

**KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS  
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS**

**Kristina Paškevičiūtė**

**RĖMINIŲ KONSTRUKCIJŲ ĮRAŽŲ PERSISKIRSTYMO NUO  
PAMATŲ SĖDIMO ANALIZĖ**

Baigiamasis magistro projektas

**Vadovas**

Doc. dr. Mindaugas Augonis

**KAUNAS, 2018**

**KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS**

**STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS**

**RĖMINIŲ KONSTRUKCIJŲ ĮRAŽŲ PERSISKIRSTYMO NUO  
PAMATŲ SĖDIMO ANALIZĖ**

Baigiamasis magistro projektas

**Statyba (621J80001)**

**Vadovas**

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

**Konsultantas**

(parašas) Lekt. Remigijus Lazauskas  
(data)

**Konsultantas**

(parašas) Lekt. Mindaugas Kasiulevičius  
(data)

**Konsultantas**

(parašas) Doc. Gitana Šukaitytė  
(data)

**Recenzentas**

(parašas) Doc. Rėda Bistrickaitė  
(data)

**Projektą atliko**

(parašas) Kristina Paškevičiūtė  
(data)

**KAUNAS, 2018**



KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS

Statybos ir architektūros fakultetas

---

(Fakultetas)

Kristina Paškevičiūtė

---

(Studento vardas, pavardė)

Statyba, 621J80001

---

(Studijų programos pavadinimas, kodas)

Baigiamojo projekto „Rėminių konstrukcijų įrašų persiskirstymo nuo pamatų sėdimo analizė“

**AKADEMINIO SAŽININGUMO DEKLARACIJA**

20 18 m. sausio 09 d.  
\_\_\_\_\_ Kaunas \_\_\_\_\_

Patvirtinu, kad mano **Kristinos Paškevičiūtės** baigiamasis projektas tema „Rėminių konstrukcijų įrašų persiskirstymo nuo pamatų sėdimo analizė“ yra parašytas visiškai savarankiškai, o visi pateikti duomenys ar tyrimų rezultatai yra teisingi ir gauti sąžiningai. Šiame darbe nei viena dalis nėra plagijuota nuo jokių spausdintinių ar internetinių šaltinių, visos kitų šaltinių tiesioginės ir netiesioginės citatos nurodytos literatūros nuorodose. Įstatymų nenumatytų piniginių sumų už šį darbą niekam nesu mokėjęs.

Aš suprantu, kad išaiškėjus nesąžiningumo faktui, man bus taikomos nuobaudos, remiantis Kauno technologijos universitete galiojančia tvarka.

---

(vardą ir pavardę įrašyti ranka)

---

(parašas)

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

Magistro baigiamasis projektas

**RĖMINIŲ KONSTRUKCIJŲ ĮRAŽŲ PERSISKIRSTYMO NUO PAMATŲ SĖDIMO  
ANALIZĖ**

Kristina Paškevičiūtė

Magistro baigiamasis projektas yra parengtas Lietuvos Respublikoje galiojančiais teisės aktais. Visu pirma, yra įvertinamos, realų pastatą veikiančios nuolatinės, naudojimo, sniego ir vėjo apkrovos. Sudaroma skaičiuojamoji schema, kuri naudojama tolimesniems skaičiavimams. Suprojektuojami pavojingiausio skersinio rėmo gelžbetoniniai rygeliai, dvi gelžbetoninės kolonos ir dveji seklieji pamatai, kai gruntas - smėlis ir molis. Apskaičiuojami atskirų pamatų nuosėdžiai nuo juos veikiančių įrašų. Pasėdus pamatams iš naujo yra projektuojamos anksčiau minėtos konstrukcijos ( rygeliai, kolonos). Atliekama palyginamoji analizė gautiems rezultatams.

Raktiniai žodžiai: nuosėdžiai, pamatas, kolona, rygelis.



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

Master's final project:

**ANALYSIS OF FRAME CONSTRUCTION FORCES REDISTRIBUTION DUE TO FOUNDATION SETTLEMENT**

Kristina Paškevičiūtė

Master's degree final project is prepared in accordance with existing legislation of the Republic of Lithuania. Firstly, permanent loads, imposed loads for buildings, snow load and wind load operating on the real building are evaluated. A computational scheme is made which is used for further calculations. The reinforced concrete girders of critical transverse frame, two reinforced concrete columns and two shallow foundations are designed, where the ground is sand and clay. The subsidences of separate foundations from forces acting on them are calculated. After subsidences of the foundations are evaluated the girders and the columns are designed again. A comparative analysis is performed for the obtained results.

Keywords: settlement, footing, column, beam, foundations.

## TURINYS

ĮVADAS.....	11
1.STATYBOS REGLAMENTAVIMAS.....	14
2.KONSTRUKCINĖ DALIS .....	16
2.1    Poveikių ir apkrovų skaičiavimas.....	16
2.1.1    Sniego apkrovų skaičiavimas.....	16
2.1.2    Naudojimo apkrovos skaičiavimas.....	17
2.1.3    Vėjo apkrovų skaičiavimas .....	19
2.1.4    Nuolatinės apkrovos skaičiavimas .....	22
2.1.5    Kolonos nuolatinė apkrova.....	25
2.2    Gelžbetoninės kolonos (400x400) projektavimas, neįvertus pamatų nuosėdžių.....	26
2.2.1    Kolonos armavimas.....	26
2.2.2    Kolonos gembės armavimas.....	28
2.3    Gelžbetoninės kolonos (500x300) projektavimas, neįvertinus pamatų nuosėdžių.....	31
2.3.1    Kolonos armavimas.....	31
2.3.2    Kolonos gembės armavimas.....	34
2.4    Gelžbetoninio rygelio projektavimas, neįvertinus pamatų nuosėdžių.....	37
2.4.1    Konstrukcijų parinkimas ir išdėstymas .....	37
2.4.2    Rygelio normalinių pjūvių stiprumo skaičiavimas.....	40
2.4.3    Rygelio įstrižųjų pjūvių stiprumo skaičiavimas .....	45
2.4.4    Rygelio konstravimas.....	51
2.5    Sekliojo pamato projektavimas (gruntas- smėlis) .....	52
2.5.1    Pamato įgilinimo gylis .....	52
2.5.2    Projektavimo būdas DA1 1 derinys .....	52
2.5.3    Projektavimo būdas DA1 2 derinys .....	54
2.5.4    Pamato nuosėdžių skaičiavimas .....	55
2.5.5    Praspaudimas.....	56

2.5.6	Seklaus pamato armavimo skaičiavimas .....	58
2.5.7	Gelžbetoninių elementų plyšių atsivėrimo apskaičiavimas .....	59
2.5.8	Neįtemptosios armatūros inkaravimas .....	60
2.6	Sekliojo pamato projektavimas (gruntas – molis) .....	62
2.6.1	Pamato įgilinimo gylis .....	62
2.6.2	Projektavimo būdas DA1 2 derinys .....	62
2.6.3	Pamato nuosėdžių skaičiavimas .....	64
2.6.4	Praspaudimas.....	65
2.6.5	Seklaus pamato armavimo skaičiavimas.....	67
2.6.6	Gelžbetoninių elementų plyšių atsivėrimo apskaičiavimas .....	68
2.6.7	Neįtemptosios armatūros inkaravimas .....	69
2.7	Tiriamoji dalis.....	71
2.7.1	Nuosėdžių skaičiavimo metodai.....	71
2.7.2	Grunto vienmatės deformacijos metodas .....	71
2.7.3	Tampriųjų deformacijų metodas .....	73
2.7.4	Riboto storio sluoksnio metodas .....	74
2.7.5	Sumavimo metodas .....	76
2.7.6	Šmertmano metodas .....	79
2.7.7	Skaičiavimai .....	81
Rezultatai.....		85
Išvados.....		87
Literatūra .....		89
Priedai.....		91

## PAVEIKSLAI

<b>1.1 pav.</b> Projektuojamo pastato planas.....	13
<b>2.1 pav.</b> Sniego apkrovos SN1 .....	17
<b>2.2 pav.</b> Naudojimo apkrovos LL1 .....	18
<b>2.3 pav.</b> Naudojimo apkrovos LL2 .....	19
<b>2.4 pav.</b> Vėjo apkrovos schemos ir aerodinaminiai koeficientai .....	20
<b>2.5 pav.</b> Vėjo WIND1 apkrovų schema .....	20
<b>2.6 pav.</b> Vėjo WIND2 apkrovų schema .....	21
<b>2.7 pav.</b> Nuolatinė apkrova DL1 .....	24
<b>2.8 pav.</b> Koloną 400x400mm, veikiančios maksimalios įrašos, neįvertinus pamatų nuosėdžių: a – skersinių jėgų grafikas; b – lenkimo momentų grafikas .....	26
<b>2.9 pav.</b> Koloną 500x300mm, veikiančios maksimalios įrašos, neįvertinus pamatų nuosėdžių: a – skersinių jėgų grafikas; b – lenkimo momentų grafikas .....	31
<b>2.10 pav.</b> Rygelio skerspjūvio matmenys (mm): 1 – rygelis, 2 – plokštė.....	37
<b>2.11 pav.</b> Lenkimo momentų grafikas, neįvertinus pamatų nuosėdžių .....	39
<b>2.12 pav.</b> Skersinių jėgų grafikas, neįvertinus pamatų nuosėdžių .....	39
<b>2.13 pav.</b> 1– ojo tarpatramio rygelis: a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas .....	41
<b>2.14 pav.</b> Paskutiniojo tarpatramio rygelis: a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas .....	41
<b>2.15 pav.</b> Rygelis ties pirma atrama (1 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas .....	43
<b>2.16 pav.</b> Rygelis ties vidurine atrama (2 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas .....	44
<b>2.17 pav.</b> Rygelis ties vidurine atrama (3 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas .....	44
<b>2.18 pav.</b> Rygelis ties vidurine atrama (3 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas .....	45
<b>2.19 pav.</b> Skaičiuojamoji schema vienmatės deformacijos metodui .....	72
<b>2.20 pav.</b> Skaičiuojamoji schema riboto storio sluoksnio metodui .....	74
<b>2.21 pav.</b> Sekliojo pamato nusėdimo skaičiavimo sumavimo metodu skaičiuojamoji schema .....	77
<b>2.22 pav.</b> Papildomų įtempimų skaičiavimo pagal (2.144) schemą .....	78

<b>2.23 pav.</b> Deformacijos įtakos faktoriaus diagramos: 1 – simetrinio pamato $L/B=1$ , 2 – juostinio pamato $L/B>10$ , $z$ – gylis, kuriame $I_{zp}$ pasiekia didžiausiąją reikšmę $I_{zp,max}$ .....	80
<b>2.24 pav.</b> Deformacijos įtakos faktoriaus diagram, kai $1 \leq L/B \leq 10$ .....	81
<b>2.25 pav.</b> Koloną 400x400mm, veikiančios maksimalios įrašos, įvertinus pamatų nuosėdžius: a – skersinių jėgų grafikas; b – lenkimo momentų grafikas .....	92
<b>2.26 pav.</b> Koloną 500x300mm, veikiančios maksimalios įrašos, įvertinus pamatų nuosėdžius: a – skersinių jėgų grafikas; b – lenkimo momentų grafikas .....	97
<b>2.27 pav.</b> Rygelio skerspjūvio matmenys (mm): 1 – rygelis, 2 – plokštė .....	102
<b>2.28 pav.</b> Lenkimo momentų grafikas, įvertinus pamatų nuosėdžius .....	103
<b>2.29 pav.</b> Skersinių jėgų grafikas, įvertinus pamatų nuosėdžius .....	103
<b>2.30 pav.</b> 1– ojo tarpatramio rygelis: a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas .....	104
<b>2.31 pav.</b> Paskutiniojo tarpatramio rygelis: a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas .....	105
<b>2.32 pav.</b> Rygelis ties pirma atrama (1 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas .....	107
<b>2.33 pav.</b> Rygelis ties vidurine atrama (2 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas .....	107
<b>2.34 pav.</b> Rygelis ties vidurine atrama (3 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas .....	108
<b>2.35 pav.</b> Rygelis ties vidurine atrama (3 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas .....	109

## LENTELĖS

<b>1.1 lentelė.</b> Gruntų savybės.....	13
<b>1.2 lentelė.</b> Normatyviniai dokumentai, įstatymai, taisyklės ir standartai .....	14
<b>2.1 lentelė</b> Stogo dangos elementai, veikiantys į 1m <sup>2</sup> .....	22
<b>2.2 lentelė</b> Tarpaukštinės perdangos elementai, veikiantys į 1m <sup>2</sup> .....	23
<b>2.3 lentelė</b> Terasos perdangos elementai, veikiantys į 1m <sup>2</sup> .....	23
<b>2.4 lentelė</b> Perdangos apkrovos .....	37
<b>2.5 lentelė</b> Terasos perdangos apkrovos .....	38
<b>2.6 lentelė</b> Naudojamų patikimumo koeficientų reikšmės.....	52
<b>2.7 lentelė</b> Naudojamų patikimumo koeficientų reikšmės.....	54
<b>2.8 lentelė</b> Naudojamų patikimumo koeficientų reikšmės.....	62
<b>2.9 lentelė</b> $\beta$ koeficiento reikšmės .....	72
<b>2.10 lentelė.</b> Pamato formos ir standumo koeficiento $w$ vertės .....	73
<b>2.11 lentelė</b> Koeficiento $k_a$ vertės (SN ir T 2.02.01-83) .....	75
<b>2.12 lentelė.</b> Koeficiento $k_b$ vertės (SN ir T 2.02.01-83) .....	75
<b>2.13 lentelė.</b> Koeficiento $k_c$ vertės (SNirT 2.02.01-83).....	76
<b>2.14 lentelė.</b> Koeficiento $k_m$ vertės (SNirT 2.02.01-83).....	76
<b>2.15 lentelė.</b> Seklaus pamato nuosėdžiai, kai gruntas smėlis ir molis .....	83
<b>2.16 lentelė.</b> Projektuojamos kolonos .....	85
<b>2.17 lentelė.</b> Projektuojamų kolonų armavimas.....	85
<b>2.18 lentelė.</b> Projektuojami rygeliai, jų armavimas .....	86

## ĮVADAS

### **Darbo tikslas:**

Suprojektuoti daigiafunkcinės paskirties pastato, esančio Kaune, laikančiasias konstrukcijas, įvertinti pastato netolygius pamatų sėdimus, bei papildomų įrašų atsiradimą laikančiosiose konstrukcijose, suprojektuoti sekliuosius pamatus, gelžbetoninius rygelius, gelžbetonines kolonas dviem atvejais: pirmu atveju neįvertinus pamatų nuosėdžių, antru – įvertinus juos. Taip pat, atlikti palyginamąją analizę pagal gautus rezultatus.

### **Darbo uždaviniai:**

- Apžvelgti pagrindinę teisinę informaciją apie projektuojamą pastatą;
- Aprašyti pastato konstrukcijas;
- Atlikti literatūros apžvalgą;
- Apskaičiuoti realaus pastato poveikį į pamatą;
- Įvertinti grunto mechanines savybes ir apskaičiuoti atskirų pamatų nuosėdžius nuo juos veikiančių įrašų;
- Įvertinus plastines mazgų deformacijas apskaičiuoti pastato laikančiųjų konstrukcijų įrašų persiskirstymą;
- Apdoroti tyrimo rezultatus ir parengti išvadas;
- Parengti magistro baigiamąjį darbą.

### **Darbo metodai:**

- Teisinių dokumentų analizė;
- Reikiamos informacijos rinkimas įvairiuose literatūros šaltiniuose;
- Surinktos medžiagos analizė;
- Skaičiavimai remiantis norminiais dokumentais bei programinę įrangą „Robot Structural Analysis Professional 2017“;
- Skaičiavimų rezultatų apdorojimas ir medžiagos detalizavimas;
- Brėžinių parengimas.

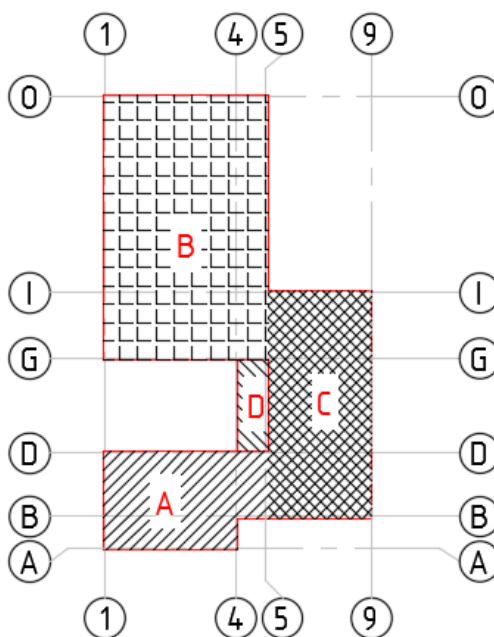
- **Trumpas projektuojamo pastato aprašymas:**

Naujai statomas 3080 m<sup>2</sup> bendrojo ploto daugiafunkcinės paskirties centras, Alytaus gatvėje, Kauno rajone. Šiame pastate numatyti darželiai, mokykla, biblioteka, valgykla, sporto salė, kitos administracinės paskirties patalpos. Pastatas sudarytas iš trijų atskirų turimų korpusų ( A, B, C – korpusai), juos kartu jungia bendra galerija ( D – korpusas). A, B, D korpusų aukštingumas – du aukštai virš žemės, C korpuse nuo B iki G ašies sporto salė vieno aukšto, kito šio korpuso dalyje nuo G iki I ašies patalpų aukštingumas – trys aukštai virš žemės (žr. 1.1 pav).

Daugiafunkcinio pastato fasado apdailai naudojamos daugiasluoksnės plokštės PAROC AST S. AST S: Stogas priskiriamas plokštiesiems (~2° nuolydis). Stogo dangos sluoksniai aprašyti 2.1 lent.

Kolonos žingsniai įvairūs : 4,90m, 5,10m, 6,0, 6,475m, 7,31m, 7,31m, 5,25m, 8,8m, 8,7m,

Naujai statomo daugiafunkcinio pastato konstrukcijas sudaro : monolitiniai seklieji pamatai, gelžbetoninės kolonos, daugiasluoksnės sienų plokštės PAROC AST S. AST S, kiaurymėtos perdangos plokštės, gelžbetoniniai rygeliai, metalinės kolonos, metalinės sijos.



**1.1 pav.** Projektuojamo pastato planas



1.1 lentelė. Gruntų savybės

<b>Gruntas</b>	<b>Smėlis (stipresnis gruntas)</b>	<b>Molis (silpnesnis gruntas)</b>
<b>Grunto tipas</b>	Vidutinio tankumo smėlis	Vidutinio kietumo molis
<b>Pamato pado matmenys LxBxH, m</b>	1,1x1,1x0,5	1,8x1,8x0,5
<b>Deformacijų modulis E<sub>s</sub>, MPa</b>	40,0	21,0
<b>Puasono koeficientas μ<sub>s</sub></b>	0,339	0,5
<b>Grunto tūrinis svoris, γ<sub>grunt.</sub>, kN/m<sup>3</sup></b>	18,0	21,0
<b>Išalo gylis, d<sub>0</sub>, m</b>	0,30	0,23
<b>Efektyvusis sankabumas c', kPa</b>	0	-
<b>Kerpamasis stipris nedrenuojant, c<sub>uk</sub>, kPa</b>	-	45

# 1. STATYBOS REGLAMENTAVIMAS

Naujai statomas 3080 m<sup>2</sup> bendrojo ploto daugiaviečių paskirties centras, Alytaus gatvėje, Kauno rajone. Statinys priskiriamas ypatingų statinių grupei pagal STR 1.01.06:2013 „Ypatingi statiniai“ IV skirsnio 5 punktą [21] – visuomenės poreikiams naudojamas pastatas, kuriame vienu metu būna daugiau kaip 100 žmonių.

1.1 Lentelėje pateikti pagrindiniai normatyviniai dokumentai, taisyklės ir standartai, apimantys bendruosius nurodymus bei reikalavimus, tiesiogiai ar netiesiogiai reglamentuojantys sekliųjų pamatų, surenkamų gelžbetoninių kolonų, surenkamų gelžbetoninių rygelių įrengimo technologiją.

**1.2 lentelė.** Normatyviniai dokumentai, įstatymai, taisyklės ir standartai

Eil. Nr.	Žymuo	Pavadinimas
<b>LR įstatymai</b>		
1.		LR „Statybos įstatymas“
<b>Statybos techniniai reglamentai (STR)</b>		
2.	STR 1.01.05:2007	„Normatyviniai statybos dokumentai“
3.	STR 1.01.06:2013	„Ypatingi statiniai“
4.	STR 1.09.04.:2007	„Statinio projekto vykdymo priežiūros tvarkos aprašas“
5.	STR 2.01.01(1):2005	„Esminiai statinio reikalavimai. Mechaninis patvarumas ir pastovumas“
6.	STR 2.01.01(2):1999	„Esminiai statinio reikalavimai. Gaisrinė sauga“
7.	STR 2.01.01(3):1999	„Esminiai statinio reikalavimai. Higiena, sveikata, aplinkos apsauga“
8.	STR 2.01.01(4):2008	„Esminiai statinio reikalavimai. Naudojimo sauga“
9.	STR 2.01.01.(5):2008	„Esminiai statinio reikalavimai. Apsauga nuo triukšmo“
10.	STR 2.01.01(6):2008	„Esminiai statinio reikalavimai. Energijos taupymas ir šilumos išsaugojimas“

11.	STR 2.01.07:2003	„Pastatų vidaus ir išorės aplinkos apsauga nuo triukšmo“
12.	STR 2.05.02:2008	„Statinių konstrukcijų. Stogai“
13.	STR 2.05.04:2003	„Poveikiai ir apkrovos“
14.	STR 2.05.05:2005	„Betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas“
15.	STR 2.05.11:2005	„Gaisro temperatūrą veikiančių gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas“
<b>Standartai (LST/EN)</b>		
16.	LST EN 10080:2006	„Armatūrinis plienas. Suvirinamasis armatūrinis plienas. Bendrieji dalykai“
<b>Kita</b>		
17.	RSN 156-94	„Statybinė klimatologija“
18.	ST 121895674.100:2012	„Žemės ir statyb vietės įrengimo darbai“
19.	ST 121895674.100.01.01:2012	„Požeminių konstrukcijų įrengimo darbai:Gręžtinių polių įrengimas“
20.	ST 121895674.205.01.01:2014	„Betonavimo darbai“
21.	ST 121895674.350.01:2012	„Hidroizoliavimo darbai“
22.	ST 121895674.01.02:2012	„Betono ir G/B konstrukcijų montavimas“
		„Esminiai statinio reikalavimai. Tvarus gamtos išteklių naudojimas“

## 2. KONSTRUKCINĖ DALIS

### 2.1 Poveikių ir apkrovų skaičiavimas

Projektuojamo pastato kategorija – C1(A, B, C, D korpusai – plotai su stalais, pvz.: plotai mokyklose, valgyklose, skaityklose), C4(C korpusas – plotai, kuriuose galima fizinė veikla, sporto salė), C5(B korpuse – lauko terasa).

Sniego apkrovos rajonas – I; vėjo apkrovos rajonas – I.

Skaičiuojamąją schemą žiūrėti brėžiniuose.

#### 2.1.1 Sniego apkrovų skaičiavimas

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k; \quad (2.1)$$

čia:  $s_k$  – sniego dangos ant  $1 \text{ m}^2$  horizontaliojo žemės paviršiaus svorio charakteristinė reikšmė,  $\text{kN/m}^2$ ;  $\mu$  – stogo sniego apkrovos formos koeficientas (STR 2.05.04:2003, 2 priedo 1 lentelėje);  $C_e$  – atodangos koeficientas, kurio reikšmė paprastai imama 1,0;  $C_t$  – terminis koeficientas, priklausantis nuo energijos nuostolių per stogą ar kitos terminės įtakos. Terminis koeficientas turi būti panaudojamas, kai atsižvelgiama į dėl tirpimo sumažėjusią sniego apkrovą ant stogo, turinčio didelį šiluminį laidumą ( $>1 \text{ W/m}^2\text{K}$ ). Visais kitais atvejais  $C_t = 1,0$ .

$s_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$  (I sniego apkrovos rajonas);

Skaičiuojamoji sniego dangos apkrova į horizontaliąją stogo plokštumos projekciją:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ kN/m}^2; \quad (2.2)$$

Skaičiuojam apkrovas į tiesinį metrą:

$$q_{dm(A,B,D,G \text{ ašys})} = 1,2 \cdot \frac{6,0}{2} = 3,6 \text{ kN/m}; \quad (2.3)$$

$$q_{dm(B,C,D,E,F,G \text{ ašys})} = 1,2 \cdot \frac{6,0+6,0}{2} = 7,2 \text{ kN/m};$$

$$q_{dm(H \text{ ašis})} = 1,2 \cdot \frac{6,0+6,475}{2} = 7,49 \text{ kN/m};$$

$$q_{dm(I \text{ ašis})} = 1,2 \cdot \frac{6,475}{2} = 3,89 \text{ kN/m};$$

$$q_{dm(I \text{ ašis})} = 1,2 \cdot \frac{6,475+7,31}{2} = 8,27 \text{ kN/m};$$

$$q_{dm(K \text{ ašis})} = 1,2 \cdot \frac{7,31+7,31}{2} = 8,77 \text{ kN/m};$$

$$q_{dm(L \text{ ašis})} = 1,2 \cdot \frac{7,31+5,25}{2} = 7,54 \text{ kN/m};$$

$$q_{dm(M \text{ ašis})} = 1,2 \cdot \frac{5,25+8,8}{2} = 8,43 \text{ kN/m};$$

$$q_{dm(N \text{ ašis})} = 1,2 \cdot \frac{8,8+8,7}{2} = 10,5 \text{ kN/m};$$

$$q_{dm(O \text{ ašis})} = 1,2 \cdot \frac{8,7}{2} = 5,22 \text{ kN/m}.$$



2.1 pav. Sniego apkrovos SN1

### 2.1.2 Naudojimo apkrovos skaičiavimas

Charakteristinė naudojimo apkrova į tiesinį metrą perdangoms:

C1 kategorija (plotai su stalais) –  $3 \text{ kN/m}^2$ .

$$q_{naud(A,B,D,G \text{ ašys})} = 3,0 \cdot \frac{6,0}{2} = 9,0 \text{ kN/m}; \quad (2.4)$$

$$q_{naud(B,C,D,E,F,G \text{ ašys})} = 3,0 \cdot \frac{6,0+6,0}{2} = 18,0 \text{ kN/m};$$

$$q_{naud(H \text{ ašis})} = 3,0 \cdot \frac{6,0+6,475}{2} = 18,71 \text{ kN/m};$$

$$q_{naud(H,I \text{ ašys})} = 3,0 \cdot \frac{6,475}{2} = 9,71 \text{ kN/m};$$

$$q_{naud(I \text{ ašis})} = 3,0 \cdot \frac{6,475+7,31}{2} = 20,68 \text{ kN/m};$$

$$q_{naud(K \text{ ašis})} = 3,0 \cdot \frac{7,31+7,31}{2} = 21,93 \text{ kN/m};$$

$$q_{naud(L \text{ ašis})} = 3,0 \cdot \frac{7,31+5,25}{2} = 18,84kN/m;$$

$$q_{naud(M \text{ ašis})} = 3,0 \cdot \frac{5,25+8,8}{2} = 21,08kN/m;$$

$$q_{naud(N \text{ ašis})} = 3,0 \cdot \frac{8,8+8,7}{2} = 26,25kN/m;$$

$$q_{naud(O \text{ ašis})} = 3,0 \cdot \frac{8,7}{2} = 13,05kN/m;$$

C5 kategorija (terasos) –  $5kN/m^2$ .

$$q_{naud(I \text{ ašis})} = 5,0 \cdot \frac{6,475+7,31}{2} = 34,53kN/m;$$

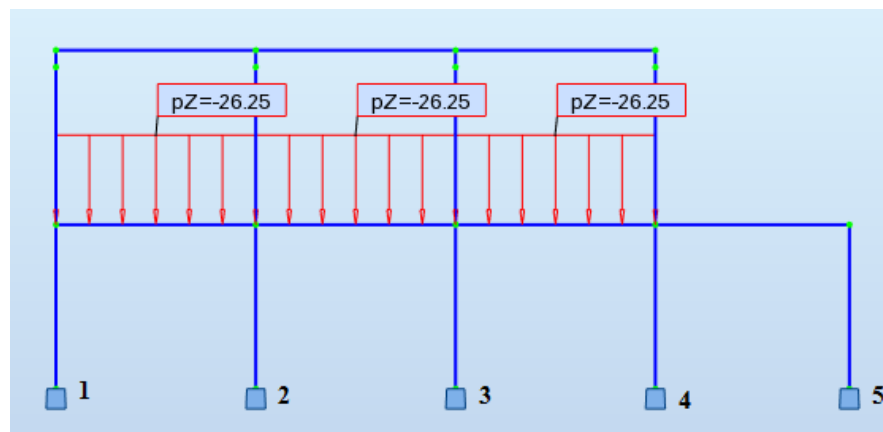
$$q_{naud(K \text{ ašis})} = 5,0 \cdot \frac{7,31+7,31}{2} = 36,55kN/m;$$

$$q_{naud(L \text{ ašis})} = 5,0 \cdot \frac{7,31+5,25}{2} = 31,40kN/m;$$

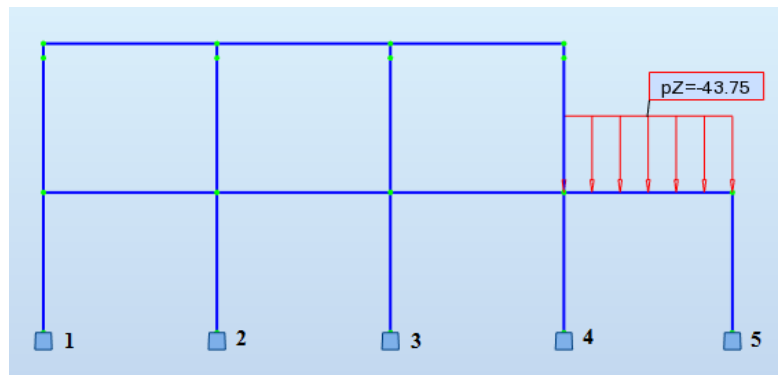
$$q_{naud(M \text{ ašis})} = 5,0 \cdot \frac{5,25+8,8}{2} = 35,13kN/m;$$

$$q_{naud(N \text{ ašis})} = 5,0 \cdot \frac{8,8+8,7}{2} = 43,75kN/m;$$

$$q_{naud(O \text{ ašis})} = 5,0 \cdot \frac{8,7}{2} = 21,75kN/m;$$



2.2 pav. Naudojimo apkrovos LL1



2.3 pav. Naudojimo apkrovos LL2

### 2.1.3 Vėjo apkrovų skaičiavimas

Pagal STR 2.05.04:2003 „Poveikiai ir apkrovos“ Kaunas priklauso I vėjo greičio rajonui, vietovės tipas – B. Šiam rajonui vėjo greičio pagrindinė atskaitinė reikšmė  $v_{ref,0} = 24 \text{ m/s}$ .

