



**KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS  
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS**

**Augustinas Ivoška**

**KOMPOZITINĖS ARMATŪROS NAUDOJIMAS  
GELŽBETONIO KONSTRUKCIJOSE**

Baigiamasis magistro projektas

**Vadovas**

Lekt. Mindaugas Kasiulevičius

**KAUNAS, 2018**

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

TVIRTINU

Katedros vedėjas  
Doc. Mindaugas Augonis

**KOMPOZITINĖS ARMATŪROS NAUDOJIMAS  
GELŽBETONIO KONSTRUKCIJOSE**

Baigiamasis magistro projektas  
Statyba (kodas M6046O21)

**Vadovas**  
Lekt. Mindaugas Kasiulevičius

**Recenzentas ir konsultantas**  
Doc. Mindaugas Augonis

---

(data ir parašas)

**Projektą atliko**  
Augustinas Ivoška

**KAUNAS, 2018**

**PARENGTO BAIGIAMOJO DARBO SAVARANKIŠKUMO  
PATVIRTINIMAS**

**Patvirtinu**, kad parengtas (magistro) baigiamasis darbas

**KOMPOZITINĖS ARMATŪROS NAUDOJIMAS GELŽBETONIO  
KONSTRUKCIJOSE**

- atliktas savarankiškai ir nebuvo kaip visuma pateiktas jokiame dėstomajame dalyke 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

**KOMPOZITINĖS ARMATŪROS NAUDOJIMAS GELŽBETONIO KONSTRUKCIJOSE**

Augustinas Ivoška

Magistro baigiamajame projekte suprojektuotos gamybinio pastato Kaune laikančiosios konstrukcijos. Sklypo reljefas yra lygus, skypas yra Vejos ir Drobės gatvių sankirtoje. Pasirinktame sklype numatyti transporto priemonių išdėstymo būdai bei judėjimo kryptys. Pavaizduoti statinio architektūriniai sprendimai.

Projektuojamas pastatas turi atitikti savo paskirtį, tenkinti estetinius, architektūrinius, saugos reikalavimus, todėl svarbu tinkamai parinkti ir suprojektuoti laikančiąsias konstrukcijas.

Magistro baigiamajame projekte suprojektuota kiaurymėta perdangos plokštė, dvišlaitė sija, kolona (be gembų), taip pat suprojektuota stačiakampio skerspjuvio sija. Sijos tempiamoji armatūra yra iš stiklo pluošto. Sija laiko tapraukštines kiaurymėtas perdangos plokštes.

Atliktas laboratorinis bandymas, kuriame buvo laužomos trys sijelės ( dvi su stiklo pluošto armatūra ir viena su plienine armatūra). Gauti rezultatai palyginti su teoriniais skaičiavimais, padarytos išvados.

Sijų ir kolonos įrašų skaičiavimai atlikti naudojant kompiuterinę skaičiavimo programą „Scia Engineer“.

Reikšminiai žodžiai: konstrukcijos, sija, kolona, kiaurymėta perdangos plokštė, armatūra, stiklo pluoštas.

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

Master final project

**APPLICATION OF FRP REINFORCEMENT IN CONCRETE STRUCTURES**

Augustinas Ivoška

In the final master project is designed low-bearing structure of factory with administrative office. The plot of the projected building is located in Kaunas city, intersection of Vejos and Drobės streets. The layout and movement directions of vehicle are provided for a selected plot. Architectural solutions are defined.

The building, which is designed, must to meet it's purpose. It must meet the aesthetic, architectural as well as economic requirements. Therefore, it is important to properly select and design the low-bearing structures and it's elements.

In the final master project is designed hollow core slab, double-sided beam, column without concols and rectangular cross section beam. Reinforcement of rectangular cross section beam is glass fibre.

Also there was a laboratory experiment performed. Three beams was broken (two of them was with glass fibre and one with steel reinforcement). Theoretical results was compared with laboratory results.

With the help of computer calculation program „Scia Engineer“, the calculations of efforts of beam and column was done.

Keywords : construction, beam, hollow core slab, reinforcement, glass fiber.

# Turinys

Įvadas .....	2
1. Statybos reglamentavimo ir teisės sąlygos .....	3
1.1. Bendrieji duomenys .....	3
1.2.1 Privalomų techninio projekto rengimui dokumentų bei pagrindinių normatyvinių statybos dokumentų sąrašas .....	3
2. Architektūrinė dalis .....	4
2.1. Bendri duomenys .....	4
2.2. Pagrindinės pastato konstrukcijos .....	5
2.3. Išorinių sienų šilumos perdavimo koeficiento skaičiavimas .....	6
3. Konstrukcinė dalis .....	9
3.1. Apkrovos .....	9
Sniego apkrova .....	9
Vėjo apkrova .....	9
Nuolatinės apkrovos skaičiavimas .....	10
3.2. Įtemptojo gelžbetonio kiaurymėtos denginio plokštės skaičiavimas .....	12
3.3. Įtemptojo gelžbetonio dvišlaitės sijos skaičiavimas .....	23
3.4. Gelžbetoninės kolonos skaičiavimas .....	35
3.5. Sijos S-1 su kompozitine armatūra skaičiavimas .....	41
4. Tiriamoji dalis .....	43
4.1. Įvadas .....	43
4.2. Tyrimo objektas, tikslas, uždaviniai .....	49
4.3. Bandinių stiprumo, pleišėjimo momento ir įlinkio skaičiavimai .....	49
4.3.1. Teoriniai skaičiavimai, kai tempiama armatūra yra plieninė. ....	50
4.3.2. Praktinis bandymas, kai tempiama armatūra yra plieninė .....	55
4.3.3. Teoriniai skaičiavimai, kai tempiama armatūra yra kompozitinė (stiklo pluošto) .....	57
4.3.4. Praktinis bandymas, kai tempiama armatūra yra kompozitinė. ....	62
4.3.5. Tyrimo rezultatai .....	67
5. Išvados / Rezultatų aptarimas .....	70
6. Literatūros sąrašas .....	73
7. Priedai .....	76

## Ivadas

Magistro baigiamojo darbo tikslas yra parengti statinio konstrukcinės dalies projektą atitinkantį galiojančias projektavimo normas. Taip pat reikia atlikti projekto tiriamąją dalį, kurioje bus analizuojamos sijos, armuotos kompozitine (stiklo pluošto) bei tradicine – plienine armatūromis. Bus išanalizuoti kiekvienos armatūros teigiami ir neigiami aspektai. Bus suprojektuotos dvi sijos ir panaudotos baigiamojo darbo projekte, taip pat bus palygintos. Galiausiai tiriamojoje dalyje bus atlikti laboratoriniai bandymai, laužant tris bandinius (1 armuotas plienine, kiti du – kompozitine armatūromis), armuotus vienodo skerspjūvio pagrindinėmis armatūromis. Pastatas projektuojamas Kaune. Pastato ilgis – 47,9m, plotis 28,00m. Gamybinės patalpos išdėstytos viename aukšte ir per septynis tarpatramius. Administracinės patalpos išskirstytos per du aukštus dviejuose tarpatramyje. Pastato aukščiausia vieta ties kraigu – 11,18m.

Projektuojamame pastate dominuoja gelžbetoninės konstrukcijos. Pastato pamatai – seklieji, į kuriuos montuojamos kolonos. Kolonos į pamatus montuojamos standžiai. Kolonos yra 9,9m ilgio ir 0,4x0,4m skerspjūvio. Ant kolonų šarnyriškai yra montuojamos dvišlaitės sijos, ant kurių galiausiai montuojamos kiaurymėtos 250mm aukščios perdango plokštės. Administracinėje pastato dalyje kolonos yra su gembėmis. Sandėlio patalpose kolonos gembių neturi. Pastato stogas yra apšiltintas, jį sudaro: hidroizoliacija, 2 sluoksniai apšilimo izoliacijos, orą ir garus izoliuojantis sluoksnis, išlyginamasis sluoksnis. Visa ši stogo konstrukcija įrengiama ant kiaurymėtų perdangos plokščių.

Visą bakalauro baigiamąjį darbą sudaro 5 dalys: statybos reglamentavimo ir teisės, architektūrinė, konstrukcinė, tiriamoji dalis, darbų saugos ir aplinkosaugos.

Pirmojoje darbo dalyje yra pateikiami teisiniai dokumentai, kuriais buvo remiamasi, įvardijamas pastato tipas. Architektūrinėje dalyje pateikiami architektūriniai sprendimai situacijos bei sklypo planai, taip pat fasadai, pjūviai, aukštų planai, taip pat apskaičiuojama pasirinktos konstrukcijos šiluminė varža. Konstrukcinėje dalyje projektuojama kiaurymėta perdangos plokštė, dvišlaitė sija, kolona, kvadratinio skerspjūvio tarpaukštinė sija. Tiriamojoje dalyje pagal gautus rezultatus yra palyginamos dvi vienodai armuotos sijos – viena su stiklo pluošto, kita su plienine armatūromis. Gale pateikiami priedai.

# 1. Statybos reglamentavimo ir teisės sąlygos

## 1.1. Bendrieji duomenys

Statinio konstrukcinės dalies projektas yra atliktas remiantis statybos techniniais reglamentais bei kitais šiuo metu galiojančiais normatyviniais dokumentais.

Dėl sudėtingų konstrukcijų, pastatas yra priskiriamas sudėtingų statinių grupei.

Statybos rūšis – naujo statinio statyba.

Statinio paskirtis – gamybinės paskirties pastatas.

### 1.2.1 Privalomų techninio projekto rengimui dokumentų bei pagrindinių normatyvinių statybos dokumentų sąrašas

1.2.1. lentelė. Dokumentų ir pagrindinių normatyvinių statybos dokumentų sąrašas

1. STR 1.01.09:2003. Statinių klasifikavimas pagal jų naudojimo paskirtį
2. STR 2.01.01(1):2005. Esminis statinio reikalavimas. „Mechaninis atsparumas ir pastovumas“
3. STR 2.01.01(2):1999. Esminiai statinio reikalavimai. Gaisrinė sauga
4. STR 2.01.01(3):1999. Esminiai statinio reikalavimai. Higiena, sveikata, aplinkos apsauga.
5. STR 2.01.01(4):1999. Esminiai statinio reikalavimai. Naudojimo sauga
6. STR 2.01.01(5):1999. Esminiai statinio reikalavimai. Apsauga nuo triukšmo.
7. STR 2.01.01(6):1999. Esminiai statinio reikalavimai. Energijos taupymas ir šilumos išsaugojimas.
8. (ES) Nr. 305/2011. Esminiai statinio reikalavimai. Tvarus gamtos išteklių naudojimas
9. STR 01.01.08:2002. Statinio statybos rūšys
10. STR 1.01.06:2013. Ypatingi statiniai
11. STR 1.01.09:2003. Statinių klasifikavimas pagal jų naudojimo paskirtį
12. STR 2.02.07:2004. Gamybos įmonių ir sandėlių statiniai. Pagrindiniai reikalavimai
13. STR 2.02.02:2004. Visuomeninės paskirties statiniai
14. STR 2.01.07:2003. Pastatų vidaus ir išorės aplinkos apsauga nuo triukšmo
15. STR 2.05.01:2013. Pastatų energinio naudingumo projektavimas
16. STR 2.05.13:2004. Statinių konstrukcijos grindys.
17. STR 2.05.20:2006. Langai ir išorinės įėjimo durys
18. STR 2.09.02:2005. Šildymas, vėdinimas ir oro kondicionavimas
19. STR 2.01.06:2009. Statinių apsauga nuo žaibo. Išorinė statinių apsauga nuo žaibo
20. STR 2.03.01:2001. Statiniai ir teritorijos. Reikalavimai žmonių su negalia reikmėms



21. STR 2.05.02:2005. Pastatų šiluminė atitvarinė technika
22. STR 2.05.08:2005. Plieninių konstrukcijų projektavimas. Pagrindinės nuostatos
23. STR 2.05.07:2005. Medinių konstrukcijų projektavimas
24. STR 2.05.05:2005. Betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas
25. HN 32:2004. Darbas su videoterminalais. Saugos ir sveikatos reikalavimai.
26. HN 98:2000. Natūralus ir dirbtinis darbo vietų apšvietimas. Apšvietos ribinės vertės ir bendrieji matavimo reikalavimai.
27. HN 69:2003. Šiluminis komfortas ir pakankama šiluminė aplinka darbo patalpose. Parametrų norminės vertės ir matavimų reikalavimai
28. 2003 m. balandžio 24 d. LR vyriausybės nutarimas „Buities, sanitarinių ir higienos patalpų rengimo reikalavimai”.
29. 1998 m. gruodžio 22 d. Nr. 272 LR aplinkos ministro įsakymas Nr. 272 Dėl bendrųjų pavojingų cheminių medžiagų ir preparatų sandėliavimo taisyklių.

## **2. Architektūrinė dalis**

### **2.1. Bendri duomenys.**

Projektuojamas pastatas yra gamybinės paskirties ir statomas Kauno mieste. Pastato sklypas yra Vejos ir Drobės gatvių sankirtoje. Pastato matmenys: 47,90 x 28,00m – aukštis 11,18m. Gamybinės patalpos orientuotos į vakarus. Administracinė pastato dalis yra orientuota į rytinę pusę. Administracinė pastato dalis yra išdėstyta per du aukštus. Pirmame aukšte yra valgomasis ir rūbinė, tap pat prausykla bei tualetai. Antrame aukšte įkurtas administracijos kabinetas ir buhalterės darbo patalpos. Sklypo paviršiaus reljefas lygus.

Statomas pastatas ir jo statybos sprendimai neigiamos įtakos gamtinei aplinkai, ekologiškai pusiausvyrai ir kraštovaizdžiui neturės.

Pagrindinės statomo pastato charakteristikos detaliau parodytos 2.1.1. lentelėje.

2.1.1. lentelė. Bendrieji statinio rodikliai

Pavadinimas	Mato vienetas	Kiekis
<b>I. SKLYPAS</b>		
1.1. sklypo plotas	m <sup>2</sup>	11153,1
1.2. sklypo užstatymo plotas	m <sup>2</sup>	1155,9
1.3. sklypo užstatymo intensyvumas	%	11,7
1.4. apželdintas žemės plotas (žalasis plotas)	m <sup>2</sup>	3455,2
1.5. automobilių stovėjimo vietų skaičius	vnt.	33
1.7. sklypo užstatymo tankumas	%	10,6
<b>II. PASTATAI</b>		
2.1. paskirties rodikliai		Gamybinės patalpos
2.2. bendrasis plotas	m <sup>2</sup>	1155,9
2.3. pastato tūris	m <sup>3</sup>	9556,6
2.4. aukštų skaičius	vnt.	2
2.5. pastato aukštis	m	11,18

## 2.2. Pagrindinės pastato konstrukcijos

Pastato karkasą sudaro seklieji pamatai, gelžbetoninės kolonos, surenkamos kiaurymėtos perdangos plokštės, kurios yra sumontuotos ant dvišlaičių gelžbetoninių sijų gamybinėse patalpose ir ant stačiakampio skerspjuvio sijų administracinėse patalpose.

Pamatai yra įrengti ant sutankinto grunto. Suprojektuotos kelių tipų kolonos – vienos kolonos yra 400 x 400mm skerspjuvio, kitos, fachverkinės kolonos 300 x 300mm. Kolonos, kurios laiko administracinės dalies perdangą yra suprojektuotos su gembėmis. Pagrindinių kolonų, ant kurių yra montuojamos dvišlaitės sijos ilgis 9,9m. Tarp pastato ašių 5-5 ir 6-6 yra sumontuoti kryžminiai kolonų ryšiai.

Pastato grindis sudaro sutankintas gruntas, virš jo drenuojamas 80mm storio grunto sluoksnis, 100mm storio akmens vatos plokštė PAROC GRS 20, skiriamasis sluoksnis, 50mm armuotas išlyginamasis sluoksnis, klijų sluoksnis ir grindų danga. Sandėlio patalpose viršutinį grindų sluoksnį sudaro šlifluotas betonas.

Statinio tarpaukštinė perdanga sudaryta iš PK 220 gelžbetoninių plokščių. Plokštės yra 5,9m ilgio ir 220mm aukščio. Kiaurymėtos tarpaukštinės perdangos plokštės yra atremtos ant stačiakampio skerspjuvio sijų. Antro aukšto grindys įrengiamos sumontavus akmens vatos sluoksnį ir ant jo įrengiant išlyginamąjį sluoksnį, tada dedamos plytelės.

Ant kolonų montuojamos gamybinėse bei administracinėse patalpose yra montuojamos dvišlaitės sijos. Sijos projektuojamos iš C40/50 klasės betono. Ant dvišlaičių stoginių sijų montuojamos kiaurymėtos perdangos plokštės. Plokščių aukštis 250mm. Kiaurymėtos perdangos plokštės gali būti įvairių pločių – nuo 300mm iki 1200mm (plotis kinta kas 100mm).

Projektuojamo pastato stogas įrengiamas su 5 laipsnių nuolydžiu. Stogo konstrukciją sudaro: hidroizoliacija, 2 sluoksniai apšilimo izoliacijos, orą ir garus izoliuojantis sluoksnis, išlyginamasis sluoksnis. Vanduo nutekinamas į vietinę surinkimo sistemą. Lietaus surinkimo sistema suprojektuota pastato išorėje. Visi stogo kraštai ir plokščių sandūros ties išoriniais pastato kraštais yra apskardinami.

### 2.3. Išorinių sienų šilumos perdavimo koeficiento skaičiavimas

Pagal STR 2.05.01:2005 „Pastatų atitvarų šiluminė technika“, pastato atitvaros šilumos perdavimo koeficientas yra nustatomas taip:

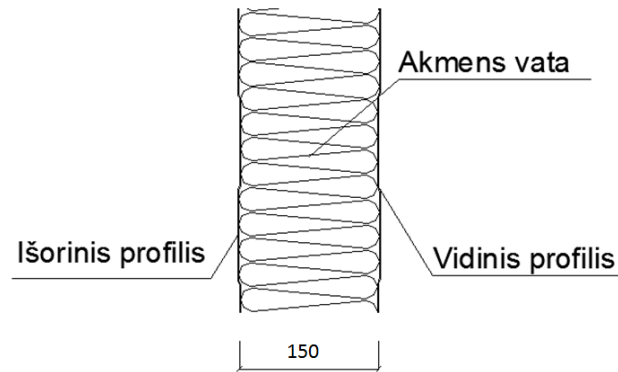
$$U = \frac{1}{R_t}, W / (m^2 \cdot K); \quad (2.3.1)$$

čia,  $U$  – pastato atitvaros šilumos perdavimo koeficientas;

$R_t$  – pastato atitvaros visuminė šiluminė varža.

2.3.1.lentelė. „Ruukki SP2B X-PIR“ plokštės techninė specifikacija

Termoizoliacijos tipas	Akmens vata
Plokštės storis (mm):	150
Ilgis max. (m):	12
Masė (kg/m <sup>2</sup> ):	12,1
Išorinės dangos storis (mm):	0,55
Vidinės dangos storis (mm):	0,55
Išorinis profiliavimas:	Linijinis L
Vidinis profiliavimas:	Linijinis L
Liepsnos plitimo indeksas:	Liepsna paviršiumi neplinta NRO
Atsparumas ugniai (val.)	2



2.3.1. pav. „Ruukki SP2B X-PIR“ plokštės schematinis pjūvis.

Pastato atitvaros visuminė šiluminė varža  $R_t$ ,  $m^2 \cdot K / W$  skaičiuojama pagal šią formulę:

$$R_t = R_{si} + R_{se} + R_s, \quad m^2 \cdot K / W \quad (2.3.2)$$

čia:  $R_t$  - atitvaros suminė šiluminė varža,  $m^2 \cdot K / W$

$R_{si}$  - atitvaros vidinio paviršiaus šiluminė varža,  $R_{si} = 0,13 \quad m^2 \cdot K / W$ ;

$R_{se}$  - atitvaros išorinio paviršiaus šiluminė varža,  $R_{se} = 0,04 \quad m^2 \cdot K / W$ .

„Ruukki SP2B X-PIR“ plokštę sudaro šie sluoksniai:

2 (vidinis ir išorinis) sluoksniai, pagaminti iš plieninės cinkuotos ir padengtos plastizolu skardos, kurios storis  $d_{1,3} = 0,00055 \text{ m}$ . Plieno projektinis šilumos laidumo koeficientas  $\lambda_{ds} = 50 \text{ W} / (m \cdot K)$ .

2 sluoksnis – termoizoliacinis akmens vatos sluoksnis, kurio storis  $d_2 = 0,15 \text{ m}$ , o deklaruojamasis šilumos laidumo koeficientas  $\lambda_{dec} = 0,037 \text{ W} / (m \cdot K)$ .

Projektinius šilumos laidumo koeficientus parenku pagal STR 2.01.03:2003 3 priedą „STATYBINIŲ MEDŽIAGŲ IR GAMINIŲ ŠILUMINIŲ TECHNINIŲ DYDŽIŲ PROJEKTINĖS VERTĖS“. [17]

Šilumos laidumo koeficiento projektinė vertė gaunama įvertinus galimą medžiagos įdrėkimą atitvaroje ir konvekcijos įtaką:

$$\lambda_{ds} = \lambda_{dec} + \lambda_w + \Delta\lambda_{cv}, \quad W / (m \cdot K); \quad (2.3.3)$$

$$\lambda_{ds} = 0,037 + 0,001 + 0,00185 = 0,4 \text{ W} / (m \cdot K);$$

Šilumos laidumo koeficiento pataisa dėl vidinės šilumos konvekcijos medžiagoje ir/arba termoizoliacinio sluoksnio plyšiuose tarp termoizoliacinių gaminių ir juos ribojančių paviršių apskaičiuojama pagal formulę:

$$\Delta\lambda_{cv} = \lambda_{dec} \cdot K_{cv}, \quad W / (m \cdot K); \quad (2.3.4)$$

$$\Delta\lambda_{cv} = 0,037 \cdot 0,05 = 0,00185 \text{ W} / (m \cdot K);$$

Apskaičiuoju atskirų sluoksnių šilumines varžas:

$$R = \frac{d}{\lambda_{ds}}, m^2 \cdot K/W; \quad (2.3.5)$$

$$R_1 = R_3 = \frac{d_{1,3}}{\lambda_{ds}} = \frac{0,00055}{50} = 0,00011 m^2 \cdot K/W; \quad (2.3.6)$$

$$R_2 = \frac{d_2}{\lambda_{ds,ins}} = \frac{0,15}{0,04} = 3,75 m^2 \cdot K/W; \quad (2.3.7)$$

Sienos suminė šiluminė varža:

$$R_s = R_1 + R_2 + R_3 = 0,00011 + 3,75 + 0,00011 = 3,75 m^2 \cdot K/W; \quad (2.3.8)$$

Sienos visuminė šiluminė varža:

$$R_t = R_{si} + R_s + R_{se} = 0,13 + 3,75 + 0,04 = 3,92 m^2 \cdot K/W; \quad (2.3.9)$$

Apskaičiuojamas sienos šilumos perdavimo koeficientas:

$$U = \frac{1}{R_t} = \frac{1}{3,92} = 0,26 W/(m^2 \cdot K) < U_N = 0,272 W/(m^2 \cdot K) \quad (2.3.10)$$

Nominis šilumos perdavimo koeficientas  $U_N$  pramonės pastatams:

$$U_N = 0,30 \cdot \kappa = 0,3 \cdot 0,906 = 0,272 \quad (2.3.11)$$

Čia:  $\kappa = 20/(\theta_i - \theta_e)$  - temperatūros pataisa,  $\theta_i$  - patalpų vidaus oro temperatūra, °C;  $\theta_e$  - šildymo sezono vidutinė išorės oro temperatūra, °C.

### 3. Konstrukcinė dalis

#### 3.1. Apkrovos

##### Sniego apkrova

Pastatas projektuojamas ir statomas Kaune, kur vyrauja I sniego apkrovos rajonas ir sniego antžeminė apkrova  $S_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$ . Sijos nuolydis  $\alpha = 5^\circ$  t.y.  $5^\circ < 25^\circ$ , sniegas ant stogo pasiskirsto pagal vieną apkrovų variantą (tolygiai).

Sniego apkrova į horizontaliosios projekcijos  $1 \text{ m}^2$ :

$$S^k = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ kN/m}^2, \quad (3.1.1)$$

čia:

$\mu$  – stogo sniego apkrovos formos koeficientas (kai  $\alpha < 25^\circ$ ,  $\mu = 1,0$ ),

$C_e$  – atodangos koeficientas ( $C_e = 1,0$ ),

$C_t$  – terminis koeficientas, priklausantis nuo energijos nuostolių per stogą ar kitos terminės įtakos. ( $C_t = 1,0$ ),

$s_k$  = sniego dangos ant  $1 \text{ m}^2$  horizontaliojo žemės paviršiaus svorio charakteristinė reikšmė.

Skaičiuojama charakteristinė sniego apkrova į tiesinį metrą:

$$S = S^k \cdot B = 1,2 \cdot 8,5 = 10,2 \text{ kN/m}. \quad (3.1.2)$$

##### Vėjo apkrova

Projektuojams statinys yra Kaune, ten vyrauja I vėjo greičio rajonas. Vėjo greičio pagrindinė atskaitinė reikšmė  $v_{ref,0} = 24 \text{ m/s}$ , vėjo kryptis  $180^\circ$ . Atskaitinis vėjo slėgis nustatomas pagal formulę:

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2, \quad (3.1.3)$$

čia:

$\rho$  – oro tankis ( $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ ),

$v_{ref}$  = vėjo greičio atskaitinė reikšmė;

$$v_{ref} = c_{DIR} \cdot c_{TEM} \cdot c_{ALT} \cdot v_{ref,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24,0 = 24 \text{ m/s}; \quad (3.1.4)$$

$c_{DIR}$  – krypties koeficientas;

$c_{TEM}$  – laikotarpio (sezono) koeficientas;

$c_{ALT}$  – aukščio virš jūros lygio koeficientas.

Tuomet:

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 = \frac{1,25}{2} \cdot 24^2 = 360 \text{ Pa}.$$

Vidutinė slėgio į išorinius konstrukcijos paviršius dedamoji  $w_{me}$  apskaičiuojama, pagal šią išraišką:

$$w_{me} = q_{ref} \cdot c(z) \cdot c_e \quad (3.1.5)$$

Skaičiuotinis vėjo slėgis į tiesinį metrą:

$$w_{me}^d = q_{ref} \cdot c(z) \cdot c_e \cdot B \quad (3.1.6)$$

čia:

$c_e$  – išorinio slėgio aerodinaminis koeficientas;

$B$  – tarpatramis.

Vėjo spaudimo poveikis:

- 1) Slėgio į išorinius konstrukcijos paviršius dedamoji iki 5m.:

$$w_{me}^d = q_{ref} \cdot c(z) \cdot c_e \cdot B = 360 \cdot 0,75 \cdot 0,8 \cdot 8,6 = 1,86 kN/m;$$

- 2) Slėgio į išorinius konstrukcijos paviršius dedamoji nuo 5 iki 10,5m.:

$$w_{me}^d = q_{ref} \cdot c(z) \cdot c_e \cdot B = 360 \cdot 1,01 \cdot 0,8 \cdot 8,6 = 2,5 kN/m;$$

Vėjo traukimo poveikis:

- 1) Slėgio į išorinius konstrukcijos paviršius dedamoji iki 5m.:

$$w_{me}^d = q_{ref} \cdot c(z) \cdot c_e \cdot B = 360 \cdot 0,75 \cdot (-0,5) \cdot 8,6 = -1,16 kN/m;$$

- 2) Slėgio į išorinius konstrukcijos paviršius dedamoji nuo 5 iki 10,5m.:

$$w_{me}^d = q_{ref} \cdot c(z) \cdot c_e \cdot B = 360 \cdot 1,01 \cdot (-0,5) \cdot 8,6 = -1,56 kN/m;$$

Vėjo poveikis stogui:

- 1) Kairioji rėmo pusė:

$$w_{me}^d = q_{ref} \cdot c(z) \cdot c_e \cdot B = 360 \cdot 1,03 \cdot (-0,63) \cdot 8,6 = -2,0 kN/m;$$

- 2) Dešinioji rėmo pusė:

$$w_{me}^d = q_{ref} \cdot c(z) \cdot c_e \cdot B = 360 \cdot 1,03 \cdot (-0,6) \cdot 8,6 = -1,91 kN/m;$$

$c(z)$  ir  $c_e$  reikšmės gautos interpoliuojant.

### Nuolatinės apkrovos skaičiavimas

Pastatui nuolatinę apkrovą sudaro išorinių atitvarų svoris bei esanti stogo danga. Skaičiuojama stogo dangos apkrova, kuri veikia kiaurymėtą perdangos plokštę:

3.1.1. lantelė. Stogo dangos apkrova, tenkanti plokštei.

Pavadinimas	Storis, m	Tankis, kg/m <sup>3</sup>	Ploto masė, kg/m <sup>2</sup>	Apkrova, kN/m <sup>2</sup>
Bituminė danga	0,006	-	8	$8 \times 10 / 1000 = 0,08$
Šilumos izoliacijos sluoksnis PAROC ROB 80	0,02	200	-	$0,02 \times 200 \times 10 / 1000 = 0,04$
Šilumos izoliacijos sluoksnis PAROC ROL 30	0,16	130	-	$0,16 \times 130 \times 10 / 1000 = 0,21$
Orą ir garus izoliuojantis sluoksnis PAROC XMV 020 BAS	0,0002	-	0,2	$0,2 \times 10 / 1000 = 0,002$
Išlyginamasis sluoksnis	0,05	1800	-	$0,05 \times 1800 \times 10 / 1000 = 0,9$
			Viso:	$G_k = 1,24$

Stogo denginio apkrova į tiesinį metrą, kuri tenka kiaurymėtai perdangos plokštei:

$$q = \frac{G_k \cdot B}{1000} = \frac{124 \cdot 8,6}{1000} = 10,7 \text{ kN/m}; \quad (3.1.7)$$

Ant dvišlaičių sijų yra montuojamos kiaurymėtos perdangos plokštės, kurių svoris  $P = 403 \text{ kg/m}^2$ .

Skaičiuojama kiaurymėtos perdangos plokštės apkrova, kuri tenka sijai:

$$q = \frac{G_{plok} \cdot B}{1000} = \frac{403 \cdot 8,6 \cdot 10}{1000} = 34,7 \text{ kN/m}; \quad (3.1.8)$$

Bendra stogo dangos ir kiaurymėtos perdangos plokštės apkrova, tenkanti dvišlaitei sijai:  
 $q = 10,7 + 34,7 = 45,4 \text{ kN/m}$ .

Sienų konstrukciją sudaro sieninės plokštės RUUKKI. Plokštės storis  $d = 150 \text{ mm}$ . Šilumos laidumo koeficientas  $U = 0,28 \text{ W/m}^2\text{K}$ . Sieninės plokštės svoris  $P = 15,2 \text{ kg/m}^2$

Sieninių plokščių apkrova į tiesinį metrą:

$$q = P \cdot g \cdot B = 15,2 \cdot 9,81 \cdot 8,6 = 1,282 \text{ kN/m}; \quad (3.1.9)$$

Kadangi sieninės plokštės tvirtinamos ant kolonų, tai kolonų kraštuose susidaro lenkimo momentai. Kolonų skerspjūvio matmenys  $400 \times 400$ , sieninių plokščių storis  $150 \text{ mm}$ , todėl gaunamas ekscentricitetas kolonos šone  $e = 0,26 \text{ m}$ .



Momento reikšmė veikianti kolonas:

$$M_{kol} = P \cdot g \cdot B \cdot H \cdot e = 15,2 \cdot 9,81 \cdot 8,6 \cdot 1,0 \cdot 0,26 = 0,333kNm; \quad (3.1.10)$$

Visos naudotos apkrovų schemos ir įrašų diagramos pateiktos prieduose.

Visi reikalingi koeficientai ir tikrinimos sąlygos skaičiuotos pagal STR 2.05.04:2003 „POVEIKIAI IR APKROVOS“. [18]

Konstrukcijos skaičiuojamas pagal gautas pavojingiausias įrašas, kurios gaunamos sudarant derinius.

Deriniai:

- 1) Nuolatinė apkrova;
- 2) Nuolatinė apkrova + sav. svoris;
- 3) Nuolatinė apkrova + sav. svoris + sniegas;
- 4) Nuolatinė apkrova + sav. svoris + vėjas;
- 5) Nuolatinė apkrova + sav. svoris + sniegas + vėjas.

### 3.2. Įtemptojo gelžbetonio kiaurymėtos denginio plokštės skaičiavimas

#### Bendrieji duomenys

Plokštė projektuojama iš C25/30 klasės betono, kietinamo šildant atmosferinio slėgio kameroje. Ji armuojama Y1860 klasės vieline armatūra, įtempiant ją į atsparas elektroterminiu būdu. Plokštės ilgis – 8,5m.

C25/30 betonui  $f_{ck} = 25$  MPa,  $f_{cm} = 33$  MPa,  $f_{ctm} = 2,6$  MPa,  $f_{ctk,0,05} = 1,8$  MPa,  $E_{cm} = 31$  GPa.  
Y1860C klasės vielinei armatūrai  $f_{pk} = 1860$  MPa,  $f_{p0,1k} = 1600$  MPa,  $f_{p0,1d} = 1390$  Mpa,  $E_s = 205$  GPa.

## Kiaurymėtos denginio apkrovų skaičiavimas

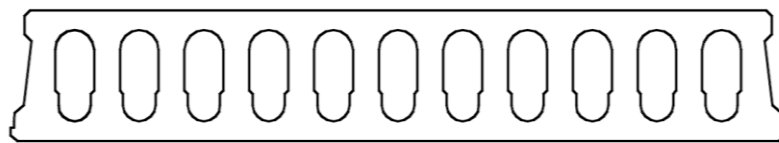
Plokštę veikiančios apkrovos pateiktos 3.1.1. lentelėje.

3.2.1. lentelė. Charakteristinių nuolatinių plokštės apkrovų skaičiavimas.

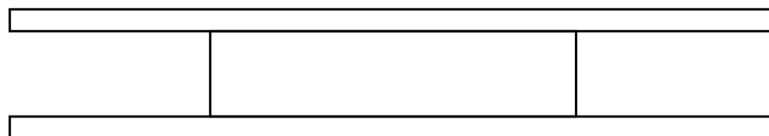
Pavadinimas	Storis, m	Tankis, kg/m <sup>3</sup>	Ploto masė, kg/m <sup>2</sup>	Apkrova, kN/m <sup>2</sup>
Stogo danga	-	-	-	1,24
G/b plokštė HCS250	-	-	-	4,03
			Viso:	$G_k = 5,27$

Skaičiuotinė stogo apkrova $g_d$	Skaičiuotinė stogo apkrova $q_d$	Bendra skaičiuotinė apkrova
$5,27 \times 1,35 = 7,12 \text{ kN/ m}^2$	$1,2 \times 1,3 = 1,56 \text{ kN/ m}^2$	$7,12 + 1,56 = 8,68 \text{ kN/ m}^2$

### Skerspjūvis. Redukuoto skerspjūvio parinkimas.



3.2.1 pav. Plokštės skerspjūvis



3.2.2 pav. Redukuotas plokštės skerspjūvis

Skaičiuojamos redukuotos plokštės skerspjūvio charakteristikos:

$$\begin{aligned}
 h_f &= h - a_1 - a_2 = 250 - 40 - 40 = 170 \text{ mm}; \\
 h_1 &= h_f \cdot 0,9 = 170 \cdot 0,9 = 153 \text{ mm}; \\
 b_1 &= b_k \cdot 0,9 = 60 \cdot 0,9 = 54 \text{ mm}; \\
 b_w &= b_{pl} - n \cdot b_1 = 1200 - 11 \cdot 54 = 606 \text{ mm}; \\
 h_{pl}^f &= (h_{pl} - h_1) / 2 = (250 - 153) / 2 = 48,3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

## Paruošiamieji duomenys išilginių briaunų skaičiavimui

Plokštės tarpatramio skaičiuojamasis ilgis:

$$l_{eff} = l - \frac{h_{pl} - 0,015}{2} = 8,5 - (0,25 - 0,015) / 2 = 8,39m \quad (3.2.1)$$

Saugos ribiniam būviui:

$$p = 8,68 \cdot 1,2 = 10,42kN / m^1 \quad (3.2.2)$$

$$M_{Ed} = \frac{pl_{eff}^2}{8} = \frac{10,42 \cdot 8,39^2}{8} = 91,69kNm \quad (3.2.3)$$

$$V_{Ed} = \frac{pl_{eff}}{2} = \frac{10,42 \cdot 8,39}{2} = 43,71kN \quad (3.2.4)$$

Tinkamumo ribiniam būviui:

$$p_1 = (G_k + \psi_2 V_k) b = (5,27 + 0,2 \cdot 1,2) \cdot 1,2 = 6,62kN / m^1 \quad (3.2.5)$$

$$M_{ser1} = \frac{p_1 l_{eff}^2}{8} = \frac{6,62 \cdot 8,39^2}{8} = 58,25kNm \quad (3.2.6)$$

$$Q_{ser1} = \frac{p_1 l_{eff}}{2} = \frac{6,62 \cdot 8,39}{2} = 27,77kN \quad (3.2.7)$$

$$p_2 = (G_k + V_k) b = (5,27 + 1,2) \cdot 1,2 = 5,4kN / m^2 \quad (3.2.8)$$

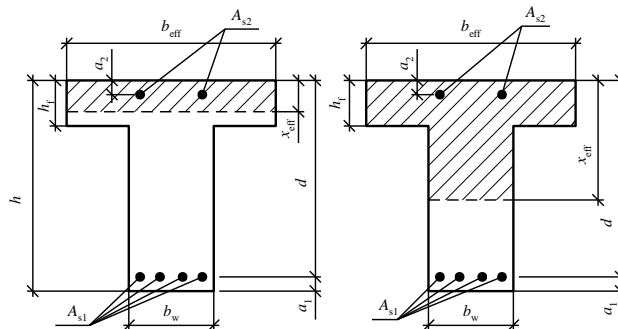
$$M_{ser2} = \frac{p_2 l_{eff}^2}{8} = \frac{5,4 \cdot 8,39^2}{8} = 47,51kNm \quad (3.2.9)$$

$$Q_{ser2} = \frac{p_2 l_{eff}}{2} = \frac{5,4 \cdot 8,39}{2} = 22,65kN \quad (3.2.10)$$

Reikalingo armatūros ploto apskaičiavimas. Esamas plokštės skerspjūvis redukuojamas į tėjinį,

kur:

$$d = 0,25 - 0,04 = 0,21m \quad (3.2.11)$$



3.2.3 pav. Normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema.

