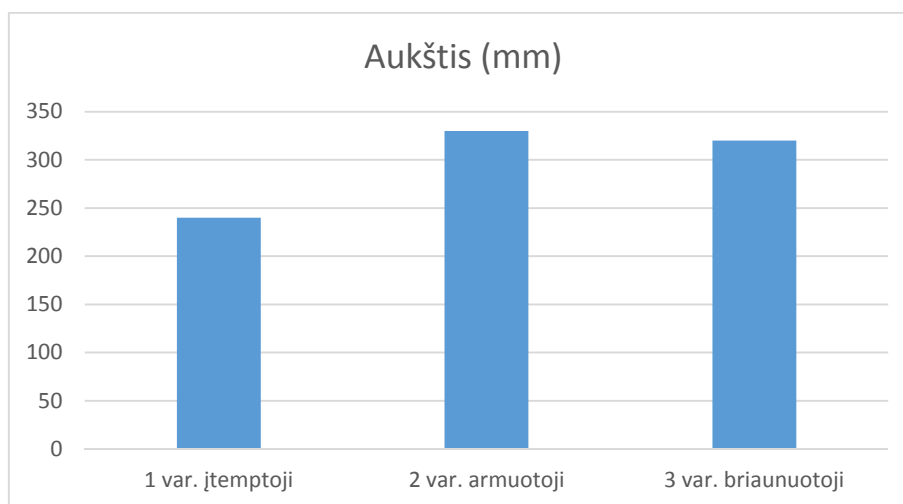
5.12 TYRIMO REZULTAI

Tyrimo metu suprojektuotos trijų tipų sijinės perdangos plokštės su vienodu kolonų išdėstymu (8 m x 16 m) bei vienodu pagrindinių sijų pločiu ($b_s = 1\text{ m}$). Atlikto tyrimo rezultatų, medžiagų kiekių ir kitų rodiklių santrauka pateikiama lentelėje:

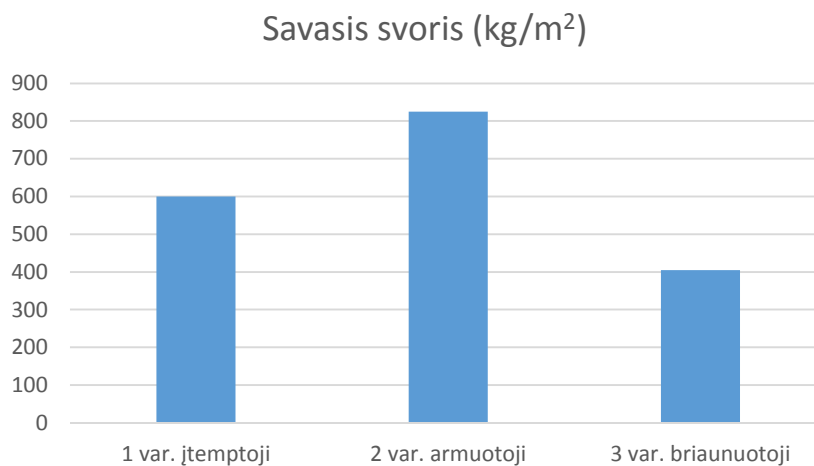
Lentelė 5-12 Tyrimo rezultatų lentelė

Perdangos tipas:	1 var. įtemptoji	2 var. armuotoji	3 var. briaunuotoji
Aukštis (mm)	240	330	320
Savasis svoris (kg/m^2)	600	825	405
Armatūros kiekis (kg/m^2)	5,93	9,57	14,08
Lynų kiekis (kg/m^2)	2,37	0	0
Maksimalus įlinkis (mm)	8	21	6
Didžiausias plyšio plotis (mm)	0	0,28	0,16

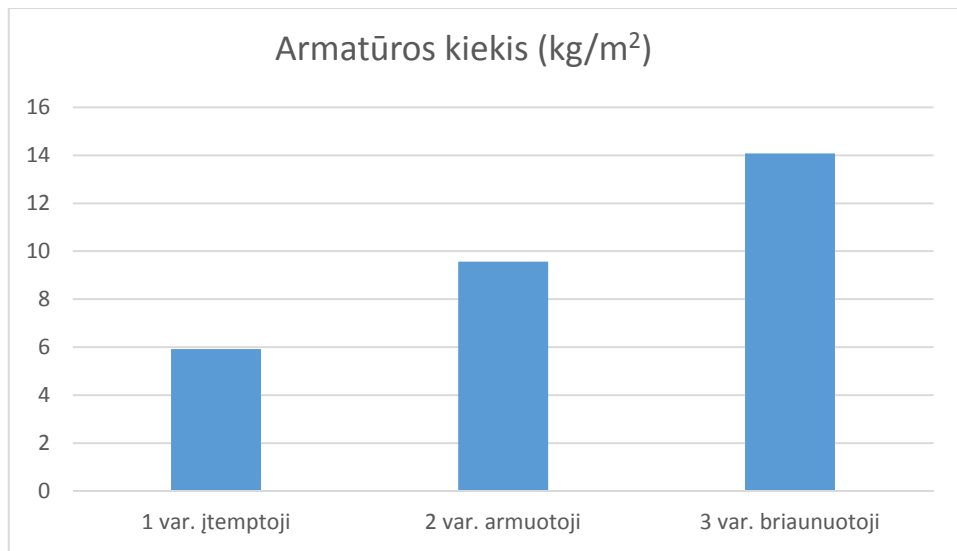
Toliau grafiškai pateikiami tyrimo rezultatai:



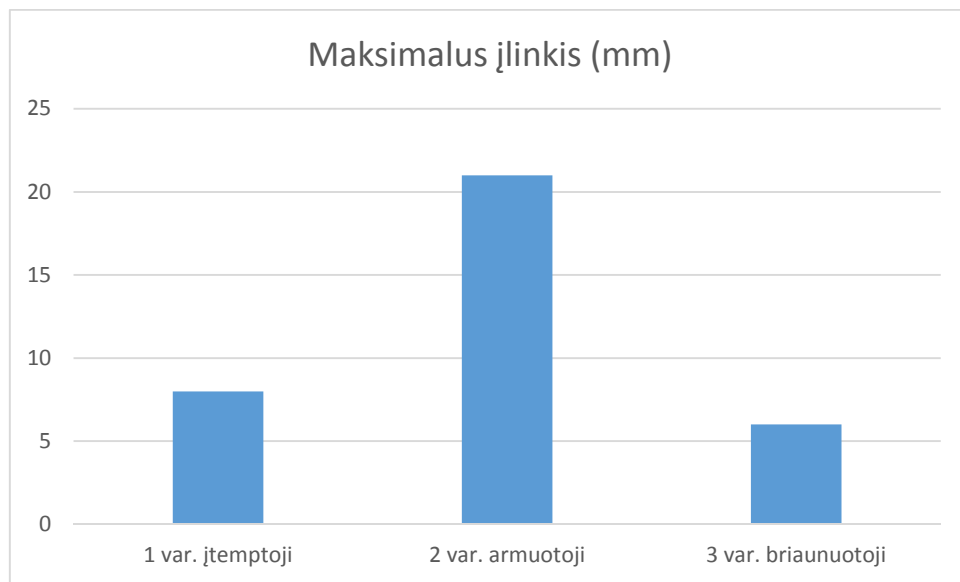
Pav. 5-35 Perdangos plokščių aukščių palyginimo grafikas



Pav. 5-36 Perdangos plokščių savųjų svorių palyginimo grafikas



Pav. 5-37 Perdangos plokščių armatūros kiekių palyginimo grafikas



Pav. 5-38 Perdangos plokščių didžiausio įlinkio palyginimo grafikas

5.13 PRINCIPINĖS MEDŽIAGŲ KAINOS APSKAIČIAVIMAS

Siekiant išsiaiškinti perdangos vieno kvadrato medžiagų kainą, visų variantų medžiagų kiekiai susumuojami į vieną rodiklį- 1 kv. metro medžiagų kainą apskaičiuotą eurai.

Medžiagų kaina apskaičiuojama pagal formulę:

$$K = k_b \cdot K_b + k_a \cdot K_a + k_l \cdot K_l \quad (5.92)$$

Čia:

k_i -medžiagos kiekis;

K_i -medžiagos vieneto kaina.

Medžiagų kainos priimamos pagal orientacinius 2017-12 medžiagų rinkos įkainius:

Betonas- $K_b = 110 \text{ eur/m}^3$;

Armatūra- $K_a = 750 \text{ eur/t}$;

Lynai ir jiems tenkantys inkarai- $K_l = 3000 \text{ eur/t}_{lynų}$;

Principinė visų variantų 1 kv. metro kaina apskaičiuota pagal 5.92 formulę pateikiama lentelėje:

Lentelė 5-13 Principinė perdangos 1 kv.metro kaina

Perdangos tipas:	1 var. įtemptoji	2 var. armuotoji	3 var. briaunuotoji
Betono kiekis (m ³ /m ²)	0,24	0,33	0,162
Armatūros kiekis (kg/m ²)	5,93	9,57	14,08
Lynų kiekis (kg/m ²)	2,37	0	0
Principinė medžiagų kaina (eur/m ²)	38,00	43,48	29,76

5.14 DAUGIAKRITERINIS VERTINIMAS

5.14.1 Artumo idealiam taškui metodas

Šiame darbe siekiant įvertinti perdangų racionalumą pagal skirtingus kriterijus naudojamas artumo idealiam taškui metodas.

Vertinami šie racionalumo kriterijai:

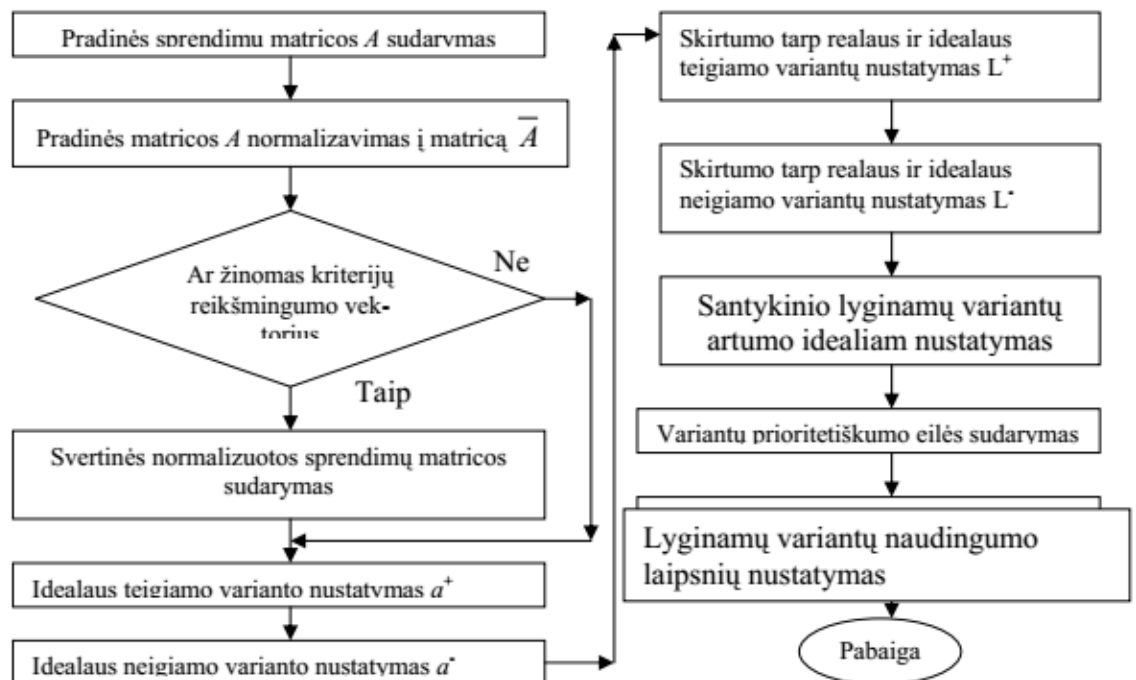
- perdangos plokštės aukštis;
- perdangos plokštės savasis svoris;
- principinė medžiagų kaina;
- statybos sparta;
- technologinis sudėtingumas.

Kriterijų reikšmingumas skirtingose projektavimo situacijos gali labai skirtis.

Šiame tyrime daroma prielaida, kad visų kriterijų reikšmingumas yra vienodas.

Artumo idealiam taškui metodo esmė—apskaičiuoti kriterijų K_{bit} , kuris nurodo nagrinėjamo varianto nutolimą nuo idealaus teigiamo ir idealaus neigiamo variantų [20].

Artumo idealiam taškui metodo algoritmas pateikiamas pav. 5-39:



Pav. 5-39 Artumo idealiam taškui metodo algoritmas [20]

5.14.2 Daugiakriterinis tyrimo įvertinimas

Daugiakriteriniui įvertinimui duomenis imame iš lentelių 5-12 ir 5-13.

Statybos spartą įvertiname pagal literatūroje [9] nurodomą rodiklį- savaičių skaičių, per kurį statybos aikštelėje įrengiama 1000 m² perdangos dirbant vienu kranu.

Technologinį sudėtingumą įvertiname sudėtingumo koeficientu, priimant 2 var. bebriaunės armuotos perdangos sudėtingumą kaip atskaitinį rodiklį. Darome prielaidą, kad įtemptosios perdangos įrengimas yra 20 proc. sudėtingesnis dėl naudojamas įtempimo įrangos. Tuo tarpu briaunuotoji perdanga įvertinama kaip 20 proc. technologiškai sudėtingesnė dėl sudėtingų klojinių ir sudėtingų armatūros karkasų.

Sudarome pradinę matricą su ankščiau minėtais rodikliais.

Lentelė 5-14 Pradinė matrica

	Aukštis (mm)	Savasis svoris (kg/m ²)	Medžiagų kaina (Eur/m ²)	Statybos sparta (sav/1000m ²)	Technologinis sudėtingumas
1 var. įtemptoji	240.00	600.00	38.00	2.70	1.20
2 var. armuotoji	330.00	825.00	43.48	2.70	1.00
3 var. briaunuotoji	320.00	405.00	29.76	3.30	1.20
$\sqrt{\sum_{i=1}^m x_{ij}^2}$	518.56	1097.57	64.96	5.05	2.03
Optimalumas	MIN	MIN	MIN	MIN	MIN

Normalizuojama matrica sudaroma pagal formulę:

$$\bar{x}_{ij} = \frac{x_{ij}}{\sqrt{\sum_{i=1}^m x_{ij}^2}}, i = \overline{1, m}, j = \overline{1, n}. \quad (5.93)$$

Lentelė 5-15 Normalizuota matrica

	Aukštis (mm)	Savasis svoris (kg/m ²)	medžiagų kaina (Eur/m ²)	Statybos sparta	Technologinis sudėtingumas
1 var. įtemptoji	0.463	0.547	0.585	0.535	0.590
2 var. armuotoji	0.636	0.752	0.669	0.535	0.492
3 var. briaunuotoji	0.617	0.369	0.458	0.654	0.590

Kadangi priimame vienodą kriterijų reikšmingumą, matrica $\bar{A} = \bar{A}^*$.

Idealus teigiamas variantą nustatome pagal formulę:

$$a^+ = \left\{ \left(\max_i f'_{ij} / j \in I, \left(\min_i f_{ij} / j \in I' \right) \right) / i = \overline{1, m} \right\} = \{f_1^+, f_2^+, \dots, f_n^+\} \quad (5.94)$$

čia I — aibė maksimizuojamų rodiklių, kurių geriausios reikšmės yra didžiausios, I' — aibė minimizuojamų rodiklių, kurių geriausios reikšmės yra mažiausios.

Idealus neigiamas variantas nustatomas pagal formulę:

$$a^- = \left\{ \left(\min_i f'_{ij} / j \in I, \left(\max_i f_{ij} / j \in I' \right) \right) / i = \overline{1, m} \right\} = \{f_1^-, f_2^-, \dots, f_n^-\} \quad (5.95)$$

Lentelė 5-16 Idealus teigimas ir idealus neigimas variantas

	Aukštis (mm)	Savasis svoris (kg/m ²)	medžiagų kaina (Eur/m ²)	Statybos sparta	Technologinis sudėtingumas
a^+	0.463	0.369	0.458	0.535	0.492
a^-	0.636	0.752	0.669	0.654	0.590

Teigiamas skirtumas tarp realaus a_i ir idealaus a^+ nustatomas pagal formulę:

$$L_i^+ = \sqrt{\sum_{j=1}^n (f_{ij} - f_j^+)^2}, i = \overline{1, m}, j = \overline{1, n}. \quad (5.96)$$

Lentelė 5-17 L_{i+} reikšmės

L_{1+}	0.403
L_{2+}	0.767
L_{3+}	0.421

Teigiamas skirtumas tarp realaus a_i ir idealaus a^- nustatomas pagal formulę:

$$L_i^- = \sqrt{\sum_{j=1}^n (f_{ij} - f_j^-)^2}, i = \overline{1, m}, j = \overline{1, n}. \quad (5.97)$$

Lentelė 5-18 L_{i-} reikšmės

L_{1-}	0.631
L_{2-}	0.267
L_{3-}	0.613

Salyginį lyginamų variantų artumą idealiam K_{bit} surandame pagal formulę:

$$K_{bit} = \frac{L_i^-}{L_i^- + L_i^+}, i = \overline{1, m} \quad (5.98)$$

Lentelė 5-19 K_{bit} reikšmės

$K_{bit,1}$	0.610
$K_{bit,2}$	0.258
$K_{bit,3}$	0.593

Kuo K_{bid} reikšmė artimesnė vienetui, tuo a_i artimesnė a^+ variantui ir atvirkščiai.

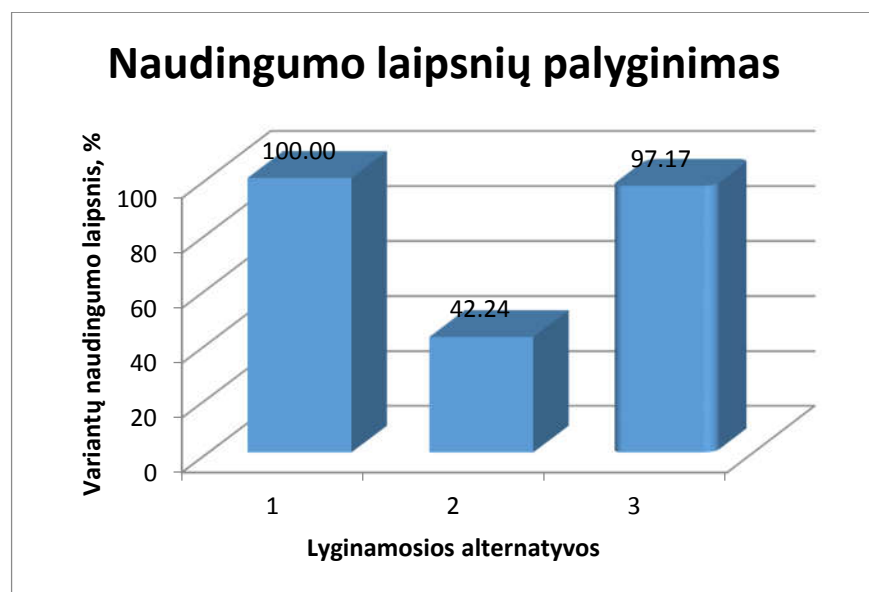
Atlikus skaičiavimus pagal pateiktą algoritmą ir formules nesunku nustatyti lyginamų variantų prioritetą. Geriausias variantas, kurio K_{bid} reikšmė yra didžiausia.

Nustatomas naudingumo laipsnis, % pagal formulę:

$$N_i = \frac{K_{bit,i}}{K_{bit,max}} \times 100\%. \quad (5.99)$$

Lentelė 5-20 Naudingumo laipsniai

N_1	100.00
N_2	42.24
N_3	97.17



Pav. 5-40 Perdangos plokščių variantu naudingumo laipsnių palyginimo diagrama

Iš grafiko matome, kad esant vienodam kriterijų reikšmingumui, įtemptoji monolitinė perdangos plokštė yra naudingiausia (racionaliausia) nagrinėjamoje situacijoje.

Atlikto tyrimo metu pastebėti nagrinėjamų perdangos plokščių variantų privalumai, trūkumai bei praktinio panaudojimo galimybės pateikiamos lentelėje.

Lentelė 5-21 Perdangos plokščių variantų palyginimas

Perdangos tipas	Privalumai	Trūkumai	Praktinio panaudojimo galimybės
1 var. įtemptoji	<ul style="list-style-type: none"> • su mažesniu perdangos storiu ir mažesnėmis armatūros sąnaudomis, nei armuotų neįtemptąja armatūra perdangų, galime perdengti didelius tarpatramius; • išankstinis įtempimas užtikrina, kad konstrukcijoje neatsivertę plyšiai; 	<ul style="list-style-type: none"> • technologiškai sudėtingas įrengimas; • reikalinga speciali įtempimo įranga; • brangus inkarinių mazgų įrengimas; • angos perdangoje turi būti numatytos dar projektavimo stadijoje; 	<ul style="list-style-type: none"> • optimalu naudoti konstrukcijos, kuriose reikia išgauti kuo mažesnę konstrukcijų aukštį;
2 var. armuotoji	<ul style="list-style-type: none"> • greita statybos sparta; • skylės perdangos plokštėje gali būti daromos laisvai; • paprasti klojiniai; • paprastas įrengimas; 	<ul style="list-style-type: none"> • didelis savasis svoris; • dideli įlinkiai, kurie esant dideliems tarpatramiams yra lemiamas kriterijus; • lyginant su įtemptąja perdanga gaunamos didelės armatūros sąnaudos; 	<ul style="list-style-type: none"> • efektyviausia naudoti perdangose, kai tarpatramiai nedideli (iki 6m);
3 var. briaunuotoji	<ul style="list-style-type: none"> • mažas deformatyvumas; • briaunos leidžia sumažinti perdangos plokštės masę; 	<ul style="list-style-type: none"> • sudėtingi klojiniai; • sudėtingas armatūros strypynas; • nelygus apatinis perdangos paviršius; • ilgas statybos laikas; 	<ul style="list-style-type: none"> • didesnių angų (8-12 m) perdangose; • perdangose, kurių aukštis nėra ribojamas.

5.15 TYRIMO IŠVADOS

Išanalizavus surinktą teorinę medžiagą susijusią su paprastų ir iš anksto įtemptų monolitinių gelžbetoninių perdangų skaičiavimu, racionaliam monolitinės gelžbetoninės perdangos konstrukciniam sprendimui surasti pasirinkta sijinė perdanga. Palyginti trys viena kryptimi dirbančių plokščių variantai kai atstumas tarp pagrindinių sijų ašių- 8 metrai, o pagrindinių sijų plotis- 1 metras.

Lygintos šios perdangos plokštės:

- 240 mm viena kryptimi dirbanti monolitinė plokštė įtempta panaudojant nesukibusių lynų sistemą;
- 330 mm viena kryptimi dirbanti monolitinė plokštė armuota tik neįtemptąja armatūra;
- 320 mm briaunuotoji monolitinė plokštė armuota tik neįtemptąja armatūra.

Atliktas daugiakriterinis vertinimas pagal šiuos kriterijus:

- perdangos plokštės aukštis;
- perdangos plokštės savasis svoris;
- principinė medžiagų kaina;
- statybos sparta;
- technologinis sudėtingumas.

Nustatyta, kad esant vienodam kriterijų reikšmingumui tiriamajame objekte racionaliausia naudoti viena kryptimi dirbančią įtemptą monolitinę plokštę.

Išankstinis įtempimas leido pasiekti tokius rodiklius:

- 1) sumažinti plokštės aukštį;
- 2) pasiekti mažiausias armatūros sąnaudas;
- 3) neleido susidaryti plyšiams;
- 4) sumažino įlinkius 2,625 karto lyginant su besijine monolitine perdanga;

Atsižvelgus į tyrimo rezultatus bei kitus privalumus bei trūkumus tiriamojo objekto perdangai pasirinkta 240 mm storio viena kryptimi dirbanti monolitinė plokštė įtempta į betoną panaudojant nesukibusių lynų sistemą.

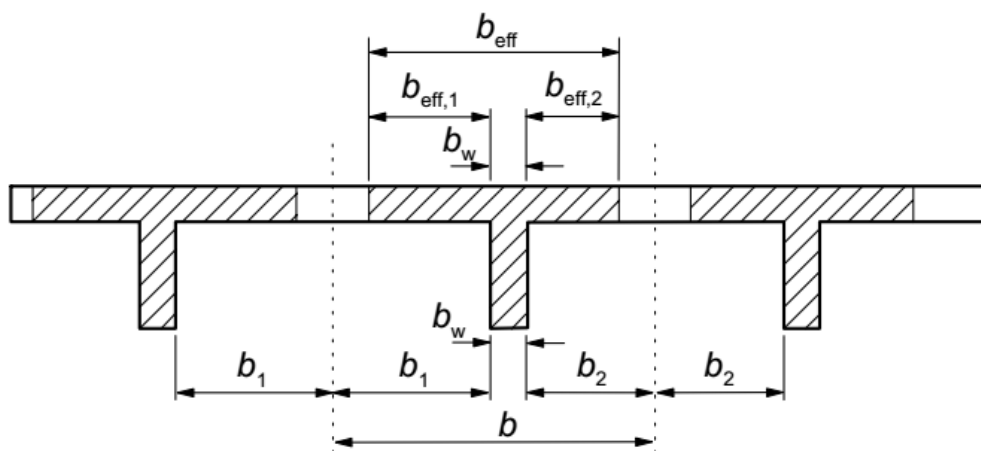
5.16 IŠANKSTO ĮTEMPTOSIOS MONOLITINĖS SIJOS PROJEKTAVIMAS

5.16.1 Geometrija ir skaičiuojamoji schema

Įtemptoji sija projektuojama pagal EK2 [7]. Skaičiuojamos sijos tarpatramio/aukščio santykis priimamas pagal knygos „POST-TENSIONED BUILDINGS design and construction“ [17] lentelės 4.3.2-1 rekomendacijas. Priimamas tarpatramio/aukščio santykis- $l/h=20$.

Tuomet sijos aukštis: $h=l/20=16000/20=800\text{mm}$.

Juostos efektyviojo pločio nustatymas



Pav. 5-41 Juostos efektyviojo pločio parametrai [7]

Sijos juostos efektyvusis plotis b_{eff} apskaičiuojamas taikant lygtį:

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff,i} + b_w \leq b; \quad (5.100)$$

Čia:

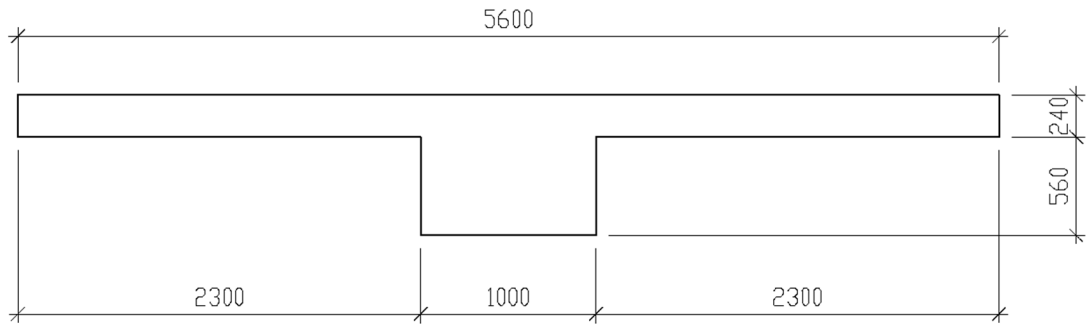
$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0, \quad (5.101)$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 3500 + 0,1 \cdot 16000 = 2300 \text{ mm}.$$

l_0 - atstumas tarp nulinio momento taškų. $l_0=16000 \text{ mm}$.

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 2300 + 1000 = 5600 \text{ mm}. \quad (5.102)$$

Skaičiuojamojo skerspjūvio geometrija:



Pav. 5-42 Skaičiuojamoji pagrindinės sijos skerspjūvio geometrija

Skaičiuojamųjų ilgių nustatymas:

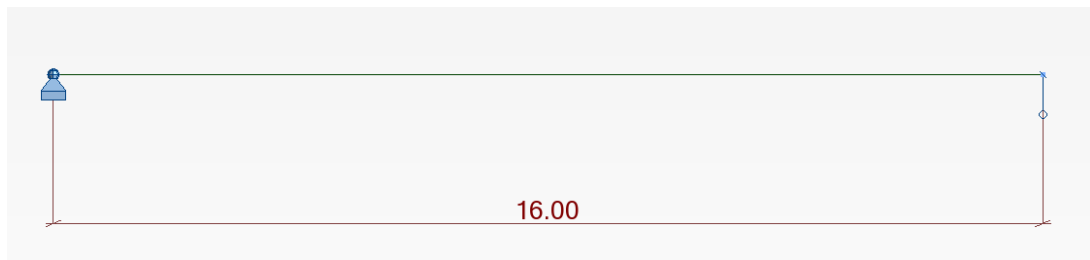
Sija skaičiuojama kaip dviatramė sija centriškai atremta ant kolonų. Tuomet sijos skaičiuojamasis ilgis:

$$l_{eff} = l_{sb} = 16000 \text{ mm},$$

čia:

$$l_{sb} \text{ -atstumas tarp kolonos centrų. } l_{sb} = 16000 \text{ mm.}$$

Skaičiuojamoji schema:



Pav. 5-43 Skaičiuojamoji sijos schema

5.16.2 Medžiagos

Sija projektuojama iš žemiau nurodytų medžiagų:

Betonas:

Betono klasė- C35/45;

Cilindrinis stiprumas- f_{ck} (po 28 dienų) = 35 MPa;

Svoris (tankis)- $g = 25 \text{ kN/m}^3$;

Tamprumo modulis- $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$;

Valkšnumo koeficientas $\phi(\infty, t_0) = 1,457$ (Apskaičiuoja kompiuterinė programa);

Betono atsargos koeficientas $\gamma_c = 1,50$;

Betono stiprumas lynų tempimo metu $f_{ck}(t) = 20 \text{ MPa}$;

Armatūra

Armatūros klasė- S500;

$f_y = 500 \text{ MPa}$;

Tamprumo modulis- $E_s=200000 \text{ MPa}$;

Armatūros plieno atsargos koeficientas $\gamma_c = 1,15$;

Lynai

Standartas- *EN 10138 - 3 : 2006*;

Klasė- *Y1860S*;

Nominalus diametras $d_p=15,7 \text{ mm}$;

Vieno lyno skerspjūvio plotas $A_{pl} = 150 \text{ mm}^2$;

Tamprumo modulis- $E_s=200000 \text{ MPa}$;

Stiprumas $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$;

Lynų plieno atsargos koeficientas $\gamma_c = 1,15$;

Lynų sistema

Sijose naudojama sukibusių lynų sistema.

Sukibusių lynų sistemos parametrai priimami pagal įtempimo į betoną įrangos gamintojo „VSL“ rekomendacijas [15]:

Naudojami apvalūs 50 mm išorinio diametro plieno kanalai.

Viename kanale- 4 lynai. Jų bendras skerspjūvio plotas: $A_{p4} = 600 \text{ mm}^2$

Trinties tarp įtemptosios armatūros lyno ir jo kanalo koeficientas- $\mu = 0,2$;

Vidinių įtemptosios armatūros lynų netyčinis kampinis poslinkis (vienetinio ilgio)-
 $k=0.005 \text{ rad/m}$;

Inkarinių įtaisų pleiščių įtraukimas- $\Delta L = 6 \text{ mm}$ pagal [15].

Lynų atstojamosios atstumas nuo kanalo centro- $z = 6 \text{ mm}$ pagal [15].

Lynai įtempiami iš vienos pusės.

Apkrovos

Apkrovos priimamos pagal priedą Nr.8.2. Imama 8 metrų ruožo apkrova.

Savasis konstrukcijų svoris (Plokštės ir sijos savieji svoriai):

$$g_{PL+S} = 25 \cdot 0,24 \cdot 8 + 25 \cdot (0,8 - 0,24) \cdot 1 = 62 \text{ kN/m}; \quad (5.103)$$

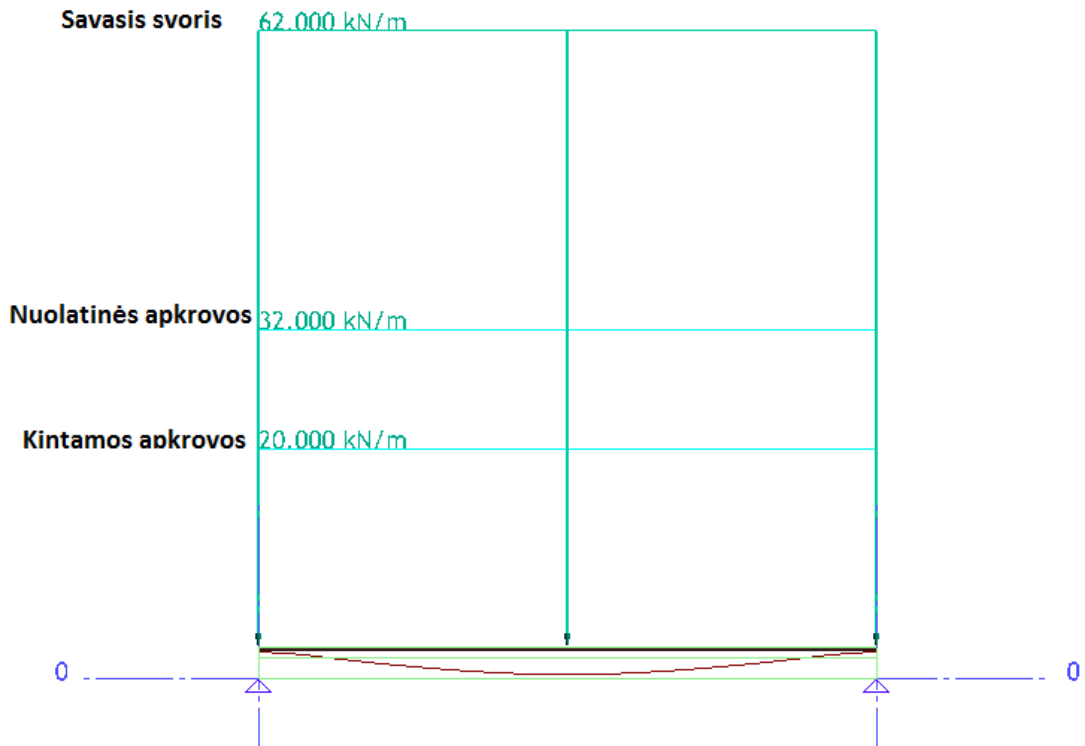
Nuolatinės apkrovos:

$$g_{DL} = 4,0 \cdot 8 = 32,0 \text{ kN/m}; \quad (5.104)$$

Kintamosios apkrovos:

$$q = 2,5 \cdot 8 = 20,0 \text{ kN/m}; \quad (5.105)$$

Apkrovimo schema su apkrovomis:



5.16.3 Projektavimo parametrai

Apsauginiai sluoksniai

Paprastai armatūrai:

$$c_{nom} = 40mm$$

Įtemptajai armatūrai:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 40 + 10 = 50mm \quad (5.106)$$

Priimame, kad sijos skersinės armatūros diametras- 12mm diametro armatūra ir 20 mm išilgine armatūra, o lynas bus virš darbinės neįtemptosios armatūros

Atstumas iki lyno centro:

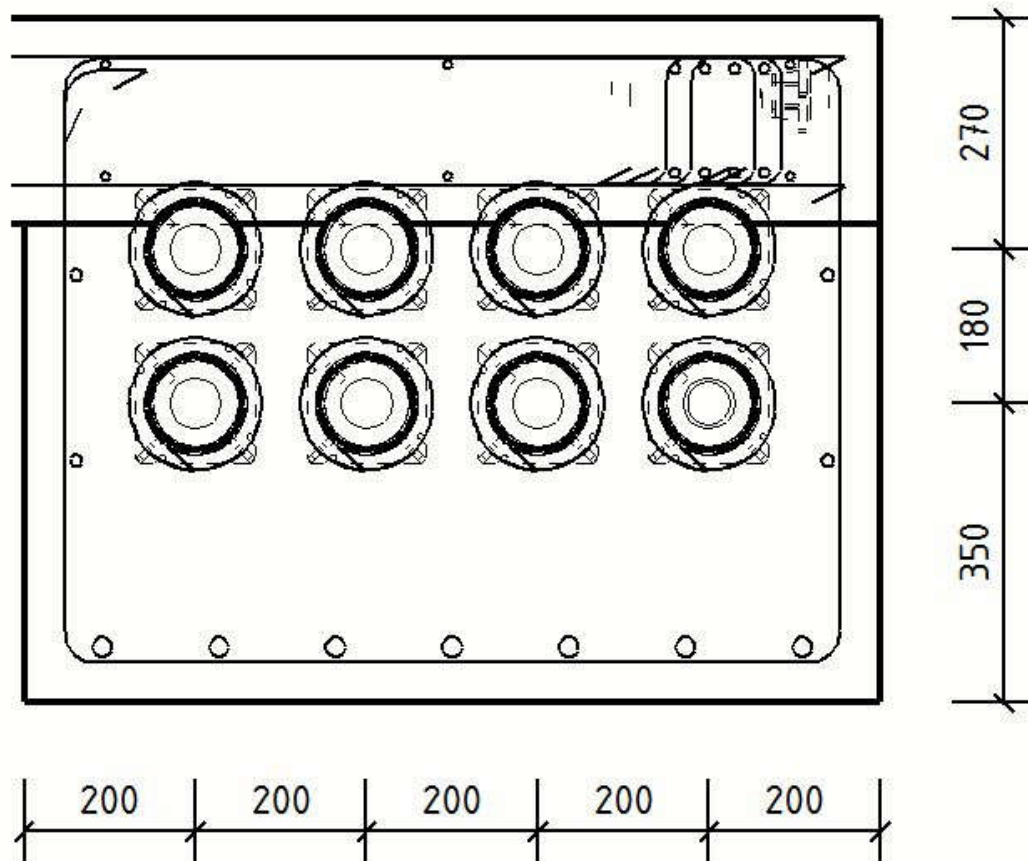
$$CGS_A = 40 + 12 + 20 + 50/2 + 6 = 103 \quad (5.107)$$

Priimame: $CGS_A = 103mm$

Kanalai dedami dviejuose lygiuose, viršutinio kanalo atstumas nuo sijos apačios viduryje sijos, išlaikant vieno kanalo diametro atstumą tarp kanalų:

$$CGS_B = CGS_A + 2 \cdot D_{kanalo} = 103 + 2 \cdot 50 = 203mm \quad (5.108)$$

Inkarų zonoje lynai išdėstomi pagal galimą lynų inkarų išdėstymą (Priedas 8.6) ir padėtį plokštės armatūros atžvilgiu.