Atskaitinis vėjo greitis:

$$v_{ref} = c_{DIR} \cdot c_{ALT} \cdot c_{TEM} \cdot v_{ref,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 = 24 \text{ m/s}; \quad (2.5)$$

čia  $c_{DIR}$ ,  $c_{TEM}$ ,  $c_{ALT}$  – vėjo krypties, laikotarpio ir aukščio virš jūros lygio koeficientai, paprastai lygūs 1,0;  $v_{ref,0}$  – vėjo greičio pagrindinė atskaitinė reikšmė, m/s.

Atskaitinis vėjo slėgis  $q_{ref}$  :

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 = \frac{1,25}{2} \cdot 24^2 = 360 \text{ N/m}^2 = 0,36 \text{ kN/m}^2; \quad (2.6)$$

čia  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$  – oro tankis, lygus.

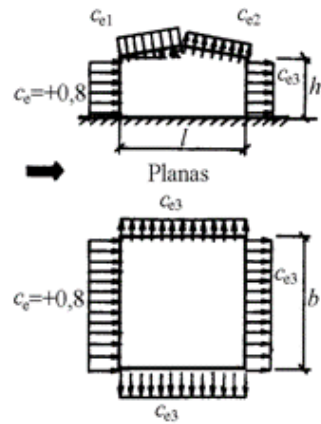
Vidutinė slėgio į išorinius konstrukcijos paviršius dedamoji  $w_{me}$  apskaičiuojama, taikant išraišką:

$$w_{me} = q_{ref} \cdot c(z) \cdot c_e; \quad (2.7)$$

čia  $c_e$  – išorinio slėgio aerodinaminis koeficientas;  $c(z)$  – koeficientas, priklausantis nuo vietovės reljefo tipo ir aukščio nuo žemės paviršiaus.

Koefficientas	$\alpha, ^\circ$	$c_{e1}, c_{e2}$ reikšmės, kai $h_1/l$ lygus			
		0	0.5	1	$\geq 2$
$c_{e1}$	0	0	-0.6	-0.7	-0.8
	20	+0.2	-0.4	-0.7	-0.8
	40	+0.4	+0.3	-0.2	-0.4
	60	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
$c_{e2}$	$\leq 60$	-0.4	-0.4	-0.5	-0.8

$b/l$	$c_{e3}$ reikšmės, kai $h_1/l$ lygus		
	$\leq 0.5$	1	$\geq 2$
$\leq 1$	-0.4	-0.5	-0.6
$\geq 2$	-0.5	-0.6	-0.6



2.4 pav. Vėjo apkrovos schemas ir aerodinaminiai koeficientai [20]

kai  $c(z) \leq 5,0$  m,  $c(z) = 0,50$ ;

kai  $c(z) = 9,0$  m,  $c(z) = 0,62$

kai  $c(z) = 9,5$  m,  $c(z) = 0,635$ ;

kai  $c(z) = 11,2$  m,  $c(z) = 0,674$ ;

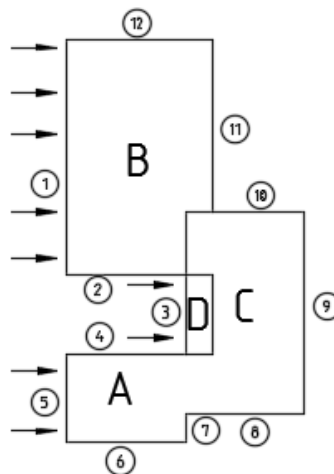
kai  $c(z) = 11,7$  m,  $c(z) = 0,684$ ;

Koeficientų  $c_e$ ,  $c_{e1}$ ,  $c_{e2}$  ir  $c_{e3}$  nustatymas ( STR 2.05.04.2003 4 priedas 1 lentelė.1 – 2schemos):

$c_e = 0,8$ ,  $c_{e3} = -0,6$ .

Vidutinė vėjo slėgio į išorinius paviršius dedamoji: (vėjo apkrovos programoje dedamos plokštumomis)

## WIND1

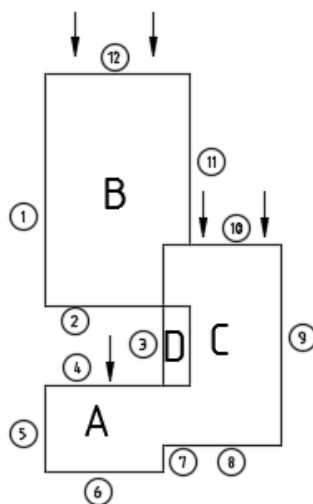


2.5 pav. vėjo WIND1 apkrovų schema.



$$\begin{aligned}
W_{me1,5(5,0m)} &= 0,36 \cdot 0,50 \cdot 0,80 = 0,144 \text{ kN/m}^2 ; & (2.8) \\
W_{me1,5(9,0m)} &= 0,36 \cdot 0,62 \cdot 0,80 = 0,180 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me1,5(9,5m)} &= 0,36 \cdot 0,635 \cdot 0,80 = 0,180 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me2,4,6,7,11,12(5,0m)} &= 0,36 \cdot 0,50 \cdot (-0,60) = -0,110 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me2,4,6,7,11,12(9,0m)} &= 0,36 \cdot 0,62 \cdot (-0,6) = -0,140 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me2,4,6,7,11,12(9,5m)} &= 0,36 \cdot 0,635 \cdot (-0,6) = -0,140 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me3(5,0m)} &= 0,36 \cdot 0,50 \cdot 0,80 = 0,144 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me3(9,0m)} &= 0,36 \cdot 0,62 \cdot 0,80 = 0,180 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me3(9,5m)} &= 0,36 \cdot 0,635 \cdot 0,80 = 0,180 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me3(11,2m)} &= 0,36 \cdot 0,674 \cdot 0,80 = 0,190 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me3(11,7m)} &= 0,36 \cdot 0,684 \cdot 0,80 = 0,200 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me8,9,10(5,0m)} &= 0,36 \cdot 0,50 \cdot (-0,60) = -0,110 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me8,9,10(11,2m)} &= 0,36 \cdot 0,62 \cdot (-0,60) = -0,150 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me8,9,10(11,7m)} &= 0,36 \cdot 0,635 \cdot (-0,60) = -0,150 \text{ kN/m}^2 .
\end{aligned}$$

## WIND2



2.6 pav. Vėjo WIND2 apkrovų schema.

$$\begin{aligned}
W_{me1,2,4,5,6,7,11(5,0m)} &= 0,36 \cdot 0,50 \cdot (-0,60) = -0,108 \text{ kN/m}^2 ; & (2.9) \\
W_{me1,2,4,5,6,7,11(9,0m)} &= 0,36 \cdot 0,62 \cdot (-0,60) = -0,140 \text{ kN/m}^2 ; \\
W_{me1,2,4,5,6,7,11(9,5m)} &= 0,36 \cdot 0,635 \cdot (-0,60) = -0,140 \text{ kN/m}^2 ;
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
w_{me3(5,0m)} &= 0,36 \cdot 0,50 \cdot (-0,60) = -0,110 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me3(9,0m)} &= 0,36 \cdot 0,62 \cdot (-0,6) = -0,140 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me3(9,5m)} &= 0,36 \cdot 0,635 \cdot (-0,6) = -0,140 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me3(11,2m)} &= 0,36 \cdot 0,674 \cdot (-0,6) = -0,150 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me3(11,7m)} &= 0,36 \cdot 0,684 \cdot (-0,6) = -0,150 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me8(5,0m)} &= 0,36 \cdot 0,50 \cdot (-0,6) = -0,110 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me8(11,2m)} &= 0,36 \cdot 0,674 \cdot (-0,6) = -0,150 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me8(11,7m)} &= 0,36 \cdot 0,684 \cdot (-0,6) = -0,150 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me10(5,0m)} &= 0,36 \cdot 0,50 \cdot 0,80 = 0,140 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me10(11,2m)} &= 0,36 \cdot 0,674 \cdot 0,80 = 0,190 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me10(11,7m)} &= 0,36 \cdot 0,684 \cdot 0,80 = 0,200 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me12(5,0m)} &= 0,36 \cdot 0,50 \cdot 0,80 = 0,140 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me12(9,0m)} &= 0,36 \cdot 0,62 \cdot 0,80 = 0,180 \text{ kN/m}^2 ; \\
w_{me12(9,5m)} &= 0,36 \cdot 0,639 \cdot 0,80 = 0,180 \text{ kN/m}^2 .
\end{aligned}$$

### 2.1.4 Nuolatinės apkrovos skaičiavimas

2.1 lentelė Stogo dangos elementai, veikiantys į 1m<sup>2</sup>

Eil. Nr	Perdangos elementas	Charakteristinė apkrova q <sub>k</sub> kN/m <sup>2</sup>
1	Profiliuotas skardos lakštas (2,7g/cm <sup>3</sup> )	0,240
2	Termoizoliacija ROB80 (d=20mm, 230kg/m <sup>3</sup> )	0,046
3	Termoizoliacija ROS30 (d=180mm, 130kg/m <sup>3</sup> )	0,234
4	Termoizoliacija ROS30 (d=140mm, 130kg/m <sup>3</sup> )	0,182
5	Termoizoliacija ROB80 (d=20mm, 230kg/m <sup>3</sup> )	0,046
6	Hidroizoliacija	0,10
	<b>Σq<sub>k</sub>=</b>	<b>0,65</b>

Skaičiuotinė nuolatinė apkrova į tiesinį metrą:

$$q_{stogo(A,B,D,G \text{ ašys})} = q_k \cdot a = 0,65 \cdot \frac{6,0}{2} = 1,95 \text{ kN/m}; \quad (2.10)$$

$$q_{stogo(B,C,D,E,F,G \text{ ašys})} = 0,65 \cdot \frac{6,0+6,0}{2} = 3,9kN/m;$$

$$q_{stogo(A \text{ ašis})} = 0,65 \cdot \frac{6,0+6,475}{2} = 4,05kN/m;$$

$$q_{stogo(I \text{ ašis})} = 0,65 \cdot \frac{6,475}{2} = 2,10kN/m;$$

$$q_{stogo(I \text{ ašis})} = 0,65 \cdot \frac{6,475+7,31}{2} = 4,48kN/m;$$

$$q_{stogo(K \text{ ašis})} = 0,65 \cdot \frac{7,31+7,31}{2} = 4,75kN/m;$$

$$q_{stogo(L \text{ ašis})} = 0,65 \cdot \frac{7,31+5,25}{2} = 4,082kN/m;$$

$$q_{stogo(M \text{ ašis})} = 0,65 \cdot \frac{5,25+8,8}{2} = 4,57kN/m;$$

$$q_{stogo(N \text{ ašis})} = 0,65 \cdot \frac{8,8+8,7}{2} = 5,69kN/m;$$

$$q_{stogo(O \text{ ašis})} = 0,65 \cdot \frac{8,7}{2} = 2,83kN/m.$$

## 2.2 lentelė Tarpaukštinės perdangos elementai, veikiantys į 1m<sup>2</sup>

Eil. Nr	Perdangos elementas	Charakteristinė apkrova q <sub>k</sub> kN/m <sup>2</sup>
1	Parketlentės (d=15m, 700kg/m <sup>3</sup> )	0,105
2	Išlyginamasis sluoksnis, d=20mm ( 20kN/m <sup>2</sup> )	0,40
3	Kiaurymėtoji perdangos plokštė HCS300 (455kg/m <sup>2</sup> )	4,55
	<b>Σq<sub>k</sub>=</b>	<b>5,06</b>

## 2.3 lentelė Terasos perdangos elementai, veikiantys į 1m<sup>2</sup>

Eil. Nr	Perdangos elementas	Charakteristinė apkrova q <sub>k</sub> kN/m <sup>2</sup>
1	Terasos grindų danga (plytelės+Knauf plytelių klijai)	0,25
2	Drenuojantis pagrindas, keramzitas (d=150mm, 300kg/m <sup>3</sup> )	0,45
3	Hidroizoliacijos apsauginis sl. (PE, du geotekstilės sl., 0,96g/cm <sup>3</sup> )	0,009
4	Hidroizoliacinė danga	0,10
5	EPS 100 (d=20mm, 20kg/m <sup>3</sup> )	0,004
6	EPS 80 (d=150mm, 18kg/m <sup>3</sup> )	0,027

7	Išlyginamasis sluoksnius, d=20mm ( 20kN/m <sup>2</sup> )	0,40
8	Kiaurymėtoji perdangos plokštė HCS300 (455kg/m <sup>2</sup> )	4,55
	$\Sigma q_k =$	<b>5,06</b>

Skaičiuotinė nuolatinė apkrova į tiesinį metrą:

$$q_{\text{tarp.perd.}(A,B,D,G \text{ ašys})} = q_k \cdot a = 5,06 \cdot \frac{6,0}{2} = 15,18 \text{ kN/m}; \quad (2.11)$$

$$q_{\text{tarp.perd.}(B,C,D,E,F,G \text{ ašys})} = 5,06 \cdot \frac{6,0+6,0}{2} = 30,36 \text{ kN/m};$$

$$q_{\text{tarp.perd.}(H \text{ ašis})} = 5,06 \cdot \frac{6,0+6,475}{2} = 31,56 \text{ kN/m};$$

$$q_{\text{tarp.perd.}(H,I \text{ ašys})} = 5,06 \cdot \frac{6,475}{2} = 16,38 \text{ kN/m};$$

$$q_{\text{tarp.perd.}(I \text{ ašis})} = 5,06 \cdot \frac{6,475+7,31}{2} = 34,88 \text{ kN/m};$$

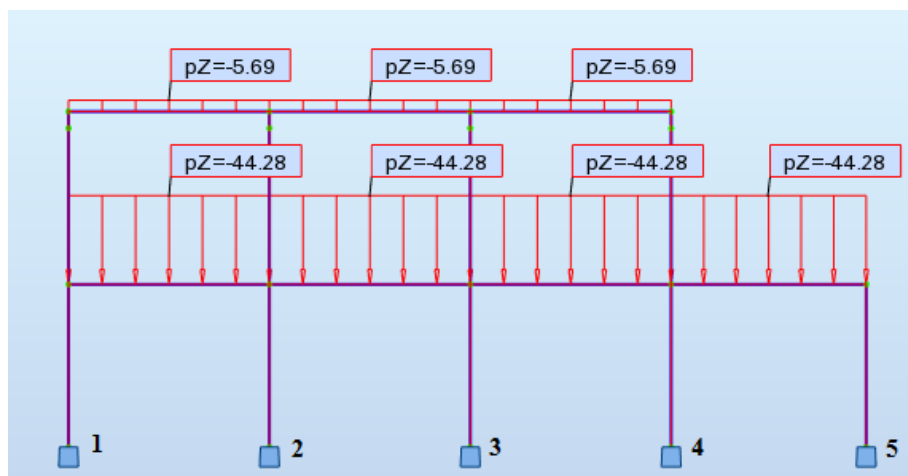
$$q_{\text{tarp.perd.}(K \text{ ašis})} = 5,06 \cdot \frac{7,31+7,31}{2} = 36,99 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{tarp.perd.}(L \text{ ašis})} = 5,06 \cdot \frac{7,31+5,25}{2} = 31,78 \text{ kN/m};$$

$$q_{\text{tarp.perd.}(M \text{ ašis})} = 5,06 \cdot \frac{5,25+8,8}{2} = 35,55 \text{ kN/m};$$

$$q_{\text{tarp.perd.}(N \text{ ašis})} = 5,06 \cdot \frac{8,8+8,7}{2} = 44,28 \text{ kN/m};$$

$$q_{\text{tarp.perd.}(N \text{ ašis})} = 5,06 \cdot \frac{8,7}{2} = 22,01 \text{ kN/m}.$$



2.7 pav. Nuolatinė apkrova DL1

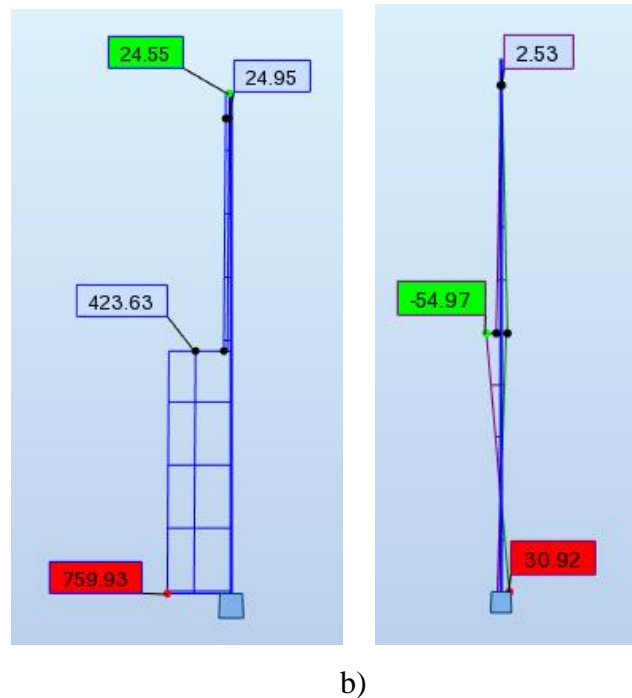
### **2.1.5 Kolonos nuolatinė apkrova**

Pastato sienoms naudosime daugiasluoksnes plokštes PAROC AST S. AST S tipas skirtas išorinėms sienoms ir pertvaroms įprastam naudojimui vidutinio ugniaatsparumo pastatuose. Sporto salės plokštės masė yra  $0,23 \text{ kN/m}^2$ , storis 150mm. Kitų patalpų plokštės masė yra  $0,28 \text{ kN/m}^2$ , storis 200mm. Sienos plokštės apkrovos programoje uždedamos plokštumomis.

## 2.2 Gelžbetoninės kolonos (400x400) projektavimas, neįvertus pamatų nuosėdžių

### 2.2.1 Kolonos armavimas

Kolonos matmenys:  $b=400\text{mm}$ ,  $h=400\text{mm}$ , ilgis  $l_0 = 9,5\text{m}$ ;  $a_1 = a_2 = 40\text{ mm}$ ; sunkusis betonas C25/30 klasės ( $E_{cm} = 3,1 \cdot 10^4\text{ N/mm}^2$ ); armatūra S500 klasės ( $f_{yd} = f_{scd} = 450\text{ N/mm}^2$ ;  $E_s = 2 \cdot 10^5\text{ N/mm}^2$ ); armatūros skerspjūvio plotas  $A_{s1} = A_{s2}$ .



**2.8 pav.** Koloną 400x400mm, veikiančios maksimalios įrašos, neįvertinus pamatų nuosėdžių: a – skersinių jėgų grafikas; b – lenkimo momentų grafikas

Išilginės jėgos ir lenkimo momentai: nuo nuolatinių ir tariamai nuolatinių poveikių  $N_{Ed,\ell} = 579,69\text{ kN}$ ,  $M_{Ed,\ell} = 36,256\text{ kNm}$ ; nuo nuolatinių ir kintamųjų poveikių  $N_{Ed} = 759,93\text{ kN}$ ,  $M_{Ed} = 54,97\text{ kNm}$ ;

Reikia patikrinti kolonos armatūros skerspjūvio laikomąją galią.

$$d = 0,4 - 0,04 = 0,36\text{mm}. \quad (2.12)$$

Apskaičiuojami lenkimo momentai ašies, einančios per mažiausiai gniuždomos armatūros svorio centrą ir lygiagrečios neutraliai ašiai, atžvilgiu.

Lenkimo momentai nuo visos apkrovos, kNm:

$$M_{Ed,s} = M_{Ed} + N_{Ed} \left( \frac{d-a_2}{2} \right) = 54,97 + 759,93 \cdot \left( \frac{0,36-0,04}{2} \right) = 176,559\text{ kNm}. \quad (2.13)$$

Lenkimo momentai nuo ilgalaikių apkrovų, kNm:

$$M_{Ed,sl} = M_{Ed,l} + N_{Ed,l} \left( \frac{d-a_2}{2} \right) = 36,256 + 579,69 \cdot \left( \frac{0,36-0,04}{2} \right) = 129,006 \text{ kNm}. \quad (2.14)$$

Betono skaičiuotinis stipris gniuždant:

$$f_{cd} = \frac{\alpha \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 1,0 \cdot 25}{1,5} = 15 \text{ MPa}; \quad (2.15)$$

čia  $f_{ck}$  – charakteristinis betono gniuždomasis stipris, MPa;  $\gamma_c$  – patikimumo koeficientas.

Kiti dydžiai bus:

Koeficientas įvertinantis apkrovų trukmės poveikį

$$\varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{Ed,sl}}{M_{Ed,s}} = 1 + 1 \cdot \frac{129,006}{176,559} = 1,73 < \varphi_l = 1 + \beta = 1 + 1 = 2; \quad (2.16)$$

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{54,97}{759,93} = 0,07 \text{ m} > e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,4}{30} = 0,013 \text{ m}; \quad (2.17)$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,07}{0,4} = 0,181 > \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{9,5}{0,4} - 0,01 \cdot 15 = 0,1125; \quad (2.18)$$

$$\text{priimame } \delta_e = 0,1125,$$

Pirmam priartėjimui priimam  $\rho_1 = 0,01$

Koeficientas įvertinantis armatūros ir betono santykį:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{3,1 \cdot 10^4} = 6,45. \quad (2.19)$$

Betono skerspjūvio inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu,  $m^4$ :

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,4^4}{12} = 0,00213 \text{ m}^4. \quad (2.20)$$

Armatūros skerspjūvio ploto inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu,  $m^4$ :

$$I_s = \rho_1 \cdot b \cdot d \left( \frac{d-a_2}{2} \right)^2 = 0,01 \cdot 0,4 \cdot 0,36 \cdot \left( \frac{0,36-0,04}{2} \right)^2 = 0,00003686 \text{ m}^4. \quad (2.21)$$

Apskaičiuojama kritiška ašinė jėga, kN:

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \left[ \frac{I_c}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1+0,1125} + 0,1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 31 \cdot 10^6}{9,5^2} \left[ \frac{0,00213}{1,73} \left( \frac{0,11}{0,1+0,1125} + 0,1 \right) + 6,45 \cdot 0,00003686 \right] = 2240,80 \text{ kN} > 759,93 \text{ kN}. \quad (2.22)$$

Apskaičiuojamas koeficientas  $\eta$ :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{759,93}{2240,80}} = 1,51. \quad (2.23)$$

Ekscentricitetas  $e_e$ , m:

$$e_e = e_0 \cdot \eta + \frac{d-a_2}{2} = 0,07 \cdot 1,51 + \frac{0,36-0,04}{2} = 0,269m; \quad (2.24)$$

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{759,93}{15 \cdot 0,4 \cdot 0,36 \cdot 10^3} = 0,352; \quad (2.25)$$

$$\alpha_m = \frac{N_{Ed} \cdot e_e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{759,93 \cdot 0,269}{15 \cdot 0,4 \cdot 0,36^2 \cdot 10^3} = 0,263; \quad (2.26)$$

Kolonos gniuždomosios zonos santykinis aukštis  $\xi_{lim}$ :

$$w = \alpha - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73; \quad (2.27)$$

čia  $w$  – betono gniuždomosios zonos charakteristika;  $\alpha$  – koeficientas, įvertinantis betono rūšį (sunkiajam betonui – 0,85).

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,560; \quad (2.28)$$

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

$$\sigma_{s,lim} = f_{yd} - \sigma_p = 450 - 0 = 450 \text{ MPa}, \text{ kai takumo įtempiai } \leq 400 \text{ MPa} \quad (2.29)$$

Kadangi  $\alpha_n = 0,353 < \xi_{lim} = 0,560$ , armatūros plotus  $A_{s1} = A_{s2}$ , apskaičiuojame pagal formulę:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \alpha_n)}{1 - \alpha_n^2 / d} = \frac{15 \cdot 0,4 \cdot 0,36}{450} \cdot \frac{0,263 - 0,352 (1 - 0,5 \cdot 0,352)}{1 - 0,04 / 0,36} = -0,0002 \text{ m}^2. \quad (2.30)$$

Kadangi apskaičiuotas armavimas gautas neigiamas, kolonos armatūra parenkama konstrukciškai. Išilginė armatūra parenkama:  $A_{s1} = A_{s2} = 4,02 \text{ cm}^2$  (2  $\varnothing$  16).

Skersinė armatūra parenkama:

Minimalus skersmuo pagal išilginę darbinę armatūrą ( $\varnothing$ 16) yra  $\varnothing$  8S240 klasės, o atstumai tarp skersinių strypų:  $s = 20 \cdot d = 20 \cdot 1,6 = 32 \text{ cm}$ .

Atstumas parenkamas  $s = 300 \text{ mm}$ .

## 2.2.2 Kolonos gembės armavimas

Minimalus gembės ilgis  $l = l_{sup} + c$ ,  $c = 60 \dots 100 \text{ mm}$ ,  $l_{sup}$  apskaičiuojamas iš sąlygos, kad  $l \geq Q / f_{cd} \cdot b \geq 10d \cdot c$ ,  $b$  – rygelio plotis,  $d$  – rygelio apatinės armatūros skersmuo.

$$Q = 759,93 \text{ kN}$$

$$l \geq Q / f_{cd} \cdot b \geq 10d \cdot c = 759,93 / 15 \cdot 400 = 0,127 \text{ priimame } l = 200 \text{ mm}, c = 80 \text{ mm}; \quad (2.32)$$

$$l_{sup} = l - c = 200 - 80 = 120 \text{ mm}; \quad (2.33)$$



$$a = l - (l_{\text{sup}} / 2) = 200 - (120 / 2) = 140 \text{ mm.} \quad (2.34)$$

Apskaičiuojamas gembės darbo aukštis prie kolonos krašto, mm:

$$d = \sqrt{Q \cdot a / 1,5 \cdot f_{ctd} \cdot b} \leq \frac{Q}{2,5} \cdot f_{ctd} \cdot b; \quad (2.35)$$

$$d = \sqrt{759,93 \cdot 10^3 \cdot 140 / 1,5 \cdot 1,08 \cdot 400} = 405,194 \text{ mm} = 440 \text{ mm}; \quad (2.36)$$

$$\frac{Q}{2,5} \cdot f_{ctd} \cdot b = 759,93 \cdot \frac{10^3}{2,5} \cdot 1,08 \cdot 400 = 703,64 \text{ mm}; \quad (2.37)$$

$$440 \text{ mm} \leq 703,64 \text{ mm}$$

Sąlyga tenkinama, gembės aukštis priimamas  $h=480$  mm. Trumpos gembės, kai  $h \geq 2,5a$  armuojamos horizontaliomis sankabomis ir atlenktais strypais – atlankomis.

Gembės išilginės darbo armatūros kiekis apskaičiuojamas kaip lenkiamuose elementuose pagal lenkimo momentą prie kolonos krašto, padidintu 25 %.

$$M = 1,25 \cdot Q \cdot a = 1,25 \cdot 759,93 \cdot 0,14 = 132,99 \text{ kNm}; \quad (2.38)$$

$$\mu = \frac{M}{f_{cd}} \cdot b \cdot d^2 = 132,99 \cdot \frac{10^6}{15} \cdot 400 \cdot 440^2 = 0,114; \quad (2.39)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,114} = 0,122; \quad (2.40)$$

$$A_s = b \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot \frac{d}{f_{yd}} = 400 \cdot 15 \cdot 0,122 \cdot \frac{440}{450} = 881,83 \text{ mm}^2; \quad (2.41)$$

Priimu 2  $\emptyset$  25S500 klasės,  $A_s = 9,82 \text{ cm}^2$ .

Suminis atlankų skerspjūvio plotas viršutiniame  $l_w$  pusės ilgyje turi būti ne mažesnis kaip  $A_s > 0,002 \cdot b_c \cdot h_c = 0,002 \cdot 40 \cdot 40 = 3,2 \text{ cm}^2$ ;

Priimu 2  $\emptyset$  16 kur  $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Sankabos ir atlankos apskaičiuojamos iš sąlygos:

$$\varphi_{c3}(1 + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot d \leq V_{Rd,cc} \leq 3,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d. \quad (2.42)$$

Atlankos įvertinamos apskaičiavimu, kai jos yra atlenktos ne didesniu kampu kaip  $45^\circ$

$$V_{Rd,cc} = 0,8 \cdot \varphi_{w2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot l_c \cdot \sin \theta = 0,8 \cdot 1,341 \cdot 15 \cdot 400 \cdot 109,28 \cdot \sin 65,6) = 640,722kN; \quad (2.43)$$

$$\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b} \cdot s_w = \frac{4,02}{40} \cdot 10 = 0,01005; \quad (2.44)$$

čia  $A_{sw}$  – sankabų (atlankų) skerspjūvio plotas vienoje plokštumoje,  $m^2$ ;  $s_w$  – atstumas tarp sankabų (atlankų) pagal normalę, m.

$$\alpha = E_s/E_b = 20 \cdot 10^3/31 \cdot 10^3 = 6,45; \quad (2.45)$$

$$\tan \theta = \frac{d}{l} = \frac{440}{200} = 0,038; \quad (2.46)$$

$$\theta = 65,6^\circ$$

$$l_c = l_{sup} \cdot \sin \theta = 120 \cdot \sin 65,6 = 109,28 \text{ mm}; \quad (2.47)$$

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_{w1} = 1 + 5 \cdot 6,45 \cdot 0,01005 = 1,341; \quad (2.48)$$

$$\varphi_{c3}(1 + \varphi_n)f_{ctd} \cdot b \cdot d = 0,6(1 + 0) \cdot 1,08 \cdot 400 \cdot 440 = 114,048kN; \quad (2.49)$$

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{ctd} \cdot b \cdot d} = 0,1 \cdot \frac{0}{1,08 \cdot 400 \cdot 440} = 0; \quad (2.50)$$

$$3,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 3,5 \cdot 1,08 \cdot 400 \cdot 440 = 665,280kN; \quad (2.51)$$

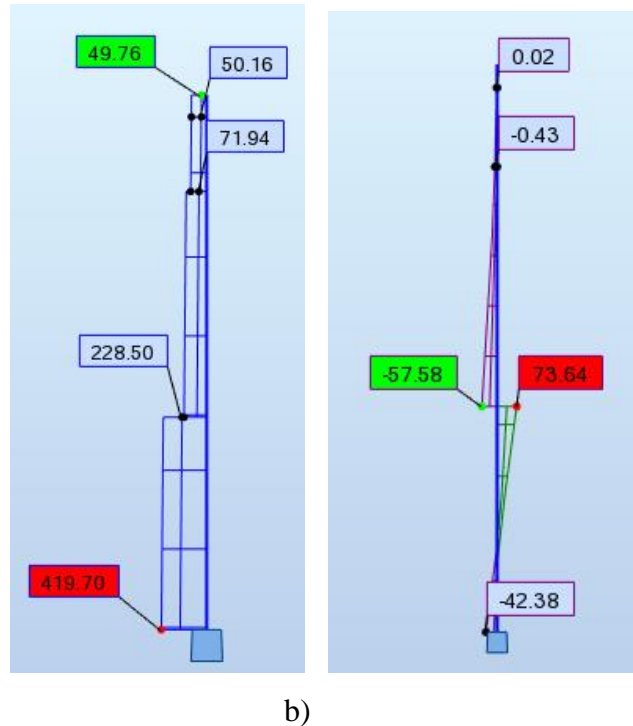
$$114,048kN \leq 640,722kN \leq 665,280kN \quad (2.42)$$

Sąlyga tenkinama

## 2.3 Gelžbetoninės kolonos (500x300) projektavimas, neįvertinus pamatų nuosėdžių

### 2.3.1 Kolonos armavimas

Kolonos matmenys:  $b=300\text{mm}$ ,  $h=500\text{mm}$ , ilgis  $l_0 = 11,7\text{m}$ ;  $a_1 = a_2 = 40\text{ mm}$ ; sunkusis betonas C25/30 klasės ( $E_{cm} = 3,1 \cdot 10^4\text{ N/mm}^2$ ); armatūra S500 klasės ( $f_{yd} = f_{scd} = 450\text{ N/mm}^2$ ;  $E_s = 2 \cdot 10^5\text{ N/mm}^2$ ); armatūros skerspjūvio plotas  $A_{s1} = A_{s2}$ .