Imamas išankstinio armatūros įtempimo dydis 0,7. Vielinė armatūra Y1860C, jos

$$\sigma_{sp} = 0,7 f_{p0,1k} = 1600 \cdot 0,7 = 1120 \text{MPa} \quad (3.2.12)$$

Elektrotechninio įtempimo atveju tikrinama sąlyga:

$$p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{8,5} = 72,35 \text{MPa} \quad (3.2.13)$$

$$1120 + 72,35 = 1192,35 \text{MPa} < 1600 \text{MPa}$$

Išankstinio armatūros įtempimo nuokrypa:

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \frac{72,35}{1120} \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0,055 \quad (3.2.14)$$

Esant palankiai išankstinio įtempio įtakai:

$$\gamma_{sp1} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,055 = 0,945 \quad (3.2.15)$$

Esant nepalankiai išankstinio įtempio įtakai (transportuojant):

$$\gamma_{sp2} = 1 + \Delta \gamma_{sp} = 1 + 0,055 = 1,055 \quad (3.2.16)$$

Įvertinant išankstinio įtempimo tikslumą:

$$\sigma_{sp1} = \gamma_{sp1} \cdot \sigma_{sp} = 0,945 \cdot 1120 = 1158,4 \text{MPa} \quad (3.2.17)$$

Apytiksliai nusistovėję įtempiai:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp1} - 100 = 1158,4 - 100 = 1058,4 \text{MPa} \quad (3.2.18)$$

Santykinis gniuždomos zonos aukštis:

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \left( 1 - \frac{w}{1,1} \right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{731,6}{500} \left( 1 - \frac{0,73}{1,1} \right)} = 0,489 \quad (3.2.19)$$

$$w = 0,85 - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73 \quad (3.2.20)$$

Armatūros įtempiai, MPa, stropams skaičiuojama pagal formulę:

$$\sigma_{s,lim} = f_{p0,1d} + 400 - \sigma_{sp2} - \Delta \sigma_p = 1390 + 400 - 1058,4 - 0 = 731,6 \text{MPa} \quad (3.2.21)$$

$$\Delta \sigma_p = 1500 \frac{\sigma_{sp2}}{f_{p0,1d}} - 1200 = 1500 \frac{1058,4}{1390} - 1200 = -57,85 < 0 \text{MPa} \quad (3.2.22)$$

Laikant, kad  $x < h_f$  bus:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b_f d^2} = \frac{91,69 \cdot 10^{-3}}{15 \cdot 1,2 \cdot 0,21^2} = 0,1155 \quad (3.2.23)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1155} = 0,123 \quad (3.2.24)$$

$$x = \xi d = 0,123 \cdot 0,21 = 0,026 \text{m} < h_f = 0,0483 \text{m} \quad (3.2.25)$$

sąlygų koeficientas įvertinantis įtempimosios armatūros stiprumą aukščiau takumo ribos:

$$\gamma_{sy} = \eta - (\eta - 1)(2\xi / \xi_{lim} - 1) = 1,10 - (1,10 - 1)(2 \cdot 0,123 / 0,489 - 1) = 1,15 > 1,1 \quad (3.2.26)$$

imama  $\gamma_{sy} = 1,10$

čia, koeficientas  $\eta = 1,10$  - stipriajai vielai ir lynams;

Išilginės įtemptos armatūros reikiamas skerspjūvio plotas:

$$A_{sp, reik} = \frac{f_{cd} b_f x}{f_{p0,1d} \gamma_{sy}} = \frac{15 \cdot 1,2 \cdot 0,026}{1390 \cdot 1,10} = 0,000306 m^2 = 3,06 cm^2 \quad (3.2.27)$$

Parenku 8Ø8, vieno strypo skerspjūvio plotas 0,503 cm<sup>2</sup>. Bendras Y1860 stiprumo klasės strypų skerspjūvio plotas  $A_{sp} = 4,02 cm^2$ . Viršuje plokštė suarmuojama tinklais.

Redukuoto skerspjūvio geometriniai rodikliai. Skerspjūvio plotas:

$$A_{red} = b_w \times h + (b_{eff} - b_w) \times h_{eff} \times 2 + a_e A_{s1} = 0,606 \times 0,25 + (1,2 - 0,606) \times 0,0483 \times 2 + 6,6 \times 0,000402 = 0,1515 + 0,057 + 0,0026 = 0,211 m^2$$

$$\text{čia, } \alpha_e = \frac{E_{sp}}{E_c} = \frac{205000}{31000} = 6,6 \quad (3.2.29)$$

Skerspjūvio statinis momentas I-I krašto atžvilgiu:

$$\begin{aligned} S_{red}^{0-0} &= 0,5 \times b_w \times h^2 + (b_{eff} - b_w) \times h_{eff} \times (h - 0,5 \times h_{eff}) + 0,5(b_{eff} - b_w) \times h_{eff}^2 + a_e \times A_{p1} \times a_1 = \\ &= 0,5 \times 0,606 \times 0,25^2 + (1,2 - 0,606) \times 0,0483 \times (0,25 - 0,5 \times 0,0483) + 0,5(1,2 - 0,606) \times 0,0483^2 + \\ &\quad + 6,6 \times 0,000402 \times 0,04 = 0,01932 m^3 \end{aligned} \quad (3.2.30)$$

Redukuoto skerspjūvio svorio centro atstumas nuo 0-0 krašto:

$$y_{red} = S_{red} / A_{red} = 0,01932 / 0,211 = 0,092 m \quad (3.2.31)$$

Redukuoto skerspjūvio inercijos momentas:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{(b_f - b_w) h_f^3}{12} + (b_f - b_w) h_f \left( h - y_{red} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left( \frac{h}{2} - y_{red} \right)^2 + \alpha_e A_{sp} (y_{red} - a_{sp})^2 = \\ &= \frac{(1,2 - 0,606) \cdot 0,0483^3}{12} + (1,2 - 0,606) \cdot 0,0483 \cdot \left( 0,25 - 0,092 - \frac{0,0483}{2} \right)^2 + \frac{0,606 \cdot 0,25^3}{12} + 0,606 \cdot \\ &\quad \cdot 0,25 \cdot \left( \frac{0,25}{2} - 0,092 \right)^2 + 6,6 \cdot 0,000402 (0,092 - 0,04)^2 = 0,00148 m^2 \end{aligned}$$

Atsparumo momentai apatinio ir viršutinio krašto atžvilgiais:

$$W_{red,b} = \frac{I_{red}}{y_{red}} = \frac{0,00148}{0,092} = 0,0161 m^3 \quad (3.2.33)$$

$$W_{red,t} = \frac{I_{red}}{h - y_{red}} = \frac{0,00148}{0,25 - 0,092} = 0,0094 m^3 \quad (3.2.34)$$

Atstumai nuo redukuoto skerspjūvio svorio centro iki jo branduolio taškų:

$$\text{viršutinio } r = \frac{W_{red,b}}{A_{red}} = \frac{0,0161}{0,211} = 0,076 m \quad (3.2.35)$$

$$\text{apatinio } r' = \frac{W_{red,t}}{A_{red}} = \frac{0,0094}{0,211} = 0,0445m \quad (3.2.36)$$

Armatūros išankstinių įtempimų nuostoliai. Priimama, kad strypinė armatūra bus tempiama elektroterminiu būdu į atsparas. Išankstinių įtempimų dydis, numatytas anksčiau  $\sigma_{sp} = 1120MPa$

Išankstinio įtempimo nuostoliai dėl įtempimų relaksacijos armatūroje:

$$\sigma_{los,1} = 0,05\sigma_{sp} = 0,05 \cdot 1120 = 56MPa \quad (3.2.37)$$

Išankstinio įtempimo nuostoliai dėl temperatūrų skirtumų:

$$\sigma_{los,2} = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25MPa \quad (3.2.38)$$

Išankstinio įtempimo nuostoliai dėl įrenginių deformacijos:

$$\sigma_{los,3} = 0MPa \quad (3.2.39)$$

Išankstinio įtempimo nuostoliai dėl trinties į sienelės, kai įtempama į atsparas:

$$\sigma_{los,4} = 0MPa \quad (3.2.40)$$

Išankstinio įtempimo nuostoliai dėl plieninio klojinio deformacijos(įtempiant elektroterminiu būdu nuostoliai dėl klojinių deformacijos neįvertinami):

$$\sigma_{los,5} = 0MPa \quad (3.2.41)$$

Įtempiai armatūroje prieš apgniuždant betoną:

$$\sigma_{sp,1-5} = \sigma_{sp} - \sum_{i=1}^5 \sigma_{los,i} = 1120 - 56 - 81,25 = 982,75MPa \quad (3.2.42)$$

Šių įtempimų apgniuždymo jėga, įvertinus 1-5 nuostolius:

$$P_0 = \sigma_{sp,1-5} A_{sp} = 982,75 \cdot 0,000402 = 0,395MPa \quad (3.2.43)$$

Apgniuždymo jėgos ekscentricitetas redukuoto skerspjūvio svorio centro atžvilgiu:

$$e_{op} = y_{red} - a_{sp} = 0,092 - 0,04 = 0,052m \quad (3.2.44)$$

Lenkimo momentas nuo plokštės savojo svorio:

$$M_d = \frac{q \cdot b \cdot l^2}{8} = \frac{1,63 \cdot 1,2 \cdot 8,5^2}{8} = 17,67 \text{ kNm} \quad (3.2.45)$$

$$q = h_f \cdot \rho_{gb} \cdot \gamma_G = 0,0483 \cdot 25 \cdot 1,35 = 1,63 \text{ kN/m}^2 \quad (3.2.46)$$

$$f_{cp} = 0,7 \cdot f_{ck.cube} = 0,7 \cdot 30 = 21MPa \quad (3.2.47)$$

Įtempiai betone, įtemptosios armatūros svorio centro lygyje, nuo  $P_0$  ir lenkimo momento nuo plokštės svorio, įvertinant pirmuosius penkis nuostolius:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_0}{A_{red}} + \frac{P_0 e_{op}^2 - M_d e_{op}}{I_{red}} = \frac{0,395}{0,211} + \frac{0,395 \cdot 0,052^2 - 17,66 \cdot 10^{-3} \cdot 0,052}{0,00148} \approx 0,101MPa$$

$$\text{Esant } \frac{\sigma_{cp}}{f_{cp}} = \frac{0,101}{21} = 0,0048 < \alpha = 0,775 \quad (3.2.48)$$

Čia  $\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot f_{cp} = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775 < 0,8$  priimama  $\alpha = 0,775$ , įtempimų nuostoliai dėl betono valkšnumo apgniuždant:

$$\sigma_{los,6} = \chi \cdot 40 \frac{\sigma_{cp}}{f_{cp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,0048 = 0,16 MPa \quad (3.2.49)$$

Kai betonas kietinamas šildant koeficientas  $\chi = 0,85$ .

Pirminiai įtempimų nuostoliai:

$$\sigma_{los,1-6} = \sum_6^{i=1} \sigma_{los,i} = 56 + 81,25 + 0,16 = 137,41 MPa \quad (3.2.50)$$

Apskaičiuojami antriniai įtempimo nuostoliai.

Išankstinio įtempimo nuostoliai nuo armatūros įtempimų relaksacijos, kai armatūra įtempžiama į atsparas:

$$\sigma_{los,7} = 0 MPa \quad (3.2.51)$$

Išankstinio įtempimo nuostoliai, dėl sunkiojo 30/37 stiprumo klasės betono susitraukimo (kai betonas kietinamas šūtinant):

$$\sigma_{los,8} = 40 MPa \quad (3.2.52)$$

Nuostoliai dėl betono valkšnumo, nepriklausant nuo įtempimo būdo.

Apgniuždymo jėga, įvertinus pirminius nuostolius:

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_{los,1-6}) \cdot A_{sp} = (1120 - 137,41) \cdot 0,000402 = 0,395 MPa \quad (3.2.53)$$

Įtempiai betone nuo  $P_1$  ir lenkimo momento ties įtemptosios armatūros svorio centru:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}^2 - M_d e_{op}}{I_{red}} = \frac{0,395}{0,211} + \frac{0,395 \cdot 0,052^2 - 17,67 \cdot 10^{-3} \cdot 0,052}{0,00148} \approx 3,21 MPa \quad (3.2.54)$$

Nuostoliai dėl betono valkšnumo,

$$\text{kai } \frac{\sigma_{cp}}{f_{cp}} = \frac{3,21}{21} = 0,153 < 0,75 \quad (3.2.55)$$

$$\sigma_{los,9} = 150 \cdot \chi \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,153 = 19,51 MPa \quad (3.2.56)$$

Antriniai įtempimų nuostoliai:

$$\sigma_{los,7-9} = \sum_9^{i=7} \sigma_{los,i} = 40 + 19,51 = 59,51 MPa \quad (3.2.57)$$

Suminiai nuostoliai:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los,1-6} + \sigma_{los,7-9} = 137,41 + 59,51 = 196,92 MPa > 100 MPa \quad (3.2.58)$$

Apgniuždymo jėga įvertinus suminius įtempimų nuostolius:

$$P_2 = (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \cdot A_{sp} = (1120 - 196,92) \cdot 0,000402 = 371,08 \text{ kN} \quad (3.2.59)$$

### Išilginių briaunų skaičiavimas stadijoje iki eksploatavimo

Viršutinio krašto pleišėtumas.

Savojo plokštės svorio apkrova transportuojant:

$$q_{ser} = q \cdot b = 1,63 \cdot 1,2 = 1,956 \text{ kN/m} \quad (3.2.60)$$

Lenkimo momentas gembėje, imant jos ilgį  $a_1 = 1$  m:

$$M_{g,ser} = q_{ser} a_1^2 / 2 = 1,956 \cdot 1^2 / 2 = 0,978 \text{ kNm} \quad (3.2.61)$$

Apgniuždymo jėga, kai  $\gamma_{sp} = 1,0641 > 1$

$$P_1 = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los1-6}) A_{sp} = 1,0641 \cdot (1120 - 137,41) \cdot 0,000402 = 420,32 \text{ kN} \quad (3.2.62)$$

$$f_{cp} = 0,7 \cdot f_{cd} = 0,7 \cdot 15 = 11 \text{ MPa} \quad f_{ctk} = 0,7 \cdot 1,8 = 1,26 \text{ MPa} \quad W'_{eff,t} = 0,0094 \text{ m}^3; W'_{eff,b} = 0,0161 \text{ m}^3$$

$$W'_{pl,t} = 1,75 \cdot 0,0094 = 0,01645 \text{ m}^3; W'_{pl,b} = 1,75 \cdot 0,0161 = 0,02818 \text{ m}^3 \quad (3.2.63)$$

$$r_t = \frac{W'_{eff,t}}{A_{eff}} = \frac{0,0094}{0,211} = 0,0445 \text{ m} \quad (3.2.64)$$

$$r_b = \frac{W'_{eff,b}}{A_{eff}} = \frac{0,0161}{0,211} = 0,0763 \text{ m} \quad (3.2.65)$$

Įtempimai labiau gniuždomame betono krašte:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_1(r' + r) + 2f_{ctk}W'_{red,t}}{W'_{red,b}} = \frac{420,32(0,0445 + 0,0763) + 2 \cdot 1,8 \cdot 0,0161}{0,0094} = 5,407 \text{ MPa} \quad (3.2.66)$$

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{cp} / f_{cp} = 1,6 - 5,407 / 11 = 1,108 > 1, \text{ imame } \varphi = 1 \quad (3.2.67)$$

Plyšiai neatsivers, kadangi:

$$\begin{aligned} P_1(e_{op} - \varphi \cdot r') + M_{g,ser} &= 0,420 \cdot (0,052 - 1 \cdot 0,0445) + 0,000978 = \\ &= 0,00413 \text{ MNm} < f_{ctk} W'_{pl} = 1,26 \cdot 0,01645 = 0,0207 \text{ MNm} \end{aligned} \quad (3.2.68)$$

Stiprumas transportuojant.

Skaičiuojamoji plokštės savo svorio apkrova, įvertinus dinamiškumo koeficientą lygų  $\gamma_d = 1,6$

$$q_d = q \cdot b \cdot \gamma_d = 4,03 \cdot 1,2 \cdot 1,6 = 7,74 \text{ kN/m}$$

Lenkimo momentas gembėje:

$$M_d = q_d a_1^2 / 2 = 7,74 \cdot 1^2 / 2 = 3,87 \text{ kNm} \quad (3.2.69)$$

Apgniuždymo jėga, veikianti plokštę kaip išorinę, irimo stadijoje iki eksploatavimo:



$$N_{con} = (\gamma_{sp} \sigma_{sp1} - 330) A_{sp} = (1,120 \cdot 1158,4 - 330) \cdot 0,000402 \cdot 10^3 = 388,89 \text{ kN} \quad (3.2.70)$$

Jėgos  $N_{con}$  atstumas nuo viršutinės armatūros centro:

$$e_p = d' - a_{sp} + M_d / N_{con} = 0,225 - 0,04 + 3,87 / 388,89 = 0,194 \text{ m} \quad (3.2.71)$$

$$d' = d - a'_s = 0,25 - 0,025 = 0,225 \text{ m} \quad (3.2.72)$$

Skaičiuojamasis betono stiprumas gniuždant įvertinus  $\gamma_{c3} = 1,2$

$$f_{cd} = 0,7 \cdot 1,2 \cdot 15 = 12,6 \text{ MPa} \quad (3.2.73)$$

$$x = \frac{N_{con} + f_{yd} A_{sp}}{f_{cd} b} = \frac{0,388 + 365 \cdot 0,000228}{12,6 \cdot 0,606} = 0,051 \text{ m} \quad (3.2.74)$$

$$\text{Tada } \xi = \frac{x}{d'} = \frac{0,051}{0,225} = 0,227 < \xi_{lim} = 0,511 \quad (3.2.75)$$

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0,749}{1 + \frac{731}{500} \left(1 - \frac{0,749}{1,1}\right)} = 0,511 \quad (3.2.76)$$

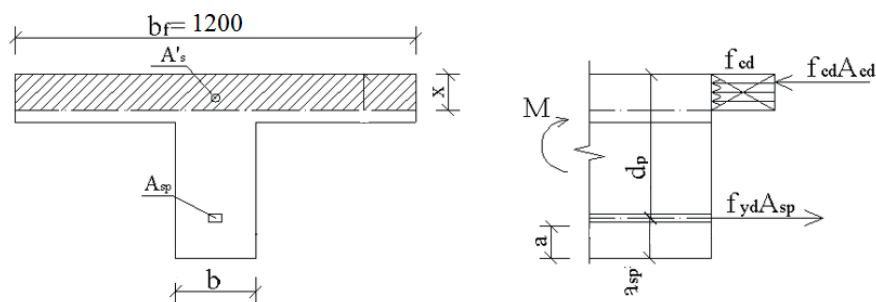
$$w = 0,85 - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 12,6 = 0,749 \quad (3.2.77)$$

$$\begin{aligned} N_{con} e_p &= 0,166 \cdot 0,194 = 0,0322 \text{ kNm} < f_{cd} b x (d - 0,5x) + f_{scd} A'_s (d - a'_s) = \\ &= 12,6 \cdot 0,678 \cdot 0,0415 \cdot (0,225 - 0,5 \cdot 0,0415) + 365 \cdot 0,000228 \cdot (0,225 - 0,025) = 0,089 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (3.2.78)$$

Plokštės stiprumas transportuojant pakankamas.

### Plokštės skaičiavimas eksploatacijos stadijoje

Stiprumas normaliniame pjūvyje.



3.2.4. pav. Plokštės išilginių briaunų normalinio pjūvio stiprumo skaičiuojamoji schema

Apskaičiuojamas gniuždomosios zonos ribinis santykinis aukštis:

$$w = 0,85 - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 12,6 = 0,749 \quad (3.2.79)$$

$$\sigma_{s,\text{lim}} = f_{p0,1d} + 400 - \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 1390 + 400 - 0,945 \cdot (1120 - 196,2) = 917 \text{MPa}$$

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{sc,\text{lim}}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,749}{1 + \frac{917}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,749}{1,1}\right)} = 0,472 \quad (3.2.80)$$

Gniuždomosios zonos aukštis, tariant, kad  $x \leq h'_f$ :

$$x = \frac{f_{p0,1d} A_{sp} - f_{sc,d} A'_s}{f_{cd} b'_f} = \frac{(1390 \cdot 4,02 \cdot 10^{-4} - 365 \cdot 4,02 \cdot 10^{-4})}{12,6 \cdot 1,2} = 0,0272 \text{m} < h'_f = 0,044 \text{m} \quad (3.2.81)$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,0272}{0,225} = 0,121 < \xi_{\text{lim}} = 0,472 \quad (3.2.82)$$

Prielaida  $x \leq h'_f$  teisinga.

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi / \xi_{\text{lim}} - 1) = 1,10 - (1,10 - 1)(2 \cdot 0,121 / 0,472 - 1) = 1,458 > \eta = 1,10 \quad (3.2.83)$$

todėl imame  $\gamma_{s6} = 1,10$ .

$$x = \frac{\gamma_{s6} f_{p0,1d} A_{sp} - f_{scd} A'_s}{f_{cd} b'_f} = \frac{(1,10 \cdot 1390 \cdot 4,02 \cdot 10^{-4} - 365 \cdot 4,02 \cdot 10^{-4})}{12,6 \cdot 1,2} = 0,0309 \text{m} < 0,044 \text{m} \quad (3.2.84)$$

Tuomet:

$$M_{Rd} = \gamma_{s6} f_{p0,1d} A_{sp} (h - a_{sp} - 0,5 \cdot x) + f_{yd} A_s (h - a_s - 0,5x) = (1,10 \cdot 1390 \cdot 4,02 \cdot 10^{-4} (0,25 - 0,04 - 0,5 \cdot 0,0309) + 365 \cdot 4,02 \cdot 10^{-4} (0,25 - 0,025 - 0,5 \cdot 0,0309)) \cdot 10^3 = 150,327 \text{kNm} > M_{Ed} = 91,69 \text{Nm} \quad (3.2.85)$$

Plokštės stiprumas išilginių briaunų normaliniame pjūvyje pakankamas.

### Istrižojo pjūvio stiprumo skaičiavimas

Jei tenkinama sąlyga:

$$V_{Ek} \leq V_{crc}$$

Istrižojo pjūvio stiprumas pakankamas, plyšių atsivėrimo galima netikrinti.

$$V_{crc} = \varphi_{c3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot d \quad (3.2.86)$$

$$\varphi_n = 0,2 \frac{N}{f_{ctd} b d} = 0,2 \frac{388,89}{1080 \cdot 1,2 \cdot 0,16} = 0,272 \quad (3.2.87)$$

$$V_{rc} = \varphi_{c3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot d = 0,6 \cdot (1 + 0,272) \cdot 1800 \cdot 1,2 \cdot 0,225 = 370,91 \text{kN} > V_{crc} \quad (3.2.88)$$

### Ilankio skaičiavimas

Imama  $f = f_M$ , nes  $\frac{l_{eff}}{h} = \frac{8,39}{0,25} = 33,56 > 10$   $\frac{l_{eff}}{250} = \frac{8,39}{250} = 0,03356m = 34mm$

Suminis kreivumas, kai atsiveria normaliniai plyšiai:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 \quad (3.2.89)$$

$\varphi_{c1}$  – koeficientas, kuriuo įvertinama betono trumpalaikio valkšnumo įtaka, sunkiajam betonui imamas lygus 0,85;

$\varphi_{c2}$  – koeficientas, kuriuo įvertinama betono ilgalaikio valkšnumo įtaka, imamas iš lentelių; kai santykinė drėgmė  $\leq 75\%$ , lygus 2,0;

Trumpalaikės apkrovos poveikio sukeltas plokštės išilginės ašies kreivis tarpatramio viduryje skaičiuojamas pagal formulę:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{ser1,1}}{\varphi_{c1} E_{eff} I_{eff}} = \frac{8,4471 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 31 \cdot 10^9 \cdot 0,00148} = 0,000216m^{-1} \quad (3.2.90)$$

Trumpalaikės apkrovos sukeltas lenkimo momentas:

$$M_{ser1,1} = \frac{(1-\psi_2) \cdot q_s \cdot l^2}{8} = \frac{(1-0,2) \cdot 1,2 \cdot 8,39^2}{8} = 8,4471kNm \quad (3.2.91)$$

Kreivis nuo nuolatinių ir tariamai nuolatinių poveikių:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{ser2} \cdot \varphi_{c2}}{\varphi_{c1} E_{eff} I_{eff}} = \frac{47,51 \cdot 10^3 \cdot 2,0}{0,85 \cdot 31 \cdot 10^9 \cdot 0,00148} = 0,00244m^{-1} \quad (3.2.92)$$

Kreivis nuo išankstinio apgnūždymo:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_2 \cdot e_{op}}{\varphi_{c1} E_{eff} I_{eff}} = \frac{371,8 \cdot 10^3 \cdot 0,052}{0,85 \cdot 31 \cdot 10^9 \cdot 0,00148} = 0,000459m^{-1} \quad (3.2.93)$$

Kreivis dėl dėl betono susitraukimo ir valkšnumo:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_{c1} - \varepsilon_{c2}}{d} = \frac{0,000291 - 0,0002}{0,21} = 0,000433m^{-1} \quad (3.2.94)$$

Santykinė deformacija dėl betono traukumo:

$$\varepsilon_{c1} = \frac{\sigma_{c1}}{E_s} = \frac{\sigma_{los}^6 + \sigma_{los}^8 + \sigma_{los}^9}{E_s} = \frac{0,16 + 40 + 19,51}{20,5 \cdot 10^4} = 0,000291 \quad (3.2.95)$$

Santykinė deformacija dėl betono valkšnumo:

$$\varepsilon_{c2} = \frac{\sigma_{cp2} + \sigma_{los}^8}{E_s} = \frac{1,01 + 40}{20,5 \cdot 10^4} = 0,0002 \quad (3.2.96)$$

Betono įtempiai kraštiniame gniuždomosios zonos sluoksnyje:

$$\sigma_{cp2} = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 \cdot e_{0p}}{W_{red,t}} + \frac{M_{Eggd}}{W_{red,t}} = \frac{0,3718}{0,211} - \frac{0,3718 \cdot 0,052}{0,0094} + \frac{0,0025 \cdot 1,2 \cdot 8,39^2}{0,0094 \cdot 8} = 1,01 MPa \quad (3.2.97)$$

Suminis briaunų kreivumas:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0,000216 + 0,00244 - 0,000459 - 0,000433 = 0,001764 m^{-1} \quad (3.2.98)$$

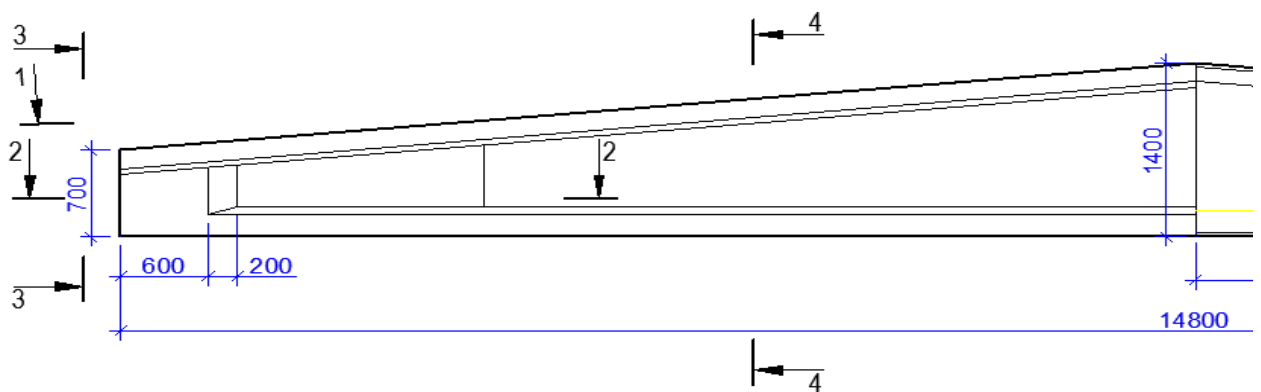
Plokštės išilginių briaunų įlinkis:

$$f = sl_{eff}^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right) = \frac{5}{48} \cdot 8,39^2 \cdot 17,64 \cdot 10^{-4} = 0,01293 m < f_{lim} = 0,03356 m \quad (3.2.99)$$

Plokštės įlinkis neviršina ribinio.

### 3.3. Įtemptojo gelžbetonio dvišlaitės sijos skaičiavimas

Dvišlaitė sija projektuojama iš C40/50 stiprumo klasės betono. Jai naudojama iš anksto įtempti lynai, kurių stiprumo klasė Y1860S



3.1.1. pav. Dvišlaitė sija

#### Preliminarių sijos matmenų parinkimas:

Sijos maksimalus aukštis –  $h_{max}=1,4$  m;  
 Sijos minimalus aukštis –  $h_{min}=0,7$  m;  
 Sienelės storis vidurinėje dalyje –  $b=0,08$  m;  
 Sienelės storis arčiau atramų –  $b=0,12$  m;  
 Viršutinės lentynos plotis –  $b'_f=0,40$  m;  
 Viršutinės lentynos aukštis –  $h'_f=0,16$  m;

Apatinės lentynos plotis –  $b_f=0,27$  m;  
 Apatinės lentynos aukštis –  $h_f=0,18$  m;  
 Sijos ilgis –  $l=14,80$  m;  
 Betono tūris –  $V_c=9,36$  m<sup>3</sup>;  
 Sijos svoris –  $p=23,4$  t;

### Sijos medžiagų skaičiuojamosios charakteristikos ir kiti duomenys:

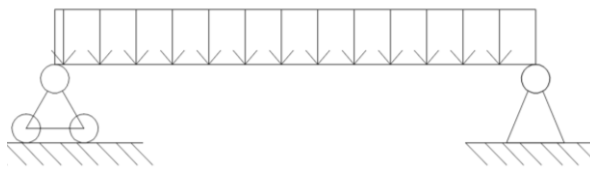
Betonas C40/50,  $E_{cm}=35 \times 10^3$  MPa. Armatūra - iš vielų, kurių markė Y1860S, kurios  $f_{pk}=1860$  MPa,  $f_{p0,1k}=1600$  MPa,  $f_{p0,1d}=1639$  MPa,  $E_s=19,5 \times 10^3$  MPa,  $\epsilon_{uk}=3,5\%$ .

Armatūra įtempta į atramas mechaniniu būdu. Betonas kietinamas šūtinant. Viela į atramas inkaruojama inventoriniais inkarais.

### Įrašų skaičiavimas

Sijos skaičiuojamoji schema pateikta 6 pav. Jos skaičiuojamojo tarpsnio ilgis imamas lygus atstumui tarp inkarinių varžtų, t.y.:

$$l_{sk} = 14,8 - 2(0,4 - 0,15) = 14,3 \text{ m}; \quad (3.3.1)$$



3.3.2. pav. Sijos skaičiuojamoji schema.

Atstumas nuo sijos atramos iki jos pavojingą normalinio pjūvio x-x (žr. 11 pav.) nustatomas iš formulės:

$$x = (\sqrt{a(a+1)} - a)l_0 = (\sqrt{0,5 \cdot (0,5 + 1)} - 0,5) \cdot 14,8 = 5,42 \text{ m} \quad (3.3.2)$$

Čia:

$$a = \frac{0,5 \cdot h_{\min}}{h_{\max} - h_{\min}} = \frac{0,5 \cdot 0,7}{1,4 - 0,7} = 0,5 \quad (3.3.3)$$

Lentelė 3.3.1. Sijos įrašos.

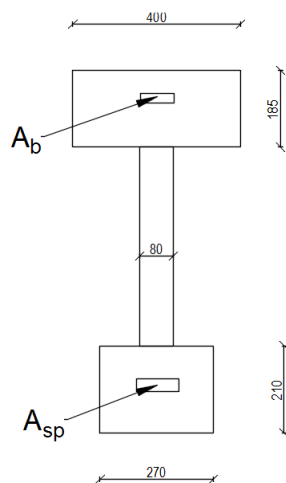
Būvis	Momentų reikšmės, kNm				Skersinių jėgų reikšmės, kN			
	0-0	1-1	x-x	2-2	0-0	1-1	x-x	2-2
Saugos	0	493,3	1662,86	2193,7	613,6	501,68	232,6	0
Tinkamumo	0	365,4	1231,75	1624,7	454,5	371,61	172,3	0

### Išankstinis sijos išilginės armatūros parinkimas

Išilginė  $A_{sp}$  armatūra apskaičiuojama pagal x-x pjūvyje veikiančias įrašas (žr. 4 lent.). Tikrasis sijos skerspjuvis pakeičiamas ekvivalentišku dvitėjiniu, kurio matmenys yra tokie:

$$b=0,08 \text{ m}; b'_f=0,40 \text{ m}; b_f=0,270 \text{ m}; h'_f=0,185 \text{ m}; h_f=0,210.$$

Sijos aukštis:  $h_x = 1,16 \text{ m};$



3.3.3. pav. Ekvivalentis sijos skerspjūvis.

Imama  $a_{sp}=0,10$  m;  $a'_s=0,03$  m. Tuomet  $d_x=h_x-a_{sp}=1,30-0,10=1,20$  m;

Pradinius armatūros įtempius priimame:

$$\sigma_p = 0,7 \cdot f_{p0,1k} = 0,7 \cdot 1600 = 1120 \text{ MPa} \quad (3.3.3)$$

Tikrinamas ar teisingai užsiduotas išankstinis įtempimas:

$$\sigma_p + p \leq f_{p0,1k} \text{ MPa}; \rightarrow 1000 + 50 = 1050 < 1600 \text{ MPa} \quad (3.3.4)$$

$$\sigma_p - p \geq 0,3 \cdot f_{p0,1k} \text{ MPa}; \rightarrow 1000 - 50 = 950 > 480 \text{ MPa} \quad (3.3.5)$$

Čia:  $p = 0,05 \cdot \sigma_p = 50 \text{ MPa}$ , kai armatūra įtemptiama mechaniškai.

Elemento gniuždomosios zonos santykinis ribinis aukštis  $\xi_{lim}$ :

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,658}{1 + \frac{1000}{500} \left(1 - \frac{0,658}{1,1}\right)} = 0,36 \quad (3.3.6)$$

Čia:

$\omega$  – betono gniuždomosios zonos charakteristika,  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 24 = 0,658$ ;

$\sigma_{s,lim}$  – armatūros įtempiai, MPa, atsižvelgiant į armatūros takumo ribą:

$$\sigma_{s,lim} = 1600 + 400 - \sigma_{p2} = 1600 + 400 - 1000 = 1000 \text{ Pa} \quad (3.3.7)$$

, kai naudojama stiprioji viela arba lynai;

$\sigma_{sc,lim}$  – gniuždomosios zonos armatūros ribiniai įtempiai. Kai konstrukcijos gaminamos iš sunkiojo, smulkiagrūdžio ir lengvojo betono –  $\sigma_{sc,lim} = 500$  MPa.

Nustatome, kur bus gniuždoma zona:

$$M_f = f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f \cdot (d_x - 0,5 \cdot h_f) = 24 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,185 \cdot (1,16 - 0,5 \cdot 0,185) = \quad (3.3.8)$$

$$1896 \text{ kNm} < 2193,7 \text{ kNm}$$

Gniuždoma zona bus sienelėje. Tuomet:

$$\mu = \frac{M_x}{f_{cd} \cdot b_f' \cdot d^2} = \frac{2193,7}{24 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 1,16^2} = 0,169 < \mu_{Eds.lim} = 0,298 \quad (3.3.9)$$

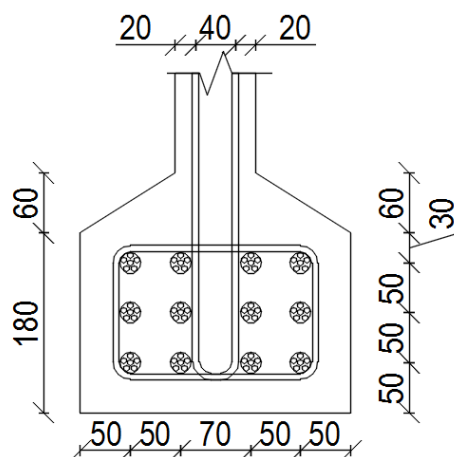
$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,169} = 0,186 \quad (3.3.10)$$

$$\xi \leq \xi_{lim}$$

$$x = \xi \cdot d_x = 0,186 \cdot 1,16 = 0,216m > h_f' = 0,185m \quad (3.3.11)$$

$$A_{sp} = \frac{f_{cd} \cdot x \cdot b_w + f_{cd} \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h_f}{f_{p0,1d}} = \frac{(24 \cdot 0,216 \cdot 0,08 + 24 \cdot (0,4 - 0,08) \cdot 0,185) \cdot 10^4}{1639} = 11,19cm^2 \quad (3.3.12)$$

Iš asortimento parenkama Ø7 vielos, po penkias vielas sujungiama į viją ir dedama į vamzdelį, vienos vijos plotas 1,15 cm<sup>2</sup>, iš viso reikės 12 tokių vijų, kurių bendras plotas bus 13,82 cm<sup>2</sup>.