Pav. 5-44 Monolitinės sijos inkarų išdėstymas

Leistini įtempiai

Prjektuojant siją ribinius įtempius priimame pagal EK2 [7]:

Įtempiai lyno aktyviajame gale tempimo metu:

$$\sigma_{p,max} = \min \{0,8 f_{pk}; 0,9 f_{p0,1k}\} = \min \{0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1600\} = 1440 \text{ MPa}$$

Priimame įtempimo jėgą $\sigma_{p0} = 1400 \text{ MPa}$.

Leistinas plyšio plotis

Leistinas plyšio plotis sukibusių lynų sistemai pagal EK2 [7] skaičiuojant nuo dažninio apkrovų derinio:

$$w_{max} = 0,2 \text{ mm.}$$

Leistinas įlinkis

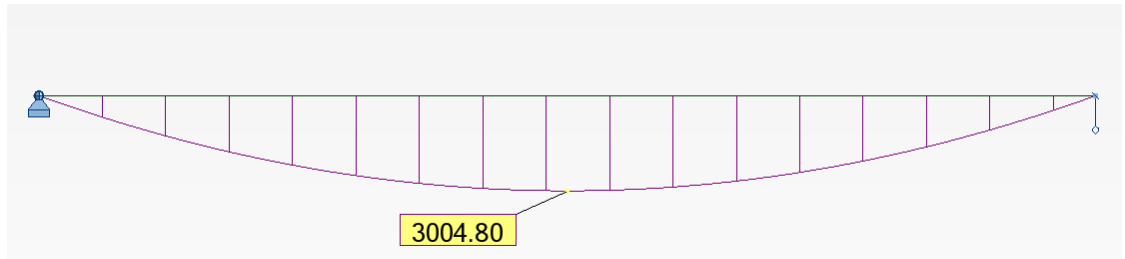
Leistinas įlinkis priimamas:

$$l_{eff}/250 = 16000/250 = 64 \text{ mm.} \quad (5.109)$$

Įlinkis apskaičiuojamas nuo tariamai nuolatinio derinio.

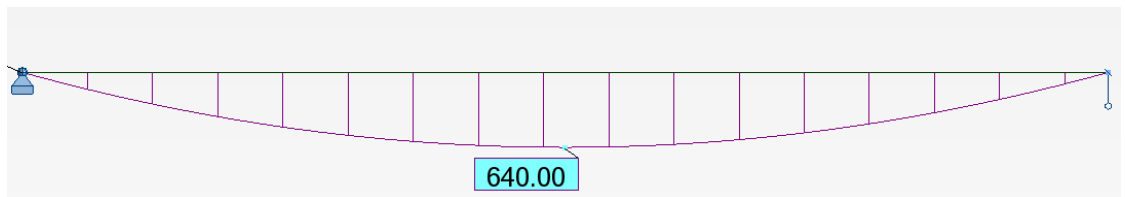
5.16.4 Įrašos

Momentų diagrama nuo nuolatinių apkrovų:



Pav. 5-45 Momentų diagrama nuo nuolatinių apkrovų:

Momentų diagrama nuo kintamų apkrovų:



Pav. 5-46 Momentų diagrama nuo kintamų apkrovų

Iš anksto įtemptos monolitinės sijos skaičiavimo ataskaita pateikiama priede Nr. 8.9.

Inkaravimo zonos armavimas

Inkarų zona armuojama pagal Priede 8.6 pateiktus tipinius armavimus.

5.17 KOLONOS PROJEKTAVIMAS

Kolona K-1 projektuojama pagal STR [17] reikalavimus. Skaičiavimas pateikiamas priede 8.10.

6 IŠVADOS

1. Šių laikų pastatuose perdangos racionalumas yra svarbiausias faktorius darantis didelę įtaką viso pastato ekonomiškumui. Esant didesniems nei 7 metrai tarpatramiams įtempimas į betoną leidžia padidinti perdangos plokščių racionalumą.
2. Atlikus viena kryptimi dirbančių perdangos plokščių lyginamąjį racionalumo tyrimą nustatyta:
 - 2.1. Mažiausios armatūros sąnaudos gautos naudojant iš anksto įtemptą perdangą ($5,93 \text{ kg/m}^2$).
 - 2.2. Išankstinis įtempimas užtikrino, kad nebuvo viršyti ribiniai tempiamieji betono įtempimai ir skerspjūvis nesupleišėjo. Tuo tarpu kituose variantuose atsivėrė leistino pločio plyšiai.
 - 2.3. Išankstinio įtempimo panaudojimas perdangos plokštėje leido sumažinti plokštės savąjį svorį 37,5 proc., tuo tarpu įlinkis sumažėjo 2,625 karto lyginant su armuota perdangos plokšte.
 - 2.4. Armuotoje perdangos plokštėje gautas didžiausias savasis svoris (825 kg/m^2), bei didžiausias įlinkis (21 mm).
 - 2.5. Briaunuotoje perdangos plokštėje gautas mažiausias perdangos plokštės savasis svoris (405 kg/m^2), bet didžiausios armatūros sąnaudos ($14,08 \text{ kg/m}^2$). Mažiausias perdangos plokštės svoris ir didelis šalutinių sijų aukštis leido pasiekti mažiausią įlinkį (6 mm).
3. Atlikus daugiakriterinį vertinimą pagal pasirinktus vertinimo kriterijus nustatyta, kad esant vienodam kriterijų reikšmingumui tiriamajame objekte racionaliausia naudoti viena kryptimi dirbančią įtemptą monolitinę plokštę.

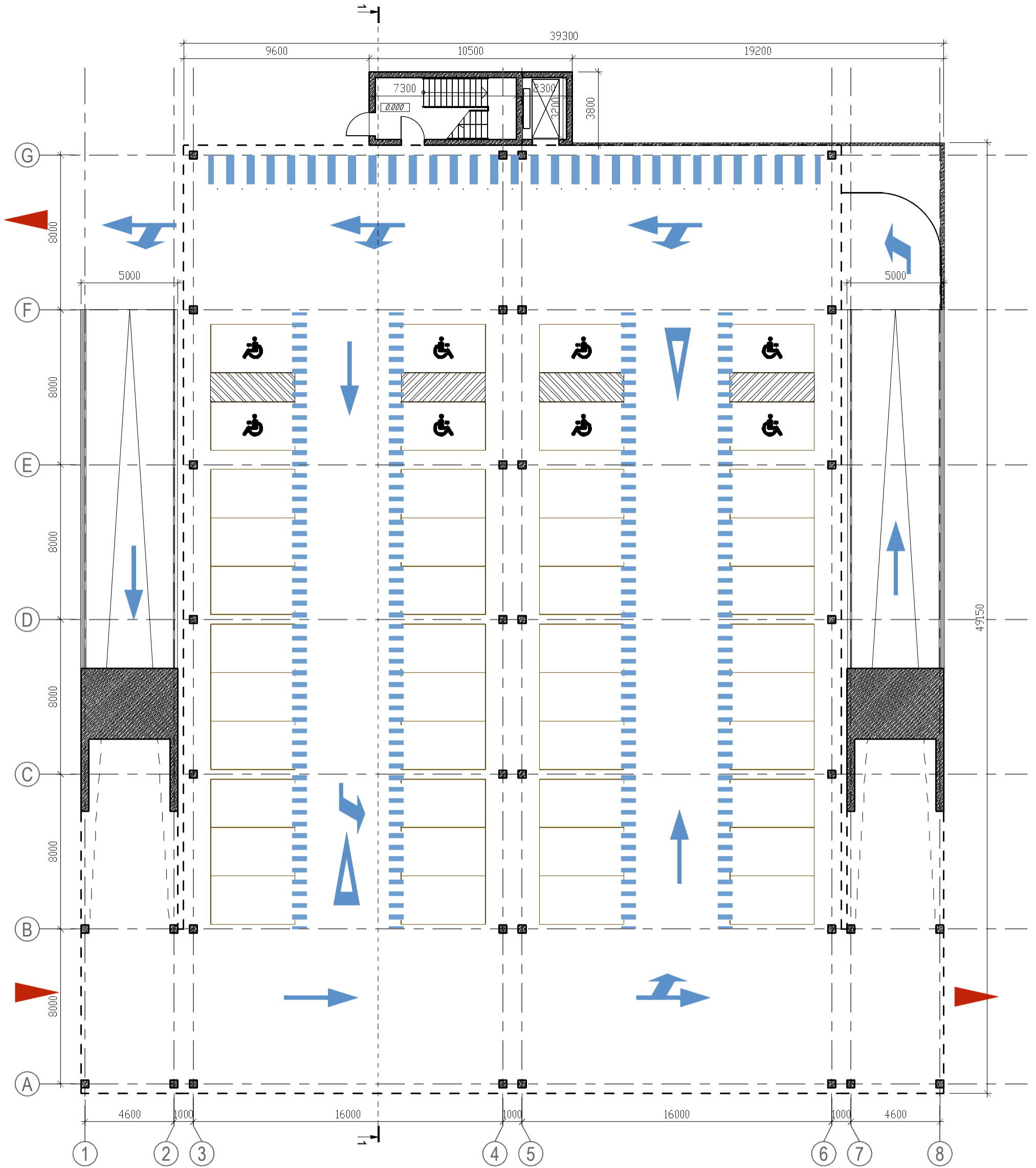
7 LITERATŪROS SĄRAŠAS

1. Kaklauskas, G. (2012). *Kompozitais armuotos betoninės konstrukcijos: Vadovėlis*. Vilnius: Technika.
2. *Concrete - Wikipedia* [interaktyvus]. 2017 [žiūrėta 2017-12-27]. Prieiga per: <https://en.wikipedia.org/wiki/Concrete>
3. Marčiukaitis, G.. (2012). *Iš anksto įtemptas gelžbetonis: Vadovėlis*. Vilnius: Technika.
4. Jokūbaitis, V. (1992). *Gelžbetoninės ir mūrinės konstrukcijos: [vadovėlis aukštosiomis mokykloms]*. Vilnius: Mokslas.
5. (2005). *Post-tensioning in buildings : technical report*. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete.
6. Cross E. (2010) *Post-tensioning in building structures*. [žiūrėta 2017-12-15]. Prieiga per internetą <http://ptia.com.au/Documents/Post-tensioning%20in%20Building%20Structures.pdf>
7. .LST EN 1992-1-1:2005. Eurokodas 2. Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. 1-1 dalis. Bendrosios ir pastatų taisyklės. Vilnius, 2005.
8. (2007). *Guide to the design and construction of reinforced concrete flat slabs*. Camberley: The Concrete Society..
9. (2008). *Economic Concrete Frame Elements to Eurocode 2*. Camberley: MPA The Concrete Centre.
10. STR 2.05.04:2003. Poveikiai ir apkrovos. Valstybės žinios, 2003, Nr. 233.
11. LST EN 1990:2004/NA:2010. Eurokodas. Konstrukcijų projektavimo pagrindai Vilnius, 2005.
12. Augonis, M. (2011). Gelžbetoninių sijinių perdangų projektavimo metodiniai nurodymai: Mokomoji knyga. Kaunas [i.e. Vilnius]: Vilniaus pedagoginio universiteto leidykla.
13. Marčiukaitis, Gediminas, & Valivonis, Juozas. (2010). Statybinės konstrukcijos ir jų projektavimo pagal euronormas pagrindai: Vadovėlis. Vilnius: Technika.
14. (2008). *Post-tensioned Concrete Floors*. Camberley: MPA The Concrete Centre.
15. (2015) *Vsl strand post-tensioning systems*
16. *VSL Strand Post-tensioning Systems* [interaktyvus]. 2017 [žiūrėta 2017-12-27]. Prieiga per: http://www.vsl.com/download.php?brochure_cat=post-tensioning-strand-systems&getFile=vsl-strand-post-tensioning-systems.pdf
17. Aalami, B. (2014). *Post-tensioned buildings : design and construction*. Redwood City, California: PT-Structures.com.
18. Juocevičius, Virgaudas. (2007). *Bendrieji reikalavimai gelžbetoninių konstrukcijų projektavimui pagal euronormas: Mokomoji knyga*. Vilnius: Technika.
19. (2005). *Post-tensioned concrete floors : design handbook*. City: Camberley, Surrey Concrete Society.
20. Zavadskas, E. K., Kaklauskas, A. (1996). *Pastatų sistemotechninis įvertinimas*. Vilnius: Technika.
21. Martin, L. & Perry, C. (2004). *PCI design handbook : precast and prestressed concrete*. Chicago: Precast/Prestressed Concrete Institute.
22. Jokūbaitis, V. (1978). *Gelžbetoninės konstrukcijos: Vadovėlis respublikos aukštųjų mokyklų statybos specialybės studentams*. Vilnius: Mokslas.

8 PRIEDAI

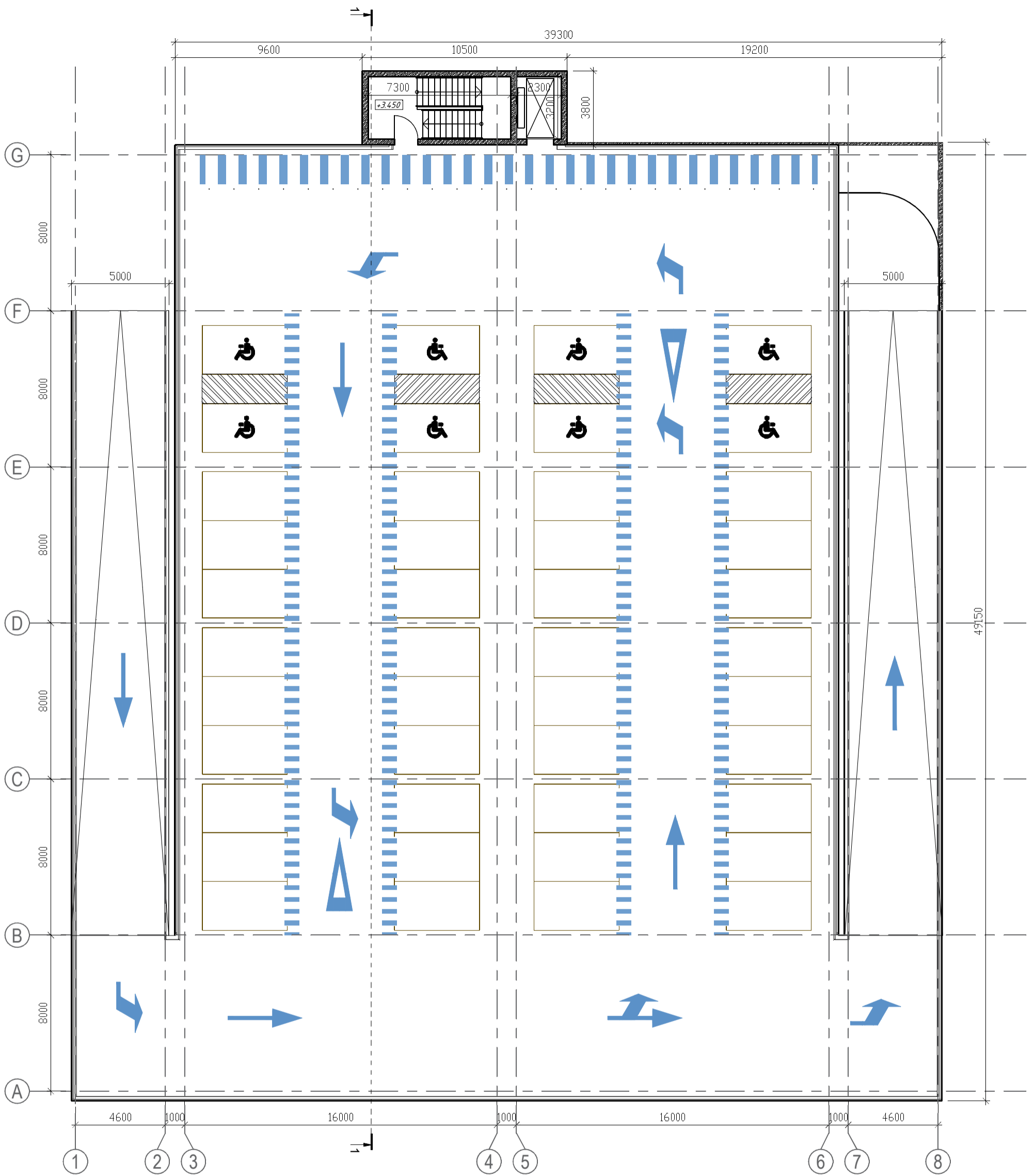
8.1 ARCHITEKTŪRINĖS IDĖJOS BRĖŽINIAI

PIRMO AUKŠTO PLANAS M 1:200



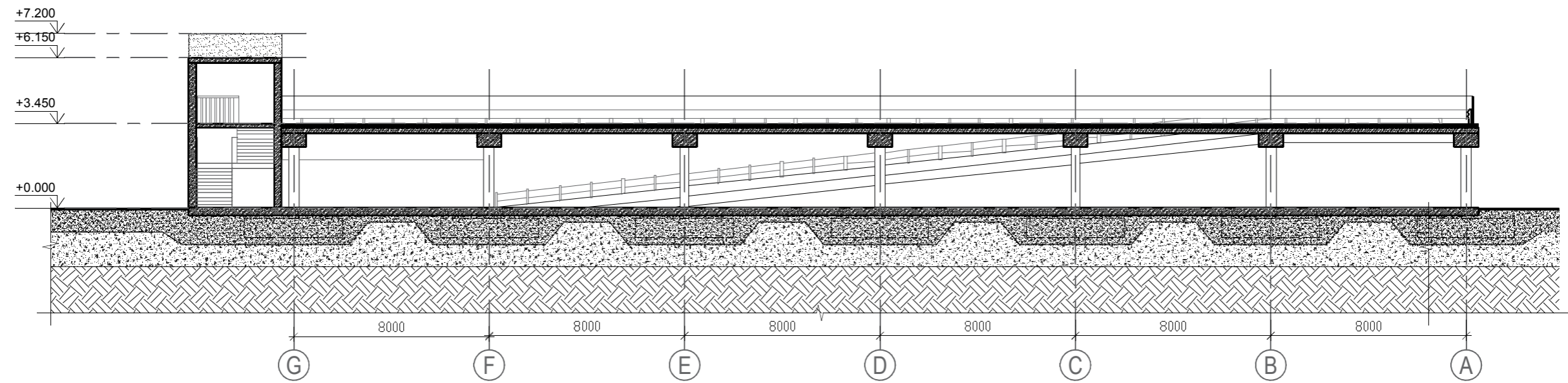
Sutartiniai žymėjimai	
Žymėjimas	Aprašas
	Automobilių stovėjimo vietos
	Automobilių stovėjimo vietos žmonėms su negalia
	Ivažiavimas/išvažiavimas

ANTRO AUKŠTO PLANAS M 1:200




Sutartiniai žymėjimai	
Žymėjimas	Aprašas
	Automobilių stovėjimo vietos
	Automobilių stovėjimo vietos žmonėms su negalia

Pjūvis 1-1 M 1:200



8.2 APKROVOS

 kauno technologijos universitetas 1922	Date:	2017-12-17	Page 1/1	
	Object:	Magistro BP		
	Engineer:	K. Micuta		
	Structure:	Parkingas var. 1		
Nuolatinės apkrovos (Dead Load)				
Laik. Konstrukcija (Structural element)				
	Element	t,mm	Apkrova (Load)	
	G/B plokštė	240	6.00 kN/m ²	
Sluoksniai (Sandwich on struct. element)				
Nr.	1.67 t, mm		Apkrova (Load)	
1	Betonas	150	3.75 kN/m ²	
2	Poliuretanas (PU)	4	0.05 kN/m ²	
3	-	0	0.00 kN/m ²	
4	-	0	0.00 kN/m ²	
	Sprinkleriai		0.2 kN/m ¹	
Apkrova gali kisti/ Sandwich can change		no	∑	10.00 kN/m ²
Kintamos apkrovos (Variable load)				
Pertvaros (Partitions)		$\psi_i = 1$	0.00 kN/m ²	
Sniegas (Snow)			0.00 kN/m ²	
			ψ_0	ψ_1 ψ_2
			0.7	0.5 0.2
Naud. apkrova (Live load)		F	2.5 kN/m ²	
			ψ_0	ψ_1 ψ_2
			0.7	0.7 0.6
Patikimumo kl (Safety cl)		3	$\gamma_d = 1$	
Derinių reikšmės (Design loads)				
		Išorinės apkrov.	Išorinės apkrov. +savasis svoris	
		kN/m ²	kN/m ²	
D.L.	Nuolatinės apkrov.	4.00	10.00	
LL	Kintamos apkrov.	2.50	2.50	

PASTABOS:

Pateikiamas lyginamojo varianto nr.1 savasis svoris.

8.3 1VAR. PERDANGOS PLOKŠTĖS VALKŠNUMO KOEFICIENTO SKAIČIAVIMAS

Besijinės įtemptosios perdangos valkšnumo koeficiento apskaičiavimas

Pradiniai duomenys:

Betono valkšnumas skaičiuojamas pagal EC2 [7]

Betono amžius (50 metų) dienomis	t	<input type="text" value="18263"/>	days
Betono cilindrinis stiprumas	f_{ck}	<input type="text" value="35"/>	MPa
Cemento klasė	<input type="text" value="Class N Normal (CEM 32.5 R, CEM 42.2 N)"/>		
Santykinis oro drėgnumas	RH	<input type="text" value="80"/>	%
Betono skerspjūvio plotas	A_c	<input type="text" value="0.24"/>	m ²
Skerspjūvio perimetras besiribojantis su aplinka	u	<input type="text" value="2"/>	m
Laikas (dienomis) kai elementas apkraunamas pilna apkrova	t₀	<input type="text" value="28"/>	days

Skaičiavimas (atliekamas kompiuterine programa):

$$\alpha_1 = \left(\frac{3.5 \cdot 10^7}{f_{cm}} \right)^{0.7} \qquad \alpha_2 = \left(\frac{3.5 \cdot 10^7}{f_{cm}} \right)^{0.2} \qquad \alpha_3 = \left(\frac{3.5 \cdot 10^7}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

$$= \left(\frac{3.5 \cdot 10^7}{4.3 \cdot 10^7} \right)^{0.7} \qquad = \left(\frac{3.5 \cdot 10^7}{4.3 \cdot 10^7} \right)^{0.2} \qquad = \left(\frac{3.5 \cdot 10^7}{4.3 \cdot 10^7} \right)^{0.5}$$

$$= 0.8658 \qquad = 0.95967 \qquad = 0.90219$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

$$= \frac{2 \cdot 0.24}{2}$$

$$= 0.24 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\varphi_{RH} &= \left(1 + \frac{(1 - RH)}{0.1 \cdot \left(\frac{h_0}{0.001}\right)^{\frac{1}{2}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \\
&= \left(1 + \frac{(1 - 0.8)}{0.1 \cdot \left(\frac{0.24}{0.001}\right)^{\frac{1}{2}}} \cdot 0.8658 \right) \cdot 0.9597 \\
&= 1.2271
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\beta_{f_{cm}} &= \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{10^6}}} \\
&= \frac{16.8}{\sqrt{\frac{4.3 \cdot 10^7}{10^6}}} \\
&= 2.562
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\beta_t(t_0) &= \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \\
&= \frac{1}{0.1 + 28^{0.2}} \\
&= 0.48845
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\varphi_0(t, t_0) &= \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_t(t_0) \\
&= 1.2271 \cdot 2.562 \cdot 0.4884 \\
&= 1.5355
\end{aligned}$$

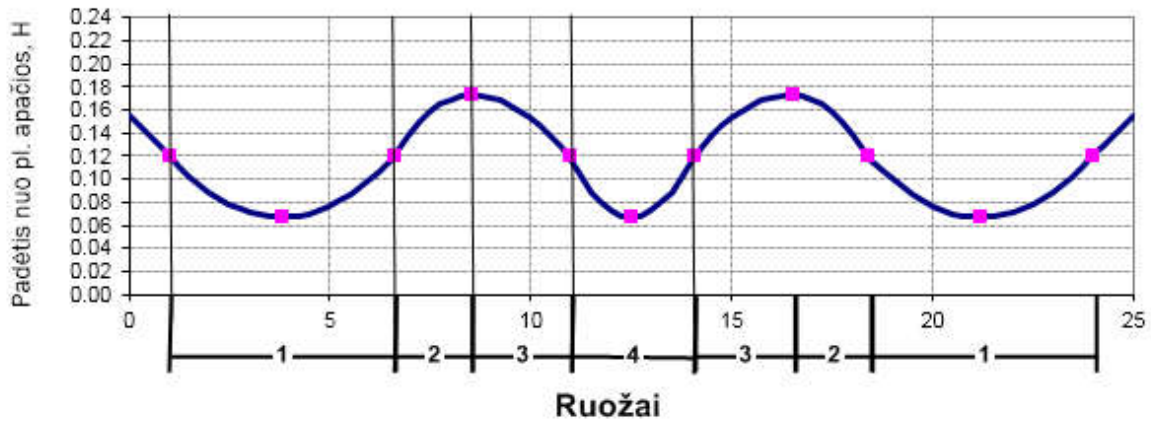
$$\begin{aligned}
\beta_H &= \min \left(\frac{1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \cdot \frac{RH}{0.01} \right)^{18} \right) \cdot h_0}{0.001} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) \\
&= \min \left(\frac{1.5 \cdot \left(1 + \left(0.012 \cdot \frac{0.8}{0.01} \right)^{18} \right) \cdot 0.24}{0.001} + 250 \cdot 0.9022, 1500 \cdot 0.9022 \right) \\
&= 758.21
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta_c(t, t_0) &= \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right)^{0.3} \\ &= \left(\frac{(1.8263 \cdot 10^4 - 28)}{758.2056 + (1.8263 \cdot 10^4 - 28)} \right)^{0.3} \\ &= 0.98785\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varphi(t, t_0) &= \varphi_0(t, t_0) \cdot \beta_c(t, t_0) \\ &= 1.5355 \cdot 0.9879 \\ &= 1.5169\end{aligned}$$

8.4 ĮTEMPIMO JĖGOS VERTIMO IŠSKIRSTYAMOS IŠORINĖMIS APKROVOMIS SKAIČIAVIMAS

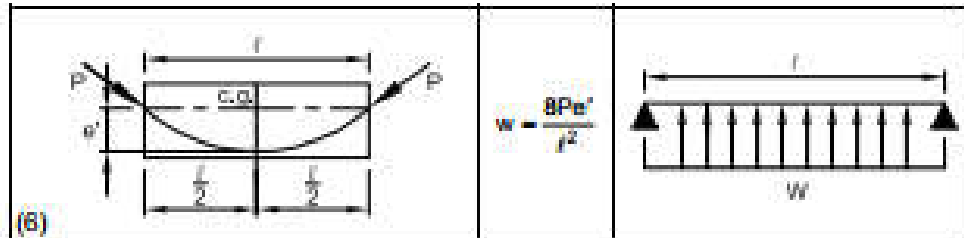
Plokštę suskirstome į ruožus, kuriuose skaičiuojami atstojamieji įtempimo jėgos poveikiai. Formos kitimo taškų reikšmės ir ruožų ilgiai priimami pagal lentelę 5-2. Daroma prielaida, kad tarp taškų įtempimo jėgos dydis nekinta.



Primame, kad lynas tarp taškų yra taisyklingos parabolės formos ir sukuria tolygiai išskirstytą vertikalią kompensuojančią apkrovą. Vertikali skersinė apkrova apskaičiuojama pagal literatūroje [21] pateiktas schemas ir formules.