**2.9 pav.** Koloną 500x300mm, veikiančios maksimalios įrašos, neįvertinus pamatų nuosėdžių: a – skersinių jėgų grafikas; b – lenkimo momentų grafikas

Išilginės jėgos ir lenkimo momentai: nuo nuolatinių ir tariamai nuolatinių poveikių  $N_{Ed,\ell} = 278,932\text{ kN}$ ,  $M_{Ed,\ell} = 54,116\text{ kNm}$ ; nuo nuolatinių ir kintamųjų poveikių  $N_{Ed} = 419,70\text{ kN}$ ,  $M_{Ed} = 73,64\text{ kNm}$ ;

Reikia patikrinti kolonos armatūros skerspjūvio laikomąją galią.

$$d = 0,5 - 0,04 = 0,46\text{mm}. \quad (2.12)$$

Apskaičiuojami lenkimo momentai ašies, einančios per mažiausiai gniuždomos armatūros svorio centrą ir lygiagrečios neutraliai ašiai, atžvilgiu.

Lenkimo momentai nuo visos apkrovos kNm:

$$M_{Ed,s} = M_{Ed} + N_{Ed} \left( \frac{d-a_2}{2} \right) = 73,64 + 419,70 \cdot \left( \frac{0,46-0,04}{2} \right) = 161,777\text{ kNm}. \quad (2.13)$$

Lenkimo momentai nuo ilgalaikių apkrovų, kNm:

$$M_{Ed,sl} = M_{Ed,l} + N_{Ed,l} \left( \frac{d-a_2}{2} \right) = 54,116 + 278,932 \cdot \left( \frac{0,46-0,04}{2} \right) = 112,692 \text{ kNm}. \quad (2.14)$$

Betono skaičiuotinis stipris gniuždant:

$$f_{cd} = \frac{\alpha \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 1,0 \cdot 25}{1,5} = 15 \text{ MPa}; \quad (2.15)$$

čia  $f_{ck}$  – charakteristinis betono gniuždomasis stipris, MPa;  $\gamma_c$  – patikimumo koeficientas (gelžbetoninėms konstrukcijoms – 1,5).

Kiti dydžiai bus:

Koeficientas įvertinantis apkrovų trukmės poveikį:

$$\varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{Ed,sl}}{M_{Ed,s}} = 1 + 1 \cdot \frac{112,692}{161,777} = 1,7 < \varphi_l = 1 + \beta = 1 + 1 = 2; \quad (2.16)$$

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{73,64}{419,70} = 0,18 \text{ m} > e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,5}{30} = 0,017 \text{ m}; \quad (2.17)$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,18}{0,5} = 0,351 > \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{11,7}{0,5} - 0,01 \cdot 15 = 0,116; \quad (2.18)$$

priimame  $\delta_e = 0,351$ ,

Koeficientas įvertinantis armatūros ir betono santykį:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{3,1 \cdot 10^4} = 6,45. \quad (2.19)$$

Betono skerspjūvio inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu,  $\text{m}^4$ :

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,5^3}{12} = 0,00313 \text{ m}^4. \quad (2.20)$$

Armatūros skerspjūvio ploto inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu,  $\text{m}^4$ :

$$I_s = \rho_1 \cdot b \cdot d \left( \frac{d-a_2}{2} \right)^2 = 0,01 \cdot 0,3 \cdot 0,46 \cdot \left( \frac{0,46-0,04}{2} \right)^2 = 0,00006086 \text{ m}^4. \quad (2.21)$$

Apskaičiuojama kritiška ašinė jėga, kN:

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \left[ \frac{I_c}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1+\delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 31 \cdot 10^6}{11,7^2} \left[ \frac{0,00313}{1,7} \left( \frac{0,11}{0,1+0,351} + 0,1 \right) + 6,45 \cdot 0,00006086 \right] = 1487,13 \text{ kN} > 419,70 \text{ kN}. \quad (2.22)$$

Apskaičiuojamas koeficientas  $\eta$ :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{419,70}{1487,13}} = 1,39. \quad (2.23)$$

Ekscentricitetas  $e_e$ :

$$e_e = e_0 \cdot \eta + \frac{d-a_2}{2} = 0,18 \cdot 1,39 + \frac{0,46-0,04}{2} = 0,454m; \quad (2.24)$$

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{419,70}{15 \cdot 0,3 \cdot 0,46 \cdot 10^3} = 0,203; \quad (2.25)$$

$$\alpha_m = \frac{N_{Ed} \cdot e_e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{419,70 \cdot 0,454}{15 \cdot 0,3 \cdot 0,46^2 \cdot 10^3} = 0,200; \quad (2.26)$$

Kolonos gniuždomosios zonos santykinis aukštis  $\xi_{lim}$ :

$$w = \alpha - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73; \quad (2.27)$$

čia  $w$  – betono gniuždomosios zonos charakteristika;  $\alpha$  – koeficientas, įvertinantis betono rūšį (sunkiajam betonui – 0,85).

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,560; \quad (2.28)$$

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

$$\sigma_{s,lim} = f_{yd} - \sigma_p = 450 - 0 = 450 \text{ MPa}, \text{ kai takumo įtempiai } \leq 400 \text{ MPa} \quad (2.29)$$

Kadangi  $\alpha_n = 0,203 < \xi_{lim} = 0,560$ , armatūros plotus  $A_{s1} = A_{s2}$ , apskaičiuojame pagal formulę:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \alpha_n)}{1 - a_2/d} = \frac{15 \cdot 0,3 \cdot 0,46}{450} \cdot \frac{0,20 - 0,203 (1 - 0,5 \cdot 0,203)}{1 - 0,04/0,46} = 0,000112 \text{ m}^2 =$$

$$1,12 \text{ cm}^2; \quad (2.30)$$

$$\rho = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot 1,12 \cdot 10^2}{0,3 \cdot 0,5 \cdot 10^6} = 0,0015 > 0,01. \quad (2.31)$$

Kadangi apskaičiuotas armavimas labai skiriasi nuo pasirinktojo, tai patikslinus  $\rho$ , apskaičiuojamas naujas armatūros plotas.

$$\rho_1 = \frac{0,01 + 0,0015}{2} = 0,0107. \quad (2.32)$$

Armatūros skerspjūvio ploto inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu,  $m^4$ :

$$I_s = \rho_1 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{d-a_2}{2}\right)^2 = 0,0107 \cdot 0,3 \cdot 0,46 \cdot \left(\frac{0,46-0,04}{2}\right)^2 = 0,0000654 \text{ m}^4. \quad (2.21)$$

Apskaičiuojama kritiška ašinė jėga, kN:

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \left[ \frac{I_c}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 31 \cdot 10^6}{11,7^2} \left[ \frac{0,00313}{1,7} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,351} + 0,1 \right) + 6,45 \cdot 0,0000654 \right] = 1529,80 \text{ kN} > 419,70 \text{ kN}. \quad (2.22)$$

Apskaičiuojamas koeficientas  $\eta$ :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{419,70}{1529,80}} = 1,38; \quad (2.23)$$

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,560; \quad (2.28)$$

$$w = \alpha - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73. \quad (2.27)$$

Ekscentricitetas  $e_e$ :

$$e_e = e_0 \cdot \eta + \frac{d-a_2}{2} = 0,18 \cdot 1,38 + \frac{0,46-0,04}{2} = 0,452m; \quad (2.24)$$

$$\alpha_m = \frac{N_{Ed} \cdot e_e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{419,70 \cdot 0,452}{15 \cdot 0,3 \cdot 0,46^2 \cdot 10^3} = 0,199; \quad (2.26)$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \alpha_n^2/d} = \frac{15 \cdot 0,3 \cdot 0,46}{450} \cdot \frac{0,199 - 0,203(1 - 0,5 \cdot 0,203)}{1 - 0,04/0,46} = 1,05 \cdot 10^{-4} m^2 =$$

$$1,05 cm^2; \quad (2.30)$$

$$\rho = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot 1,05 \cdot 10^2}{0,3 \cdot 0,5 \cdot 10^6} = 0,014 > 0,01. \quad (2.31)$$

Kadangi apskaičiuotas armavimas nežymiai skiriasi nuo pasirinktojo, perskaičiuoti nereikia.

Armatūra priimama konstrukciškai. Parenkame  $A_{s1} = A_{s2} = 4,02 \text{ cm}^2$  ( $2 \varnothing 16$ ).

Skersinė armatūra parenkama:

Minimalus skersmuo pagal išilginę darbinę armatūrą ( $\varnothing 16$ ) yra  $\varnothing 8S240$  klasės, o atstumai tarp skersinių strypų:  $s = 20 \cdot d = 20 \cdot 1,6 = 32 \text{ cm}$ .

Atstumas parenkamas  $s=300 \text{ mm}$  (imamas ne daugiau kolonos mažesnės kraštinės).

### 2.3.2 Kolonos gembės armavimas

Minimalus gembės ilgis  $l = l_{sup} + c$ ,  $c=60 \dots 100 \text{ mm}$ ,  $l_{sup}$  apskaičiuojamas iš sąlygos, kad  $l \geq Q/f_{cd} \cdot b \geq 10d \cdot c$ ,  $b$  – rygelio plotis,  $d$  – rygelio apatinės armatūros skersmuo.

$$Q = 419,70 \text{ kN};$$

$$l \geq Q/f_{cd} \cdot b \geq 10d \cdot c = 419,70/15 \cdot 300 = 0,093 \text{ priimame } l = 200 \text{ mm}, c = 80 \text{ mm}; \quad (2.32)$$

$$l_{sup} = l - c = 200 - 80 = 120 \text{ mm}; \quad (2.33)$$

$$a = l - (l_{sup}/2) = 200 - (120/2) = 140 \text{ mm}. \quad (2.34)$$

Apskaičiuojamas gembės darbo aukštis prie kolonos krašto, mm:

$$d = \sqrt{Q \cdot a / 1,5 \cdot f_{ctd} \cdot b} \leq \frac{Q}{2,5} \cdot f_{ctd} \cdot b; \quad (2.35)$$

$$d = \sqrt{419,70 \cdot 10^3 \cdot 140 / 1,5 \cdot 1,08 \cdot 300} = 347,709 \text{ mm} = 440 \text{ mm}; \quad (2.36)$$

$$\frac{Q}{2,5} \cdot f_{ctd} \cdot b = 419,70 \cdot \frac{10^3}{2,5} \cdot 1,08 \cdot 300 = 518,15 \text{ mm}; \quad (2.37)$$

$$440 \text{ mm} \leq 518,15 \text{ mm}.$$

Sąlyga tenkinama, gembės aukštis priimamas  $h=480$  mm. Trumpos gembės, kai  $h \geq 2,5a$  armuojamos horizontaliomis sankabomis ir atlenktais strypais – atlankomis.

Gembės išilginės darbo armatūros kiekis apskaičiuojamas kaip lenkiamuose elementuose pagal lenkimo momentą prie kolonos krašto, padidintu 25 %.

$$M = 1,25 \cdot Q \cdot a = 1,25 \cdot 419,70 \cdot 0,14 = 73,45 \text{ kNm}; \quad (2.38)$$

$$\mu = \frac{M}{f_{cd}} \cdot b \cdot d^2 = 73,45 \cdot \frac{10^6}{15} \cdot 300 \cdot 440^2 = 0,084; \quad (2.39)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,084} = 0,088; \quad (2.40)$$

$$A_s = b \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot \frac{d}{f_{yd}} = 300 \cdot 15 \cdot 0,088 \cdot \frac{440}{450} = 478,43 \text{ mm}^2; \quad (2.41)$$

Priimu 2  $\emptyset$  18 S500 klasės,  $A_s = 5,09 \text{ cm}^2$ .

Suminis atlankų skerspjūvio plotas viršutiniame  $l_w$  pusės ilgyje turi būti ne mažesnis kaip  $A_s > 0,002 \cdot b_c \cdot h_c = 0,002 \cdot 30 \cdot 50 = 3,0 \text{ cm}^2$ ;

Priimu 2  $\emptyset$  16 kur  $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Sankabos ir atlankos apskaičiuojamos iš sąlygos:

$$\varphi_{c3}(1 + \varphi_n)f_{ctd} \cdot b \cdot d \leq V_{Rd,cc} \leq 3,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d; \quad (2.42)$$

Atlankos įvertinamos apskaičiavimu, kai jos yra atlenktos ne didesniu kampu kaip  $45^\circ$

$$V_{Rd,cc} = 0,8 \cdot \varphi_{w2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot l_c \cdot \sin \theta = 0,8 \cdot 1,341 \cdot 15 \cdot 300 \cdot 109,28 \cdot \sin 65,6 = 521,296 \text{ kN}; \quad (2.43)$$

$$\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b} \cdot s_w = \frac{4,02}{30} \cdot 10 = 0,01411; \quad (2.44)$$

čia  $A_{sw}$  – sankabų (atlankų) skerspjūvio plotas vienoje plokštumoje,  $m^2$ ;  $s_w$  – atstumas tarp sankabų (atlankų) pagal normalę, m.

$$\alpha = E_s/E_b = 20 \cdot 10^3/31 \cdot 10^3 = 6,45; \quad (2.45)$$

$$\tan \theta = \frac{d}{l} = \frac{440}{200} = 0,038; \quad (2.46)$$

$$\theta = 65,6^\circ$$

$$l_c = l_{sup} \cdot \sin \theta = 120 \cdot \sin 65,6 = 109,28 \text{ mm}; \quad (2.47)$$

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_{w1} = 1 + 5 \cdot 6,45 \cdot 0,01411 = 1,455; \quad (2.48)$$

$$\varphi_{c3}(1 + \varphi_n)f_{ctd} \cdot b \cdot d = 0,6(1 + 0) \cdot 1,08 \cdot 300 \cdot 440 = 85,536kN; \quad (2.49)$$

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{ctd} \cdot b \cdot d} = 0,1 \cdot \frac{0}{1,08 \cdot 300 \cdot 440} = 0; \quad (2.50)$$

$$3,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 3,5 \cdot 1,08 \cdot 300 \cdot 440 = 498,96kN; \quad (2.51)$$

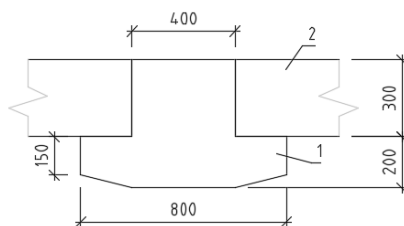
$$85,536kN \leq 521,296kN \leq 598,96kN. \quad (2.42)$$

Sąlyga tenkinama



## 2.4 Gelžbetoninio rygelio projektavimas, neįvertinus pamatų nuosėdžių

### 2.4.1 Konstrukcijų parinkimas ir išdėstymas



**2.10 pav.** Rygelio skerspjūvio matmenys (mm): 1 – rygelis, 2 – plokštė

Projektuojamos kiaurymėtos perdangos plokštės HCS 300 iš įtemptojo gelžbetonio, o rygeliai – iš paprasto gelžbetonio. Rygelio skerspjūvio matmenys :  $b_f=0,80\text{m}$ ;  $b=0,40\text{m}$ ;  $h_f=0,20\text{m}$ ;  $h_s=0,30\text{m}$ ;  $h=0,50\text{m}$ .

Iš Betonikos katalogo pasirenkamas tam tikrų skerspjūvio matmenų rygelis pagal skaičiuotines apkrovas ir rygelio ilgį: RT 500\*/400/800, t.y : 500\* – sijos aukštis, 400 – sijos viršaus plotis, 800 – sijos apačios plotis.

#### 2.4 lentelė. Perdangos apkrovos

Eil. Nr.	Perdangos konstrukcijos elementai	Charakteristinė apkrova $g_k$ , kPa	Apkrovos dalinis patikimumo koeficientas, $\gamma$	Skaičiuotinė apkrova, $g_d$ , kPa
<i>Nuolatinės apkrovos:</i>				
1.	Parketlentės $d=15\text{mm}$ ( 700 $\text{kg}/\text{m}^3$ )	0,105	1,0	0,105
2.	Išlyginamasis betono sl. ( $d=20\text{mm}$ , 20 $\text{kN}/\text{m}^3$ )	0,4	1,0	0,4
3.	G/b perdangos pl. HCS 300 (455 $\text{kg}/\text{m}^2=4,55$ $\text{kN}/\text{m}^2$ )	4,55	1,0	4,55
<b>Visa nuolatinė apkrova <math>\Sigma</math></b>		<b><math>\Sigma 5,06</math></b>	1,0	<b><math>\Sigma 5,06</math></b>
<i>Kintamoji apkrova:</i>				

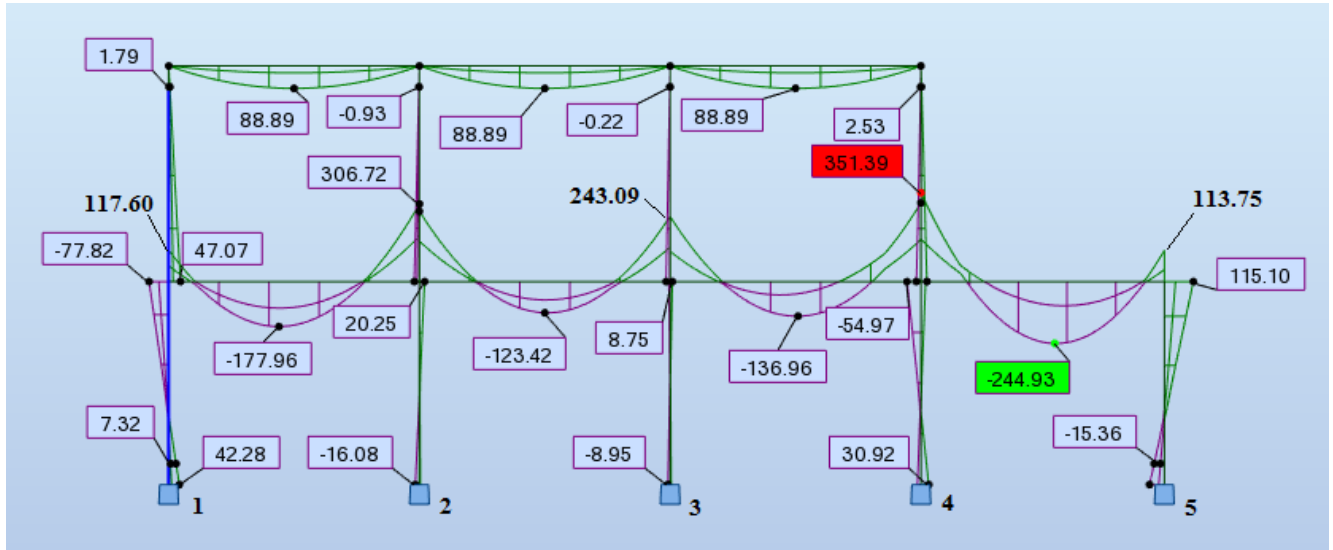
1.	Naudojimo apkrova (C1kategorija)	3,0	1,3	3,9
<b>Visos apkrovos <math>\Sigma</math></b>		<b><math>\Sigma 8,06</math></b>	-	<b><math>\Sigma 8,96</math></b>

**2.5 lentelė.** Terasos perdangos apkrovos

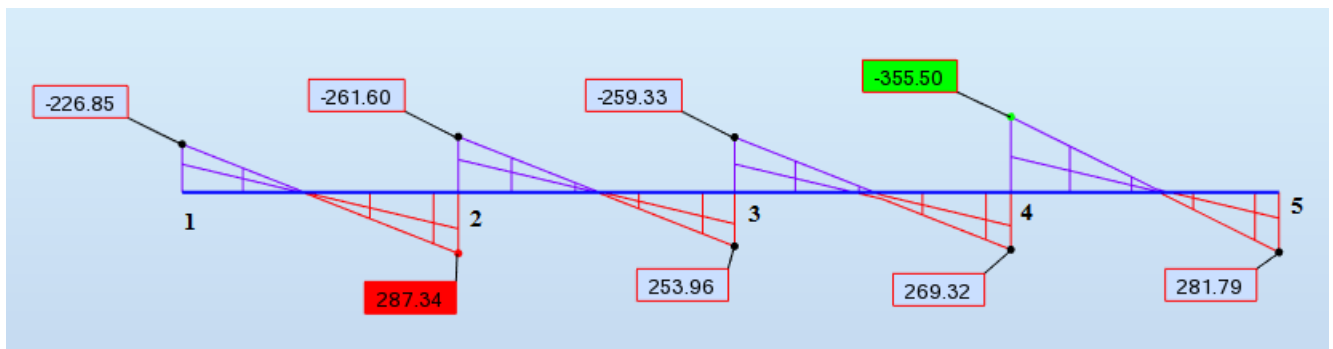
<b>Eil. Nr.</b>	<b>Perdangos konstrukcijos elementai</b>	<b>Charakteristinė apkrova <math>g_k</math>, kPa</b>	<b>Apkrovos dalinis patikimumo koeficientas, <math>\gamma</math></b>	<b>Skaičiuotinė apkrova, <math>g_d</math>, kPa</b>
<i>Nuolatinės apkrovos:</i>				
1.	Terasos grindų danga (plytelės) (300 kg/m <sup>3</sup> )	0,15	1,0	0,15
2.	Drenuojantis pagrindas, keramzitas (d=150mm)	0,45		0,45
3.	Hidroizoliacijos apsauginis sluoksnis (d=1mm, 0,96g/cm <sup>3</sup> )	0,009		0,009
4.	Hidroizoliacijos danga	0,1		0,1
5.	EPS100 (d=20mm, 20kg/m <sup>3</sup> )	0,004		0,004
6.	EPS80 (d=150mm, 18kg/m <sup>3</sup> )	0,02		0,02
7.	Išlyginamasis sl.	0,4		0,4
8.	G/b perdangos pl. HCS 300 (455kg/m <sup>2</sup> =4,55 kN/m <sup>2</sup> )	4,55	1,0	4,55
<b>Visa nuolatinė apkrova <math>\Sigma</math></b>		<b><math>\Sigma 5,06</math></b>	1,0	<b><math>\Sigma 5,06</math></b>
<i>Kintamoji apkrova:</i>				
1.	Naudojimo apkrova (C5kategorija) terasos	5,0	1,3	6,5
<b>Visos apkrovos <math>\Sigma</math></b>		<b><math>\Sigma 10,06</math></b>	-	<b><math>\Sigma 11,56</math></b>

Tėjinė sija projektuojama iš C25/30 stiprumo betono klasės. Jai naudojama paprasta armatūra, kurios stiprumo klasė S500. Projektuojami N ašyje esantis rygeliai. Laikoma, kad ant projektuojamų rygelių

atremta perdangos konstrukcija visais atvejais bus vienoda –gelžbetoninė plokštė. Su programa Robot Structural Analysis Professional 2017, buvo apskaičiuotos rygelius veikiančios maksimalios įrašos, neįvertinus pamatų nuosėdžių (žr. 2.11 ir 2.12 pav.).



2.11 pav. Lenkimo momentų grafikas, neįvertinus pamatų nuosėdžių



2.12 pav. Skersinių jėgų grafikas, neįvertinus pamatų nuosėdžių

## 2.4.2 Rygelio normalinių pjūvių stiprumo skaičiavimas

Rygelis projektuojamas iš C25/30 klasės sunkiojo betono, kietinama šūtinant. Armatūra S500 ( $f_{yd}=434,8\text{MPa}$ ).

Skaičiuotinis betono stipris gniuždant, MPa:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 25}{1,5} = 15 \text{ MPa}; \quad (2.52)$$

čia  $f_{ck}$  – charakteristinis betono gniuždomasis stipris, MPa;  $\gamma_c$  – patikimumo koeficientas.

Skaičiuotinis betono tempiamasis stipris, MPa:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \cdot 1,8}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}; \quad (2.53)$$

čia  $f_{ctk,0,05}$  – charakteristinis betono tempiamasis stipris, MPa;  $\gamma_c$  – patikimumo koeficientas.

Betono tamprumo modulis (kirstinis) :  $E_{cm} = 31 \cdot 10^9 \text{ Pa}$  ; armatūros tamprumo modulis :  $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ MPa}$  ; skaičiuotinis skersinės armatūros stipris:  $f_{ywcd} = 324 \text{ MPa}$

$$d=h-a=0,5-0,05=0,45\text{m}. \quad (2.54)$$

### **Išilginės armatūros reikiamas skerspjūvio plotas pirmame tarpatramyje:**

$$M_{max} = 177,696 \text{ kNm};$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{177,696 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,146; \quad (2.55)$$

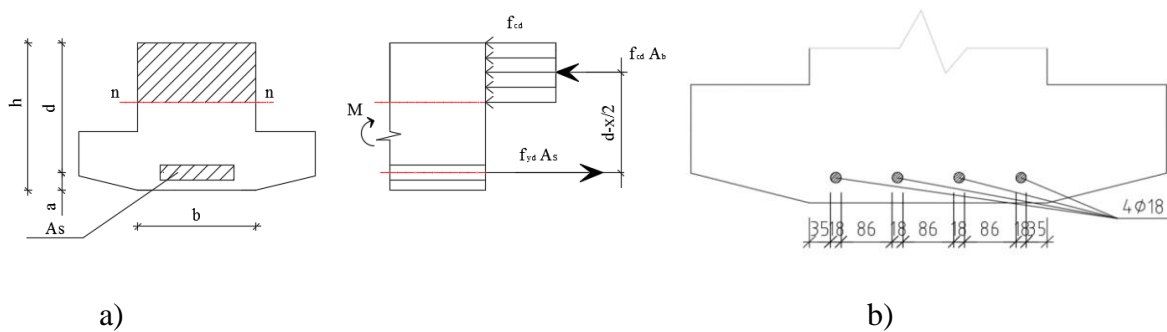
$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,146} = 0,159 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73; \quad (2.57)$$

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{434,8}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,565; \quad (2.58)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,159 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 9,88 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,88 \text{ cm}^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūrą :  $4\emptyset 18$  , kurių  $A_s = 10,18 \text{ cm}^2 > 9,88 \text{ cm}^2$



**2.13 pav. 1** – ojo tarpatramio rygelis: a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas

**Išilginės armatūros reikiamas skerspjūvio plotas paskutiniame tarpatramyje:**

Maksimalus lenkimo momentas paskutiniame tarpatramyje:

$$M_{max} = 244,93 \text{ kNm};$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{244,93 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,202; \quad (2.55)$$

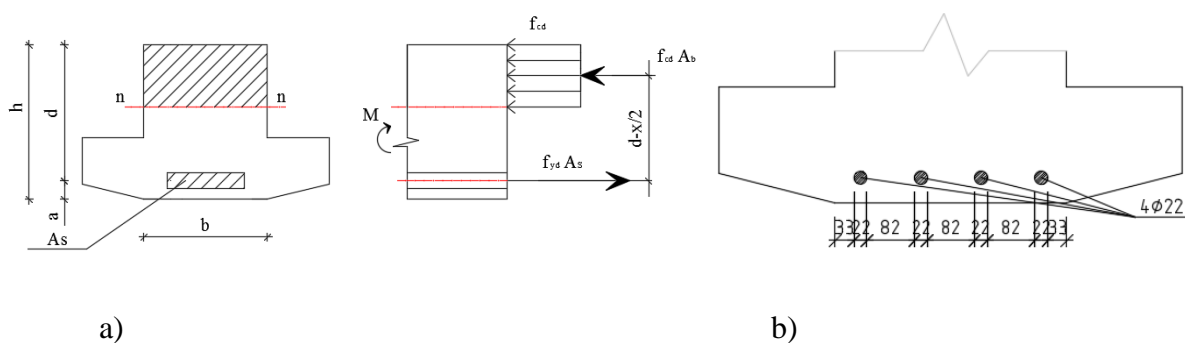
$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,202} = 0,227 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73; \quad (2.57)$$

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{434,8}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,565; \quad (2.58)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,227 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 1,413 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 14,13 \text{ cm}^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūrą : 4Ø22 , kurių  $A_s = 15,2 \text{ cm}^2 > 14,13 \text{ cm}^2$ .



**2.14 pav.** Paskutiniojo tarpatramio rygelis: a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas

### **Viduriniame (antrame) tarpatramyje:**

$$M_{max} = 123,42kNm;$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{123,42 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,102; \quad (2.55)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,102} = 0,107 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73; \quad (2.57)$$

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{434,8}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,565; \quad (2.58)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,107 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 6,67 \cdot 10^{-4} m^2 = 6,67 cm^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūrą: 2Ø22, kurių  $A_s = 7,60 cm^2 > 6,67 cm^2$ .

### **Viduriniame (trečiame) tarpatramyje:**

$$M_{max} = 136,96kNm;$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{136,96 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,113; \quad (2.55)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,113} = 0,120 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73; \quad (2.57)$$

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{434,8}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,565; \quad (2.58)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,120 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 7,45 \cdot 10^{-4} m^2 = 7,45 cm^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūrą: 2Ø22, kurių  $A_s = 7,6 cm^2 > 7,45 cm^2$ .

### **Vidurinėse atramose (1 ašis):**

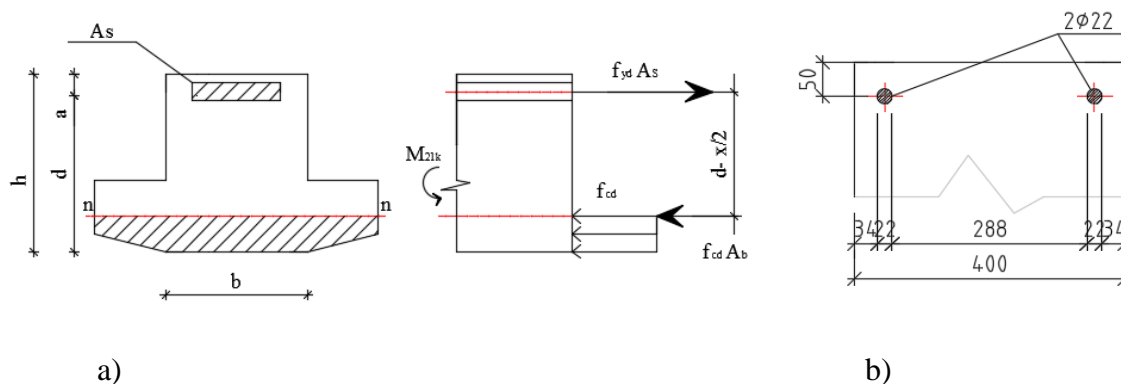
$$M_{max} = 117,6kNm;$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{117,6 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,097; \quad (2.55)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,097} = 0,102 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,102 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 6,33 \cdot 10^{-4} m^2 = 6,33 cm^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūra : 2Ø22, kurių  $A_s = 7,60 cm^2 > 6,33 cm^2$ .