3.3.4 pav. Armatūros išdėstymas apatinėje juostoje.

### Kita armatūra.

Viršutinėje juostoje numatyta neįtempta išilginė armatūra 4 Ø10 S400 klasės strypai, kurių bendras plotas  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ . Apsauginis betono sluoksnis  $a_s = 0,03 \text{ m}$ ;

## Sijos skerspjūvio geometrinės charakteristikos

X-X Pjūviui.

Sijos skerspjūvio geometrinės charakteristikos apskaičiuojamos naudojantis ekvivalentiško skerspjūvio schema

Lentelė 3.3.2 Skerspjūvių geometriniai rodikliai.

Skaičiuojamieji dydžiai	Matavimo vnt.	Skaičiuojamųjų dydžių reikšmės sijos pjūviuose			
		0-0	1-1	2-2	x-x
0.25+x	m	0,25	1,85	7,40	5,67
$h_x$	m	0,70	0,84	1,3	1,16
$b$	m	0,27	0,12	0,08	0,08
$b'_f$	m	0,40	0,40	0,40	0,40
$h'_f$	m	0,17	0,18	0,19	0,19
$b_f$	m	-	0,27	0,27	0,27
$h_f$	m	-	0,21	0,21	0,21
$A_{red}$	m <sup>2</sup>	0,235	0,142	0,178	0,160
$S_{red}$	m <sup>3</sup>	0,096	0,0663	0,1703	0,1368
$y_{red}$	m	0,41	0,47	0,96	0,86
$h_{x-yred}$	m	0,29	0,37	0,34	0,40
$I_{red}$	m <sup>4</sup>	0,0135	0,0084	0,0476	0,0323
$W_{red}$	m <sup>3</sup>	0,033	0,018	0,050	0,037
$W'_{red}$	m <sup>3</sup>	0,046	0,023	0,014	0,081
$r'$	m	0,14	0,13	0,28	0,23
$r$	m	0,19	0,16	0,08	0,51
$W_{pl}$	m <sup>3</sup>	0,06	0,03	0,10	0,07
$W'_{pl}$	m <sup>3</sup>	0,07	0,05	0,16	0,12

### Išankstiniai armatūros įtempimai ir jų nuostoliai

Armatūra įtempama į atramas mechaniniu būdu. Betonas kietinamas šūtinant. Armatūros lynai į atramas inkaruojamos inventoriniais inkarais.

### PJŪVIS X-X

#### Pirminiai nuostoliai

Armatūros išankstinių įtempių nuostoliai dėl relaksacijos bus:

$$\sigma^1_{los} = \left( 0,22 \frac{\sigma_p}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_p = \left( 0,22 \frac{1000}{1600} - 0,1 \right) 1000 = 37,5 MPa \quad (3.3.13)$$

Nuostoliai nuo tempimo įrenginių inkarų deformacijų:

$$\sigma^3_{los} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s = \frac{2,825}{14300} \cdot 205 \cdot 10^3 = 40,5 MPa \quad (3.3.14)$$

Čia:  $\Delta l$  - kadangi naudojami inventoriniai inkarai, tuomet



$$\Delta l = 1,25 + 0,15\phi = 1,25 + 0,15 \cdot 10,5 \text{ mm} = 2,825 \text{ mm} \quad (3.3.15)$$

l – įtempiamo strypo ilgis (atstumas tarp atsparų išorinių pusių), mm.

Kadangi įtemptoji armatūra neatlenkiama, nuostolių dėl trinties nebus, t. y.  $\sigma^4_{los} = 0$ .

Nuostoliai nuo formų deformacijų:

$$\eta = \frac{n-1}{2 \cdot n} = \frac{12-1}{2 \cdot 12} = 0,458 \quad (3.3.16)$$

$$\sigma^5_{los} = \eta \cdot \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s = 0,458 \cdot \frac{2,825}{14300} \cdot 205 \cdot 10^3 = 18,55 \text{ MPa} \quad (3.3.17)$$

$$\sigma_{cp,1} = \frac{P_{m,0}}{A_{red}} + (P_{m,0} \cdot e_{0,p} - M_{s,s}) \frac{y_{red} - a_{sp}}{I_{red}} = \frac{1249}{0,16} + (1249 \cdot 0,65 - 380,46) \cdot \frac{0,86 - 0,1}{0,0323} = 17956 \text{ kPa} = 17,96 \text{ MPa} \quad (3.3.18)$$

Čia: n - įtempiamų strypų grupių skaičius.

Betono apspaudimo jėga po pirmųjų armatūros įtempių nuostolių iki ją atleidžiant bus:

$$P_{m,0} = A_{sp} \cdot (\sigma_p - \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3) = 13,82 \cdot 10^{-4} (10000 - 37,5 - 40,5 - 18,55) \cdot 10^3 = 1249 \text{ kN} \quad (3.3.19)$$

Įtemptosios armatūros ekscentricitetas redukuoto skerspjūvio centro atžvilgiu:

$$e_{0,p} = y_c - a_{sp} = 0,75 - 0,10 = 0,65 \text{ m} \quad (3.3.20)$$

$f_{cp}$  – charakteristinis kubinis betono stipris armatūros atleidimo metu. Priimame, kad betono stipris atleidimo metu bus  $0,8f_{ck} = 0,80 \times 40 = 32 \text{ MPa}$ .

Tokiu būdu, nuostoliai nuo greitai pasireiškiančio betono valkšnumo apskaičiuojami pagal STR. [9] lentelės 6 p. Tuo tikslu apskaičiuojame įtempius betone nuo apspaudimo armatūra ir lenkimo momento nuo savojo svorio:

$$M_{s,x-x} = 0,5 \cdot g_{s,s} \cdot l_x \cdot (l - l_x) = 0,5 \cdot 15,8 \cdot 6,0 \cdot (16,6 - 6) = 380,46 \text{ kNm} \quad (3.3.21)$$

Įtempimai betone ties apatine iš anksto įtemptąja armatūra:

Nuostoliai dėl greitai pasireiškiančio betono valkšnumo:

Kadangi

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot f_{cp} = 0,25 + 0,025 \cdot 32 = 1,05 > 0,8 \quad (3.3.22)$$

$$\alpha = 0,8$$

$$\frac{\sigma_{cp,1}}{f_{cp}} = \frac{17,96}{32} = 0,56 < \alpha \quad (3.3.23)$$

$$\sigma^6_{los} = \chi \left( 40 \cdot \frac{\sigma_{cp,1}}{f_{cp}} \right) = 0,85 (40 \cdot 0,56) = 19,04 \text{ MPa} \quad (3.3.24)$$

Čia:

$\chi$  - koeficientas, įvertinantis betono kietėjimą. Kai betonas šutinamas,  $\chi = 0,85$ .

Tokiu būdu pirminiai įtempimo nuostoliai bus:

$$\Sigma\sigma_{los1} = 37,5 + 40,5 + 18,55 + 19,04 = 115,59MPa \quad (3.3.25)$$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_p - \Sigma\sigma_{los1} = 1000 - 115,59 = 884,41MPa \quad (3.3.26)$$

Betono apspaudimo jėga, atmetus visus pirminius armatūros įtempimo nuostolius:

$$P_{m,I} = A_{sp} \cdot \sigma_{sp1} = 13,82 \cdot 10^{-4} \cdot 884,41 \cdot 10^3 = 1222kN \quad (3.3.27)$$

### Antriniai nuostoliai

Nuostoliai dėl sunkiojo C40/50 klasės betono susitraukimo, kai betonas šildomas esant atmosferiniam slėgiui yra -  $\sigma_{los}^8 = 60 MPa$

Apskaičiuojant armatūros įtempimo nuostolius dėl valkšnumo, reikia žinoti įtempius betone: ties  $A_{sp}$  armatūra, atmetus nuostolius pagal STR. [9] lentelės 1–6 poz., t. y. pagal apspaudimo - jėgą  $P_{m,I}$ , apskaičiuojant panašiai kaip ir  $\sigma_{cp,1}$ .

$$\begin{aligned} \sigma_{cp,2} &= \frac{P_{m,I}}{A_{red}} + (P_{m,I} \cdot e_{0,p} - M_{s,s}) \frac{y_{red} - a_{sp}}{I_{red}} = \frac{1299 \cdot 10^{-3}}{0,16} + (1299 \cdot 0,65 - 380,46) \cdot 10^{-3} \cdot \frac{0,86 - 0,1}{0,0323} = \\ &= 19,03MPa \end{aligned} \quad (3.3.28)$$

Tuomet, nuostoliai dėl betono valkšnumo:

$$\sigma_{los}^9 = 150\chi \left( \frac{\sigma_{cp,2}}{f_{cp}} \right) = 150 \cdot 0,85 \cdot \frac{19,03}{32} = 75,82MPa \quad (3.3.29)$$

Išankstiniai įtempiai armatūroje, įvertinus suminius nuostolius:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp1} - \sigma_{los2} = 884,41 - 60 - 75,82 = 748,59MPa \quad (3.3.30)$$

Apspaudimo jėga, atmetus visus armatūros išankstinio įtempimo nuostolius bus:

$$P_m = A_{sp} \cdot \sigma_{sp2} = 13,82 \cdot 10^{-4} \cdot 749,49 \cdot 10^3 = 1034kN \quad (3.3.31)$$

Kituose pjūviuose gauti analogiški skaičiavimai atliekami ir kitiems sijos pjūviams, rezultatai pateikiami lentelėje:

Lentelė 3.3.3 Įrašos skirtinguose pjūviuose.

Skaičiuojamieji dydžiai	Matavimo vnt.	Skaičiuojamųjų dydžių reikšmės sijos pjūviuose			
		0-0	1-1	2-2	X-X
$\sigma_p$	MPa	742,04	739,60	743,58	748,59
$P_m$	kN	1024	1020	1028	1034

## Armatūros įtempių perdavimo zonos ilgio skaičiavimas

Skaičiuojant atsparumą įstrižiams plyšiams 1-1 pjūvyje imama armatūros įtempiai iškart po atleidimo  $\sigma_{spl}^n = 915,81 MPa$ , skaičiuojant stiprumą -  $\sigma_s = f_{p,0.1,d} = 1320 MPa$ . Taigi įtempių perdavimo zonos ilgis skaičiuojant pleišėtumą:

$$l_{p,1} = \left( w_p \cdot \frac{\sigma_{spl}^n}{f_{cp}} + \lambda_p \right) \cdot \phi = \left( 1 \cdot \frac{884,41}{32} + 25 \right) \cdot 0,0105 = 0,55 \text{ m} \quad (3.3.32)$$

$$l_{p,2} = \left( w_p \cdot \frac{f_{p,0.1,d}}{f_{cp}} + \lambda_p \right) \cdot \phi = \left( 1 \cdot \frac{1639}{32} + 25 \right) \cdot 0,0105 = 0,80 \text{ m} \quad (3.3.33)$$

Čia:

$$w_p = 1; \lambda_p = 25; \phi = 10,5 \text{ mm.}$$

Išankstinis sijos apgnūždymas atliekamas staigiai. Todėl dydžių  $l_p$  pradžia nuo sijos galo:

$$\Delta l_{p,1} = l_{p,1} \cdot 0,25 = 0,14 \text{ m} \quad (3.3.34)$$

$$\Delta l_{p,2} = l_{p,2} \cdot 0,25 = 0,20 \text{ m} \quad (3.3.35)$$

Lynų išankstiniai įtempimai įvertinus nuostolius, skaičiuojant 1-1 pleišėtumą;

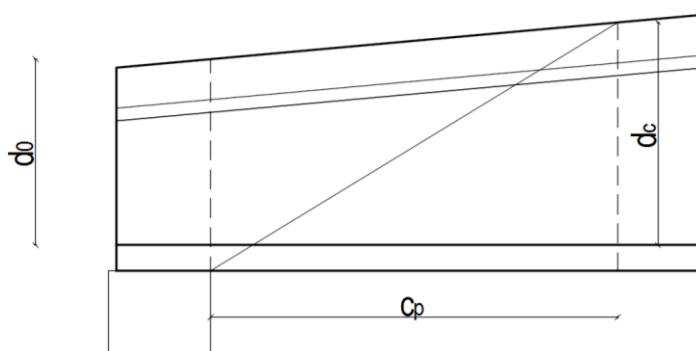
$$\sigma_{spl,2}^n = \sigma_{spl}^n \cdot \left( \frac{l_1 - \Delta l_{p,2}}{l_{p,2}} \right) = 884,41 \cdot \left( \frac{0,7 - 0,2}{0,80} \right) = 552,76 \text{ MPa} \quad (3.3.36)$$

Skaičiuojant 1-1 stiprumą:

$$\sigma_{spl,2}^n = \sigma_{spl}^n \cdot \left( \frac{l_1 - \Delta l_{p,1}}{l_{p,1}} \right) = 884,41 \cdot \left( \frac{0,7 - 0,14}{0,55} \right) = 900,5 \text{ MPa} \quad (3.3.37)$$

### Sijos stiprumo skaičiavimas eksploatacijos stadijoje

#### Stiprumas įstrižuose pjūviuose. Stiprumas skersinei jėgai.



3.3.5 pav. Įstrižųjų pjūvių schema.

$$c = 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 0,7 = 1,4 \text{ m} \quad (3.3.38)$$

$$\text{tg} \beta = \frac{d_c - d_0}{c} = \frac{0,783 - 0,633}{1,4} = 0,107 \quad (3.3.39)$$

$$\nu_{b4} = \frac{\varphi_{c4}}{4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot t g^2 \beta = \frac{1,5}{4} \cdot (1 + 0,5) \cdot 1,639 \cdot 10^3 \cdot 0,27 \cdot 0,107^2 = 2,85 \text{ kN/m} \quad (3.3.40)$$

$$\varphi_n = 0,5$$

$$M_{c4} = \varphi_{c4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d_0^2 = 1,5 \cdot (1 + 0,5) \cdot 1,639 \cdot 10^3 \cdot 0,27 \cdot 0,8^2 = 637,24 \text{ kN/m} \quad (3.3.41)$$

$$q_{eff} = g + 0,5 \cdot q = 72,56 + 0,5 \cdot 13,26 = 79,19 \text{ kN/m} \quad (3.3.42)$$

$$c = c_p = \sqrt{\frac{M_{c4}}{q_{eff} + \nu_{b4}}} = \sqrt{\frac{637,24}{79,19 + 2,85}} = 2,78 \text{ m} \quad (3.3.43)$$

Perskaičiuojame:

$$tg \beta = \frac{d_c - d_0}{c} = \frac{1,08 - 0,733}{2,73} = 0,127 \quad (3.3.44)$$

$$\nu_{b4} = \frac{\varphi_{c4}}{4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot t g^2 \beta = \frac{1,5}{4} \cdot (1 + 0,5) \cdot 1,32 \cdot 10^3 \cdot 0,27 \cdot 0,127^2 = 3,24 \text{ kN/m} \quad (3.3.45)$$

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot P_2}{f_{ctd} \cdot b \cdot d} = \frac{0,1 \cdot 1005,2}{1,32 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,772} = 1,23 > 0,5, \text{ priimama } \varphi_n = 0,5 \quad (3.3.46)$$

$$M_{c4} = \varphi_{c4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d_0^2 = 1,5 \cdot (1 + 0,5) \cdot 1,32 \cdot 10^3 \cdot 0,27 \cdot 0,733^2 = 513,22 \text{ kN/m} \quad (3.3.47)$$

$$q_{eff} = g + 0,5 \cdot q = 60,76 + 0,5 \cdot 12,90 = 67,21 \text{ kN/m} \quad (3.3.48)$$

$$c = c_p = \sqrt{\frac{M_{c4}}{q_{eff} + \nu_{b4}}} = \sqrt{\frac{513,22}{67,21 + 3,24}} = 2,70 \text{ m} \quad (3.3.49)$$

Turi būti tenkinama sąlyga  $V_{Ed} \leq 2,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d_0$

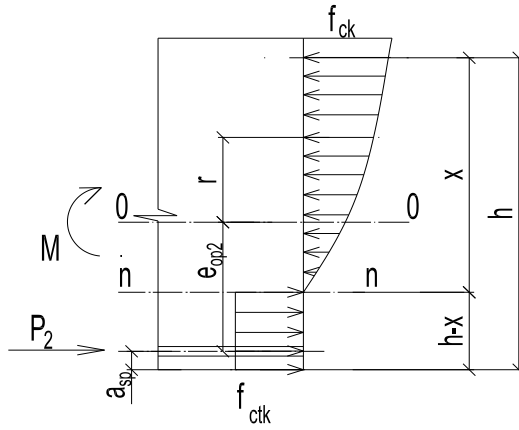
$$V_{Ed} = 501,68 \leq 2,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d_0 = 2,5 \cdot 1,639 \cdot 10^3 \cdot 0,27 \cdot 0,633 = 700,3 \text{ kN} \quad (3.3.50)$$

Sąlyga tenkinama. Skersinė armatūra priimama konstrukciškai.

### Sijos apskaičiavimas eksploatacijos stadijoje tinkamumo ribiniam būviui. Atsparumas normaliniams plyšiams

Normaliniai plyšiai sijos apatiniame krašte neatsiras, jei bus tenkinama sąlyga:

$$M \leq M_{crc} = (f_{ctk} \cdot W_{pl} + P_2(e_{op2} + \varphi \cdot r')) \cdot (1 - \lambda) \quad (3.3.51)$$



3.3.6 pav. Įtempimų būvis skaičiuojant normalinių plyšių atsivėrimą X-X pjūvyje.

### X-X pjūvis.

Čia  $W'_{red} = 0,081 \text{ m}^3$

Apgniuždymo jėga:

$$P_m = \gamma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot \sigma_{sp2} = 1034 \text{ MN} \quad (3.3.52)$$

Įtempiai betone ties sijos apatiniu kraštu:

$$\sigma_c = \frac{P_m}{A_{red}} + \left( \frac{M - P_m \cdot e_{op2}}{W'_{red}} \right) = \frac{1034}{0,160} + \left( \frac{2193,7 - 1034 \cdot 0,374}{0,081} \right) = 31,25 \text{ MPa} \quad (3.3.53)$$

Tuomet:

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_c}{f_{ck}} = 1,6 - \frac{31,25}{40} = 0,819 < 1 \quad (3.3.54)$$

$$\varphi = 1$$

Kadangi

$$M \leq M_{crc} = (f_{ctk} \cdot W_{pl} + P_2(e_{op2} + \varphi \cdot r')) \cdot (1 - \lambda) \quad (3.3.55)$$

$$M = 1624,7 \text{ kNm} > M_{crc} = (2,5 \cdot 10^3 \cdot 0,07 + 1034 \cdot (0,374 + 1 \cdot 0,23)) \cdot (1 - 0) = 799,54 \text{ kNm} \quad (3.3.56)$$

Normaliniai plyšiai atsiras.

Lentelė 3.3.4 Įrašos skirtinguose pjūviuose.

Skaičiuojamieji dydžiai	Matavimo vnt.	Skaičiuojamųjų dydžių reikšmės sijos pjūviuose		
		1-1	2-2	X-X
$W_{pl}$	$\text{m}^3$	0,03	0,10	0,07194
$r'$	m	0,13	0,28	0,23
$\varphi$		1	1	1
$\lambda$		0	0	0
$e_{op}$	m	0,37	0,86	0,374
$\sigma_p$	MPa	10,85	35,99	37,76

$P_m$	kN	1020	1028	1034
M	kNm	365,4	1231,75	1624,7
$M_{crc}$	kNm	587,47	1354,91	799,54
Plyšiai		Neatsivers	Neatsivers	Atsivers

### Atsivėrusio plyšio pločio skaičiavimas:

X-X pjūvyje:

$$w_K = \delta \varphi_e \eta \frac{\delta_s}{E_s} 20(3,5 - 100\rho_1)^{\frac{1}{3}} \sqrt{d} = 1,438 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 797,82 / (195 \cdot 10^3) \cdot \sqrt[3]{0,012} = 0,161 \approx 0,16 \text{ mm} \quad (3.3.57)$$

$$\varphi_e = 1,60 - 15\rho_1 = 1,60 - 15 \cdot 0,0108 = 1,438 > 1,3 \quad (3.3.58)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd + (b_f - b)(h_f - a_s)} = \frac{1382}{80 \cdot 1200 + (270 - 80)(180 - 10)} = 0,0108 < 0,02 \quad (3.3.59)$$

$$\eta = 1,20$$

$$\delta_s = \frac{M - P_2(z - e_{op})}{(A_{sp} + A_s)z} = \frac{1624,7 - 1034(1,09 - 0,374)}{(13,82 \cdot 10^{-4} + 3,14 \cdot 10^{-4})1,09} = 797,82 \text{ kN/m}^2 \quad (3.3.60)$$

Išvada. Plyšio plotis (veikiant ilgalaikėms apkrovoms) suapvalinus neviršija ribinio plyšio pločio.

### Sijos įlinkio skaičiavimas

#### Kreivumo skaičiavimas

Sijos įlinkis nustatomas pagal jos ašies kreivumus ( $1/r$ ), apskaičiuotus naudojantis statybinės mechanikos formulėmis.

Kai konstrukcijoje atsiveria normaliai plyšiai, suminis kreivis apskaičiuojamas pagal formulę:

$$\frac{1}{r_{tot}} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 \quad (3.3.61)$$

#### Pjūvis X-X

Čia:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 - \text{kreivis nuo trumpalaikės apkrovos.}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 - \text{kreivis nuo nuolatinių ir tariamai nuolatinių poveikių;}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{Ek}}{z \cdot d} \cdot \left[ \frac{\Psi_S}{A_{s1} \cdot E_s} + \frac{\Psi_C}{(\varphi_f + \zeta) \cdot b \cdot d \cdot E_{eff} \cdot \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{d} \cdot \frac{\Psi_S}{A_{s1} \cdot E_s} = \quad (3.3.62)$$

$$\Psi_S = 1,0$$

$$\nu = 0,45$$

$$\Psi_s = 0,9$$

$$\varphi_{ls} = 1,0$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{748,59}{1,09 \cdot 1,20} \cdot \left[ \frac{1,0}{13,82 \cdot 10^{-4} \cdot 205000} + \frac{0,9}{(0,675 + 0,186) \cdot 0,8 \cdot 1,20 \cdot 35 \cdot 10^3 \cdot 0,45} \right] - \frac{1034}{1,20} \cdot \frac{1}{13,82 \cdot 10^{-4} \cdot 205000} = -0,000978$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{1624,7}{1,09 \cdot 1,20} \cdot \left[ \frac{1,0}{13,82 \cdot 10^{-4} \cdot 205000} + \frac{0,9}{(0,675 + 0,186) \cdot 0,8 \cdot 1,20 \cdot 35 \cdot 10^3 \cdot 0,45} \right] - \frac{1034}{1,20} \cdot \frac{1}{13,82 \cdot 10^{-4} \cdot 205000} = 0,00226$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{1624,7}{1,09 \cdot 1,20} \cdot \left[ \frac{1,0}{13,82 \cdot 10^{-4} \cdot 205000} + \frac{0,9}{(0,675 + 0,186) \cdot 0,8 \cdot 1,20 \cdot 35 \cdot 10^3 \cdot 0,45} \right] - \frac{1034}{1,20} \cdot \frac{1}{13,82 \cdot 10^{-4} \cdot 205000} = 0,006525$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_{c1} - \varepsilon_{c2}}{d} = \frac{3,65 \cdot 10^{-3}}{1,20} = 0,0030 \text{ mm}^{-1} \quad (3.3.63)$$

$$\varepsilon_{c1} = \frac{\sigma_{c1}}{E_s} = \frac{748,59}{205} = 3,65 \cdot 10^{-3} \quad (3.3.64)$$

$$\frac{1}{r_{tot}} = -0,000978 - 0,00226 + 0,006525 - 0,0030 = 0,000287 \quad (3.3.65)$$

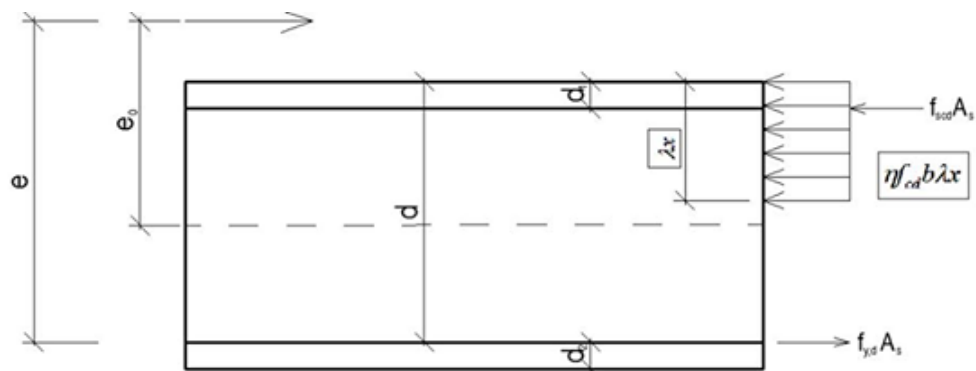
$$f_x = \frac{l^2}{12 \cdot n^2} \cdot \left( \left(\frac{1}{r}\right)_{ol} + \left(\frac{1}{r}\right)_{or} + 6 \cdot \sum_{i=1}^{\frac{n-1}{2}} i \left[ \left(\frac{1}{r}\right)_{il} + \left(\frac{1}{r}\right)_{il} \right] + 3 \cdot (n-2) \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_M \right) = 0,0298 \quad (3.3.66)$$

Bendras įlinkis:

$$f = f_1 + f_2 + f_3 + f_x = 0,026 + 75,03 - 19,0 - 0,0298 = 56,02 \text{ mm} < d_{lim} = 59,2 \text{ mm} \quad (3.3.67)$$

### 3.4. Gelžbetoninės kolonos skaičiavimas

#### Išilginės armatūros skaičiavimas



3.4.1 pav. Kolonos skaičiuojamoji schema.

Kolonos skerspjūvio matmenys 0,4x0,4m jos ilgis 9,9m. Kolona armuojama simetrine armatūra

$$- A_{s1} = A_{s2}.$$

Kolona projektuojama iš C40/50 klasės betono ir S500 klasės armatūros.

Betono skaičiuojamasis stipris:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 \cdot \frac{40}{1,5} = 24MPa \quad (3.4.1)$$

Armatūros skaičiuojamasis stipris:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1,1} = 454,54MPa \quad (3.4.2)$$

$$f_{scd} = f_{yd}$$

$$d_1 = d_2 = 0,05 m.$$

Koloną veikiančios įrašos:

Ašinė jėga  $N=645,82$  kN

Momentas  $M=109,29$  kNm

Apskaičiuojamas pirmos eilės ekscentricitetas:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{109,29}{645,82} = 0,17m \quad (3.4.3)$$

Apskaičiuojamas atsitiktinis ekscentricitetas:

$$e_{ats,1} = \frac{h}{30} = \frac{0,40}{30} = 0,0133m \quad (3.4.4)$$

$$e_{ats,2} = \frac{l_0}{600} = \frac{9,9}{600} = 0,0165m \quad (3.4.5)$$



Priimama, kad  $e_{ats}=0,0165m$ .

Lenkimo momentas, atsirandantis nuo ašinės jėgos ir atsitiktinio ekscentrisiteto:

$$M_1 = N \cdot \left( e_{ats} + \frac{h}{2} - d_1 \right) = 645,82 \cdot 0,1665 = 107,53 kNm \quad (3.4.5)$$

Suminis momentas:

$$M_{sum} = M + M_1 = 109,29 + 107,53 = 216,82 kNm \quad (3.4.6)$$

Kolonos ekscentricitetas:

$$e = e_0 + e_{ats} + \frac{h}{2} - d_1 = 0,17 + 0,0165 + \frac{0,4}{2} - 0,05 = 0,3365 kNm \quad (3.4.7)$$

Kolonos skaičiuojamasis gniuždomosios zonos aukštis:

$$\eta f_{cd} b \lambda x + f_{scd} A_s - f_y d A_s = N \quad (3.4.8)$$

$$x = \frac{N}{\eta f_{cd} b \lambda} = \frac{645,82 \cdot 10^3}{1 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,8} = 0,084 m \quad (3.4.9)$$

Kolonos darbo aukštis:

$$d = h - d_1 = 0,4 - 0,05 = 0,35 m \quad (3.4.10)$$

Skaičiuojamasis santykinis gniuždomosios zonos aukštis:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,084}{0,35} = 0,24 \quad (3.4.11)$$

Skaičiuojamasis santykinis ribinis gniuždomosios zonos aukštis:

$$\xi_{lim} = 0,45 \quad \xi < \xi_{lim}$$

Skaičiuojamasis santykinis gniuždomosios zonos aukštis neviršija ribinio gniuždomosios zonos aukščio.

Skaičiuojamas reikiamas armatūros plotas:

$$A_s = \frac{N \cdot e - \eta f_{cd} b \lambda x \left( d - \frac{\lambda x}{2} \right)}{f_{scd} (d - d_2)} = \quad (3.4.12)$$

$$\frac{645,82 \cdot 10^3 \cdot 0,3365 - 1 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 0,084 \left( 0,35 - \frac{0,8 \cdot 0,084}{2} \right)}{454,54 \cdot 10^6 (0,35 - 0,05)} = 9,68 cm^2$$

Pagal apskaičiuotą reikiamą kolonos armatūros skerspjūvio plotą  $A_s=9,68 \text{ cm}^2$ , parenkami  $2 \times \emptyset 25$  armatūros strypai, kurių  $A_s=9,82 \text{ cm}^2$

Kolonos skaičiuojamasis ilgis:

$$l_0 = \mu \cdot l = 1,2 \cdot 9,9 = 11,88 \text{ m} \quad (3.4.13)$$

Kolonos inercijos momentas:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 0,00213 \text{ m}^4 \quad (3.4.14)$$

Kolonos skerspjūvio plotas:

$$A = b \cdot h = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ m}^2 \quad (3.4.15)$$

Kolonos inercijos spindulys:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,00213}{0,16}} = 0,115 \text{ m} \quad (3.4.16)$$

Kolonos liaunis:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{11,88}{0,115} = 103,30 \quad (3.4.17)$$

Skaičiuojamasis kolonos ribinis liaunis:

$$\lambda_{\text{rim}} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,714 \cdot 1,02 \cdot 1,25}{\sqrt{0,168}} = 44,42 \quad (3.4.18)$$

Koeficientas priklausantis nuo kolonos betono valkšnumo:

$$A = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi} = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot 2} = 0,714 \quad (3.4.19)$$

$\varphi$  – kolonos valkšnumo koeficientas

Koeficientas vertinantis armatūros skerspjūvio ploto įtaką ribiniam liauniui:

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,023} = 1,02 \quad (3.4.20)$$

$$\omega = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = \frac{454,54 \cdot 10^6 \cdot 9,68 \cdot 10^{-4} \cdot 2}{24 \cdot 10^6 \cdot 0,16} = 0,023 \quad (3.4.21)$$

Koeficientas kuriuo atsižvelgiama į pirmos eilės momentus veikiančius kolonos galuose:

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - 0,5 = 1,2 \quad (3.4.22)$$

$r_m$  – kolonos viršutinio ir apatinio lenkimo momentų santykis:

$$r_m = \frac{M_1}{M_{sum}} = \frac{107,53}{216,82} = 0,5 \quad (3.4.23)$$

Santykinė ribinė ašinė jėga kai yra centrinis gniuždymas:

$$n = \frac{N}{f_{cd} \cdot A_c} = \frac{645,82 \cdot 10^3}{24 \cdot 10^6 \cdot 0,16} = 0,168 \quad (3.4.24)$$

Kadangi skaičiuojamos kolonos liaunis yra didesnis už kolonos ribinį liaunį  $\lambda > \lambda_{lim}$ , reikia įvertinti antros eilės ekscentricitetą.

Apskaičiuojamas kolonos kreivio mažinimo koeficientas  $K_r$ :

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u \cdot n_{bal}} = \frac{1,168 - 0,168}{1,168 \cdot 0,4} = 2,14 > 1 \quad (3.4.25)$$

Priimama:  $K_r = 1$ .

Čia:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{645,82}{0,16 \cdot 24 \cdot 10^3} = 0,168 \quad (3.4.26)$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + 0,168 = 1,168 \quad (3.4.27)$$

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

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1 + 0,55 \cdot 0,33 = 1,18 \quad (3.4.28)$$

Čia:

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{40}{200} - \frac{95,58}{150} = 0,55 \quad (3.4.29)$$

$$\varphi_{ef} = \varphi \cdot \frac{M}{M_{sum}} = 2 \cdot \frac{107,53}{645,82} = 0,33 \quad (3.4.30)$$

$$\varphi = 2$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd}}{E_s \cdot 0,45 \cdot d} = \frac{454,54}{200 \cdot 10^9 \cdot 0,45 \cdot 0,35} = 0,01 \quad (3.4.31)$$

Tada kreivis  $\frac{1}{r}$  lygus:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = 1 \cdot 1,18 \cdot 0,01 = 0,0118m \quad (3.4.32)$$

Antros eilės ekscentricitetas lygus:

$$e_2 = \frac{\frac{1}{r} \cdot l_0^2}{c} = \frac{0,0118 \cdot 11,88^2}{9,85} = 0,169m \quad (3.4.33)$$

Čia  $c = \pi^2$  – koeficientas priklausantis nuo kreivio pasiskirstymo kolonos ilgiu.

Tuomet antros eilės lenkimo momentas:

$$M_2 = N \cdot e_2 = 645,82 \cdot 0,169 = 109,14kNm \quad (3.4.34)$$

Suminis lenkimo momentas įvertinus antros eilės ekscentricitetą:

$$M_{Ed,2} = M_{sum} + M_2 = 216,82 + 109,14 = 325,96kNm \quad (3.4.35)$$

Skaičiuojamas reikiamas armatūros plotas:

$$A_s = \frac{N_{Ed,2} - \eta f_{cd} b \lambda x \left( d - \frac{\lambda x}{2} \right)}{f_{scd} (d - d_2)} = \quad (3.4.36)$$

$$\frac{325,96 \cdot 10^3 - 1 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 0,084 \left( 0,35 - \frac{0,8 \cdot 0,084}{2} \right)}{454,54 \cdot 10^6 (0,35 - 0,05)} = 8,9 \text{ cm}^2$$

Reikalingas armatūros kiekis tenkina anksčiau skaičiavimuose parinktus skerspjūvius.

### Skersinės armatūros skaičiavimas

Kolonos skersinė armatūra skaičiuojama nuo didžiausios skersinės jėgos  $V_{Ed}=18,85\text{kN}$ . Kadangi skersinė jėga, veikianti kolonoje yra salyginai nedidelė, todėl skersinės armatūros žingsnis pagal [19] 168psl. parenkamas taip (armatūra S500 Ø8):

Skersinės armatūros žingsnis parenkamas tikrinant šias tris sąlygas, iš kurių bus parenkama mažiausia reikšmė:

- 1) Armatūros žingsnis 20 kartų didesnis už strypų mažiausią skersmenį:

$$s_{\max} = 20 \cdot 25 = 500 \text{ mm};$$

- 2) Mažiausiojo kolonos matmens dydžio:

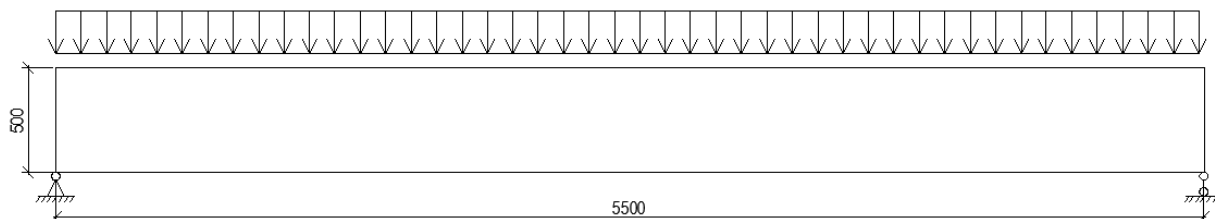
Kadangi kolonos matmenys 400x400, tai  $s_{\max}=400\text{mm}$ ;

- 3)  $s_{\max} = 400\text{m}$ .

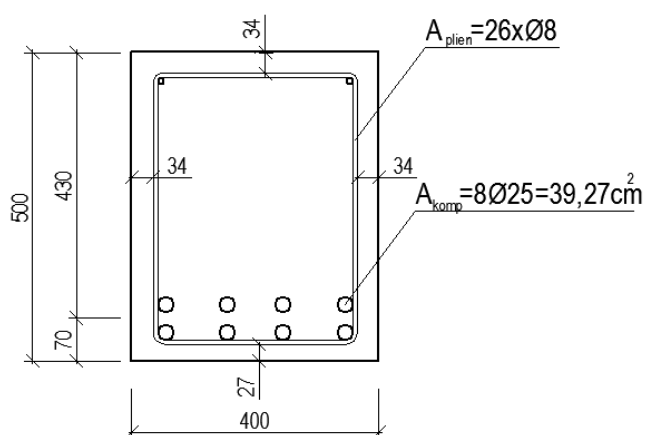
Priimama, kad kolonos skersinės armatūros žingsnis - 400mm. Kolonos apačioje ir viršuje bus dedama tankesnė armatūra (armatūrinis tinklas), nes apačioje kolona remiasi į pamatą, o viršuje į koloną remiasi dvišlaitė sija, todėl tose vietose atsiranda didesni glemžimo įtempiai. Viršuje dedami 5 strypai kas 100mm, o apačioje 6 strypai kas 100 mm.