Ruožas Nr.1

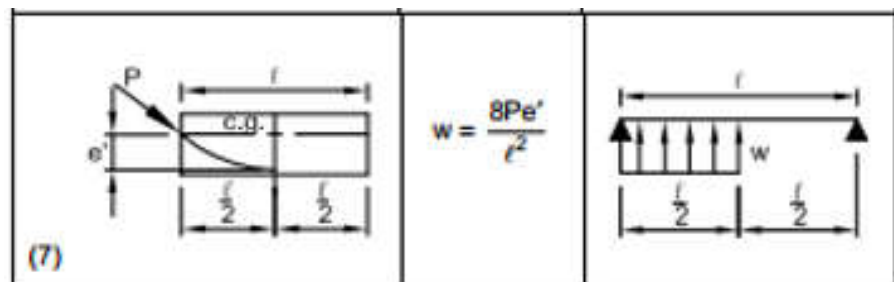
Ruože išskirstyta apkrova apskaičiuojama pagal schema:



$$w = \frac{8 \cdot P_2(x = 3,8) \cdot e(x = 3,8)}{l^2} = \frac{8 \cdot 375,64 \cdot 0,053}{(2,8 + 2,8)^2} = 5,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ruožas Nr.2

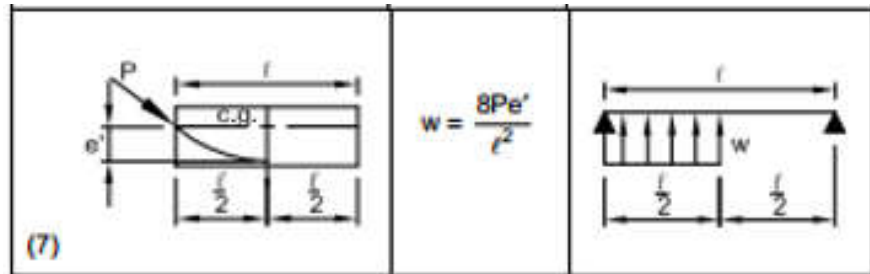
Ruože išskirstyta apkrova apskaičiuojama pagal schema:



$$w = \frac{8 \cdot P_2(x = 8) \cdot e(x = 8,5)}{l^2} = \frac{8 \cdot 375,83 \cdot 0,053}{(1,9 + 1,9)^2} = 11,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ruožas Nr.3

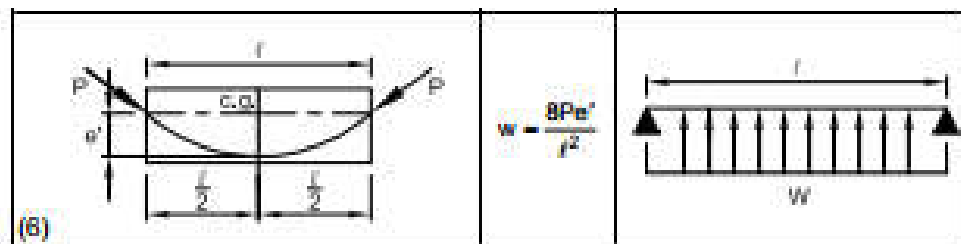
Ruože išskirstyta apkrova apskaičiuojama pagal schemą:



$$w = \frac{8 \cdot P_2(x = 8) \cdot e(x = 8,5)}{l^2} = \frac{8 \cdot 375,83 \cdot 0,053}{(2,445 + 2,445)^2} = 6,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ruožas Nr.4

Ruože išskirstyta apkrova apskaičiuojama pagal schemą:



$$w = \frac{8 \cdot P_2(x = 12,5) \cdot e(x = 12,5)}{l^2} = \frac{8 \cdot 387,87 \cdot 0,053}{(1,555 + 1,555)^2} = 17,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

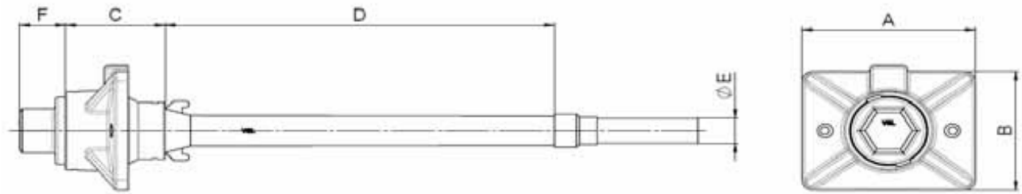
8.5 ILGALAIKIŲ NUOSTOLIŲ SKAIČIAVIMAS

Ilgalaikiai įtempimo nuostoliai			Ilgalaikiai įtempimo nuostoliai		
Pjūvyje A:			Pjūvyje B		
$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}\varphi(t,t_0)\cdot\sigma_{cQP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}\right) [1 + 0,8\varphi(t,t_0)]}$			$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}\varphi(t,t_0)\cdot\sigma_{cQP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}\right) [1 + 0,8\varphi(t,t_0)]}$		
Kintamieji:			Kintamieji:		
ε _{cs}	=	0.000256	ε _{cs}	=	0.000256
E _p	=	200000 MPa	E _p	=	200000 MPa
E _{cm}	=	34000 MPa	E _{cm}	=	34000 MPa
Δσ _{pr}	=	62.1 MPa	Δσ _{pr}	=	62.1 MPa
φ(t,t ₀)	=	1.5169	φ(t,t ₀)	=	1.5169
σ _{pQP}	=	1.65 MPa	σ _{pQP}	=	0.29 MPa
A _p	=	0.003 m ²	A _p	=	0.003 m ²
A _c	=	0.24 m ²	A _c	=	0.24 m ²
I _c	=	0.00152 m ⁴	I _c	=	0.00152 m ⁴
z _{cp}	=	0 m	z _{cp}	=	0.053 m
Atsakymas:			Atsakymas:		
Δσ (p,c+s+r)	=	99.42118 MPa	Δσ (p,c+s+r)	=	83.7831 MPa
Ilgalaikiai įtempimo nuostoliai			Ilgalaikiai įtempimo nuostoliai		
Pjūvyje C			Pjūvyje D		
$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}\varphi(t,t_0)\cdot\sigma_{cQP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}\right) [1 + 0,8\varphi(t,t_0)]}$			$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}\varphi(t,t_0)\cdot\sigma_{cQP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}\right) [1 + 0,8\varphi(t,t_0)]}$		
Kintamieji:			Kintamieji:		
ε _{cs}	=	0.000256	ε _{cs}	=	0.000256
E _p	=	200000 MPa	E _p	=	200000 MPa
E _{cm}	=	34000 MPa	E _{cm}	=	34000 MPa
Δσ _{pr}	=	62.1 MPa	Δσ _{pr}	=	62.1 MPa
φ(t,t ₀)	=	1.5169	φ(t,t ₀)	=	1.5169
σ _{pQP}	=	0.66 MPa	σ _{pQP}	=	1.15 MPa
A _p	=	0.003 m ²	A _p	=	0.003 m ²
A _c	=	0.24 m ²	A _c	=	0.24 m ²
I _c	=	0.00152 m ⁴	I _c	=	0.00152 m ⁴
z _{cp}	=	0.03 m	z _{cp}	=	0.053 m
Atsakymas:			Atsakymas:		
Δσ (p,c+s+r)	=	90.0331 MPa	Δσ (p,c+s+r)	=	89.99691 MPa
Vidurkis	=	90.80857 MPa			

8.6 KONSTRUKCIJOSE NAUDOJAMI INKARAI

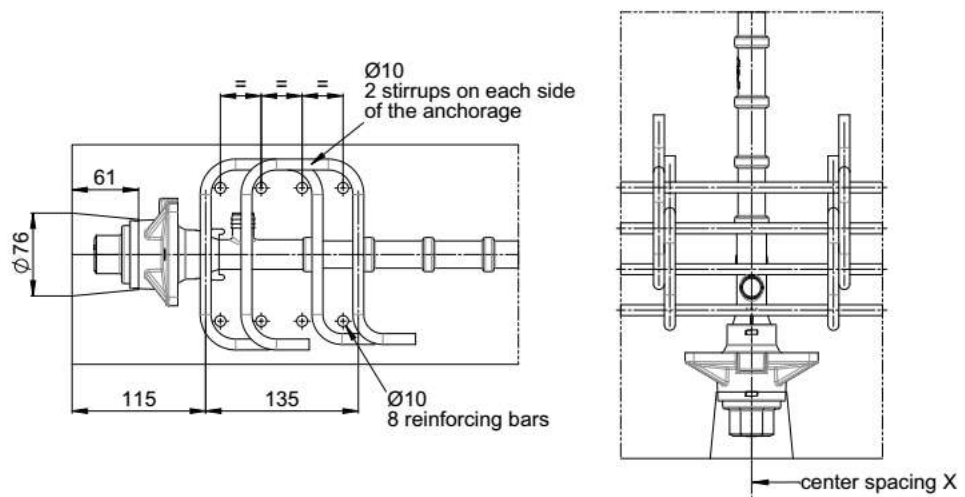
Inkarai naudojami plokštėje

Geometrija

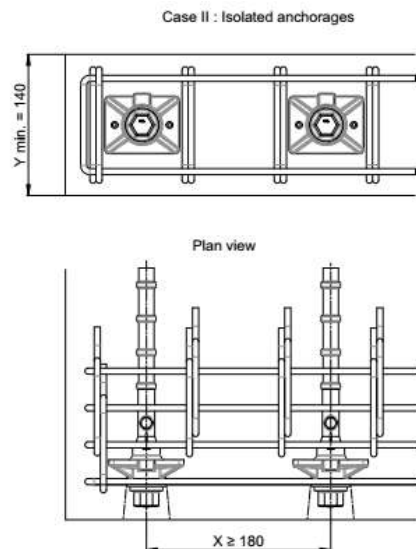


A	B	C	D	ØE	F
122	94	70	300	19	32

Armavimas

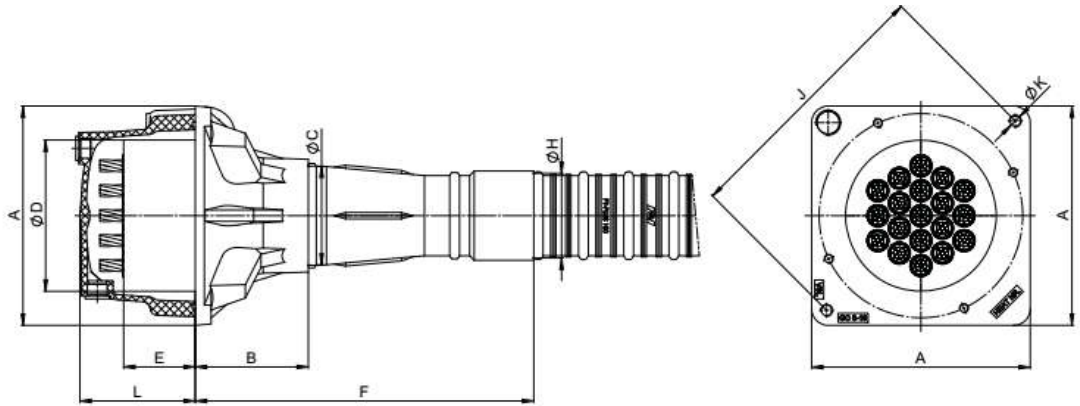


Išdėstymas



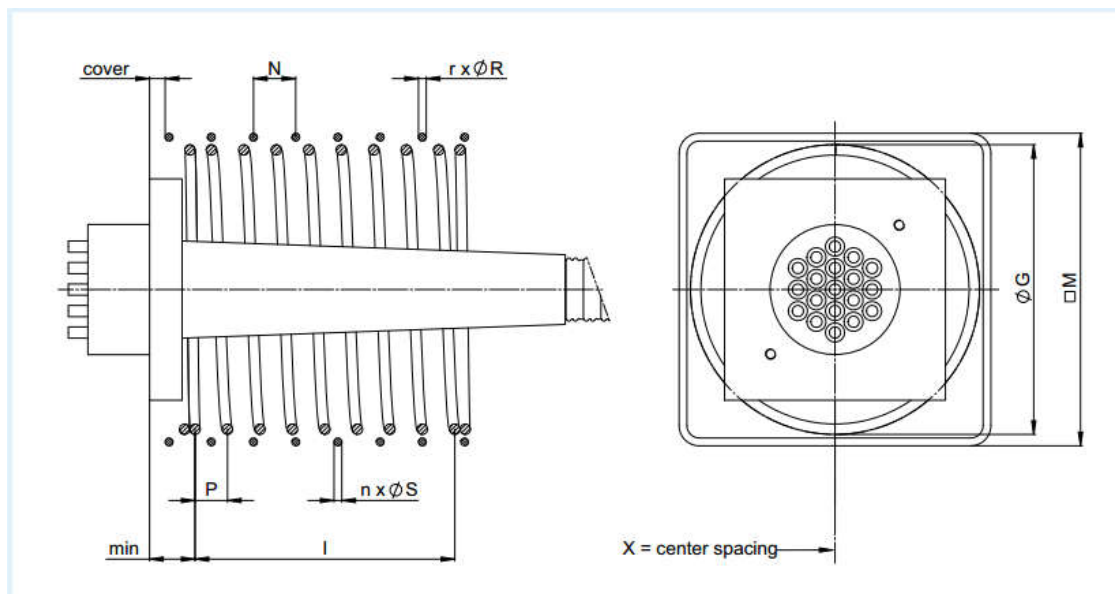
Inkarai naudojami sijoje

Geometrija



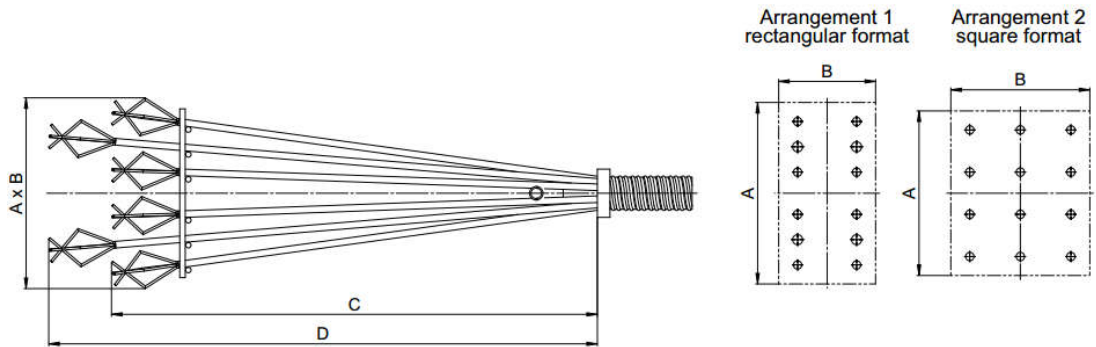
Unit	□A	B	ØC	ØD	E	F	ØH ⁽²⁾	J ⁽¹⁾	ØK	L
6-4	140	120	60	110	55	120	60	154	M12	110

Armavimas įtempimo gale



Unit	Spiral Reinforcement					Orthogonal Reinf.				X
	ØS	n ⁽¹⁾	P	ØG	I	ØR	r ⁽²⁾	N	M	
6-4	12	6	45	170	180	-	-	-	-	180

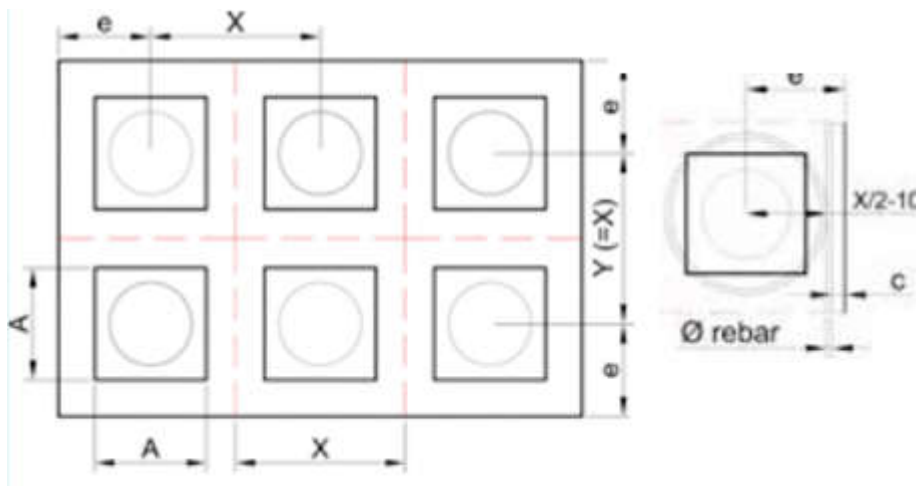
Pasyvus galas



Anchorage Type 0.6					
Unit	Arrangement	A	B	C	D
6-4	1	390	90	950	-
	2	190	210	950	-

Išdėstymo paaiškinimas

$$e_x = \frac{X}{2} + c - 10\text{mm} + \varnothing$$

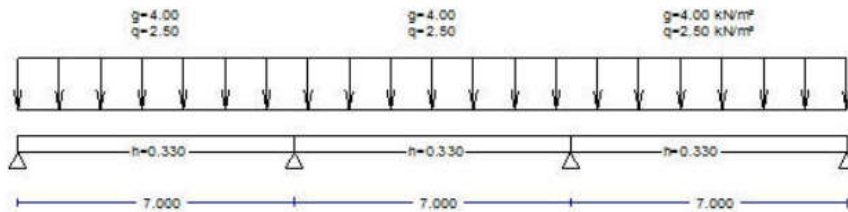


8.7 MONOLITINĖS ARMUOTOS PERDANGOS PLOKŠTĖS DIRBANČIOS VIENA KRYPTIMI SKAIČIAVIMO ATASKAITA

One-way continuous slab

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002,)

C35/45 - S500



Concrete-Steel class: C35/45-S500 (EC2 §3)
 Environmental class : XD1 (EC2 §4.4.1)
 Concrete cover : $C_{nom}=40$ mm (EC2 §4.4.1)
 Concrete weight : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Table 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 35 / 1.50 = 19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)

1.1. Dimensions and loads

Continuous slab, number of spans=3, transverse length $L_y=1.00$ m

Partial safety factors for actions : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.30$

(EC0 Annex A1)

Combination of variable actions : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.70$, $\psi_2=0.60$

Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\phi/2=40+8/2=44$ mm

Spans (L), thickness (h), loads on spans (g=self weight +dead, q=live)

Span-1, L= 7.000 m, h= 0.330 m, $g=(8.25+4.00) \times 1.000=12.25$ kN/m², $q=2.50 \times 1.000=2.50$ kN/m²

Span-2, L= 7.000 m, h= 0.330 m, $g=(8.25+4.00) \times 1.000=12.25$ kN/m², $q=2.50 \times 1.000=2.50$ kN/m²

Span-3, L= 7.000 m, h= 0.330 m, $g=(8.25+4.00) \times 1.000=12.25$ kN/m², $q=2.50 \times 1.000=2.50$ kN/m²

1.2. Ultimate limit state (ULS), design for bending

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Load (STR) Span-1 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.35g + 1.30q = 1.35 \times 12.25 + 1.30 \times 2.50 = 19.79$ kN/m

Load (STR) Span-2 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.35g + 1.30q = 1.35 \times 12.25 + 1.30 \times 2.50 = 19.79$ kN/m

Load (STR) Span-3 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.35g + 1.30q = 1.35 \times 12.25 + 1.30 \times 2.50 = 19.79$ kN/m

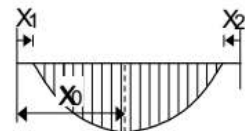
1.3. Shearing forces and bending moments

Maximum bending moments at spans for load combinations $1.35g+1.30q$

Span-1, $M_{ed} = 83.67$ kNm/m, $x_0=2.908$ m, $x_1=0.000$ m, $x_2=1.184$ m

Span-2, $M_{ed} = 42.71$ kNm/m, $x_0=3.500$ m, $x_1=1.422$ m, $x_2=1.422$ m

Span-3, $M_{ed} = 83.67$ kNm/m, $x_0=4.092$ m, $x_1=1.184$ m, $x_2=0.000$ m



Maximum bending moments at supports for load combinations 1.35g+1.30q

Support-0, Med= 0.00 kNm/m, x1=0.000 m, x2=0.000 m
Support-1, Med= -99.61 kNm/m, x1=1.438 m, x2=1.904 m
Support-2, Med= -99.61 kNm/m, x1=1.904 m, x2=1.438 m
Support-3, Med= 0.00 kNm/m, x1=0.000 m, x2=0.000 m



Maximum shear forces for load combinations 1.35g+1.30q

Span-1, Ved,left= 57.54 kN/m, Ved,right= -83.49 kN/m
Span-2, Ved,left= 71.15 kN/m, Ved,right= -71.15 kN/m
Span-3, Ved,left= 83.49 kN/m, Ved,right= -57.54 kN/m

Maximum reactions due to dead and live loads (Rg and Rq)

Support-0, Rg(x1.35)= 46.31 kN/m, Rq(x1.30)= 9.86 kN/m
Support-1, Rg(x1.35)= 127.34 kN/m, Rq(x1.30)= 27.30 kN/m
Support-2, Rg(x1.35)= 127.34 kN/m, Rq(x1.30)= 27.30 kN/m
Support-3, Rg(x1.35)= 46.31 kN/m, Rq(x1.30)= 9.86 kN/m

1.4. Design actions, shearing forces and bending moments

From bending moments at spans and supports $\max(x_u/d)=0.09$, $f_{ck}=35 \leq 50.00 \text{MPa}$

$\delta > 0.44 + 1.25 \times 0.09 = 0.55$, and $\delta > 0.80$ (reinforcement Class A)

(EC2 §5.5 (4))

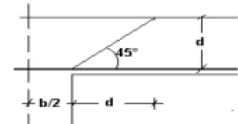
Moment redistribution can be applied up to $1 - 0.80 = 0.20$ (20%)

Design action values after moment redistribution by 5%

Reduction of support values to values at support faces ($b_{sup}=0.00 \text{ m}$)

Check for minimum values, $(0.65q_l^2/8 \text{ or } 0.65q_l^2/12)$

(EC2 §5.5)



Maximum span bending moments and shear forces for load combinations 1.35g+1.30q

Span-1, Med= 85.38 kNm/m, Ved,left= 58.13 kN/m, Ved,right= -82.78 kN/m
Span-2, Med= 46.63 kNm/m, Ved,left= 71.06 kN/m, Ved,right= -71.06 kN/m
Span-3, Med= 85.38 kNm/m, Ved,left= 82.78 kN/m, Ved,right= -58.13 kN/m

Maximum bending moments at supports for load combinations 1.35g+1.30q

Support-0, Med= 0.00 kNm/m, x1=0.000 m, x2=0.000 m
Support-1, Med= -94.63 kNm/m, x1=1.366 m, x2=1.766 m
Support-2, Med= -94.63 kNm/m, x1=1.766 m, x2=1.366 m
Support-3, Med= 0.00 kNm/m, x1=0.000 m, x2=0.000 m

Maximum shear forces at distance d from support face 1.35g+1.30q

Span-1, $b/2+d=0.286 \text{ m}$, $1.35g+1.30q=19.79 \text{ kN/m}^2$, VedA= 52.47 kN/m, VedB= 77.12 kN/m
Span-2, $b/2+d=0.286 \text{ m}$, $1.35g+1.30q=19.79 \text{ kN/m}^2$, VedA= 65.40 kN/m, VedB= 65.40 kN/m
Span-3, $b/2+d=0.286 \text{ m}$, $1.35g+1.30q=19.79 \text{ kN/m}^2$, VedA= 77.12 kN/m, VedB= 52.47 kN/m

1.5. Ultimate limit state (ULS), design for bending

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Reinforcement of spans

Med1= 85.38 kNm/m, $d=286 \text{ mm}$, $K_d= 3.10$ $x/d=0.08$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.9/20.0$ $k_s=2.37$, **As= 7.09 cm²/m**
Med2= 46.63 kNm/m, $d=286 \text{ mm}$, $K_d= 4.19$ $x/d=0.06$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.3/20.0$ $k_s=2.35$, **As= 3.83 cm²/m**
Med3= 85.38 kNm/m, $d=286 \text{ mm}$, $K_d= 3.10$ $x/d=0.08$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.9/20.0$ $k_s=2.37$, **As= 7.09 cm²/m**

Reinforcement over supports

Med1=-94.63 kNm/m, $d=286 \text{ mm}$, $K_d= 2.94$ $x/d=0.09$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-2.0/20.0$ $k_s=2.38$, **As= 7.87 cm²/m**
Med2=-94.63 kNm/m, $d=286 \text{ mm}$, $K_d= 2.94$ $x/d=0.09$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-2.0/20.0$ $k_s=2.38$, **As= 7.87 cm²/m**

1.6. Minimum reinforcement at spans

(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.3.1)

Span-1, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As= 4.76 cm²/m) $\emptyset 8/10.5$ (4.79 cm²/m), second. $\emptyset 8/35.5$ (1.42 cm²/m)
Span-2, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As= 4.76 cm²/m) $\emptyset 8/10.5$ (4.79 cm²/m), second. $\emptyset 8/45.0$ (1.12 cm²/m)
Span-3, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As= 4.76 cm²/m) $\emptyset 8/10.5$ (4.79 cm²/m), second. $\emptyset 8/35.5$ (1.42 cm²/m)

1.7. Ultimate limit state (ULS), Design for shear

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2, §9.2.2)

Shear capacity without shear reinforcement V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_l \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Eq.6.2.a)
 $V_{rdc} > (v_{min} + k_l \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Eq.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35.00 \text{ MPa}$, $b_w = 1000 \text{ mm}$, $d = 286 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.84$, $k_l = 0.15$
 $\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 787 / (1000 \times 286) = 0.0028$
 $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.52 \text{ N/mm}^2$ (EC2 Eq.6.3N)
 $V_{rd, c}(\text{min}) = 0.001 \times (0.52) \times 1000 \times 286 = 148.72 \text{ kN/m}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.84 \times (0.28 \times 35.00)^{0.33}] \times 1000 \times 286 = 135.14$, $V_{rdc} = V_{rdc}(\text{min}) = 148.72 \text{ kN/m}$
 $V_{ed} = 77.12 \text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 148.72 \text{ kN/m}$, **Ved < Vrdc shear reinforcement is not needed**

1.8. Reinforcement

Span reinforcement

Span-1 \emptyset 8/7.0 (7.19 cm²/m) principal at bottom, \emptyset 8/35.5 (1.42 cm²/m) secondary
Span-2 \emptyset 8/10.5 (4.79 cm²/m) principal at bottom, \emptyset 8/45.0 (1.12 cm²/m) secondary
Span-3 \emptyset 8/7.0 (7.19 cm²/m) principal at bottom, \emptyset 8/35.5 (1.42 cm²/m) secondary

Reinforcement over supports

Support-0 \emptyset 8/10.5 (4.79 cm²/m) reinforcement at top
Support-1 \emptyset 8/6.0 (8.38 cm²/m) reinforcement at top
Support-2 \emptyset 8/6.0 (8.38 cm²/m) reinforcement at top
Support-3 \emptyset 8/10.5 (4.79 cm²/m) reinforcement at top

1.9. Serviceability limit state (SLS), Span-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L = 7.000 \text{ m}$, $b = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.330 \text{ m}$, $d = 0.286 \text{ m}$
Load (quasi-permanent combination) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 12.25 + 0.60 \times 2.50 = 13.75 \text{ kN/m}$
 $l_{eff} = 7.000 \text{ m}$, $M_{ed} = (13.75 / 19.79) \times 85.38 = 59.33 \text{ kNm/m}$, $M_{ed}(SLS) = 59.33 \text{ kNm/m}$
Final creep coefficient $\varphi(\infty, t_0) = 1.50$ (EC2 §3.1.4, Annex B)
Total shrinkage strain $\epsilon_{cs} = -0.230 / 1000$
 $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
Modulus of elasticity of concrete $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$, $E_{c, eff} = 34 / (1 + 1.50) = 13.40 \text{ GPa} = 13400 \text{ MPa}$ (EC2 Eq.7.20)
Modulus of elasticity of steel $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
Modular ratio $\alpha_e = E_s / E_{c, eff} = 200 / 13.40 = 14.93$, effective $\alpha_e = E_s / E_{c, eff} = 200 / 13.40 = 14.93$
Tension reinforcement: \emptyset 8/70
Reinforcement ratio $\rho = A_{s1} / (b \cdot d) = 719 / (1000 \times 286) = 0.003$

1.9.1. State I (uncracked section) (SLS), Span-1

Bending stiffness of uncracked section, $EI = (200 / 14.93) \times (0.001 \times 2.995) = 40117 \text{ kNm}^2$
 $S = A_s \cdot z_{s1} = (0.001)^2 \times 719 \times 0.121 = (0.001) \times 0.087 \text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
Curvature due to moment $1/r_M = 59.329 / 40117 = (0.001) \times 1.479 \text{ (1/m)}$
Curvature due to shrinkage $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.23) \times 14.930 \times (0.087 / 2.995) = (0.001) \times 0.100 \text{ (1/m)}$
Total curvature $1/r = (0.001) \times 1.479 + (0.001) \times 0.100 = (0.001) \times 1.579 \text{ (1/m)}$
Cracking moment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y^2) = 3.2 \times (2.995 / 0.165) = 58.08 \text{ kNm}$

1.9.2. State II (fully cracked section) (SLS), Span-1

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.003$, $n = \alpha_e = 14.93$, $n \cdot \rho = 0.045$, $\xi = 0.678$, $\alpha = 0.258$, $x = \alpha \cdot d = 0.074 \text{ m}$
Bending stiffness of fully cracked section, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.678 \times 200 \times 719 \times 0.286^2 = 7979 \text{ kNm}^2$
 $S = A_s \cdot z_{s1} = (0.001)^2 \times 719 \times 0.212 = (0.001) \times 0.153 \text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
Curvature due to moment $1/r_M = 59.329 / 7979 = (0.001) \times 7.436 \text{ (1/m)}$
Curvature due to shrinkage $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.23) \times 14.930 \times (0.153 / 0.595) = (0.001) \times 0.175 \text{ (1/m)}$
Total curvature $1/r = (0.001) \times 7.436 + (0.001) \times 0.175 = (0.001) \times 7.611 \text{ (1/m)}$
 $M_{ed} = 59.33 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.55 / 1.58$, $x = 74 \text{ mm}$, $\sigma_s = 316 \text{ N/mm}^2$

1.9.3. Checking deflections without calculation (SLS), Span-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$l/d = K [1 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)} + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho - 1)}]^{3/2} = 60.64$ (EC2 Eq.7.16a)
 $f_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_0 = 0.001 \times \sqrt{35.00} = 0.006$, $\rho = 0.003$, $\rho' = 0.000$, $\rho < \rho_0$, $K = 1.3$
 $l/d = (310 / \sigma_s) \times (l/d)$, $\sigma_s = 316 \text{ N/mm}^2$, $l/d = (310 / 316) \times 60.64 = 59.55$ (EC2 Eq.7.17)
 $l_{eff}/d = 7.000 / 0.286 = 24.48 \leq 59.55$, **Span/depth under limits**

1.9.4. Checking deflections by calculation (SLS), Span-1

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$$\zeta = 1 - 0.50 \cdot (\text{Mcr}/\text{Med})^2 = 1 - 0.50 \times (58.08/59.33)^2 = 0.52$$

(Eq.7.19)

$$\text{Final curvature } (1/r) = 0.52 \times (0.001 \times 7.611) + (1 - 0.52) \times (0.001 \times 1.579) = (0.001) \times 4.720 \text{ (1/m)}$$

(Eq.7.18)

$$\beta = (\text{Ma} + \text{Mb})/\text{Mc} = (0.00 + 94.63)/85.38 = 1.11, \quad k = 0.104 (1 - 1.11/10) = 0.0925$$

$$f = k \cdot \text{Leff}^2 \cdot (1/r) = 0.0925 \times 7.000^2 \times 4.720 = 21.4 \text{ mm}$$

$$f = 21.39 \leq 1000 \times 7.000 / 250 = 28.0 \text{ mm}, \quad \text{Deflection under limits}$$

1.9.5. Minimum reinforcement areas (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

$$\text{Minimum reinforcement areas } A_{s,\min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$$

(EC2 Eq.7.1)

$$b = 1.000 \text{ m}, \quad b_{eff} = 1.000 \text{ m}, \quad h = 0.330 \text{ m}, \quad d = 0.286 \text{ m}, \quad x = 0.074 \text{ m}, \quad \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Ned} = 0.00 \text{ kN}, \quad \sigma_c = (\text{Ned}/bh) = 0.0 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 316 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (330 - 74) \times 1000 = 256257 \text{ mm}^2$$

$$\max(h, b_1) = 0 \text{ mm}, \quad f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2, \quad A_{c,eff} = 256257 \text{ mm}^2, \quad k = 0.98, \quad k_c = 0.40, \quad k_1 = 1.50$$

$$\text{Minimum reinforcement, } A_{s,\min} = 0.40 \times 0.98 \times 3.20 \times 256257 / 316 = 1017 \text{ mm}^2/\text{m}$$

1.9.6. Control of cracking without direct calculation (SLS), Span-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.4)

$$\text{crack width } w_k = 0.3 \text{ mm (XD1)}, \quad \text{steel stress } \sigma_s = 316 \text{ N/mm}^2, \quad \phi^* = 10 \text{ mm}, \quad \max s = 105 \text{ mm}$$

(EC2 T.7.2N T.7.3N)

$$\phi_s = \phi^* \cdot (f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr} / (2(h-d))] = 9 \text{ mm}$$

(EC2 Eq.7.6N)

$$f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2, \quad k_c = 0.40, \quad h_{cr} = 0.5 \times 330 = 165 \text{ mm}, \quad h = 330 \text{ mm}, \quad d = 286 \text{ mm}$$

$$\text{Maximum bar diameter } \phi = 9 \text{ mm}, \quad \text{maximum bar spacing } s = 105 \text{ mm}$$

$$\text{Bar diameter } \phi = 8 \leq 9 \text{ mm}, \quad \text{Bar diameter under maximum limit}$$

$$\text{Bar spacing } s = 70 \leq 105 \text{ mm}, \quad \text{Bar spacing under maximum limit}$$

1.9.7. Calculation of crack width (SLS), Span-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

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

(EC2 Eq.7.8)

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s \cdot k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$$

(EC2 Eq.7.9)

$$\sigma_s = 316 \text{ N/mm}^2, \quad \text{short term loading: } \alpha_e = 5.97, \quad k_t = 0.6, \quad \text{long term loading: } \alpha_e = 14.93, \quad k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = 0.333 (h - x) b = 0.333 \times (330 - 74) \times 1000 = 85334 \text{ mm}^2$$

(§7.3.2.3)

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 719 / 85334 = 0.008$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [316 - 0.4 \times (3.2 / 0.008) (1 + 14.93 \times 0.008)] / 200 = 0.72 \text{ o/oo} \geq 0.6 \times 316 / 200 = 0.95 \text{ o/oo}$$

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{eff}$$

(EC2 Eq.7.11)

$$\phi = 8 \text{ mm}, \quad k_1 = 0.8, \quad k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5, \quad k_3 = 3.4, \quad k_4 = 0.425$$

$$s_{r,\max} = 3.4 \times 40.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 8 / 0.008 = 297.41 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 297.41 \times 0.001 \times 0.95 = 0.28 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.28 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{\max}, \quad \text{Environmental class: XD1},$$

Crack width under limit

1.10. Serviceability limit state (SLS), Span-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$$L = 7.000 \text{ m}, \quad b = 1.000 \text{ m}, \quad h = 0.330 \text{ m}, \quad d = 0.286 \text{ m}$$

$$\text{Load (quasi-permanent combination) } q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 12.25 + 0.60 \times 2.50 = 13.75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Leff} = 7.000 \text{ m}, \quad \text{Med} = (13.75 / 19.79) \times 46.63 = 32.40 \text{ kNm/m}, \quad \text{Med(SLS)} = 32.40 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Final creep coefficient } \phi(\infty, t_0) = 1.50$$

(EC2 §3.1.4, Annex B)

$$\text{Total shrinkage strain } \epsilon_{cs} = -0.23 \text{ o/oo}$$

$$\gamma_c = 1.00, \quad \gamma_s = 1.00$$

(EC2 §2.4.2.4.2)

$$\text{Modulus of elasticity of concrete } E_{cm} = 34 \text{ GPa}, \quad E_{c,eff} = 34 / (1 + 1.50) = 13.40 \text{ GPa} = 13400 \text{ MPa}$$

(EC2 Eq.7.20)

$$\text{Modulus of elasticity of steel } E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Modular ratio } \alpha_e = E_s / E_c = 200 / 33.50 = 5.97, \quad \text{effective } \alpha_e = E_s / E_{c,eff} = 200 / 13.40 = 14.93$$

$$\text{Tension reinforcement: } \phi = 8 / 105$$

$$\text{Reinforcement ratio } \rho = A_s / (b \cdot d) = 479 / (1000 \times 286) = 0.002$$

1.10.1. State I (uncracked section) (SLS), Span-2

$$\text{Bending stiffness of uncracked section, } EI = (200 / 14.93) \times (0.001 \times 2.995) = 40117 \text{ kNm}^2$$

$$S = A_s \cdot z_{s1} = (0.001)^2 \times 479 \times 0.121 = (0.001) \times 0.058 \text{ m}^3$$

(EC2 Eq.7.21)

$$\text{Curvature due to moment } 1/r_M = 32.403 / 40117 = (0.001) \times 0.808 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Curvature due to shrinkage } 1/r_{cs} = (0.001 \times 0.23) \times 14.930 \times (0.058 / 2.995) = (0.001) \times 0.066 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Total curvature } 1/r = (0.001) \times 0.808 + (0.001) \times 0.066 = (0.001) \times 0.874 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Cracking moment, } M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / \gamma_2) = 3.2 \times (2.995 / 0.165) = 58.08 \text{ kNm}$$

1.10.2. State II (fully cracked section) (SLS), Span-2

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.002$, $n \cdot \alpha_e = 14.93$, $n \cdot \rho = 0.030$, $\xi = 0.727$, $\alpha = 0.216$, $x = \alpha \cdot d = 0.062\text{m}$
Bending stiffness of fully cracked section, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.727 \times 200 \times 479 \times 0.286^2 = 5698 \text{ kNm}^2$
 $S = A_s \cdot z_{sl} = (0.001)^2 \times 479 \times 0.224 = (0.001) \times 0.107 \text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
Curvature due to moment $1/r_M = 32.403/5698 = (0.001) \times 5.687 \text{ (1/m)}$
Curvature due to shrinkage $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.23) \times 14.930 \times (0.107/0.425) = (0.001) \times 0.123 \text{ (1/m)}$
Total curvature $1/r = (0.001) \times 5.687 + (0.001) \times 0.123 = (0.001) \times 5.810 \text{ (1/m)}$
 $M_{ed} = 32.40 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_{s0} = 0.35/1.27$, $x = 62\text{mm}$, $\sigma_s = 255 \text{ N/mm}^2$

1.10.3. Checking deflections without calculation (SLS), Span-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$l/d = K[1 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)} + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho - 1)^{3/2}}] = 133.68$ (EC2 Eq.7.16a)
 $f_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_0 = 0.001 \times \sqrt{35.00} = 0.006$, $\rho = 0.002$, $\rho' = 0.000$, $\rho < \rho_0$, $K = 1.5$
 $l/d = (310/\sigma_s) \times (1/d)$, $\sigma_s = 255 \text{ N/mm}^2$, $l/d = (310/255) \times 133.68 = 162.57$ (EC2 Eq.7.17)
 $l_{eff}/d = 7.000/0.286 = 24.48 \leq 162.57$, **Span/depth under limits**

1.10.4. Checking deflections by calculation (SLS), Span-2

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$M_{ed} = 32.40 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 58.08 = 40.66 \text{ kNm}$, $\zeta = 0.00$ (Eq.7.19)
Final curvature $(1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 5.810) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 0.874) = (0.001) \times 0.874 \text{ (1/m)}$ (Eq.7.18)
 $\beta = (M_a + M_b) / M_c = (94.63 + 94.63) / 46.63 = 4.06$, $k = 0.104(1 - 4.06/10) = 0.0618$
 $f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.0618 \times 7.000^2 \times 0.874 = 2.6 \text{ mm}$
 $f = 2.65 \leq 1000 \times 7.000 / 250 = 28.0 \text{ mm}$, **Deflection under limits**

1.10.5. Minimum reinforcement areas (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum reinforcement areas $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Eq.7.1)
 $b = 1.000\text{m}$, $b_{eff} = 1.000\text{m}$, $h = 0.330\text{m}$, $d = 0.286\text{m}$, $x = 0.062\text{m}$, $\phi = 8\text{mm}$
 $N_{ed} = 0.00\text{kN}$, $\sigma_c = (N_{ed}/bh) = 0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_s = 255\text{N/mm}^2$
 $A_{ct} = (h - x) \cdot b = (330 - 62) \times 1000 = 268128 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_l) = 0\text{mm}$, $f_{ctm} = 3.20\text{N/mm}^2$, $A_{c,eff} = 268128\text{mm}^2$, $k = 0.98$, $k_c = 0.40$, $k_1 = 1.50$
Minimum reinforcement, $A_{s,min} = 0.40 \times 0.98 \times 3.20 \times 268128 / 255 = 1318\text{mm}^2/\text{m}$