**2.15 pav.** Rygelis ties pirma atrama (1 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas

### Vidurinėse atramose (2 ašis):

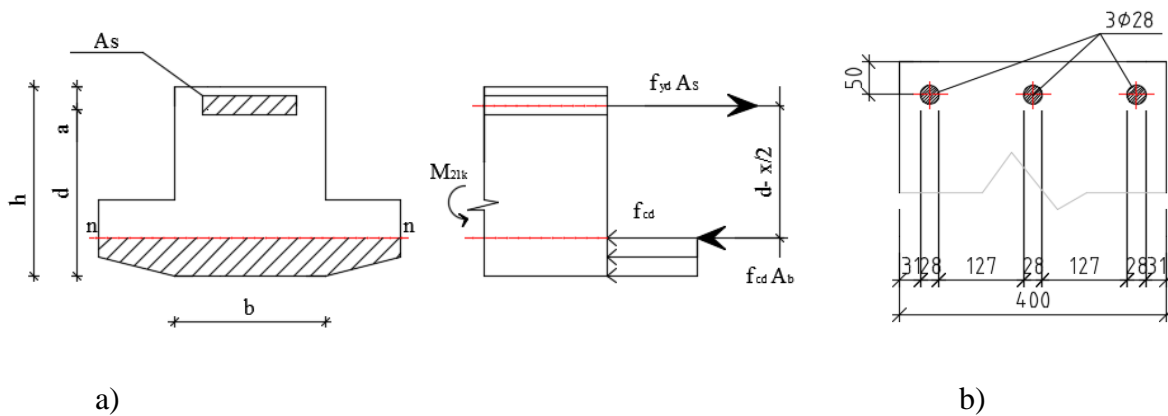
$$M_{max} = 306,72 kNm;$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{306,72 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,252; \quad (2.55)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,252} = 0,296 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,296 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 1,84 \cdot 10^{-3} m^2 = 18,40 cm^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūra : 3Ø28, kurių  $A_s = 18,47 cm^2 > 18,40 cm^2$ .



**2.16 pav.** Rygelis ties vidurine atrama (2 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas

**Vidurinėse atramose (3 ašis):**

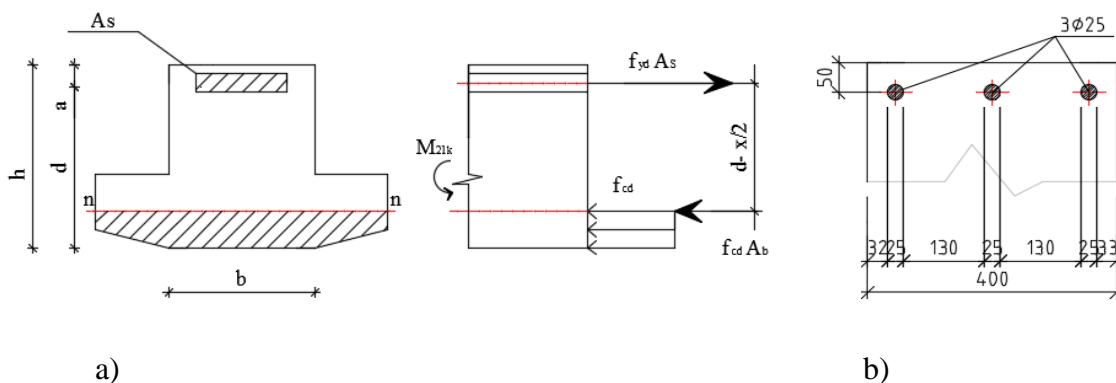
$$M_{max} = 243,09 kNm;$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{243,09 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,200; \tag{2.55}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,200} = 0,225 < 0,565; \tag{2.56}$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,225 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 1,40 \cdot 10^{-3} m^2 = 14,00 cm^2; \tag{2.59}$$

Parenkame armatūra : 3Ø25, kurių  $A_s = 14,73 cm^2 > 14,00 cm^2$ ;



**2.17 pav.** Rygelis ties vidurine atrama (3 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas



### Vidurinėse atramose (4 ašis):

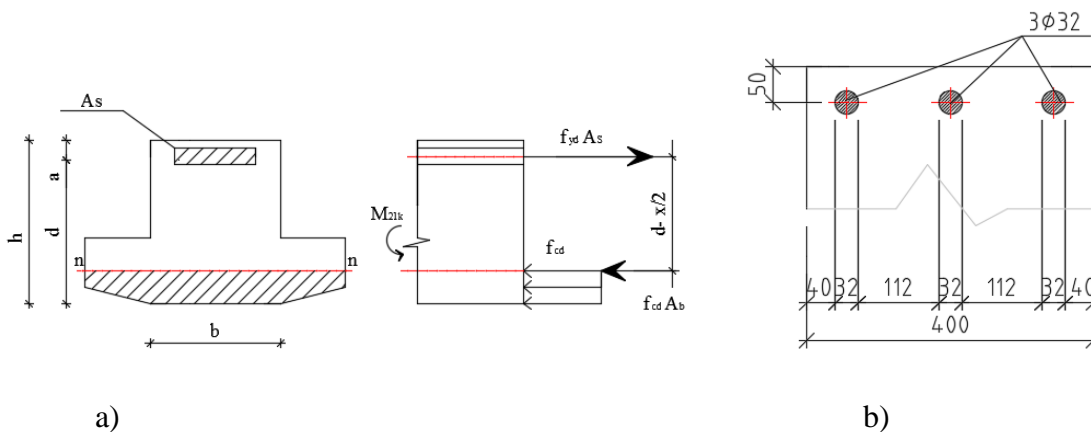
$$M_{max} = 351,39 \text{ kNm};$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{351,39 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,289; \quad (2.55)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,289} = 0,351 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,351 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 2,178 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 21,78 \text{ cm}^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūra : 3Ø32, kurių  $A_s = 24,13 \text{ cm}^2 > 21,78 \text{ cm}^2$ .



**2.18 pav.** Rygelis ties vidurine atrama (3 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas

### 2.4.3 Rygelio įstrižųjų pjūvių stiprumo skaičiavimas

$$f_{ctd} = \frac{1,0 \cdot 1,8}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}.$$

### Kraštinio tarpatramio kairėje atramoje:

$$Q_{max} = 226,85 \text{ kN}.$$

Apskaičiuojame:

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45^2 = 194400 \text{ Nm} = 194,40 \text{ kNm}; \quad (2.60)$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 194,40}{226,85} = 1,71 \text{ m} > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,45 = 0,9 \text{ m}; \quad (2.61)$$

C priimame, kad  $c=2 \cdot d =0,9\text{m}$ .

Tuomet :

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{194,40}{0,9} = 216,00\text{kN} < 226,85\text{kN}; \quad (2.62)$$

Ir skersinės armatūros pagal skaičiavimą reikia:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{226,85}{2} = 113,43 \text{ kN}; \quad (2.63)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{113,43}{0,9} = 126,03\text{kN/m}; \quad (2.64)$$

Kai išilginės armatūros skersmuo  $d=18$  , tai mažiausias skersinės armatūros skersmuo yra  $d_w= 8\text{mm}$

Kai  $d_w/d = 8/18= 4/9 > 1/3$ .

Pagal konstrukcinius reikalavimus ;

$$s \leq h/3; = \frac{0,5}{3} = 0,17\text{m}; \quad (2.65)$$

$$s = \frac{f_{ywd} \cdot n_w \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{324 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4}}{126,03 \cdot 10^3} = 0,258\text{m}; \quad (2.66)$$

S priimame  $s= 0,17\text{m}$  , 1/4 kraštinio tarpatramio ilgiu nuo kraštinės atramos

### **Kraštinio tarpatramio dešinėje atramoje:**

$Q_{\max}=287,34\text{kN}$ .

Apskaičiuojame:

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45^2 = 194400\text{Nm} = 194,4\text{kNm}; \quad (2.60)$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 194,4}{287,34} = 1,35\text{m} > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,45 = 0,9\text{m}; \quad (2.61)$$

C priimame, kad  $c=2 \cdot d =0,9\text{m}$ .

Tuomet :

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{194,4}{0,9} = 216,0\text{kN} < 287,34\text{kN}. \quad (2.62)$$

Ir skersinės armatūros pagal skaičiavimą reikia:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{287,34}{2} = 143,67 \text{ kN}; \quad (2.63)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{143,67}{0,9} = 159,63 \text{ kN/m}; \quad (2.64)$$

Pagal konstrukcinius reikalavimus :

$$s \leq h/3; = \frac{0,5}{3} = 0,17 \text{ m}; \quad (2.65)$$

$$S = \frac{f_{ywd} \cdot n_w \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{324 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4}}{159,63 \cdot 10^3} = 0,204 \text{ m}; \quad (2.66)$$

Imama 1/4 kraštinio tarpatramio nuo dešinės atramos  $s=0,17 \text{ m}$ . pirmojo tarpatramio vidurinėje dalyje :  $s \leq$

$$\frac{3}{4h} = \frac{3}{4} \cdot 0,5 = 0,38 \text{ m} < 0,5 \text{ m}. \quad (2.67)$$

Imame  $s=0,38 \text{ m}$ .

### **Kraštinio tarpatramio kairėje atramoje (paskutinė atrama):**

$Q_{\max}=355,50 \text{ kN}$ .

Apskaičiuojame:

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45^2 = 194400 \text{ Nm} = 194,40 \text{ kNm}; \quad (2.60)$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 194,40}{355,50} = 1,09 \text{ m} > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,45 = 0,9 \text{ m}; \quad (2.61)$$

C priimame, kad  $c=2 \cdot d = 0,9 \text{ m}$ .

Tuomet :

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{194,40}{0,9} = 216,00 \text{ kN} < 355,50 \text{ kN}; \quad (2.62)$$

Ir skersinės armatūros pagal skaičiavimą reikia:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{355,50}{2} = 177,75 \text{ kN}; \quad (2.63)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{177,75}{0,9} = 197,5 \text{ kN/m}; \quad (2.64)$$

Kai išilginės armatūros skersmuo  $d=22$  , tai mažiausias skersinės armatūros skersmuo yra  $d_w=8 \text{ mm}$ .

Kai  $d_w/d = 8/22 = 4/11 > 1/3$ .

Pagal konstrukcinius reikalavimus ;

$$s \leq h/3; = \frac{0,5}{3} = 0,17\text{m}; \quad (2.65)$$

$$S = \frac{f_{ywd} \cdot n_w \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{324 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0.503 \cdot 10^{-4}}{197,5 \cdot 10^3} = 0,165\text{m}; \quad (2.66)$$

S priimame  $s=0,165\text{m}$  , 1/4 kraštinio tarpatramio ilgiu nuo kraštinės atramos

### **Kraštinio tarpatramio dešinėje atramoje:**

$Q_{\max}=281,79\text{kN}$ .

Apskaičiuojame:

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45^2 = 194400\text{Nm} = 194,4\text{kNm}; \quad (2.60)$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 194,4}{281,79} = 1,38\text{m} > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,45 = 0,9\text{m}. \quad (2.61)$$

C priimame, kad  $c=2 \cdot d =0,9\text{m}$ .

Tuomet :

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{194,4}{0,9} = 216,0\text{kN} < 281,79\text{kN}. \quad (2.62)$$

Ir skersinės armatūros pagal skaičiavimą reikia:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{281,79}{2} = 140,90\text{ kN}; \quad (2.63)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{140,90}{0,9} = 156,55\text{kN/m}; \quad (2.64)$$

Pagal konstrukcinius reikalavimus :

$$s \leq h/3; = \frac{0,5}{3} = 0,17\text{m}; \quad (2.65)$$

$$S = \frac{f_{ywd} \cdot n_w \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{324 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0.503 \cdot 10^{-4}}{156,55 \cdot 10^3} = 0,208\text{ m}; \quad (2.66)$$

Imama 1/4 kraštinio tarpatramio nuo dešinės atramos  $s=0,17\text{m}$ . pirmojo tarpatramio vidurinėje dalyje :  $s \leq$

$$\frac{3}{4h} = \frac{3}{4} \cdot 0,5 = 0,38\text{m} < 0,5\text{ m}. \quad (2.67)$$

Imame  $s=0,38\text{m}$ .

### **Vidurinio tarpatramio kairėje atramoje (antro tarpatramio):**

$$Q_{\max}=261,6\text{kN}.$$

Apskaičiuojame:

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45^2 = 194400\text{Nm} = 194,4\text{kNm} \quad (2.60)$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 194,4}{261,6} = 1,48\text{m} > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,45 = 0,9\text{m}; \quad (2.61)$$

C priimame, kad  $c=2 \cdot d = 0,9 \text{ m}$ .

Tuomet :

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{194,4}{0,9} = 216,00\text{kN} < 261,6\text{kN}. \quad (2.62)$$

Ir skersinės armatūros pagal skaičiavimą reikia:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{261,6}{2} = 130,8 \text{ kN}; \quad (2.63)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{130,8}{0,9} = 145,33\text{kN/m}; \quad (2.64)$$

Pagal konstrukcinius reikalavimus :

$$s \leq h/3; = \frac{0,5}{3} = 0,17\text{m}; \quad (2.65)$$

$$s = \frac{f_{ywd} \cdot n_w \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{324 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4}}{145,33 \cdot 10^3} = 0,22\text{m}. \quad (2.66)$$

Imama 1/4 kraštinio tarpatramio nuo dešinės atramos  $s=0,17\text{m}$ .

$$\text{vidurinėje dalyje : } s \leq \frac{3}{4h} = \frac{3}{4} \cdot 0,5 = 0,380\text{m} < 0,5 \text{ m}. \quad (2.67)$$

Imame  $s=0,380\text{m}$ .

### **Vidurinio tarpatramio kairėje atramoje (trečio tarpatramio):**

$$Q_{\max}=259,33\text{kN}.$$

Apskaičiuojame:

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45^2 = 194400\text{Nm} = 194,4\text{kNm}; \quad (2.60)$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 194,4}{259,33} = 1,508m > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,45 = 0,9m; \quad (2.61)$$

C priimame, kad  $c=2 \cdot d =0,9$  m.

Tuomet :

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{194,4}{0,9} = 216,00kN < 259,33kN. \quad (2.62)$$

Ir skersinės armatūros pagal skaičiavimą reikia:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{259,33}{2} = 129,67 kN; \quad (2.63)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{129,67}{0,9} = 144,07kN/m; \quad (2.64)$$

Pagal konstrukcinius reikalavimus :

$$s \leq h/3; = \frac{0,5}{3} = 0,17m; \quad (2.65)$$

$$s = \frac{f_{ywd} \cdot n_w \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{324 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4}}{144,07 \cdot 10^3} = 0,23 m; \quad (2.66)$$

Imama 1/4 kraštinio tarpatramio nuo dešinės atramos  $s=0,17m$ .

$$\text{vidurinėje dalyje : } s \leq \frac{3}{4h} = \frac{3}{4} \cdot 0,5 = 0,380m < 0,5 m. \quad (2.67)$$

Imame  $s=0,380m$ .

Patikriname gniuždomos juostos stiprumą tarp dviejų įstrižų plyšių pagal didžiausią skersinę jėgą:

$$Q_{\max} = 355,5kN;$$

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,3 \cdot 0,95 \cdot 0,99 \cdot 15 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45 = 766,19kN; \quad (2.68)$$

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20 \cdot 10^4}{31 \cdot 10^3} = 6,45; \quad (2.69)$$

$$\mu_w = \frac{n_w \cdot A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4}}{0,4 \cdot 0,15} = 0,0017; \quad (2.70)$$

$$\varphi_{w1} = 1 - 5\alpha_s \cdot \mu_w = 1 - 5 \cdot 6,45 \cdot 0,0017 = 0,95; \quad (2.71)$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,001 \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 1 \cdot 15 = 0,99; \quad (2.72)$$

$355,5kN < 766,19 kN$  - sąlyga tenkinama!

#### 2.4.4 Rygelio konstravimas

Plokštės atraminė reakcija nuo plokštės skaičiuojamųjų apkrovų:

$$Q = \frac{p_d(l_s - s)}{2} = \frac{18,16(8,75 - 0,45)}{2} = 75,36 \text{ kN}. \quad (2.73)$$

Atstumas nuo rygelio krašto iki plokštės atrėmimo vidurio yra:

$$a = 0,02 + 0,18/2 = 0,11 \text{ m}. \quad (2.74)$$

Lenkimo momentas lentynos 1 m ilgiu:

$$M = Q \cdot a = 75,36 \cdot 0,11 = 8,29 \text{ kNm}; \quad (2.75)$$

$$d = 0,20 - 0,025 = 0,175 \text{ m}; \quad (2.76)$$

$$b = 1 \text{ m}.$$

Armatūros skerspjūvio plotas:

$$A_o = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot d^2} = \frac{8,29 \cdot 10^{-3}}{1,15 \cdot 0,175^2} = 0,018 < \mu_{lim}; \quad (2.77)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot A_o} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018} = 0,018 < \xi_{lim}; \quad (2.78)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,018 \cdot 0,175 \cdot 15}{434,8} = 1,09 \text{ cm}^2; \quad (2.79)$$

Parenkame armatūrą 6Ø5 S500 , kurių  $A_s = 1,18 \text{ cm}^2$

Patikrinamas įstrižojo pjūvio stiprumas:

$$Q \leq 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d;$$

$$88,025 \text{ kN} \leq 0,6 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,175 = 126,0 \text{ kN}.$$

**Sąlyga tenkinama!**

## 2.5 Sekliojo pamato projektavimas (gruntas- smėlis)

### 2.5.1 Pamato įgilinimo gylis

Kauno miesto vidutinė mėnesių neigiama temperatūra:

$$t_{vid,12} = -2,3^{\circ}\text{C};$$

$$t_{vid,1} = -5,2^{\circ}\text{C};$$

$$t_{vid,2} = -4,3^{\circ}\text{C};$$

$$t_{vid,3} = -0,4^{\circ}\text{C};$$

$$M_t = -12,2^{\circ}\text{C};$$

Įvertiname sezoninio įšalo gylį:

Norminis įšalo gylis apskaičiuojamas pagal formulę, m:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,3 \cdot \sqrt{12,2} = 1,050 \approx 1,1 \text{ m}; \quad (2.80)$$

čia  $d_0 = 0,30\text{m}$ , įšalo gylis, žvyringiems smėliams, stambiagrūdžiams ir vidutinio stambumo smėliams.

Sezoninio įšalo skaičiuojamasis gylis apskaičiuojamas pagal formulę, m:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 1,1 \cdot 1,1 = 1,21; \quad (2.81)$$

Pamato pado apačios altitudė: vietinė alt.  $1,21+0,5=1,71$  m.

Piltinis smulkus smėlis su žvyro ir organinių medžiagų priemaišomis sutankinamas. Vidutinis deformacijų modulis:  $E_s = 40,0 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_{grunt.}=18 \text{ kN/m}^3$  – grunto (smėlio) tūrinis svoris. Išsamesnę geologiją žr. Priedas Nr.4.

### 2.5.2 Projektavimo būdas DA1 1 derinys

**Derinys1 A1+M1+R1.**

Toliau atliekamas pamato pado matmenų skaičiavimas drenuojamo grunto sąlygomis

Pamato pado matmenys : **1,0x1,0x0,5 m.**

**2.6 lentelė** Naudojamų patikimumo koeficientų reikšmės

Patikimumo koef.	Rinkiniai		
	A1	M1	R1
$\gamma_G$	1,35		
$\gamma_Q$	1,3		
$\gamma_{R;v}$			1,0



$\gamma_{\phi'}$		1,0	
$\gamma_{c'}$		1,0	

**Visuminis skaičiuojamasis atodangos slėgis pamato pado lygyje,  $kN/m^2$ :**

$$q'_d = h \cdot \gamma'_d = 1,41 \cdot 18 = 25,38 \text{ kN/m}^2. \quad (2.82)$$

**Skaičiuotinio efektyviojo sankabumo skaičiavimas, kPa:**

$$c'_d = \frac{c'}{\gamma_{c'}} = \frac{0}{1,0} = 0 \text{ kPa}. \quad (2.83)$$

**Skaičiuotinis vidinės trinties kampas,  $^\circ$ :**

$$\varphi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \varphi_k}{\gamma_{\phi}}\right) = \tan^{-1}(\tan 35/1,0) = 35^\circ. \quad (2.84)$$

**Grunto laikančiosios galios koeficientai:**

$$N_{qd} = e^{\pi \tan \varphi'_d} \tan\left(45 + \frac{\varphi'_d}{2}\right)^2 = e^{3,14 \cdot \tan 35} \cdot \tan\left(45 + \frac{35}{2}\right)^2 = 33,26; \quad (2.85)$$

$$N_{\gamma d} = 2(N_{qd} - 1) \tan(\varphi'_d) = 2(33,26 - 1) \tan(35^\circ) = 45,18. \quad (2.86)$$

**Formos koeficientai:**

$$s_{qd} = 1 + \sin(\varphi'_d) = 1 + \sin(35^\circ) = 1,57; \quad (2.88)$$

$s_{\gamma d} = 0,7$ - kvadrato arba apskritimo formos

Toliau skaičiavimai atliekami pamatui, esančiam ant smėlio ir turinčiam didžiausią ašinę jėgą (projektuojamas pamatas SK.P-1).

**Skaičiuojamasis atsparumas ( kai  $V_{d,1}=664.75 \text{ kN}$ )**

$$V_d = V_{d,1} + (V_{grunt.} + V_{pad.}) \cdot \gamma G = 664,75 + (12,56 + 12) \cdot 1,35 = 697,90 \text{ kN}; \quad (2.90)$$

$$R_d = A(q' \cdot N_q \cdot s_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma}) / \gamma_R = 1,0^2 (25,38 \cdot 33,26 \cdot 1,57 + 0,5 \cdot 18 \cdot 1,0 \cdot 45,18 \cdot 0,7) / 1,0 = 1612,88 \text{ kN/m}^2. \quad (2.91)$$

**Saugos ribinio būvio reikalavimai  $V_d < R_d$  tenkinamas, nes  $697,90 \text{ kN} < 1612,88 \text{ kN/m}^2$ ;**

$$\frac{R_d - V_d}{R_d} \cdot 100\% = \frac{1612,88 - 697,90}{1612,88} \cdot 100\% = 56,73\%. \quad (2.90)$$

### 2.5.3 Projektavimo būdas DA1 2 derinys

#### Derinys2 A1+M2+R1.

Pamato pado matmenys : 1,1x1,1x0,5 m.

2.7 lentelė Naudojamų patikimumo koeficientų reikšmės

Patikimumo koef.	Rinkiniai		
	A2	M2	R1
$\gamma_G$	1,0		
$\gamma_Q$	1,3		
$\gamma_{R;v}$			1,0
$\gamma_{\varphi'}$		1,25	
$\gamma_{c'}$		1,25	

Visuminis skaičiuojamasis atodangos slėgis pamato pado lygyje,  $kN/m^2$ :

$$q'_d = h \cdot \gamma'_d = 1,41 \cdot 18 = 25,38 \text{ kN/m}^2. \quad (2.82)$$

Skaičiuotinio efektyviojo sankabumo skaičiavimas, kPa:

$$c'_d = \frac{c'}{\gamma_{c'}} = \frac{0}{1,25} = 0 \text{ kPa}. \quad (2.83)$$

Skaičiuotinis vidinės trinties kampas, °:

$$\varphi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}}\right) = \tan^{-1}(\tan 29,3/1,0) = 29,3^\circ. \quad (2.84)$$

Grunto laikančiosios galios koeficientai:

$$N_{qd} = e^{\pi \tan \varphi'_d} \tan\left(45 + \frac{\varphi'_d}{2}\right)^2 = e^{3,14 \cdot \tan 29,3} \cdot \tan\left(45 + \frac{29,3}{2}\right)^2 = 16,99; \quad (2.85)$$

$$N_{\gamma d} = 2(N_{qd} - 1) \tan(\varphi'_d) = 2(16,99 - 1) \tan(29,3^\circ) = 17,95. \quad (2.86)$$

Formos koeficientai:

$$s_{qd} = 1 + \sin(\varphi'_d) = 1 + \sin(29,3^\circ) = 1,49; \quad (2.88)$$

$$s_{\gamma d} = 0,7 - \text{kvadrato arba apskritimo formos}$$

Toliau skaičiavimai atliekami pamatui, esančiam ant smėlio ir turinčiam didžiausią ašinę jėgą (projektuojamas pamatas SK.P-1).

**Skaičiuojamasis atsparumas ( kai  $V_{d,1}=664,75$  kN):**

$$V_d = V_{d,1} + (V_{grunt.} + V_{pad.}) \cdot \gamma G = 664,75 + (16,28 + 14,52) \cdot 1,0 = 722,43 \text{ kN}; \quad (2.90)$$

$$R_k = A(q' \cdot N_q \cdot s_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) / \gamma_R = 1,1^2 (25,38 \cdot 16,99 \cdot 1,49 \cdot 1 + 0,5 \cdot 18 \cdot 17,95 \cdot 0,7) / 1,0 = 927,54 \text{ kN/m}^2. \quad (2.91)$$

**Saugos ribinio būvio reikalavimai  $V_d < R_d$  tenkinamas, nes  $694,96 \text{ kN} < 1568,95 \text{ kN/m}^2$ ;**

$$\frac{R_d - V_d}{R_d} \cdot 100\% = \frac{927,54 - 722,43}{927,54} \cdot 100\% = 22,11\%. \quad (2.92)$$

Sąlyga tenkinama, visiems pamatams esantiems ant smėlio matmenys parenkami tokie patys: 1,1x1,1x0,5m.

Tolimesniems skaičiavimams pasirenku pavojingesnį atvejį (DA1 2 derinys), kai pamato matmenys: 1,1x1,1x0,5.

#### 2.5.4 Pamato nuosėdžių skaičiavimas

Pamatas: 1,1x1,1x0,5m.

$$E_s = 40,0 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = 0,339$$

Gruntas – smėlis (stiprus gruntas)

Grunto deformacijos modulio  $E_s$ , MPa, ir Puasono koeficiento  $\mu_s$  reikšmės imamos pagal grunto tipą (“Seklieji pamatai “4 lentelė)

$$\alpha_r = 0,88$$

$$m = L/B$$

$$L = 1,1 \text{ m} - \text{pamato ilgis,}$$

$$B = 1,1 \text{ m} - \text{pamato plotas}$$

#### **DA1 (2 derinys)**

**Tamprieji nuosėdžiai:** (projektuojamas pamatas SK.P-1)

$$S_{e(307)} = \frac{B \cdot q_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r = \frac{1,1 \cdot 571,67 \cdot 10^3}{40,0 \cdot 10^6} (1 - 0,339^2) \cdot 0,88 = 0,0053 \text{ m} = 5,3 \text{ mm}; \quad (2.93)$$

$$q_0 = \frac{V_{k(SK.P-1)}}{B \cdot L} - q_d = \frac{722,43}{1,1 \cdot 1,1} - 25,38 = \frac{571,67 \text{ kN}}{\text{m}^2}; \quad (2.94)$$

$$V_{k.(SK.P-1)} = V_{padas} + V_{grunt.} + V_{k1} = 14,52 + 16,28 + 664,75 = 722,43 \text{ kN}; \quad (2.95)$$

$$S_e = 5,3 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$$

Gauti nuosėdžiai, pagal EC 7, neviršija leistinų!

### 2.5.5 Praspaudimas

**Pamato aukštis :**

$$d = \frac{v_{ed}}{0,3 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) \cdot f_{cd} \cdot D_k \cdot \pi} = \frac{722,43 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot (1 - \frac{20}{250}) \cdot 12 \cdot 0,4 \cdot 3,14} = 0,174 \text{ m} \approx 0,18 \text{ m}; \quad (2.96)$$

$$0,18 + \frac{d_{arm.}}{2} + \text{apsauginis sl.} = 0,18 + \frac{0,016}{2} + 0,07 = 0,258 \text{ m} \approx 0,26 \text{ m}.$$

**Skaičiuotinis betono gniuždomasis stipris:**

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 20}{1,5} = 12,0 \text{ MPa};$$

čia:  $\gamma_c = 1,5$  – patikimumo koeficientas, gelžbetoninėms konstrukcijoms;  $\alpha_{cc} = 1,0$ ;  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$  – charakteristinis betono gniuždomasis stipris.

**Atlaikoma jėga :**

$$0,4 \cdot f_{ctd} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} \cdot (D_k + 2 \cdot a) \cdot d \cdot \pi = 0,4 \cdot 0,9 \cdot \frac{2 \cdot 0,18}{0,1} (0,4 + 2 \cdot 0,1) \cdot 0,18 \cdot 3,14 = 0,440 \text{ MPa}. \quad (2.97)$$

Priimu, kad  $a=0,1 \text{ m}$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 1 \cdot 1,5}{1,5} = 0,9 \text{ MPa};$$

čia:  $\alpha = 0,9$ ;  $\alpha_{ct} = 1,0$   $f_{ctk0,05} = 1,5 \text{ MPa}$  – charakteristinis betono tempiamasis stipris

**Veikianti jėga:**

$$v_{ed} - (D_k + 2 \cdot a)^2 \cdot 0,7854 \cdot \sigma_{vid} = 722,43 - (0,4 + 2 \cdot 0,1)^2 \cdot 0,7854 \cdot 597,050 =$$

$$= 553,618kN; \quad (2.98)$$

$$\sigma_{vid} = \frac{v_v}{L \cdot B} = \frac{722,43}{1,1 \cdot 1,1} = 597,050kN; \quad (2.99)$$

$$553,618 > 440,0 kN \quad (2.100)$$

Sąlyga netenkinama

**Pamato aukštis :**

*Primu*  $d = 0,40m$

$$0,40 + \frac{d_{arm.}}{2} + \text{apsauginis sl.} = 0,40 + \frac{0,016}{2} + 0,07 = 0,50 m.$$

**Skaičiuotinis betono gniuždomasis stipris:**

$$f_{cd} = 12,0MPa.$$

**Atlaikoma jėga :**

$$0,4 \cdot f_{ctd} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} \cdot (D_k + 2 \cdot a) \cdot d \cdot \pi = 0,4 \cdot 0,9 \cdot \frac{2 \cdot 0,40}{0,1} (0,4 + 2 \cdot 0,1) \cdot 0,40 \cdot 3,14 = 2,170MPa; \quad (2.97)$$

*Priimu* , kad  $a=0,1m$

$$f_{ctd} = 0,9MPa.$$

**Veikianti jėga:**

$$v_{ed} - (D_k + 2 \cdot a)^2 \cdot 0,7854 \cdot \sigma_{vid} = 722,43 - (0,4 + 2 \cdot 0,1)^2 \cdot 0,7854 \cdot 597,618 =$$

$$= 553,618kN; \quad (2.98)$$

$$\sigma_{vid} = \frac{v_v}{L \cdot B} = \frac{722,43}{1,1 \cdot 1,1} = 597,618kN; \quad (2.99)$$

$$553,618 < 2170,0kN \quad (2.100)$$

Sąlyga tenkinama

## 2.5.6 Seklaus pamato armavimo skaičiavimas

**Skaičiuojamasis grunto atsparumas:**

$$q_s = \frac{v_d}{L \cdot B} = \frac{722,43}{1,1 \cdot 1,1} = 597,050 \text{ kN/m}^2. \quad (2.99)$$

**Linijinė apkrova:**

$$q^B = q_s \cdot B = 597,050 \cdot 1,1 = 656,755 \text{ kNm}; \quad (2.101)$$

$$q' = q_s = 656,755 \text{ kNm}.$$

**Lenkimo momentas kritiniame pjūvyje, kuris yra prie kolonos briaunos :**

$$M'_V = q' \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4} = q' \cdot \frac{L^2}{8} = 656,755 \cdot \frac{1,1^2}{8} = 99,334 \text{ kNm}; \quad (2.102)$$

$$M_V^B = q^B \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4} = q^B \cdot \frac{L^2}{8} = 656,755 \cdot \frac{1,1^2}{8} = 99,334 \text{ kNm}.$$

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

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,85 - 0,008 \cdot 12}{1 + \frac{430}{500} \left(1 - \frac{0,85 - 0,008 \cdot 12}{1,1}\right)} = 0,588; \quad (2.103)$$

čia  $\omega$  – betono gniuždomosios zonos charakteristika.

$$\omega = \alpha - 0,008 f_{cd};$$

čia:  $\alpha$  – koeficientas, įvertinantis betono rūšį: sunkiajam betonui – 0,85;  $f_{cd}$  – skaičiuotinis betono gniuždomasis stipris, MPa;  $\sigma_{s,lim}$  – armatūros įtempiai, MPa,  $\sigma_{s,lim} = f_{yd}$ ;  $f_{yd}$  – skaičiuotinis armatūros tempiamasis stipris, MPa;  $\sigma_{sc,lim}$  – gniuždomosios zonos armatūros ribiniai įtempiai (kai konstrukcijos gaminamos iš **sunkiojo**, smulkiagrūdžio ir lengvojo betono:  $\sigma_{sc,lim} = 500$  MPa).