### 3.5. Sijos S-1 su kompozitine armatūra skaičiavimas

#### SIJA S-1



3.5.1. pav. Sijos S-1 skaičiuojamoji schema



3.5.2. pav. Sijos S-1 skerspjūvis

Eil. Nr.	Medžiagos pav.	0/1	Sluoksnių skaičius	Sluoksnio storis, mm	Apkrovos		
					Norminė, kPa	$\gamma_Q$	Skaičiuojamoji, kPa
1	Pertvarų nuosvas svoris	1			1.20	1.35	1.62
2	Keraminių pl. danga	1		20	0.36	1.35	0.49
3	Monolitinis g/b sluoksnis	1		50	1.25	1.35	1.69
4	Garų izoliacija - PE plėvelė $t \geq 0.2\text{mm}$	1			0.01	1.35	0.01
5	Garso-termo izoliacija - PAROC SSB-1	1		20	0.03	1.35	0.04
6	Išlyginamasis sl. - keramzito smėlis (frakcija 2-4mm)	1		50	0.40	1.35	0.54
7	Kiaurymėta plokštė HCS-200	1			3.33	1.35	4.50
8	Lubų apdaila	1			0.20	1.35	0.27
9	Naudojimo apkrova	1			1.50	1.30	1.95
					<b>8.28</b>		<b>11.10</b>

3.5.3. pav. Apkrovų skaičiavimas.

Gauta bendra skaičiuotinė apkrova  $11,1\text{kN/m}^2$ . Skaičiuojamas siją veikiantis lenkimo momentas:

$$M_{Ed} = \frac{11,1 \cdot 5,9 \cdot 5,5^2}{8} = 247,63\text{kNm} \quad (3.5.1)$$

Gamintojo deklaruojamas kompozitinio strypo charakteristinis tempiamasis stipris  $f_{fk} = 1000MPa$ , tamprumo modulis  $E_f = 60GPa$ . Gamintojo pateikiamas medžiagos dalinis patikimumo koeficientas  $\gamma_M = 1,3$ , todėl skaičiuotinis trumpalaikis tempiamasis stipris:

$$f_{fd}^* = \frac{f_{fk}}{\gamma_M} = \frac{1000}{1,3} = 769MPa \quad (3.5.2)$$

Gamintojo pateikiamas skaičiuotinis, ilgalaikis, kompozitinės (stiklo pluošto) armatūros stipris  $f_{fd} = 445MPa$ . Betono stiprumo klasė – C40/50. Projektuojamos sijos ilgis – 5,5m. Skerspjūvio matmenys:  $h = 500mm$ ,  $b = 400mm$ .

Skaičiuojame, kokia jėga reikia apkrauti bandinį, kad jis pilnai suirtų.

1) Randamas kompozitinės armatūros armavimo procentas:

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} = \frac{39,27 \cdot 10^{-4}}{0,40 \cdot 0,46} = 0,01 = 1,0\% \quad (3.5.3)$$

Apskaičiuojame subalansuotą kompozitinės armatūros armavimo procentą:

$$\rho_{f,bal} = \frac{\lambda \cdot \eta_c \cdot f_{cd}}{f_{fd}} \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fd}} \right) = \frac{0,8 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 10^6}{445 \cdot 10^6} \left( \frac{3500}{3500 + 7417} \right) = 0,0138 = 1,38\% \quad (3.5.4)$$

Čia  $\varepsilon_{fd}$  – Ribinės tempiamosios armatūros deformacijos:

$$\varepsilon_{fd} = \frac{f_{fd}}{E_f} = \frac{445 \cdot 10^6}{60 \cdot 10^9} = 7417 \cdot 10^{-6} \quad (3.5.5)$$

Kadangi  $\rho_f < 1,4\rho_{f,bal}$ , tai sijos suirimas prasidės nuo tempiamos armatūros ir bus taikomas dalinis patikimumo koeficientas  $\gamma_{Rd} = 1,4$ , kuriuo įvertinamas elemento irimo pobūdis.

Apskaičiuojamas sijos skerspjūvio gniuždomos zonos aukštis:

$$\eta_c f_{cd} \cdot \lambda x_{cu} \cdot b = A_f \cdot \varepsilon_{cu} \frac{d - x_{cu}}{x_{cu}} \cdot E_f \quad (3.5.6)$$

$$1 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot x_{cu} \cdot 0,40 = 39,27 \cdot 10^{-4} \cdot 3500 \cdot 10^{-6} \frac{0,46 - x_{cu}}{x_{cu}} \cdot 60 \cdot 10^9 \quad (3.5.7)$$

$$7680000 \cdot x_{cu} = 824670 \cdot \frac{0,43 - x_{cu}}{x_{cu}} \quad (3.5.8)$$

$$7680000 \cdot x_{cu}^2 = 824670 \cdot (0,43 - x_{cu}) \quad (3.5.9)$$

$$7680000 \cdot x_{cu}^2 = 354608,1 - 824670x_{cu} \quad (3.5.10)$$

$$7680000 \cdot x_{cu}^2 + 824670x_{cu} - 354608,1 = 0 \quad (3.5.11)$$

$$x_{cu} = 0,166m.$$

Apskaičiuojamas parinktos sijos skerspjūvio atlaikomasis lenkiamasis momentas:

$$M_{Rd}^* = \eta_c f_{cd} \cdot \lambda x_{cu} \cdot b \left( d - \frac{\lambda x_{cu}}{2} \right) =$$
$$1 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot 0,166 \cdot 0,40 \left( 0,43 - \frac{0,8 \cdot 0,166}{2} \right) = 463,5 kNm \quad (3.5.12)$$

Pritaikius dalinį patikimumo koeficientą, kuris įvertina elemento suirimo pobūdį,

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rd}^*}{\gamma_{Rd}} = \frac{463,5}{1,4} = 331,1 kNm \quad (3.5.13)$$

$$M_{Rd} = 331,1 kNm > M_{Ed} = 247,63 kNm$$

Sijos, armuotos stiklo pluošto armatūra stiprumas yra pakankamas.

## 4. Tiriamoji dalis

### 4.1. Įvadas

Pasirinkta magistro projekto tema – „Kompozitinės armatūros panaudojimas gelžbetonio konstrukcijose-“.

Pastovus ir nemažėjantis gamtinių išteklių naudojimas, priverčia brangti nusistovėjusias konstrukcines medžiagas, priverčia jų ieškoti vis sudėtingesniais būdais ir tolimesnėse pasaulio vietose, todėl yra atliekama inovatyvių ir optimalių sprendimų paieška, siekiant šiuos išteklius naudoti efektyviau ir pigiau. Šiandien ypač didelis dėmesys statybų sektoriuje yra skiriamas inovatyvių konstrukcinių sprendimų paieškai, kuris leistų užtikrinti didesnę statinių konstrukcijų saugą, patikimumą ir ilgaamžiškumą. Kompozitinės medžiagos statybos pramonėje pradėtos naudoti palyginti neseniai. Kompozitinės medžiagos pluoštu armuoti polimerai (angl. fiber reinforced polymer – FRP) pirmiausia pradėti naudoti karinėje, aviacijos ir automobilių pramonės šakose. Pastaraisiais dešimtmečiais jie vis plačiau naudojami statant naujus ir stiprinant eksploatuojamus statinius bei jų konstrukcijas. Vis plačiau naudoti kompozitines medžiagas statyboje skatina keli pagrindiniai aspektai: šių medžiagų atsparumas korozijai, labai geros mechaninės savybės ir nesudėtingas šių medžiagų apdirbimas. Kasdien tobulėjant gamybos technologijoms yra siekiama sumažinti kompozitinių gaminių kainą, nes šiandien ji yra gana nemaža, tačiau būtiniais atvejais kompozitinės medžiagos yra naudojamos, nepaisant jų esamos kainos. Šiandien polimerinės medžiagos jau tampa įprasta tradicinių statybinių medžiagų: plieno, medžio, betono – alternatyva. Po truputį pasitaiko ir kompozitinių konstrukcijų, pvz., betonas + kompozitinė armatūra, medinės konstrukcijos + kompozitinė armatūra ir pan. Statybų srityje – kompozitinės medžiagos dažniausiai yra naudojamos:

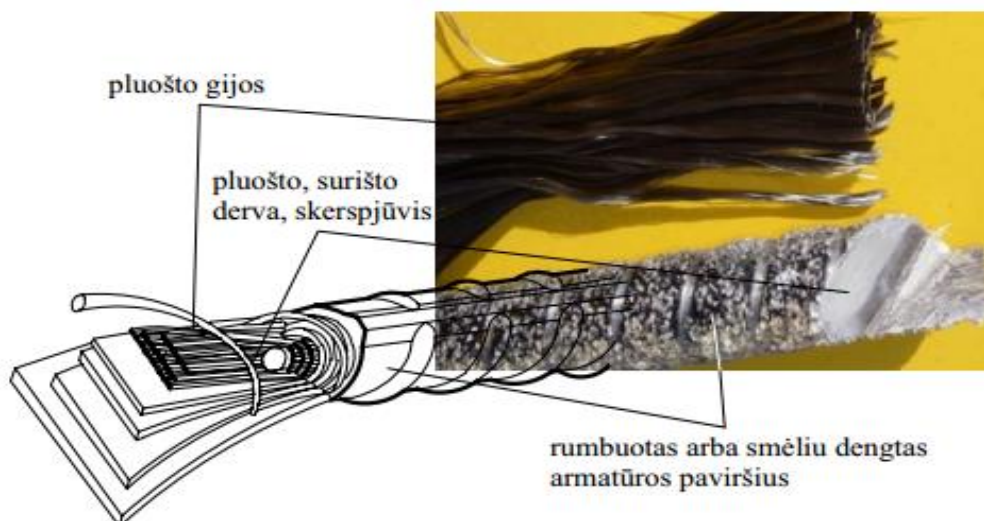


- kaip strypinė armatūra betoninėms konstrukcijoms;
- kaip išorinė lakštinė armatūra eksploatuojamoms konstrukcijoms stiprinti;
- kaip statybiniai profilioočiai.

Kompozitinių medžiagų naudojimas statybinėms konstrukcijoms teikia ne tik geresnius projektavimo ir konstravimo rezultatus, tačiau padeda saugoti gamtą, nes didžioji dalis žaliavų yra iš perdirbtų medžiagų, tai padėtų laikytis Lietuvos susitarimo Europos Sąjungoje, dėl aplinkosaugos reikalavimų bei atitiktų Esminių statinio reikalavimų 7 punktą – dėl tvaraus gamtos išteklių naudojimo. Kompozitinė armatūra bėgant laikui taps vis populiarsnė. Užsienyje kompozitinė armatūra plačiai naudojama tiltų statyboje, konstrukcinių elementų gamyboje, tačiau Lietuvoje ši armatūra nėra itin populiari. Laikui bėgant ji tik populiars ir galės plačiai konkuruoti su plienine armatūra.

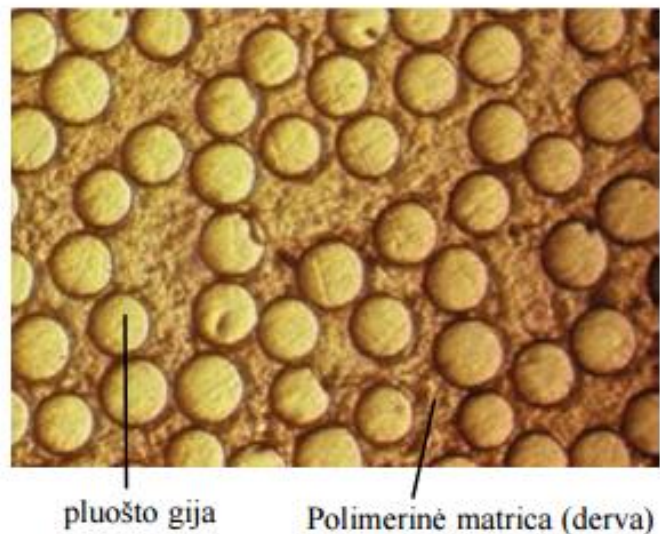
### Šiek tiek apie kompozitinę armatūrą

Kas sudaro kompozitinę armatūrą? Kompozitinės armatūros strypus sudaro stiklo, anglies, aramido, bazalto ar kitos medžiagos pluošto gijos, impregnuotos polimerine derva. Pagrindinė pluošto paskirtis - suteikti kompozitinei medžiagai reikiamą stiprumą, o polimerinės dervos – sujungti ir apsaugoti atskiras pluošto gijas ir užtikrinti kompozito vientisumą. Toks funkcinis medžiagų atskyrimas gerai atspindi bendrą kompozitinių medžiagų esmę: atskirai paimtų kompozitą sudarančių medžiagų fizikinės ir mechaninės savybės nusileidžia kompozitinės medžiagos savybėms. Kompozitinio strypo skerspjūvio fragmentas, padidintas 250 kartų:



4.1.1. pav. Kompozito strypo skerspjūvio fragmentas, padidintas 250 kartų.

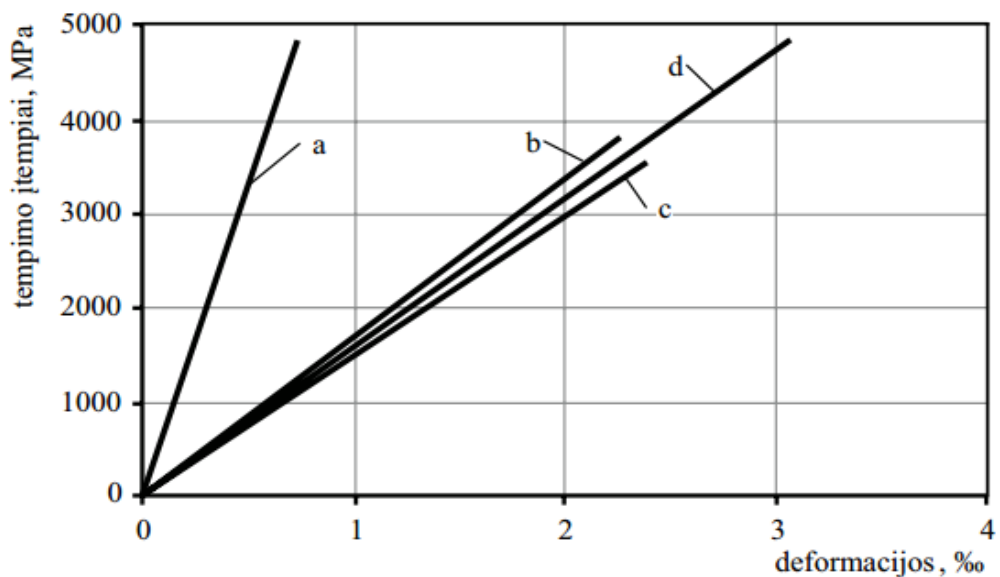
Skerspjūvyje matyti, kaip gijos sujungtos polimerine matrica (derva). Taip pat egzistuoja ir pluoštinė kompozitinė armatūra, kurios skerspjūvį sudaro labai daug ypač mažo skersmens gijų. Pluoštinės kompozitinės armatūros struktūra:



4.1.2. pav. Pluoštinės kompozitinės armatūros struktūra.

Tokios armatūros pluoštai yra itin liauni, todėl esant gniuždymui jie lengvai išklumpa. Dėl šių priežasčių, kompozitinė plaušinė armatūra nėra naudojama konstrukcijose, kuriose reikia perimti gniuždymo jėgas.

Stiklo, anglies, aramido ir bazalto pluoštų fizikinės ir mechaninės savybės pateiktos lentelėje.



4.1.3. pav. Įvairių pluoštų įtempimų ir deformacijų priklausomybės: a – anglies; b – aramido; c – stiklo; d – bazalto

## Tyrimo tematikos aktualumas ir mokslinė problema

Galima pastebėti, kad vienas iš didžiausių gelžbetoninių elementų trūkumų yra jų pleišėjimas, nuo kurio prasideda elemento armatūros korozija. Šis pleišėjimo procesas galimas visame elemento tūryje, net tik tempiamojoje zonoje. Kas tai lemia? Suvaržyto traukimosi deformacijos, temperatūriniai pokyčiai, nesilaikymas gaminių kietinimo sąlygų taip pat ir dėl įvairių išorinių apkrovų bei poveikių. Gelžbetonines konstrukcijas eksploatuojant neagresyviojoje aplinkoje, tam tikro riboto pločio plyšiai yra leistini, jie gali būti nuo 0,2 iki 0,4 mm (kiekvienoje šalyje kitaip). Tokio pločio plyšiai neturi reikšmingos įtakos normaliai konstrukcijos eksploatacijai. Priešinga situacija gaunama konstrukcijas eksploatuojant agresyviojoje išorinėje aplinkoje (pvz., tiltai, atraminės sienos, talpyklos ir kt.), kai konstrukcijų paviršius nuolat veikiamas drėgmės ir cheminių medžiagų poveikių kartu su išorinėmis apkrovomis. Visa tai paskatino statybinių konstrukcijų projektuotojus, gamintojus ir eksplotuotojus ieškoti alternatyvių medžiagų, kurios būtų atsparios korozijai, ilgaamžės ir ekonomiškos bei ekologiškos. Kaip viena iš tradicinės plieninės armatūros alternatyvų – kompozitinė armatūra. Statybose kompozitinės armatūros naudojimas prasidėjo prieš kelias dešimtis metų. Dar po kelerių metų buvo išdirbta kompozitinės armatūros gamybos technologija, iš dalies išspręsti jos sąveikos su betonu klausimai, parengtos projektavimo rekomendacijos.

### Kompozitinė armatūra užsienyje.

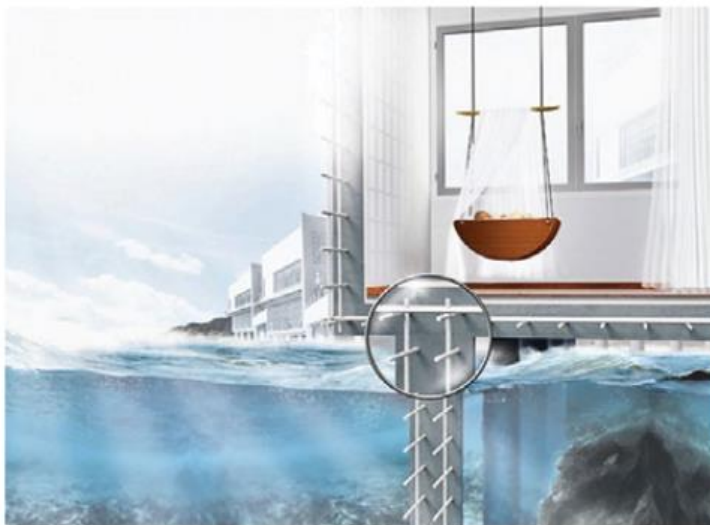
Šiuo metu užsienyje kompozitinė armatūra statybos pramonėje naudojama keliose pagrindinėse srityse:

- Armuoti tiltų paklotų laikančioms konstrukcijoms. Tai viena dažniausių kompozitinės armatūros naudojimo sričių. (dėl kompozitinės armatūros atsparumo išoriniam poveikiui, atsparumo korozijai).



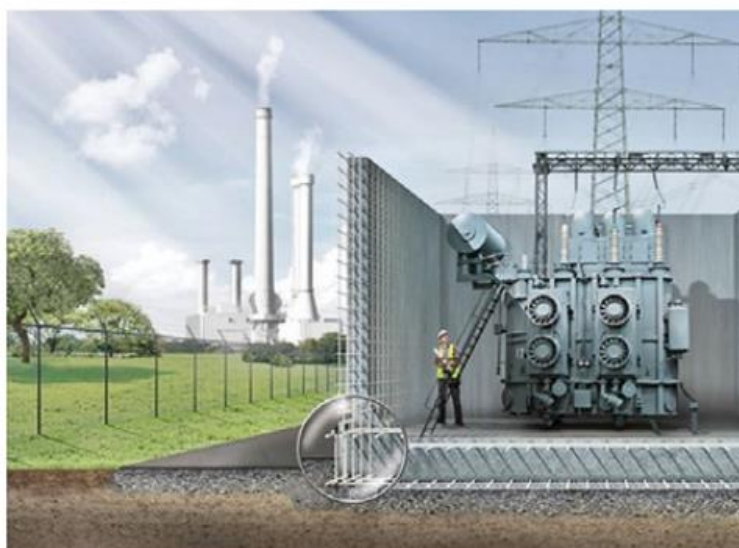
4.1.4. pav. Kompozitinės armatūros panaudojimas tiltų paklotų laikančioms konstrukcijoms.

- Konstrukciniams elementams, esantiems pakrantėse, ten kur veikia druskinga aplinka ir kur reikia atsparumo korozijai.



4.1.5. pav. Kompozitinės armatūros panaudojimas aplinkose, kur yra daug druskų.

- Projektuojant požeminius statinius, rezervuarus. Šie statiniai taip pat dažnai veikiami agresyviosios aplinkos.



4.1.6. pav. Kompozitinės armatūros panaudojimas rezervuaruose.

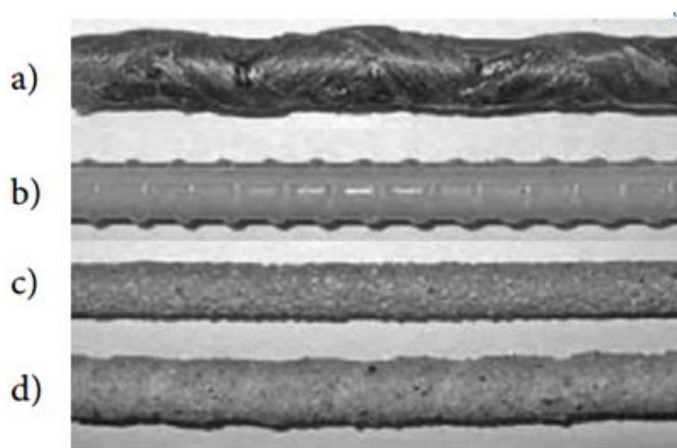
Užsienyje kompozitinė armatūra yra naudojama žymiai plačiau nei Lietuvoje. Negalima teigti, kad užsienyje dominuoja kompozitai, tačiau užsienio pranašumas ženkliai didesnis. Kodėl taip yra?

## Kompozitinė armatūra Lietuvoje.

Lietuvoje nėra tekę girdėti apie didelius objektus, kuriuose didžiąją konstrukcijų armavimo dalį sudarytų kompozitinė armatūra. Taip yra, nes visi yra įpratę jau prie nusistovėjusių tiek projektavimo, tiek konstravimo ar gamybos taisyklių kurios yra aiškios ir nusistovėję.

Kas galėtų lemti mažą kompozitinės armatūros naudojimą Lietuvoje?

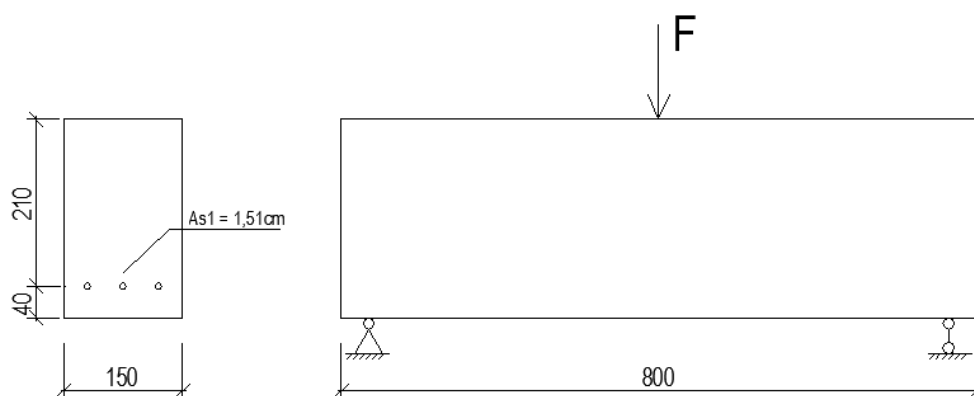
- Palyginti didelė armatūros kaina, lyginant su plienine armatūra. (apie 2 – 3 kartus).
- Tamprumo modulis ir ilgalaikis stipris. Kompozitinė armatūra pasižymi ypač dideliu tempiamuoju stipriu: nuo 1000 iki 5000 MPa, tačiau jos tamprumo modulis paprastai yra kelis ar daugiau kartų mažesnis už plieno ir sudaro 40–100 Gpa. Dėl mažo tamprumo modulio kyla sunkumų užtikrinant konstrukcijų atitiktį eksploatacinio ribinio būvio reikalavimams (ribinių įlinkių ir plyšių pločių). Kita neigiama kompozitinės armatūros mechaninė savybė – stiprio mažėjimas per tam tikrą laiką. Kai kurių armatūros rūšių ilgalaikis stipris sudaro tik apie 40 % trumpalaikio stiprio.
- Trapus suirimo pobūdis. Kompozitinė armatūra, skirtingai nei takumo aikštelę turintis plienas, suyra trapiai. Toks suirimo pobūdis kelia sunkumų užtikrinant konstrukcijų saugumą, todėl konstrukcijos turi būti projektuojamos su didesne laikomosios galios atsarga.
- Nėra itin gerai išdirbtas kompozitinės armatūros sukibimas su betonu. Norint tai išspręsti armatūra yra gaminama su skirtingo lygumo paviršiais.
- Projektavimo rekomendacijų ir normų stoka. Nėra sukurta aiškių projektavimo normų, pagal kurias būtų galima tiksliai atlikti projektavimą, o yra remiamasi įvairių pasaulio universitetų sukauptu patirtimi ir bandymų rezultatais.



4.1.7. pav. Kompozitinės armatūros paviršiaus apdirbimas: a – spiralinis; b – rumbuotas; c – smėliu; d – mišrus (smėliu ir spirale)

## 4.2. Tyrimo objektas, tikslas, uždaviniai

Tyrimo objektas. Tyrimo metu bus laužomi trys bandiniai (sijos) pagal žemiau pateiktą schemą. Tai pat atlikti teoriniai sijų stiprumo, pleišėjimo momento bei įlinkio skaičiavimai. Visos trys sijos yra identiškų išmatavimų – 150x250x800mm. Dvi sijos suarmuotos su pagrindine kompozitine (stiklo pluošto) armatūra, o viena su plienine. Armavimas – 3vnt.  $d=8\text{mm}$  armatūros strypų, kurių bendras skerspjūvio plotas  $1,51\text{cm}^2$ .



4.2.1. pav. Bandinių skaičiuojamoji schema

Tyrimo tikslas ir uždaviniai. Tyrimo tikslas – skaičiavimais patikrinti skirtumus, tarp identiškų sijų, kurios yra suarmuotos skirtingo tipo armatūromis rezultatus. Pagal gautus rezultatus įvertinti vienos ir kitos armatūros pranašumus, taip pat pateikti siūlymus, kur ir kokiais atvejais palankiau naudoti plieninę, o kada kompozitinę armatūrą. Skaičiavimais bus bandoma išsiaiškinti bandinio stiprumas, pleišėjimo momentas ir įlinkis. Gauti rezultatai bus palyginti su eksperimentiniais rezultatais, gautais laboratorijoje. Bus padarytos išvados.

## 4.3. Bandinių stiprumo, pleišėjimo momento ir įlinkio skaičiavimai

Tyrimas bus atliktas vadovaujantis užsienio šalių pateiktomis skaičiavimo rekomendacijomis.

### 4.3.1. Teoriniai skaičiavimai, kai tempiama armatūra yra plieninė.



4.3.1.1. pav. Bandinio armuoto plienine armatūra strypų išdėstymas

Skaičiuojame, kokia jėga reikia apkrauti bandinį, kad jis pilnai suirtų.

Pagrindiniai duomenys bandinio skaičiavimui:

$b = 150\text{mm}$ ;  $h = 250\text{mm}$ ;  $d_1 = 40\text{mm}$ ;  $l = 800\text{mm}$ ;  $A_s = 1,51\text{cm}^2$ .

Bandiniui naudotas C40/50 klasės betonas, kurio skaičiuotinis stipris:

$$f_{cd} = 0,9 \cdot \frac{40}{1,5} = 24\text{MPa} \quad (4.3.1.1)$$

Vidutinis betono stipris po 28 parų:

$$f_{cm} = 48\text{MPa} \quad (4.3.1.2)$$

Vidutinis S500 klasės armatūros tempiamasis stipris:

$$f_{ym} = 600\text{MPa} \quad (4.3.1.3)$$

Randamas naudingas skerspjūvio aukštis:

$$d = h - d_1 = 0,25 - 0,04 = 0,21\text{m} \quad (4.3.1.4)$$

Apskaičiuojamas ribinis santykinės gniuždomos zonos aukštis:

$$\xi_{lim} = \frac{0,0035}{0,0035 + \varepsilon_{yd}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,00217} = 0,617 \quad (4.3.1.5)$$

S500 klasės armatūrai:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{500}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 0,00217 \quad (4.3.1.6)$$

Apskaičiuojamas ekvivalentinės gniuždomos zonos aukštis

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{\eta \cdot f_{cm} \cdot b} = \frac{600 \cdot 10^3 \cdot 1,51 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 48 \cdot 10^3 \cdot 0,15} = 0,0126m \quad (4.3.1.7)$$

Ekvivalentinės gniuždomos zonos santykinis aukštis:

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,0126}{0,21} = 0,06 \quad (4.3.1.8)$$

Gniuždomos zonos santykinis aukštis:

$$\xi = \frac{\xi_{eff}}{\lambda} = \frac{0,06}{0,8} = 0,075 \quad (4.3.1.9)$$

Tikriname:

$$\xi = 0,075 < \xi_{lim} = 0,617$$

Bandinio stiprumas:

$$\begin{aligned} M_{Rds} &= \eta \cdot f_{cm} \cdot b \cdot x_{eff} (d - 0,5x_{eff}) = 1 \cdot 48 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,0126 (0,21 - 0,5 \cdot 0,0126) \\ &= 18,48kNm \end{aligned} \quad (4.3.1.11)$$

Perskaičius bandinio stiprumą į koncentruota jėgą, kuria jį apkrauti, gauname

$$\frac{F \cdot l}{2} = 18,48kNm \quad (4.3.1.12)$$

$$F = 56,0 \text{ kN.}$$

1) Skaičiuojamas plyšių susidarymo momentas:

$$M_{crc} = f_{ctm} \cdot \frac{bh^2}{6} = 3,5 \cdot 10^3 \cdot \frac{0,15 \cdot 0,25^2}{6} \cdot 1,75 = 9,57kNm \quad (4.3.1.13)$$



2) Bandinio įlinkis:

Betono efektyvusis tamprumo modulis:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\alpha, t_0)} = \frac{35 \cdot 10^6}{1 + 2,7} = 9,46 \cdot 10^6 \text{ kPa} \quad (4.3.1.14)$$

Skerspjūvio matmenis apibūdinantis dydis:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot (250 \cdot 150)}{800} = 94 \text{ mm} \quad (4.3.1.15)$$

Laisvoji traukumo deformacija:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{co} = 13,5 \cdot 10^{-5} + 3,26 \cdot 10^{-5} = 18,76 \cdot 10^{-5} \quad (4.3.1.16)$$

čia

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,28 \cdot 0,8325 \cdot 0,58 \cdot 10^{-3} = 13,5 \cdot 10^{-5} \quad (4.3.1.17)$$

$$\text{kur, } \beta = \frac{28-14}{(28-14)+0,04 \cdot \sqrt{94}} = 0,28 \quad (4.3.1.18)$$

Savaiminio traukumo deformacija:

$$\varepsilon_{co} = \beta_{co}(t) \cdot \varepsilon_{co}(\infty) = 0,653 \cdot 50 \cdot 10^{-6} = 3,26 \cdot 10^{-5} \quad (4.3.1.19)$$

Armatūros tamprumo modulio ir efektyviojo betono tamprumo modulio santykis:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{2 \cdot 10^8}{9,46 \cdot 10^6} = 21,14 \quad (4.3.1.20)$$

Nesupleišėjusio pjūvio geometrinės charakteristikos:

$$A_{eff} = 0,15 \cdot 0,25 + 21,14 \cdot 1,51 \cdot 10^{-4} = 0,041 \text{ m}^2 \quad (4.3.1.21)$$

$$S_{1-1} = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 0,15 + 21,14 \cdot 1,51 \cdot 10^{-4} \cdot 0,04 = 0,0058 \text{ m}^3 \quad (4.3.1.22)$$

$$y_c = \frac{S_{1-1}}{A_{eff}} = \frac{0,0058}{0,041} = 0,141 \text{ m} \quad (4.3.1.23)$$

$$I_{eff} = \frac{0,15 \cdot 0,25^2}{12} + 0,15 \cdot 0,25(0,15 - 0,141)^2 + 21,14 \cdot 1,51 \cdot 10^{-4}(0,141 - 0,04)^2$$

$$= 0,00078m^4 \quad (4.3.1.24)$$

Bandinio ašies kreivis nesupleišėjusiame pjūvyje.

Išorinės apkrovos sukeltas kreivis:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{p,ucr} = \frac{M_{Rds}}{E_{c,eff} \cdot I_{eff}} = \frac{18,48}{9,46 \cdot 10^6 \cdot 0,00078} = 0,0025 \left(\frac{1}{m}\right) \quad (4.3.1.25)$$

Betono traukumo sukeltas kreivis:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs,ucr} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_s}{I_{eff}} = 18,76 \cdot 10^{-5} \cdot 21,14 \cdot \frac{0,00001525}{0,00078} = 0,0000775 \left(\frac{1}{m}\right) \quad (4.3.1.26)$$

Armatūros statinis momentas svorio centro atžvilgiu:

$$S_s = A_{s1}(y_c - d_1) = 1,51 \cdot 10^{-4}(0,141 - 0,04) = 0,00001525m^3 \quad (4.3.1.27)$$

Supleišėjusio pjūvio geometrinės charakteristikos.

Gniuždomos zonos aukštis:

$$b \cdot x \cdot \frac{x}{2} = \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x) \quad (4.3.1.28)$$

$$0,075x^2 = 21,14 \cdot 1,51 \cdot 10^{-4} \cdot (0,21 - x) \quad (4.3.1.29)$$

$$x=0,08m.$$

Supleišėjusio pjūvio inercijos momentas:

$$I_{cr} = \frac{b_x \cdot x^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1}(d - x)^2 = \frac{0,15 \cdot 0,08^3}{3} + 21,14 \cdot 1,51 \cdot 10^{-4}(0,21 - 0,08)^2$$

$$= 0,00037m^4 \quad (4.3.1.30)$$

Išorinės apkrovos sukeltas kreivis:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{p,cr} = \frac{M_{Rds}}{E_{c,eff} \cdot I_{eff}} = \frac{18,48}{9,46 \cdot 10^6 \cdot 0,00037} = 0,0053 \left(\frac{1}{m}\right) \quad (4.3.1.31)$$

Betono traukumo sukeltas kreivis:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs,cr} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_{cc}}{I_{eff}} = 18,76 \cdot 10^{-5} \cdot 21,14 \cdot \frac{0,0000196}{0,00037} = 0,00021 \left(\frac{1}{m}\right) \quad (4.3.1.32)$$

Armatūros ploto statinis momentas neutralios ašies atžvilgiu:

$$S_{cc} = A_{s1}(d - x) = 1,51 \cdot 10^{-4}(0,21 - 0,08) = 0,0000196m^3 \quad (4.3.1.33)$$

Išorinės apkrovos sukeltas vidutinis kreivis:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_{p,m} &= \xi \left(\frac{1}{r}\right)_{p,cr} + (1 - \xi) \left(\frac{1}{r}\right)_{p,ucr} = 0,87 \cdot 0,0053 + (1 - 0,87)(0,0025) \\ &= 0,0049 \left(\frac{1}{m}\right) \end{aligned} \quad (4.3.1.34)$$

$$\text{čia } \xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Rd}}\right)^2 = 1 - 0,5 \left(\frac{9,57}{18,48}\right)^2 = 0,87 \quad (4.3.1.35)$$

Betono traukumo sukeltas vidutinis kreivis:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_{cs,m} &= \xi \left(\frac{1}{r}\right)_{cs,cr} + (1 - \xi) \left(\frac{1}{r}\right)_{cs,ucr} = 0,87 \cdot 0,00021 + (1 - 0,87) \cdot 0,0000775 = \\ &= 0,000193 \left(\frac{1}{m}\right) \end{aligned} \quad (4.3.1.36)$$

Sijos ašies vidutinis kreivis:

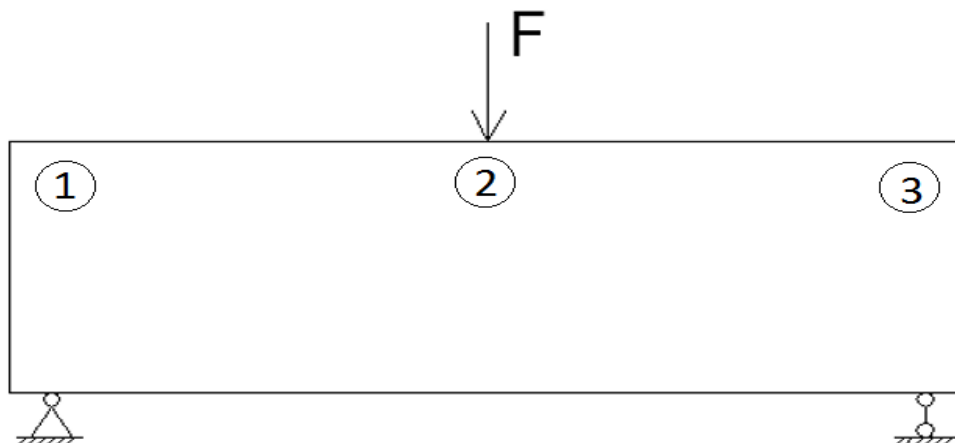
$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = \left(\frac{1}{r}\right)_{p,m} + \left(\frac{1}{r}\right)_{cs,m} = 0,0049 + 0,000193 = 0,0051 \left(\frac{1}{m}\right) \quad (4.3.1.37)$$

Bandinio įlinkis:

$$\omega = k \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_m \cdot l^2 = 0,104 \cdot 0,00511 \cdot 0,66^2 = 0,0023m \quad (4.3.1.38)$$

### 4.3.2. Praktinis bandymas, kai tempiama armatūra yra plieninė.

Sija yra apkraunama palaispsniui, apkrovą didinant po 4kN. Po kiekvieno apkrovos padidinimo yra fiksuojami sijos ilinkiai trijuose taškuose. Įlinkiomačių išdėstymo schema pateikta 4.3.2.1. pav. Sijos atramos yra išdėstytos po 70mm nuo sijos galų.