1.10.6. Control of cracking without direct calculation (SLS), Span-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.4)

crack width $w_k = 0.3\text{mm}$ (XD1), steel stress $\sigma_s = 255\text{N/mm}^2$, $\Phi^* = 15\text{mm}$, $\max s = 181\text{mm}$ (EC2 T.7.2N T.7.3N)
 $\sigma_s = \Phi^* (f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr} / (2(h-d))] = 13\text{mm}$ (EC2 Eq.7.6N)
 $f_{ctm} = 3.20\text{N/mm}^2$, $k_c = 0.40$, $h_{cr} = 0.5 \times 330 = 165\text{mm}$, $h = 330\text{mm}$, $d = 286\text{mm}$
Maximum bar diameter $\phi = 13 \text{ mm}$, maximum bar spacing $s = 181 \text{ mm}$
Bar diameter $\phi = 8 \leq 13 \text{ mm}$, **Bar diameter under maximum limit**
Bar spacing $s = 105 \leq 181 \text{ mm}$, **Bar spacing under maximum limit**

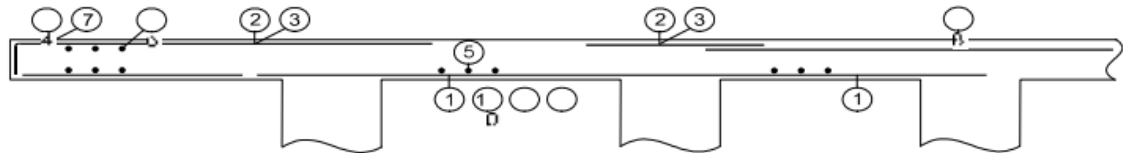
1.10.7. Calculation of crack width (SLS), Span-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Eq.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s \cdot k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 255\text{N/mm}^2$, short term loading: $\alpha_e = 5.97$, $k_t = 0.6$, long term loading: $\alpha_e = 14.93$, $k_t = 0.4$
 $A_{c,eff} = 0.333(h - x)b = 0.333 \times (330 - 62) \times 1000 = 89287 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 479 / 89287 = 0.005$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [255 - 0.4 \times (3.2/0.005) (1 + 14.93 \times 0.005)] / 200 = -0.01 \text{ o/o}$ $\sigma_s / \sigma_{o0} = 0.6 \times 255 / 200 = 0.76 \text{ o/o}$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{eff}$ (EC2 Eq.7.11)
 $\phi = 8\text{mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4 \times 40.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 8 / 0.005 = 389.51 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 389.51 \times 0.001 \times 0.76 = 0.30 \text{ mm}$
 $w_k = 0.30 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{max}$, Environmental class: XD1, **Crack width under limit**

1.11. Reinforcing bar schedule

Num		type	reinforcing bar [mm]	items	∅	g/m [kg/m]	length [m]	weight [kg]
1	(Span-1)	⑪	200	14	8	0.395	7.320	40.48
2	(Span-2)	①		10	8	0.395	7.320	28.91
3	(Span-3)	⑫		14	8	0.395	7.320	40.48
4	(Supp-0)	④	100	10	8	0.395	2.080	8.22
5	(Supp-1)	②		17	8	0.395	3.960	26.59
6	(Supp-2)	②		17	8	0.395	3.960	26.59
7	(Supp-3)	④		10	8	0.395	2.080	8.22
8	(Span-1)	⑤		20	8	0.395	1.000	7.90
9	(Span-2)	⑤		16	8	0.395	1.000	6.32
10	(Span-3)	⑤		20	8	0.395	1.000	7.90
Total weight [kg]								201.61



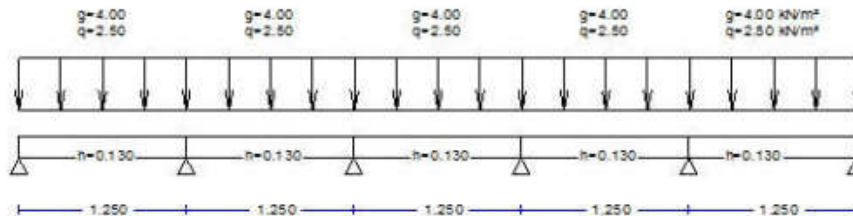
8.8 BRIAUNUOTOS PERDANGOS PLOKŠTĖS SKAIČIAVIMO ATASKAITA

8.8.1 Plokštės skaičiavimo ataskaita

One-way continuous slab

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002,)

C35/45 - S500



Concrete-Steel class: C35/45-S500 (EC2 §3)
Environmental class : XD1 (EC2 §4.4.1)
Concrete cover : $C_{nom}=40$ mm (EC2 §4.4.1)
Concrete weight : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Table 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 35 / 1.50 = 19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)

1.1. Dimensions and loads

Continuous slab, number of spans=5, transverse length $L_y=1.00$ m

Partial safety factors for actions : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.30$

(EC0 Annex A1)

Combination of variable actions : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.70$, $\psi_2=0.60$

Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\phi/2=40+6/2=43$ mm

Spans (L), thickness (h), loads on spans (g =self weight +dead, q =live)

Span-1, L= 1.250 m, h= 0.130 m, $g=(3.25+4.00) \times 1.000=7.25$ kN/m², $q=2.50 \times 1.000=2.50$ kN/m²

Span-2, L= 1.250 m, h= 0.130 m, $g=(3.25+4.00) \times 1.000=7.25$ kN/m², $q=2.50 \times 1.000=2.50$ kN/m²

Span-3, L= 1.250 m, h= 0.130 m, $g=(3.25+4.00) \times 1.000=7.25$ kN/m², $q=2.50 \times 1.000=2.50$ kN/m²

Span-4, L= 1.250 m, h= 0.130 m, $g=(3.25+4.00) \times 1.000=7.25$ kN/m², $q=2.50 \times 1.000=2.50$ kN/m²

Span-5, L= 1.250 m, h= 0.130 m, $g=(3.25+4.00) \times 1.000=7.25$ kN/m², $q=2.50 \times 1.000=2.50$ kN/m²

1.2. Ultimate limit state (ULS), design for bending

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Load (STR) Span-1 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.35g + 1.30q = 1.35 \times 7.25 + 1.30 \times 2.50 = 13.04$ kN/m

Load (STR) Span-2 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.35g + 1.30q = 1.35 \times 7.25 + 1.30 \times 2.50 = 13.04$ kN/m

Load (STR) Span-3 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.35g + 1.30q = 1.35 \times 7.25 + 1.30 \times 2.50 = 13.04$ kN/m

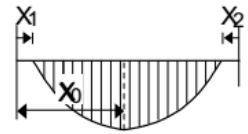
Load (STR) Span-4 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.35g + 1.30q = 1.35 \times 7.25 + 1.30 \times 2.50 = 13.04$ kN/m

Load (STR) Span-5 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.35g + 1.30q = 1.35 \times 7.25 + 1.30 \times 2.50 = 13.04$ kN/m

1.3. Shearing forces and bending moments

Maximum bending moments at spans for load combinations 1.35g+1.30q

Span-1, Med=	1.76 kNm/m, x _o =0.519 m, x ₁ =0.000m, x ₂ =0.212m
Span-2, Med=	1.07 kNm/m, x _o =0.646 m, x ₁ =0.241m, x ₂ =0.199m
Span-3, Med=	1.24 kNm/m, x _o =0.625 m, x ₁ =0.188m, x ₂ =0.188m
Span-4, Med=	1.07 kNm/m, x _o =0.604 m, x ₁ =0.199m, x ₂ =0.241m
Span-5, Med=	1.76 kNm/m, x _o =0.731 m, x ₁ =0.212m, x ₂ =0.000m



Maximum bending moments at supports for load combinations 1.35g+1.30q

Support-0, Med=	0.00 kNm/m, x ₁ =0.000 m, x ₂ =0.000 m
Support-1, Med=	-2.20 kNm/m, x ₁ =0.270 m, x ₂ =0.331 m
Support-2, Med=	-1.75 kNm/m, x ₁ =0.277 m, x ₂ =0.260 m
Support-3, Med=	-1.75 kNm/m, x ₁ =0.260 m, x ₂ =0.277 m
Support-4, Med=	-2.20 kNm/m, x ₁ =0.331 m, x ₂ =0.270 m
Support-5, Med=	0.00 kNm/m, x ₁ =0.000 m, x ₂ =0.000 m



Maximum shear forces for load combinations 1.35g+1.30q

Span-1, Ved, left=	6.77 kN/m, Ved, right=	-9.91 kN/m
Span-2, Ved, left=	8.80 kN/m, Ved, right=	-8.11 kN/m
Span-3, Ved, left=	8.43 kN/m, Ved, right=	-8.43 kN/m
Span-4, Ved, left=	8.11 kN/m, Ved, right=	-8.80 kN/m
Span-5, Ved, left=	9.91 kN/m, Ved, right=	-6.77 kN/m

Maximum reactions due to dead and live loads (R_g and R_q)

Support-0, R _g (x _{1.35})=	4.83 kN/m, R _q (x _{1.30})=	1.76 kN/m
Support-1, R _g (x _{1.35})=	13.84 kN/m, R _q (x _{1.30})=	4.86 kN/m
Support-2, R _g (x _{1.35})=	11.91 kN/m, R _q (x _{1.30})=	4.63 kN/m
Support-3, R _g (x _{1.35})=	11.91 kN/m, R _q (x _{1.30})=	4.63 kN/m
Support-4, R _g (x _{1.35})=	13.84 kN/m, R _q (x _{1.30})=	4.86 kN/m
Support-5, R _g (x _{1.35})=	4.83 kN/m, R _q (x _{1.30})=	1.76 kN/m

1.4. Design actions, shearing forces and bending moments

Design action values after moment redistribution by 0%

(EC2 §5.5)

Reduction of support values to values at support faces (b_{sup}=0.00 m)

(EC2 §5.3.2.2.3)

Check for minimum values, (0.65q_l²/8 or 0.65q_l²/12)

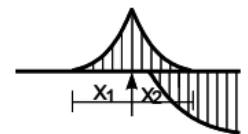
(EC2 §5.3.2.2.3N)

Maximum span bending moments and shear forces for load combinations 1.35g+1.30q

Span-1, Med=	1.76 kNm/m, Ved, left=	6.77 kN/m, Ved, right=	-9.91 kN/m
Span-2, Med=	1.07 kNm/m, Ved, left=	8.80 kN/m, Ved, right=	-8.11 kN/m
Span-3, Med=	1.24 kNm/m, Ved, left=	8.43 kN/m, Ved, right=	-8.43 kN/m
Span-4, Med=	1.07 kNm/m, Ved, left=	8.11 kN/m, Ved, right=	-8.80 kN/m
Span-5, Med=	1.76 kNm/m, Ved, left=	9.91 kN/m, Ved, right=	-6.77 kN/m

Maximum bending moments at supports for load combinations 1.35g+1.30q

Support-0, Med=	0.00 kNm/m, x ₁ =0.000 m, x ₂ =0.000 m
Support-1, Med=	-2.20 kNm/m, x ₁ =0.270 m, x ₂ =0.331 m
Support-2, Med=	-1.75 kNm/m, x ₁ =0.277 m, x ₂ =0.260 m
Support-3, Med=	-1.75 kNm/m, x ₁ =0.260 m, x ₂ =0.277 m
Support-4, Med=	-2.20 kNm/m, x ₁ =0.331 m, x ₂ =0.270 m
Support-5, Med=	0.00 kNm/m, x ₁ =0.000 m, x ₂ =0.000 m



Maximum shear forces at distance d from support face 1.35g+1.30q

Span-1, b/2+d=0.087m, 1.35g+1.30q=13.04kN/m ² , VedA=	5.63kN/m, VedB=	8.77kN/m
Span-2, b/2+d=0.087m, 1.35g+1.30q=13.04kN/m ² , VedA=	7.66kN/m, VedB=	6.98kN/m
Span-3, b/2+d=0.087m, 1.35g+1.30q=13.04kN/m ² , VedA=	7.29kN/m, VedB=	7.29kN/m
Span-4, b/2+d=0.087m, 1.35g+1.30q=13.04kN/m ² , VedA=	6.98kN/m, VedB=	7.66kN/m
Span-5, b/2+d=0.087m, 1.35g+1.30q=13.04kN/m ² , VedA=	8.77kN/m, VedB=	5.63kN/m

1.5. Ultimate limit state (ULS), design for bending

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Reinforcement of spans

Med1= 1.76kNm/m, d= 87mm, Kd= 6.56 x/d=0.04 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-0.7/20.0$ ks=2.33,	As= 0.47cm²/m
Med2= 1.07kNm/m, d= 87mm, Kd= 8.42 x/d=0.03 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-0.6/20.0$ ks=2.32,	As= 0.28cm²/m
Med3= 1.24kNm/m, d= 87mm, Kd= 7.80 x/d=0.03 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-0.6/20.0$ ks=2.32,	As= 0.33cm²/m
Med4= 1.07kNm/m, d= 87mm, Kd= 8.42 x/d=0.03 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-0.6/20.0$ ks=2.32,	As= 0.28cm²/m
Med5= 1.76kNm/m, d= 87mm, Kd= 6.56 x/d=0.04 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-0.7/20.0$ ks=2.33,	As= 0.47cm²/m

Reinforcement over supports

Med1= -2.20kNm/m, d= 87mm, Kd= 5.87 x/d=0.04 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-0.8/20.0$ ks=2.33,	As= 0.59cm²/m
Med2= -1.75kNm/m, d= 87mm, Kd= 6.58 x/d=0.04 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-0.7/20.0$ ks=2.33,	As= 0.47cm²/m
Med3= -1.75kNm/m, d= 87mm, Kd= 6.58 x/d=0.04 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-0.7/20.0$ ks=2.33,	As= 0.47cm²/m
Med4= -2.20kNm/m, d= 87mm, Kd= 5.87 x/d=0.04 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-0.8/20.0$ ks=2.33,	As= 0.59cm²/m

1.6. Minimum reinforcement at spans

(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.3.1)

Span-1, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_s = 1.45\text{cm}^2/\text{m}$)	$\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m), second. $\emptyset 6/450$ (0.63cm ² /m)
Span-2, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_s = 1.45\text{cm}^2/\text{m}$)	$\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m), second. $\emptyset 6/450$ (0.63cm ² /m)
Span-3, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_s = 1.45\text{cm}^2/\text{m}$)	$\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m), second. $\emptyset 6/450$ (0.63cm ² /m)
Span-4, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_s = 1.45\text{cm}^2/\text{m}$)	$\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m), second. $\emptyset 6/450$ (0.63cm ² /m)
Span-5, $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_s = 1.45\text{cm}^2/\text{m}$)	$\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m), second. $\emptyset 6/450$ (0.63cm ² /m)

1.7. Ultimate limit state (ULS), Design for shear

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2, §9.2.2)

Shear capacity without shear reinforcement V_{rdc}	(EC2 §6.2.2)
$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$	(EC2 Eq.6.2.a)
$V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	(EC2 Eq.6.2.b)
$C_{rdc} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35.00\text{MPa}$, $b_w = 1000\text{mm}$, $d = 87\text{mm}$	
$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 2.00$, $k_1 = 0.15$	
$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \cdot d) = 59/(1000 \times 87) = 0.0007$	
$v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.59\text{N/mm}^2$	(EC2 Eq.6.3N)
$V_{rd, c}(\text{min}) = 0.001 \times (0.59) \times 1000 \times 87 = 51.33\text{kN/m}$	
$V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 2.00 \times (0.07 \times 35.00)^{0.33}] \times 1000 \times 87 = 28.15$, $V_{rdc} = V_{rdc}(\text{min}) = 51.33\text{kN/m}$	
$V_{ed} = 8.77\text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 51.33\text{ kN/m}$, Ved < Vrdc shear reinforcement is not needed	

1.8. Reinforcement

Span reinforcement

Span-1 $\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m) principal at bottom,	$\emptyset 6/450$ (0.63cm ² /m) secondary
Span-2 $\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m) principal at bottom,	$\emptyset 6/450$ (0.63cm ² /m) secondary
Span-3 $\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m) principal at bottom,	$\emptyset 6/450$ (0.63cm ² /m) secondary
Span-4 $\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m) principal at bottom,	$\emptyset 6/450$ (0.63cm ² /m) secondary
Span-5 $\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m) principal at bottom,	$\emptyset 6/450$ (0.63cm ² /m) secondary

Reinforcement over supports

Support-0 $\emptyset 8/450$ (1.12cm ² /m) reinforcement at top	
Support-1 $\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m) reinforcement at top	
Support-2 $\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m) reinforcement at top	
Support-3 $\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m) reinforcement at top	
Support-4 $\emptyset 6/195$ (1.45cm ² /m) reinforcement at top	
Support-5 $\emptyset 8/450$ (1.12cm ² /m) reinforcement at top	

1.9. Serviceability limit state (SLS), Span-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L=1.250\text{m}$, $b=1.000\text{m}$, $h=0.130\text{m}$, $d=0.087\text{m}$
Load (quasi-permanent combination) $q_{ed}=g+\psi_2 \cdot q=7.25+0.60 \times 2.50=8.75 \text{ kN/m}$
 $l_{eff}=1.250\text{m}$, $M_{ed}=(8.75/13.04) \times 1.76=1.18 \text{ kNm/m}$, $M_{ed}(SLS)=1.18 \text{ kNm/m}$
Final creep coefficient $\varphi(\infty, t_0)=1.96$ (EC2 §3.1.4, Annex B)
Total shrinkage strain $\epsilon_{cs}=-0.300/00$
 $\gamma_c=1.00$, $\gamma_s=1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
Modulus of elasticity of concrete $E_{cm}=34\text{GPa}$, $E_{c,eff}=34/(1+1.96)=11.32\text{GPa}=11320\text{MPa}$ (EC2 Eq.7.20)
Modulus of elasticity of steel $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$
Modular ratio $\alpha_e=E_s/E_c=200/33.50=5.97$, effective $\alpha_e=E_s/E_{c,eff}=200/11.32=17.67$
Tension reinforcement: $\emptyset 6/195$
Reinforcement ratio $\rho=A_{s1}/(b \cdot d)=145/(1000 \times 87)=0.002$

1.9.1. State I (uncracked section) (SLS), Span-1

Bending stiffness of uncracked section, $EI=(200/17.67) \times (0.001 \times 0.183)=2072 \text{ kNm}^2$
 $S=A_s \cdot z_{s1}=(0.001)^2 \times 145 \times 0.022=(0.001) \times 0.003 \text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
Curvature due to moment $1/r_M=1.179/2072=(0.001) \times 0.569 \text{ (1/m)}$
Curvature due to shrinkage $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.30) \times 17.670 \times (0.003/0.183)=(0.001) \times 0.092 \text{ (1/m)}$
Total curvature $1/r=(0.001) \times 0.569+(0.001) \times 0.092=(0.001) \times 0.661 \text{ (1/m)}$
Cracking moment, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y_2)=3.2 \times (0.183/0.065)=9.01 \text{ kNm}$

1.9.2. State II (fully cracked section) (SLS), Span-1

$\rho=A_s/(b \cdot d)=0.002$, $n=\alpha_e=17.67$, $n \cdot \rho=0.035$, $\xi=0.708$, $\alpha=0.233$, $x=\alpha \cdot d=0.020\text{m}$
Bending stiffness of fully cracked section, $EI=\xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2=0.708 \times 200 \times 145 \times 0.087^2=155 \text{ kNm}^2$
 $S=A_s \cdot z_{s1}=(0.001)^2 \times 145 \times 0.067=(0.001) \times 0.010 \text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
Curvature due to moment $1/r_M=1.179/155=(0.001) \times 7.591 \text{ (1/m)}$
Curvature due to shrinkage $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.30) \times 17.670 \times (0.010/0.014)=(0.001) \times 0.280 \text{ (1/m)}$
Total curvature $1/r=(0.001) \times 7.591+(0.001) \times 0.280=(0.001) \times 7.871 \text{ (1/m)}$
 $M_{ed}=1.18 \text{ kNm}$, $\epsilon_c/\epsilon_s=0.15/0.51$, $x=20\text{mm}$, $\sigma_s=101 \text{ N/mm}^2$

1.9.3. Checking deflections without calculation (SLS), Span-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$1/d=K[1+1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)}+3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho-1)}]^{3/2}=115.86$ (EC2 Eq.7.16a)
 $f_{ck}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho_0=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.002$, $\rho'=0.000$, $\rho < \rho_0$, $K=1.3$
 $1/d=(310/\sigma_s) \times (1/d)$, $\sigma_s=101 \text{ N/mm}^2$, $1/d=(310/101) \times 115.86=354.44$ (EC2 Eq.7.17)
 $l_{eff}/d=1.250/0.087=14.37 \leq 354.44$, **Span/depth under limits**

1.9.4. Checking deflections by calculation (SLS), Span-1

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$M_{ed}=1.18 < 0.70 \times M_{cr}=0.70 \times 9.01=6.31 \text{ kNm}$, $\zeta=0.00$ (Eq.7.19)
Final curvature $(1/r)=0.00 \times (0.001 \times 7.871) + (1-0.00) \times (0.001 \times 0.661)=(0.001) \times 0.661 \text{ (1/m)}$ (Eq.7.18)
 $\beta=(M_a+M_b)/M_c=(0.00+2.20)/1.76=1.25$, $k=0.104(1-1.25/10)=0.0910$
 $f=k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r)=0.0910 \times 1.250^2 \times 0.661=0.1 \text{ mm}$
 $f=0.09 \leq 1000 \times 1.250/250=5.0 \text{ mm}$, **Deflection under limits**

1.9.5. Minimum reinforcement areas (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum reinforcement areas $A_{s,min}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}/\sigma_s$ (EC2 Eq.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{eff}=1.000\text{m}$, $h=0.130\text{m}$, $d=0.087\text{m}$, $x=0.020\text{m}$, $\emptyset=6\text{mm}$
 $N_{ed}=0.00\text{kN}$, $\sigma_c=(N_{ed}/bh)=0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_s=101\text{N/mm}^2$
 $A_{ct}=(h-x) \cdot b=(130-20) \times 1000=109742 \text{ mm}^2$
 $\max(h,b_1)=0\text{mm}$, $f_{ctm}=3.20\text{N/mm}^2$, $A_{c,eff}=109742\text{mm}^2$, $k=1.00$, $k_c=0.40$, $k_1=1.50$
Minimum reinforcement, $A_{s,min}=0.40 \times 1.00 \times 3.20 \times 109742/101=1386\text{mm}^2/\text{m}$

1.9.6. Control of cracking without direct calculation (SLS), Span-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.4)

crack width $w_k=0.3\text{mm}$ (XD1), steel stress $\sigma_s=101\text{N/mm}^2$, $\Phi^*=25\text{mm}$, $\max s=250\text{mm}$ (EC2 T.7.2N T.7.3N)
 $\emptyset_s=\emptyset^* (f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr}/(2(h-d))]=9\text{mm}$ (EC2 Eq.7.6N)
 $f_{ctm}=3.20\text{N/mm}^2$, $k_c=0.40$, $h_{cr}=0.5 \times 130=65\text{mm}$, $h=130\text{mm}$, $d=87\text{mm}$
Maximum bar diameter $\emptyset=9 \text{ mm}$, maximum bar spacing $s=250 \text{ mm}$
Bar diameter $\emptyset=6 \leq 9 \text{ mm}$, **Bar diameter under maximum limit**
Bar spacing $s=195 \leq 250 \text{ mm}$, **Bar spacing under maximum limit**

1.9.7. Calculation of crack width (SLS), Span-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (\text{EC2 Eq.7.8})$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s \quad (\text{EC2 Eq.7.9})$$

$$\sigma_s = 101 \text{ N/mm}^2, \text{ short term loading: } \alpha_e = 5.97, k_t = 0.6, \text{ long term loading: } \alpha_e = 17.67, k_t = 0.4$$

$$A_{ceff} = 0.333(h-x) b = 0.333 \times (130-20) \times 1000 = 36544 \text{ mm}^2 \quad (\text{§7.3.2.3})$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_c, \text{ eff} = 145 / 36544 = 0.004$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [101 - 0.4 \times (3.2 / 0.004) (1 + 17.67 \times 0.004)] / 200 = -1.22 \text{ o/oo} \geq 0.6 \times 101 / 200 = 0.30 \text{ o/oo}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma / \rho_{eff} \quad (\text{EC2 Eq.7.11})$$

$$\sigma = 6 \text{ mm}, k_1 = 0.8, k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5, k_3 = 3.4, k_4 = 0.425$$

$$s_{r,max} = 3.4 \times 40.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 6 / 0.004 = 393.07 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 393.07 \times 0.001 \times 0.30 = 0.12 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.12 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Environmental class: XD1,}$$

Crack width under limit

1.10. Serviceability limit state (SLS), Span-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$$L = 1.250 \text{ m}, b = 1.000 \text{ m}, h = 0.130 \text{ m}, d = 0.087 \text{ m}$$

$$\text{Load (quasi-permanent combination) } q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 7.25 + 0.60 \times 2.50 = 8.75 \text{ kN/m}$$

$$l_{eff} = 1.250 \text{ m}, M_{ed} = (8.75 / 13.04) \times 1.07 = 0.72 \text{ kNm/m}, M_{ed}(SLS) = 0.72 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Final creep coefficient } \phi(\infty, t_0) = 1.96$$

(EC2 §3.1.4, Annex B)

$$\text{Total shrinkage strain } \epsilon_{cs} = -0.30 \text{ o/oo}$$

$$\gamma_c = 1.00, \gamma_s = 1.00$$

(EC2 §2.4.2.4.2)

$$\text{Modulus of elasticity of concrete } E_{cm} = 34 \text{ GPa}, E_{c,eff} = 34 / (1 + 1.96) = 11.32 \text{ GPa} = 11320 \text{ MPa}$$

(EC2 Eq.7.20)

$$\text{Modulus of elasticity of steel } E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Modular ratio } \alpha_e = E_s / E_c = 200 / 33.50 = 5.97, \text{ effective } \alpha_e = E_s / E_{c,eff} = 200 / 11.32 = 17.67$$

$$\text{Tension reinforcement: } \emptyset 6 / 195$$

$$\text{Reinforcement ratio } \rho = A_s / (b \cdot d) = 145 / (1000 \times 87) = 0.002$$

1.10.1. State I (uncracked section) (SLS), Span-2

$$\text{Bending stiffness of uncracked section, } EI = (200 / 17.67) \times (0.001 \times 0.183) = 2072 \text{ kNm}^2$$

$$S = A_s \cdot z_{sl} = (0.001)^2 \times 145 \times 0.022 = (0.001) \times 0.003 \text{ m}^3$$

(EC2 Eq.7.21)

$$\text{Curvature due to moment } 1/r_M = 0.717 / 2072 = (0.001) \times 0.346 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Curvature due to shrinkage } 1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 17.670 \times (0.003 / 0.183) = (0.001) \times 0.092 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Total curvature } 1/r = (0.001) \times 0.346 + (0.001) \times 0.092 = (0.001) \times 0.438 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Cracking moment, } M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y^2) = 3.2 \times (0.183 / 0.065) = 9.01 \text{ kNm}$$

1.10.2. State II (fully cracked section) (SLS), Span-2

$$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.002, n = \alpha_e = 17.67, n \cdot \rho = 0.035, \xi = 0.708, \alpha = 0.233, x = \alpha \cdot d = 0.020 \text{ m}$$

$$\text{Bending stiffness of fully cracked section, } EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.708 \times 200 \times 145 \times 0.087^2 = 155 \text{ kNm}^2$$

$$S = A_s \cdot z_{sl} = (0.001)^2 \times 145 \times 0.067 = (0.001) \times 0.010 \text{ m}^3$$

(EC2 Eq.7.21)

$$\text{Curvature due to moment } 1/r_M = 0.717 / 155 = (0.001) \times 4.616 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Curvature due to shrinkage } 1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 17.670 \times (0.010 / 0.014) = (0.001) \times 0.280 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Total curvature } 1/r = (0.001) \times 4.616 + (0.001) \times 0.280 = (0.001) \times 4.896 \text{ (1/m)}$$

$$M_{ed} = 0.72 \text{ kNm}, \epsilon_c / \epsilon_s = 0.09 / 0.31, x = 20 \text{ mm}, \sigma_s = 62 \text{ N/mm}^2$$

1.10.3. Checking deflections without calculation (SLS), Span-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$$l/d = K [1 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)} + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho - 1)^{3/2}}] = 133.68$$

(EC2 Eq.7.16a)

$$f_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2, \rho_0 = 0.001 \times \sqrt{35.00} = 0.006, \rho = 0.002, \rho' = 0.000, \rho < \rho_0, K = 1.5$$

$$l/d = (310/\sigma_s) \times (l/d), \sigma_s = 62 \text{ N/mm}^2, l/d = (310/62) \times 133.68 = 672.64$$

(EC2 Eq.7.17)

$$l_{eff}/d = 1.250 / 0.087 = 14.37 \leq 672.64, \quad \text{Span/depth under limits}$$

1.10.4. Checking deflections by calculation (SLS), Span-2

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$$M_{ed} = 0.72 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 9.01 = 6.31 \text{ kNm}, \zeta = 0.00$$

(Eq.7.19)

$$\text{Final curvature } (1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 4.896) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 0.438) = (0.001) \times 0.438 \text{ (1/m)}$$

(Eq.7.18)

$$\beta = (M_a + M_b) / M_c = (2.20 + 1.75) / 1.07 = 3.70, k = 0.104 (1 - 3.70/10) = 0.0656$$

$$f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.0656 \times 1.250^2 \times 0.438 = 0.0 \text{ mm}$$

$$f = 0.04 \leq 1000 \times 1.250 / 250 = 5.0 \text{ mm},$$

Deflection under limits

1.10.5. Minimum reinforcement areas (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum reinforcement areas $A_{s,min}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Eq.7.1)
 $b=1.000m$, $b_{eff}=1.000m$, $h=0.130m$, $d=0.087m$, $x=0.020m$, $\phi=6mm$
 $N_{ed}=0.00kN$, $\sigma_c=(N_{ed}/bh)=0.0N/mm^2$, $\sigma_s=62N/mm^2$
 $A_{ct}=(h-x) \cdot b=(130-20) \times 1000=109742 \text{ mm}^2$
 $\max(h,b_l)=0mm$, $f_{ctm}=3.20N/mm^2$, $A_{c,eff}=109742mm^2$, $k=1.00$, $k_c=0.40$, $k_l=1.50$
Minimum reinforcement, $A_{s,min}=0.40 \times 1.00 \times 3.20 \times 109742 / 62 = 2280mm^2/m$

1.10.6. Control of cracking without direct calculation (SLS), Span-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.4)

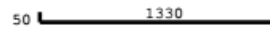
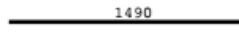

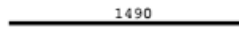
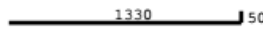
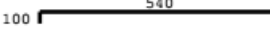
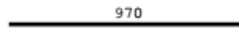
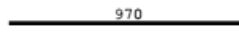
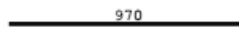
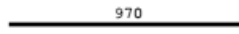
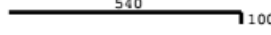
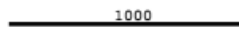
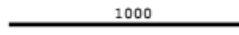
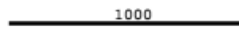
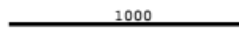
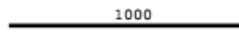
crack width $w_k=0.3mm$ (XD1), steel stress $\sigma_s=62N/mm^2$, $\phi^*=25mm$, max $s=250mm$ (EC2 T.7.2N T.7.3N)
 $\phi_s=\phi^* (f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr} / (2(h-d))] = 9mm$ (EC2 Eq.7.6N)
 $f_{ctm}=3.20N/mm^2$, $k_c=0.40$, $h_{cr}=0.5 \times 130=65mm$, $h=130mm$, $d=87mm$
Maximum bar diameter $\phi=9 \text{ mm}$, maximum bar spacing $s=250 \text{ mm}$
Bar diameter $\phi=6 < 9 \text{ mm}$, **Bar diameter under maximum limit**
Bar spacing $s=195 < 250 \text{ mm}$, **Bar spacing under maximum limit**

1.10.7. Calculation of crack width (SLS), Span-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

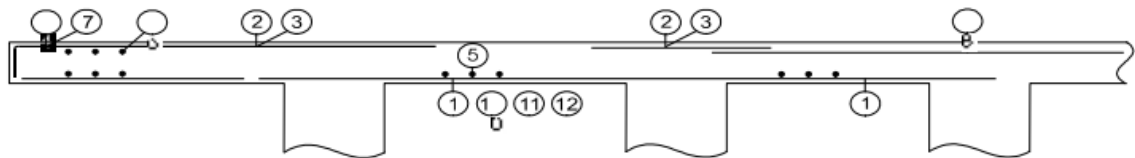
$w_k=s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Eq.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s=62N/mm^2$, short term loading: $\alpha_e=5.97$, $k_t=0.6$, long term loading: $\alpha_e=17.67$, $k_t=0.4$
 $A_{c,eff}=0.333(h-x)b=0.333 \times (130-20) \times 1000=36544 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff}=A_s/A_{c,eff}=145/36544=0.004$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [62 - 0.4 \times (3.2/0.004) (1 + 17.67 \times 0.004)] / 200 = -1.42 \text{ o/oo} > 0.6 \times 62 / 200 = 0.18 \text{ o/oo}$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{eff}$ (EC2 Eq.7.11)
 $\phi=6mm$, $k_1=0.8$, $k_2=(e_1+e_2)/2e_1=0.5$, $k_3=3.4$, $k_4=0.425$
 $s_{r,max}=3.4 \times 40.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 6 / 0.004 = 393.07 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 393.07 \times 0.001 \times 0.18 = 0.07 \text{ mm}$
 $w_k=0.07 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{max}$, Environmental class: XD1, **Crack width under limit**

1.11. Reinforcing bar schedule

Num		type	reinforcing bar [mm]	items	∅	g/m [kg/m]	length [m]	weight [kg]
1	(Span-1)	⑪	50 	5	6	0.222	1.380	1.53
2	(Span-2)	①		5	6	0.222	1.490	1.65
3	(Span-3)	①		5	6	0.222	1.490	1.65
4	(Span-4)	①		5	6	0.222	1.490	1.65
5	(Span-5)	⑫		5	6	0.222	1.380	1.53
6	(Supp-0)	④	100 	2	8	0.395	0.640	0.51
7	(Supp-1)	②		5	6	0.222	0.970	1.08
8	(Supp-2)	②		5	6	0.222	0.970	1.08
9	(Supp-3)	②		5	6	0.222	0.970	1.08
10	(Supp-4)	②		5	6	0.222	0.970	1.08
11	(Supp-5)	④		2	8	0.395	0.640	0.51
12	(Span-1)	⑤		3	6	0.222	1.000	0.67
13	(Span-2)	⑤		3	6	0.222	1.000	0.67
14	(Span-3)	⑤		3	6	0.222	1.000	0.67
15	(Span-4)	⑤		3	6	0.222	1.000	0.67
16	(Span-5)	⑤		3	6	0.222	1.000	0.67

Total weight [kg]