**Gniuždomosios zonos aukštis:**

$$x_{eff} = \xi_{lim} \cdot d = 0,588 \cdot 0,4 = 0,20 \text{ m}; \quad (2.104)$$

$$M_C = f_{scd} \cdot A_2 \left( \frac{x_{eff}}{2} - a_2 \right) + f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \left( d - \frac{x_{eff}}{2} \right) - M_{ed} = 0.$$

**Skaičiuotinis lenkimo momentas nuo išorinių apkrovų poveikio:**

$$M_{Ed} = f_{scd} \cdot A_2 \left( \frac{x_{eff}}{2} - a_2 \right) + f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \left( d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 450 \cdot 1,578 \cdot 10^{-4} \cdot \left( \frac{0,20}{2} - 0,1 \right) + 450 \cdot 1,578 \cdot 10^{-4} \cdot \left( 0,4 - \frac{0,20}{2} \right) = 0,108 MPa \cdot m; \quad (2.105)$$

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left( d - 0,5 \cdot x_{eff} \right) + f_{scd} \cdot A_{s2} \cdot \left( d - a_2 \right); \quad (2.106)$$

$$0,108 MPa \cdot m \leq 12 \cdot 1 \cdot 0,20 \cdot \left( 0,40 - 0,5 \cdot 0,20 \right) + 450 \cdot 1,578 \cdot 10^{-4} \cdot \left( 0,40 - 0,1 \right) = 0,371 MPa \cdot m;$$

$$0,108 MPa \cdot m \leq 0,371 MPa \cdot m; \quad (2.106)$$

**Sąlyga tenkinama!**

**$f_{scd}$  skaičiuotinis betono tempiamasis stipris:**

$$f_{scd} = f_{yd} = 450,0 MPa.$$

**Normalinis betono gniuždymo įtempis:**

$$\sigma_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} + f_{scd} \cdot A_{s2}}{A_{s1}} = \frac{12 \cdot 1 \cdot 0,20 + 450,0 \cdot 1,578 \cdot 10^{-4}}{1,578 \cdot 10^{-4}} = 15659,13 MPa. \quad (2.107)$$

## 2.5.7 Gelžbetoninių elementų plyšių atsivėrimo apskaičiavimas

**Normalinių elemento išilginei ašiai plyšių atsivėrimo plotis  $w_k$ , mm, apskaičiuojamas pagal formulę:**

$$\begin{aligned} \omega_k &= \delta \cdot \phi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \rho_1) \cdot \sqrt[3]{\phi} = 1 \cdot 1,20 \cdot 1,3 \cdot \frac{15659,13}{20 \cdot 10^6} \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{16} = \\ &= 0,09 mm; \end{aligned} \quad (2.108)$$

čia:  $\delta = 1,0$  , kai apskaičiuojami lenkiamieji ir ekscentriškai gniuždomieji elementai;  $\eta = 1,3$  , kai yra lygaus paviršiaus strypinė armatūra

$$w_k \leq w_{lim2}; \quad (2.109)$$

$$0,09mm \leq 0,30mm.$$

**Sąlyga tenkinama!**

čia:  $w_{lim2} = 0,30mm$  – kai elementai yra atvirame ore ir grunte (XC2).

### 2.5.8 Neįtemptosios armatūros inkaravimas

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 890 = 623 \approx 625mm \geq l_{b, \min} = 535mm; \quad (2.110)$$

čia:  $l_b$  – bazinis inkaravimo ilgis, mm;  $l_{b, \min}$  – mažiausias inkaravimo ilgis, mm;  $\alpha_1; \alpha_2; \alpha_3; \alpha_4; \alpha_5$  – koeficientai, kurių reikšmės imamos iš STR 2.05.05:2005 31 lentelės.

Mažiausias inkaravimo ilgis  $l_{b, \min}$  imamas:

**tempiamiesiems strypams:**

$$l_{b, \min} = \max \{0,6l_b; 15d, 100mm\} = \max \{0,6 \cdot 890; 15 \cdot 16, 100mm\} = \max \{534; 240; 100mm\} = 534mm \approx 535mm. \quad (2.111)$$

**gniuždomiesiems strypams:**

$$l_{b, \min} > \max \{0,3l_b; 15d, 100mm\} = \max \{0,3 \cdot 890; 15 \cdot 16, 100mm\} = \max \{267; 240; 100mm\} = 267 \approx 270mm. \quad (2.112)$$



**Bazinis inkaravimo ilgis  $l_b$  apskaičiuojamas :**

$$l_b = \frac{d \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{16 \cdot 450,0}{4 \cdot 2,025} = 889 \text{ mm} \approx 890 \text{ mm}. \quad (2.113)$$

**Skaičiuotinis armatūros stipris:**

$$f_{yd} = 450,0 \text{ MPa}.$$

**Armatūros ir betono sąlyčio sankibos ribiniai įtempiai, apskaičiuojami :**

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 2,025 \text{ MPa}; \quad (2.114)$$

čia:  $\eta_1 = 1,0$  – koeficientas, įvertinantis armatūros padėtį betonavimo metu ir sukibimo sąlygas;

$\eta_2 = 1,0$  – koeficientas, įvertinantis strypo skersmens įtaką, kai  $\emptyset \leq 32 \text{ mm}$ .

## 2.6 Sekliojo pamato projektavimas (gruntas – molis)

### 2.6.1 Pamato įgilinimo gylis

Kauno miesto vidutinė mėnesių neigiama temperatūra:

$$t_{vid,12} = -2,3^{\circ}\text{C};$$

$$t_{vid,1} = -5,2^{\circ}\text{C};$$

$$t_{vid,2} = -4,3^{\circ}\text{C};$$

$$t_{vid,3} = -0,4^{\circ}\text{C};$$

$$M_t = -12,2^{\circ}\text{C};$$

Įvertiname sezoninio išalo gylį:

Norminis išalo gylis apskaičiuojamas pagal formulę:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,23 \cdot \sqrt{12,2} = 0,8 \text{ m}; \quad (2.80)$$

čia  $d_0 = 0,23\text{m}$ , išalo gylis, moliams ir priemoliams.

Sezoninio išalo skaičiuojamasis gylis apskaičiuojamas pagal formulę:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 1,1 \cdot 0,8 = 0,88. \quad (2.81)$$

Pamato pado apačios altitudė: vietinė alt.  $0,88+0,8=1,68 \text{ m}$ .

Vidutinio kietumo molis. Vidutinis deformacijų modulis:  $E_s = 21,0 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_{grunt.}=21 \text{ kN/m}^3$  – grunto (molio) tūrinis svoris. Išsamesnę geologiją žr. Priedas Nr.5.

### 2.6.2 Projektavimo būdas DA1 2 derinys

#### Derinys2 A1+M2+R1.

Pamato pado matmenys :  $1,8 \times 1,8 \times 0,8 \text{ m}$ .

**2.8 lentelė** Naudojamų patikimumo koeficientų reikšmės

Patikimumo koef.	Rinkiniai		
	A2	M2	R1
$\gamma_G$	1,0		
$\gamma_Q$	1,3		
$\gamma_{R,v}$			1,0
$\gamma_{\phi'}$		1,25	
$\gamma_{c'}$		1,25	

**Skaičiuojamasis atsparumas ( kai  $V_{d,1}=759,93$  kN)**

$$V_d = V_{d,1} + (V_{grunt.} + V_{Qk.}) \cdot \gamma G = 759,93 + (33,08 + 43,2) \cdot 1,0 = 836,21 \text{ kN}. \quad (2.115)$$

**Skaičiuotinis suminis atsparumo slėgis:**

$$q_{Ed} = \frac{V_d}{B} = \frac{836,21}{1,8} = 464,47 \text{ kPa}. \quad (2.116)$$

**Skaičiuojamasis kerpamasis stipris nedrenuojant:**

$$c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_{cu}} = \frac{45}{1,4} = 32,1 \text{ kPa}. \quad (2.117)$$

**Kerpamojo atsparumo skaičiuojamasis kampas, °:**

$$\varphi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi}\right) = \tan^{-1}(\tan 25/1,25) = 20^\circ. \quad (2.118)$$

**Skaičiuojamasis sankabumas, kPa:**

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = \frac{5}{1,25} = 4 \text{ kPa}. \quad (2.119)$$

**Salgado gylis koeficientas nedrenuojamomis sąlygomis:**

$$d_c = 1 + 0,27 \sqrt{\frac{d}{B}} = 1 + 0,27 \sqrt{\frac{0,8}{1,8}} = 1,20. \quad (2.120)$$

**Salgado formos koeficientas nedrenuojamame grunte:**

$$s_c = 1 + 0,17 \sqrt{\frac{d}{B}} = 1 + 0,17 \sqrt{\frac{0,8}{1,8}} = 1,11. \quad (2.121)$$

**Nedrenuojamojo grunto atsparumas**

**Suminis priekrovos slėgis pamato pado lygyje:**

$$\sigma_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 21 \cdot 0,8 = 16,8 \text{ kPa}. \quad (2.122)$$

**Ribinis saugos atsparumas**

$$q_{ult} = (\pi + 2) \cdot c_{ud} \cdot d_c \cdot s_c + \sigma_{vk,b} = (\pi + 2) \cdot 32,1 \cdot 1,2 \cdot 1,11 + 16,8 = 536,57 \text{ kPa}. \quad (2.123)$$

**Skaičiuojamasis atsparumas:**

$$q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = \frac{536,57}{1,0} = 536,57 \text{ kPa}. \quad (2.124)$$

**Nedrenuojamojo grunto atsparumo patikrinimas:**

$$\Lambda_{GEO, 1} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \frac{464,47}{536,57} = 86,6\%. \quad (2.125)$$

**Skaičiavimai priimtini, nes atsargos koeficientas <100%**

Sąlyga tenkinama, visiems pamatams esantiems ant vidutinio kietumo molio matmenys parenkami tokie patys: 1,8x1,8x0,8m.

### 2.6.3 Pamato nuosėdžių skaičiavimas

Pamatas: 1,8x1,8x0,8m.

Gruntas – molis (silpnas gruntas)

$$E_s = 21,0 \text{MPa};$$

$$\mu_s = 0,5.$$

Grunto deformacijos modulio  $E_s$ , MPa, ir Puasono koeficiento  $\mu_s$  reikšmės imamos pagal grunto tipą (“Seklieji pamatai “4 lentelė)

$$\alpha_r = 0,88;$$

$$m = L/B;$$

$$L = 1,8 \text{ m} - \text{pamato ilgis},$$

$$B = 1,8 \text{ m} - \text{pamato plotas}.$$

**Tamprieji nuosėdžiai:** (projektuojamas pamatas SK.P-2)

$$S_{e(SK.P-2)} = \frac{B \cdot q_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r = \frac{1,8 \cdot 222,81 \cdot 10^3}{21,0 \cdot 10^6} (1 - 0,5^2) \cdot 0,88 = 0,0046 \text{m} = 4,6 \text{mm}; \quad (2.93)$$

$$q_0 = \frac{V_{k(SK.P-2)}}{B \cdot L} - q_d = \frac{836,21}{1,8 \cdot 1,8} - 35,28 = 222,81 \text{kN/m}^2; \quad (2.94)$$

$$V_{k(SK.P-2)} = V_{padas} + V_{grunt.} + V_{k1,} = 33,08 + 43,2 + 759,93 = 836,21 \text{kN}; \quad (2.95)$$

**Konsolidacijos nuosėdžiai:** (projektuojamas pamatas SK.P-2)

Normaliai konsoliduotam moliui  $S_c$ :

$$S_c = \frac{C_c \cdot H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{av}}{p_0}; \quad (2.126)$$

čia:  $p_0$  – efektyvių įtempių molio sluoksnyje vidurkis, prieš pamato įrengimą,  $\Delta p_{av}$  – įtempių prieaugio molio sluoksnyje vidurkis, įrengus pamatą;  $e_0$  – molio sluoksnio pradinis poringumo koeficientas;  $C_c$  – suspaudimo rodiklis;  $H_c$  – molio sluoksnio storis, m.

$$\Delta p_{av} = 0,167(\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b); \quad (2.127)$$

čia:  $\Delta p_t$  – įtempių prieaugis viršutinėje molio sluoksnio dalyje nuo pamato konstrukcijos;  $\Delta p_m$  – įtempių prieaugis molio sluoksnio viduryje nuo pamato konstrukcijos;  $\Delta p_b$  – įtempių prieaugis molio sluoksnio apačioje nuo pamato konstrukcijos.

$$p_0 = 1,88 \cdot 21 + 10 \cdot 21 = 252,0 \text{kN/m}^2. \quad (2.128)$$

Naudojant metodą 2:1

$$\Delta p = \frac{q_0 \cdot B \cdot L}{(B+z)(L+z)}. \quad (2.129)$$

Molio sluoksnio viršus yra gylyje  $z=1,88\text{m}$ , todėl:

$$\Delta p_t = \frac{222,81 \cdot 1,8 \cdot 1,8}{(1,8+1,88)(1,8+1,88)} = 49,99 \text{ kN/m}^2. \quad (2.130)$$

Panašiu būdu randama:

$$\Delta p_m = \frac{222,81 \cdot 1,8 \cdot 1,8}{(1,8+6,88)(1,8+6,88)} = 9,322 \text{ kN/m}^2. \quad (2.131)$$

Tuomet:

$$\Delta p_b = \frac{222,81 \cdot 1,8 \cdot 1,8}{(1,8+11,88)(1,8+11,88)} = \frac{3,790 \text{ kN}}{\text{m}^2}; \quad (2.132)$$

$$\Delta p_{av} = \frac{1}{6}(49,99 + 9,322 + 3,790) = 15,178 \text{ kN/m}^2. \quad (2.133)$$

**Normaliai konsoliduotam moliui  $S_c$ :**

$$S_c = \frac{0,25 \cdot 10}{1+0,35} \log \frac{252+15,178}{2452} = 0,0421 \text{ m} = 42,1 \text{ mm}. \quad (2.134)$$

**Bendri nuosėdžiai:**

$$S = S_e + S_c = 4,6 + 42,1 = 46,7 \text{ mm}; \quad (2.135)$$

$$S_e = 46,7 \text{ mm} < 50 \text{ mm}.$$

Gauti nuosėdžiai, pagal EC 7, neviršija leistinų!

## 2.6.4 Praspaudimas

**Pamato aukštis:**

$$d = \frac{v_{ed}}{0,3 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot D_k \cdot \pi} = \frac{836,21 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right) \cdot 12 \cdot 0,4 \cdot 3,14} = 0,201 \text{ m} \approx 0,21 \text{ m}; \quad (2.96)$$

$$0,21 + \frac{d_{arm.}}{2} + \text{apsauginis sl.} = 0,21 + \frac{0,016}{2} + 0,07 = 0,258 \text{ m} \approx 0,26 \text{ m}.$$

**Skaičiuotinis betono gniuždomasis stipris:**

$$f_{cd} = 12,0 \text{ MPa}.$$

**Atlaikoma jėga:**

$$0,4 \cdot f_{ctd} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} \cdot (D_k + 2 \cdot a) \cdot d \cdot \pi = 0,4 \cdot 0,9 \cdot \frac{2 \cdot 0,21}{0,1} (0,4 + 2 \cdot 0,1) \cdot 0,21 \cdot 3,14 = 0,598 \text{MPa}; \quad (2.97)$$

Priimu , kad a=0,1m

$$f_{ctd} = 0,9 \text{MPa}.$$

### Veikianti jėga:

$$v_{ed} - (D_k + 2 \cdot a)^2 \cdot 0,7854 \cdot \sigma_{vid} = 836,213 - (0,4 + 2 \cdot 0,1)^2 \cdot 0,7854 \cdot 258,09 = 763,237 \text{kN}; \quad (2.98)$$

$$\sigma_{vid} = \frac{v_v}{L \cdot B} = \frac{836,21}{1,8 \cdot 1,8} = 258,09 \text{kN}; \quad (2.99)$$

$$763,267 > 598,0 \text{ kN} \quad (2.100)$$

Sąlyga netenkinama

### Pamato aukštis:

Priimu  $d = 0,40 \text{m}$ ;

$$0,25 + \frac{d_{arm.}}{2} + \text{apsauginis sl.} = 0,40 + \frac{0,016}{2} + 0,07 = 0,50 \text{ m}.$$

### Atlaikoma jėga:

$$0,4 \cdot f_{ctd} \cdot \frac{2 \cdot d}{a} \cdot (D_k + 2 \cdot a) \cdot d \cdot \pi = 0,4 \cdot 0,9 \cdot \frac{2 \cdot 0,4}{0,1} (0,4 + 2 \cdot 0,1) \cdot 0,40 \cdot 3,14 = 2,170 \text{MPa}. \quad (2.97)$$

### Veikianti jėga:

$$v_{ed} - (D_k + 2 \cdot a)^2 \cdot 0,7854 \cdot \sigma_{vid} = 836,21 - (0,4 + 2 \cdot 0,1)^2 \cdot 0,7854 \cdot 258,09 = 763,237 \text{kN}; \quad (2.98)$$

$$\sigma_{vid} = \frac{v_v}{L \cdot B} = \frac{836,21}{1,8 \cdot 1,8} = 258,09 \text{kN}; \quad (2.99)$$

$$763,237 < 2170,0 \text{kN}. \quad (2.100)$$

Sąlyga tenkinama

### 2.6.5 Seklaus pamato armavimo skaičiavimas

**Skaičiuojamasis grunto atsparumas:**

$$q_s = \frac{v_d}{L \cdot B} = \frac{836,21}{1,8 \cdot 1,8} = 258,09 \text{ kN/m}^2. \quad (2.99)$$

**Linijinė apkrova:**

$$q^B = q_s \cdot B = 258,09 \cdot 1,8 = 464,56 \text{ kNm}; \quad (2.101)$$

$$q' = q_s = 464,56 \text{ kNm}.$$

**Lenkimo momentas kritiniame pjūvyje, kuris yra prie kolonos briaunos:**

$$M'_V = q' \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4} = q' \cdot \frac{L^2}{8} = 464,56 \cdot \frac{1,8^2}{8} = 188,147 \text{ kNm}; \quad (2.102)$$

$$M_V^B = q^B \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4} = q^B \cdot \frac{L^2}{8} = 464,56 \cdot \frac{1,8^2}{8} = 188,147 \text{ kNm};$$

$$\xi_{lim} = 0,521.$$

**Gniuždomosios zonos aukštis:**

$$x_{eff} = \xi_{lim} \cdot d = 0,521 \cdot 0,40 = 0,20 \text{ m}; \quad (2.104)$$

$$M_C = f_{scd} \cdot A_2 \left( \frac{x_{eff}}{2} - a_2 \right) + f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \left( d - \frac{x_{eff}}{2} \right) - M_{Ed} = 0;$$

**Skaičiuotinis lenkimo momentas nuo išorinių apkrovų poveikio:**

$$M_{Ed} = f_{scd} \cdot A_2 \left( \frac{x_{eff}}{2} - a_2 \right) + f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \left( d - \frac{x_{eff}}{2} \right) = 450 \cdot 1,578 \cdot 10^{-4} \cdot \left( \frac{0,20}{2} - 0,1 \right) + 450 \cdot 1,578 \cdot 10^{-4} \cdot \left( 0,4 - \frac{0,20}{2} \right) = 0,108 \text{ MPa} \cdot \text{m}; \quad (2.105)$$

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left( d - 0,5 \cdot x_{eff} \right) + f_{scd} \cdot A_{s2} \cdot \left( d - a_2 \right);$$

$$0,108MPa \cdot m \leq 12 \cdot 1 \cdot 0,20 \cdot (0,4 - 0,5 \cdot 0,20) + 450 \cdot 1,578 \cdot 10^{-4} \cdot (0,40 - 0,1) = 0,208MPa \cdot m;$$

$$0,108 MPa \cdot m \leq 0,208MPa \cdot m. \quad (2.106)$$

**Sąlyga tenkinama!**

**$f_{scd}$  skaičiuotinis betono tempiamasis stipris:**

$$f_{scd} = f_{yd} = 450,0MPa.$$

**Normalinis betono gniuždymo įtempis:**

$$\sigma_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} + f_{scd} \cdot A_{s2}}{A_{s1}} = \frac{12 \cdot 1 \cdot 0,20 + 450,0 \cdot 1,578 \cdot 10^{-4}}{1,578 \cdot 10^{-4}} = 15659,125MPa; \quad (2.107)$$

## 2.6.6 Gelžbetoninių elementų plyšių atsivėrimo apskaičiavimas

**Normalinių elemento išilginei ašiai plyšių atsivėrimo plotis  $w_k$ , mm, apskaičiuojamas pagal formulę:**

$$\begin{aligned} \omega_k &= \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \rho_1) \cdot \sqrt[3]{\varphi} = 1 \cdot 1,20 \cdot 1,3 \cdot \frac{15659,125}{20 \cdot 10^6} \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{16} = \\ &= 0,09mm; \end{aligned} \quad (2.108)$$

čia:  $\delta = 1,0$ , kai apskaičiuojami lenkiamieji ir ekscentriškai gniuždomieji elementai;  $\eta = 1,3$ , kai yra lygaus paviršiaus strypinė armatūra

$$w_k \leq w_{lim2};$$

$$0,09mm \leq 0,30mm. \quad (2.109)$$

**Sąlyga tenkinama!**

čia:  $w_{lim2} = 0,30mm$  – kai elementai yra atvirame ore ir grunte (XC2).



## 2.6.7 Neįtemptosios armatūros inkaravimas

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 890 = 623 \approx 625 \text{ mm} \geq l_{b, \min} = 535 \text{ mm}; \quad (2.110)$$

čia:  $l_b$  – bazinis inkaravimo ilgis, mm;  $l_{b, \min}$  – mažiausias inkaravimo ilgis, mm;  $\alpha_1$ ;  $\alpha_2$ ;  $\alpha_3$ ;  $\alpha_4$ ;  $\alpha_5$  – koeficientai, kurių reikšmės imamos iš STR 2.05.05:2005 31 lentelės.

Mažiausias inkaravimo ilgis  $l_{b, \min}$  imamas:

**tempiamiesiems strypams:**

$$l_{b, \min} = \max \{0,6l_b; 15d, 100\text{mm}\} = \max \{0,6 \cdot 890; 15 \cdot 16, 100\text{mm}\} = \max \{534; 240; 100\text{mm}\} = 534 \text{ mm} \approx 535 \text{ mm}. \quad (2.111)$$

**gniuždomiesiems strypams:**

$$l_{b, \min} > \max \{0,3l_b; 15d, 100\text{mm}\} = \max \{0,3 \cdot 890; 15 \cdot 16, 100\text{mm}\} = \max \{267; 240; 100 \text{ mm}\} = 267 \approx 270 \text{ mm}. \quad (2.112)$$

**Bazinis inkaravimo ilgis  $l_b$  apskaičiuojamas :**

$$l_b = \frac{d \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{16 \cdot 450,0}{4 \cdot 2,025} = 889 \text{ mm} \approx 890 \text{ mm}. \quad (2.113)$$

**Skaičiuotinis armatūros stipris:**

$$f_{yd} = 450,0 \text{ MPa}.$$

**Armatūros ir betono sąlyčio sankibos ribiniai įtempiai, apskaičiuojami :**

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 2,025 \text{ MPa}; \quad (2.114)$$

čia:  $\eta_1 = 1,0$  – koeficientas, įvertinantis armatūros padėtį betonavimo metu ir sukibimo sąlygas;

$\eta_2 = 1,0$  – koeficientas, įvertinantis strypo skersmens įtaką, kai  $\emptyset \leq 32$  mm.

## 2.7 Tiriamoji dalis

### 2.7.1 Nuosėdžių skaičiavimo metodai

Suminis pamato nuosėdis  $s$  sankibiuosiuose ir biriuosiuose gruntuose gali būti nustatytas taikant įtempių ir deformacijų skaičiavimo metodą [1]:

- skaičiuojant įtempių pasiskirstymą grunte apkrovus pamatą, tai gali būti atlikta pagal tamprumo teoriją ir laikantis prielaidos, kad gruntas yra homogeninis, izotropinis ir kad galioja tiesinis įtempių pasiskirstymas pamato pade;

- skaičiuojant pagrindo deformacijas nuo grunte veikiančių įtempių ir naudojant standumo modulio vertes arba kitas įtempių ir deformacijų priklausomybes, nustatytas laboratoriniais tyrimais (prieš tai nustačius koreliaciją su lauko bandymais) arba lauko bandymais. Standumo modulio samprata pateikta nagrinėti liaunus pamatus;

- sumuojant vertikaliąsias deformacijas, kurios kinta atsižvelgiant į nagrinėjamo taško gylį po pamato padu. Taikant įtempių ir deformacijų metodą turi būti parinktas pakankamas skaičius taškų pagrinde po pamatu ir apskaičiuoti įtempiai bei deformacijos šiuose taškuose.

2.7.2 – 2.7.6 poskyriuose pateikiami metodai, kurie dažnai taikomi skaičiuojant pamatų nuosėdžius.

### 2.7.2 Grunto vienmatės deformacijos metodas

Pamato nusėdimą vienmatės deformacijos metodu galima skaičiuoti, kai normaliniai vertikalieji įtempiai per visą suspaudžiamo grunto storį yra pastovūs, jų diagrama – stačiakampė. Ši sąlyga bus įvykdyta, kai galios sąlyga [1]:

$$H_c < 0.5b; \quad (2.136)$$

čia  $b$  – pamato plotis, m;  $H_c$  – deformuojamo sluoksnio storis.

Gruntas tokiu atveju deformuojasi tik vertikalčiai dėl to, kad sumažėja porų tūris, nes skersai deformuotis jis negali. Toks grunto deformavimosi atvejis atitinka tyrimą odometru. Pamato nusėdimas  $s$  randamas [1]:

$$s = H_c \frac{e - e_1}{1 + e}; \quad (2.137)$$

čia  $e$  ir  $e_1$  – natūralaus ir deformuoto grunto poringumo koeficientai;  $H_c$  – deformuojamo sluoksnio storis, šiuo atveju sluoksnio storis nuo apkrovos pridėjimo paviršiaus iki nesuspaudžiamo grunto kraigo (2.19 pav.).

Kadangi:

$$e - e_1 = m_0(\sigma_1 - \sigma) = m_0\sigma_{zp0}; \quad (2.138)$$

čia  $\sigma_{zp0}$  – papildomi įtempiai, nuo kurių skaičiuojami nuosėdžiai,  $\text{kN/m}^2$ ,  $m_0$  – spūdos koeficientas.

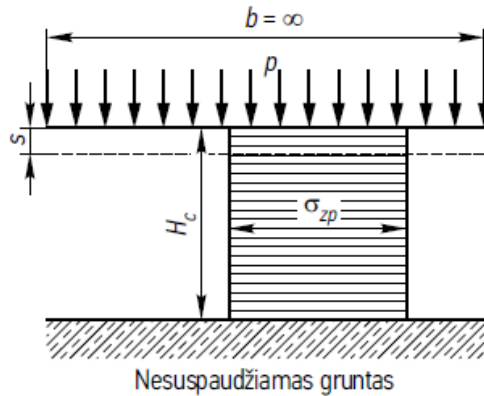
Dabar  $s$ :

$$s = H_c m_0 \frac{\sigma_{zp0}}{1+e}; \quad (2.139)$$

$$s = H_c m_v \sigma_{zp0} = \beta H_c \frac{\sigma_{zp0}}{E}; \quad (2.140)$$

$$\sigma_{zp0} = \frac{F}{A}; \quad (2.141)$$

čia  $m_v$  – tūrio spūdos koeficientas;  $\beta$  – koeficientas, kuriuo įvertinama grunto skersinė deformacija;  $E$  – tamprumo modulis, MPa.



2.19 pav. Skaičiuojamoji schema vienmatės deformacijos metodui [1]

2.9 lentelė  $\beta$  koeficiento reikšmės

Gruntas	$\beta$ reikšmės
Smulkus ir dulkingas smėlis	0,8
Smėlis molingasis (priesmėlis)	0,7
Molis dulkingas, smėlingas( priemolis)	0,5
Molis	0,4

### 2.7.3 Tampriųjų deformacijų metodas

Kai pagrindą sudaro vienalytis gruntas, nuosėdziams skaičiuoti galima taikyti tampriųjų deformacijų metodą, kuris pagrįstas tiesiškai deformuojamo izotropiško puserdvio teorija. Skaičiuojant pamato nusėdimą tampriųjų deformacijų metodu, nereikia žinoti pagrindo deformacijų zonos storio, nes teoriškai deformuojasi visas puserdvis. Paviršiaus taško, kurio koordinatės  $x, y$ , nusėdimas, kai paviršiuje pridėta išskirstytoji apkrova  $p = f(\xi; \eta)$ , skaičiuojamas sumuojant taško vertikaliuosius poslinkius nuo elementarių koncentruotų jėgų  $dF = f(\xi; \eta)d\xi d\eta$  pridėtų tam tikrame paviršiaus plote [1]:

$$s = \frac{(1-\nu^2)}{\pi E} \iint_A \frac{f(\xi; \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}}. \quad (2.142)$$

Integralinės lygties sprendinius apskrito ir stačiakampio pado formos pamatams galima pateikti bendra išraiška [1]:

$$s = (1 - \nu^2) \omega' \sqrt{A} \frac{\sigma_{zp0}}{E}; \quad (2.143)$$

čia  $A$  – pamato pado plotas,  $m^2$ ;  $\omega'$  – koeficientas, priklausantis nuo pamato standumo ir taško, kurio nuosėdis skaičiuojamas, padėties po pamato padu;  $\nu$  – Puasono koeficientas;  $E$  – tamprumo modulis, MPa;  $\sigma_{zp0}$  – papildomi įtempiai pridėti puserdvio paviršiuje.

Pažymėjus pamato kraštinių santykį  $\eta = l/b$  plotas  $A = lb = \eta b^2$ ,  $\omega = \omega' \sqrt{\eta}$ .