4.3.2.1. pav. Įlinkiomačių išdėstymo vietos.

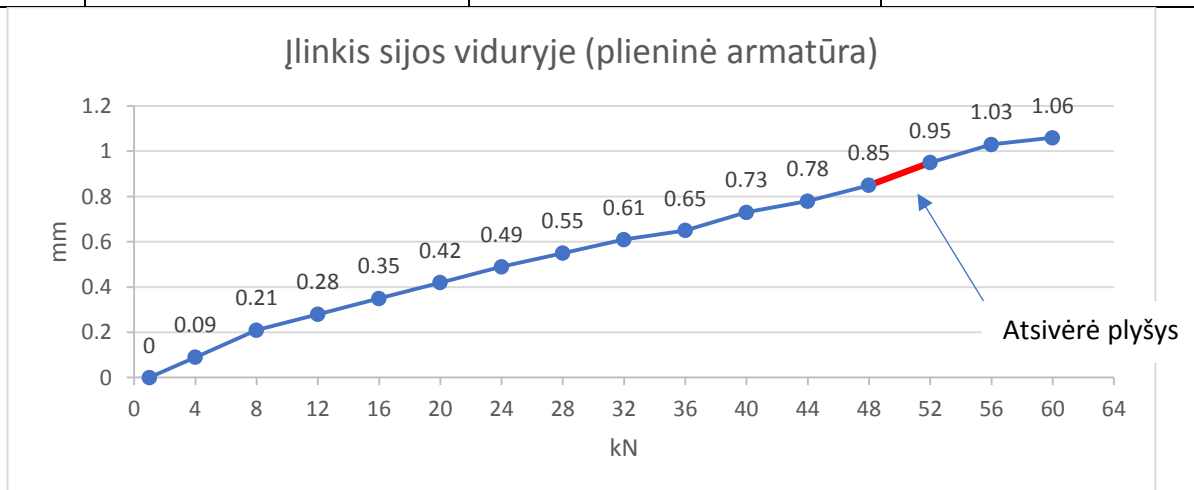


4.3.2.2. pav. Sijos stiprumo bandymas (plieninė armatūra).

Lentelė 4.3.2.1. Įlinkiomačių parodymai bandant siją su plienine armatūra.

Apkrovimo jėga, kN	Prietaiso Nr.1 parodymai, $mm \cdot 10^{-2}$	Prietaiso Nr.2 parodymai, $mm \cdot 10^{-2}$	Prietaiso Nr.3 parodymai, $mm \cdot 10^{-2}$
1	2780	8786	3664
4	2777	8777	3653
8	2768	8765	3642
12	2761	8758	3635

16	2755	8751	3627
20	2748	8744	3621
24	2743	8737	3616
28	2738	8731	3612
32	2733	8725	3605
36	2729	8721	3601
40	2724	8713	3597
44	2721	8708	3593
48	2716	8701	3587
52	2711	8691	3584
56	2705	8683	3573
60	2705	8680	3573



4.3.2.1. Grafikas. Bandinjo ķlinkio priklausomybė nuo apkrovos.



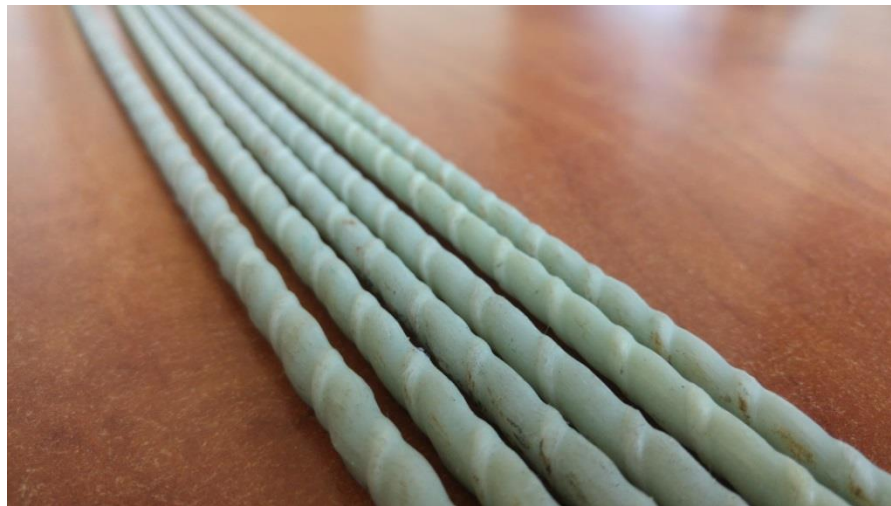
4.3.2.3. pav. Jau pradėjes pleišėti bandinys.

### Bandymo rezultatai:

Plyšys atsivėrė esant **48-52kN** apkrovai. Sijos suirimas įvyko, kai preso apkrova pasiekė **111,21kN** (suiro sijos gniuždoma zona). Kai presas pasiekė **126,7kN** apkrovą – bandinio darbinė armatūra buvo nutraukta. Armatūros sukibimas su armatūra nebuvo prarastas.

### **4.3.3. Teoriniai skaičiavimai, kai tempiama armatūra yra kompozitinė (stiklo pluošto).**

Skaičiavimams bus priimama tokia pati sijos geometrija, plieniniai armatūros strypai bus keičiami į tokio pat skersmens kompozitinės armatūros stiklo pluošto strypus, bus išsaugoti tokie pat armatūros apsauginiai sluoksniai. Sijos skaičiuojamoji schema išlieka tokia pati, kaip ir skaičiavimuose su plienine armatūra.



4.3.3.1. pav. Bandymui naudoti stiklo pluošto armatūros strypai.



4.3.3.2. pav. Bandinio armuoto kompozitine (stiklo pluošto) armatūra strypų išdėstymas.

Gamintojo deklaruojamas kompozitinio stypo charakteristinis tempiamasis stipris  $f_{fk} = 1000MPa$ , tamprumo modulis  $E_f = 60GPa$ . Gamintojo pateikiamas medžiagos dalinis patikimumo koeficientas  $\gamma_M = 1,3$ , todėl skaičiuotinis trumpalaikis tempiamasis stipris:

$$f_{fd}^* = \frac{f_{fk}}{\gamma_M} = \frac{1000}{1,3} = 769MPa \quad (4.3.3.1)$$

Gamintojo pateikiamas skaičiuotinis, ilgalaikis, kompozitinės (stiklo pluošto) armatūros stipris  $f_{fd} = 445MPa$ .

Skaičiuojame, kokia jėga reikia apkrauti bandinį, kad jis pilnai suirtų.

2) Randamas kompozitinės armatūros armavimo procentas:

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} = \frac{1,51 \cdot 10^{-4}}{0,15 \cdot 0,21} = 0,005 = 0,5\% \quad (4.3.3.2)$$

Apskaičiuojame subalansuotą kompozitinės armatūros armavimo procentą:

$$\rho_{f,bal} = \frac{\lambda \cdot \eta_c \cdot f_{cd}}{f_{fd}} \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fd}} \right) = \frac{0,8 \cdot 1 \cdot 48 \cdot 10^6}{445 \cdot 10^6} \left( \frac{3500}{3500 + 7417} \right) = 0,027 = 2,7\% \quad (4.3.3.3)$$

Čia  $\varepsilon_{fd}$  – Ribinės tempiamosios armatūros deformacijos:

$$\varepsilon_{fd} = \frac{f_{fd}}{E_f} = \frac{445 \cdot 10^6}{60 \cdot 10^9} = 7417 \cdot 10^{-6} \quad (4.3.3.4)$$

Kadangi  $\rho_f < 1,4\rho_{f,bal}$ , tai sijos suirimas prasidės nuo tempiamos armatūros ir bus taikomas dalinis patikimumo koeficientas  $\gamma_{Rd} = 1,4$ , kuriuo įvertinamas elemento irimo pobūdis.

Apskaičiuojamas sijos skerspjūvio gniuždomos zonos aukštis:

$$\eta_c f_{cd} \cdot \lambda x_{cu} \cdot b = A_f \cdot \varepsilon_{cu} \frac{d - x_{cu}}{x_{cu}} \cdot E_f \quad (4.3.3.5)$$

$$1 \cdot 48 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot x_{cu} \cdot 0,15 = 1,51 \cdot 10^{-4} \cdot 3500 \cdot 10^{-6} \frac{0,21 - x_{cu}}{x_{cu}} \cdot 60 \cdot 10^9;$$

$$5760000 \cdot x_{cu} = 31710 \cdot \frac{0,21 - x_{cu}}{x_{cu}};$$

$$5760000 \cdot x_{cu}^2 = 31710 \cdot (0,21 - x_{cu});$$

$$5760000 \cdot x_{cu}^2 = 6659,1 - 31710x_{cu};$$

$$5760000 \cdot x_{cu}^2 + 31710x_{cu} - 6659,1 = 0;$$

$$x_{cu} = 0,031m.$$

Apskaičiuojamas parinktos sijos skerspjūvio atlaikomasis lenkiamasis momentas:

$$M_{Rd}^* = \eta_c f_{cd} \cdot \lambda x_{cu} \cdot b \left( d - \frac{\lambda x_{cu}}{2} \right) =$$

$$1 \cdot 48 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot 0,031 \cdot 0,15 \left( 0,21 - \frac{0,8 \cdot 0,031}{2} \right) = 35,3kNm \quad (4.3.3.6)$$

Pritaikius dalinį patikimumo koeficientą, kuris įvertina elemento suirimo pobūdį,

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rd}^*}{\gamma_{Rd}} = \frac{35,3}{1,4} = 25,21kNm \quad (4.3.3.7)$$

Perskaičiavus bandinio stiprumą į koncentruota jėgą, kuria jį apkrauti, gauname

$$\frac{F \cdot l}{2} = 25,21kNm \quad (4.3.3.8)$$

$$F = 76,39kN.$$

3) Skaičiuojamas plyšių susidarymo momentas.

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,150 \cdot 0,250^3}{12} = 1,953 \cdot 10^8 mm^4 \quad (4.3.3.9)$$

$$f_r = 0,62 \cdot \sqrt{f_c} = 0,62 \cdot \sqrt{48} = 4,29 MPa \quad (4.3.3.10)$$

$$M_{crc} = \frac{2 \cdot f_r \cdot I_g}{h} = \frac{2 \cdot 4,29 \cdot 1,953 \cdot 10^8}{250} = 6,70kNm \quad (4.3.3.11)$$

4) Bandinio įlinkis

Kompozitinės armatūros ir betono tamprumo modulių santykis

$$n_e = \frac{E_f}{E_{c,eff}} = \frac{7 \cdot 10^7}{35,44 \cdot 10^6} = 1,975 \quad (4.3.3.12)$$



Nesupleišėjusio skerspjūvio plotas

$$A_{el} = A_c + (n_e - 1) \cdot A_{f1} = 0,15 \cdot 0,25 + (1,975 - 1) \cdot 1,51 \cdot 10^{-4} = 0,0376m^2 \quad (4.3.3.13)$$

Nesupleišėjusio elemento statinis skerspjūvio ploto momentas viršutinio krašto atžvilgiu:

$$\begin{aligned} S_{el} &= A_c \cdot \frac{h}{2} + (n_e - 1) \cdot (A_{f1} \cdot d) = 0,15 \cdot 0,25 \cdot \frac{0,25}{2} + (1,975 - 1) \cdot (1,51 \cdot 10^{-4} \cdot 0,21) \\ &= 0,0047m^3 \end{aligned} \quad (4.3.3.14)$$

Nesupleišėjusio skerspjūvio neutralios ašies padėtis:

$$x_{c,el} = \frac{S_{el}}{A_{el}} = \frac{0,0047}{0,0376} = 0,125m \quad (4.3.3.15)$$

Nesupleišėjusio skerspjūvio ploto inercijos momentas:

$$\begin{aligned} I_{el} &= \frac{bh^3}{12} + bh \left( \frac{h}{2} - x_{c,el} \right)^2 + A_{f1}(n_e - 1)(d - x_{c,el})^2 \\ &= \frac{0,15 \cdot 0,25^2}{12} + 0,15 \cdot 0,25 \left( \frac{0,25}{2} - 0,125 \right)^2 + 1,51 \cdot 10^{-4} \cdot 0,975 \cdot (0,21 - 0,125)^2 \\ &= 0,000196m^4 \end{aligned} \quad (4.3.3.16)$$

Išorinės apkrovos sukeltas nesupleišėjusio skerspjūvio kreivis:

$$\kappa_I = \frac{M_{Rd}}{E_{c,eff} \cdot I_{el}} = \frac{25,21}{35,44 \cdot 10^6 \cdot 0,000196} = 0,0036 \left( \frac{1}{m} \right) \quad (4.3.3.17)$$

Supleišėjusio skerspjūvio gniuždomos zonos aukštis:

$$\begin{aligned} b \cdot x_{c,cr} \cdot \frac{x_{c,cr}}{2} &= n_e \cdot A_{f1} \cdot (d - x_{c,cr}) \\ \frac{0,15 \cdot x_{c,cr}}{2} &= 1,975 \cdot 1,51 \cdot 10^{-4} \cdot (0,21 - x_{c,cr}) \\ x_{c,cr} &= 0,027m \end{aligned} \quad (4.3.3.18)$$

Supleišėjusio skerspjūvio ploto inercijos momentas:

$$\begin{aligned}
 I_{cr} &= \frac{bx_{c,cr}^3}{12} + bx_{c,cr} \left( \frac{x_{c,cr}}{2} \right)^2 + n_e A_{f1} (d - x_{c,cr})^2 \\
 &= \frac{0,15 \cdot 0,027^2}{12} + 0,15 \cdot 0,027 \left( \frac{0,027}{2} \right)^2 + 1,975 \cdot 1,51 \cdot 10^{-4} \cdot (0,21 - 0,027)^2 \\
 &= 0,000011m^4 \qquad (4.3.3.19)
 \end{aligned}$$

Išorinės apkrovos sukeltas supleišėjusio skerspjūvio kreivis:

$$\kappa_{II} = \frac{M_{Rd}}{E_{c,eff} \cdot I_{cr}} = \frac{25,21}{35,44 \cdot 10^6 \cdot 0,000011} = 0,064 \left( \frac{1}{m} \right) \qquad (4.3.3.20)$$

Elemento pleišėjimo lenkiamasis momentas:

$$M_{crc} = \frac{2 \cdot f_r \cdot I_g}{h} = \frac{2 \cdot 4,29 \cdot 1,953 \cdot 10^8}{250} = 6,70kNm \qquad (4.3.3.21)$$

Pasiskirstymo koeficientas:

$$\xi = 1 - \beta \left( \frac{M_{crc}}{M_{max}} \right)^2 = 1 - 1 \left( \frac{6,70}{25,21} \right)^2 = 0,93 \qquad (4.3.3.22)$$

Išorinės apkrovos sukeltas vidutinis kreivis:

$$\kappa_m = \xi \cdot \kappa_{II} + (1 - \xi) \cdot \kappa_I = 0,93 \cdot 0,064 + (1 - 0,93) \cdot 0,0036 = 0,059 \qquad (4.3.3.23)$$

Sijos įlinkis:

$$\delta = k\kappa_m \cdot l^2 = \left( \frac{1}{8} - \frac{0,4^2}{6 \cdot 0,8^2} \right) \cdot 0,66^2 \cdot 0,059 = 0,0021m \qquad (4.3.3.24)$$

#### 4.3.4. Praktinis bandymas, kai tempiama armatūra yra kompozitinė.

##### Bandinys Nr.1



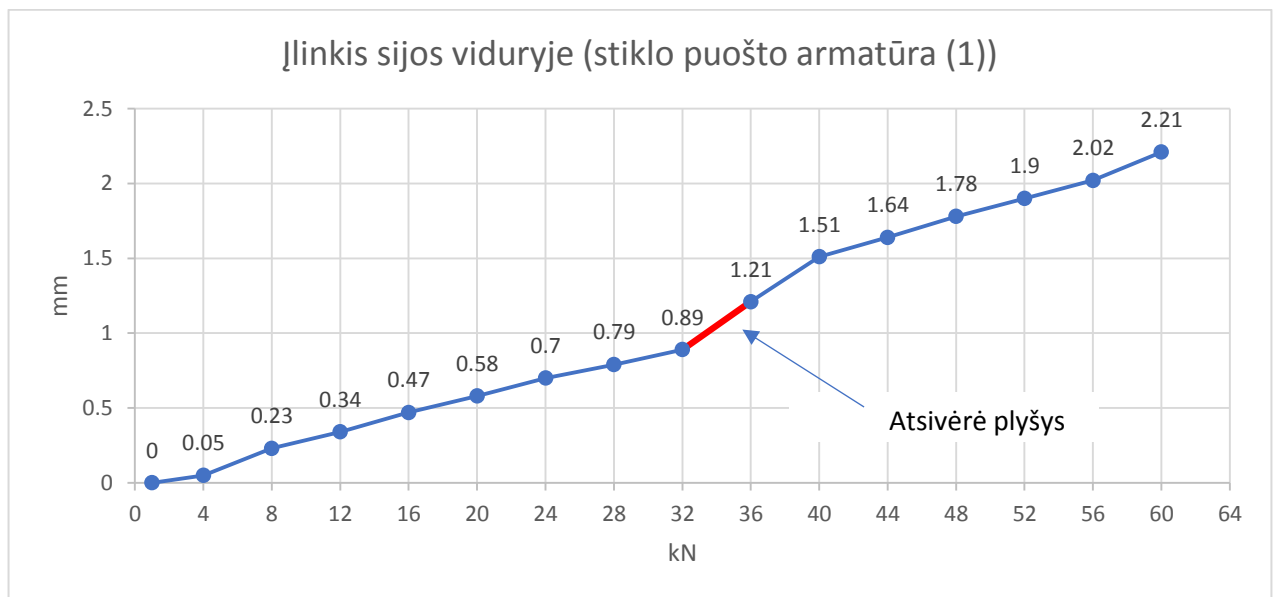
4.3.4.1. pav. Sijos stiprumo bandymas (stiklo pluošto armatūra(1)).

Sija yra apkraunama palaipsniui, apkrovą didinant po 4kN. Po kiekvieno apkrovos padidinimo yra fiksuojami sijos ilinkiai trijuose taškuose. Įlinkiomačių išdėstymo schema pateikta 4.3.2.1. pav.

Lentelė 4.3.4.1. Įlinkiomačių parodymai bandant siją su stiklo pluošto armatūra.

Apkrovimo jėga, kN	Prietaiso Nr.1 parodymai, $mm \cdot 10^{-2}$	Prietaiso Nr.2 parodymai, $mm \cdot 10^{-2}$	Prietaiso Nr.3 parodymai, $mm \cdot 10^{-2}$
1	5110	6143	9866
4	5103	6138	9855
8	5092	6120	9838
12	5083	6109	9827
16	5073	6096	9814
20	5073	6085	9805
24	5058	6073	9794
28	5053	6064	9786
32	5049	6054	9780
36	5047	6022	9775
40	5036	5992	9764
44	5036	5979	9759
48	5033	5965	9752
52	5033	5953	9748

56	5031	5941	9744
60	5031	5922	9744



4.3.4.1. Grafikas. Bandinjo ģlinkio priklausomybē nuo apkrovos.



4.3.4.2. pav. Suirēs bandinys normaliniame pjūvyje.



4.3.4.3. pav. Sijos suirimas. Nutraukta kompozitinė armatūra.

Rezultatai:

Plyšys atsivėrė esant **28-32kN** apkrovai. Sijos suirimas įvyko, kai preso apkrova pasiekė **103,6kN** – bandinio darbinė armatūra buvo nutraukta.

**Bandinys Nr.2**

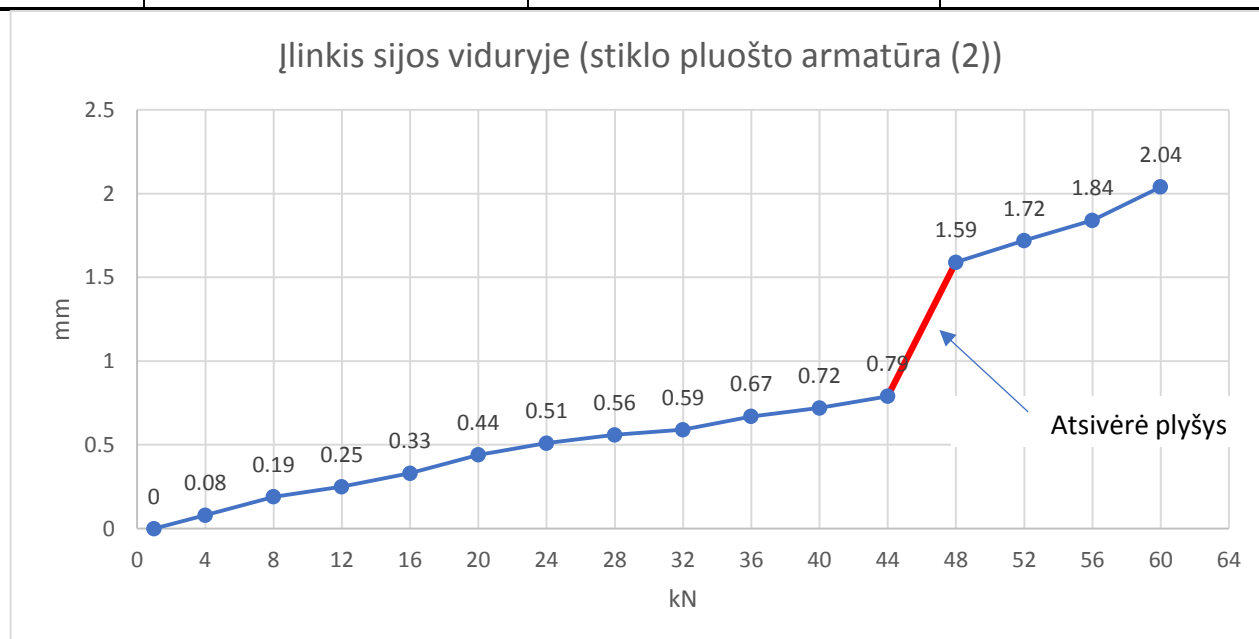


4.3.4.4. pav. Sijos stiprumo bandymas (stiklo pluošto armatūra(2)).

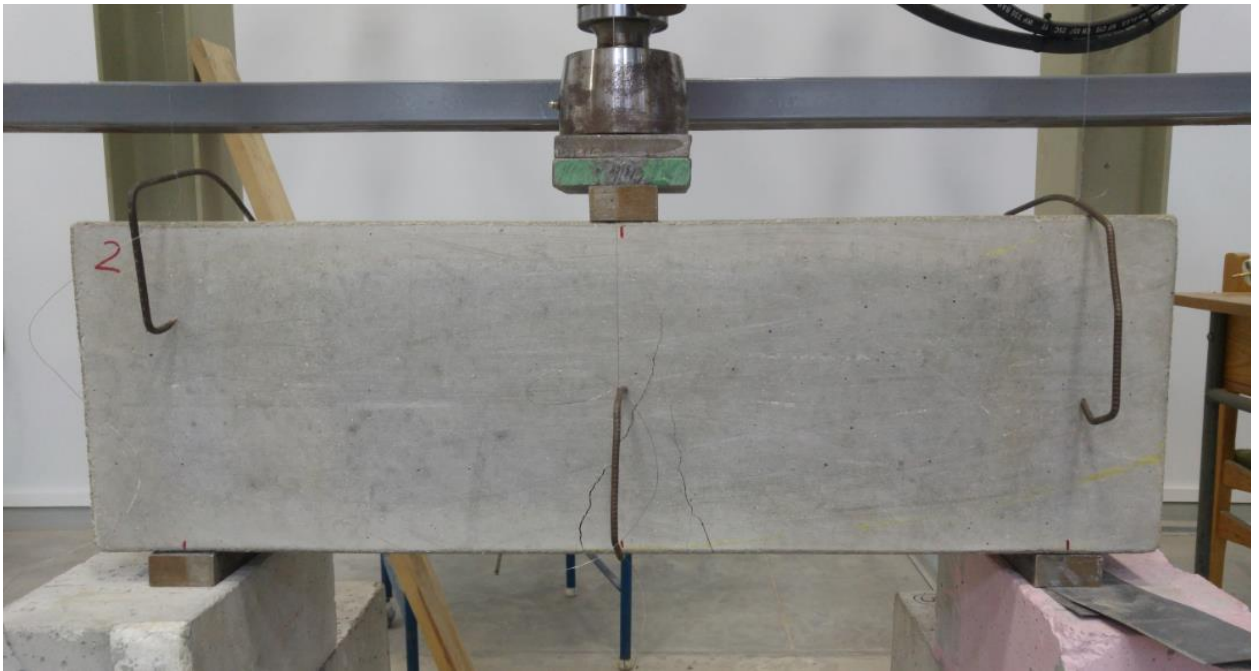
Sija yra apkraunama palaipsniui, apkrovą didinant po 4kN. Po kiekvieno apkrovos padidinimo yra fiksuojami sijos ilinkiai trijuose taškuose. Įlinkiomačių išdėstymo schema pateikta 4.3.2.1. pav.

Lentelė 4.3.4.2. Įlinkiomačių parodymai bandant siją su stiklo pluošto armatūra.

Apkrovimo jėga, kN	Prietaiso Nr.1 parodymai, $mm \cdot 10^{-2}$	Prietaiso Nr.2 parodymai, $mm \cdot 10^{-2}$	Prietaiso Nr.3 parodymai, $mm \cdot 10^{-2}$
1	0325	9419	3345
4	0316	9411	3340
8	0305	9400	3329
12	0295	9394	3323
16	0292	9386	3316
20	0284	9375	3309
24	0279	9368	3303
28	0274	9363	3297
32	0272	9360	3295
36	0265	9352	3291
40	0261	9347	3285
44	0257	9340	3281
48	0257	9260	3281
52	0257	9247	3281
56	0256	9235	3279
60	0256	9215	3279



4.3.4.2. Grafikas. Bandinio įlinkio priklausomybė nuo apkrovos.



4.3.4.5. pav. Normaliniame pjūvyje pradėjęs irti bandinys.



4.3.4.6. pav. Sijos suirimas. Nutraukta kompozitinė armatūra.

Rezultatai:

Plyšys atsivėrė esant **44-48kN** apkrovai. Sijos suirimas įvyko, kai preso apkrova pasiekė **103,8kN** – bandinio darbinė armatūra buvo nutraukta.

### 4.3.5. Tyrimo rezultatai

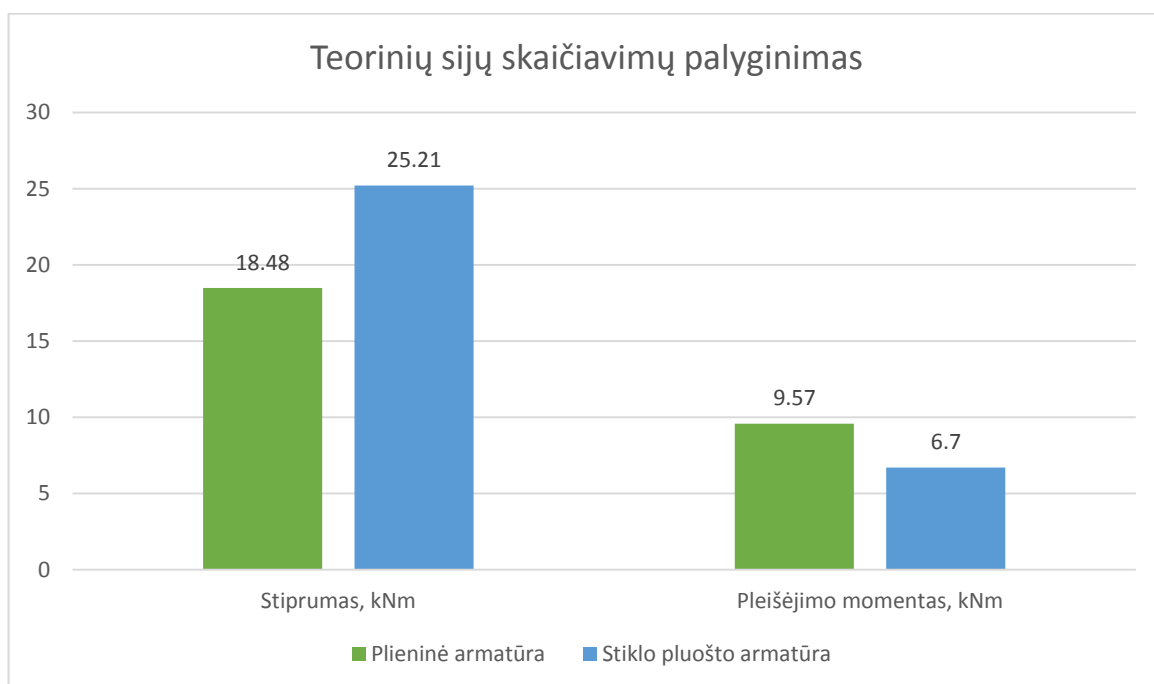


Diagrama 4.3.5.1. Bandinių teorinių skaičiavimų palyginimas (stiprumo).

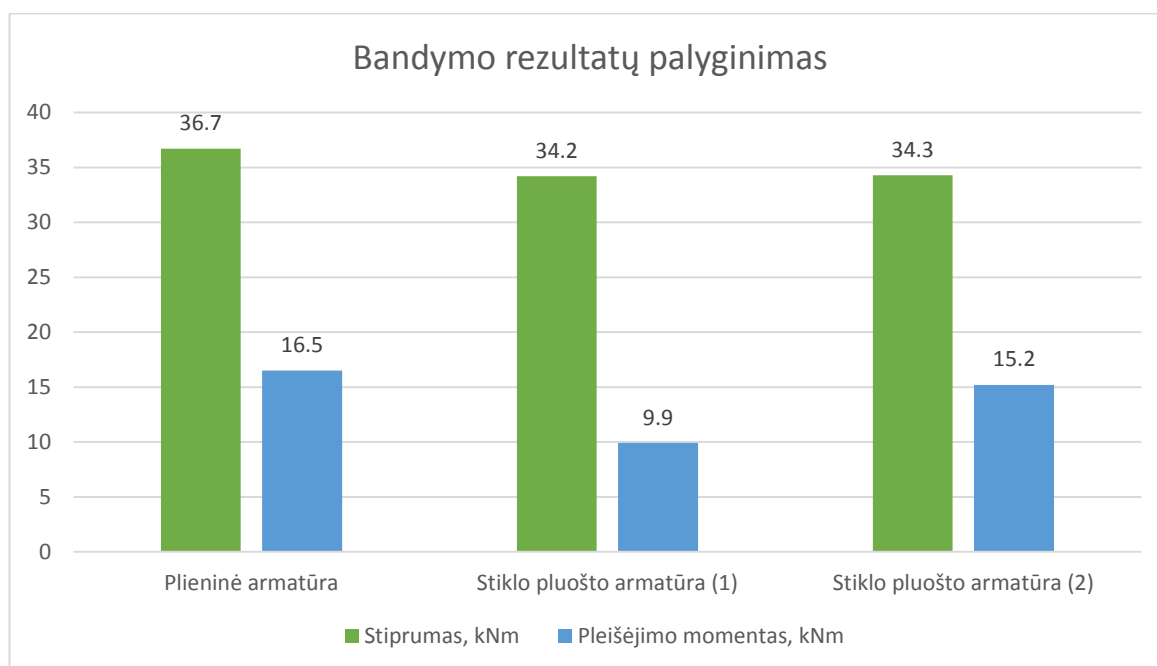


Diagrama 4.3.5.2. Bandymų rezultatų palyginimas.



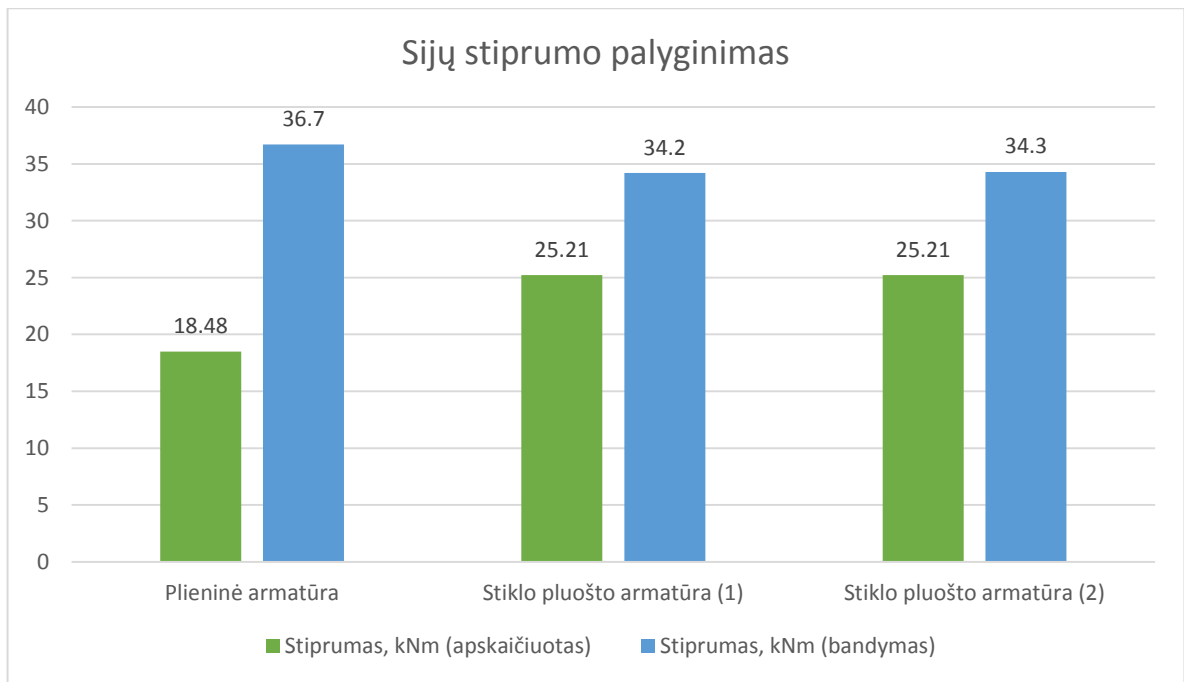


Diagrama 4.3.5.3. Bandinių teorinių ir praktinių rezultatų palyginimas (stiprumas).

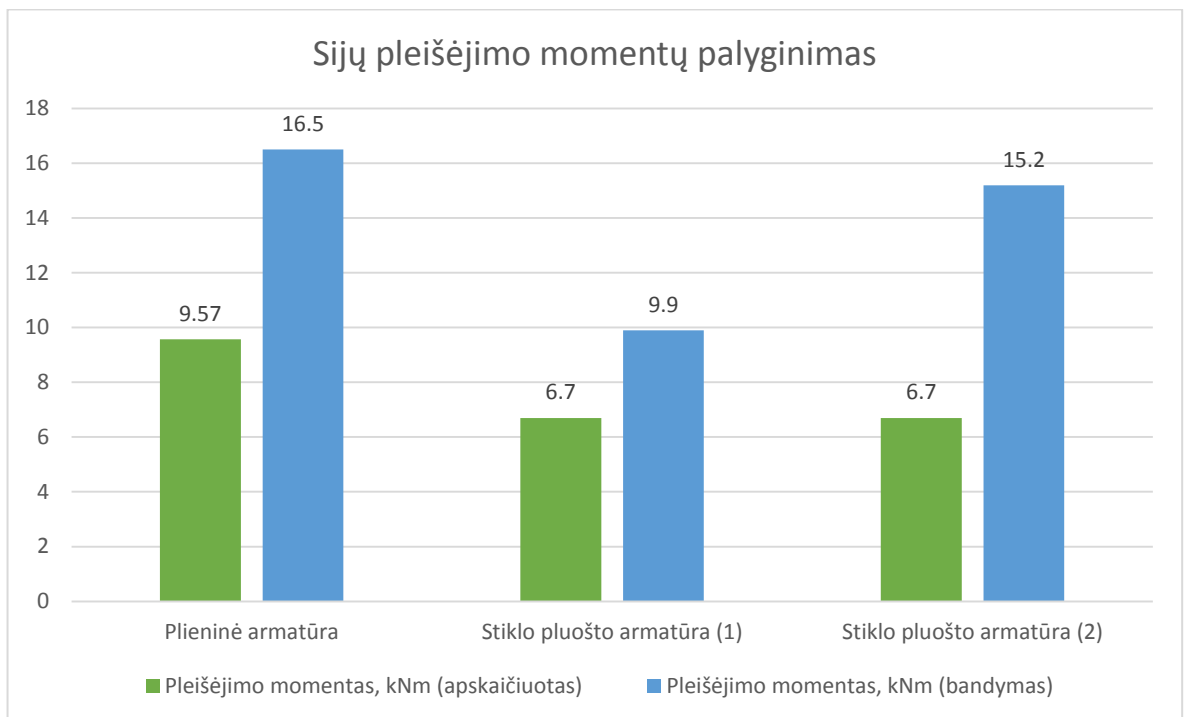


Diagrama 4.3.5.4. Bandinių teorinių ir praktinių rezultatų palyginimas (pleišėjimo momentas).