16.70

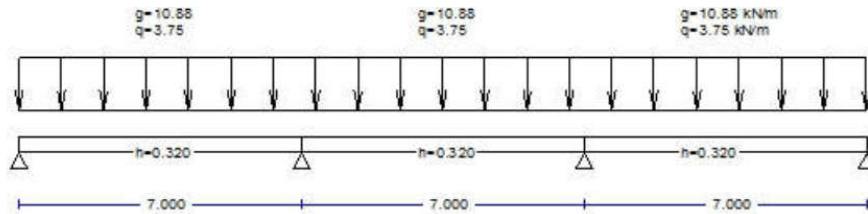


8.8.2 Šalutinės sijos skaičiavimo ataskaita

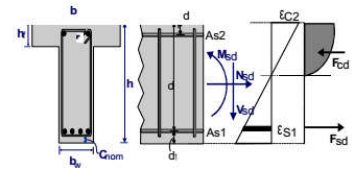
Continuous beam with distributed loads

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002,)

C35/45 - S500



Concrete-Steel class: C35/45-S500 (EC2 §3)
 Environmental class : XD1 (EC2 §4.4.1)
 Concrete cover : $C_{nom}=40$ mm (EC2 §4.4.1)
 Concrete weight : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Table 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 35/1.50=19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)



1.1. Dimensions and loads

Continuous beam (T section symmetric), number of spans=3

Effective flange width (EC2 §5.3.2.1)

$b_{eff}=b_w+0.20 \times (0.85L)$ end spans, $b_{eff}=b_w+0.20 \times (0.70L)$ internal spans

Partial safety factors for actions : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.30$ (EC0 Annex A1)

Combination of variable actions : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.70$, $\psi_2=0.60$

Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\phi_s+0.5\phi=40+8+0.5 \times 20=58$ mm

Spans, widths, thickness, load on spans (g =self weight +dead, q =live)

Span-1 $L=7.000$ m $b_w=0.250$ m $b_{eff}=1.440$ m $h=0.320$ m $h_f=0.130$ m $g=1.19+10.88=12.07$ kN/m $q=3.75$ kN/m

Span-2 $L=7.000$ m $b_w=0.250$ m $b_{eff}=1.230$ m $h=0.320$ m $h_f=0.130$ m $g=1.19+10.88=12.07$ kN/m $q=3.75$ kN/m

Span-3 $L=7.000$ m $b_w=0.250$ m $b_{eff}=1.440$ m $h=0.320$ m $h_f=0.130$ m $g=1.19+10.88=12.07$ kN/m $q=3.75$ kN/m

1.2. Ultimate limit state (ULS), design for bending

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Load (STR) Span-1 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g+\gamma_Q \cdot q=1.35g+1.30q=1.35 \times 12.07+1.30 \times 3.75=21.17$ kN/m

Load (STR) Span-2 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g+\gamma_Q \cdot q=1.35g+1.30q=1.35 \times 12.07+1.30 \times 3.75=21.17$ kN/m

Load (STR) Span-3 $q_{ed}=\gamma_G \cdot g+\gamma_Q \cdot q=1.35g+1.30q=1.35 \times 12.07+1.30 \times 3.75=21.17$ kN/m

Cross section values (area A , moment of inertia I_{yy} , centroid z_c)

Span-1 $L=7.000$ m, $A=0.23470$ m² ($2.35E+005$ mm²), $I_{yy}=0.00138$ m⁴ ($1.38E+009$ mm⁴), $z_c=0.097$ m (97mm)

Span-2 $L=7.000$ m, $A=0.20740$ m² ($2.07E+005$ mm²), $I_{yy}=0.00131$ m⁴ ($1.31E+009$ mm⁴), $z_c=0.102$ m (102mm)

Span-3 $L=7.000$ m, $A=0.23470$ m² ($2.35E+005$ mm²), $I_{yy}=0.00138$ m⁴ ($1.38E+009$ mm⁴), $z_c=0.097$ m (97mm)

1.3. Shearing forces and bending moments

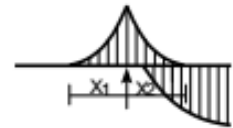
Maximum bending moments at spans for load combinations 1.35g+1.30q

Span-1, Med= 91.10 kNm, xo=2.934 m, x1=0.000m, x2=1.132m
 Span-2, Med= 48.06 kNm, xo=3.500 m, x1=1.369m, x2=1.369m
 Span-3, Med= 91.10 kNm, xo=4.066 m, x1=1.132m, x2=0.000m



Maximum bending moments at supports for load combinations 1.35g+1.30q

Support-0, Med= 0.00 kNm, x1=0.000 m, x2=0.000 m
 Support-1, Med=-107.16 kNm, x1=1.447 m, x2=1.881 m
 Support-2, Med=-107.16 kNm, x1=1.881 m, x2=1.447 m
 Support-3, Med= 0.00 kNm, x1=0.000 m, x2=0.000 m



Maximum shear forces for load combinations 1.35g+1.30q

Span-1, Ved,left= 62.10 kN, Ved,right= -89.39 kN
 Span-2, Ved,left= 76.87 kN, Ved,right= -76.87 kN
 Span-3, Ved,left= 89.39 kN, Ved,right= -62.10 kN

Maximum reactions due to dead and live loads (Rg and Rq)

Support-0, Rg(x1.35)= 45.68 kN, Rq(x1.30)= 14.84 kN
 Support-1, Rg(x1.35)= 125.38 kN, Rq(x1.30)= 40.88 kN
 Support-2, Rg(x1.35)= 125.38 kN, Rq(x1.30)= 40.88 kN
 Support-3, Rg(x1.35)= 45.68 kN, Rq(x1.30)= 14.84 kN

1.4. Design actions, shearing forces and bending moments

Design action values after moment redistribution by 0%

(EC2 §5.5)

Reduction of support values to values at support faces (bsup=0.00 m)

(EC2 §5.3.2.2.3)

Check for minimum values, $(0.65q_1^2/8$ or $0.65q_1^2/12)$

(EC2 §5.3.2.2.3N)

Maximum span bending moments and shear forces for load combinations 1.35g+1.30q

Span-1, Med= 91.10 kNm, Ved,left= 62.10 kN, Ved,right= -89.39 kN
 Span-2, Med= 48.06 kNm, Ved,left= 76.87 kN, Ved,right= -76.87 kN
 Span-3, Med= 91.10 kNm, Ved,left= 89.39 kN, Ved,right= -62.10 kN

Maximum bending moments at supports for load combinations 1.35g+1.30q

Support-0, Med= 0.00 kNm, x1=0.000 m, x2=0.000 m
 Support-1, Med=-107.16 kNm, x1=1.447 m, x2=1.881 m
 Support-2, Med=-107.16 kNm, x1=1.881 m, x2=1.447 m
 Support-3, Med= 0.00 kNm, x1=0.000 m, x2=0.000 m

Maximum shear forces at distance d from support face 1.35g+1.30q

Span-1, b/2+d=0.262m, 1.35g+1.30q=21.17kN/m, VedA= 56.55kN, VedB= 83.84kN
 Span-2, b/2+d=0.262m, 1.35g+1.30q=21.17kN/m, VedA= 71.33kN, VedB= 71.33kN
 Span-3, b/2+d=0.262m, 1.35g+1.30q=21.17kN/m, VedA= 83.84kN, VedB= 56.55kN

1.5. Ultimate limit state (ULS), design for bending

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.2.1)

Span-1

Effective depth of cross section $d_1=C_{nom}+s+0.5\phi=40+8+0.5\times20=58\text{mm}$, $d_2=58\text{mm}$, $d=320-58=262\text{mm}$

Reinforcement for bending (only tension reinforcement is needed)

Med= 91.10kNm beff=1440mm d=262mm Kd= 3.29 $\alpha/d=0.08$ $\epsilon_{s1}=-1.7/20.0$ $k_s=2.37$, **As1= 8.23cm²**

$\alpha=0.08\times262=21<h_f=130\text{mm}$ neutral axis within the depth of top flange

Minimum longitudinal tension reinf., $A_{s1}>0.26bd\cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_{s,\text{min}}= 1.09\text{cm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.1)

Maximum tension or compression reinf., $A_{s1}\leq 0.04A_c$, ($A_{s,\text{max}}=32.00\text{cm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.3)

Reinforcement for bending: 3Ø20 (9.42cm²) (bottom)

Span-2

Effective depth of cross section $d_1 = C_{nom} + \phi_s + 0.5\phi = 40 + 8 + 0.5 \times 20 = 58 \text{ mm}$, $d_2 = 58 \text{ mm}$, $d = 320 - 58 = 262 \text{ mm}$
Reinforcement for bending (only tension reinforcement is needed)
Med= 48.06kNm beff=1230mm d=262mm Kd= 4.19 x/d=0.06 $\epsilon_2/\epsilon_{s1} = -1.3/20.0$ ks=2.35, **As1= 4.31cm²**
x=0.06x262=16<hf=130mm neutral axis within the depth of top flange
Minimum longitudinal tension reinf., $A_s > 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_{s,min} = 1.09 \text{ cm}^2$)
Maximum tension or compression reinf., $A_s \leq 0.04A_c$, ($A_{s,max} = 32.00 \text{ cm}^2$)
Reinforcement for bending: 2Ø20 (6.28cm²) (bottom)

Span-3

Effective depth of cross section $d_1 = C_{nom} + \phi_s + 0.5\phi = 40 + 8 + 0.5 \times 20 = 58 \text{ mm}$, $d_2 = 58 \text{ mm}$, $d = 320 - 58 = 262 \text{ mm}$
Reinforcement for bending (only tension reinforcement is needed)
Med= 91.10kNm beff=1440mm d=262mm Kd= 3.29 x/d=0.08 $\epsilon_2/\epsilon_{s1} = -1.7/20.0$ ks=2.37, **As1= 8.23cm²**
x=0.08x262=21<hf=130mm neutral axis within the depth of top flange
Minimum longitudinal tension reinf., $A_s > 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_{s,min} = 1.09 \text{ cm}^2$)
Maximum tension or compression reinf., $A_s \leq 0.04A_c$, ($A_{s,max} = 32.00 \text{ cm}^2$)
Reinforcement for bending: 3Ø20 (9.42cm²) (bottom)

Support-1

Effective depth of cross section $d_1 = C_{nom} + \phi_s + 0.5\phi = 40 + 8 + 0.5 \times 20 = 58 \text{ mm}$, $d_2 = 58 \text{ mm}$, $d = 320 - 58 = 262 \text{ mm}$
Reinforcement for bending (tension and compression, reinforcement is needed)
Med=-107.16kNm, bw=250mm, d=262mm, Kd=1.27, ks1=2.84, ks2=0.18, **As2=11.60, As1= 0.72cm²**
Minimum longitudinal tension reinf., $A_s > 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_{s,min} = 1.09 \text{ cm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.1)
Maximum tension or compression reinf., $A_s \leq 0.04A_c$, ($A_{s,max} = 32.00 \text{ cm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.3)
Reinforcement for bending: 4Ø20 (12.56cm²) (top), 1Ø20 (3.14cm²) (bottom)

Support-2

Effective depth of cross section $d_1 = C_{nom} + \phi_s + 0.5\phi = 40 + 8 + 0.5 \times 20 = 58 \text{ mm}$, $d_2 = 58 \text{ mm}$, $d = 320 - 58 = 262 \text{ mm}$
Reinforcement for bending (tension and compression, reinforcement is needed)
Med=-107.16kNm, bw=250mm, d=262mm, Kd=1.27, ks1=2.84, ks2=0.18, **As2=11.60, As1= 0.72cm²**
Minimum longitudinal tension reinf., $A_s > 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_{s,min} = 1.09 \text{ cm}^2$)
Maximum tension or compression reinf., $A_s \leq 0.04A_c$, ($A_{s,max} = 32.00 \text{ cm}^2$)
Reinforcement for bending: 4Ø20 (12.56cm²) (top), 1Ø20 (3.14cm²) (bottom)

6. Ultimate limit state (ULS), Design for shear

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2, §9.2.2)

Span-1 left

Shear capacity without shear reinforcement V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$, $V_{rdc} > (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Eq.6.2.a,b)
 $C_{rdc} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35.00 \text{ MPa}$, $b_w = 250 \text{ mm}$, $d = 262 \text{ mm}$, $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.87$, $k_1 = 0.15$
 $V_{rdc}(min) = 0.001 \times (0.53) \times 250 \times 262 = 34.71 \text{ kN}$, $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.53 \text{ N/mm}^2$ (EC2 Eq.6.3N)
 $\rho_l = 628 / (250 \times 262) = 0.0096$, $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.87 \times (0.96 \times 35.00)^{0.33}] \times 250 \times 262 = 47.43 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 56.55 \text{ kN} > V_{rdc} = 47.43 \text{ kN}$, **$V_{ed} > V_{rdc}$ shear reinforcement is needed**

Concrete strut capacity V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Eq.6.9)

$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$, $V_{ed}/\max(V_{rdmax}) = 0.21$, $\theta = 21.8^\circ$ $\cot\theta = 2.50$ $\tan\theta = 0.40$
 $\alpha_{cw} = 1.00$ $z = 0.9d$, $f_{ck} = 35.0 < 60 \text{ MPa}$ $v_l = 0.6[1 - f_{ck}/250] = 0.6[1 - 35/250] = 0.516$, $f_{cd} = 19.83 \text{ MPa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 250 \times 0.9 \times 262 \times 0.516 \times 19.83 / 2.90 = 208.0 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 62.1 \text{ kN} < 208.0 \text{ kN} = V_{rdmax}$, the check is verified

Shear reinforcement of vertical linkss

(EC2 §6.2.3 Eq.6.8)

$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$, $V_{rds} = 56.55 \text{ kN}$, $z = 0.9d$, $f_{ywd} = 0.8f_{yk} = 400.00 \text{ N/mm}^2$, $\cot\theta = 2.50$
 $A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta) = (1.0E+006) \times 56.55 / (0.9 \times 262 \times 400 \times 2.50) = 240 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($A_{sw}/s = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m}$)
Required shear reinforcement: ($A_{sw}/s = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Minimum links for shear reinforcement

(EC2 §9.2.2)

Minimum shear reinforcement ratio $\rho_{w,min}$

(EC2 Eq.9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0.08 \cdot f_{ck})^{0.5} / f_{yk}, f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \rho_{w,min} = 0.0009$$

$$\min A_{sw}/s = 10 \times 0.0009 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Maximum longitudinal spacing of links $s_{lmax} = 0.75d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 195mm

(EC2 §9.2.2.6, Eq.9.6N)

Maximum transverse spacing of link legs $s_{tmax} = 0.75d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 195mm

(EC2 §9.2.2.8, Eq.9.8N)

Minimum shear reinforcement links $\emptyset 8/195$ ($A_{sw}/s = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Span-1 left Shear reinforcement: links $\emptyset 8/195$ ($A_{sw}/s = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Span-1 right

Shear capacity without shear reinforcement V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Eq.6.2.a,b)

$$C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120, f_{ck} = 35.00 \text{ MPa}, b_w = 250 \text{ mm}, d = 262 \text{ mm}, k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, k = 1.87, k_1 = 0.15$$

$$V_{rd,c(min)} = 0.001 \times (0.53) \times 250 \times 262 = 34.71 \text{ kN}, v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.53 \text{ N/mm}^2$$

(EC2 Eq.6.3N)

$$\rho_l = 942 / (250 \times 262) = 0.0192, V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.87 \times (1.92 \times 35.00)^{0.33}] \times 250 \times 262 = 59.76 \text{ kN}$$

$V_{ed} = 83.84 \text{ kN} > V_{rdc} = 59.76 \text{ kN}$, **$V_{ed} > V_{rdc}$ shear reinforcement is needed**

Concrete strut capacity V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Eq.6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.30, \theta = 21.8^\circ \cot \theta = 2.50 \tan \theta = 0.40$$

$$\alpha_{cw} = 1.00 \quad z = 0.9d, f_{ck} = 35.0 \leq 60 \text{ MPa} \quad v_l = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 35 / 250] = 0.516, f_{cd} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 250 \times 0.9 \times 262 \times 0.516 \times 19.83 / 2.90 = 208.0 \text{ kN}$$

$V_{ed} = 89.4 \text{ kN} < 208.0 \text{ kN} = V_{rdmax}$, the check is verified

Shear reinforcement of vertical linkss

(EC2 §6.2.3 Eq.6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, V_{rds} = 83.84 \text{ kN}, z = 0.9d, f_{ywd} = 0.8 f_{yk} = 400.00 \text{ N/mm}^2, \cot \theta = 2.50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21.8^\circ) = (1.0 \text{ E} + 006) \times 83.84 / (0.9 \times 262 \times 400 \times 2.50) = 356 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 3.56 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Required shear reinforcement: ($A_{sw}/s = 3.56 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Minimum links for shear reinforcement

(EC2 §9.2.2)

Minimum shear reinforcement ratio $\rho_{w,min}$

(EC2 Eq.9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0.08 \cdot f_{ck})^{0.5} / f_{yk}, f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2, f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \rho_{w,min} = 0.0009$$

$$\min A_{sw}/s = 10 \times 0.0009 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Maximum longitudinal spacing of links $s_{lmax} = 0.75d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 195mm

(EC2 §9.2.2.6, Eq.9.6N)

Maximum transverse spacing of link legs $s_{tmax} = 0.75d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 195mm

(EC2 §9.2.2.8, Eq.9.8N)

Minimum shear reinforcement links $\emptyset 8/195$ ($A_{sw}/s = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Span-1 right Shear reinforcement: links $\emptyset 8/195$ ($A_{sw}/s = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Span-2 left

Shear capacity without shear reinforcement V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Eq.6.2.a,b)

$$C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120, f_{ck} = 35.00 \text{ MPa}, b_w = 250 \text{ mm}, d = 262 \text{ mm}, k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2, k = 1.87, k_1 = 0.15$$

$$V_{rd,c(min)} = 0.001 \times (0.53) \times 250 \times 262 = 34.71 \text{ kN}, v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.53 \text{ N/mm}^2$$

(EC2 Eq.6.3N)

$$\rho_l = 628 / (250 \times 262) = 0.0192, V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.87 \times (1.92 \times 35.00)^{0.33}] \times 250 \times 262 = 59.76 \text{ kN}$$

$V_{ed} = 71.33 \text{ kN} > V_{rdc} = 59.76 \text{ kN}$, **$V_{ed} > V_{rdc}$ shear reinforcement is needed**

Concrete strut capacity V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Eq.6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.25, \theta = 21.8^\circ \cot \theta = 2.50 \tan \theta = 0.40$$

$$\alpha_{cw} = 1.00 \quad z = 0.9d, f_{ck} = 35.0 \leq 60 \text{ MPa} \quad v_l = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 35 / 250] = 0.516, f_{cd} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 250 \times 0.9 \times 262 \times 0.516 \times 19.83 / 2.90 = 208.0 \text{ kN}$$

$V_{ed} = 76.9 \text{ kN} < 208.0 \text{ kN} = V_{rdmax}$, the check is verified

Shear reinforcement of vertical linkss

(EC2 §6.2.3 Eq.6.8)

$$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, V_{rds} = 71.33 \text{ kN}, z = 0.9d, f_{ywd} = 0.8 f_{yk} = 400.00 \text{ N/mm}^2, \cot \theta = 2.50$$

$$A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21.8^\circ) = (1.0 \text{ E} + 006) \times 71.33 / (0.9 \times 262 \times 400 \times 2.50) = 302 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (A_{sw}/s = 3.02 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Required shear reinforcement: ($A_{sw}/s = 3.02 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Minimum links for shear reinforcement (EC2 §9.2.2)
 Minimum shear reinforcement ratio $\rho_{w,min}$ (EC2 Eq.9.5N)
 $\rho_{w,min} = (0.08 \times f_{ck})^{0.5} / f_{yk}$, $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\rho_{w,min} = 0.0009$
 $\min A_{sw}/s = 10 \times 0.0009 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Maximum longitudinal spacing of links $s_{lmax} = 0.75d$ ($< 600 \text{ mm}$) = 195 mm (EC2 §9.2.2.6, Eq.9.6N)
 Maximum transverse spacing of link legs $s_{tmax} = 0.75d$ ($< 600 \text{ mm}$) = 195 mm (EC2 §9.2.2.8, Eq.9.8N)
 Minimum shear reinforcement links $\varnothing 8/195$ ($A_{sw}/s = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Span-3 left Shear reinforcement: links $\varnothing 8/195$ ($A_{sw}/s = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Span-3 right

Shear capacity without shear reinforcement V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \alpha_{cp}] \cdot b_w \cdot d$, $V_{rdc} > (v_{min} + k_1 \cdot \alpha_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Eq.6.2.a,b)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35.00 \text{ MPa}$, $b_w = 250 \text{ mm}$, $d = 262 \text{ mm}$, $k = 1 + \sqrt{(200/d)} < 2$, $k = 1.87$, $k_1 = 0.15$
 $V_{rd,c}(\min) = 0.001 \times (0.53) \times 250 \times 262 = 34.71 \text{ kN}$, $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.53 \text{ N/mm}^2$ (EC2 Eq.6.3N)
 $\rho_l = 628 / (250 \times 262) = 0.0096$, $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.87 \times (0.96 \times 35.00)^{0.33}] \times 250 \times 262 = 47.43 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 56.55 \text{ kN} > V_{rdc} = 47.43 \text{ kN}$, **$V_{ed} > V_{rdc}$ shear reinforcement is needed**

Concrete strut capacity V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Eq.6.9)

$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$, $V_{ed}/\max(V_{rdmax}) = 0.21$, $\theta = 21.8^\circ$, $\cot \theta = 2.50$, $\tan \theta = 0.40$
 $\alpha_{cw} = 1.00$, $z = 0.9d$, $f_{ck} = 35.0 < 60 \text{ MPa}$, $v_1 = 0.6 [1 - f_{ck}/250] = 0.6 [1 - 35/250] = 0.516$, $f_{cd} = 19.83 \text{ MPa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 250 \times 0.9 \times 262 \times 0.516 \times 19.83 / 2.90 = 208.0 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 62.1 \text{ kN} < 208.0 \text{ kN} = V_{rdmax}$, the check is verified

Shear reinforcement of vertical linkss (EC2 §6.2.3 Eq.6.8)

$V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$, $V_{rds} = 56.55 \text{ kN}$, $z = 0.9d$, $f_{ywd} = 0.8 f_{yk} = 400.00 \text{ N/mm}^2$, $\cot \theta = 2.50$
 $A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta) = (1.0 \text{ E} + 006) \times 56.55 / (0.9 \times 262 \times 400 \times 2.50) = 240 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($A_{sw}/s = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Required shear reinforcement: ($A_{sw}/s = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Minimum links for shear reinforcement (EC2 §9.2.2)

Minimum shear reinforcement ratio $\rho_{w,min}$ (EC2 Eq.9.5N)
 $\rho_{w,min} = (0.08 \times f_{ck})^{0.5} / f_{yk}$, $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\rho_{w,min} = 0.0009$
 $\min A_{sw}/s = 10 \times 0.0009 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Maximum longitudinal spacing of links $s_{lmax} = 0.75d$ ($< 600 \text{ mm}$) = 195 mm (EC2 §9.2.2.6, Eq.9.6N)
 Maximum transverse spacing of link legs $s_{tmax} = 0.75d$ ($< 600 \text{ mm}$) = 195 mm (EC2 §9.2.2.8, Eq.9.8N)
 Minimum shear reinforcement links $\varnothing 8/195$ ($A_{sw}/s = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m}$)

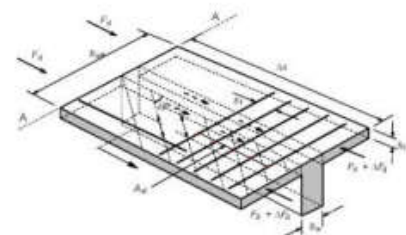
Span-3 right Shear reinforcement: links $\varnothing 8/195$ ($A_{sw}/s = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m}$)

1.7. Shear between web and flanges

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2.4)

Span-1

$F_c = F_s = 0.001 \times 823 \times 435 = 358 \text{ kN}$
 $\Delta F_d = F_c \cdot (b_{eff} - b_w) / (2b_{eff}) = 358.0 \times (1440 - 250) / (2 \times 1440) = 148 \text{ kN}$
 Beam span $L = 5.87 \text{ m}$, $\Delta x = 1.00 \times 5.87 / 4 = 1.47 \text{ m}$ (EC2 §5.3.2.1)
 $V_{rdmax} = v \cdot hf \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$, $f_{cd} = 19.83 \text{ MPa}$, $\theta = 26.5^\circ$
 $v = 0.6 (1 - f_{ck}/250) = 0.52$ (EC2 Eq.6.6N)
 $V_{rdmax} = 0.52 \times 130 \times 19.83 \times \sin 26.5^\circ \times \cos 26.5^\circ = 531 \text{ kN/m}$ (EC2 Eq.6.22)
 $\Delta F_d / \Delta x = 148 / 1.47 = 101 < V_{rdmax} = 531 \text{ kN/m}$, the check is verified
 Transverse reinforcement per unit length A_{sf}/sf (EC2 Eq.6.21)
 $A_{sf}/sf = 10 \times 101 / (435 \times \cot 26.5^\circ) = 1.16 \text{ cm}^2/\text{m}$
Transverse reinforcement $A_{sf}/sf = \varnothing 8/195$ ($2.58 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 $\Delta F_d / \Delta x = 101 > 0.40 \cdot hf \cdot f_{ctd} = 0.40 \times 130 \times 1.25 = 65 \text{ kN/m}$



In case of transverse flexural reinforcement from plate bending, the steel area should be the greater or half the above, plus the required for transverse bending (EC2 §6.2.4.5)

Span-2

$F_c = F_s = 0.001 \times 431 \times 435 = 187 \text{ kN}$
 $\Delta F_d = F_c \cdot (b_{eff} - b_w) / (2b_{eff}) = 187.0 \times (1230 - 250) / (2 \times 1230) = 74 \text{ kN}$
Beam span $L = 4.26 \text{ m}$, $\Delta x = 1.00 \times 4.26 / 4 = 1.07 \text{ m}$ (EC2 §5.3.2.1)
 $V_{rdmax} = v \cdot h_f \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$, $f_{cd} = 19.83 \text{ MPa}$, $\theta = 26.5^\circ$
 $v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.52$ (EC2 Eq.6.6N)
 $V_{rdmax} = 0.52 \times 130 \times 19.83 \times \sin 26.5^\circ \times \cos 26.5^\circ = 531 \text{ kN/m}$ (EC2 Eq.6.22)
 $\Delta F_d / \Delta x = 74 / 1.07 = 70 < V_{rdmax} = 531 \text{ kN/m}$, the check is verified
Transverse reinforcement per unit length A_{sf}/s_f (EC2 Eq.6.21)
 $A_{sf}/s_f = 10 \times 70 / (435 \times \cot 26.5^\circ) = 0.80 \text{ cm}^2/\text{m}$

Transverse reinforcement $A_{sf}/s_f = \emptyset 8/195$ (2.58 cm²/m)

$\Delta F_d / \Delta x = 70 > 0.40 \cdot h_f \cdot F_{ctd} = 0.40 \times 130 \times 1.25 = 65 \text{ kN/m}$

In case of transverse flexural reinforcement from plate bending, the steel area should be the greater or half the above, plus the required for transverse bending (EC2 §6.2.4.5)

Span-3

$F_c = F_s = 0.001 \times 823 \times 435 = 358 \text{ kN}$
 $\Delta F_d = F_c \cdot (b_{eff} - b_w) / (2b_{eff}) = 358.0 \times (1440 - 250) / (2 \times 1440) = 148 \text{ kN}$
Beam span $L = 5.87 \text{ m}$, $\Delta x = 1.00 \times 5.87 / 4 = 1.47 \text{ m}$ (EC2 §5.3.2.1)
 $V_{rdmax} = v \cdot h_f \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$, $f_{cd} = 19.83 \text{ MPa}$, $\theta = 26.5^\circ$
 $v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.52$ (EC2 Eq.6.6N)
 $V_{rdmax} = 0.52 \times 130 \times 19.83 \times \sin 26.5^\circ \times \cos 26.5^\circ = 531 \text{ kN/m}$ (EC2 Eq.6.22)
 $\Delta F_d / \Delta x = 148 / 1.47 = 101 < V_{rdmax} = 531 \text{ kN/m}$, the check is verified
Transverse reinforcement per unit length A_{sf}/s_f (EC2 Eq.6.21)
 $A_{sf}/s_f = 10 \times 101 / (435 \times \cot 26.5^\circ) = 1.16 \text{ cm}^2/\text{m}$

Transverse reinforcement $A_{sf}/s_f = \emptyset 8/195$ (2.58 cm²/m)

$\Delta F_d / \Delta x = 101 > 0.40 \cdot h_f \cdot F_{ctd} = 0.40 \times 130 \times 1.25 = 65 \text{ kN/m}$

In case of transverse flexural reinforcement from plate bending, the steel area should be the greater or half the above, plus the required for transverse bending (EC2 §6.2.4.5)

8. Serviceability limit state (SLS), Span-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L = 7.000 \text{ m}$, $b_w = 0.250 \text{ m}$, $b_{eff} = 1.440 \text{ m}$, $h = 0.320 \text{ m}$, $h_f = 0.130 \text{ m}$, $d = 0.262 \text{ m}$
Load (quasi-permanent combination) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 12.07 + 0.60 \times 3.75 = 14.32 \text{ kN/m}$
 $L_{eff} = 7.000 \text{ m}$, $M_{ed} = (14.32 / 21.17) \times 91.10 = 61.62 \text{ kNm}$, $M_{ed}(SLS) = 61.62 \text{ kNm}$
Final creep coefficient $\varphi(\infty, t_0) = 1.89$ (EC2 §3.1.4, Annex B)
Total shrinkage strain $\epsilon_{cs} = -0.270 / \infty$
 $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
Modulus of elasticity of concrete $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$, $E_{c,eff} = 34 / (1 + 1.89) = 11.59 \text{ GPa} = 11590 \text{ MPa}$ (EC2 Eq.7.20)
Modulus of elasticity of steel $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
Modular ratio $\alpha_e = E_s / E_{c,eff} = 200 / 11.59 = 17.26$, effective $\alpha_e = E_s / E_{c,eff} = 200 / 11.59 = 17.26$
Tension reinforcement: 4Ø20, Compression reinforcement: 2Ø16
Reinforcement ratio $\rho = A_{s1} / (b \cdot d) = 1256 / (1440 \times 262) = 0.003$, $\rho' = A_{s2} / (b \cdot d) = 402 / (250 \times 262) = 0.006$

1.8.1. State I (uncracked section) (SLS), Span-1

Bending stiffness of uncracked section, $EI = (200 / 17.26) \times (0.001 \times 5.058) = 58604 \text{ kNm}^2$
 $S = A_s \cdot z_{s1} = (0.001)^2 \times 1256 \times 0.039 = (0.001) \times 0.049 \text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
Curvature due to moment $1/r_M = 61.623 / 58604 = (0.001) \times 1.052 \text{ (1/m)}$
Curvature due to shrinkage $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.27) \times 17.260 \times (0.049 / 5.058) = (0.001) \times 0.046 \text{ (1/m)}$
Total curvature $1/r = (0.001) \times 1.052 + (0.001) \times 0.046 = (0.001) \times 1.097 \text{ (1/m)}$
Cracking moment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y_2) = 3.2 \times (5.058 / 0.097) = 166.19 \text{ kNm}$

1.8.2. State II (fully cracked section) (SLS), Span-1

$\rho = 0.003$, $\rho' = 0.006$, $\rho' / \rho = 2.000$, $n \cdot \alpha_e = 17.26$, $n \cdot \rho = 0.052$, $\xi = 0.705$, $\alpha = 0.230$, $x = \alpha \cdot d = 0.060 \text{ m}$
Bending stiffness of fully cracked section, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.705 \times 200 \times 1256 \times 0.262^2 = 12157 \text{ kNm}^2$
 $S = A_s \cdot z_{s1} = (0.001)^2 \times 1256 \times 0.202 = (0.001) \times 0.253 \text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
Curvature due to moment $1/r_M = 61.623 / 12157 = (0.001) \times 5.069 \text{ (1/m)}$
Curvature due to shrinkage $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.27) \times 17.260 \times (0.253 / 1.049) = (0.001) \times 0.234 \text{ (1/m)}$
Total curvature $1/r = (0.001) \times 5.069 + (0.001) \times 0.234 = (0.001) \times 5.302 \text{ (1/m)}$
 $M_{ed} = 61.62 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.31 / 1.02$, $x = 60 \text{ mm}$, $\sigma_s = 205 \text{ N/mm}^2$

1.8.3. Checking deflections without calculation (SLS), Span-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$l/d = K[1 + 1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho)} + 3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_o/\rho - 1)}]^{3/2} = 60.64$ (EC2 Eq.7.16a)
 $f_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_o = 0.001 \times \sqrt{35.00} = 0.006$, $\rho = 0.003$, $\rho' = 0.002$, $\rho < \rho_o$, $K = 1.3$
 $l/d = (310/\sigma_s) \times (l/d)$, $\sigma_s = 205 \text{ N/mm}^2$, $l/d = (310/205) \times 60.64 = 91.89$ (EC2 Eq.7.17)
 $l_{eff}/d = 7.000/0.262 = 26.72 < 91.89$, **Span/depth under limits**

1.8.4. Checking deflections by calculation (SLS), Span-1

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$M_{ed} = 61.62 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 166.19 = 116.33 \text{ kNm}$, $\zeta = 0.00$ (Eq.7.19)
Final curvature $(1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 5.302) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 1.097) = (0.001) \times 1.097 (1/m)$ (Eq.7.18)
 $\beta = (M_a + M_b)/M_c = (0.00 + 107.16)/91.10 = 1.18$, $k = 0.104(1 - 1.18/10) = 0.0918$
 $f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.0918 \times 7.000^2 \times 1.097 = 4.9 \text{ mm}$
 $f = 4.93 < 1000 \times 7.000/250 = 28.0 \text{ mm}$, **Deflection under limits**

1.8.5. Minimum reinforcement areas (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum reinforcement areas $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Eq.7.1)
 $b = 0.250 \text{ m}$, $b_{eff} = 1.440 \text{ m}$, $h = 0.320 \text{ m}$, $d = 0.262 \text{ m}$, $x = 0.060 \text{ m}$, $\emptyset = 20 \text{ mm}$
 $N_{ed} = 0.00 \text{ kN}$, $\sigma_c = (N_{ed}/bh) = 0.00 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 205 \text{ N/mm}^2$
 $A_{ct} = (h - x) \cdot b = (320 - 60) \times 250 = 64942 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_1) = 1 \text{ mm}$, $f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2$, $A_{c,eff} = 64942 \text{ mm}^2$, $k = 0.79$, $k_c = 0.40$, $k_1 = 1.50$
Minimum reinforcement, $A_{s,min} = 0.40 \times 0.79 \times 3.20 \times 64942 / 205 = 322 \text{ mm}^2$

1.8.6. Control of cracking without direct calculation (SLS), Span-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.4)

crack width $w_k = 0.3 \text{ mm}$ (XD1), steel stress $\sigma_s = 205 \text{ N/mm}^2$, $\Phi^* = 24 \text{ mm}$, max $s = 244 \text{ mm}$ (EC2 T.7.2N T.7.3N)
 $\emptyset_s = \emptyset^* (f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr} / (2(h-d))] = 15 \text{ mm}$ (EC2 Eq.7.6N)
 $f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2$, $k_c = 0.40$, $h_{cr} = 0.5 \times 320 = 160 \text{ mm}$, $h = 320 \text{ mm}$, $d = 262 \text{ mm}$
Maximum bar diameter $\emptyset = 15 \text{ mm}$, maximum bar spacing $s = 244 \text{ mm}$