Tada (2.143) galime pakoreguoti į:

$$s = (1 - \nu^2) \omega b \frac{\sigma_{zp0}}{E}. \quad (2.144)$$

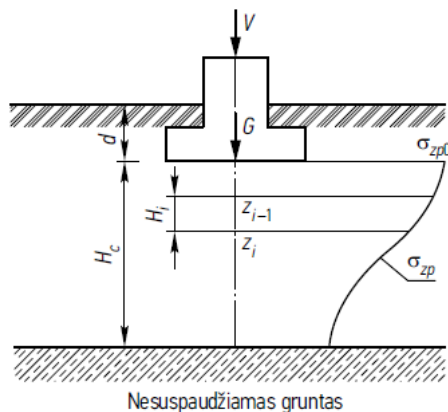
**2.10 lentelė.** Pamato formos ir standumo koeficiento  $w$  vertės [1].

$\eta = \frac{l}{b}$	w koeficiento reikšmės			
	Liauno pamato kampinio taško	Liauno pamato centrinio taško	Liauno pamato vidutiniam nuosėdziui	Standaus pamato vidutiniam nuosėdziui
Apskritimas	0,64	1,00	0,85	0,79
1	0,56	1,12	0,95	0,88

2	0,77	1,53	1,30	1,22
3	0,89	1,78	1,53	1,44
4	0,98	1,96	1,70	1,51
5	1,05	2,10	1,83	1,72
10	1,25	2,58	2,25	2,12

#### 2.7.4 Riboto storio sluoksnio metodas

Kai po pamatu slūgsančio suspaudžiamo grunto sluoksnis plonesnis negu pagrindo deformacijų zonos storis ar pamato matmenys dideli, taikomas riboto storio sluoksnio metodas. Nesuspaudžiamu gruntu galima vadinti tokį gruntą, kurio tamprumo modulis  $E \geq 100$  MPa, taip pat tai gali būti uoliena. Pagal riboto storio sluoksnio metodą skaičiuojami ir didelių pamatų, kurių pado plotis ar skersmuo didesnis kaip 10 m, o pagrindas sudarytas iš gruntų, kurių tamprumo modulis  $E \geq 10$  MPa, nusėdimai. Metodas pateiktas SN ir T2.02.01-83. Skaičiuojant šiuo metodu didelių matmenų pamatams, pagrindo deformacijų zonos storis  $H_c$  lygus suspaudžiamo grunto po pamatu sluoksnio storiui [1]:



2.20 pav. Skaičiuojamoji schema riboto storio sluoksnio metodui [1]

$$H_c = (H + k_b b) k_a; \quad (2.145)$$

čia  $H_0$  – sąlyginis pagrindo deformacijų zonos storis;  $k_a$  – koeficientas (2.11 lent.), kuriuo įvertinama pagrindui perduodamos apkrovos intensyvumo įtaka pagrindo deformacijų zonos storiui. Jis priklauso nuo vidutinių įtempių po pamato padu  $\sigma_{zp0}$ ;  $k_b$  – koeficientas (2.12 lent.), rodantis pamato pločio įtaką pagrindo deformacijų zonos storiui.

**2.11 lentelė** Koeficiento  $k_a$  vertės (SN ir T 2.02.01-83)[1]

$\sigma_{zp0}$ , MPa	0,1	0,5
$k_a$	0,8	1,2

Tarpinės  $k_a$  koeficiento reikšmės randamos tiesiškai interpoliuojant.

**2.12 lentelė.** Koeficiento  $k_b$  vertės (SN ir T 2.02.01-83)[1]

Gruntas	$H_0$	$k_b$
Smėlis	6	0,10
Molis	9	0,15

Kai po pamatu slūgso smėliniai ir moliniai gruntai, pagrindo deformacijų zonos storis:

$$H_c = H_{c,s} + \frac{\sum_{i=1}^n h_{c,i}}{3}; \quad (2.146)$$

čia  $H_{c,s}$  – pagrindo deformacijų zonos storis, apskaičiuotas pagal (2.145) formulę, kai pagrindą sudaro tik smėlis;

$\sum_{i=1}^n h_{c,i}$  – molinių gruntų sluoksnių suminis storis pagrindo deformacijų zonos storyje  $H_c$ , surastame pagal (2.145) formulę, kai pagrindą sudaro tik moliniai gruntai.

Kai suspaudžiamas gruntas po pamatu sudarytas iš keleto sluoksnių, pamato nusėdimas:

$$s = \frac{k_c \sigma_{zp0} b}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}; \quad (2.147)$$

čia  $b$  – stačiakampio pamato pado plotis arba apskrito pamato skersmuo, m;  $\sigma_{zp0}$  – vidutinis įtempis po pamato padu, kN/m<sup>2</sup>;  $n$  – suspaudžiamo grunto po pamatu sluoksnių, kurių tamprumo moduliai skirtingi, skaičius;  $E_i$  – atskirų gruntų sluoksnių tamprumo modulis, MPa.

Koeficientas  $k_c$  (2.13 lent.) rodo apatinio nesuspaudžiamo grunto sluoksniu įtaką įtempių sklidimui viršutiniame suspaudžiamo grunto sluoksnyje. Jo reikšmės priklauso nuo suspaudžiamo grunto sluoksniu santykinio storio [1]:

Stačiakampiems pamatams:

$$\xi' = \frac{2H_c}{b}; \quad (2.148)$$

Apskritiems pamatams:

$$\xi' = \frac{H_c}{b}. \quad (2.149)$$

**2.13 lentelė. Koeficiento  $k_c$  vertės (SNirT 2.02.01-83) [1]**

	$\xi' \leq 5$	$0,5 < \xi' \leq 1$	$1 < \xi' \leq 2$	$2 < \xi' \leq 3$	$3 < \xi' \leq 5$	$\xi' > 5$
$k_c$	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0

Koeficientas  $k_m$  priklauso nuo suspaudžiamo grunto tamprumo modulio. Kai  $E < 10$  MPa,  $k_m = 1$ . Kai tamprumo modulis  $E \geq 10$  MPa, koeficiento reikšmės priklauso nuo pamato pločio (žr. 2.14 lent.) [1].

**2.14 lentelė. Koeficiento  $k_m$  vertės (SNirT 2.02.01-83) [1]**

Pamato plotis $b$	$< 10$ m	$10 < b \leq 15$ m	$> 15$ m
$k_m$ koeficientas	1,00	1,35	1,50

Įtempių sklidimo koeficientai  $k_i$  ir  $k_{i-1}$  ir skaičiuojami taškams kiekvieno sluoksnio apačioje ir viršuje. Jų reikšmės priklauso nuo pamato pado formos, stačiakampiems pamatams nuo santykio  $\eta = l/b$  ir taško, kuriame skaičiuojami įtempiai santykinio gylio žemiau pamato pado  $\xi = 2z/b$ , kai pamatas stačiakampis, ir  $\xi = z/r$ , kai apskritas [1]. Šie koeficientai pateikti [1] knygos 2.7 lent.

Kai suspaudžiamas po pamatu gruntas yra vienalytis, pamato nusėdimas skaičiuojamas pagal šią formulę [1]:

$$s = \frac{k k_c b \sigma_{zp0}}{k_m E}; \quad (2.150)$$

čia  $k$  – įtempių sklidimo koeficientas suspaudžiamo grunto sluoksnio apačioje, gylyje  $z = Hc$  žemiau pamato pado, randamas [1] knygos 3.7 lent.

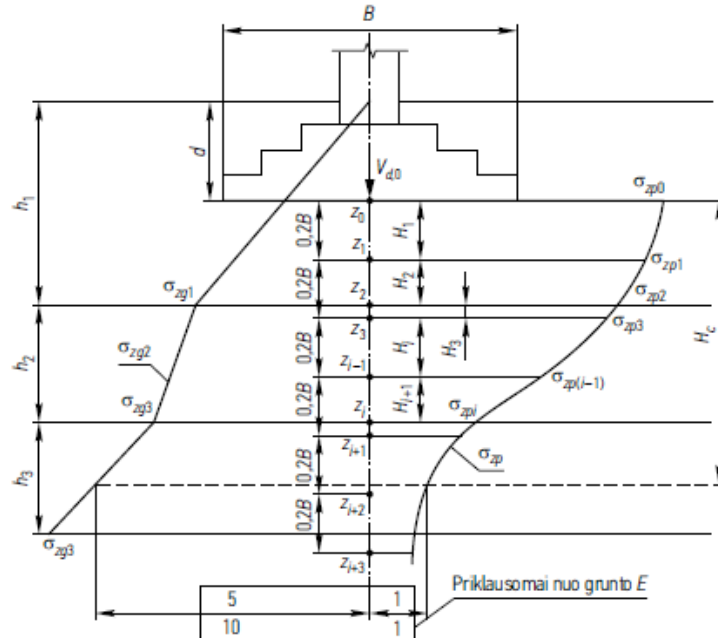
**2.7.5 Sumavimo metodas**

Sumavimo metodas taikomas pamatų, kurių pado plotis ar skersmuo ne didesnis nei 10 m, nusėdimui skaičiuoti bet kokiomis geotechninėmis sąlygomis, išskyrus atvejį, kai pagrindo deformacijų zonoje slūgso gruntas, kurio tamprumo modulis  $E \geq 100$  MPa. Sumavimo metodu galima skaičiuoti ir didesnių pamatų, kurių pado plotis ar skersmuo didesni nei 10 m, jeigu pagrindą sudaro gruntai, kurių tamprumo modulis  $E < 10$  MPa [1].



Pamato nusėdį skaičiuojant sumavimo metodu, reikia nustatyti pagrindo deformacijų zonos gylį. Tuo tikslu sudaromos dvi grunto įtempių diagramos pamato ašiniame pjūvyje (žr. 2.21 pav.):

- įtempių nuo grunto svorio;
- papildomų įtempių nuo pamato apkrovos [1].



**2.21 pav.** Sekliojo pamato nusėdimo skaičiavimo sumavimo metodu skaičiuojamoji schema[1]

Įtempių nuo grunto svorio diagramos ordinatės skaičiuojamos kiekvieno sluoksnio apačioje pagal formulę [1]:

$$\sigma_{zgn} = \sigma_{zg(n-1)} + \gamma_{d,n} \cdot h_n; \quad (2.151)$$

čia  $\sigma_{zgn}$  ir  $\sigma_{zg(n-1)}$  – įtempiai nuo grunto svorio  $n$  ir  $n-1$  sluoksnio apačioje;  $\gamma_{d,n}$  –  $n$ -tojo sluoksnio grunto skaičiuojamasis svorio tankis;  $h_n$  –  $n$ -tojo sluoksnio storis.

Smėlių ir priesmėlių po vandeniū svorio tankis imamas atsižvelgiant į vandens atsveriantį poveikį [1]:

$$\gamma_{sb} = \frac{\rho_s - 1}{1 + e} g; \quad (2.152)$$

čia  $\gamma_s$  – grunto kietųjų dalelių tankis;  $e$  – grunto poringumo koeficientas;  $g$  – laisvojo kritimo pagreitis.

Papildomi įtempiai pamato pado lygyje:

$$\sigma_{zp0} = \sigma_{d,0} - \tau_{zg0} = \frac{V_{d,0}}{A} - \gamma'_d d; \quad (2.153)$$

čia  $\sigma_{zp0}$  – įtempiai nuo grunto pamato pado lygyje;  $\sigma_{d,0}$  – įtempiai po pamato padu;  $V_{d,0}$  – didžiausia iš visų apkrovimo variantų skaičiuojamoji ašinė jėga pamato pado lygyje;  $A$  – pamato pado plotas;  $\gamma'_d$  – grunto virš pamato pado lygio svorio tankio skaičiuotinė vertė, įvertinus vandens atsveriantį poveikį;  $d$  – pamato gylis. Papildomi įtempiai pamato pado lygyje, kai pamato plotis  $b \geq 10$  m imamas:

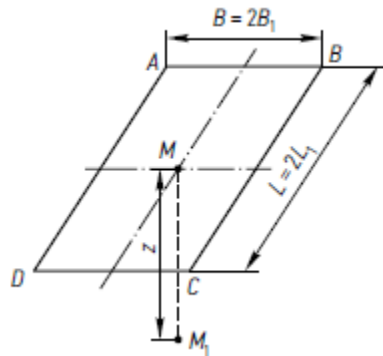
$$\sigma_{zp0} = \frac{V_{d,0}}{A}. \quad (2.154)$$

Papildomų įtempių epiūrai sudaryti gruntas po pamatu dalijamas į  $0,2b$  storio sluoksnelius. Jeigu tame storyje keičiasi tamprumo modulis ar kitos grunto charakteristikos, tada jis dalijamas į papildomus sluoksnelius. Kiekvieno jų apačioje, gylyje  $z_i$  žemiau pamato pado, skaičiuojami papildomi įtempiai [1].

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zp0} \frac{2}{\pi} \left( \frac{L_1 B_1 z (L_1^2 + B_1^2 + 2z^2)}{D(D^2 z^2 + L_1^2 B_1^2)} + \arcsin \frac{L_1 B_1}{\sqrt{L_1^2 + z^2} \sqrt{B_1^2 + z^2}} \right). \quad (2.155)$$

Čia

$$D^2 = L_1^2 + B_1^2 + z^2. \quad (2.156)$$



**2.22 pav.** Papildomų įtempimų skaičiavimo pagal (2.144) schema [1]

Papildomi įtempiai gali būti apskaičiuojami pagal [1] 2.8 lent. pateiktus koeficientus

$$\sigma_{zp} = k \sigma_{zp0}; \quad (2.157)$$

čia  $k$  – įtempių sklidimo koeficientas, randamas knygos "Pamatai ir pagrindai" 3.8 lentelėje pagal pamato pado kraštinių santykį  $\eta = L/B$  ir taško santykinę gylį  $\zeta = 2z/B$ .

Skaičiuojant sumavimo metodu, pagrindo deformacijų zonos apatinė riba yra tame gylyje, kuriame jau tenkinama sąlyga [1]:

- $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ , kai tame gylyje grunto  $E \geq 5$  MPa;
- $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$ , kai tame gylyje ar arti jo grunto  $E < 5$  MPa.

Kiekvieno sluoksnelio suspaudimas skaičiuojamas pagal vidutinius papildomus įtempius sluoksnyje [1]:

$$s_i = \frac{(\sigma_{zp(i-1)} + \sigma_{zpi})}{2} \cdot \frac{H_i}{E_i}; \quad (2.158)$$

čia  $H_i$  – sluoksnelio storis;  $E_i$  – sluoksnelio tamprumo modulis;  $\sigma_{zp(i-1)}$  ir  $\sigma_{zpi}$  – papildomi grunto įtempiai nuo pastato apkrovos sluoksnelio viršuje ir apačioje.

Visas pamato nusėdimas gaunamas susumavus sluoksnelių suspaudimus per visa pagrindo deformacijų zonos storį [1]:

$$s = 0,8 \sum_{i=1}^n s_i; \quad (2.159)$$

čia 0,8 – skaičiavimo metodo bedimensis dydis, atsiradęs dėl supaprastintos skaičiuojamosios schemas.

Sumavimo metodas, kaip tamprumo teorijos metodas, gali būti taikomas tik tuo atveju, jeigu įtempiai yra tokie, kad grunte neatsiranda reikšmingų šlyties deformacijų, ir jeigu įtempių bei deformacijų priklausomybė grunte yra tiesinė [1].

## 2.7.6 Šmertmano metodas

Tamprumo modulis  $E'$ , nusakantis grunto deformuojamumą nustatomas pagal kūgio penetracijos tyrimu gautą kūginį stiprį  $q_c$ . Simetrinės formos (apskritimo formos ir kvadratinių) pamatų [1]:

$$E' = 2,5q_c; \quad (2.160)$$

juostinių (stačiakampių) pamatų:

$$E' = 3,5q_c. \quad (2.161)$$

Pamato, kai gruntas po padu vienalytis, nusėdis  $s$  nuo pamato papildomo slėgio  $\sigma_{zp0}$  išreiškiamas taip [1]:

$$s = \frac{C_1 C_2}{C_3} \sigma_{zp0} \int_0^z \frac{l_{zp}}{E'} dz. \quad (2.162)$$

Čia

$$C_1 = 1 - 0,5 \left( \frac{\sigma_{z g0}}{\sigma_{zp0}} \right); \quad (2.163)$$

$$C_2 = 1,2 + 0,2lgt; \quad (2.164)$$

čia  $\sigma_{z g0}$  – efektyvusis vertikalusis įtempis nuo grunto svorio pamato pado lygyje;  $t$  – laikas metais;  $C_3$  – koregavimo faktorius, atsižvelgiant į sekliojo pamato pado formą:

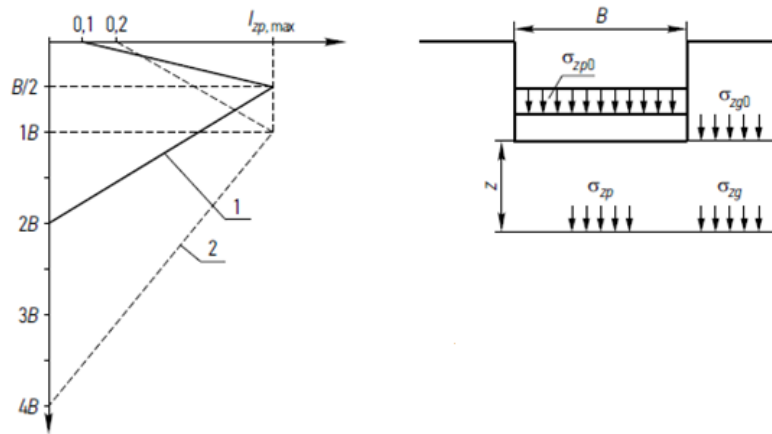
1,25 – esant kvadratiniais pamatams;

1,75 – esant juostiniams pamatams,

kai  $L > 10B$ ;  $I_{zp}$  – vertikaliosios deformacijos įtakos faktorius. Simetrinių apskrito ir kvadratinio bei juostinio pamatų [1]  $I_{zp}$  parodytas 2.16 pav.

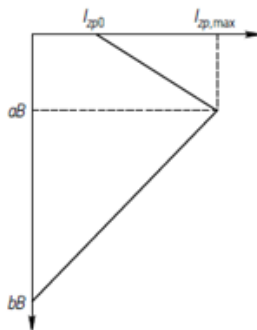
$$I_{zp,max} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma_{zp0}}{\sigma_{zg}}}; \quad (2.165)$$

čia  $\sigma_{zp0}$  – papildomi įtempiai pamato pado lygyje;  $\sigma_{zg}$  – grunto įtempiai gilyje  $z$ , kuriame vertikalios deformacijos faktorius lygus  $I_{zp,max}$ .



**2.23 pav.** Deformacijos įtakos faktoriaus diagramos: 1- simetrinio pamato  $L/B=1$ , 2- juostinio pamato  $L/B>10$ ,  $z$ - gylis, kuriame  $I_{zp}$  pasiekia didžiausiąją reikšmę  $I_{zp,max}$  [1]

Apskritų ir kvadratinų pamatų  $I_{zp}$  kinta tiesiškai nuo 0,1 pamato pado lygyje iki  $I_{zp,max}$  didžiausiosios reikšmės  $B/2$  gilyje ir  $2B$  gilyje (matuojant nuo pamato pado lygio) deformacijų įtakos koeficientas sumažėja iki 0. Juostinių pamatų  $I_{zp}$  kinta tiesiškai nuo 0,2 pamato pado lygyje iki  $I_{zp,max}$  didžiausiosios reikšmės  $B$  gilyje ir  $4B$  gilyje (matuojant nuo pamato pado lygio) sumažėja iki 0. Stačiakampių pamatų, kurių  $L < 10B$ , deformacijų įtakos koeficientas randamas tiesiškai interpoliuojant tarp reikšmių, skirtų apskritiems ir kvadratiniais pamatams bei juostiniams pamatams pagal ilgio ir pločio santykį. Knygos "Pamatai ir pagrindai" 2.9 lentelėje pateikti koeficientai, kuriais remiantis galima nubraižyti deformacijų įtakos koeficiento priklausomybę nuo gylis, pamatams, kurių  $1 \leq L/B \leq 10$  [1].



**2.24 pav.** Deformacijos įtakos faktoriaus diagram, kai  $1 \leq L/B \leq 10$  [1]

Esant sluoksniuotiems gruntams, kad būtų gauti tikslūs rezultatai, reikėtų gruntą po pamato padu suskirstyti į sluoksnelius, kuriuose yra pastovus tamprumo modulis, o deformacijų įtakos faktorius nuo gylio priklauso tiesiškai. Tada pamato nuosėdis lygus [1]:

$$s = \frac{c_1 c_2}{c_3} (\sigma_{z p 0} - \sigma_{z g 0}) \sum_{i=1}^n \frac{I_{z p, i} \Delta h_i}{E_i'}; \quad (2.166)$$

čia  $I_{z p, i}$  – deformacijų įtakos faktoriaus reikšmė viduriniame sluoksnelio taške;  $\Delta h_i$  – sluoksnelio storis, m;  $E_i$  – sluoksnelio tamprumo modulis, MPa.

### 2.7.7 Skaičiavimai

Pamato plokštės matmenys: 1,1x1,1x0,5 m.(kai pamatas projektuojamas ant smėlio); 1,8x1,8x0,5m ( kai pamatas projektuojamas ant molio). Pamatas projektuojamas iš C20/25klasės betono. Nuosėdžio skaičiavimai atliekami pagal skirtingas metodikas, keičiant vertikalios apkrovos dydį, bei grunto savybes. Naudojamos vertikalios akrovos F: 168,66kN, 374,82kN, 759,93kN, jos gautos projektuojant daugiafunkcinį pastatą „Autodesk Robot Struktural Analysis 2017“ programa. Nuosėdžių skaičiavimai atlikti pagal šiuos metodus: grunto vienmatės deformacijos , tampriųjų deformacijų , riboto storio sluoksniu metonais.

Gautieji nuosėdžiai palyginami su gautais nuosėdžiais ankstesniuose skaičiavimuose.

#### Grunto vienmatės deformacijos metodas:

$$H_c = 0,5 < 0,5 \cdot b = 0,5 \cdot 1,1 = 0,55 \text{ (smėlis);} \quad (2.136)$$

$$H_c = 0,5 < 0,5 \cdot b = 0,5 \cdot 1,8 = 0,9 \text{ (molis);}$$

Papildomi įtempiai, nuo kurių skaičiuojami nuosėdžiai:

$$\sigma_{zp0,1} = \frac{F}{A} = \frac{759,93}{1,1 \cdot 1,1} = 628,04 \frac{kN}{m^2}; \quad (2.141)$$

$$\sigma_{zp0,2} = \frac{F}{A} = \frac{759,93}{1,8 \cdot 1,8} = 234,55 \frac{kN}{m^2};$$

Pamato nuosėdžiai (kai gruntas – smulkus ir dulkinas smėlis):

$$s_1 = \beta H_c \frac{\sigma_{zp0,1}}{E} = 0,8 \cdot 0,55 \cdot \frac{628,04}{40 \cdot 10^3} = 0,0069 \text{ m}; \quad (2.140)$$

Pamato nuosėdžiai (kai gruntas – molis dulkingas, smėlingas (priemolis)):

$$s_2 = \beta H_c \frac{\sigma_{zp0,2}}{E} = 0,4 \cdot 0,9 \cdot \frac{234,55}{21 \cdot 10^3} = 0,004 \text{ m}. \quad (2.140)$$

### Tampriųjų deformacijų metodas

Papildomi įtempiai, nuo kurių skaičiuojami nuosėdžiai:

$$\sigma_{zp0,1} = 628,04 \frac{kN}{m^2}; \quad (2.141)$$

$$\sigma_{zp0,2} = 234,55 \frac{kN}{m^2};$$

Pamato nuosėdžiai (kai gruntas – purieji smėliai, drenuotomis sąlygomis):

$$s_1 = (1 - \nu^2)wb \frac{\sigma_{zp0,1}}{E} = (1 - 0,339^2)0,88 \cdot 1,1 \cdot \frac{628,04}{40 \cdot 10^3} = 0,013 \text{ m}; \quad (2.144)$$

Pamato nuosėdžiai (kai gruntas – moliai, drenuotomis sąlygomis):

$$s_2 = (1 - \nu^2)wb \frac{\sigma_{zp0,2}}{E} = (1 - 0,5^2)0,88 \cdot 1,8 \cdot \frac{234,55}{21 \cdot 10^3} = 0,013 \text{ m}. \quad (2.144)$$

### Riboto storio sluoksnio metodas:

Papildomi įtempiai, nuo kurių skaičiuojami nuosėdžiai:

$$\sigma_{zp0,1} = 628,04 \frac{kN}{m^2}; \quad (2.141)$$

$$\sigma_{zp0,2} = 234,55 \frac{kN}{m^2}.$$

Kai gruntas- smėliai:

$$H_{c,1} = (H + k_b b)k_{a,2} = (6 + 0,10 \cdot 1,1) \cdot 1,2 = 7,332 \text{ m}; \quad (2.145)$$

Kai gruntas-moliai:

$$H_{c,2} = (H + k_b b)k_{a,2} = (9 + 0,15 \cdot 1,8) \cdot 1,2 = 11,12 \text{ m}; \quad (2.145)$$

Stačiakampiems pamatams, suspaudžiamo grunto sluoksnio santykinis storis :

$$\xi'_1 = \frac{2H_{c,1}}{b} = \frac{2 \cdot 7,332}{1,1} = 13,33; \quad (2.148)$$

$$\xi'_2 = \frac{2H_{c,2}}{b} = \frac{2 \cdot 11,11}{1,8} = 12,36;$$

Kadangi abiem atvejais  $\xi'_1, \xi'_2 > 5$ , tai  $k_c = 1,0$

$k_m = 1,00$ , nes pamato plotas  $b < 10m$

$k = 0,70$  (gruntas – smėlis),

$k = 0,50$  (gruntas – molis),

Kai gruntas – smėlis:

$$s_1 = \frac{kk_c b \sigma_{zp0,1}}{k_m E} = \frac{0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 628,04}{1,0 \cdot 40 \cdot 10^3} = 0,0086m; \quad (2.150)$$

Kai gruntas – molis:

$$s_2 = \frac{kk_c b \sigma_{zp0,2}}{k_m E} = \frac{0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 234,55}{1,0 \cdot 21 \cdot 10^3} = 0,0100m; \quad (2.150)$$

**2.15 lentelė** Seklaus pamato nuosėdžiai, kai gruntas smėlis ir molis

Nuosėdžių skaičiavimo metodas	Nuosėdžiai s, mm					
	Seklieji pamatai					
	Pamatas : 1,1x1x1x0,5 m (gruntas – smėlis)			Pamatas : 1,8x1,8x0,5 m (gruntas – molis)		
	F1=168,66kN	F2=374,82kN	F3=759,93kN	F1=168,66kN	F2=374,82kN	F3=759,93kN
<i>Grunto vienmatės deformacijos metodas</i>	1,5	3,4	6,9	0,9	2,0	4,0
<i>Tampriųjų deformacijų metodas</i>	3,0	6,6	13,5	3,0	6,5	13,3
<i>Riboto storio sluoksnio metodas</i>	1,9	4,3	8,6	2,2	5,0	10,05
<b><i>Pirminiai nuosėdžiai + konsolidacijos</i></b>	<b>1,6</b>	<b>3,2</b>	<b>6,1</b>	<b>8,2</b>	<b>21,89</b>	<b>46,7</b>

**Pastaba:** Programinėje įrangoje „Robot Structural Analysis Professional 2017“ nustatomi pamatų nuosėdžiai, kurie buvo gauti nuosėdžius skaičiuojant pagal paskutinį metodą (kai gruntas smėlis – įvertinami tik pirminiai (tamprieji) nuosėdžiai; kai gruntas molis – pirminiai (tamprieji) sumuojami su konsolidacijos nuosėdžiais. Iš naujo perskaičiuojamas pastato rėminių konstrukcijų erdvinis modelis. Pagal naujai gautas įrašas projektuojamos tos pačios konstrukcijos (kolonos, rygeliai) kaip ir pirmuoju atveju, kai nebuvo įvertinti pamatų nuosėdžiai. Kadangi skaičiavimų metodika ta pati, skiriasi tik įrašos, tolimesni skaičiavimai dedami į priedus ( žr. .Prieduose Nr. 1-3).



## Rezultatai

Rezultatai gauti skaičiuojant rėmines konstrukcijas (kolonas, rygelius), pirmu atveju – neįvertintus pamatų nuosėdžių ir antru atveju – įvertintus nuosėdžius, pateikiami 2.16 – 2.18 lentelėse.