Diagrama 4.3.5.5. Bandinių įlinkių palyginimas.

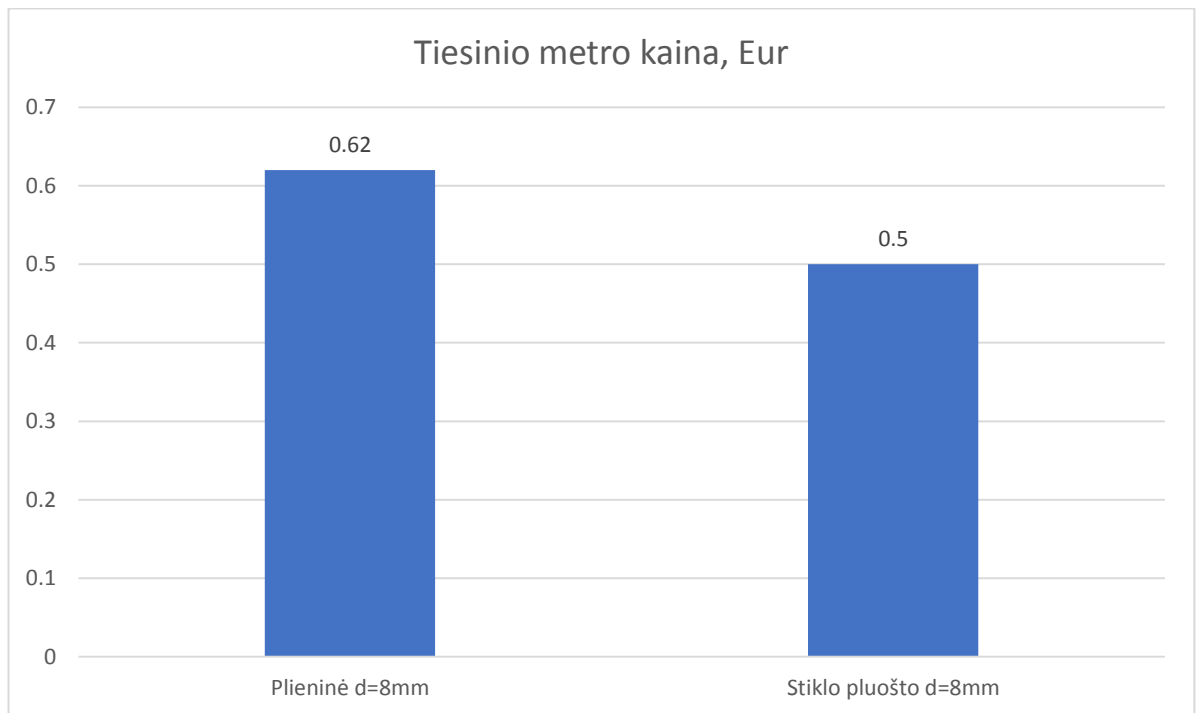


Diagrama 4.3.5.6. Armatūrų kainų palyginimas.

## 5. Išvados.

- Suprojektuotas pastatas atitinkas visus keliamus architektūrinius, stiprumo, pastovumo, higienos ir saugos reikalavimus.
- Visų bandinių tiek stiprumai tiek pleišėjimo momentai yra didesni nei teoriškai apskaičiuotos reikšmės. Tai lėmė, kad bandiniai buvo gaminami gamykloje, kur paprastai betono gniuždomasis stipris nėra tikslus, faktinis stipris dažnai būna didesnis, nei kad skaičiavimuose priimtas stipris. Po eksperimento, bandinių, armuotų stiklo pluošto armatūra stiprumai gavosi beveik identiški (vienas suiro ties 34,2kNm, o kitas ties 34,3kNm apkrova), todėl galima teigti, kad bandiniai tinkami.
- Po bandymų didžiausias bandinio stiprumas buvo sijelės su plienine armatūra, ko pagal teorinius skaičiavimus neturėjo būti. Didžiausią apkrovą turėjo atlaikyti bandiniai su stiklo pluošto armatūra. Abiejuose bandiniuose su stiklo pluošto armatūra, prieš suįrant buvo prarastas armatūros sukibimas su betonu, tai matyti iš bandinių suirimo pobūdžio – abiejuose bandiniuose ties armavimo linija atsirado išilginiai plyšiai, kurie rodo, kad armatūros strypai prarado sukibimą ir suplėšė betoną. 5.1.1 pav. ir 5.1.2



5.1.1. pav. Armatūros ir betono sukibimo praradimas. Išilginiai plyšiai armavimo linijoje.



5.1.2. pav. Armatūros ir betono sukibimo praradimas. Išilginiai plyšiai armavimo linijoje.

- Bandiniuose su plienine armatūra jokių išilginių plyšių armavimo linijoje nematyti. 5.1.3 pav. Kas rodo, kad armatūros sukibimas su betonu nebuvo prarastas.



5.1.3. pav. Armatūros ir betono sukibimas nėra prarastas (plieninė armatūra).

- Įlinkiai buvo fiksuojami iki kol koncentruota jėga pasieks 60kN. Iš Diagramos 4.3.5.5 matyti, kad įlinkiai bandiniuose su stiklo pluošto armatūra yra gana panašūs (2,04mm ir 2,21mm). Akivaizdus ir staigesnis įlinkių šuolis pastebimas sijose po plyšio atsiradimo. Bandinyje su plienine armatūra įlinkis pasiektas mažesnis (1,06mm). Jokio staigaus įlinkių šuolio grafike nematyti net ir atsiradus plyšiui.
- Kompozitinė armatūra yra beveik idealiai trapi medžiaga, todėl prieš jos irtį nepasireiškia pastebimų plastinių deformacijų.

- Kompozitinės armatūros ilgalaikis stipris gali būti kelis kartus mažesnis negu trumpalaikis. Projektuojant kompozitinius strypais armuotas konstrukcijas ypatingą dėmesį reikia skirti ilgalaikiam skaičiuotiniam armatūros stipriui įvertinti.
- Dėl sudėties ypatumų kompozitinė armatūra blogai priešinasi gniuždymui, todėl jos stipris gniuždomojoje betono zonoje nevertinamas. Kompozitinė armatūra yra neatspari kirpimui skersai pluošto. Dėl šios priežasties sumažėja elementų laikomoji galia įstrižajame pjūvyje.
- Elementuose, armuotuose stiklo pluošto armatūra turi būti užtikrintas geras strypų sukibimas su betonu.
- Užtikrinus gerą armatūros strypų sukibimą, kompozitinę armatūrą galima naudoti terpėse, kur reikalingas konstrukcijų didelis atsparumas korozijai ar reikia perimti dideles tempimo įrašas.

## 6. Literatūros sąrašas

1. Arnon Bentur and Sidney Mindess. „Fibre Reinforced Cementitious Composites“ *Taylor & Francis group*. London and New York: 2006, 278-342.
2. Vistasp M. Karbrahi. „Durability of composites for civil structural applications“ *CRC Press*. Cambridge England: 2007, 126-224.
3. Goeran Pohl. „Textiles, polymers and composites for buildings“ *Woodhead Published Limited*. Sawston, Cambridge: 2010, 69-188.
4. Lawrence C.Bank. „Composites for construction. Structural design with FRP materials.“ *Jonh Wiley & Sons, INC., USA*: 2006, 198-288.
5. ACI 440.1R-01 *Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars*. 2001. American Concrete Institute, Farmington Hills.
6. ACI 440.1R-06 *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars*. 2006. Michigan: American Concrete Institute. 44 p.
7. ACI 440.6M-08 *Metric Specification for Carbon & Glass Fiber-Reinforced Polymer Bar Materials for Conc Reinforcement*. 2008. Michigan: American Concrete Institute. 6 p. ISBN
8. Gintaris, Kaklauskas, Darius, Bačinskas, Viktor Gribniak et.al., „Kompozitais armuotos gelžbetoninės konstrukcijos“. Vilnius: Technika, 2012.
9. American Concrete Institute. 2003. *Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars*. ACI 440.1R-03. Detroit, Michigan: 42
10. Issa, M. S.; Metwally, I. M.; Elzeiny, S. M. 2011. Influence of fibers on flexural behavior and ductility of concrete beams reinforced with GFRP rebars, *Engineering Structures* 33(5): 1754-1763. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.02.014>
11. Edgaras Timinskas, Ronaldas Jakubovskis, Adas Meškėnas, Eugenijus Gudonis (2012). Kompozitiniai strypais armuotų sijų pleišėjimo ir deformacijų analizė. (p., 346-350), VILNIUS:VGTU.
12. „Externally bonded FRP reinforcement for RC structures“ *Technical report on the Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures prepared by a working party of the Task Group 9.3 FRP (Fibre Reinforced Polymer) reinforcement for concrete structures*, July 2001.
13. Antanas Janickas., „Gelžbetoninio konstrukcijos“. Kaunas: Technologija, 2000.

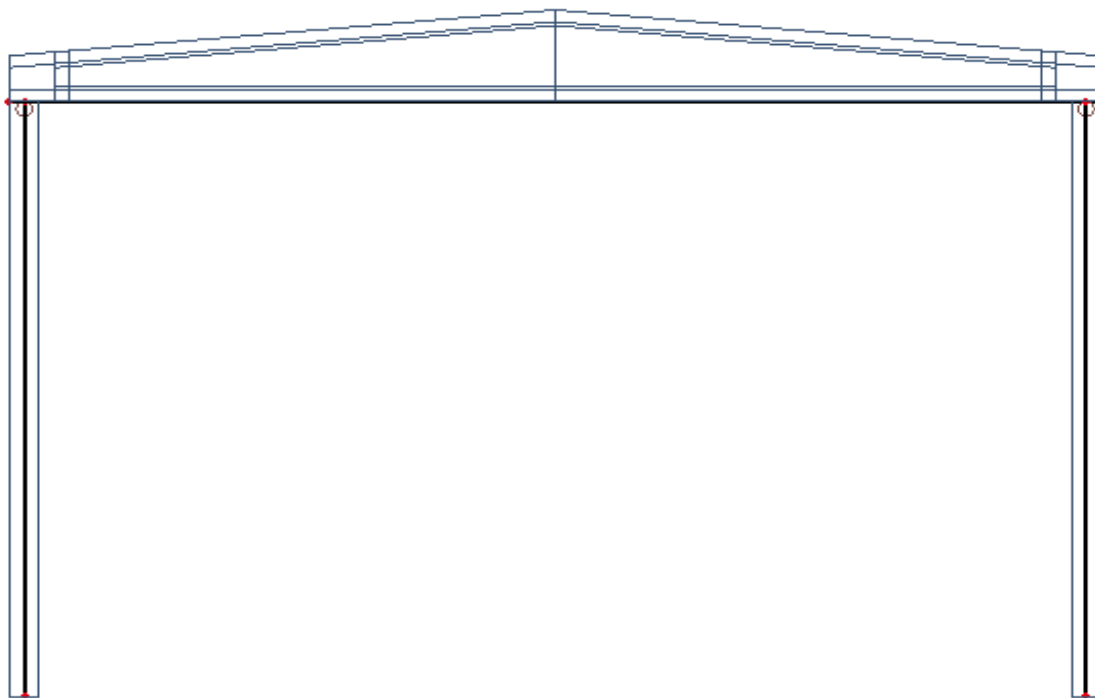
14. ACI 440.6M-08 Metric Specification for Carbon & Glass Fiber-Reinforced Polymer Bar Materials for Conc Reinforcement. 2008. Michigan: American Concrete Institute. 6 p. ISBN 9780870312892.
15. Bantia, N.; Dubey, A. 2000. Measurement of flexural toughness of fiber-reinforced concrete using a novel technique – part 2: performance of various composites, *ACI Materials Journal* 97(1): 3-11.
16. Issa, M. S.; Metwally, I. M.; Elzeiny, S. M. 2011. Influence of fibers on flexural behavior and ductility of concrete beams reinforced with GFRP rebars, *Engineering Structures* 33(5): 1754-1763. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.02.014>
17. Bank, L. C. 2006. *Composites for construction: structural design with FRP materials*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc. 551 p.
18. Tannous, F. E.; Saadatmanesh, H. 1999. Durability of AR glass fiber reinforced plastic bars, *Journal of composites for construction (ASCE)* 3(1). 12-19 p.
19. Mosley, B.; Bungey, J.; Hulse, R. 2007. *Reinforced concrete design to Eurocode 2*. London: Palgrave Macmillan. 409 p.
20. Barris, C.; Torres, L.; Turon, A.; Baena, M.; Catalan, A. 2009. An experimental study of the flexural behavior of GFRP RC beams and comparison with prediction models, *Composite Structures* 91(3): 286–295. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2009.05.005>
21. Nawy, E. G.; Neuwerth, G. E. 1977. Fiberglass reinforced concrete slabs and beams, *Journal of the Structural Division* 103(2): 421–440.
22. Swamy, R. N.; Al-Noor, K. A. 1975. Flexural behavior of fiber concrete with conventional steel reinforcement, in *Proceedings RILEM Symposium on Fiber Reinforced Cement and Concrete*. London, 186–187.
23. STR 2.05.05:2005 "Betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas", - [žiūrėta 2017.06.29]. Prieiga per internetą: <https://www.spec.lt/teises-aktai/aktas/1077>
24. 2.05.01:2005Pr09. „PASTATŲ ATITVARŲ ŠILUMINĖ TECHNIKA“, - [žiūrėta 2017.10.11]. Prieiga per internetą: <http://www.e-plans.eu/files/Main/old/STR2-05-01-2005Pr09.pdf>
25. STR 2.01.01(1):2005 „ESMINIS STATINIO REIKALAVIMAS „MECHANINIS ATSPARUMAS IR PASTOVUMAS“, - [žiūrėta 2017.12.02]. Prieiga per internetą: <https://www.e-tar.lt/portal/legalAct.html?documentId=TAR.2C5B83FAC73D>
26. STR 2.01.01(3):1999 “ESMINIAI STATINIO REIKALAVIMAI. HIGIENA, SVEIKATA, APLINKOS APSAUGA”, - [žiūrėta 2017.11.02]. Prieiga per internetą:

- [http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc\\_l?p\\_id=94609](http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_l?p_id=94609)
27. STR 2.01.01(4):2008 „ESMINIS STATINIO REIKALAVIMAS „NAUDOJIMO SAUGA“, - [žiūrėta 2017.10.14]. Prieiga per internetą:  
<https://www.e-tar.lt/portal/legalAct.html?documentId=TAR.6D95BE25633B>
28. STR 2.01.01(5):1999 „ESMINIAI STATINIO REIKALAVIMAI. APSAUGA NUO TRIUKŠMO“, - [žiūrėta 2017.05.14]. Prieiga per internetą:  
<http://www3.lrs.lt/pls/inter3/oldsearch.preps2?Condition1=94610&Condition2=>
29. STR 2.05.01:2013 „PASTATŲ ENERGINIO NAUDINGUMO PROJEKTAVIMAS“, - [žiūrėta 2017.05.14]. Prieiga per internetą:  
[http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc\\_l?p\\_id=462390&p\\_tr2=2](http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_l?p_id=462390&p_tr2=2)
30. STR 2.09.02:2005 „ŠILDYMAS, VĒDINIMAS IR ORO KONDICIONAVIMAS“, - [žiūrėta 2017.08.21]. Prieiga per internetą:  
<http://www3.lrs.lt/pls/inter3/oldsearch.preps2?Condition1=257930&Condition2=>
31. STR 2.01.03:2003 „STATYBINIŲ MEDŽIAGŲ IR GAMINIŲ ŠILUMINIŲ TECHNINIŲ DYDŽIŲ DEKLARUOJAMOSIOS IR PROJEKTINĖS VERTĖS“, - [žiūrėta 2017.12.01]. Prieiga per internetą:  
<https://www.e-tar.lt/portal/lt/legalAct/TAR.730B16D27ADE>
32. STR 2.05.04:2003 „POVEIKIAI IR APKROVOS“, - [žiūrėta 2017.11.21]. Prieiga per internetą: [http://www3.lrs.lt/pls/inter2/dokpaieska.showdoc\\_l?p\\_id=213447](http://www3.lrs.lt/pls/inter2/dokpaieska.showdoc_l?p_id=213447)
33. Eurokodas 2. „Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas“.
34. <https://www.e-tar.lt/portal/lt/legalAct/TAR.5D25CCD7F1D7>. – [žiūrėta 2017.10.19].
35. „SURENKAMŲ GAMINIŲ MONTAVIMO REKOMENDACIJOS“, - [žiūrėta 2017.05.19]. Prieiga per internetą:  
[https://www.betonika.lt/files/parsisiust/montavimo\\_instrukcijos/montavimo\\_rekomendacijos\\_l/montavimo\\_rekomendacijos\\_sijos\\_1.pdf](https://www.betonika.lt/files/parsisiust/montavimo_instrukcijos/montavimo_rekomendacijos_l/montavimo_rekomendacijos_sijos_1.pdf)
36. „Techninis vadovas“, - [žiūrėta 2017.05.19]. Prieiga per internetą:  
[https://www.betonika.lt/files/failai/techninis\\_vadovas\\_2015.pdf](https://www.betonika.lt/files/failai/techninis_vadovas_2015.pdf)
37. „STATINIŲ STATYBOS SKAIČIUOJAMŲJŲ KAINŲ NUSTATYMO REKOMENDACIJOS“, - [žiūrėta 2017.05.19]. Prieiga per internetą:  
[http://www.am.lt/VI/article.php3?article\\_id=4957](http://www.am.lt/VI/article.php3?article_id=4957)

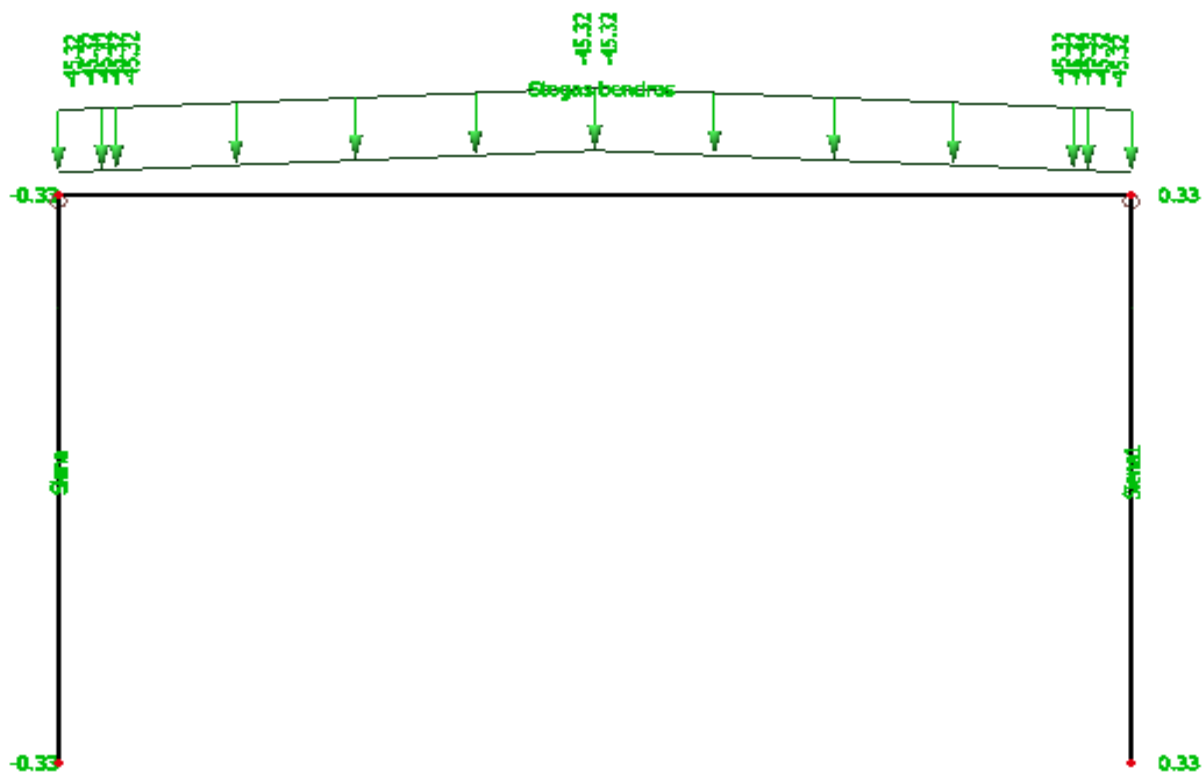


## 7. Priedai

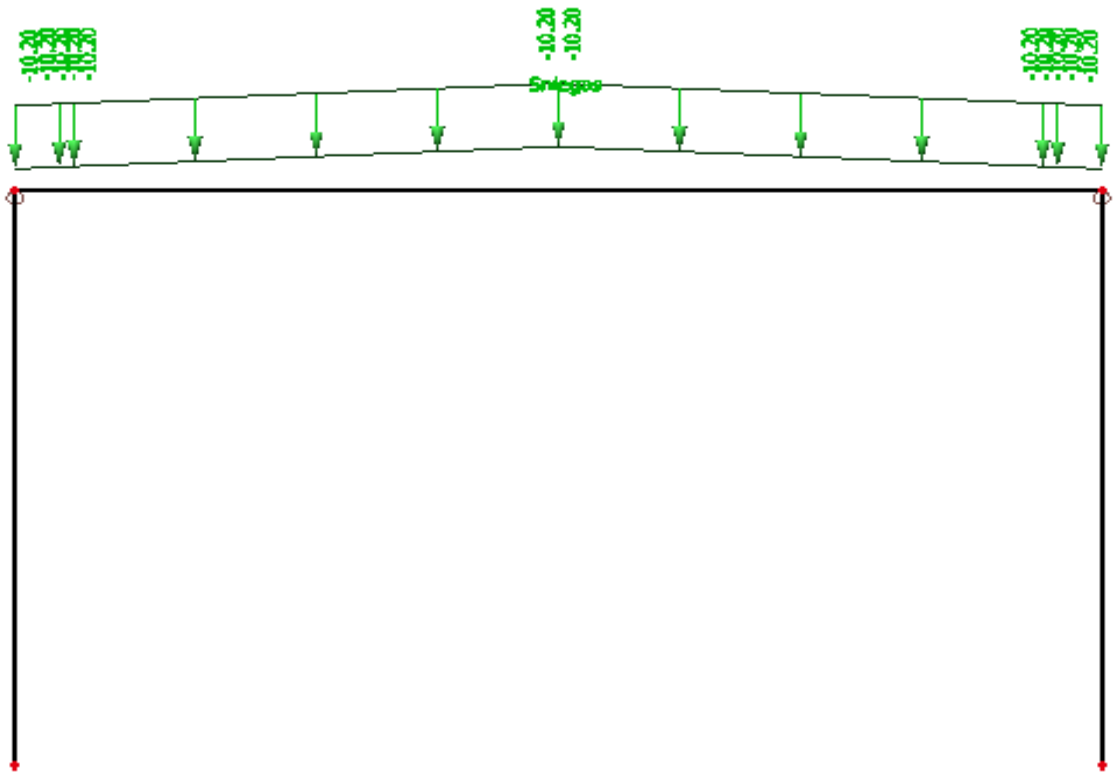
Rėmą veikiančios apkrovos:



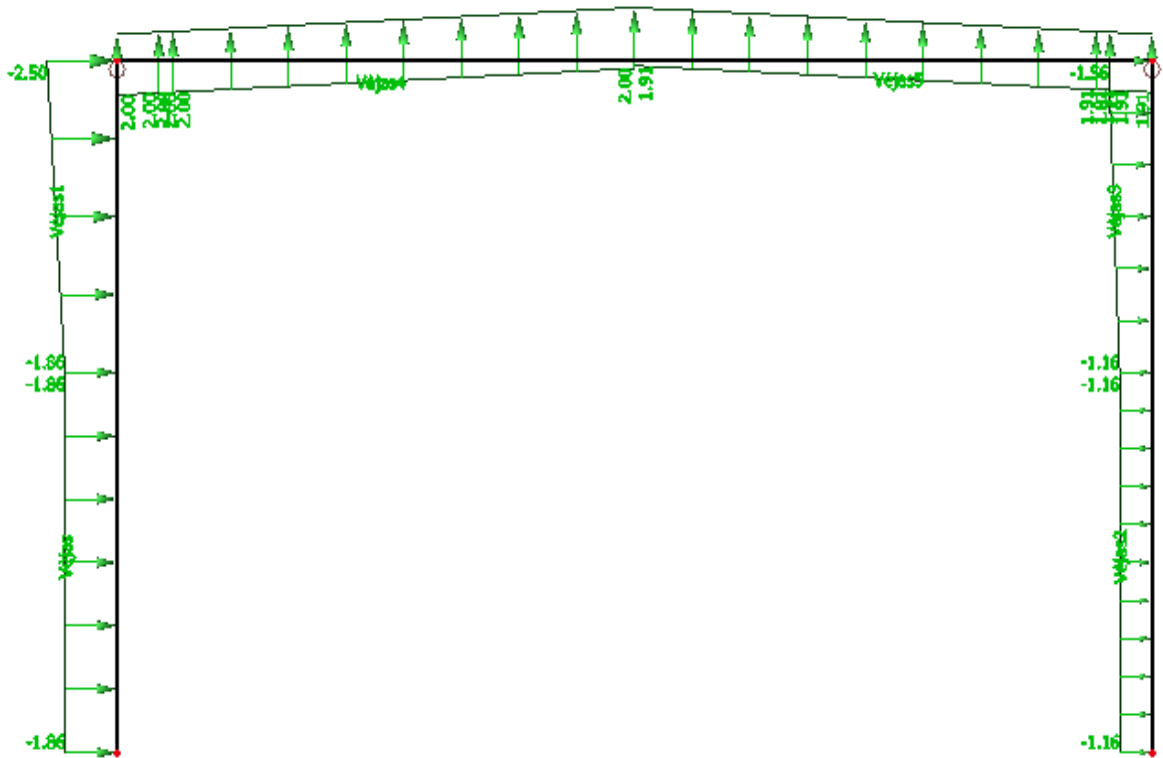
a. pav. Rėmą veikianti savo svorio apkrova.



b. pav. Rėmą veikianti nuolatinė apkrova.

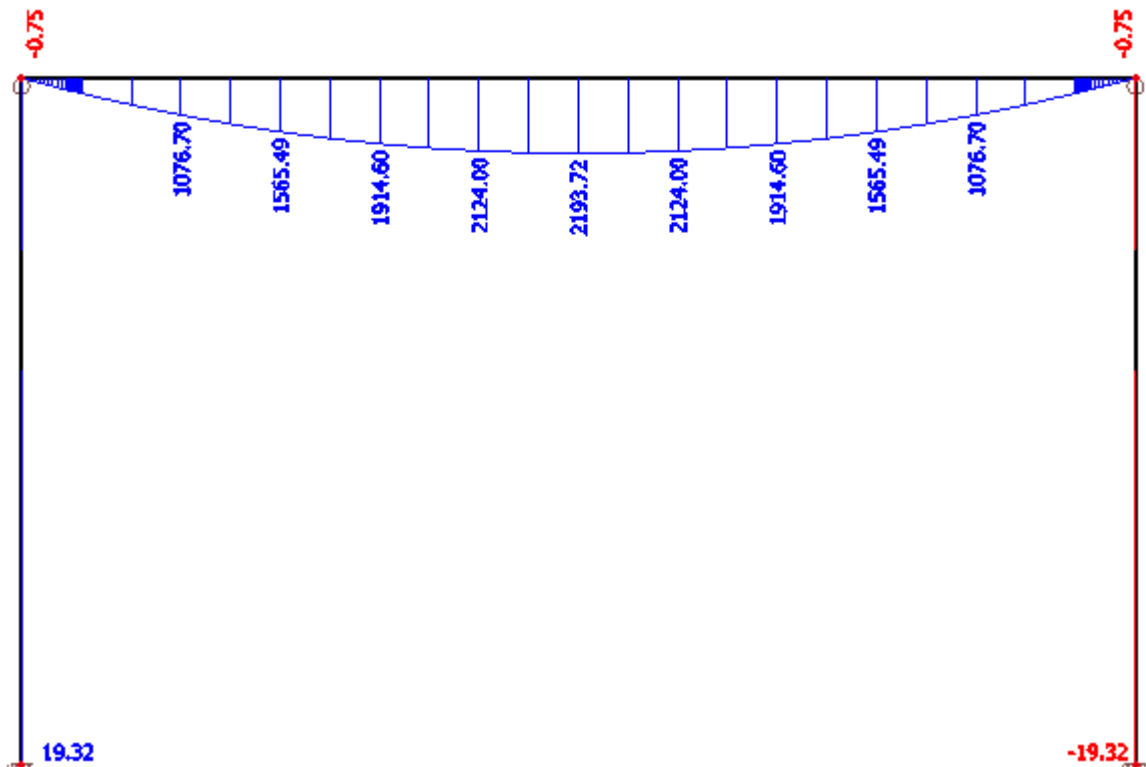


c. pav. Rėmą veikianti sniego apkrova.

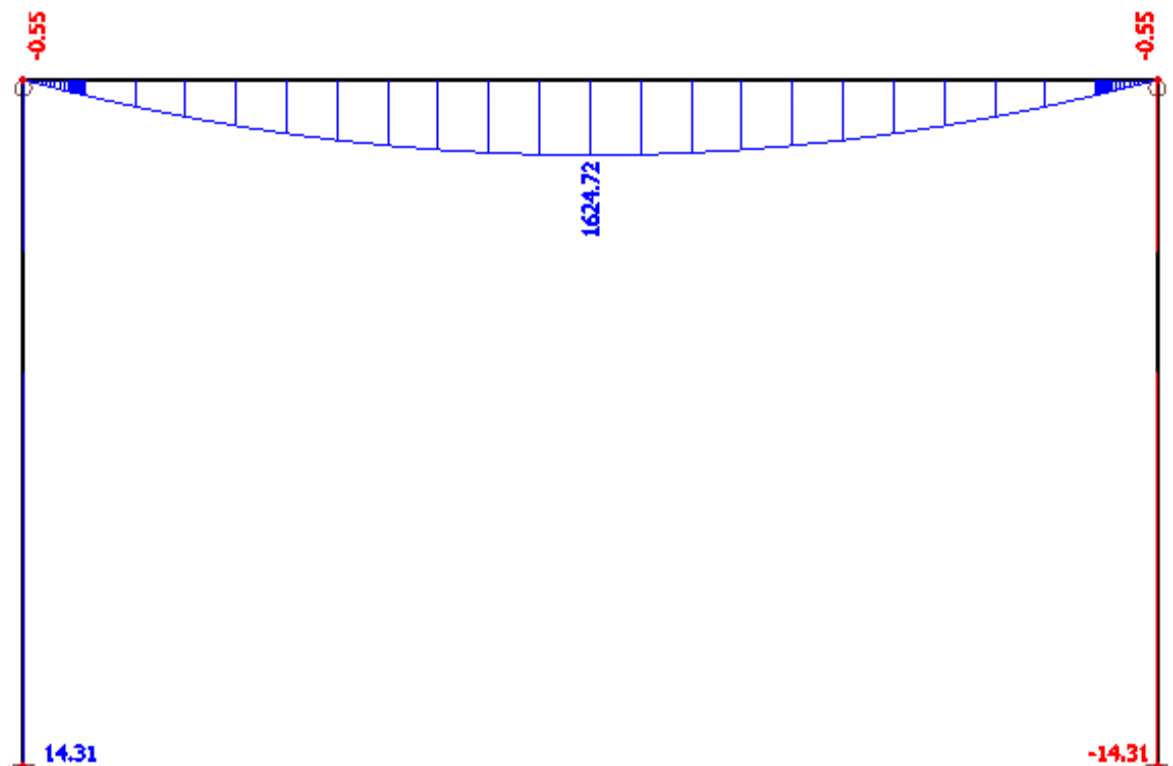


d. pav. Rėmą veikianti vėjo apkrova.

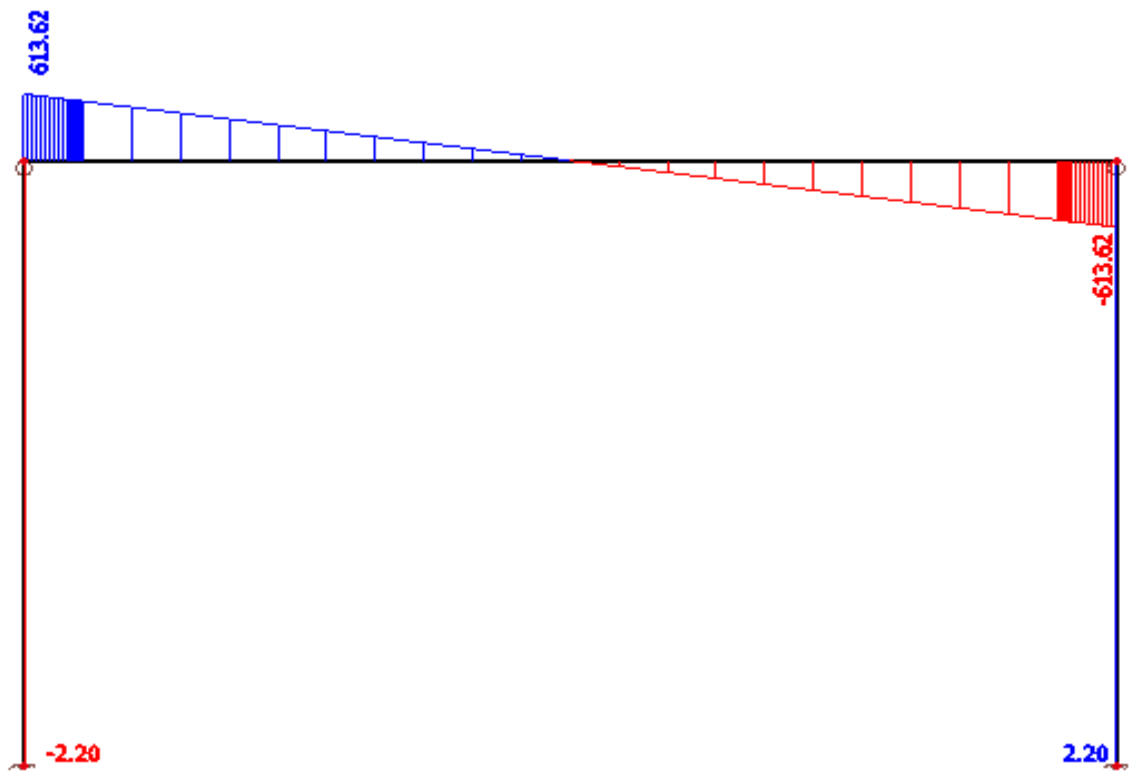
Rėme susidarančios įrašos:



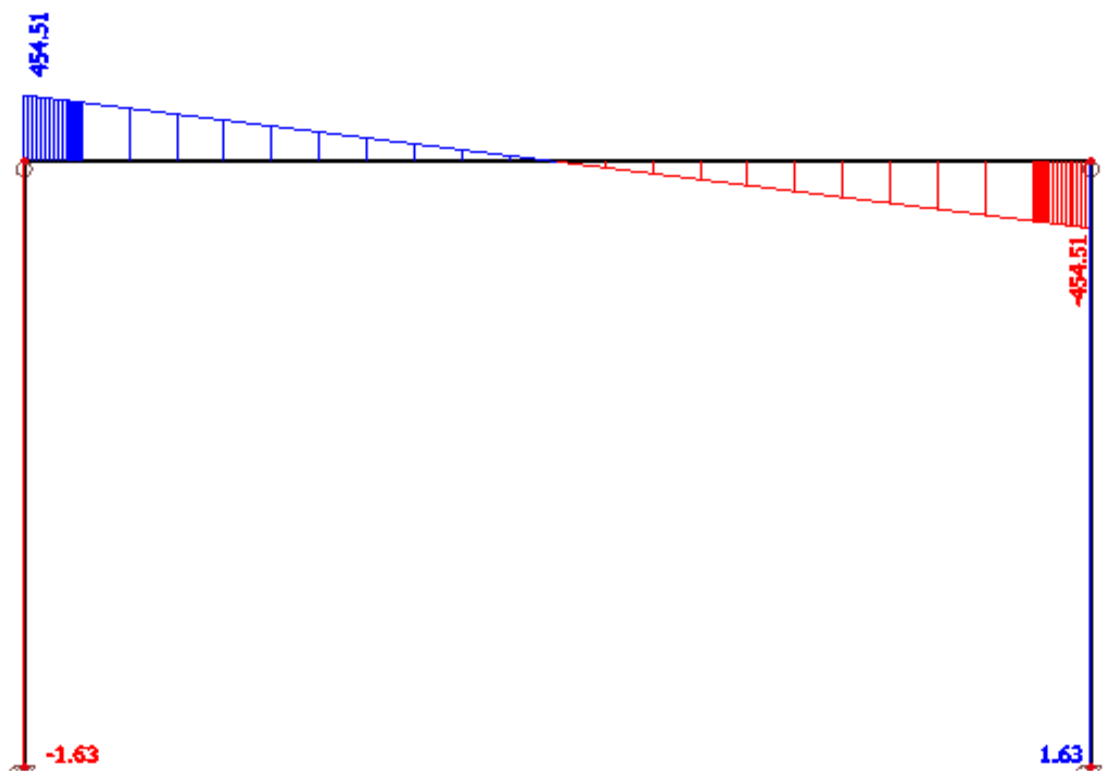
e. pav. Rėmo lenkimo momentų diagrama saugos r. b.



f. pav. Rėmo lenkimo momentų diagrama tinkamumo r. b.