1.8.7. Calculation of crack width (SLS), Span-1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ (EC2 Eq.7.8)
 $e_{sm} - e_{cm} = [\sigma_s \cdot k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s > 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 205 \text{ N/mm}^2$, short term loading: $\alpha_e = 5.97$, $k_t = 0.6$, long term loading: $\alpha_e = 17.26$, $k_t = 0.4$
 $A_{c,eff} = 0.333(h - x)b = 0.333 \times (320 - 60) \times 250 = 21626 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 1256 / 21626 = 0.058$
 $e_{sm} - e_{cm} = [205 \cdot 0.4 \times (3.2/0.058) (1 + 17.26 \times 0.058)] / 200 = 0.80 \text{ o/oo} > 0.6 \times 205 / 200 = 0.61 \text{ o/oo}$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \emptyset / \rho_{eff}$ (EC2 Eq.7.11)
 $\emptyset = 20 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4 \times 40.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 20 / 0.058 = 194.54 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm} - e_{cm}) = 194.54 \times 0.001 \times 0.80 = 0.16 \text{ mm}$
 $w_k = 0.16 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm} = w_{max}$, Environmental class: XD1, **Crack width under limit**

1.9. Serviceability limit state (SLS), Span-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L = 7.000 \text{ m}$, $b_w = 0.250 \text{ m}$, $b_{eff} = 1.230 \text{ m}$, $h = 0.320 \text{ m}$, $h_f = 0.130 \text{ m}$, $d = 0.262 \text{ m}$
Load (quasi-permanent combination) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 12.07 + 0.60 \times 3.75 = 14.32 \text{ kN/m}$
 $l_{eff} = 7.000 \text{ m}$, $M_{ed} = (14.32/21.17) \times 48.06 = 32.51 \text{ kNm}$, $M_{ed}(SLS) = 32.51 \text{ kNm}$
Final creep coefficient $\phi(\infty, t_o) = 1.89$ (EC2 §3.1.4, Annex B)
Total shrinkage strain $\epsilon_{cs} = -0.27 \text{ o/oo}$
 $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
Modulus of elasticity of concrete $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$, $E_{c,eff} = 34 / (1 + 1.89) = 11.59 \text{ GPa} = 11590 \text{ MPa}$ (EC2 Eq.7.20)
Modulus of elasticity of steel $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
Modular ratio $\alpha_e = E_s / E_{c,eff} = 200 / 11.59 = 17.26$
Tension reinforcement: 4Ø20, Compression reinforcement: 2Ø16
Reinforcement ratio $\rho = A_s / (b \cdot d) = 1256 / (250 \times 262) = 0.004$, $\rho' = A_s' / (b \cdot d) = 402 / (250 \times 262) = 0.006$

1.9.1. State I (uncracked section) (SLS), Span-2

Bending stiffness of uncracked section, $EI=(200/17.26)\times(0.001\times4.131)=47865 \text{ kNm}^2$
 $S=As \cdot zs1=(0.001)^2 \times 1256 \times 0.044=(0.001) \times 0.055 \text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
Curvature due to moment $1/rM=32.511/47865=(0.001) \times 0.679 \text{ (1/m)}$
Curvature due to shrinkage $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.27) \times 17.260 \times (0.055/4.131)=(0.001) \times 0.062 \text{ (1/m)}$
Total curvature $1/r=(0.001) \times 0.679+(0.001) \times 0.062=(0.001) \times 0.741 \text{ (1/m)}$
Cracking moment, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y_2)=3.2 \times (4.131/0.102)=130.04 \text{ kNm}$

1.9.2. State II (fully cracked section) (SLS), Span-2

$\rho=0.004$, $\rho'=0.006$, $\rho'/\rho=1.500$, $n \cdot \alpha_e=17.26$, $n \cdot \rho=0.069$, $\xi=0.671$, $\alpha=0.262$, $x=\alpha \cdot d=0.069 \text{ m}$
Bending stiffness of fully cracked section, $EI=\xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2=0.671 \times 200 \times 1256 \times 0.262^2=11568 \text{ kNm}^2$
 $S=As \cdot zs1=(0.001)^2 \times 1256 \times 0.193=(0.001) \times 0.243 \text{ m}^3$ (EC2 Eq.7.21)
Curvature due to moment $1/rM=32.511/11568=(0.001) \times 2.811 \text{ (1/m)}$
Curvature due to shrinkage $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.27) \times 17.260 \times (0.243/0.998)=(0.001) \times 0.274 \text{ (1/m)}$
Total curvature $1/r=(0.001) \times 2.811+(0.001) \times 0.274=(0.001) \times 3.085 \text{ (1/m)}$
 $M_{ed}=32.51 \text{ kNm}$, $\sigma_c/\sigma_s=0.19/0.54$, $x=69 \text{ mm}$, $\sigma_s=109 \text{ N/mm}^2$

1.9.3. Checking deflections without calculation (SLS), Span-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.4.2)

$l/d=K[1+1.5 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)+3.2 \sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho-1)^{3/2}}]=45.60$ (EC2 Eq.7.16a)
 $f_{ck}=35.00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_0=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.004$, $\rho'=0.002$, $\rho < \rho_0$, $K=1.5$
 $l/d=(310/\sigma_s) \times (1/d)$, $\sigma_s=109 \text{ N/mm}^2$, $l/d=(310/109) \times 45.60=130.01$ (EC2 Eq.7.17)
 $l_{eff}/d=7.000/0.262=26.72 < 130.01$, **Span/depth under limits**

1.9.4. Checking deflections by calculation (SLS), Span-2

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$M_{ed}=32.51 < 0.70 \times M_{cr}=0.70 \times 130.04=91.03 \text{ kNm}$, $\zeta=0.00$ (Eq.7.19)
Final curvature $(1/r)=0.00 \times (0.001 \times 3.085) + (1-0.00) \times (0.001 \times 0.741) = (0.001) \times 0.741 \text{ (1/m)}$ (Eq.7.18)
 $\beta=(M_a+M_b)/M_c=(107.16+107.16)/48.06=4.46$, $k=0.104(1-4.46/10)=0.0576$
 $f=k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r)=0.0576 \times 7.000^2 \times 0.741=2.1 \text{ mm}$
 $f=2.09 < 1000 \times 7.000/250=28.0 \text{ mm}$, **Deflection under limits**

1.9.5. Minimum reinforcement areas (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum reinforcement areas $A_{s,min}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}/\sigma_s$ (EC2 Eq.7.1)
 $b=0.250 \text{ m}$, $b_{eff}=1.230 \text{ m}$, $h=0.320 \text{ m}$, $d=0.262 \text{ m}$, $x=0.069 \text{ m}$, $\phi=20 \text{ mm}$
 $N_{ed}=0.00 \text{ kN}$, $\sigma_c=(N_{ed}/bh)=0.0 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s=109 \text{ N/mm}^2$
 $A_{ct}=(h-x) \cdot b=(320-69) \times 250=62861 \text{ mm}^2$
 $\max(h,b_l)=0 \text{ mm}$, $f_{ctm}=3.20 \text{ N/mm}^2$, $A_{c,eff}=62861 \text{ mm}^2$, $k=0.87$, $k_c=0.40$, $k_1=1.50$
Minimum reinforcement, $A_{s,min}=0.40 \times 0.87 \times 3.20 \times 62861/109=642 \text{ mm}^2$

1.9.6. Control of cracking without direct calculation (SLS), Span-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.4)









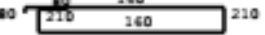
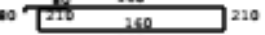
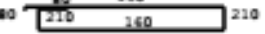
crack width $w_k=0.3 \text{ mm}$ (XD1), steel stress $\sigma_s=109 \text{ N/mm}^2$, $\phi^*=25 \text{ mm}$, $\max s=250 \text{ mm}$ (EC2 T.7.2N T.7.3N)
 $\phi_s=\phi^* \cdot (f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr}/(2(h-d))]=16 \text{ mm}$ (EC2 Eq.7.6N)
 $f_{ctm}=3.20 \text{ N/mm}^2$, $k_c=0.40$, $h_{cr}=0.5 \times 320=160 \text{ mm}$, $h=320 \text{ mm}$, $d=262 \text{ mm}$
Maximum bar diameter $\phi=16 \text{ mm}$, maximum bar spacing $s=250 \text{ mm}$

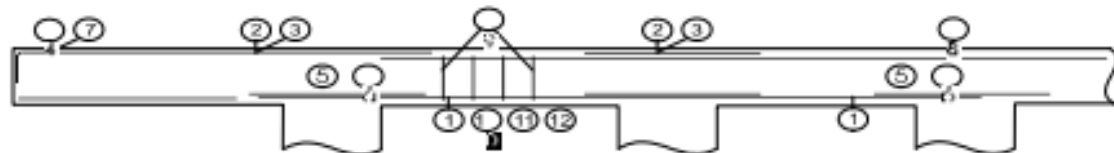
1.9.7. Calculation of crack width (SLS), Span-2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k=s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm})$ (EC2 Eq.7.8)
 $e_{sm}-e_{cm}=[\sigma_s \cdot k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) (1+\alpha_e \cdot \rho_{eff})]/E_s > 0.6 \sigma_s/E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s=109 \text{ N/mm}^2$, short term loading: $\alpha_e=5.97$, $k_t=0.6$, long term loading: $\alpha_e=17.26$, $k_t=0.4$
 $A_{c,eff}=0.333(h-x)b=0.333 \times (320-69) \times 250=20933 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff}=A_s/A_{c,eff}=1256/20933=0.060$
 $e_{sm}-e_{cm}=[109-0.4 \times (3.2/0.060) (1+17.26 \times 0.060)]/200=0.33 \text{ o/oo} > 0.6 \times 109/200=0.33 \text{ o/oo}$
 $s_{r,max}=k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{eff}$ (EC2 Eq.7.11)
 $\phi=20 \text{ mm}$, $k_1=0.8$, $k_2=(e_1+e_2)/2e_1=0.5$, $k_3=3.4$, $k_4=0.425$
 $s_{r,max}=3.4 \times 40.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 20/0.060=192.67 \text{ mm}$
 $w_k=s_{r,max} \cdot (e_{sm}-e_{cm})=192.67 \times 0.001 \times 0.33=0.06 \text{ mm}$
 $w_k=0.06 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm} = w_{max}$, Environmental class: XD1, **Crack width under limit**

1.10. Reinforcing bar schedule

Num		type	reinforcing bar [mm]	items	∅	g/m [kg/m]	length [m]	weight [kg]
1	(Span-1)	⑪	180 	3	20	2.470	7.530	55.80
2	(Span-1)	⑧		2	16	1.580	6.920	21.87
3	(Span-2)	①		2	20	2.470	7.780	38.44
4	(Span-2)	⑧		2	16	1.580	6.920	21.87
5	(Span-3)	⑫		3	20	2.470	7.530	55.80
6	(Span-3)	⑧		2	16	1.580	6.920	21.87
7	(Supp-1)	②		4	20	2.470	4.450	43.97
8	(Supp-2)	②		4	20	2.470	4.450	43.97
9	(Span-1)	⑨		36	8	0.395	0.900	12.80
10	(Span-2)	⑨		36	8	0.395	0.900	12.80
11	(Span-3)	⑨		36	8	0.395	0.900	12.80
Total weight [kg]								359.35



8.9 PAGRINDINĖS MONOLITINĖS ĮTEMPTOS SIJOS SKAIČIAVIMO ATASKAITA

Apkrovų deriniai

Stiprumo ribinis būvis

1. 1.35 SW + 1.3 LL + 1.35 SDL

Tinkamumo ribinis būvis:

Tariamai nuolatinis derinys

1. 1 SW + 0.6 LL + 1 SDL + 0.9 PT

Dažninis derinys

2. 1 SW + 0.7 LL + 1 SDL + 0.9 PT

Derinys tikrinant įtempius iškart po apgniuždymo

1 SW + 1.1 PT

Čia:

SW- savasis konstrukcijų svoris;

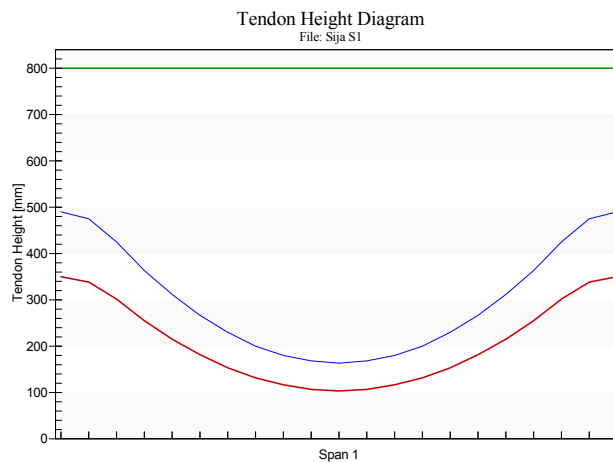
LL- kintamos apkrovos;

SDL- nuolatinės apkrovos (be sąvojo konstrukcijų svorio).

Skerspjūvio geometrinės charakteristikos

Tarpatramis	A	Yb	Yt	b_eff	I
	mm ²	mm	mm	mm	mm ⁴
1	1904000.00	562.35	237.65	5600.00	0.8433E+11

Kanalų profilis



Įtempimo jėgos

Kanalų skaičius ir įtempimas

Type	Num	Force	Left End	Right End
A	4	711.54	Live	Dead
B	4	706.42	Live	Dead

Kanalai A

Span	Force	CGS Left	CGS C1	CGS C2	CGS Right	P/A	Wbal	WBal (%DL)
	kN	mm	mm	mm	mm	MPa	kN/-	
1	2894.589	350.00	---	103.00	350.00	1.52	22.343	24

Kanalai B

Span	Force	CGS Left	CGS C1	CGS C2	CGS Right	P/A	Wbal	WBal (%DL)
	kN	mm	mm	mm	mm	MPa	kN/-	
1	2886.629	530.00	---	203.00	530.00	1.52	29.498	31

Visi kanalai

Span	Force	Total P/A	Total WBal (%DL)
	kN	MPa	
1	5781.218	3.04	55

Nuostolių skaičiavimas

Ivesties kintamieji

Parameter	Value	Parameter	Value
Type of Strand	Low Relaxation	Coefficient of Angular Friction (meu)	0.20000 1/rad
Age of Concrete at Stressing	3 days	Coefficient of Wobble Friction (K)	0.00500 rad/m
Ec at Stressing	30000.00 MPa	Ratio of Jacking Stress	0.75
Average Relative Humidity	80.00 percent	Anchor Set	6.00 mm
Volume to Surface Ratio of Members	183.00 mm	Tendon_A Stressing Method	Left side
Es of Strand	200000.00 MPa	Tendon_B Stressing Method	Left side

Ilgalaikiai nuostoliai

Tendon	Span	Left	Center	Right
		MPa	MPa	MPa
TENDON_A	1	61.31	42.36	66.80
TENDON_B	1	60.00	41.69	65.50

Tempių lynuose įvertinus nuostolius suvestinė

Tendon	Span	Stress Left FL Only	Stress Center FL Only	Stress Right FL Only	Stress Left FL+LTL	Stress Center FL+LTL	Stress Right FL+LTL
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
TENDON_A	1	1174.00	1254.00	1237.00	1113.00	1212.00	1171.00
TENDON_B	1	1162.00	1251.00	1221.00	1102.00	1208.00	1156.00

Čia:

FL: Trinties nuostoliai

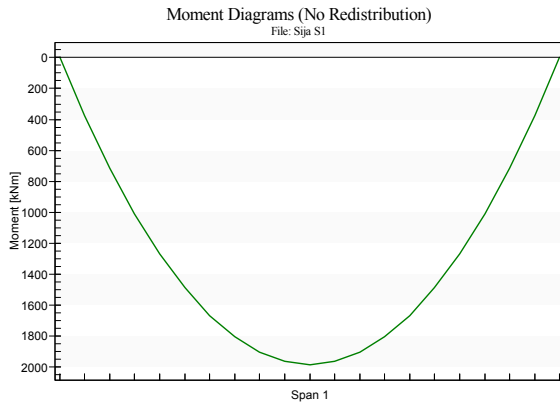
LTL: Ilgalaikiai nuostoliai

Tempimo jėgos

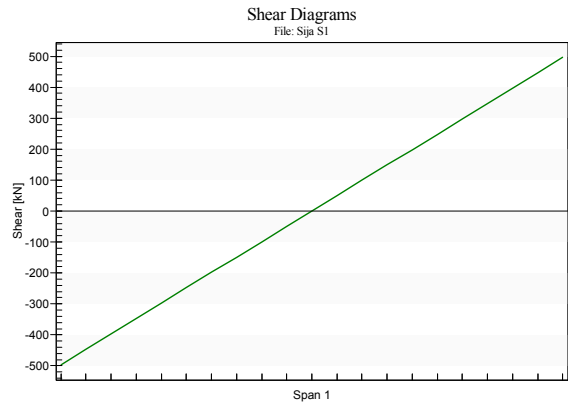
Tendon	Force	Ext. Left	Start Span	End Span	Ext. Right	Elong. Left	Elong Right	Anchor Left	Anchor Right	Max Stress ratio
	kN					mm	mm			
TENDON_A	715.56	0.00	1	1	0.00	99.33	-0.00	0.63	0.67	0.69
TENDON_B	711.18	0.00	1	1	0.00	98.74	-0.00	0.62	0.66	0.69

Įrašų diagramos

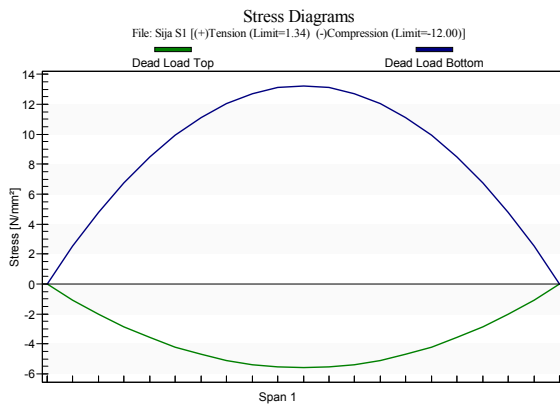
Įrašos nuo savojo svorio



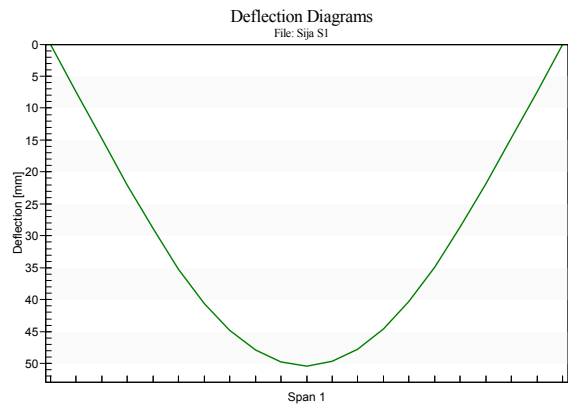
Momentų diagrama



Skersinių jėgų diagrama

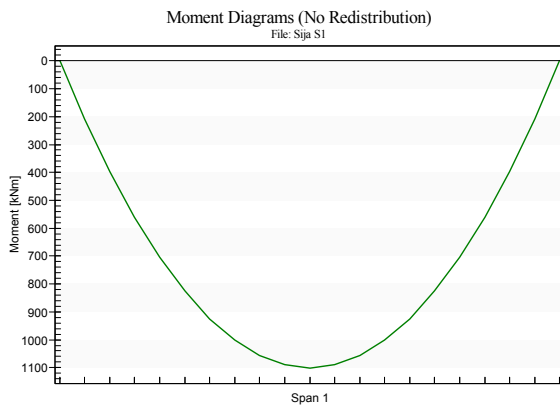


Įtempiai

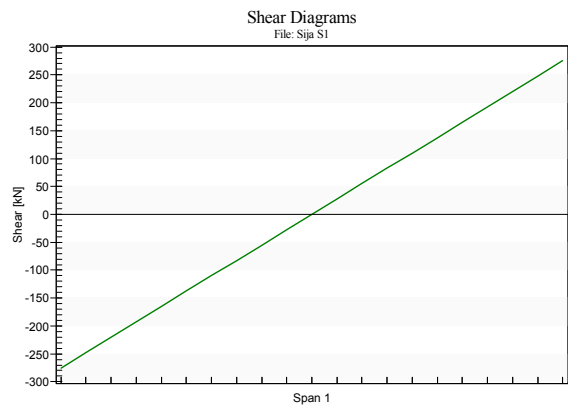


Įlinkiai

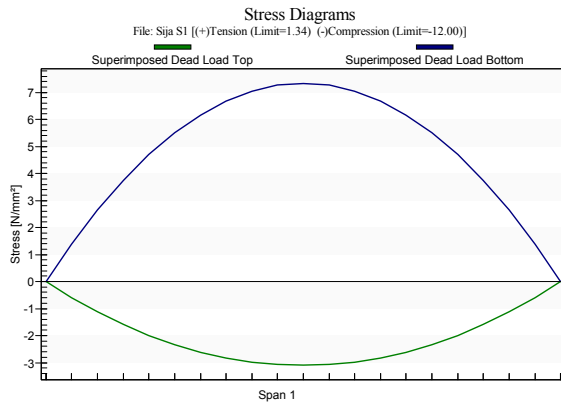
Įrašos nuo išorinių nuolatinių apkrovų



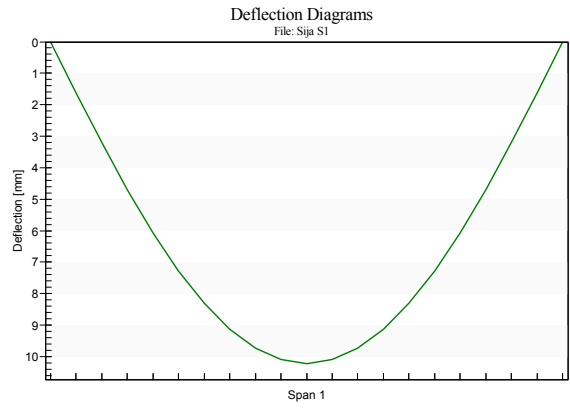
Momentų diagrama



Skersinių jėgų diagrama

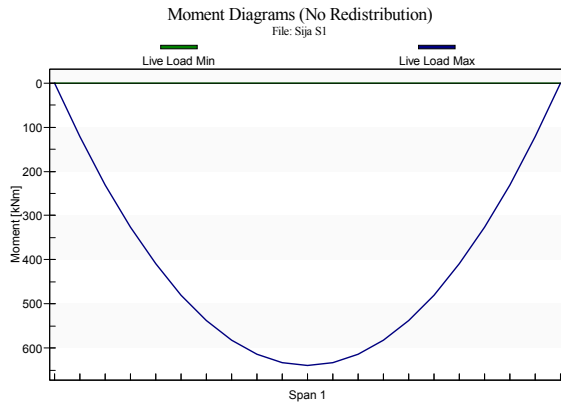


Įtempiai

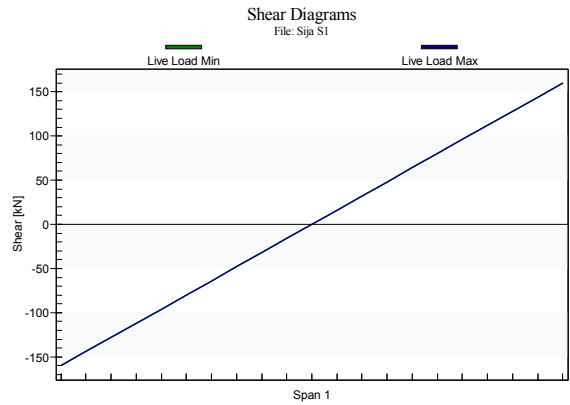


Įlinkiai

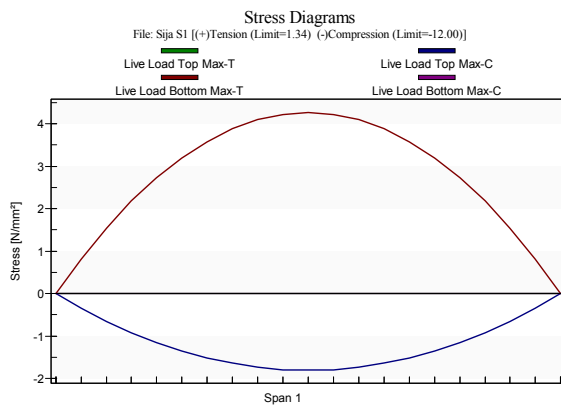
Įrašos nuo kintamų apkrovų



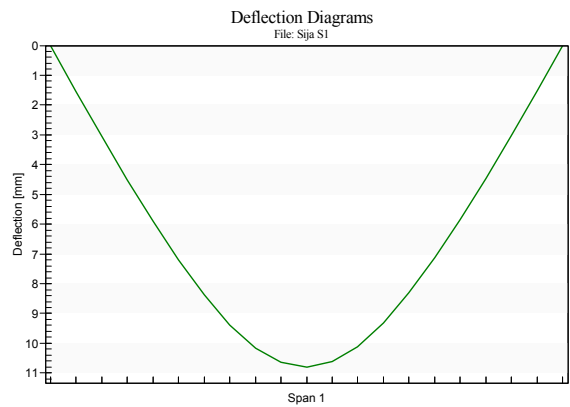
Momentų diagrama



Skersinių jėgų diagrama



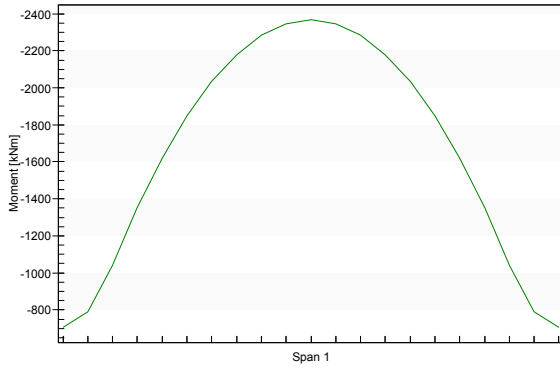
Įtempiai



Įlinkiai

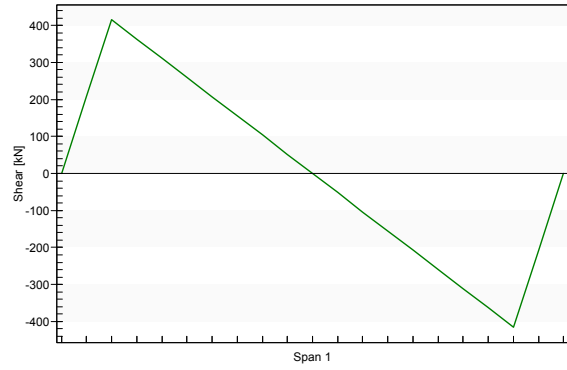
Iražos nuo įtempimo jėgos

Moment Diagrams (No Redistribution)
File: Sija S1



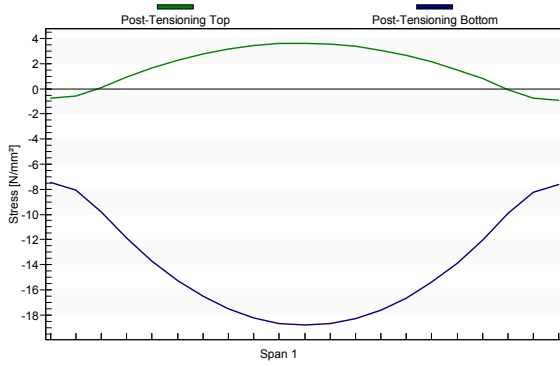
Momentų diagrama

Shear Diagrams
File: Sija S1



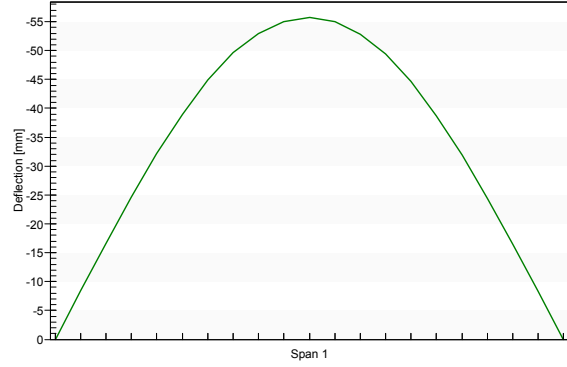
Skersinių jėgų diagrama

Stress Diagrams
File: Sija S1 [(+)Tension (Limit=1.34) (-)Compression (Limit=-12.00)]



Įtempiai

Deflection Diagrams
File: Sija S1

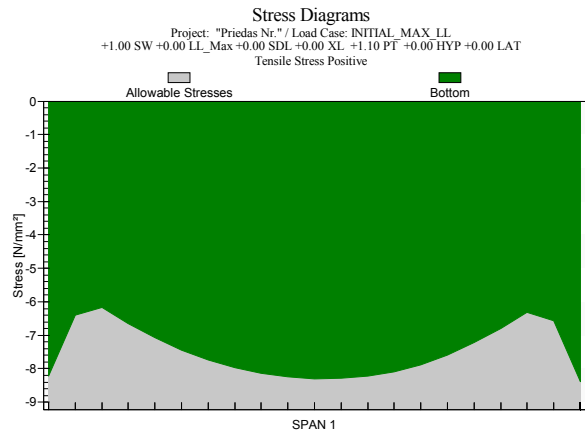
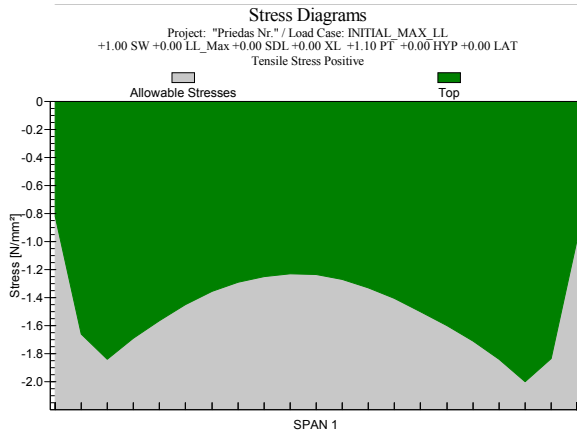


Įšlinkis

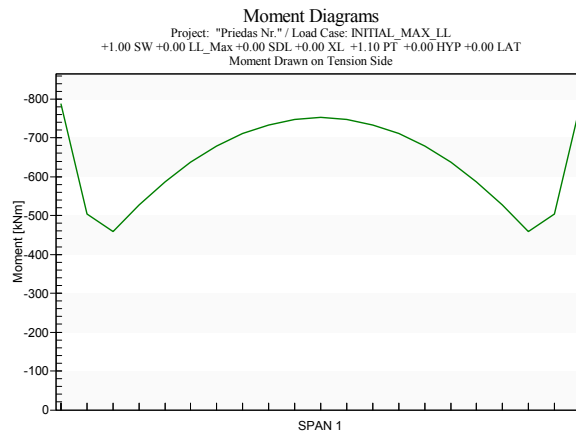
Tinkamumo ribinis būvis

Įtempiai iškart po apgniuždymo

Įtempiai iškart po apgniuždymo tikrinami pagal derinį:
1 SW + 1.1 PT



Įtempių diagramos (Tempiamieji įtempiai teigiami)

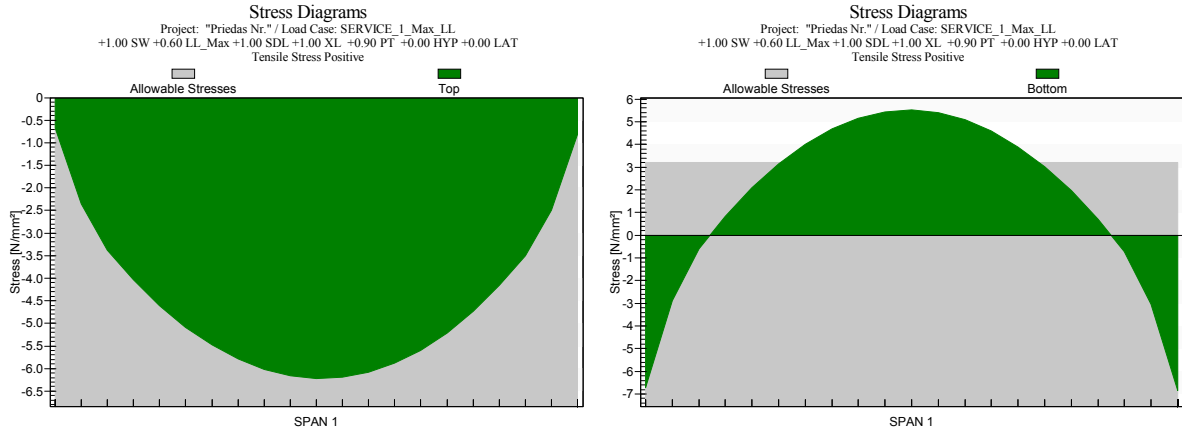


Momentų diagrama

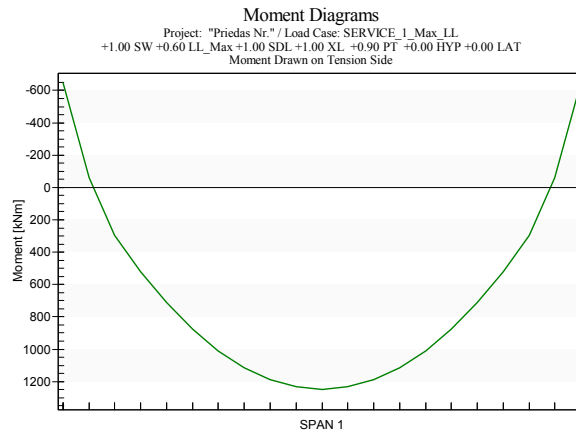
Įtempių pasireiškus ilgalaikiams nuostoliams tikrinamas

Tikriname ar nėra viršyti įtempiai skaičiuojant nuo tarimai nuolatinio derinio:

1 SW + 0.6 LL + 1 SDL + 0.9 PT

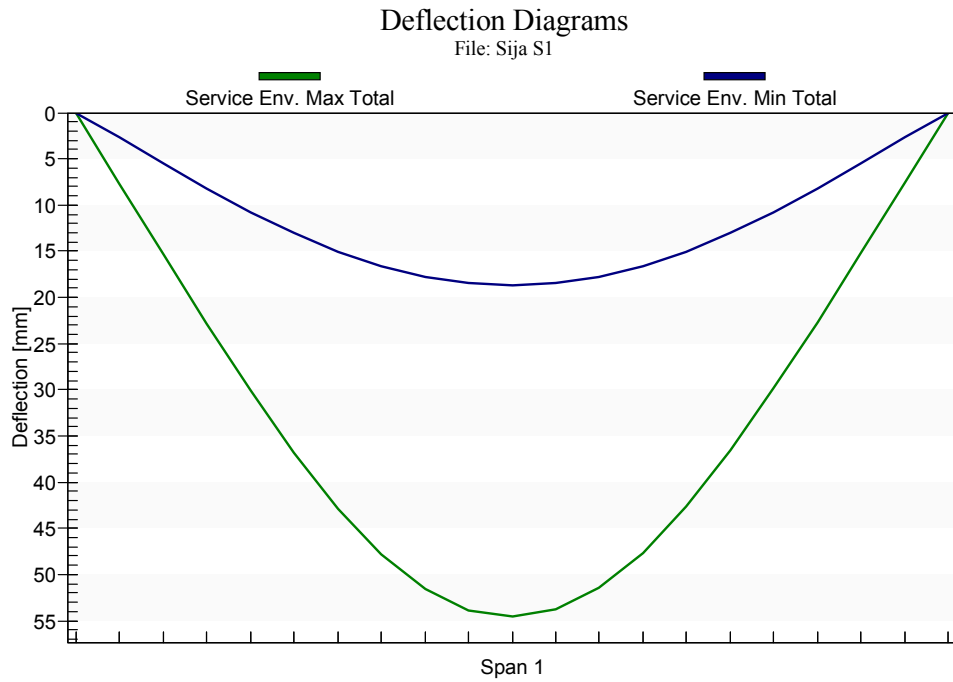


Įtempių diagramos (Tempiamieji įtempiai teigiami)



Momentų diagrama

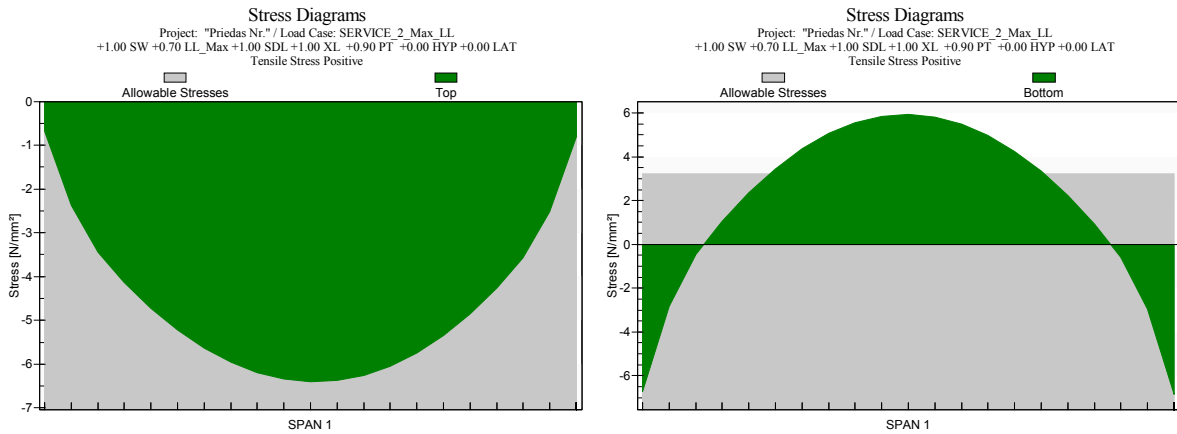
Įlinkiai



Pleišėjimas

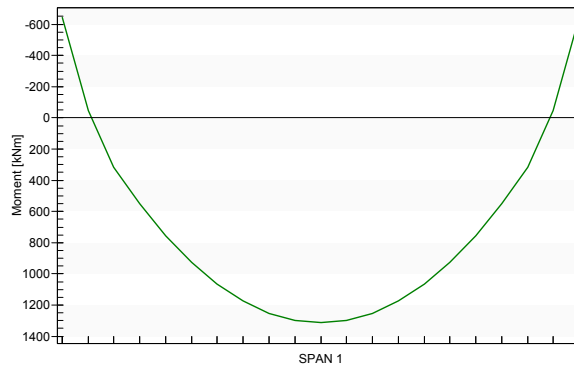
Sijos pleišėjimą tikriname nuo dažnino derinio.