**2.16 lentelė.** Projektuojamos kolonos

	Kolonų matmenys: hxb , m	Kolonų ilgis L, m	Maksimali išilginė jėga N <sub>Ed</sub> , kN	Maksimalus lenkimo momentas M <sub>Ed</sub> , kNm
Neįvertintus pamatų nuosėdžių	0,4x0,4	9,5	759,93	54,97
Įvertintus pamatų nuosėdžius			668,46	95,57
Neįvertintus pamatų nuosėdžių	0,5x0,3	11,7	419,70	73,64
Įvertintus pamatų nuosėdžius			412,12	69,97

**2.17 lentelė.** Projektuojamų kolonų armavimas

	Kolonų matmenys: hxb , m	Armatūra	Armatūra: vnt, Ø	$A_{s1} = A_{s1}, cm^2$	$A_{s,reik}, cm^2$
Neįvertintus pamatų nuosėdžių	(0,4x0,4)	Išilginė armatūra:	2Ø16	4,02	0,00
Įvertintus pamatų nuosėdžius					4,00
Neįvertintus pamatų nuosėdžių	(0,5x0,3)	Išilginė armatūra:			1,05
Įvertintus pamatų nuosėdžius					0,83
Abiem atvejais	(0,4x0,4 ir 0,5x0,3)	Skersinė armatūra:	Ø8	0,503	

2.18 lentelė. Projektuojami rygeliai, jų armavimas

	Išilginė armatūra		Skirtumas	Skersinė armatūra	
	vnt; Ø	$A_s, \text{cm}^2$	$A_{s,stand.} - A_{s,nuos.}, \text{cm}^2$	vnt; Ø	$A_s, \text{cm}^2$
I tarpatramyje (nuosėdžiai neįvertinti)	4Ø18	10,18	-0,77	Ø8	0,503
I tarpatramyje (nuosėdžiai įvertinti)	2Ø22	7,6			
II tarpatramyje (nuosėdžiai neįvertinti)	4Ø22	15,20	-5,38		
II tarpatramyje (nuosėdžiai įvertinti)	2Ø25	9,82			
III tarpatramyje (nuosėdžiai neįvertinti)	2Ø22	7,60	+7,13		
III tarpatramyje (nuosėdžiai įvertinti)	3Ø25	14,73			
IV tarpatramyje (nuosėdžiai neįvertinti)	2Ø22	7,60	+12,03		
IV tarpatramyje (nuosėdžiai įvertinti)	4Ø25	19,63			
I atramoje (nuosėdžiai neįvertinti)	2Ø22	7,60	-3,799		
I atramoje (nuosėdžiai įvertinti)	1Ø22	3,801			
II atramoje (nuosėdžiai neįvertinti)	3Ø28	18,47	+13,7		
II atramoje (nuosėdžiai įvertinti)	4Ø36	32,17			
III atramoje (nuosėdžiai neįvertinti)	3Ø25	14,73	-4,91		
III atramoje (nuosėdžiai įvertinti)	2Ø25	9,82			
IV atramoje (nuosėdžiai neįvertinti)	3Ø32	24,13	-12,73		
IV atramoje (nuosėdžiai įvertinti)	3Ø22	11,40			
<b>Bendras rygelių armatūros kiekis:</b>					
		$A_s, \text{cm}^2$	<b>Skirtumas</b>		
			$A_{s,stand.} - A_{s,nuos.}, \text{cm}^2$		
Neįvertinus pamatų nuosėdžių		461,39	+65,58(~15%)		
Įvertinus pamatų nuosėdžius		526,97			

## Išvados

1. Skaičiuojant nuosėdžius pagal skirtingas metodikas, gaunama didelė nuosėdžių rezultatų sklaida, tai apsunkina tolimesnį konstrukcijų projektavimą. Pirmo projektuojamo pamato, apkrovus trimis skirtingomis apkrovomis (1,1x1,1x0,5m, gruntas smėlis) nuosėdžius skaičiuojant grunto vienmatės deformacijos metodu ( $s = 1,5; 3,4; 6,9\text{mm}$ ), riboto storio metodu ( $s = 1,9; 4,3; 8,6\text{mm}$ ) ir įvertinus pirminius nuosėdžius ( $s = 1,6; 3,2; 6,1\text{mm}$ ) buvo gauti panašūs. Antro projektuojamo pamato, apkrovus trimis skirtingomis apkrovomis (1,8x1,8x0,5m, gruntas molis) nuosėdžius skaičiuojant tampriųjų deformacijų metodu ( $s = 3,0; 6,5; 13,3\text{mm}$ ), riboto storio metodu ( $s = 2,2; 5,0; 10,05\text{mm}$ ) buvo gauti panašiausi lyginant su kitais metodais. Didžiausi nuosėdžiai buvo gauti susumavus pirminius ir konsolidacijos nuosėdžius, kai gruntas molis ( $s = 8,2; 21,89; 46,7\text{mm}$ ).
2. Kai pamatai pasėda, kolonos (0,4x0,4m), kuri projektuojama ant silpnosio grunto (molio) maksimali išilginė jėga sumažėja (neįvertinus pamatų nuosėdžių:  $N_{Ed} = 759,93\text{ kN}$ ; įvertinus pamatų nuosėdžius:  $N_{Ed} = 668,46\text{ kN}$ ), o lenkimo momentas padidėja (neįvertinus pamatų nuosėdžių:  $M_{Ed} = 54,97\text{ kNm}$ ; įvertinus pamatų nuosėdžius:  $M_{Ed} = 95,57\text{ kNm}$ ). O kolonos (0,5x0,3m), kuri projektuojama ant stipresnio grunto (smėlio) tiek maksimali išilginė jėga, tiek lenkimo momentas sumažėja (neįvertinus pamatų nuosėdžių:  $N_{Ed} = 419,70\text{ kN}$ ;  $M_{Ed} = 73,64\text{ kNm}$ ; įvertinus pamatų nuosėdžius:  $N_{Ed} = 412,12\text{ kN}$ ;  $M_{Ed} = 69,97\text{ kNm}$ ).
3. Skaičiavimuose, tiek pirmuoju atveju (neįvertinus pamatų nuosėdžių), tiek antruoju atveju (įvertinus pamatų nuosėdžius), kolonų išilginė ( $\varnothing 16$ ) ir skersinė ( $\varnothing 8$ ) armatūra nesikeičia, ji parenkama konstrukciškai minimali.
4. Esant silpnam gruntui (šiuo atveju gruntas – molis), pamatams pasėdus projektuojamų kolonų reikalingas armatūros skerspjūvio plotas  $A_{s, \text{reik}}$  žymiai padidėja (neįvertinus pamatų nuosėdžių:  $A_{s, \text{reik}} = 0\text{ cm}^2$ , kai įvertinamas pamatų sėdimas  $A_{s, \text{reik}} = 4,02\text{ cm}^2$ ). Esant stipresniam gruntui (smėliui), kolonų reikalingas armatūros skerspjūvio plotas  $A_{s, \text{reik}}$  išlieka panašus (neįvertinus pamatų nuosėdžių:  $A_{s, \text{reik}} = 1,05\text{ cm}^2$ , kai įvertinamas pamatų sėdimas  $A_{s, \text{reik}} = 0,83\text{ cm}^2$ ).
5. Esant silpnesniam gruntui (smėliui), pasėdus pamatams rygelių armatūros skerspjūvio plotas sumažėja, o ten kur gruntas silpnesnis (molis) armatūros skerspjūvio plotas padidėja dvigubai.
6. Pamatams pasėdus bendras armatūros kiekis rygeliams padidėja 15% (skirtumas  $+65,58\text{ cm}^2$ ). Neįvertinus pamatų nuosėdžių:  $A_s = 461,39\text{ cm}^2$ , kai įvertinamas pamatų sėdimas  $A_s = 526,97\text{ cm}^2$ .
7. Mokslinis naujumas: išanalizuotos pamatų sėdimų apskaičiavimo metodikos esant skirtingiems gruntams, o gauti rezultatai pritaikyti karkasinio pastato įrašų persiskirstymui, dėl netolygaus sėdimo, įvertinti. Nagrinėjama problema yra aktuali projektuojant stambius karkasinius pastatus ant

netolygaus pagrindo, kuomet pasirinkta pamatų sėdimų skaičiavimo metodika iš esmės nulemia skirtingą įrašų, konstrukciniame rėme, persiskirstymą.

## Literatūra

1. Sližytė, D., Medzvieckas, J., Mackevičius, R.. Pamatai ir pagrindai: vadovėlis. Vilnius Technika, 2012. ISBN 978–609–457–176–3.
2. Černius, B. Seklieji pamatai: mokomoji knyga. Kaunas: Technologija, 2011. ISBN 978–9955–25–754–7.
3. Černius, B. Pamatų projektavimo pagal 7 Eurokodą vadovas: mokomoji knyga. Kaunas: Technologija, 2011. ISBN 9955–25–161–1.
4. Černius, B. Sekliųjų pamatų projektavimo metodiniai nurodymai: mokomoji knyga. Vilnius: Vilniaus pedagoginio universiteto leidykla, 2011. ISBN 978–9955–20–669–9.
5. Černius, B. Pagrindai ir pamatai: mokomoji knyga. Kaunas: Technologija, 2003. ISBN.
6. Osman, A. S., White, D. J., Britto, A. M. and Bolton, M. D. Simple prediction of the undrained displacement of a circular surface foundation on non-linear soil.
7. McMahon, B. T., Haigh, S. K. and Bolton M. D. Optimal displacement mechanisms beneath shallow foundations on linear–elastic perfectly plastic soil.
8. Trickey, S. A. Three-dimensional finite element modeling of buried pips including frost actions: Master thesis. Queen’s university, Kingston.
9. Wang, Z., Xie, X., Wang, J. A new nonlinear method for vertical settlement prediction of a single pile and pile groups in layered soils, *Computers and Geotechnics* 45:118–126.
10. ASTM D1196–93. Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway *Pavements*. 2004
11. Settlement and Bearing Capacity of Foundations with Different Vertical Cross-sectional Shapes on Non-cohesive Soil Bases under Vertically Applied Load. 2014 Musa Alhassan, 7 p
12. Berezantzev, V. G.; Khristoforov, V.; Golubkov, V. 1961. Load bearing capacity and deformation of pile foundation, in *Proceeding of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, vol. 2: 11–15.
13. Broms, B. B. 1964 Lateral resistance of piles in cohesive soils, *Journal of the Soil Mechanic and Foundation Division, ASCE* 90(SM2): 27–63.
14. Šimkus, J. Gruntų mechanika, pagrindai ir pamatai. Vilnius: Mokslas, 1984. ISBN.
15. Valiūnas, K. Gruntų stiprumas ir deformacija: mokomoji knyga. Kaunas: Technologija, 2008. ISBN 9955–25–093–3.

16. Valiūnas, K. Statybinės gruntų savybės: mokomoji knyga. Kaunas: Technologija, 2007. ISBN 978–9955–25–201–6.
17. Marčiukaitis, G., Valivonis, J. Pastatų konstrukcijų projektavimo pagrindai: vadovėlis. Vilnius: Technika, 2001. ISBN 9986–05–448–6.
18. Augonis, M. Gelžbetoninių sijinių perdangų projektavimo metodiniai nurodymai: mokomoji knyga. Vilniu: Vilniaus pedagoginio universiteto leidykla, 2011. ISBN 978–9955–20–690–3.
19. Valikonis, J., Venckevičius V. Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas: metodiniai nurodymai. Kaunas: KPI, 1987. ISBN.
20. STR 2.05.04:2003 „Poveikiai ir apkrovos“.
21. STR 1.01.06:2013 „Ypatingi statiniai“.



**KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS  
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS**

**Kristina Paškevičiūtė**

**PRIEDAI**

Baigiamasis magistro projektas

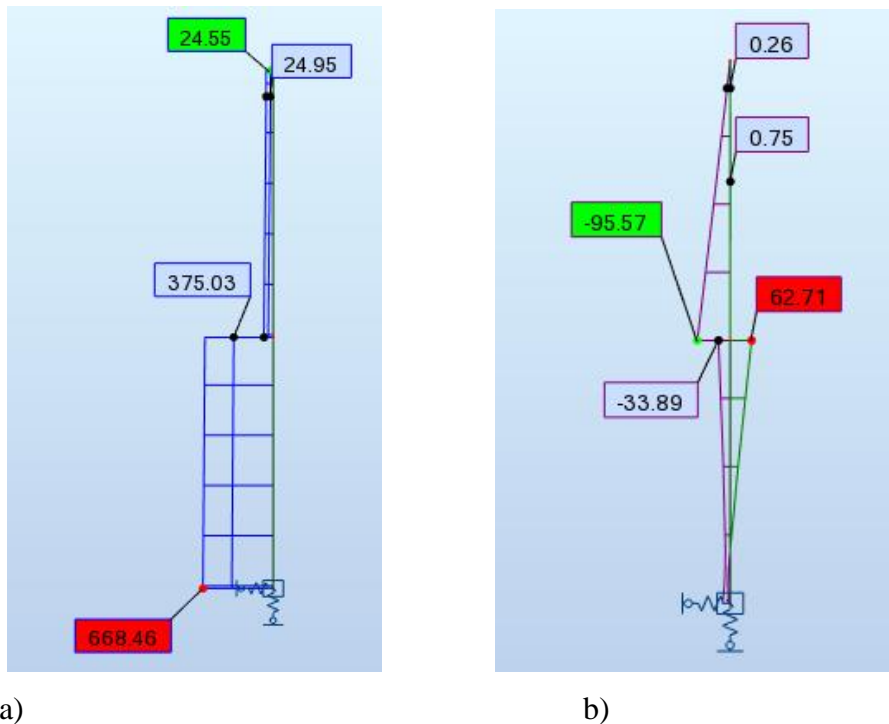
**Vadovas**

Doc. dr. Mindaugas Augonis

**KAUNAS, 2018**

**Gelžbetoninės kolonos (400x400) projektavimas, įvertinus pamatų nuosėdžius**  
**Kolonos armavimas**

Kolonos matmenys:  $b=400\text{mm}$ ,  $h=400\text{mm}$ , ilgis  $l_0 = 9,5\text{m}$ ;  $a_1 = a_2 = 40\text{ mm}$ ; sunkusis betonas C25/30 klasės ( $E_{cm} = 3,1 \cdot 10^4\text{ N/mm}^2$ ); armatūra S500 klasės ( $f_{yd} = f_{scd} = 450\text{ N/mm}^2$ ;  $E_s = 2 \cdot 10^5\text{ N/mm}^2$ ); armatūros skerspjūvio plotas  $A_{s1} = A_{s2}$ .



**2.25 pav.** Koloną 400x400mm, veikiančios maksimalios įrašos, įvertinus pamatų nuosėdžius: a – skersinių jėgų grafikas; b – lenkimo momentų grafikas

Išilginės jėgos ir lenkimo momentai: nuo nuolatinių ir tariamai nuolatinių poveikių  $N_{Ed,\ell} = 510,914\text{ kN}$ ,  $M_{Ed,\ell} = 82,628\text{ kNm}$ ; nuo nuolatinių ir kintamųjų poveikių  $N_{Ed} = 668,46\text{ kN}$ ,  $M_{Ed} = 95,57\text{ kNm}$ ;

Reikia patikrinti kolonos armatūros skerspjūvio laikomąją galią.

$$d=0,4 - 0,04 = 0,36\text{mm}. \tag{2.12}$$

Apskaičiuojami lenkimo momentai ašies, einančios per mažiausiai gniuždomos armatūros svorio centrą ir lygiagrečios neutraliai ašiai, atžvilgiu.

Lenkimo momentai nuo visos apkrovos, kNm:



$$M_{Ed,s} = M_{Ed} + N_{Ed} \left( \frac{d-a_2}{2} \right) = 95,57 + 668,463 \cdot \left( \frac{0,36-0,04}{2} \right) = 202,524 \text{ kNm}. \quad (2.13)$$

Lenkimo momentai nuo ilgalaikių apkrovų, kNm:

$$M_{Ed,sl} = M_{Ed,l} + N_{Ed,l} \left( \frac{d-a_2}{2} \right) = 82,628 + 510,914 \cdot \left( \frac{0,36-0,04}{2} \right) = 164,377 \text{ kNm}. \quad (2.14)$$

Betono skaičiuotinis stipris gniuždant, MPa:

$$f_{cd} = \frac{\alpha \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 1,0 \cdot 25}{1,5} = 15 \text{ MPa}; \quad (2.15)$$

Čia  $f_{ck}$  – charakteristinis betono gniuždomasis stipris, MPa;  $\gamma_c$  – patikimumo koeficientas.

Kiti dydžiai bus:

Koeficientas įvertinantis apkrovų trukmės poveikį:

$$\varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{Ed,sl}}{M_{Ed,s}} = 1 + 1 \cdot \frac{164,377}{202,524} = 1,81 < \varphi_l = 1 + \beta = 1 + 1 = 2; \quad (2.16)$$

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{95,57}{668,46} = 0,14 \text{ m} > e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,4}{30} = 0,013 \text{ m}; \quad (2.17)$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,14}{0,4} = 0,36 > \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{9,5}{0,4} - 0,01 \cdot 15 = 0,1125; \quad (2.18)$$

priimame  $\delta_e = 0,1125$ ,

Pirmam priartėjimui priimam  $\rho_1 = 0,01$ .

Koeficientas įvertinantis armatūros ir betono santykį:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{3,1 \cdot 10^4} = 6,45; \quad (2.19)$$

Betono skerspjūvio inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu,  $m^4$ :

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,4^3}{12} = 0,00213 \text{ m}^4. \quad (2.20)$$

Armatūros skerspjūvio ploto inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu,  $m^4$ :

$$I_s = \rho_1 \cdot b \cdot d \left( \frac{d-a_2}{2} \right)^2 = 0,01 \cdot 0,4 \cdot 0,36 \cdot \left( \frac{0,36-0,04}{2} \right)^2 = 0,00003686 \text{ m}^4. \quad (2.21)$$

Apskaičiuojama kritiška ašinė jėga, kN:

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \left[ \frac{I_c}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1+0,1125} + 0,1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 31 \cdot 10^6}{9,5^2} \left[ \frac{0,00213}{1,81} \left( \frac{0,11}{0,1+0,1125} + 0,1 \right) + 6,45 \cdot 0,00003686 \right] = 2164,02 \text{ kN} > 668,46 \text{ kN}; \quad (2.22)$$

Apskaičiuojamas koeficientas  $\eta$ :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{668,46}{2164,02}} = 1,45. \quad (2.23)$$

Ekscentricitetas  $e_e$ , m:

$$e_e = e_0 \cdot \eta + \frac{d-a_2}{2} = 0,14 \cdot 1,45 + \frac{0,36-0,04}{2} = 0,367m; \quad (2.24)$$

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{668,46}{15 \cdot 0,4 \cdot 0,36 \cdot 10^3} = 0,309; \quad (2.25)$$

$$\alpha_m = \frac{N_{Ed} \cdot e_e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{668,46 \cdot 0,367}{15 \cdot 0,4 \cdot 0,36^2 \cdot 10^3} = 0,315; \quad (2.26)$$

Kolonos gniuždomosios zonos santykinis aukštis  $\xi_{lim}$ :

$$w = \alpha - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73; \quad (2.27)$$

čia  $w$  – betono gniuždomosios zonos charakteristika;  $\alpha$  – koeficientas, įvertinantis betono rūšį (sunkiajam betonui – 0,85).

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,560; \quad (2.28)$$

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

$$\sigma_{s,lim} = f_{yd} - \sigma_p = 450 - 0 = 450 \text{ MPa}, \text{ kai takumo įtempiai } \leq 400 \text{ MPa} \quad (2.29)$$

Kadangi  $\alpha_n = 0,309 < \xi_{lim} = 0,560$ , armatūros plotus  $A_{s1} = A_{s2}$ , apskaičiuojame pagal formulę

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \alpha_n^2/d} = \frac{15 \cdot 0,4 \cdot 0,36}{450} \cdot \frac{0,315 - 0,309(1 - 0,5 \cdot 0,309)}{1 - 0,04/0,36} = 0,0004 \text{ m}^2 = 4,0 \text{ cm}^2. \quad (2.30)$$

Kadangi apskaičiuotas armavimas gautas neigiamas, kolonos armatūra parenkama konstrukciškai. Išilginė armatūra parenkama:  $A_{s1} = A_{s2} = 4,02 \text{ cm}^2$  ( $2 \text{ } \varnothing 16$ ).

Skersinė armatūra parenkama:

Minimalus skersmuo pagal išilginę darbinę armatūrą ( $\varnothing 16$ ) yra  $\varnothing 8$  S240 klasės, o atstumai tarp skersinių strypų:  $s = 20 \cdot d = 20 \cdot 1,6 = 32 \text{ cm}$ .

Atstumas parenkamas  $s = 300 \text{ mm}$ .

### Kolonos gembės armavimas

Minimalus gembės ilgis  $l = l_{sup} + c$ ,  $c = 60 \dots 100 \text{ mm}$ ,  $l_{sup}$  apskaičiuojamas iš sąlygos, kad  $l \geq Q/f_{cd} \cdot b \geq 10d \cdot c$ ,  $b$  – rygelio plotis,  $d$  – rygelio apatinės armatūros skersmuo.

$$Q = 668,46 \text{ kN};$$

$$l \geq Q/f_{cd} \cdot b \geq 10d \cdot c = 668,46 / 15 \cdot 400 = 0,111 \text{ priimame } l = 200 \text{ mm}, c = 80 \text{ mm}; \quad (2.32)$$

$$l_{sup} = l - c = 200 - 80 = 120 \text{ mm}; \quad (2.33)$$

$$a = l - (l_{sup} / 2) = 200 - (120 / 2) = 140 \text{ mm}. \quad (2.34)$$

Apskaičiuojamas gembės darbo aukštis prie kolonos krašto, mm:

$$d = \sqrt{Q \cdot a / 1,5 \cdot f_{ctd} \cdot b} \leq \frac{Q}{2,5} \cdot f_{ctd} \cdot b; \quad (2.35)$$

$$d = \sqrt{668,46 \cdot 10^3 \cdot 140 / 1,5 \cdot 1,08 \cdot 400} = 380,027 \text{ mm} = 440 \text{ mm}; \quad (2.36)$$

$$\frac{Q}{2,5} \cdot f_{ctd} \cdot b = 668,46 \cdot \frac{10^3}{2,5} \cdot 1,08 \cdot 400 = 618,94 \text{ mm}; \quad (2.37)$$

$$440 \text{ mm} \leq 618,94 \text{ mm}$$

Sąlyga tenkinama, gembės aukštis priimamas  $h=480$  mm. Trumpos gembės, kai  $h \geq 2,5a$  armuojamos horizontaliomis sankabomis ir atlenktais strypais – atlankomis.

Gembės išilginės darbo armatūros kiekis apskaičiuojamas kaip lenkiamuose elementuose pagal lenkimo momentą prie kolonos krašto, padidintu 25 %.

$$M = 1,25 \cdot Q \cdot a = 1,25 \cdot 668,46 \cdot 0,14 = 116,98 \text{ kNm}; \quad (2.38)$$

$$\mu = \frac{M}{f_{cd}} \cdot b \cdot d^2 = 116,98 \cdot \frac{10^6}{15} \cdot 400 \cdot 440^2 = 0,101; \quad (2.39)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,101} = 0,106; \quad (2.40)$$

$$A_s = b \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot \frac{d}{f_{yd}} = 400 \cdot 15 \cdot 0,106 \cdot \frac{440}{450} = 769,310 \text{ mm}^2. \quad (2.41)$$

Priimu 2  $\varnothing 25$  S500 klasės,  $A_s = 9,82 \text{ cm}^2$ .

Suminis atlankų skerspjūvio plotas viršutiniame  $l_w$  pusės ilgyje turi būti ne mažesnis kaip  $A_s > 0,002 \cdot b_c \cdot h_c = 0,002 \cdot 40 \cdot 40 = 3,2 \text{ cm}^2$ .

Priimu 2  $\varnothing 16$  kur  $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Sankabos ir atlankos apskaičiuojamos iš sąlygos :

$$\varphi_{c3}(1 + \varphi_n)f_{ctd} \cdot b \cdot d \leq V_{Rd,cc} \leq 3,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d. \quad (2.42)$$

Atlankos įvertinamos apskaičiavimu, kai jos yra atlenktos ne didesniu kampų kaip  $45^\circ$

$$V_{Rd,cc} = 0,8 \cdot \varphi_{w2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot l_c \cdot \sin \theta = 0,8 \cdot 1,341 \cdot 15 \cdot 400 \cdot 109,28 \cdot \sin 65,6 = 640,722 \text{ kN}; \quad (2.43)$$

$$\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b} \cdot s_w = \frac{4,02}{40} \cdot 10 = 0,01005; \quad (2.44)$$

čia  $A_{sw}$  – sankabų (atlankų) skerspjūvio plotas vienoje plokštumoje,  $m^2$ ;  $s_w$  – atstumas tarp sankabų (atlankų) pagal normalę, m.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 20 \cdot 10^3 / 31 \cdot 10^3 = 6,45; \quad (2.45)$$

$$\tan \theta = \frac{d}{l} = \frac{440}{200} = 0,038; \quad (2.46)$$

$$\theta = 65,6^\circ;$$

$$l_c = l_{sup} \cdot \sin \theta = 120 \cdot \sin 65,6 = 109,28 \text{ mm}; \quad (2.47)$$

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_{W1} = 1 + 5 \cdot 6,45 \cdot 0,01005 = 1,341; \quad (2.48)$$

$$\varphi_{c3}(1 + \varphi_n)f_{ctd} \cdot b \cdot d = 0,6(1 + 0) \cdot 1,08 \cdot 400 \cdot 440 = 114,048kN; \quad (2.49)$$

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{ctd} \cdot b \cdot d} = 0,1 \cdot \frac{0}{1,08 \cdot 400 \cdot 440} = 0; \quad (2.50)$$

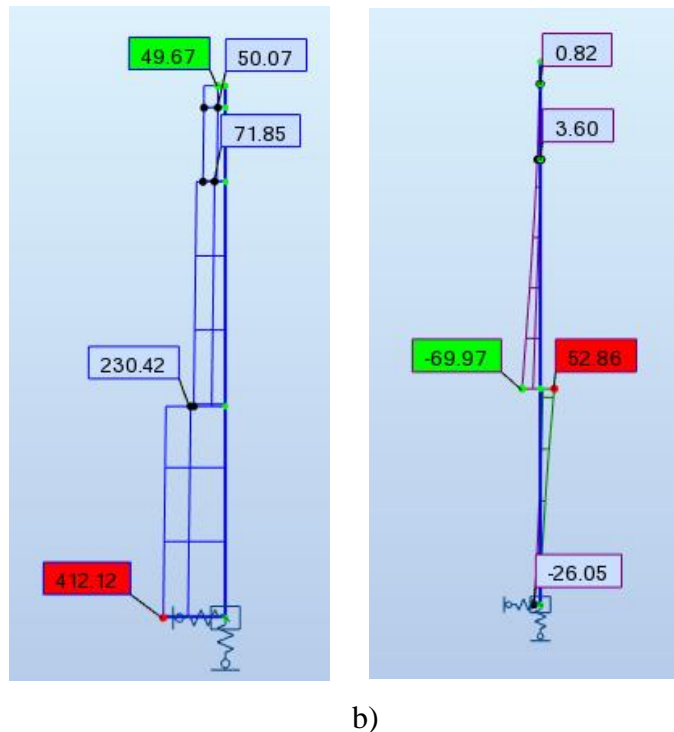
$$3,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 3,5 \cdot 1,08 \cdot 400 \cdot 400 = 665,280kN; \quad (2.51)$$

$$114,048kN \leq 640,722kN \leq 665,280kN.$$

Sąlyga tenkinama

**Gelžbetoninės kolonos(500x300) projektavimas, įvertinus pamatų nuosėdžius**  
**Kolonos armavimas**

Kolonos matmenys:  $b=300\text{mm}$ ,  $h=500\text{mm}$ , ilgis  $l_0 = 11,7\text{m}$ ;  $a_1 = a_2 = 40\text{ mm}$ ; sunkusis betonas C25/30 klasės ( $E_{cm} = 3,1 \cdot 10^4\text{ N/mm}^2$ ); armatūra S500 klasės ( $f_{yd} = f_{scd} = 450\text{ N/mm}^2$ ;  $E_s = 2 \cdot 10^5\text{ N/mm}^2$ ); armatūros skerspjūvio plotas  $A_{s1} = A_{s2}$ .



**2.26 pav.** Koloną 500x300mm, veikiančios maksimalios įrašos, įvertinus pamatų nuosėdžius: a – skersinių jėgų grafikas; b – lenkimo momentų grafikas

Išilginės jėgos ir lenkimo momentai: nuo nuolatinių ir tariamai nuolatinių poveikių  $N_{Ed,\ell} = 281,73\text{ kN}$ ,  $M_{Ed,\ell} = 50,63\text{ kNm}$ ; nuo nuolatinių ir kintamųjų poveikių  $N_{Ed} = 412,12\text{ kN}$ ,  $M_{Ed} = 69,97\text{ kNm}$ ;

Reikia patikrinti kolonos armatūros skerspjūvio laikomąją galią.

$$d = 0,5 - 0,04 = 0,46\text{mm}. \tag{2.12}$$

Apskaičiuojami lenkimo momentai ašies, einančios per mažiausiai gniuždomos armatūros svorio centrą ir lygiagrečios neutraliai ašiai, atžvilgiu.

Lenkimo momentai nuo visos apkrovos, kNm:

$$M_{Ed,s} = M_{Ed} + N_{Ed} \left( \frac{d-a_2}{2} \right) = 69,97 + 412,12 \cdot \left( \frac{0,46-0,04}{2} \right) = 156,515 \text{ kNm}. \quad (2.13)$$

Lenkimo momentai nuo ilgalaikių apkrovų:

$$M_{Ed,sl} = M_{Ed,l} + N_{Ed,l} \left( \frac{d-a_2}{2} \right) = 50,63 + 281,73 \cdot \left( \frac{0,46-0,04}{2} \right) = 109,793 \text{ kNm}. \quad (2.14)$$

Betono skaičiuotinis stipris gniuždamas

$$f_{cd} = \frac{\alpha \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 1,0 \cdot 25}{1,5} = 15 \text{ MPa}; \quad (2.15)$$

čia  $f_{ck}$  – charakteristinis betono gniuždomasis stipris, MPa;  $\gamma_c$  – patikimumo koeficientas.

Kiti dydžiai bus:

Koeficientas įvertinantis apkrovų trukmės poveikį:

$$\varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{Ed,sl}}{M_{Ed,s}} = 1 + 1 \cdot \frac{109,793}{156,515} = 1,7 < \varphi_l = 1 + \beta = 1 + 1 = 2; \quad (2.16)$$

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{69,97}{412,12} = 0,17 \text{ m} > e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,5}{30} = 0,017 \text{ m}; \quad (2.17)$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0,17}{0,5} = 0,34 > \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{11,7}{0,5} - 0,01 \cdot 15 = 0,116; \quad (2.18)$$

priimame  $\delta_e = 0,34$ ,

Koeficientas įvertinantis armatūros ir betono santykį:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{3,1 \cdot 10^4} = 6,45. \quad (2.19)$$

Betono skerspjūvio inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu, m<sup>4</sup>:

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,5^3}{12} = 0,00313 \text{ m}^4. \quad (2.20)$$

Armatūros skerspjūvio ploto inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu, m<sup>4</sup>:

$$I_s = \rho_1 \cdot b \cdot d \left( \frac{d-a_2}{2} \right)^2 = 0,01 \cdot 0,3 \cdot 0,46 \cdot \left( \frac{0,46-0,04}{2} \right)^2 = 0,00006086 \text{ m}^4. \quad (2.21)$$

Apskaičiuojama kritiška ašinė jėga, kN:

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \left[ \frac{I_c}{\varphi_l \left( \frac{0,11}{0,1+0,334} + 0,1 \right)} + \alpha_e \cdot I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 31 \cdot 10^6}{11,7^2} \left[ \frac{0,00313}{1,7 \left( \frac{0,11}{0,1+0,334} + 0,1 \right)} + 6,45 \cdot 0,00006086 \right] = 1484,49 \text{ kN} > 412,12 \text{ kN}. \quad (2.22)$$

Apskaičiuojamas koeficientas  $\eta$ :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{412,12}{1484,49}} = 1,38. \quad (2.23)$$

Ekscentricitetas  $e_e$ , m:

$$e_e = e_0 \cdot \eta + \frac{d-a_2}{2} = 0,17 \cdot 1,38 + \frac{0,46-0,04}{2} = 0,454 \text{ m}; \quad (2.24)$$

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{412,12}{15 \cdot 0,3 \cdot 0,46 \cdot 10^3} = 0,199; \quad (2.25)$$

$$\alpha_m = \frac{N_{Ed} \cdot e_e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{412,12 \cdot 0,454}{15 \cdot 0,3 \cdot 0,46^2 \cdot 10^3} = 0,193. \quad (2.26)$$

Kolonos gniuždomosios zonos santykinis aukštis  $\xi_{lim}$ :

$$w = \alpha - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73; \quad (2.27)$$

čia  $w$  – betono gniuždomosios zonos charakteristika;  $\alpha$  – koeficientas, įvertinantis betono rūšį (sunkiajam betonui – 0,85).

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,560; \quad (2.28)$$

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

$$\sigma_{s,lim} = f_{yd} - \sigma_p = 450 - 0 = 450 \text{ MPa}, \text{ kai takumo įtempiai } \leq 400 \text{ MPa}. \quad (2.29)$$

Kadangi  $\alpha_n = 0,199 < \xi_{lim} = 0,560$ , armatūros plotus  $A_{s1} = A_{s2}$ , apskaičiuojame pagal formulę:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \alpha_n)}{1 - \alpha_n^2 / d} = \frac{15 \cdot 0,3 \cdot 0,46}{450} \cdot \frac{0,193 - 0,199 (1 - 0,5 \cdot 0,199)}{1 - 0,04 / 0,46} = 0,000083 \text{ m}^2 =$$

$$0,83 \text{ cm}^2; \quad (2.30)$$

$$\rho = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot 4,02 \cdot 10^2}{0,3 \cdot 0,5 \cdot 10^6} = 0,001 > 0,01. \quad (2.31)$$

Kadangi apskaičiuotas armavimas nežymiai skiriasi nuo pasirinktojo, perskaičiuoti nereikia.