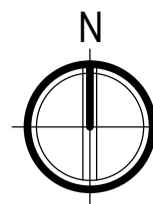
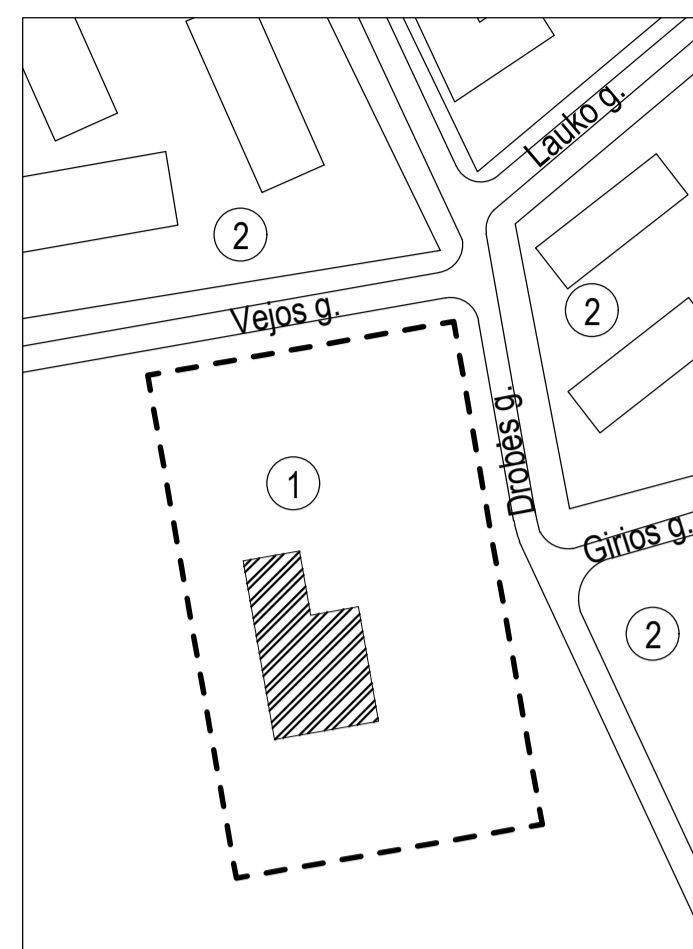


g. pav. Rėmo skersinių jėgų diagrama saugos r. b.



h. pav. Rėmo skersinių jėgų diagrama tinkamumo r. b.

# SKLYPO SITUACIJOS PLANAS MASTELIS 1:2000



## Patalpų eksplikacija

Eil. Nr.	Pavadinimas	Plotas, m <sup>2</sup>
100	Gamybinės patalpos	943,5
101	Valgykla	8,7
102	Rūbinė	11,7
103	Dušai/tualetas	10,5
104	Neigaliųjų tualetas	5,72
105	Holas	35,4
106	Posėdžių salė	12,5
107	Darbo kabinetas	6,7
108	Tualetas	2,2
Viso:		1073,3

## Bendrieji statinio rodikliai

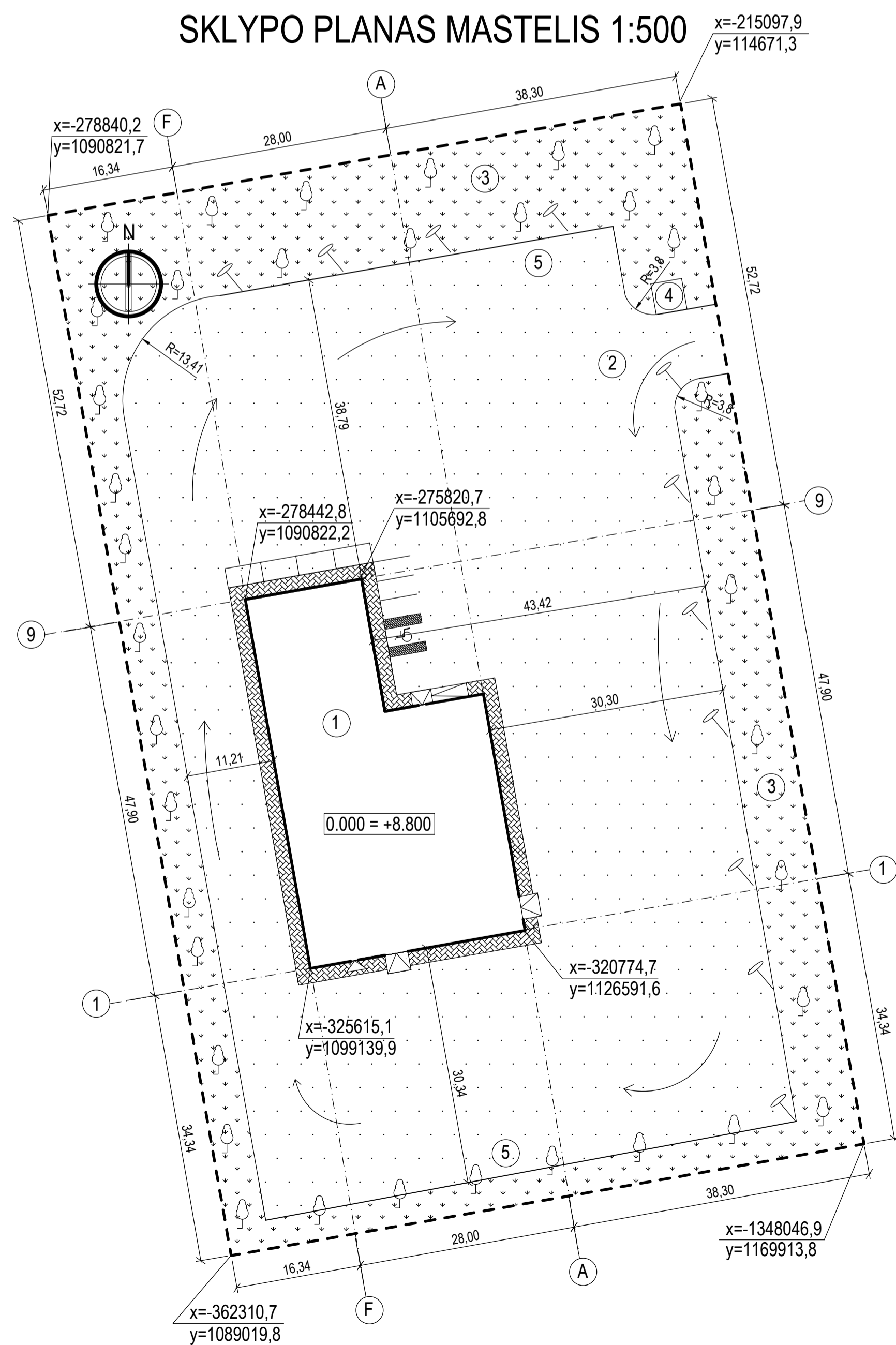
Pavadinimas	Mato vienetas	Kiekis
I. SKLYPAS		
Sklypo plotas	m <sup>2</sup>	11153,1
Sklypo užstatymo plotas	m <sup>2</sup>	1073,3
Sklypo užstatymo intensyvumas	%	9,6
II. PASTATAI		
Bendras plotas	m <sup>2</sup>	1203,1
Pastato tūris	m <sup>3</sup>	9247,9
Aukštų skaičius	vnt.	2

## Eksplikacija

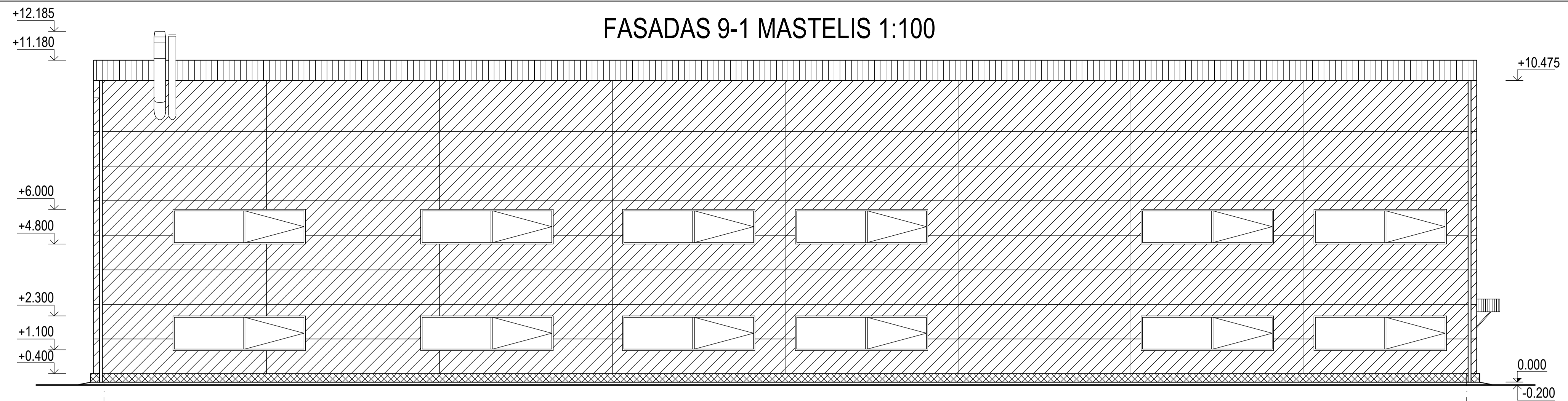
Eil. Nr.	Pavadinimas
1.	Projektuojamo pastato sklypas
2.	Kaimyniniai sklypai

--- Projektuojamo sklypo riba

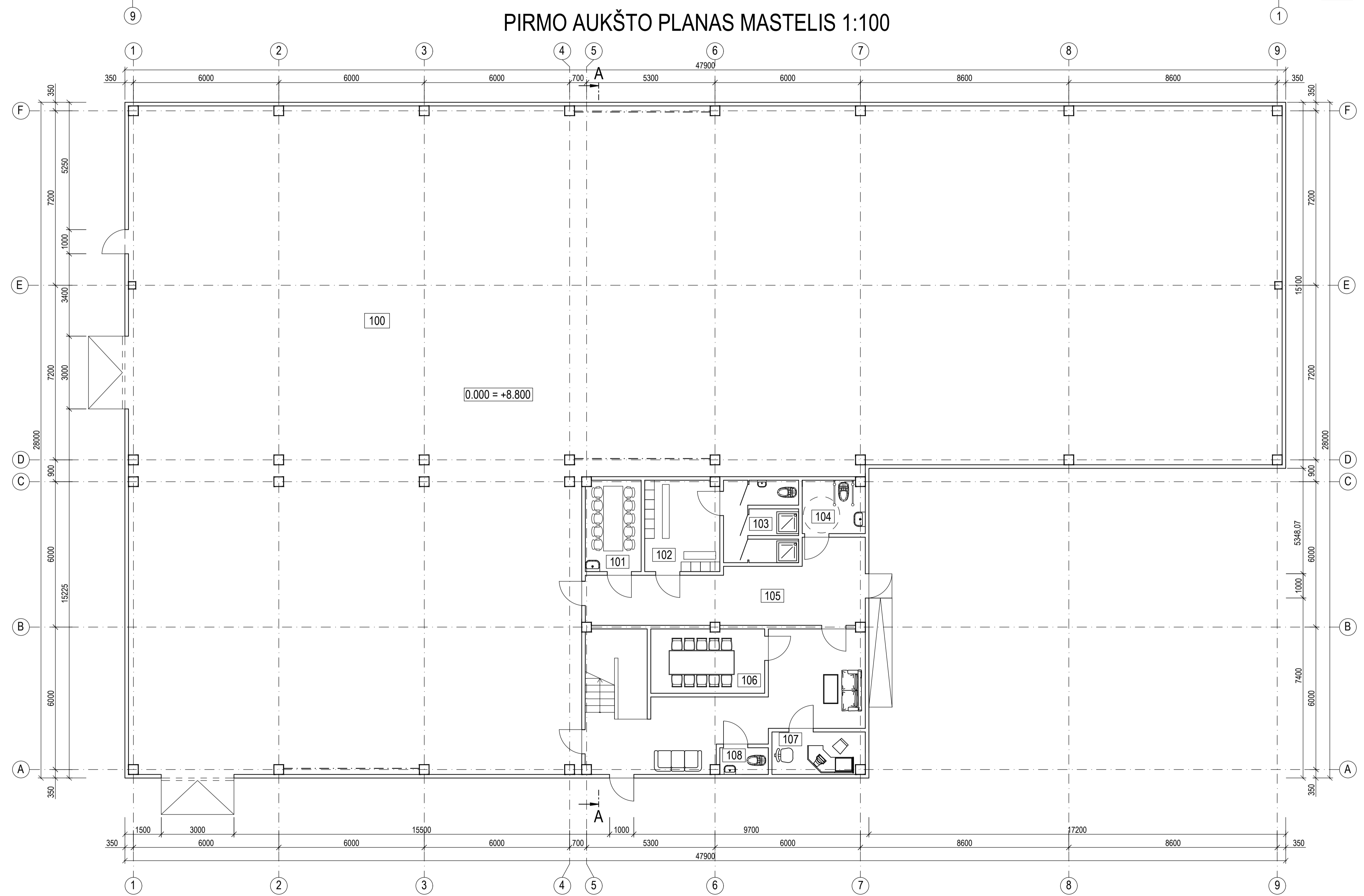
# SKLYPO PLANAS MASTELIS 1:500



# FASADAS 9-1 MASTELIS 1:100



# PIRMO AUKŠTO PLANAS MASTELIS 1:100



## Eksplikacija

Eil. Nr.	Pavadinimas
1.	Gamybinis pastatas
2.	Autokeliai/kiemas
3.	Veja
4.	Sargo būdelė
5.	Automobilių stovėjimo aikštelė

## Sutartinis žymėjimas

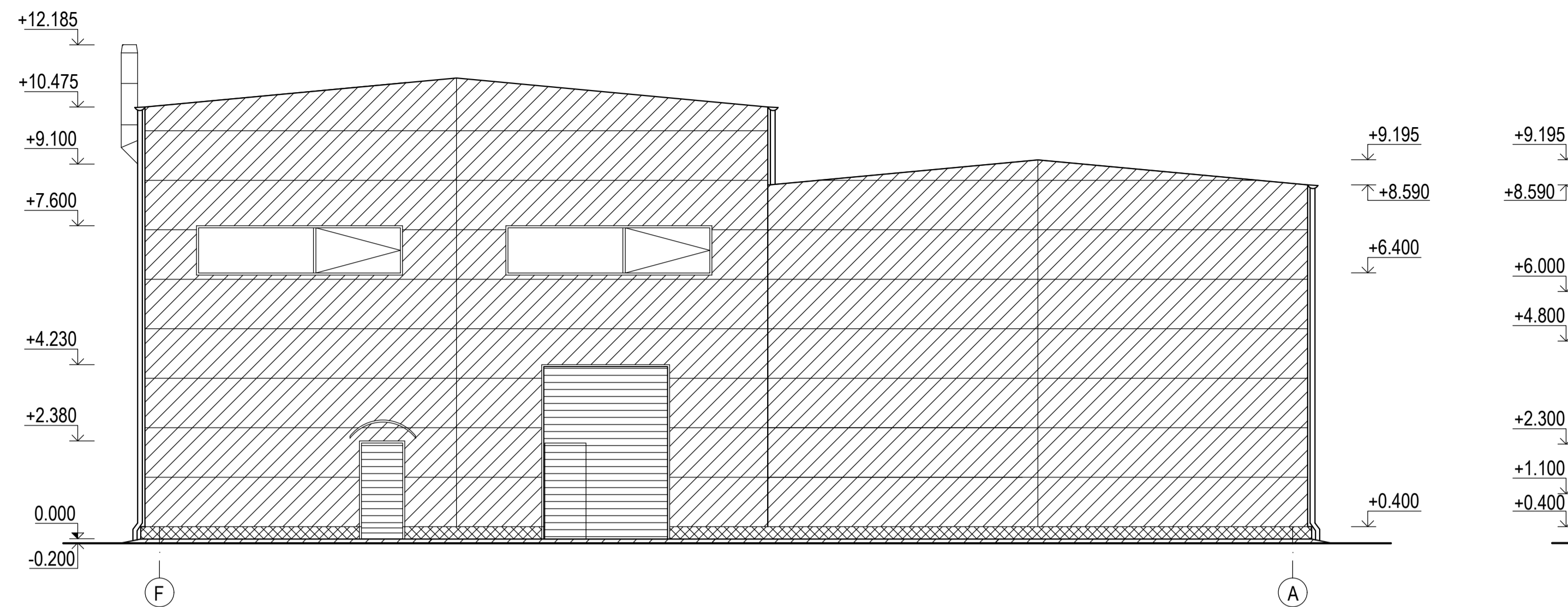
Žymėjimas	Pavadinimas	Žymėjimas	Pavadinimas
	Veja		Dekoratyviniai lapuočiai
	Asfalto danga		Šviestuvai
	Trinkelės		Automobilių judėjimo kryptis
	Projektuojamo sklypo riba		

## Sutartinis žymėjimas

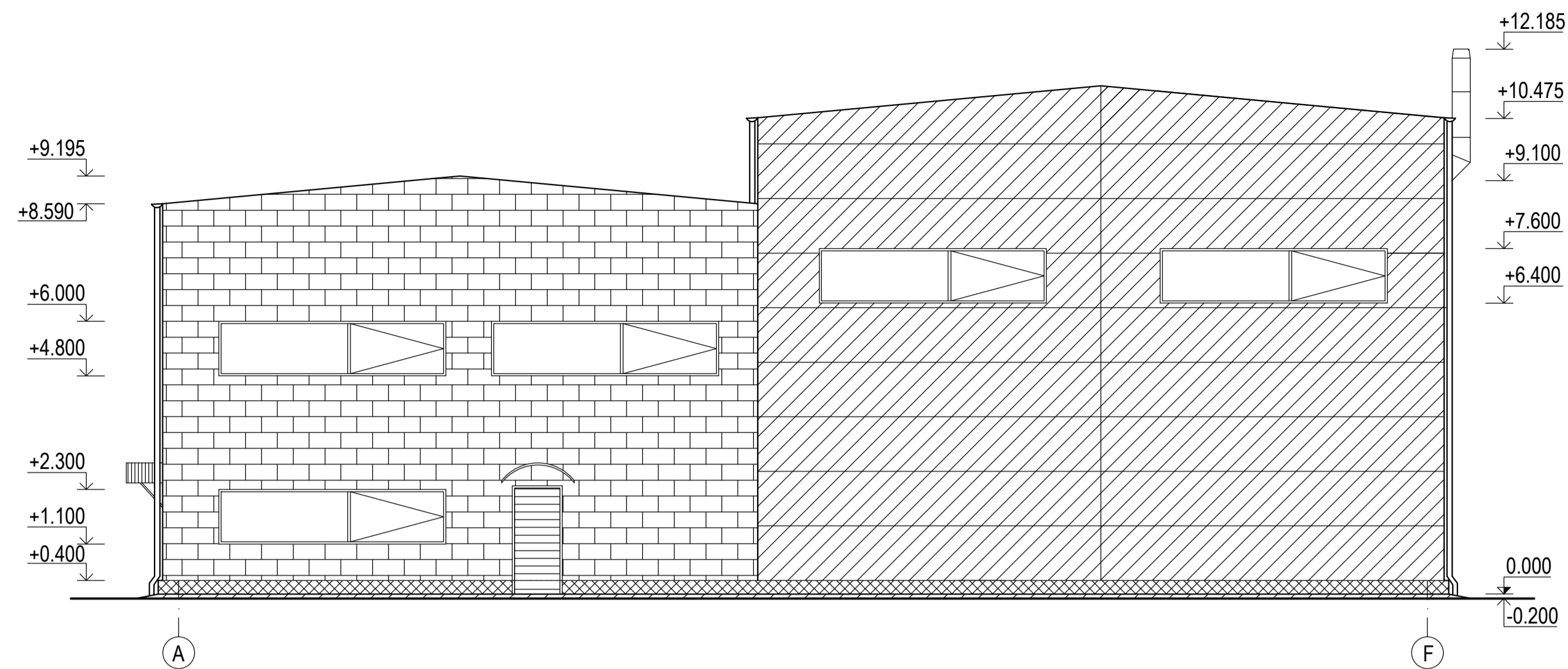
Žymėjimas	Pavadinimas
	Stogo danga
	Sieninės plokštės SP2B X-PIR
	Pakeliami vartai/durys
	Tinkuotas paviršius

Grupė	KTU statybos ir Architektūros fakultetas				Magistro baigiamasis projektas	
SSM-6	Studentas	A. Ivoška	2018-01-	Kompozitinės armatūros naudojimas gelžbetonio konstrukcijose		
	Vadovas	M. Kasilevičius	2018-01-	Sklypo situacijos planas, Sklypo planas, Fasadas 9-1, Pirmo aukšto planas		
				Laida	0	
Etapas	Statybinų konstrukcijų katedra LT - 51367 Studentų 48, Kaunas				2018-TP-SKK-SA	Lapas Lapų
TP					1	4

FASADAS F-A MASTELIS 1:100



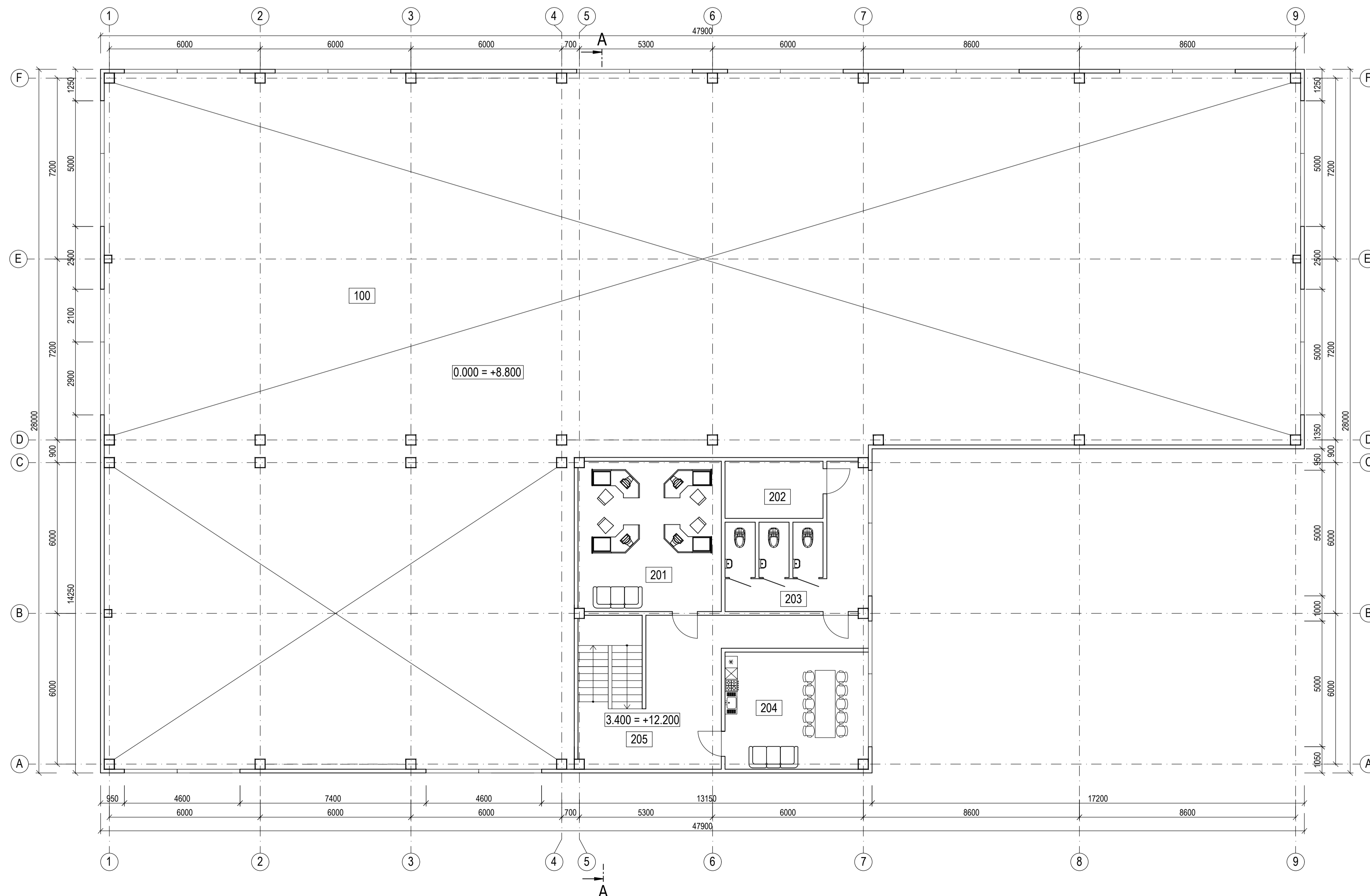
FASADAS A-F MASTELIS 1:100



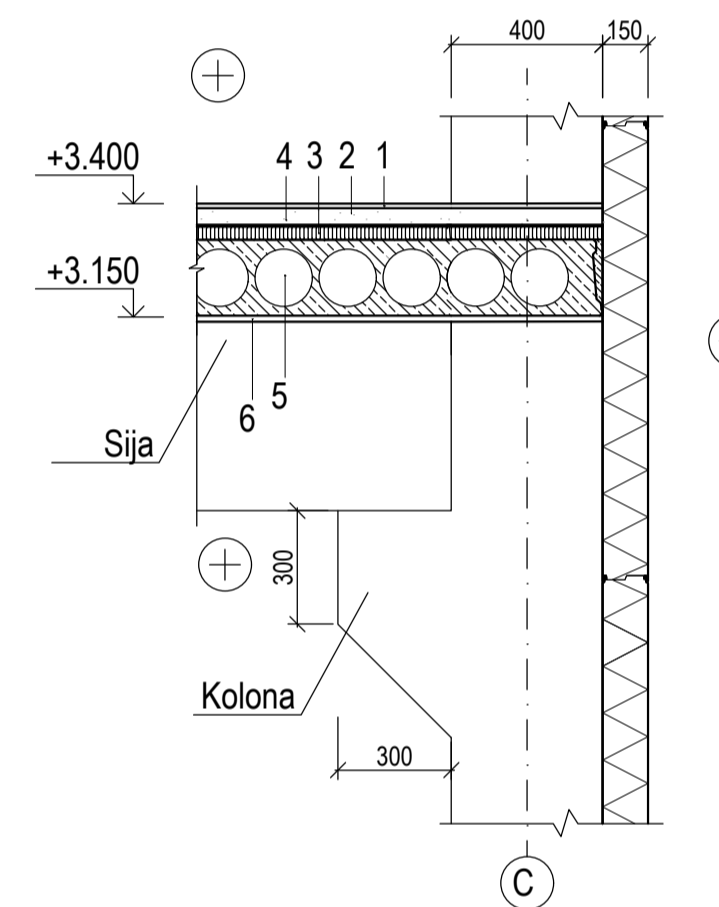
Sutartinis žymėjimas

Žymėjimas	Pavadinimas
	Stogo plokštės KS1000 X-DEK
	Sieninės plokštės SP2B X-PIR
	Pakeliami vartai/durys
	Tinkas
	Sieninės plokštės su mūro imitacija

ANTRO AUKŠTO PLANAS MASTELIS 1:100



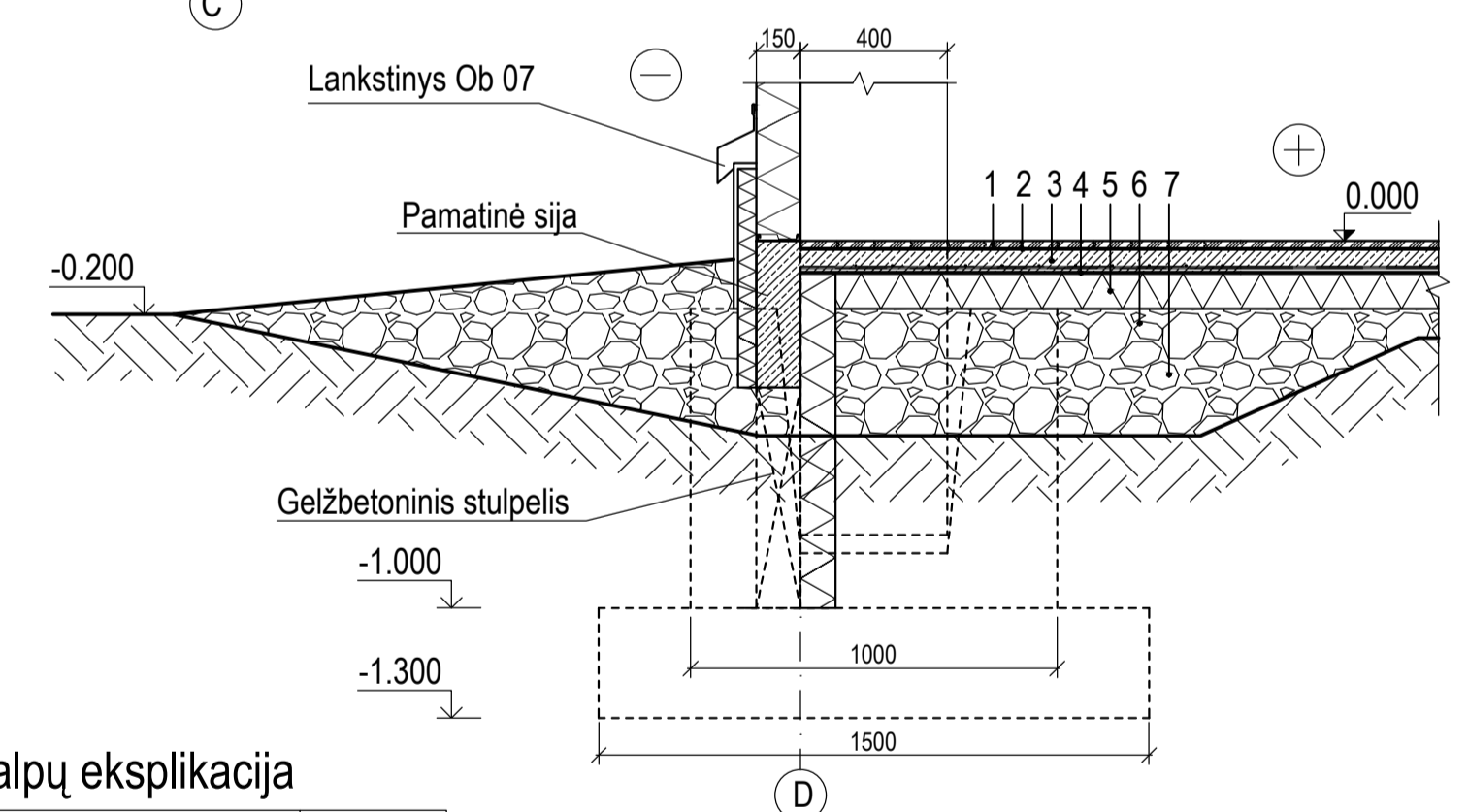
DETALĖ „1“ MASTELIS 1:20



Sutartinis žymėjimas

Žymėjimas	Pavadinimas
1	Grindų danga
2	Išlyginamasis sluoksnis 40mm
3	ROCKWOOL akmenis vata
4	Hidroizoliacija
5	Gelžbetoninė perdanga 220mm
6	Apdaila

DETALĖ „2“ MASTELIS 1:20



Patalpų ekspliciacija

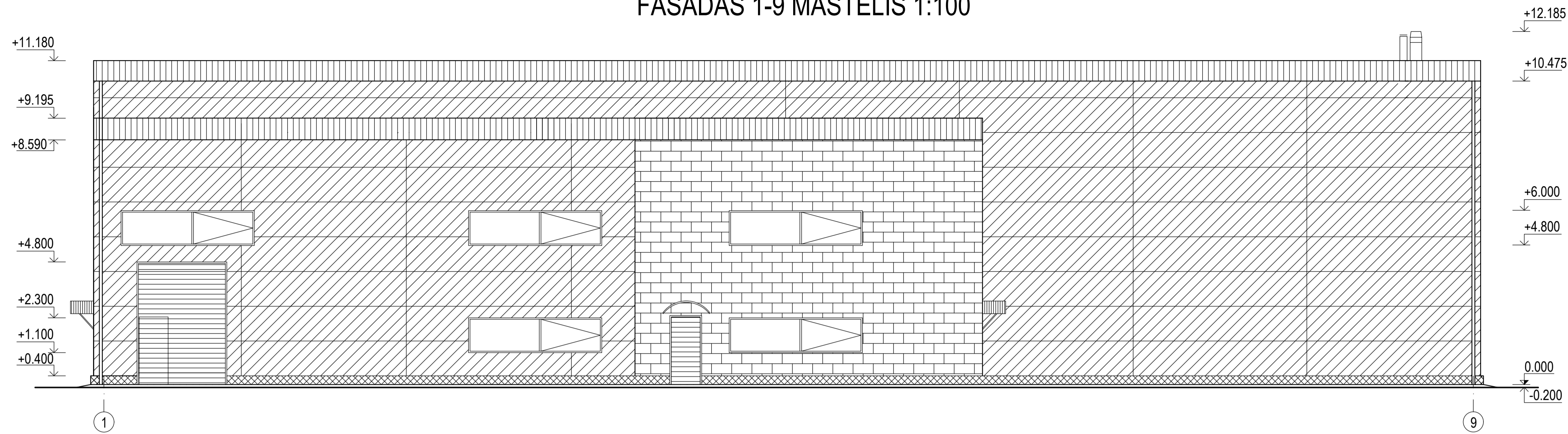
Eil. Nr.	Pavadinimas	Plotas, m <sup>2</sup>
101	Gamybinės patalpos	943,5
201	Vadybininkų kabinetas	33,6
202	Sandėlis	8,9
203	Tualetai	8,6
204	Virtuvė	26,2
205	Koridorius	36,1
Viso:		1073,3

Sutartinis žymėjimas

Žymėjimas	Pavadinimas
1	Grindų danga, d=8-14mm
2	Klijų sluoksnis, d=2-5mm
3	Armuotas išlyg. sl., d>50mm
4	Skiriamasis sluoksnis
5	PAROC GRS 20, d=100mm
6	Drenuojantis sluoksnis, d>80mm
7	Sutankintas gruntas

Grupė	KTU statybos ir Architektūros fakultetas		Magistro baigiamasis projektas	
SSM-6	Studentas	A. Ivoška	2018-01-	Kompozitinės armatūros naudojimas gelžbetonio konstrukcijose
	Vadovas	M. Kasilevičius	2018-01-	
			Fasadas F-A, Fasadas A-F, Antro aukšto planas, Detalė „1“, Detalė „2“	
			Laida	
			0	
Etapas	Statybinių konstrukcijų katedra		2018-TP-SKK-SA	
TP	LT - 51367 Studentų 48, Kaunas		Lapas Lapų	
			2 4	

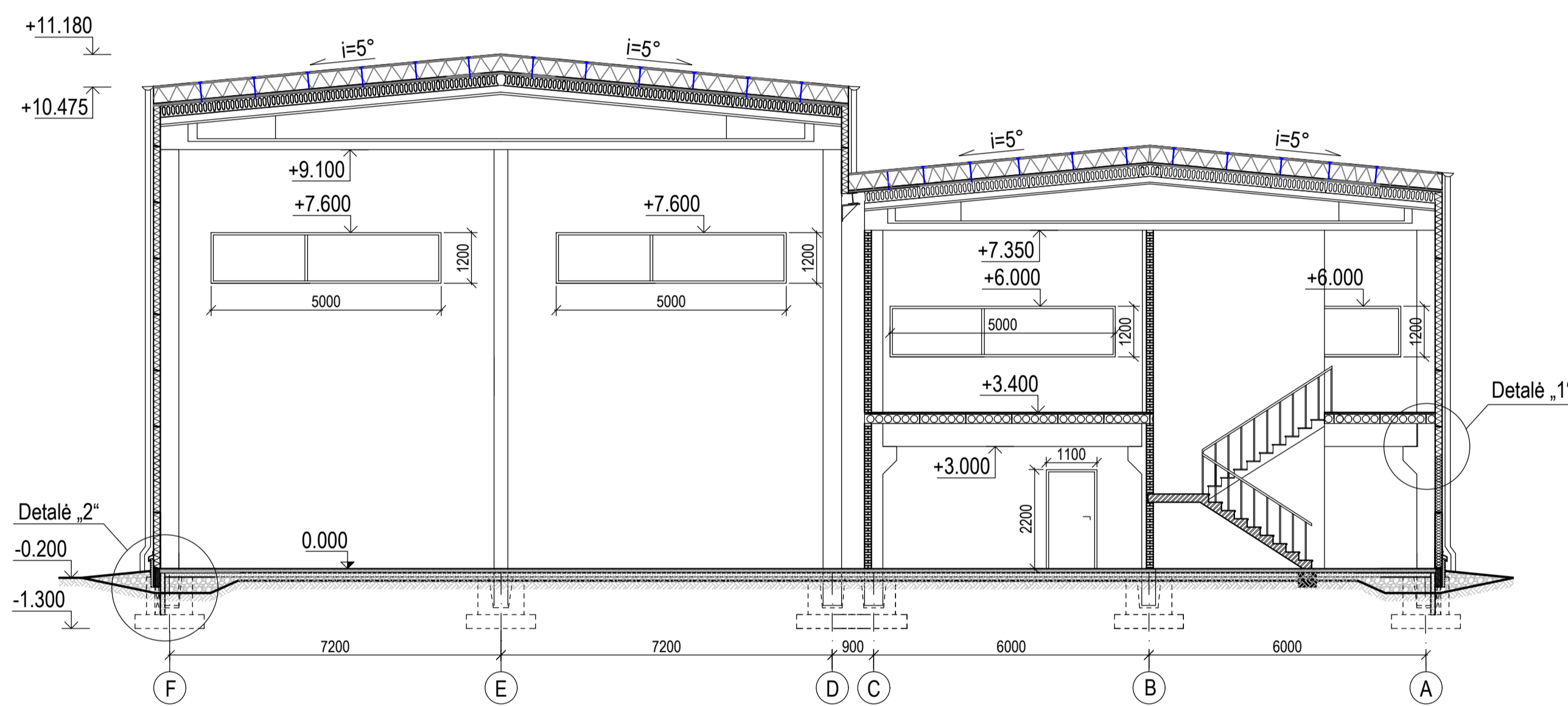
### FASADAS 1-9 MASTELIS 1:100



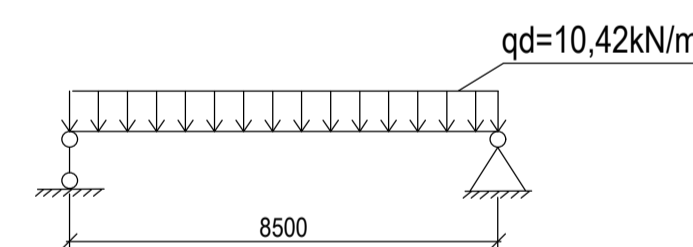
#### Sutartinis žymėjimas

Žymėjimas	Pavadinimas
	Stogo plokštės KS1000 X-DEK
	Sieninės plokštės SP2B X-PIR
	Pakeliami vartai/durys
	Tinkas
	Sieninės plokštės su mūro imitacija