Įtempiai ir įrašos pateikiami grafiškai:



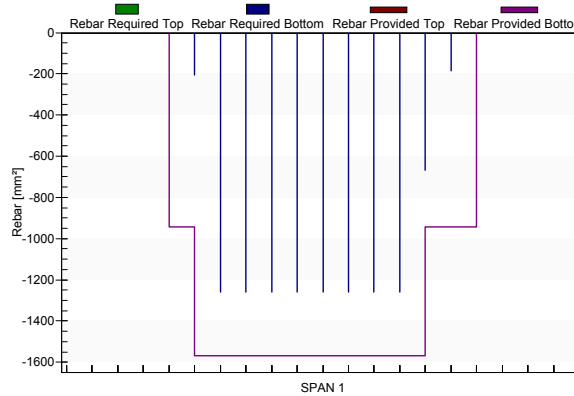
Įtempių diagramos
(Tempiamieji įtempiai teigiami)

Moment Diagrams
 Project: "Priedas Nr." / Load Case: SERVICE_2_Max_LL
 +1.00 SW +0.70 LL_Max +1.00 SDL +1.00 XL +0.90 PT +0.00 HYP +0.00 LAT
 Moment Drawn on Tension Side



Momentų diagrama

Rebar Diagrams
 Project: "Priedas Nr." / Load Case: SERVICE_2_Max_LL
 +1.00 SW +0.70 LL_Max +1.00 SDL +1.00 XL +0.90 PT +0.00 HYP +0.00 LAT



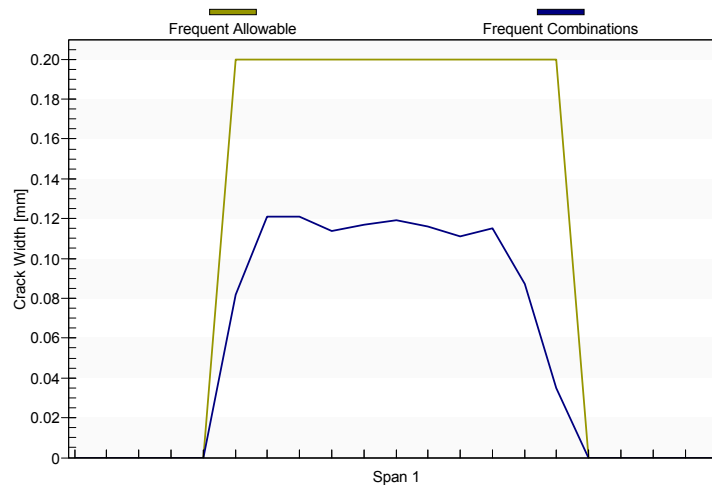
Arnavimas iš pleišėjimo sąlygos

Plyšio plotis

Apskaičiuotas plyšio plotis pateikiamas grafiškai:

Crack Width Diagram

File: Sija S1

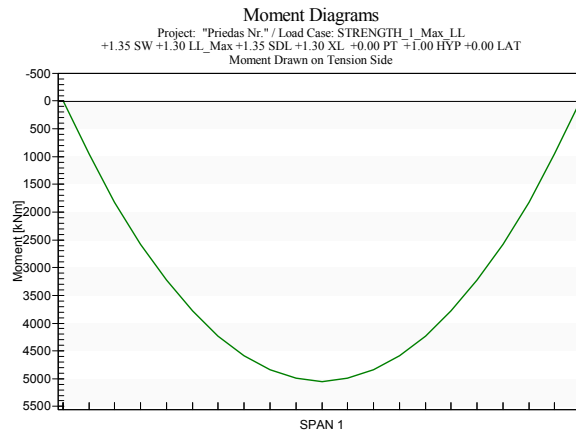


Stiprumo ribinis būvis

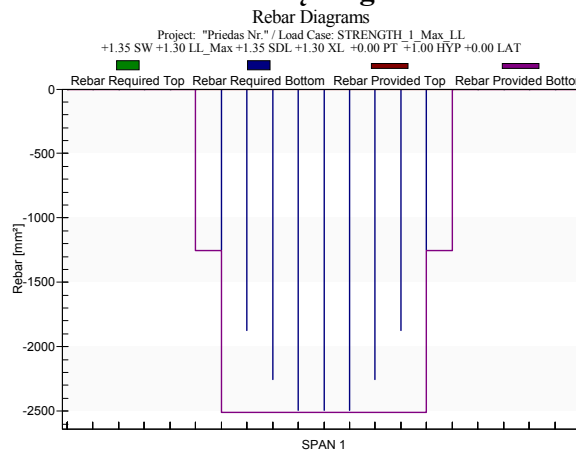
Derinys nuo kurio tikrinamas sijos stiprumas:

$$1.35 \text{ SW} + 1.3 \text{ LL} + 1.35 \text{ SDL}$$

Normalinio pjūvio stiprumas



Momentų diagrama



Armavimas

Reikalingas armavimas

Span	Location	From	To	As Required	Ultimate	Minimum
		m	m	mm ²	mm ²	mm ²
1	BOT	4.00	12.00	2496.00	2496.00	1260.00

Priimtas armavimas

Span	ID	Location	From	Quantity	Size	Length	Area
			m			m	mm ²
1	1	BOT	0.00	8	20	16.00	2512.00

Įstrižojo pjūvio stiprumas

Pjūviuose veikiančios skersinės jėgos bei reikalingas skersinis armavimas pateikiamas lentelėje:

X/L	X	d	V _{u,max}	M _{u,max}	Ratio	Req.	Spacing
	m	mm	kN	kNm		mm ² /m	mm
0.00	0.00	750.00	-1249.00	-0.17	2.09	2217.000	204.10
0.05	0.80	750.00	-1124.00	958.70	1.86	1773.000	255.10
0.10	1.60	750.00	-999.30	1817.00	1.64	1327.000	300.00
0.15	2.40	750.00	-874.40	2574.00	1.43	946.600	300.00
0.20	3.20	750.00	-749.50	3230.00	1.21	946.600	300.00
0.25	4.00	750.00	-624.60	3785.00	1.01	946.600	300.00
0.30	4.80	750.00	-499.60	4238.00	0.80	946.600	300.00

0.35	5.60	750.00	-374.70	4592.00	0.60	946.600	300.00
0.40	6.40	750.00	-249.80	4845.00	0.39	946.600	300.00
0.45	7.20	750.00	-124.90	4996.00	0.19	946.600	300.00
0.50	8.00	750.00	0.00	5047.00	0.00	946.600	300.00
0.55	8.80	750.00	124.90	4996.00	0.19	946.600	300.00
0.60	9.60	750.00	249.80	4845.00	0.39	946.600	300.00
0.65	10.40	750.00	374.70	4592.00	0.59	946.600	300.00
0.70	11.20	750.00	499.60	4238.00	0.78	946.600	300.00
0.75	12.00	750.00	624.60	3785.00	0.98	946.600	300.00
0.80	12.80	750.00	749.50	3230.00	1.19	946.600	300.00
0.85	13.60	750.00	874.40	2574.00	1.39	946.600	300.00
0.90	14.40	750.00	999.30	1817.00	1.60	1273.000	300.00
0.95	15.20	750.00	1124.00	958.70	1.81	1712.000	264.20
1.00	16.00	750.00	1249.00	-0.17	2.03	2159.000	209.60

Medžiagų kiekiai

Betonas

Tūris = 30.46 m³

Armatūra

Bendra armatūros masė = 434.23 kg

Lynai

Bendra lynų masė = 640.6 kg

Rezultatų santrauka:

ADAPT - STRUCTURAL CONCRETE SOFTWARE SYSTEM		
ADAPT-PT Version "2015" Date: "01-02-2018" Time: "23:52" File: Sija S1		
1 - PROJECT TITLE: "Priedas Nr." 1.1 Design Strip: temptos monolitinės sijos projektavimo ataskaita 1.2 Load Case: Envelope		
2 - MEMBER ELEVATION [m]		
3 - TOP REBAR 3.1 ADAPT selected 3.2 ADAPT selected 3.3 Num. of layers	1	1
4 - TENDON PROFILE		
4.1 Datum Line		
4.2 CGS Distance A [mm]	300	923
4.3 Force A [kN]	2894.59	
4.4 Strands A	4	
4.5 Stress A [N/mm ²]	1205.08	
4.6 CGS Distance B [mm]	530	933
4.7 Force B [kN]	2885.63	
4.8 Strands B	4	
4.9 Stress B [N/mm ²]	1202.78	
4.10 CGS Distance C [mm]		
4.11 Force C [kN]		
4.12 Strands C		
4.13 Stress C [N/mm ²]		
4.14 Force/Width [kN/m]	1832.38	
5 - BOTTOM REBAR		
5.1 ADAPT selected 5.2 ADAPT selected 5.3 Num. of layers	1	1
6 - REQUIRED & PROVIDED BARS		
6.1 Top Bars [mm ²] required provided		
6.2 Bottom Bars		
7 - SHEAR STIRRUPS		
7.1 ADAPT selected. Bar Size # 12 Legs: 4 Spacing (mm)		
7.2 User-selected Bar Size # Legs:		
7.3 Required area [mm ² /m]		
8 - LEGEND	Stressing End	Dead End
9 - DESIGN PARAMETERS	9.1 Code: EC2 $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$ (longitudinal) $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$ (shear) $f_{pu} = 1860 \text{ N/mm}^2$ 9.2 Rebar Cover: Top = 40 mm Bottom = 40 mm Rebar Table: ASTM - US SI bars	
10 - MATERIAL QUANTITIES	CONCRETE Total volume of concrete = 30.5 m ³ Area covered = 89.6 m ²	MILD STEEL Total weight of rebar = 315.5 kg Average rebar usage = 3.521 kg/m ² , 10.357 kg/m ³
		PRESTRESSING STEEL Total weight of tendon = 640.6 kg Average tendon usage = 7.150 kg/m ² , 21.029 kg/m ³
11 - DESIGNER'S NOTES		

8.10 KOLONOS SKAIČIAVIMAS

8.10.1 Geometrija ir medžiagos

Kolonos matmenys $b = 400 \text{ mm}$, $h = 400 \text{ mm}$;

Betono stiprumo klasė- C30/37

Betono tamprumo modulis: $E_{cm} = 3,2 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$;

Armatūros klasė S500 ($f_{yd} = f_{scd} = 435 \text{ N/mm}^2$; $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$);

Kolono projektuojama simetriškai $A_{s1} = A_{s2}$;

Kolonos skaičiuotinis ilgis pagrindinės sijos plokštumoje nustatomas pagal STR [17]:

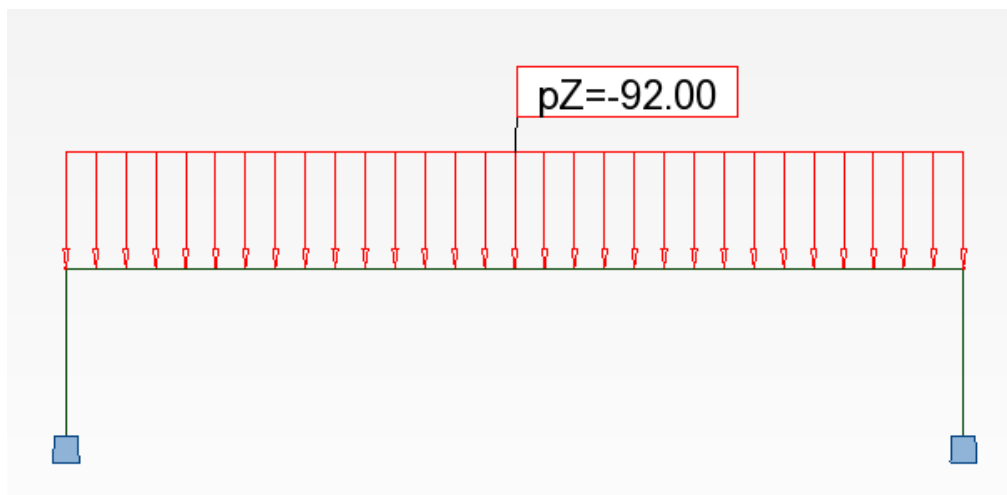
$$l_0 = 1,2 \cdot l = 1,2 \cdot 3,3 = 3,96 \text{ m.}$$

Čia:

l – kolonos aukštis nuo pamato viršaus iki pagrindinės sijos apačios;

8.10.2 Nuolatinės apkrovos

Vertikalios apkrovos veikiančios rėmą pateikiamos pav. žemiau:



Nuolatinės apkrovos (įskaitant savąjį svorį)

Vėjo apkrova

Vėjo apkrova apskaičiuojama pagal STR „Poveikiai ir apkrovos“ [10]. Detalesnis skaičiavimas projekte nepateikiamas.



Vėjo apkrova

Automobilio smūgis į barjerą

. Charakteristinė reikšmė F jėgos (kN), statmenos ir tolygiai paskirstytos automobilių parko barjero bet kuriame 1,5 m ilgyje, kuris turi atlaikyti transporto priemonės smūgį, apskaičiuojama išraiška:

$$F = 0,5 m v^2 / (\delta_c + \delta_b);$$

čia:

m – transporto priemonės masė bruto (kg);

v – statmenas į barjerą transporto priemonės greitis (m/s);

δ_c – transporto priemonės deformacijos (mm);

δ_b – barjero deformacijos.

Kai automobilių parkas suprojektuotas tarus, kad naudojamų transporto priemonių masė bruto neviršys 2500 kg, yra taikomos toliau pateiktos reikšmės F jėgai nustatyti:

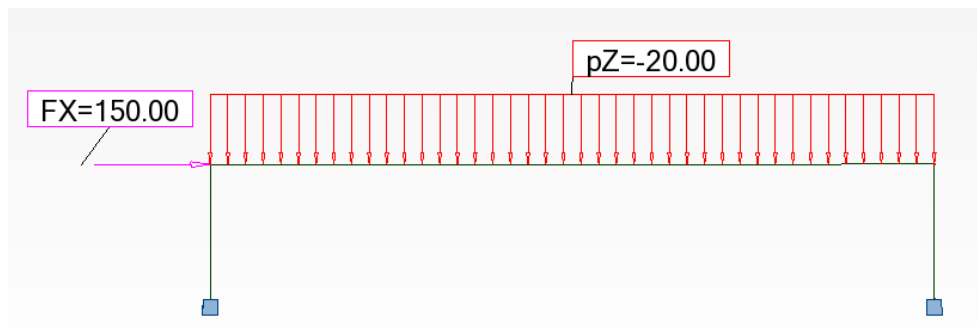
$m=1500$ kg;

$v=4,5$ m/s;

δ_c – 100 mm, jeigu nėra konkretnių duomenų.

Standaus barjero, kurio δ_b yra imamas lygus nuliui, charakteristinė F jėgos reikšmė atitinkamų transporto priemonių, kurių masė bruto ne didesnė už 2500 kg, imama lygi 150 kN.

Priimame, kad vienas rėmas turi atlaikyti 150kN smūgį į atramą pritvirtintą ant viršutinės perdangos. Tuomet rėmo apkrovimo schema nuo nuolatinių apkrovų:



Kintamos apkrovos veikiančios rėmą

8.10.3 Įrašos

Įrašos nuo nuolatinių ir tariamai nuolatinių poveikių (DL·1+LL·0,6):

$N_{Ed,t} = 868,80$ kN, $M_{Ed,t} = 135,25$ kN m;

Įrašos nuo nuolatinių ir kintamųjų poveikių (DL·1,35+LL·1,3+V1·0,78):

$N_{Ed} = 1251,28$ kN, $M_{Ed} = 298,48$ kNm .

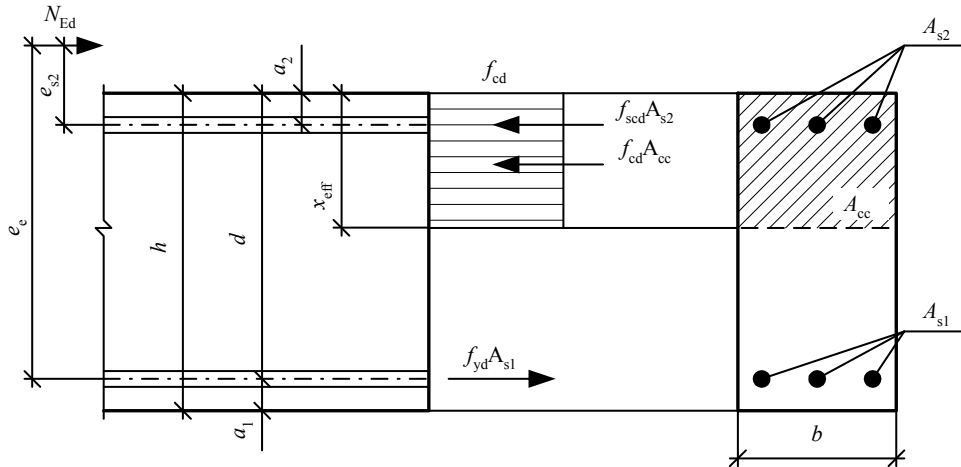
Čia:

DL-nuolatinės apkrovos ir savasis konstrukcijų svoris;

LL-kintamos apkrovos;

V1- vėjo apkrova.

8.10.4 Kolonos statmenojo pjūvio stiprumas



Kolonos statmenojo pjūvio stiprumo skaičiuotinė schema

$$a_1 = a_2 = c_{nom} + \varnothing/2 = 45 + 25/2 = 58 \text{ mm};$$

čia:

c_{nom} - apsauginis betono sl. pagal lentelę 5.1.;

\varnothing - priimtas kolonos išilginės armatūros diametras: $\varnothing=25 \text{ mm}$.

$$d = 400 - 58 = 342 \text{ mm}.$$

$$\begin{aligned} M_{Ed,s} &= M_{Ed} + N_{Ed} \frac{d - a_2}{2} = 298,48 \cdot 10^6 + 1251,28 \cdot 10^3 \cdot \frac{342 - 58}{2} = \\ &= 479,91 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 480 \text{ kNm}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ed,s\ell} &= M_{Ed,\ell} + N_{Ed,\ell} \frac{d - a_2}{2} = 135,25 \cdot 10^6 + 868,8 \cdot 10^3 \cdot \frac{342 - 58}{2} = \\ &= 261,22 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 261 \text{ kNm}. \end{aligned}$$

Betono skaičiuotinis stipris gniuždant:

$$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,9 \cdot 30 / 1,5 = 18 \text{ N/mm}^2.$$

Kiti dydžiai bus:

$$\varphi_\ell = 1 + \beta \frac{M_{Ed,s\ell}}{M_{Ed}} = 1 + 1 \frac{261}{298,48} = 1,87 < \varphi_\ell = 1 + \beta = 1 + 1 = 2.$$

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{298,48 \cdot 10^6}{1251,28 \cdot 10^3} = 238 \text{ mm} > e_a = h/30 = 13,3 \text{ mm}.$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{238}{400} = 0,595 > \delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd} = 0,5 - 0,01 \frac{3960}{400} - 0,01 \cdot 18 = 0,221,$$

priimame $\delta_e = 0,595$.

Pirmam priartėjimui priimame $\rho_1 = 0,01$.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{3,2 \cdot 10^4} = 6,25;$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{400 \cdot 400^3}{12} = 2,133 \cdot 10^9 \text{ mm}^4;$$

$$I_s = \rho_1 \cdot b \cdot d \left(\frac{d - a_2}{2} \right)^2 = 0,01 \cdot 400 \cdot 342 \left(\frac{342 - 58}{2} \right)^2 = 2,9 \cdot 10^7 \text{ mm}^4;$$

$$N_{\text{crit}} = \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \left[\frac{I_c}{\varphi_\ell} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_e I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 3,2 \cdot 10^4}{3960^2} \left[\frac{2,133 \cdot 10^9}{1,87} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,595} + 0,1 \right) + 6,25 \cdot 2,9 \cdot 10^7 \right] = 6214,52 \cdot 10^3 \text{ N} = 6214,52 \text{ kN}.$$

Apskaičiuojamas koeficientas η :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{crit}}}} = \frac{1}{1 - \frac{1251,28}{6214,52}} = 1,25.$$

Ekscentricitetas e_e :

$$e_e = e_0 \cdot \eta + \frac{d - a_2}{2} = 238 \cdot 1,25 + \frac{342 - 58}{2} = 443 \text{ mm}.$$

Apskaičiuojamos reikšmės:

$$\alpha_n = \frac{N_{\text{Ed}}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{1251,28 \cdot 10^3}{18 \cdot 400 \cdot 342} = 0,5;$$

$$\alpha_m = \frac{N_{\text{Ed}} \cdot e_e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1251,28 \cdot 10^3 \cdot 443}{18 \cdot 400 \cdot 342^2} = 0,647;$$

Apskaičiuojamas ribinis santykinis gniuždomosios zonos aukštis:

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 18 = 0,706;$$

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{sc,\text{lim}}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,754}{1 + \frac{435}{500} \left(1 - \frac{0,754}{1,1} \right)} = 0,589.$$

Kadangi $\alpha_n = 0,5 < \xi_{\text{lim}} = 0,589$, armatūros plotus $A_{s1} = A_{s2}$ apskaičiuojame pagal formulę:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5\alpha_n)}{1 - a_2/d} =$$

$$= \frac{18 \cdot 400 \cdot 342}{435} \cdot \frac{0,647 - 0,5(1 - 0,5 \cdot 0,5)}{1 - 58/342} = 1848 \text{ mm}^2,$$

Tuomet:

$$\rho = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot 1848}{400 \cdot 400} = 0,023 > 0,01.$$

Kadangi apskaičiuotas armavimas labai skiriasi nuo pasirinktojo, tai patikslinus ρ , apskaičiuojamas naujas armatūros plotas.

Antram priartėjimui priimame $\rho_1 = 0,02$.

$$I_s = \rho_1 \cdot b \cdot d \left(\frac{d - a_2}{2} \right)^2 = 0,02 \cdot 400 \cdot 342 \cdot \left(\frac{342 - 58}{2} \right)^2 = 5,52 \cdot 10^7 \text{ mm}^4;$$

$$N_{\text{crit}} = \frac{6,4 \cdot E_{\text{cm}}}{l_0^2} \left[\frac{I_c}{\varphi_\ell} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_e I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 3,2 \cdot 10^4}{3960^2} \left[\frac{2,133 \cdot 10^9}{1,87} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,595} + 0,1 \right) + 6,25 \cdot 5,52 \cdot 10^7 \right] = 8353 \cdot 10^3 \text{ N} = 8353 \text{ kN}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{crit}}}} = \frac{1}{1 - \frac{1251,28}{8353}} = 1,18.$$

$$e_e = e_0 \cdot \eta + \frac{d - a_2}{2} = 238 \cdot 1,18 + \frac{342 - 58}{2} = 423 \text{ mm}.$$

$$\alpha_m = \frac{N_{\text{Ed}} \cdot e_e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1251,28 \cdot 10^3 \cdot 423}{18 \cdot 400 \cdot 342^2} = 0,629;$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5\alpha_n)}{1 - a_2/d} =$$

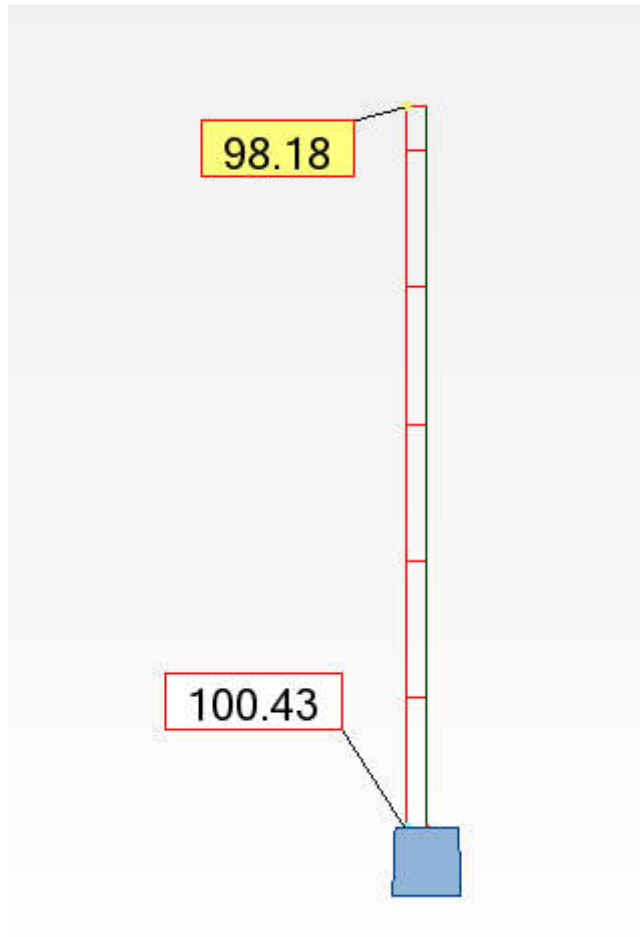
$$= \frac{18 \cdot 400 \cdot 342}{435} \cdot \frac{0,629 - 0,5(1 - 0,5 \cdot 0,5)}{1 - 58/342} = 1731 \text{ mm}^2.$$

Paremkame $A_{s1} = A_{s2} = 1963 \text{ mm}^2$ (4 \varnothing 25).

$$\rho = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot 1963}{400 \cdot 400} = 0,023 \approx 0,02.$$

Apskaičiuotas armavimo koeficientas šiek tiek skiriasi nuo pasirinktojo, tačiau priimame, kad skirtumas yra leistinas.

8.10.5 Kolonos įstrižojo pjūvio stiprumas



Didžiausia kolonoje veikianti skersinė jėga

Kolonų skersinė armatūra apskaičiuojama pagal didžiausią veikiančią skersinę jėgą:

$$Q_{\max} = 100,43 \text{ kN}$$

$$\varphi_f = 0$$

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot N}{f_{ctd} \cdot b \cdot d} = \frac{0,1 \cdot 1251,28}{1,33 \cdot 0,4 \cdot 0,345 \cdot 10^3} = 0,68 > 0,5, \text{ priimama } \varphi_n = 0,5$$

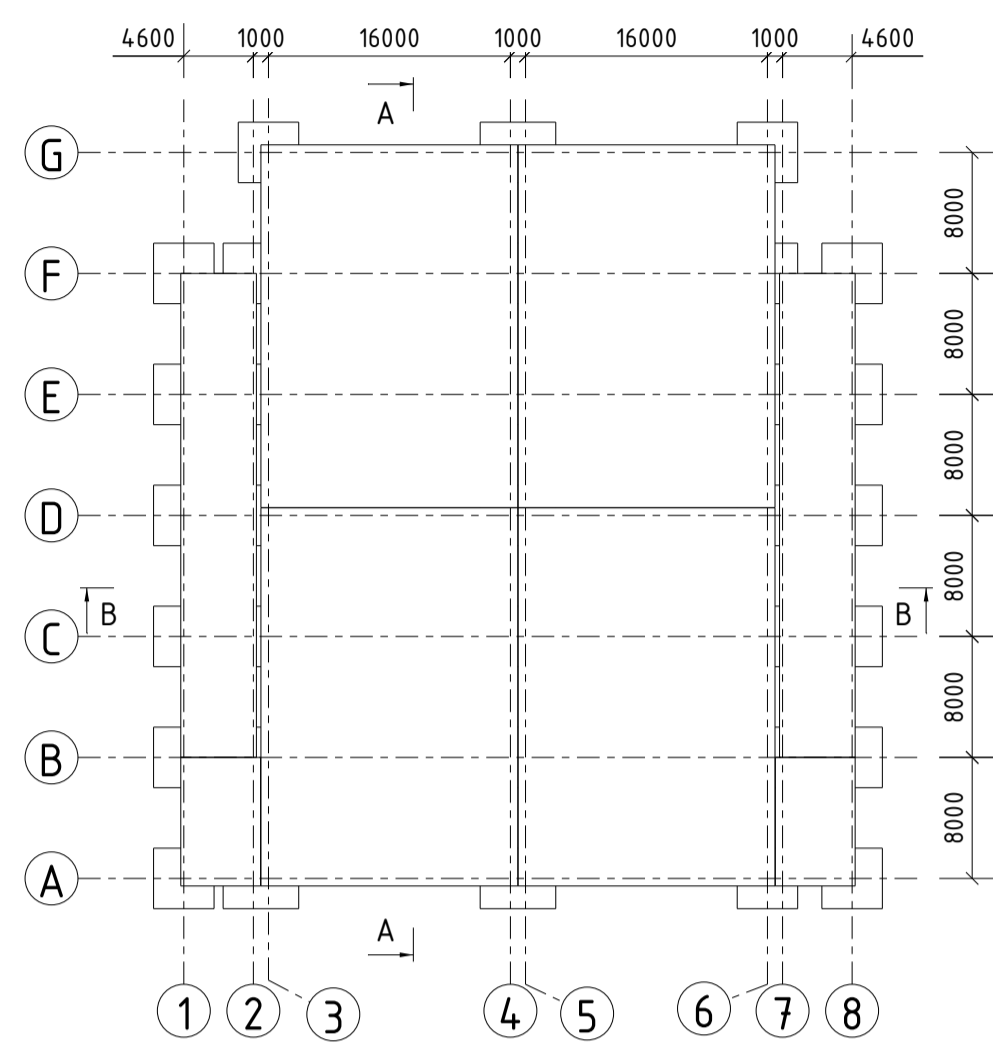
$$B = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot (1 + 0 + 0,5) \cdot 1,33 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,345^2 = 189,96 \text{ kNm};$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 189,96}{100,43} = 3,780 \text{ m} > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,345 = 0,69 \text{ m}$$

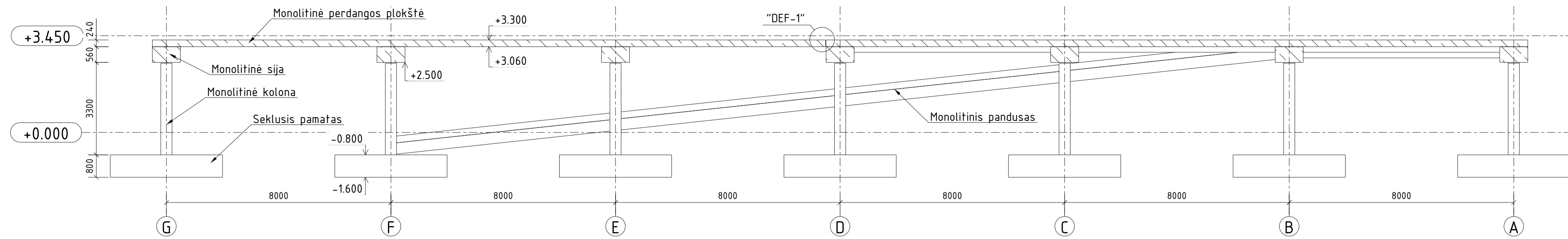
$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{189,96}{0,69} = 275,3 \text{ kN} > Q = 100,43 \text{ kN}.$$

Prenkami skersiniai strypai konstruktyviai pagal išilginės armatūros $d = 25mm$ minimalus skersmuo 8 mm. Atstumai tarp skersinių strypų $s = 20 \cdot d = 20 \cdot 2,5 = 50cm$, priimame $s = 30cm$. Skersinį armavimą sutankiname kolonos jungimo su pamatu ir sija zonose.

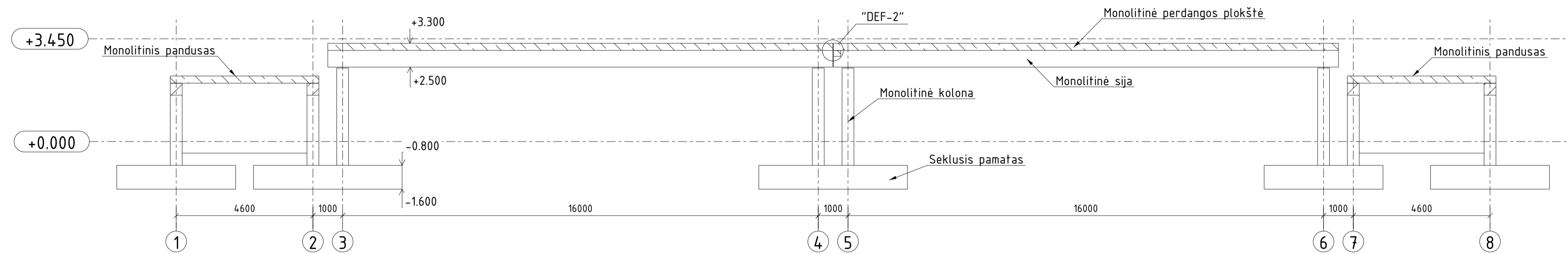
Pjūvių išdėstymo schema



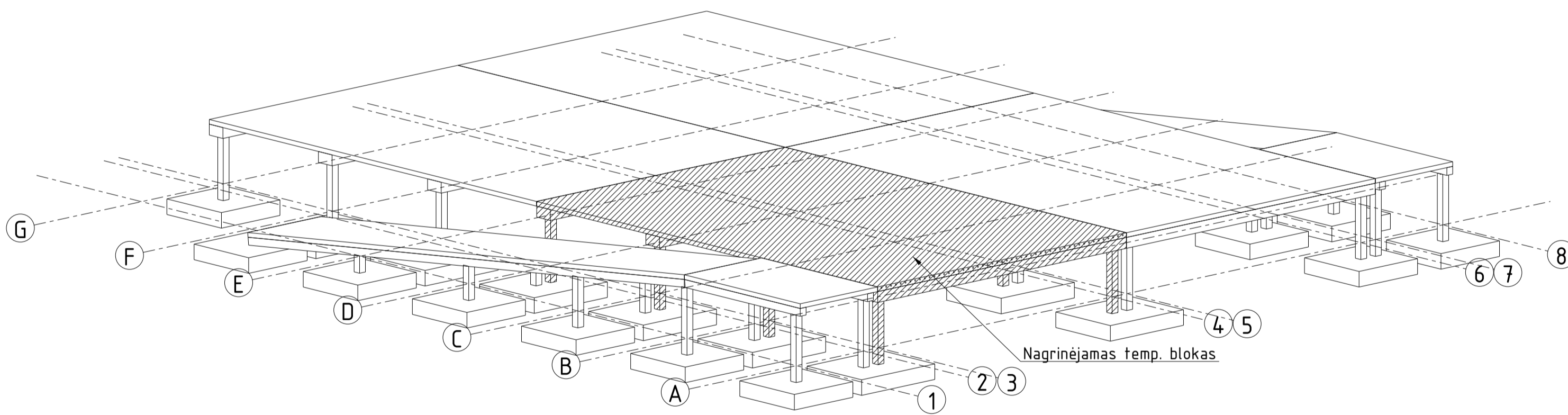
A - A M 1:100



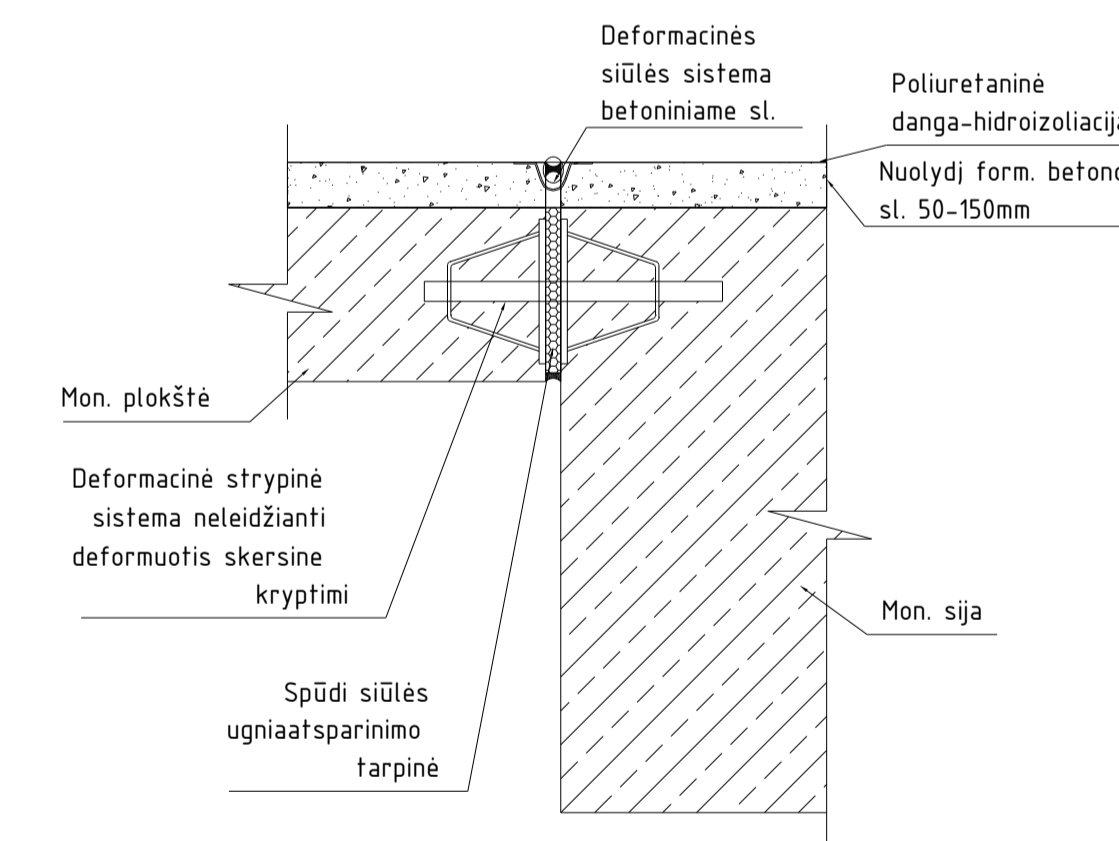
B - B M 1:100



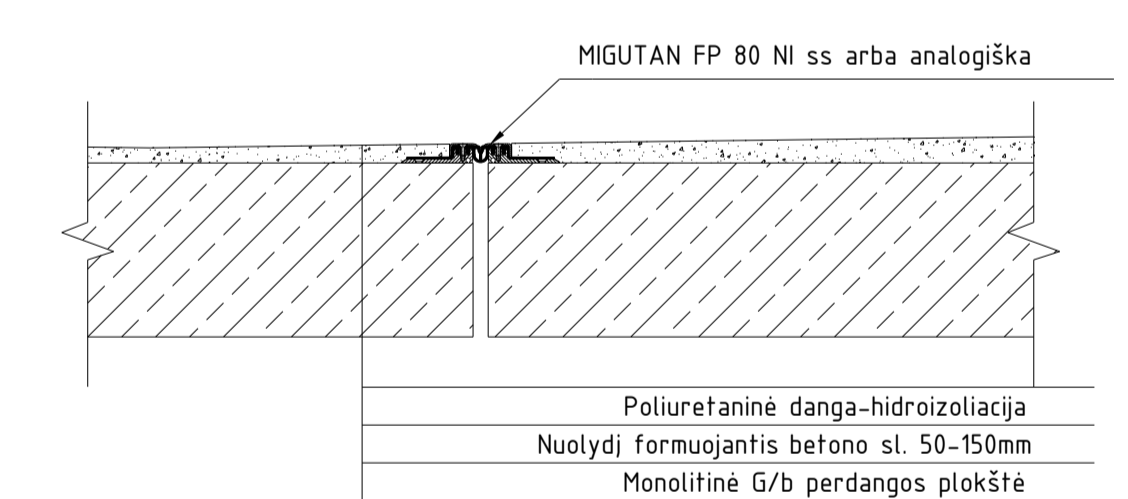
Tiriamąo objekto gelžbetonio konstrukcijų aksonometrinis vaizdas Nr.1



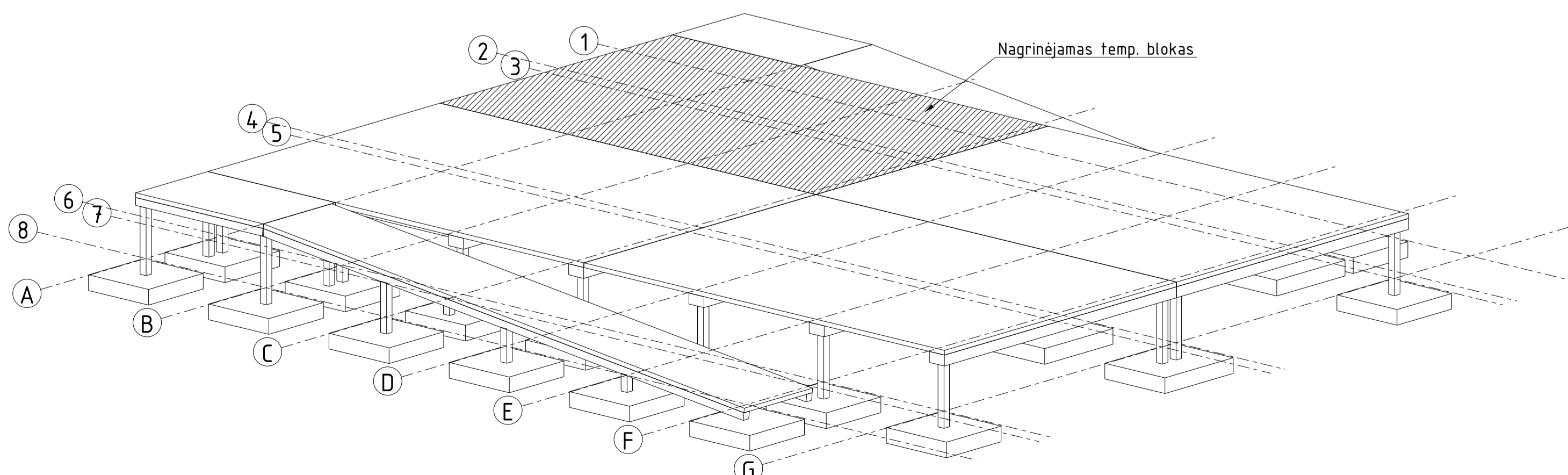
Detalė DEF-1 M1:10
Deformacinės siūlės principinė schema



Detalė DEF-2 M1:10
Deformacinės siūlės principinė schema

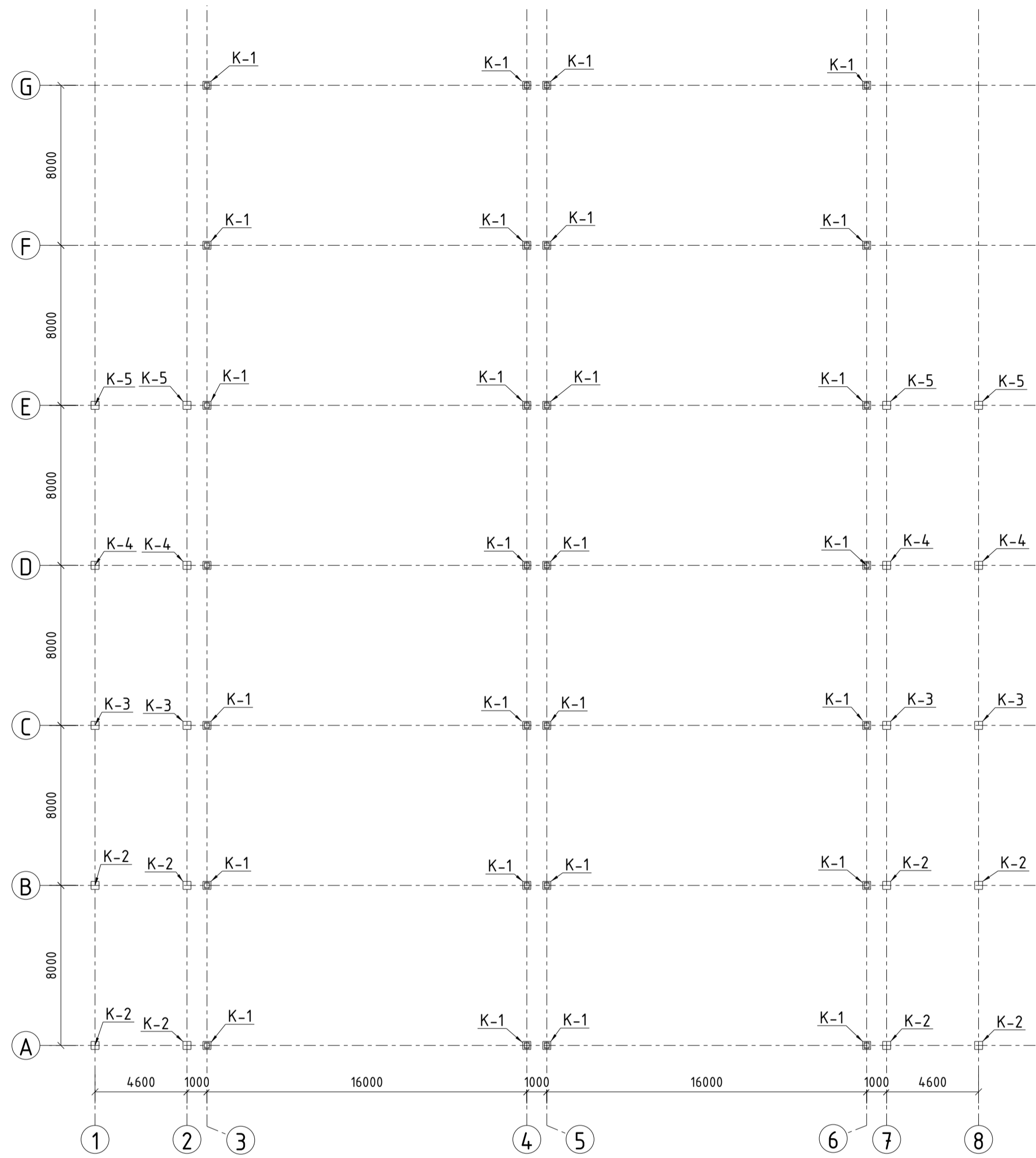


Tiriamąo objekto gelžbetonio konstrukcijų aksonometrinis vaizdas Nr.2

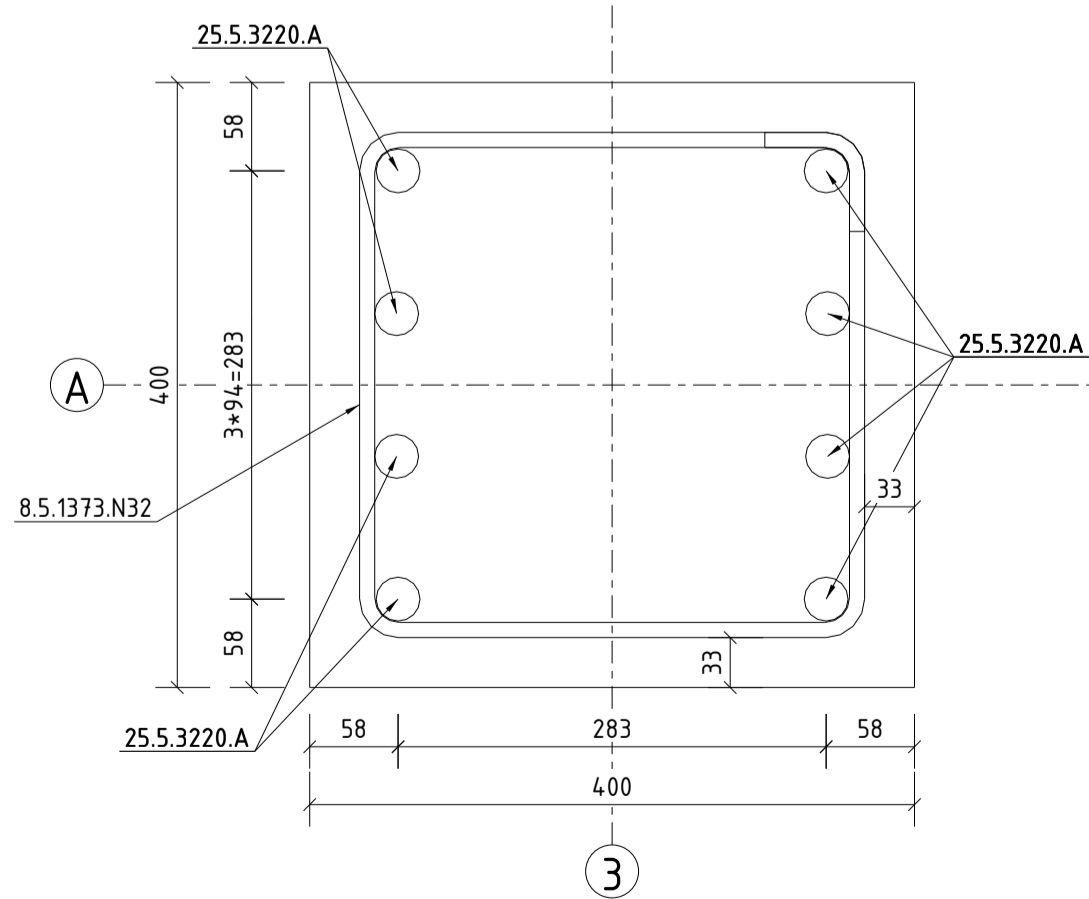


Grupė	KTU Statybos ir Architektūros fakultetas			Magistro baigiamasis projektas	
SSM-6	Studentas:	Pavardė	Parašas	Data	Laida
sk.	Vadovas:	K. Micuta	M. Kasilevičius	2018-01	
Etapas	KTU Statybinių konstrukcijų katedra			2016-MBP-SKK-SK-01	Lapas
MBP	LT-3031 Studentų 48 Kaunas				Lapų
					0
					1
					1

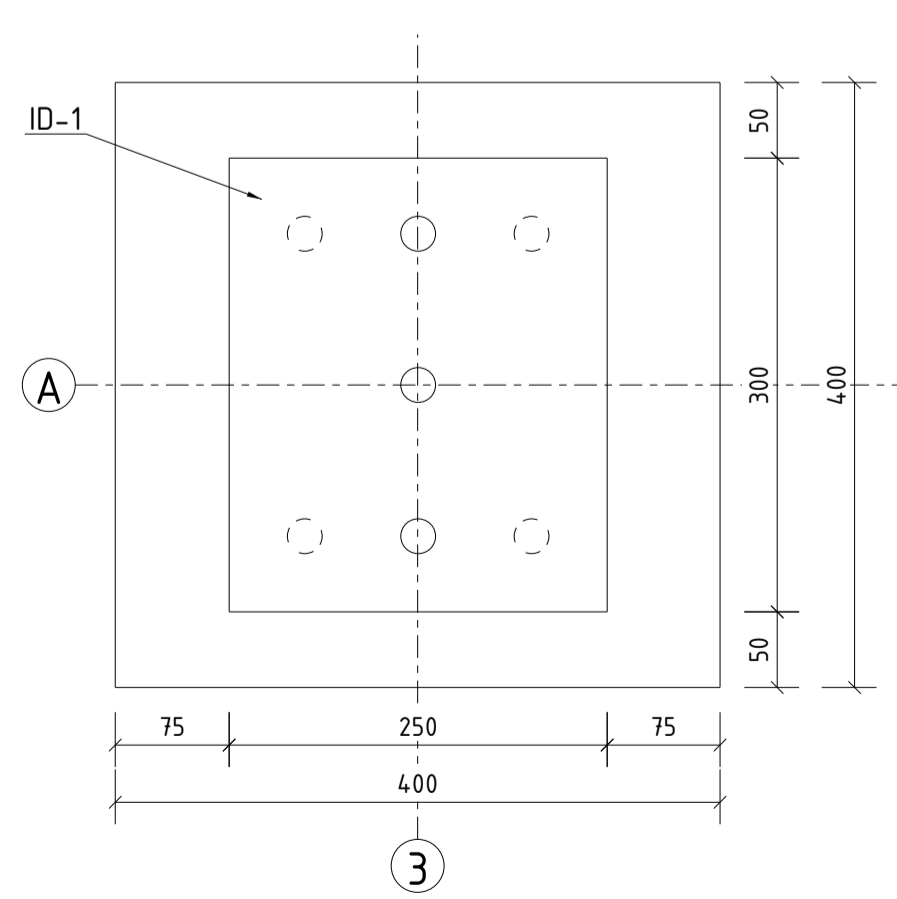
Kolonų planas M 1:200



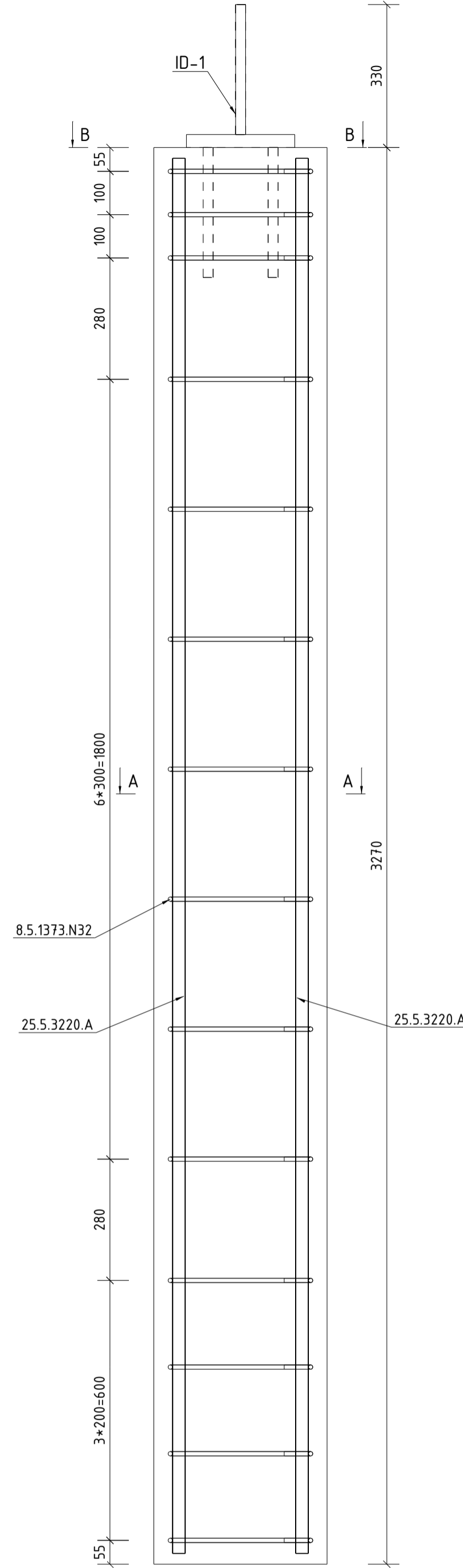
A - A M 1:5



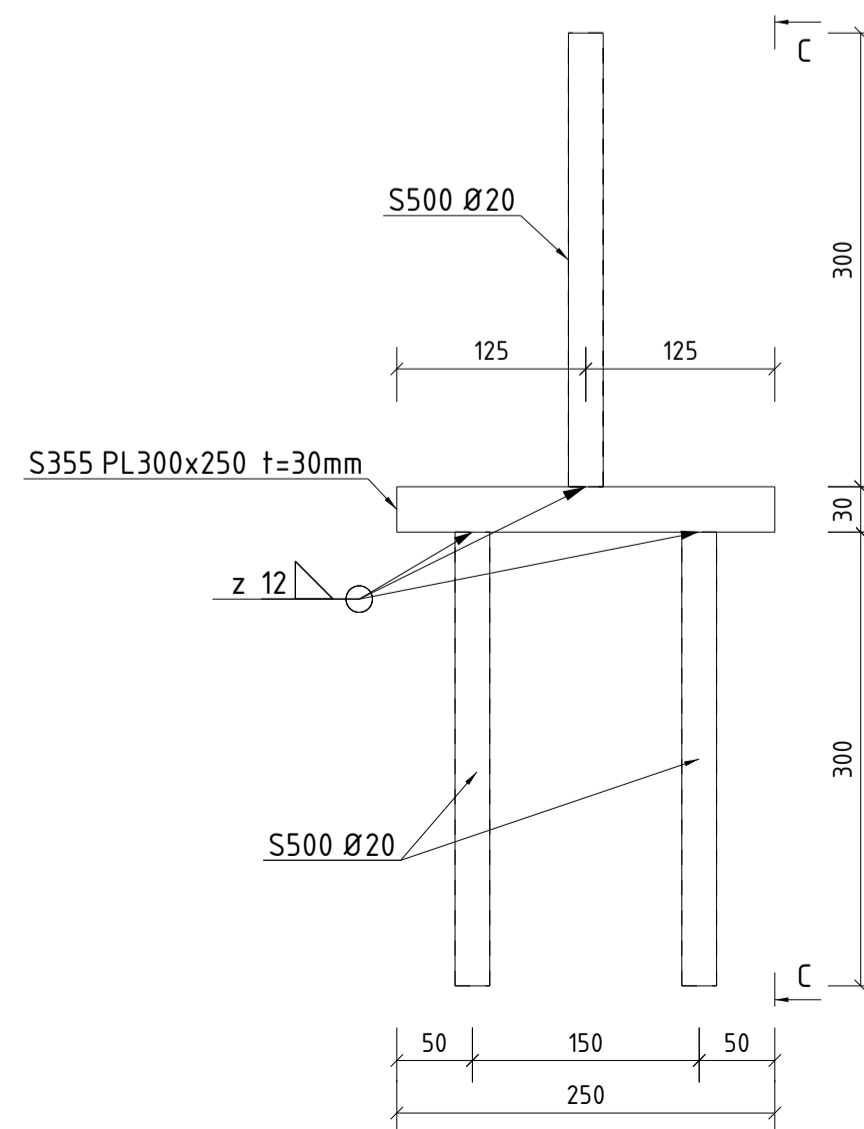
B - B M 1:5



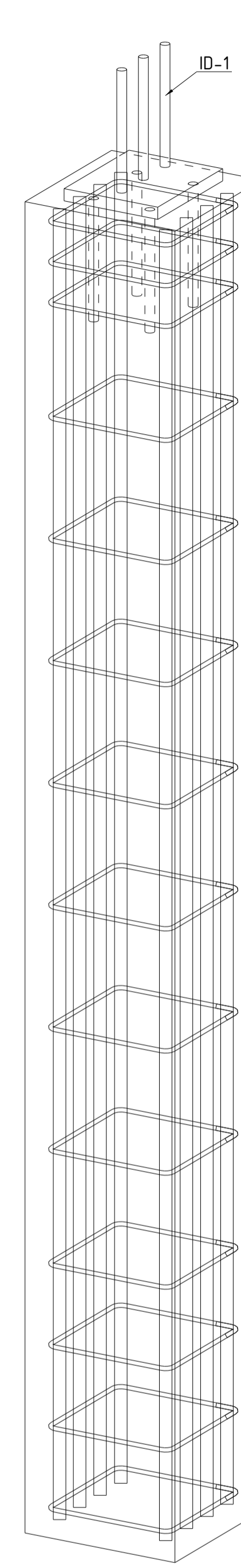
Kolonos K-1 armavimas M 1:10



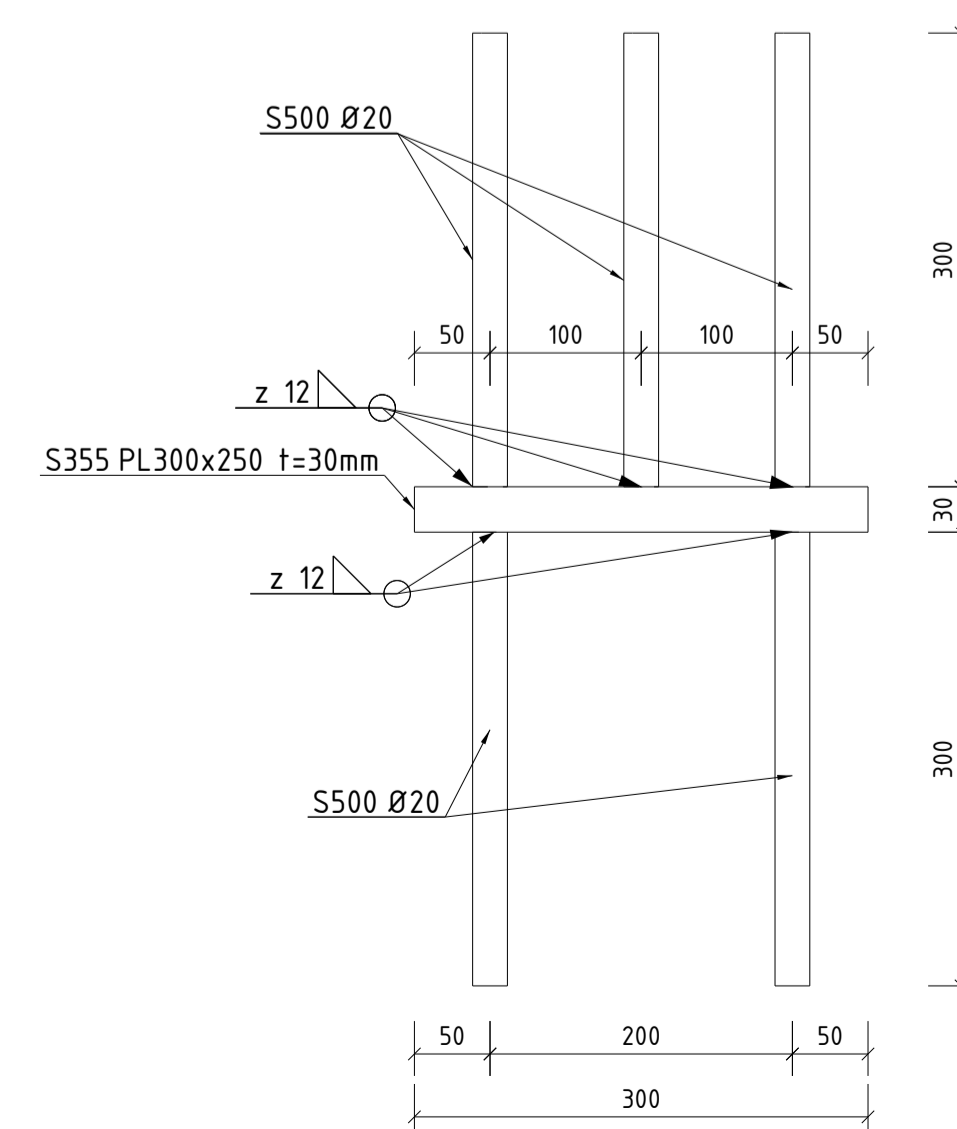
Įdėtinė detalė ID-1 M 1:5



Kolonos K-1 aksonometrinis vaizdas M 1:10



C - C M 1:5



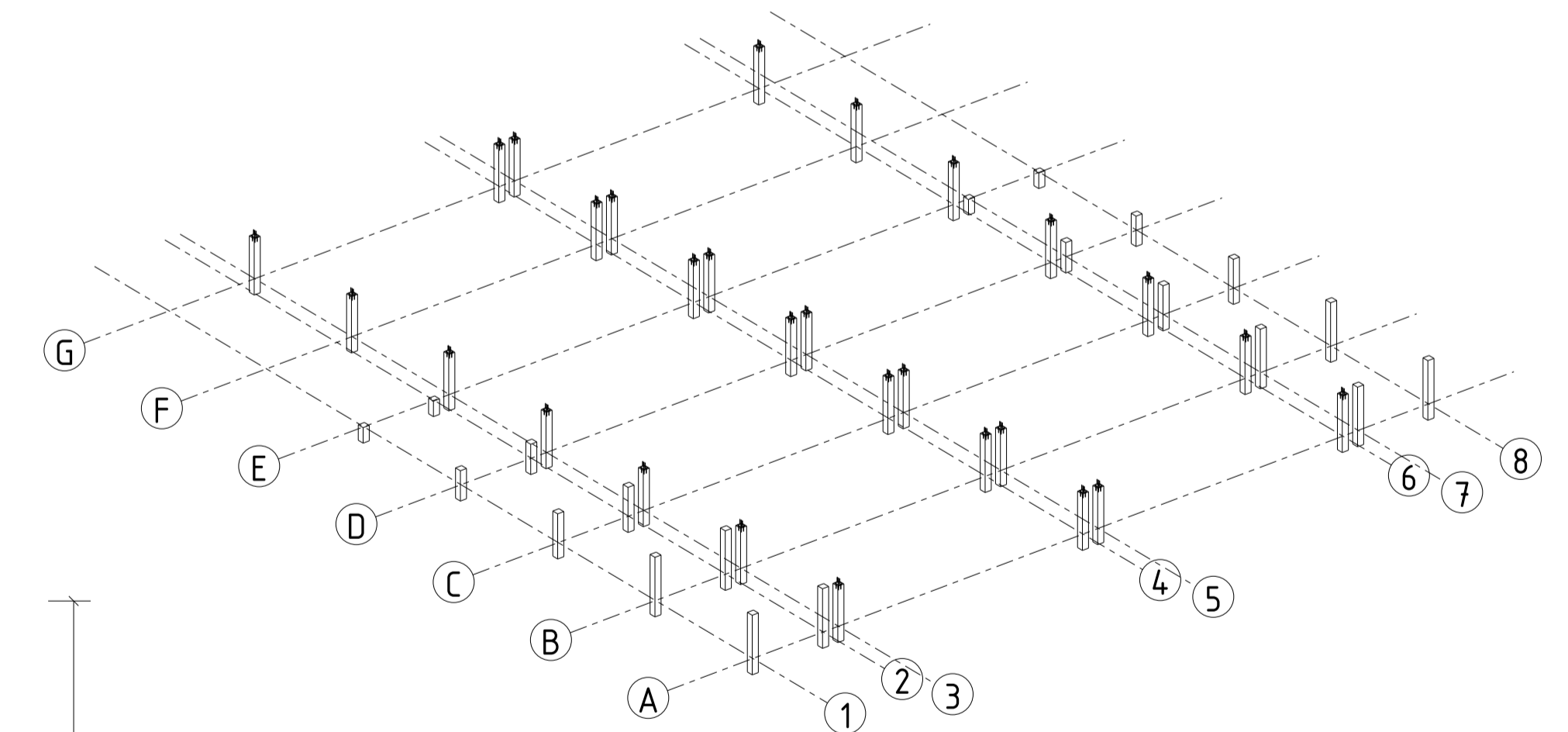
Medžiagu Žiniaraštis Monolitui																					
Pozicija	Standartas (Medžiagal)	Profilis	Ilgis, mm	Kiekis, vnt.	Masė, kg		Vidutinis														
					Vieneto	Viso	Mon. Kolona K	28	24.20	677.68											
ID-1																					
Idėtinė detalė					28	24.20	677.68														
Armatūrų Žiniaraštis					Viso Detalėms, kg:		677.68														
Armatūrų Lankstinių Parametrai (mm)																					
Pozicija	Ø Klasiė	Ilgis	Forma	Vnt.	Masė, kg	Sum. M., kg	a	b	c	d	e	f	g	u°	v°	s°	t°	x	y	R	
Forma A	Ø25	S500	A	Lsum	25760	99.25															
8.5.1373.N32	Ø8	S500	1373	N	16	0.54	7.59	334	334	334	334	66	66	1	90	90	90				16
Betonas					EN 206-1	C30/37		Viso:			106.85	Kiekis, m ³ :		22.458							
(Sutariniai žymėjimai: PL - Plokštė; RHS - Vamzdis; Lc - Ovalios Skylos Ilgis)																					

PASTABOS
 Medž. kiekį žiniaraštyje pateiktas vienos kolonos K-1 armatūros kiekis.
 Pateikiamas bendras fiesių (A formos) armatūros strypų ilgis.
 Idėtinė detalė ID-1 gaminama kaip atskiras gaminy, todėl detalus medž. kiekis nepateikiamas.

Projekte naudojamų lankstinių formų schemas

Forma	Lankstinio Formos Schema	Pastabos
A		-
C E		C - u=90° v=90° E - u, v - 0°±180°
N		u, v, s, t - 0°±180° g - Apsisukimų Kiekis
W		u, v, s, t - 0°±180°

Kolonų išdėstymo aksonometrinis vaizdas



PASTABOS
 Kolonų betonas -C30/37, armatūra- S500.
 Kolonų K-1 altitudės:
 -Viršutinė +2.500;
 -Apatinė -0.800.
 Armatūros suvirinimas atliekamas pagal standartą ISO 17660-1.

Grupė				Magistro baigiamasis projektas			
KTU Statybos ir Architektūros fakultetas				Geležbetonio konstrukcijų taikymas šiuolaikiniuose pastatuose			
SSM-6	Studentas.	Pavardė	Parašas	Data			
sk.	Vadovas.	M. Kasilevičius		2018-01			
Etapas				Laida			
MBP				0			
KTU Statybinių konstrukcijų katedra LT-3031 Studentų 48 Kaunas				2016-MBP-SKK-SK-02			
				Lapas Lapų			
				1 1			