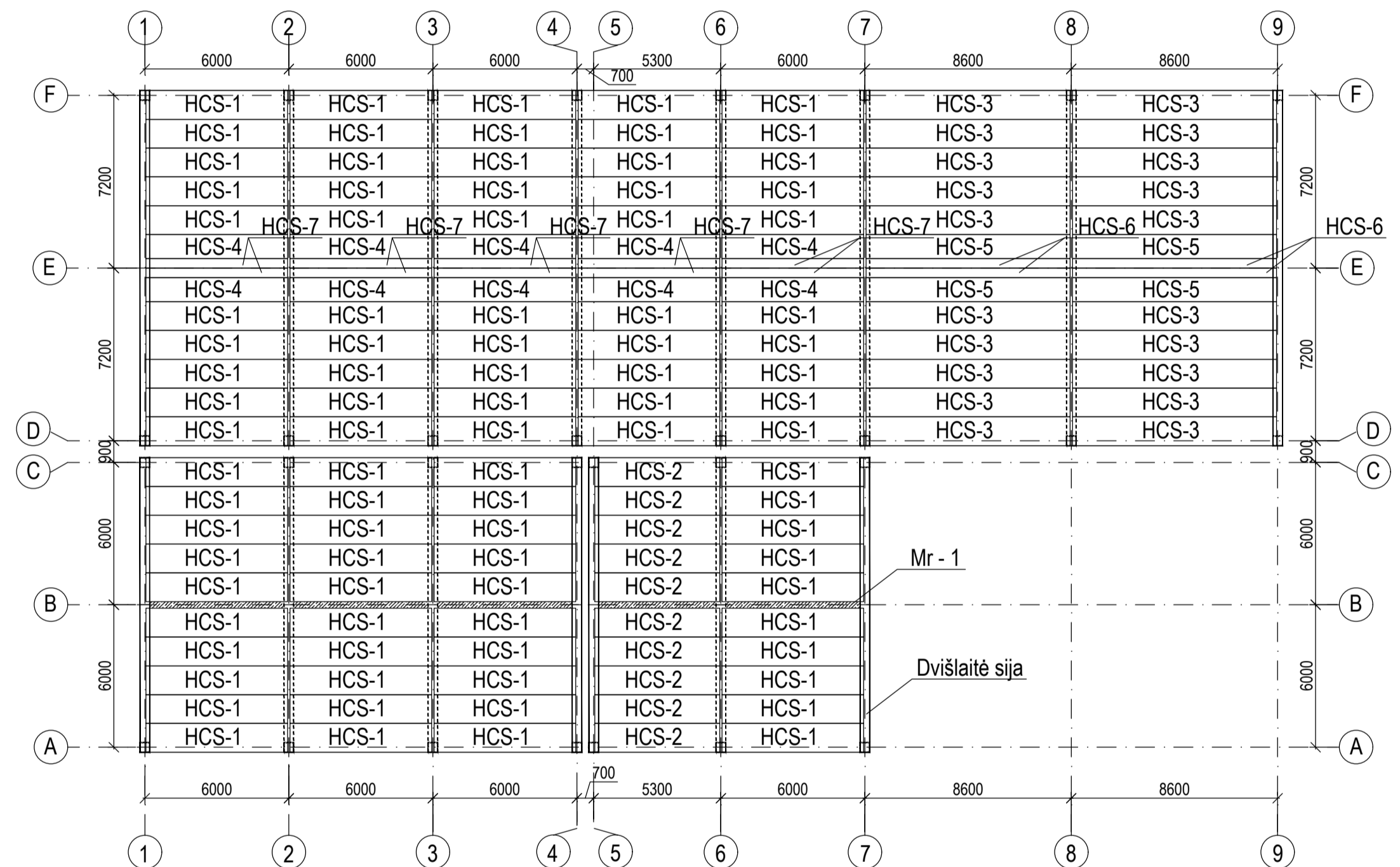
### PJŪVIS A-A MASTELIS 1:100



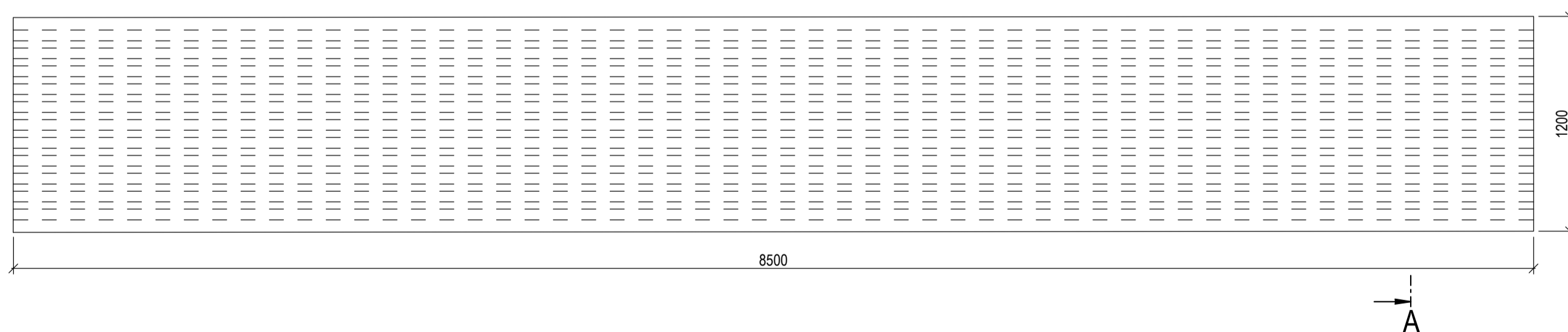
Kiaurymėtu perdangos plokščių skaičiuojamoji schema



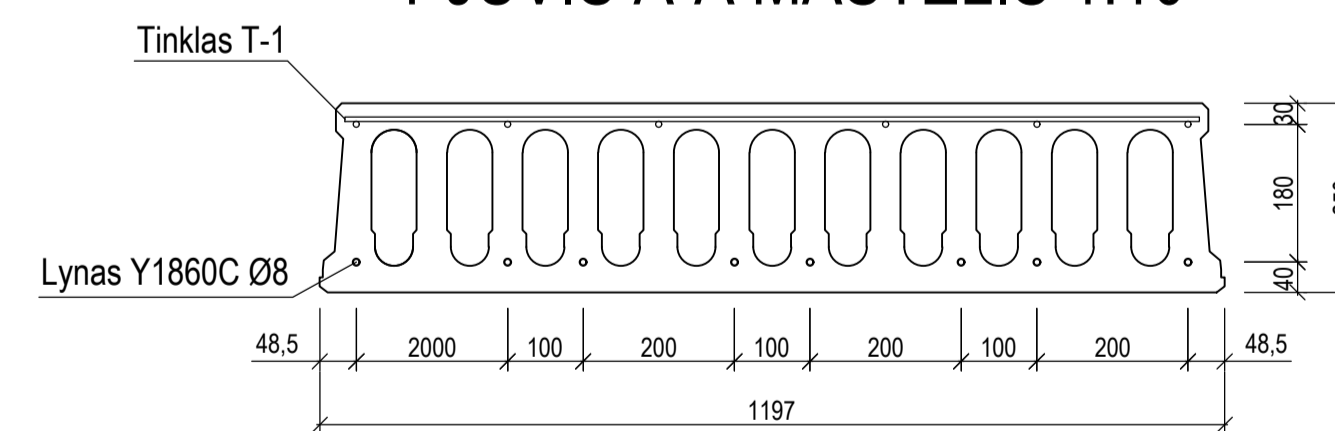
### Denginio kiaurymėtu perdangos plokščių planas MASTELIS 1:200



### KIAURYMĖTA PERDANGOS PLOKŠTĖ HCS-3 MASTELIS 1:25



### PJŪVIS A-A MASTELIS 1:10



#### Plokštės HCS-3 žiniaraštis

Betonas						
Eil. Nr.	Klasė	m <sup>2</sup>		svoris, t		
1	C25/30	1,645		4,11		
Armatūra						
Eil. nr.	Poz.	d, mm	Klasė, Mpa	Ilgis, mm	Vnt.	Bendras ilgis, m
Ištempiama vielinė armatūra						
1.	P-1	8	Y1860C	8500	8	68.00
Tinklas T-1						
2.	P-2	8	S500	8500	6	51.00
3.	P-3	5	S500	1130	44	49.72
				<b>Iš viso: 54.24</b>		

#### Kiaurymėtu perdangos plokščių žiniaraštis

Eil. Nr.	Pavadinimas	Ilgis, mm	Plotis, mm	Aukštis, mm	Kiekis, vnt.
1.	HCS-1	5900	1200	250	90
2.	HCS-2	5200	1200	250	10
3.	HCS-3	8500	1200	250	20
4.	HCS-4	5900	1000	250	10
5.	HCS-5	8500	1000	250	4
6.	HCS-6	8500	400	250	4
7.	HCS-7	5900	400	250	10
8.	MR-1	30000	275	250	-

Pastabos:  
 1. MR-1 - monolitinis ruožas.  
 2. Po kiaurymėtu perdangos plokščių sumontavimo, siūlės užpildomos ne mažesniu kaip C20/25 stiprumo klasės smulkiagrūdžiu betonu.

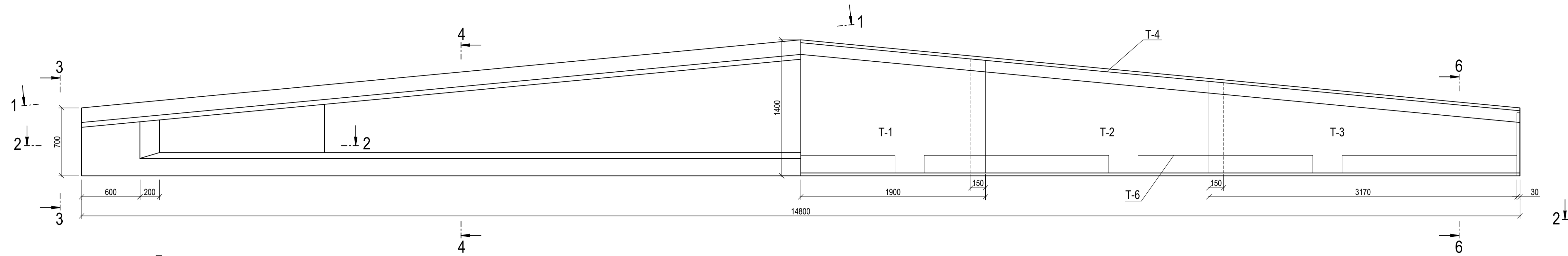
### TINKLAS T-1 MASTELIS 1:25



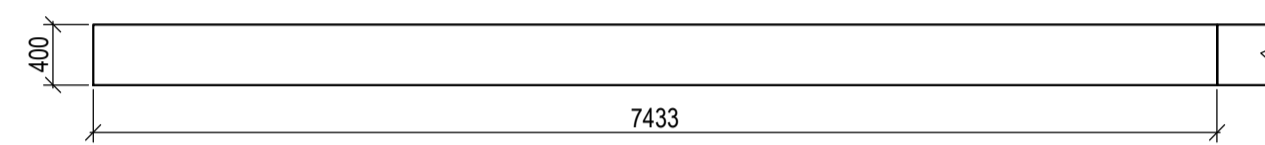
Pastabos:  
 1. Kiaurymėta perdangos plokštė formuojama nepertiraukiamo formavimo ekstrudiniu būdu.  
 2. Plokštei naudojamas C25/30 stiprumo klasės betonas.  
 3. Plokštės darbinė armatūra yra strypinė Y1860 stiprumo klasės, ištempiama mechaniniu būdu 371,08 kN jėga.  
 4. Viršutinė plokštės dalis armuojama tinklais Ø8/Ø5-#200#200

Grupė				Magistro baigiamasis projektas	
<b>KTU statybos ir Architektūros fakultetas</b>				Kompozitinės armatūros naudojimas gelžbetonio konstrukcijose	
SSM-6	Studentas	A. Ivoška	2018-01-	Fasadas 1-9, Denginio kiaurymėtu perdangos plokščių planas, Pjūvis A-A, Kiaurymėta perdangos plokštė HCS-3.	
	Vadovas	M. Kasulevičius	2018-01-	Laida	0
Etapas: Statybinų konstrukcijų katedra TP LT - 51367 Studentų 48, Kaunas				2018-TP-SKK-SA	Lapas Lapų
				3	4

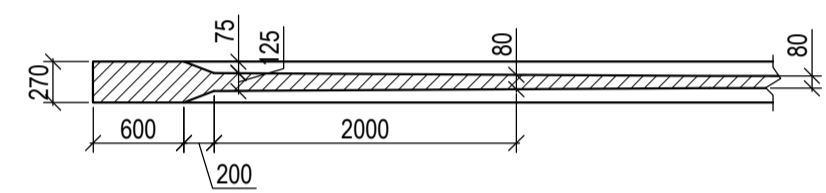
# DVIŠLAITĖ SIJA MASTELIS 1:25



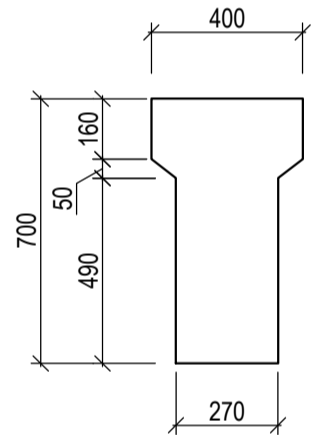
PJŪVIS 1-1 MASTELIS 1:50



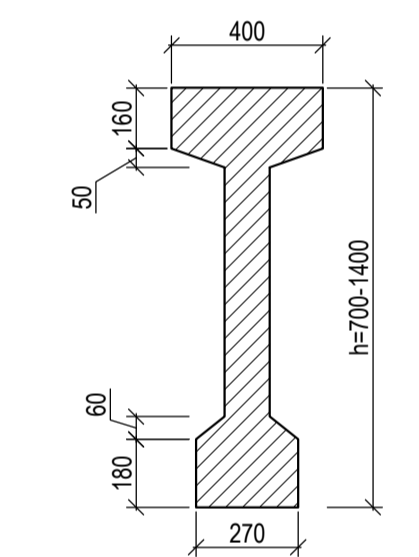
PJŪVIS 2-2 MASTELIS 1:50



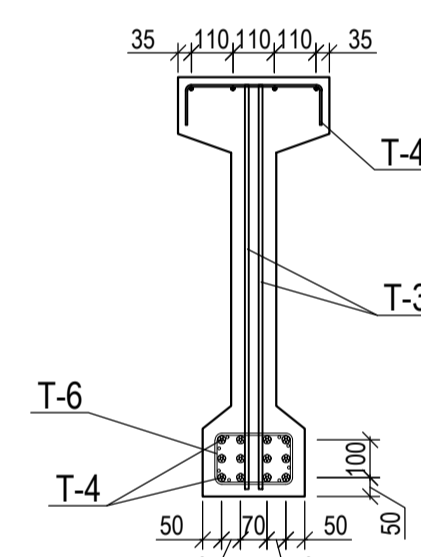
PJŪVIS 3-3 MASTELIS 1:20



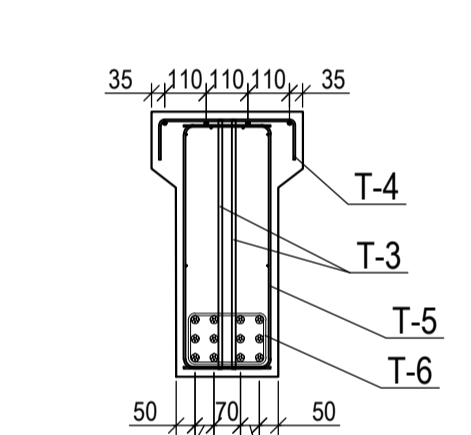
PJŪVIS 4-4 MASTELIS 1:20



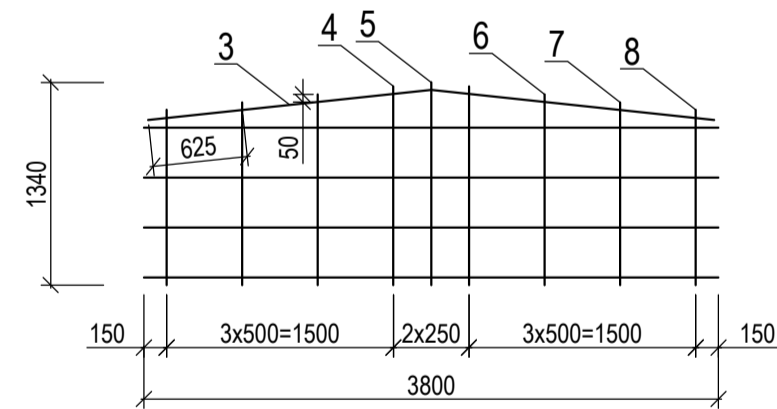
PJŪVIS 5-5 MASTELIS 1:20



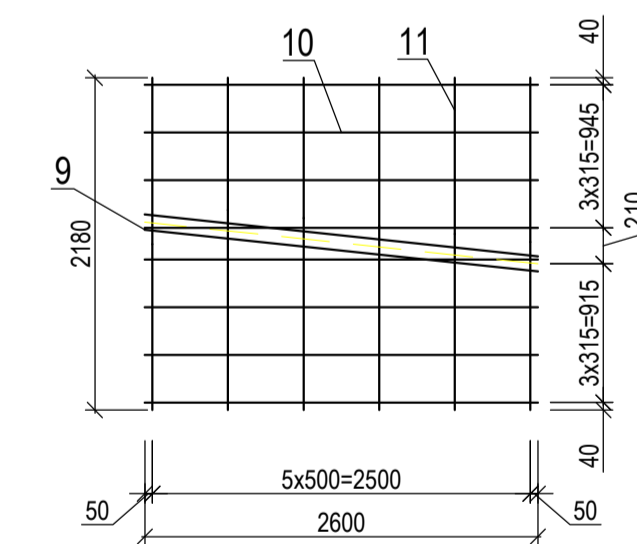
PJŪVIS 6-6 MASTELIS 1:20



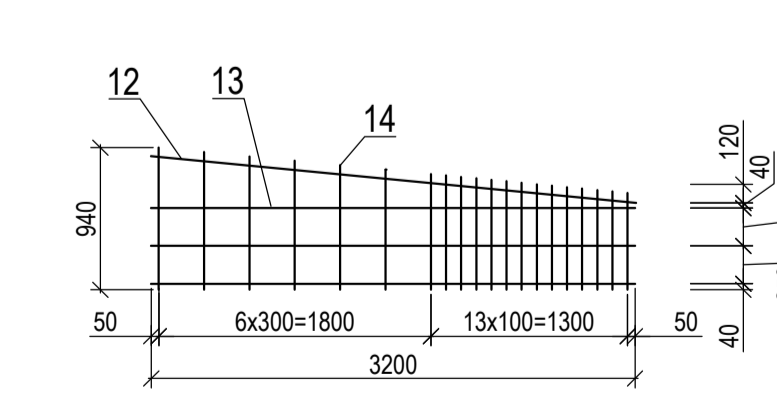
TINKLAS T-1 MASTELIS 1:50



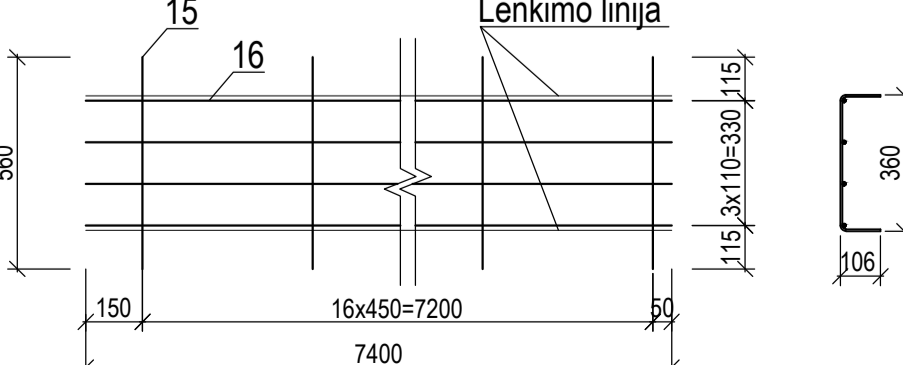
TINKLAS T-2 MASTELIS 1:50



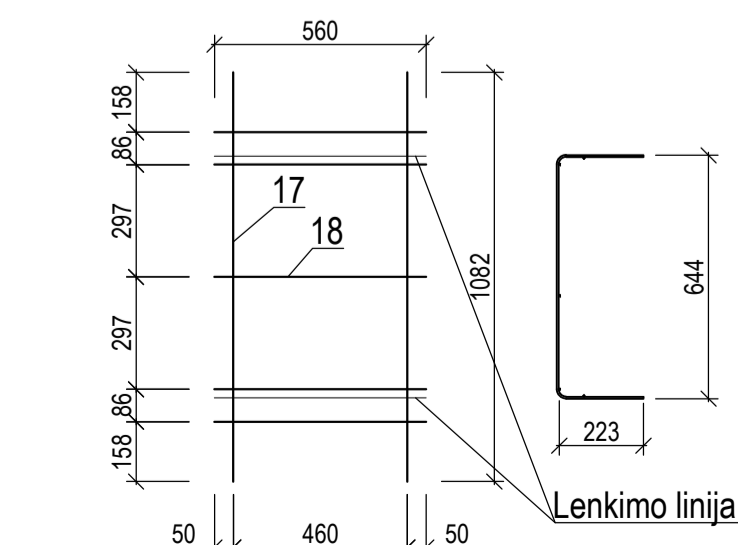
TINKLAS T-3 MASTELIS 1:50



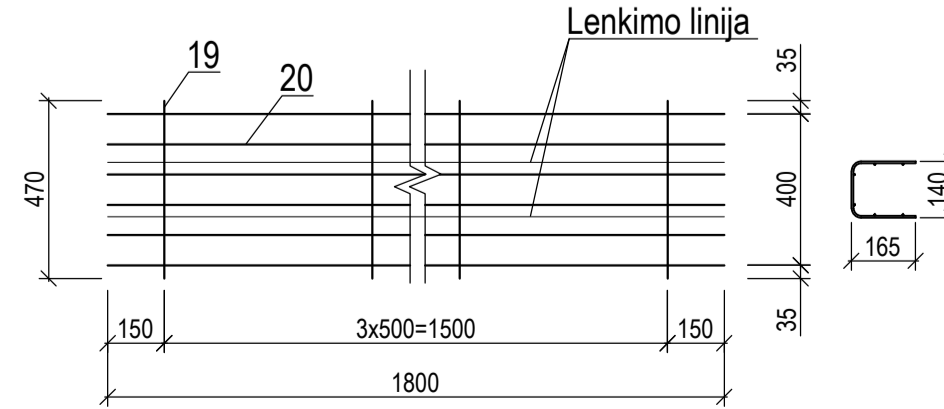
TINKLAS T-4 MASTELIS 1:20



TINKLAS T-5 MASTELIS 1:20



TINKLAS T-6 MASTELIS 1:20



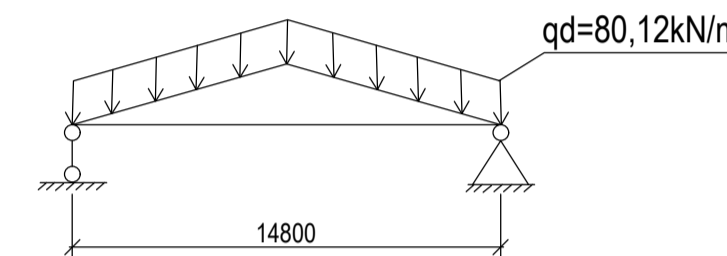
## Armatūros specifikacija

Pažymėjimas	Pavadinimas	Mato vnt.	Kiekis	Svoris, kg
Arm. tinklai				
T-1		vnt.	2	20,32
T-2		vnt.	4	46,4
T-3		vnt.	4	228,8
T-4		vnt.	2	51,8
T-5		vnt.	4	2,84
T-6		vnt.	14	28,7
1	Ø7 Y1860S, L=14800	vnt.	72	320,0
Tinklas T-1:				
2	Ø5 S500, L=3800	vnt.	3	1,74
3	Ø5 S500, L=3765	vnt.	1	0,58
4	Ø10 S500, L=1310	vnt.	2	1,88
5	Ø10 S500, L=1340	vnt.	2	1,78
6	Ø10 S500, L=1260	vnt.	2	1,54
7	Ø10 S500, L=1210	vnt.	2	1,38
8	Ø10 S500, L=1150	vnt.	2	1,28
Tinklas T-2:				
9	Ø5 S500, L=2615	vnt.	2	0,80
10	Ø5 S500, L=2600	vnt.	8	3,30
11	Ø10 S500, L=2000	vnt.	6	7,40
Tinklas T-3:				
12	Ø5 S500, L=3220	vnt.	2	1,30
13	Ø5 S500, L=3200	vnt.	6	2,98
14	Ø10 S500, L=940	vnt.	32	41,30
Tinklas T-4:				
15	Ø5 S500, L=560	vnt.	17	1,60
16	Ø10 S500, L=7400	vnt.	4	20,40
Tinklas T-5:				
17	Ø5 S500, L=1082	vnt.	2	0,30
18	Ø5 S500, L=560	vnt.	4	0,35
Tinklas T-6:				
19	Ø5 S500, L=470	vnt.	4	0,28
20	Ø5 S500, L=1800	vnt.	6	1,64
Medžiagos				
	C40/50 klasės betonas	m <sup>3</sup>	3,72	9300

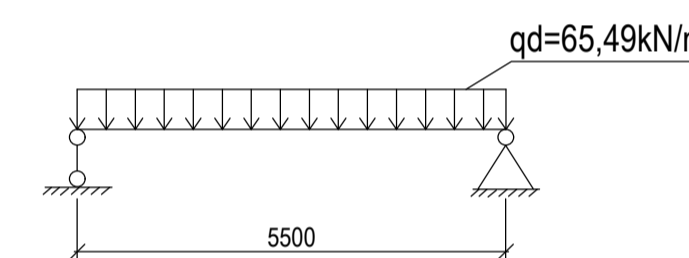
### Pastabos:

- Dvišlaitė denginio sija gaminamas iš C40/50 stiprumo klasės betono.
- Sijos darbinė armatūra - Y1860S stiprumo klasės vielos, įtempiami mechaniniu būdu 1034 kN jėga.
- Plokštei taip pat naudojama S500 klasės stiprumo armatūra bei tinklai, kurie sujungiami rišant.

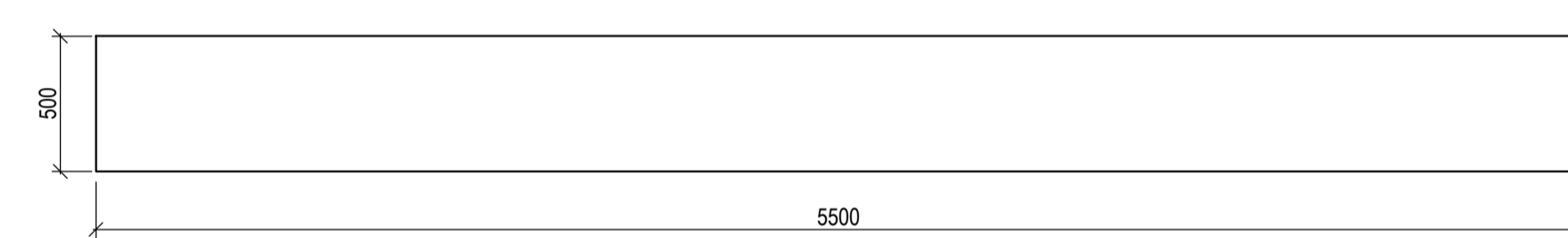
### Dvišlaitės sijos skaičiuojamoji schema



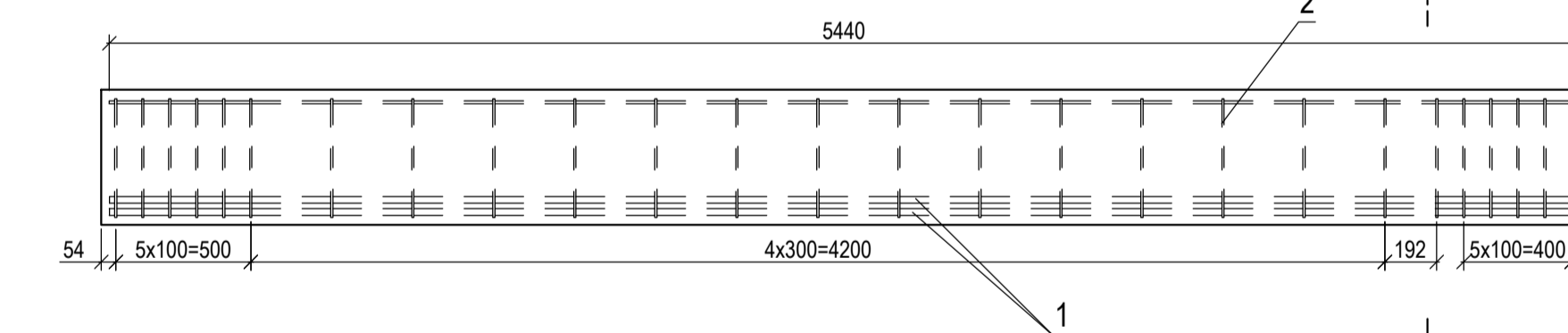
### Sijos S-1 skaičiuojamoji schema



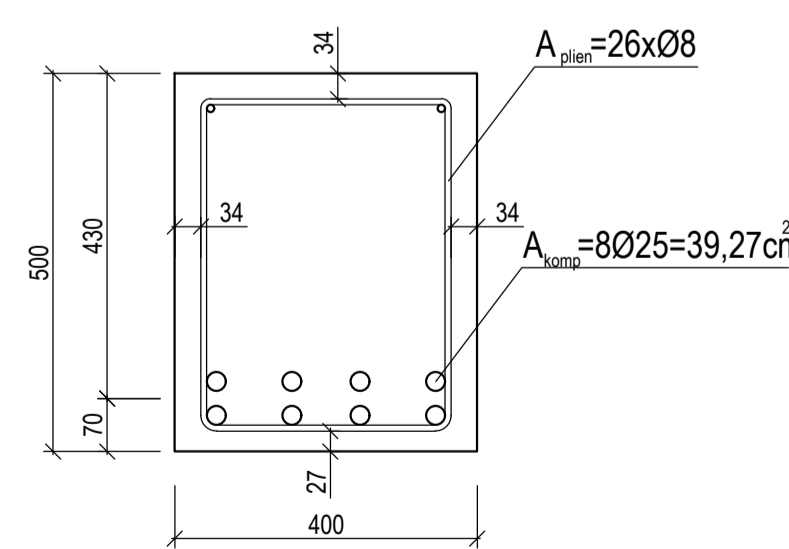
### SIJA S-1 MASTELIS 1:25



### KARKASAS KA-2 MASTELIS 1:25



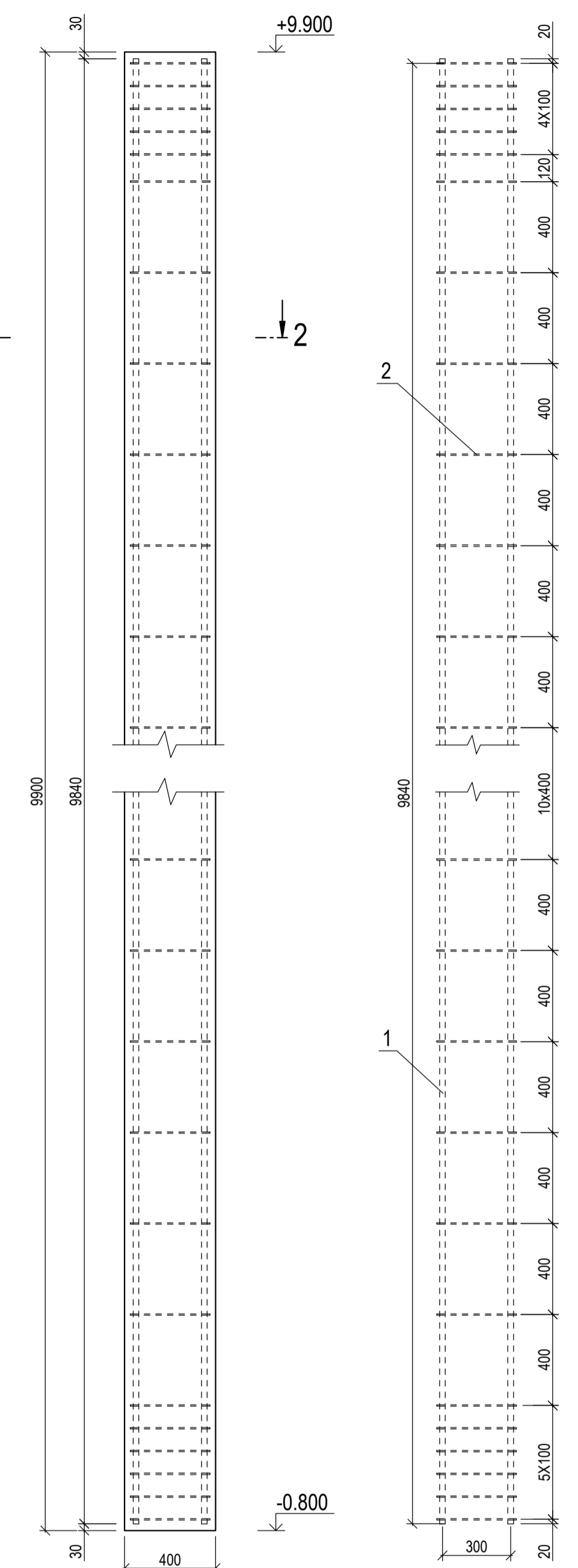
### PJŪVIS 7-7 MASTELIS 1:10



### Stačiakampio skerspjūvio sijos S-1 armatūros žiniaraštis

Pažymėjimas	Gaminio žymuo	Armatūros skersmuo, (mm), klasė	Ilgis, m	Vieneto masė, kg	Kiekis	Bendras ilgis, m	Bendras svoris, kg	Pastabos
Karkasas KA-2								
1		Ø25, Stiklo pluoštas	5,44	2,72	8	43,52	21,76	
2		Ø6, S500	1,22	0,395	26	40,26	10,27	
Betonas C40/50 - 1,1m <sup>3</sup>								

### KOLONA K-1 MASTELIS 1:20 KARKASAS KA-1 MASTELIS 1:20



### Kolonos armatūros žiniaraštis

Pažymėjimas	Gaminio žymuo	Armatūros skersmuo, (mm), klasė	Ilgis, m	Vieneto masė, kg	Kiekis	Bendras ilgis, m	Bendras svoris, kg	Pastabos
Karkasas KA-1								
1		Ø25, S500	9,84	24,26	4	39,36	97,04	
2		Ø6, S500	1,22	0,27	33	40,26	8,91	
Betonas C40/50 - 1,584m <sup>3</sup>								

Grupė	KTU statybos ir Architektūros fakultetas		Magistro baigiamasis projektas	
SSM-6	Studentas	A. Ivoška	2018-01-	2018-01-
	Vadovas	M. Kasilevičius	2018-01-	
Kompozitinės armatūros naudojimas gelžbetonio konstrukcijose				
Dvišlaitė sija, Pjūviai 1-1-7-7, Tinklai T-1-T-6, Kolona K-1 Sija S-1, KARKASAS KA-1, KARKASAS KA-2				
Laida 0				
Etapas	Statybinių konstrukcijų katedra LT - 51367 Studentų 48, Kaunas			Lapas Lapų
TP	2018-TP-SKK-SA			4 4