Armatūra priimama konstrukciškai. Parenkame  $A_{s1} = A_{s2} = 4,02 \text{ cm}^2$  (2  $\emptyset$  16).

Skersinė armatūra parenkama:

Minimalus skersmuo pagal išilginę darbinę armatūrą ( $\emptyset$  16) yra  $\emptyset$  8 S240 klasės, o atstumai tarp skersinių strypų:  $s = 20 \cdot d = 20 \cdot 1,6 = 32 \text{ cm}$ .

Atstumas parenkamas  $s = 300 \text{ mm}$  (imamas ne daugiau kolonos mažesnės kraštinės).

## Kolonos gembės armavimas

Minimalus gembės ilgis  $l=l_{\text{sup}}+c$ ,  $c=60\dots100\text{mm}$ ,  $l_{\text{sup}}$  apskaičiuojamas iš sąlygos, kad  $l \geq Q/f_{cd} \cdot b \geq 10d \cdot c$ ,  $b$  – rygelio plotis,  $d$  – rygelio apatinės armatūros skersmuo.

$$Q = 412,12 \text{ kN};$$

$$l \geq Q/f_{cd} \cdot b \geq 10d \cdot c = 412,12 / 15 \cdot 300 = 0,092 \text{ priimame } l = 200 \text{ mm}, c = 80 \text{ mm}; \quad (2.32)$$

$$l_{\text{sup}} = l - c = 200 - 80 = 120 \text{ mm}; \quad (2.33)$$

$$a = l - (l_{\text{sup}} / 2) = 200 - (120 / 2) = 140 \text{ mm}; \quad (2.34)$$

Apskaičiuojamas gembės darbo aukštis prie kolonos krašto, mm:

$$d = \sqrt{Q \cdot a / 1,5 \cdot f_{ctd} \cdot b} \leq \frac{Q}{2,5} \cdot f_{ctd} \cdot b; \quad (2.35)$$

$$d = \sqrt{412,12 \cdot 10^3 \cdot 140 / 1,5 \cdot 1,08 \cdot 300} = 344,504 \text{ mm} = 440 \text{ mm}; \quad (2.36)$$

$$\frac{Q}{2,5} \cdot f_{ctd} \cdot b = 412,12 \cdot \frac{10^3}{2,5} \cdot 1,08 \cdot 300 = 508,64 \text{ mm}; \quad (2.37)$$

$$440 \text{ mm} \leq 508,64 \text{ mm}$$

Sąlyga tenkinama, gembės aukštis priimamas  $h=480$  mm. Trumpos gembės, kai  $h \geq 2,5a$  armuojamos horizontaliomis sankabomis ir atlenktais strypais – atlankomis.

Gembės išilginės darbo armatūros kiekis apskaičiuojamas kaip lenkiamuose elementuose pagal lenkimo momentą prie kolonos krašto, padidintu 25 %.

$$M = 1,25 \cdot Q \cdot a = 1,25 \cdot 412,12 \cdot 140 = 72,10 \text{ kNm}; \quad (2.38)$$

$$\mu = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = 72,10 \cdot \frac{10^6}{15} \cdot 300 \cdot 440^2 = 0,083; \quad (2.39)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,083} = 0,087; \quad (2.40)$$

$$A_s = b \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot \frac{d}{f_{yd}} = 300 \cdot 15 \cdot 0,087 \cdot \frac{440}{450} = 469,236 \text{ mm}^2; \quad (2.41)$$

Priimu 2  $\varnothing$  18S500 klasės,  $A_s = 5,09 \text{ cm}^2$ .



Suminis atlankų skerspjūvio plotas viršutiniame  $l_w$  pusės ilgyje turi būti ne mažesnis kaip  $A_s > 0,002 \cdot b_c \cdot h_c = 0,002 \cdot 30 \cdot 50 = 3,0 \text{ cm}^2$

Priimu 2  $\varnothing$  16 kur  $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Sankabos ir atlankos apskaičiuojamos iš sąlygos:

$$\varphi_{c3}(1 + \varphi_n)f_{ctd} \cdot b \cdot d \leq V_{Rd,cc} \leq 3,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d. \quad (2.42)$$

Atlankos įvertinamos apskaičiavimu, kai jos yra atlenktos ne didesniu kampų kaip  $45^\circ$

$$V_{Rd,cc} = 0,8 \cdot \varphi_{w2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot l_c \cdot \sin \theta = 0,8 \cdot 1,341 \cdot 15 \cdot 300 \cdot 109,28 \cdot \sin 65,6) = 521,296 \text{ kN}; \quad (2.43)$$

$$\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b} \cdot s_w = \frac{4,02}{30} \cdot 10 = 0,01411; \quad (2.44)$$

čia  $A_{sw}$  – sankabų (atlankų) skerspjūvio plotas vienoje plokštumoje,  $\text{m}^2$ ;  $s_w$  – atstumas tarp sankabų (atlankų) pagal normalę, m.

$$\alpha = E_s/E_b = 20 \cdot 10^3/31 \cdot 10^3 = 6,45; \quad (2.45)$$

$$\tan \theta = \frac{d}{l} = \frac{440}{200} = 0,038; \quad (2.46)$$

$$\theta = 65,6^\circ ;$$

$$l_c = l_{sup} \cdot \sin \theta = 120 \cdot \sin 65,6 = 109,28 \text{ mm}; \quad (2.47)$$

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_{w1} = 1 + 5 \cdot 6,45 \cdot 0,01411 = 1,455; \quad (2.48)$$

$$\varphi_{c3}(1 + \varphi_n)f_{ctd} \cdot b \cdot d = 0,6(1 + 0) \cdot 1,08 \cdot 300 \cdot 440 = 85,536 \text{ kN}; \quad (2.49)$$

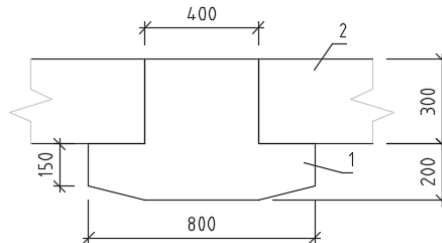
$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{ctd} \cdot b \cdot d} = 0,1 \cdot \frac{0}{1,08 \cdot 300 \cdot 440} = 0; \quad (2.50)$$

$$3,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 3,5 \cdot 1,08 \cdot 300 \cdot 440 = 498,96 \text{ kN}; \quad (2.51)$$

$$85,536 \text{ kN} \leq 521,296 \text{ kN} \leq 498,96 \text{ kN}. \quad (2.42)$$

Sąlyga tenkinama

**Gelžbetoninio rygelio projektavimas, įvertinus pamatų nuosėdžius**  
**Konstrukcijų parinkimas ir išdėstymas**

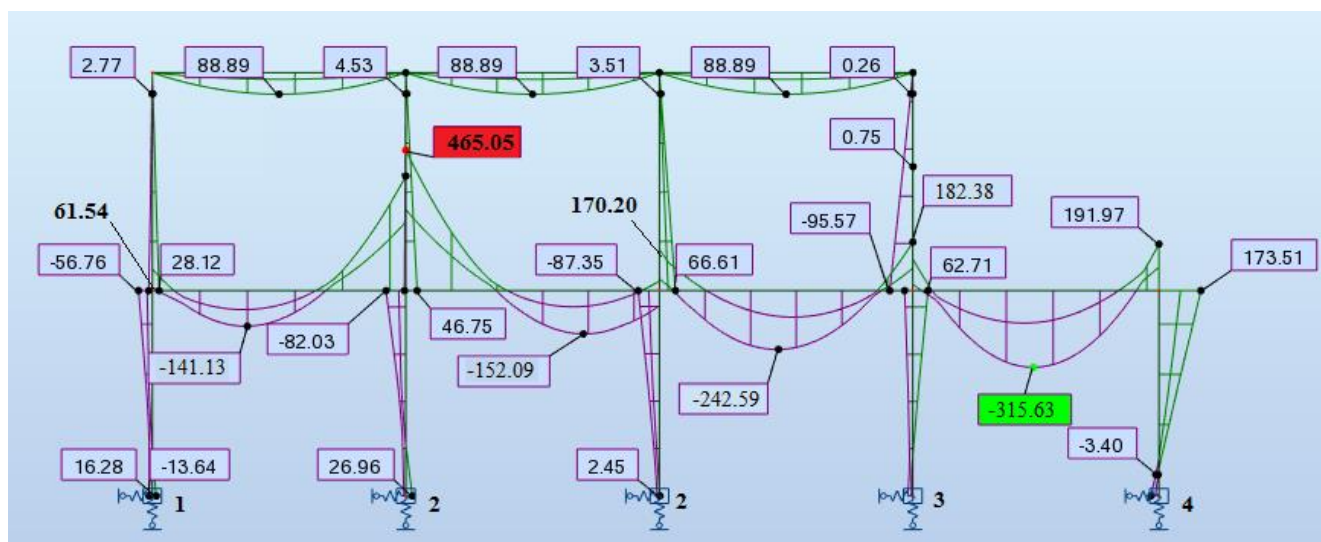


**2.27 pav.** Rygelio skerspjūvio matmenys (mm): 1 – rygelis, 2 – plokštė

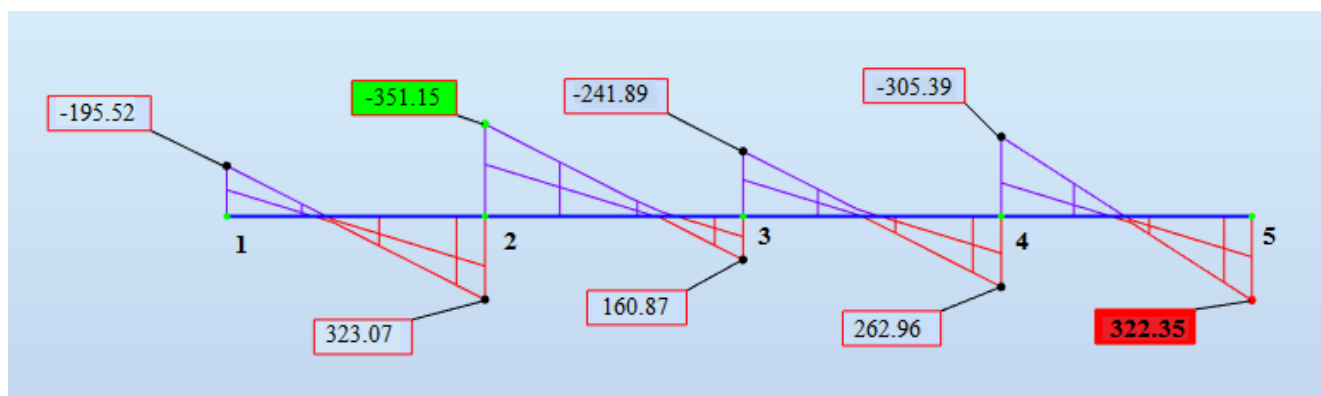
Projektuojamos kiaurymėtos perdangos plokštės HCS 300 iš įtemptojo gelžbetonio, o rygeliai – iš paprasto gelžbetonio. Rygelio skerspjūvio matmenys:  $b_f=0,80\text{m}$ ;  $b=0,40\text{m}$ ;  $h_f=0,20\text{m}$ ;  $h_s=0,30\text{m}$ ;  $h=0,50\text{m}$ .

Iš Betonikos katalogo pasirenkamas tam tikrų skerspjūvio matmenų rygelis pagal skaičiuotines apkrovas ir rygelio ilgį: RT 500\*/400/800, t.y 500\* – sijos aukštis, 400 – sijos viršaus plotis, 800 – sijos apačios plotis.

Tėjinė sija projektuojama iš C25/30 stiprumo betono klasės. Jai naudojama paprasta armatūra, kurios stiprumo klasė S500. Projektuojami N ašyje esantis rygeliai. Laikoma, kad ant projektuojamų rygelių atremta perdangos konstrukcija visais atvejais bus vienoda – gelžbetoninė plokštė. Su programa Robot Structural Analysis Professional 2017, buvo apskaičiuotos rygelius veikiančios maksimalios įrašos, įvertinus pamatų nuosėdžius (žr. 2.28 ir 2.29 pav.).



2.28 pav. Lenkimo momentų grafikas, įvertinus pamatų nuosėdžius



2.29 pav. Skersinių jėgų grafikas, įvertinus pamatų nuosėdžius

### Rygelio normalinių pjūvių stiprumo skaičiavimas

Rygelis projektuojamas iš C25/30 klasės sunkiojo betono, kietinama šūtinant. Armatūra S500 ( $f_{yd}=434,8\text{MPa}$ ).

Skaičiuotinis betono stipris gniuždant, MPa:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 25}{1,5} = 15 \text{ MPa}; \quad (2.52)$$

čia  $f_{ck}$  – charakteristinis betono gniuždomasis stipris, MPa;  $\gamma_c$  – patikimumo koeficientas.

Skaičiuotinis betono tempiamasis stipris, MPa:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \cdot 1,8}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}; \quad (2.53)$$

čia  $f_{ctk,0,05}$  – charakteristinis betono tempiamasis stipris, MPa;  $\gamma_c$  – patikimumo koeficientas.

Betono tamprumo modulis ( kirstinis) :  $E_{cm} = 31 \cdot 10^9 \text{ Pa}$  ; armatūros tamprumo modulis :  $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ MPa}$  ; skaičiuotinis skersinės armatūros stipris:  $f_{ywcd} = 324 \text{ MPa}$

$$d = h - a = 0,5 - 0,05 = 0,45 \text{ m}. \quad (2.54)$$

### Išilginės armatūros reikiamas skerspjūvio plotas pirmame tarpatramyje:

$$M_{max} = 141,13 \text{ kNm};$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{141,13 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,116; \quad (2.55)$$

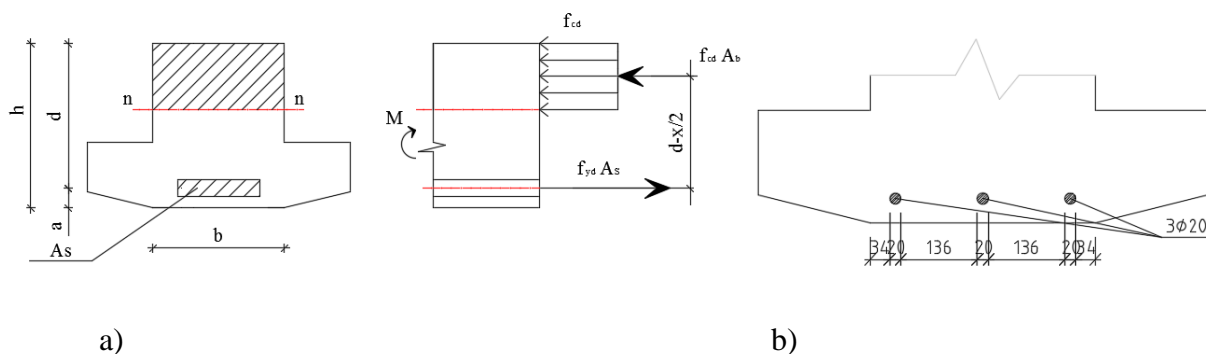
$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,116} = 0,123 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73; \quad (2.57)$$

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \cdot (1 - \frac{\omega}{1,1})} = \frac{0,73}{1 + \frac{434,8}{500} \cdot (1 - \frac{0,73}{1,1})} = 0,565; \quad (2.58)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,123 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 7,69 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,69 \text{ cm}^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūrą :  $3\phi 20$  , kurių  $A_s = 9,41 \text{ cm}^2 > 7,69 \text{ cm}^2$



**2.30 pav.** 1– ojo tarpatramio rygelis: a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas

### Išilginės armatūros reikiamas skerspjūvio plotas paskutiniame tarpatramyje:

Maksimalus lenkimo momentas paskutiniame tarpatramyje:

$$M_{max} = 315,63 \text{ kNm};$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{315,63 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,259; \quad (2.55)$$

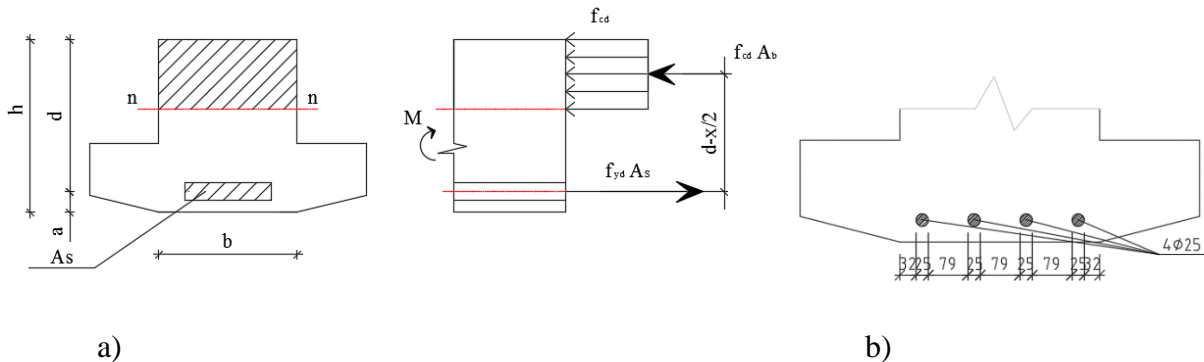
$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,259} = 0,307 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73; \quad (2.57)$$

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{434,8}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,565; \quad (2.58)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,307 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 1,906 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 19,05 \text{ cm}^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūrą: 4 $\phi$ 25, kurių  $A_s = 19,63 \text{ cm}^2 > 19,05 \text{ cm}^2$



**2.31 pav.** Paskutiniojo tarpatramio rygelis: a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas

### Viduriniame (antrame) tarpatramyje:

$$M_{max} = 152,09 \text{ kNm};$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{152,09 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,125; \quad (2.55)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,125} = 0,134 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73; \quad (2.57)$$

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{434,8}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,565; \quad (2.58)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,134 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 8,33 \cdot 10^{-4} m^2 = 8,33 cm^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūrą: 2Ø25, kurių  $A_s = 9,82 cm^2 > 8,33 cm^2$ .

### **Viduriniame (trečiame) tarpatramyje:**

$$M_{max} = 242,59 kNm;$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{242,59 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,199; \quad (2.55)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,199} = 0,225 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 15 = 0,73; \quad (2.57)$$

$$\xi_{lim} = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{434,8}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,565; \quad (2.58)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,225 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 13,97 \cdot 10^{-3} m^2 = 13,97 cm^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūrą: 3Ø25, kurių  $A_s = 14,73 cm^2 > 13,97 cm^2$ .

### **Pirmoje atramoje (1 ašis):**

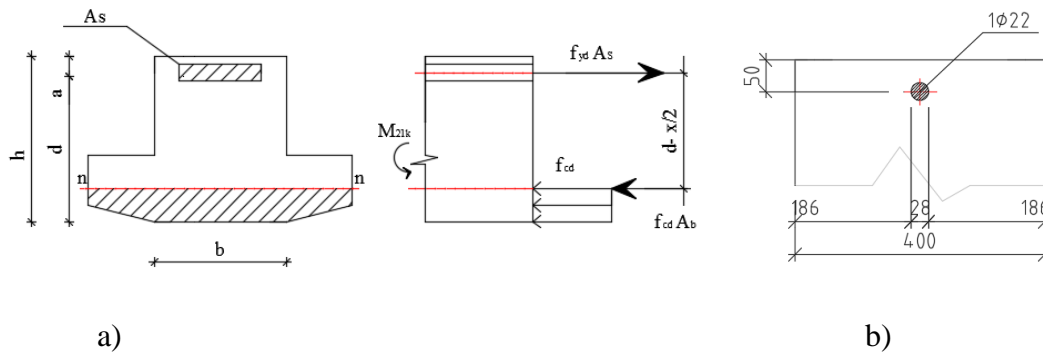
$$M_{max} = 61,54 kNm;$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{61,54 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,051; \quad (2.55)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,051} = 0,052 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,052 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 3,23 \cdot 10^{-4} m^2 = 3,23 cm^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūra : 1Ø22, kurių  $A_s = 3,801 cm^2 > 3,23 cm^2$ .



**2.32 pav.** Rygelis ties pirma atrama (1 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas

**Vidurinėse atramose (2 ašis):**

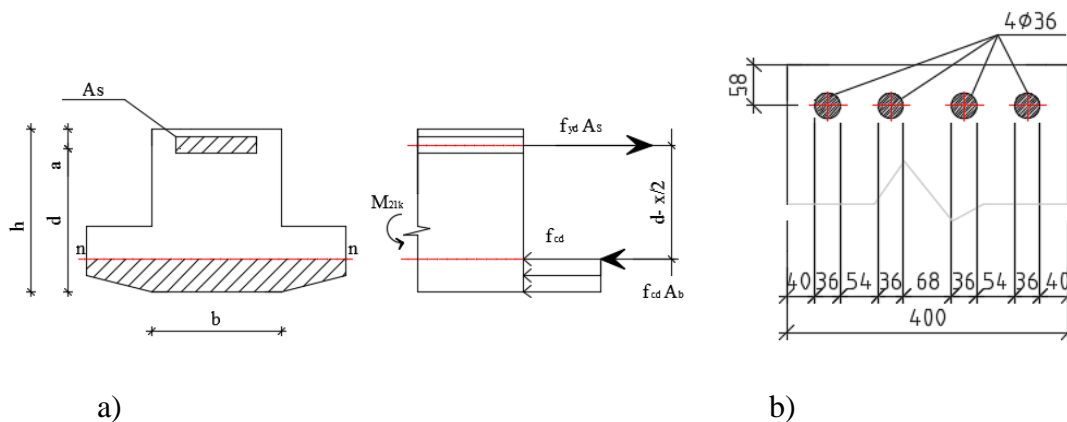
$$M_{max} = 465,05kNm;$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{465,05 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,383; \quad (2.55)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,383} = 0,516 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,516 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 32,03 \cdot 10^{-3} m^2 = 32,03 cm^2; \quad (2.59)$$

Parenkame armatūra : 4φ36, kurių  $A_s = 32,17 cm^2 > 32,03 cm^2$ .



**2.33 pav.** Rygelis ties vidurine atrama (2 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas

**Vidurinėse atramose (3 ašis):**

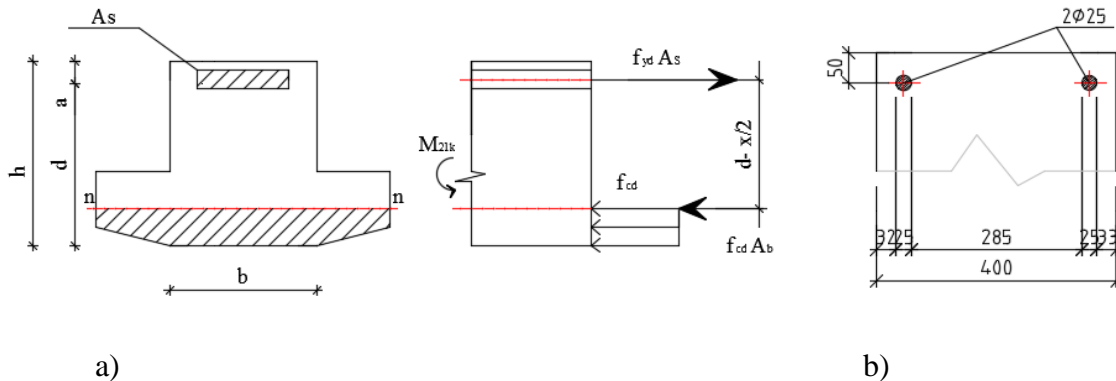
$$M_{max} = 170,2kNm;$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{170,02 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,140; \quad (2.55)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,140} = 0,151 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,151 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 9,41 \cdot 10^{-4} m^2 = 9,41 cm^2; \quad (2.59)$$

Parentame armatūra : 2Ø25, kurių  $A_s = 9,82 cm^2 > 9,41 cm^2$ ;



**2.34 pav.** Rygelis ties vidurine atrama (3 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema; b – išilginės armatūros išdėstymas

#### Vidurinėse atramose (4 ašis):

$$M_{max} = 182,38 kNm;$$

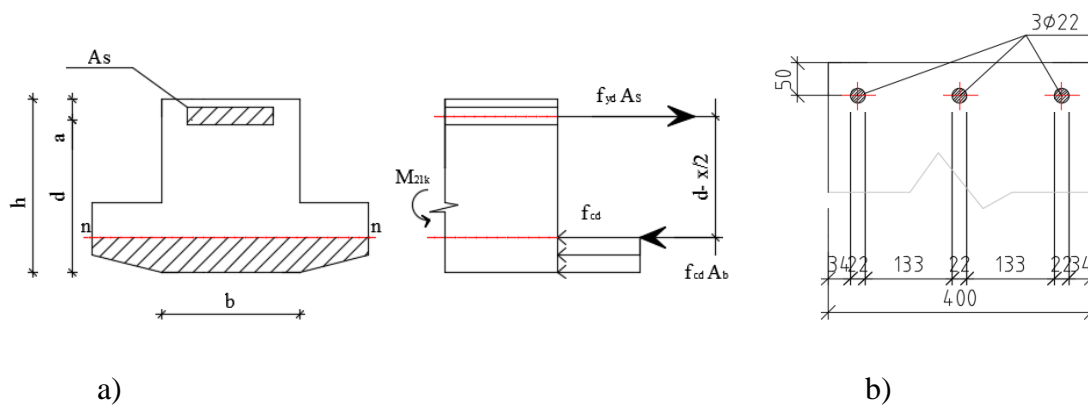
$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{182,38 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 15 \cdot 10^6} = 0,150; \quad (2.55)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 1 \cdot 2 \cdot 0,150} = 0,163 < 0,565; \quad (2.56)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,163 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 15 \cdot 10^6}{434,8 \cdot 10^6} = 1,015 \cdot 10^{-3} m^2 = 10,15 cm^2; \quad (2.59)$$

Parentame armatūra : 3Ø22, kurių  $A_s = 11,4 cm^2 > 10,15 cm^2$ .





**2.35 pav.** Rygelis ties vidurine atrama (3 ašis): a – rygelio normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema;  
b – išilginės armatūros išdėstymas

### Rygelio įstrižųjų pjūvių stiprumo skaičiavimas

$$f_{ctd} = \frac{1,0 \cdot 1,8}{1,5} = 1,2 \text{ MPa.}$$

#### Kraštinio tarpatramio kairėje atramoje

$$Q_{\max} = 195,52 \text{ kN.}$$

Apskaičiuojame:

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45^2 = 194400 \text{ Nm} = 194,40 \text{ kNm}; \quad (2.60)$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 194,40}{195,52} = 1,98 \text{ m} > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,45 = 0,9 \text{ m}; \quad (2.61)$$

C priimame, kad  $c = 2 \cdot d = 0,9 \text{ m}$ .

Tuomet :

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{194,40}{0,9} = 216,00 \text{ k} > 195,52 \text{ kN}. \quad (2.62)$$

Ir skersinės armatūros pagal skaičiavimą reikia:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{195,52}{2} = 97,76 \text{ kN}; \quad (2.63)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{97,76}{0,9} = 108,62 \text{ kN/m}; \quad (2.64)$$

Kai išilginės armatūros skersmuo  $d=20$  , tai mažiausias skersinės armatūros skersmuo yra  $d_w= 8\text{mm}$

Kai  $d_w/d= 8/20= 2/5 > 1/3$ .

Pagal konstrukcinius reikalavimus:

$$s \leq h/3; = \frac{0,5}{3} = 0,17\text{m}; \quad (2.65)$$

$$s = \frac{f_{ywd} \cdot n_w \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{324 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0.503 \cdot 10^{-4}}{108,62 \cdot 10^3} = 0,300\text{m}; \quad (2.66)$$

S priimame  $s= 0,17\text{m}$  ,  $l/4$  kraštinio tarpatramio ilgiu nuo kraštinės atramos

### **Kraštinio tarpatramio dešinėje atramoje**

$Q_{\max}=323,07\text{kN}$ .

Apskaičiuojame:

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45^2 = 194400\text{Nm} = 194,4\text{kNm}; \quad (2.60)$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 194,4}{323,07} = 1,20\text{m} > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,45 = 0,9\text{m}; \quad (2.61)$$

C priimame, kad  $c=2 \cdot d =0,9\text{m}$ .

Tuomet :

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{194,4}{0,9} = 216,0\text{kN} < 323,07\text{kN}. \quad (2.62)$$

Ir skersinės armatūros pagal skaičiavimą reikia:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{323,07}{2} = 161,535 \text{ kN}; \quad (2.63)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{161,535}{0,9} = 179,48\text{kN/m}. \quad (2.64)$$

Pagal konstrukcinius reikalavimus :

$$s \leq h/3; = \frac{0,5}{3} = 0,17\text{m}; \quad (2.65)$$

$$s = \frac{f_{ywd} \cdot n_w \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{324 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0.503 \cdot 10^{-4}}{179,48 \cdot 10^3} = 0,182 \text{ m}. \quad (2.66)$$

Imama 1/4 kraštinio tarpatramio nuo dešinės atramos  $s=0,17m$ . pirmojo tarpatramio vidurinėje dalyje :  $s \leq \frac{3}{4h} = \frac{3}{4} \cdot 0,5 = 0,38m < 0,5 m$ . (2.67)

Imame  $s=0,38m$ .

### **Kraštinio tarpatramio kairėje atramoje (paskutinė atrama)**

$Q_{\max}=305,39$  kN.

Apskaičiuojame:

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45^2 = 194400Nm = 194,40kNm; \quad (2.60)$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 194,40}{305,39} = 127m > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,45 = 0,9m; \quad (2.61)$$

C primame, kad  $c=2 \cdot d = 0,9m$ .

Tuomet :

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{194,40}{0,9} = 216,00kN < 305,39kN; \quad (2.62)$$

Ir skersinės armatūros pagal skaičiavimą reikia:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{305,39}{2} = 152,70 kN; \quad (2.63)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{152,70}{0,9} = 169,66kN/m. \quad (2.64)$$

Kai išilginės armatūros skersmuo  $d=25$  , tai mažiausias skersinės armatūros skersmuo yra  $d_w= 8mm$

Kai  $d_w/d= 8/25 < 1/3$ .

Pagal konstrukcinius reikalavimus ;

$$s \leq h/3; = \frac{0,5}{3} = 0,17m; \quad (2.65)$$

$$S = \frac{f_{ywd} \cdot n_w \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{324 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4}}{169,66 \cdot 10^3} = 0,192m. \quad (2.66)$$

S primame  $s= 0,170m$  , 1/4 kraštinio tarpatramio ilgiu nuo kraštinės atramos

### Kraštinio tarpatramio dešinėje atramoje

$$Q_{\max}=322,35\text{kN}.$$

Apskaičiuojame:

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45^2 = 194400\text{Nm} = 194,4\text{kNm}; \quad (2.60)$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 194,4}{322,25} = 1,21\text{m} > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,45 = 0,9\text{m}; \quad (2.61)$$

C priimame, kad  $c=2 \cdot d = 0,9\text{m}$ .

Tuomet :

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{194,4}{0,9} = 216,0\text{kN} < 322,35\text{kN}. \quad (2.62)$$

Ir skersinės armatūros pagal skaičiavimą reikia:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{322,35}{2} = 161,175\text{ kN}; \quad (2.63)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{161,175}{0,9} = \frac{179,083\text{kN}}{\text{m}}. \quad (2.64)$$

Pagal konstrukcinius reikalavimus :

$$s \leq h/3; = \frac{0,5}{3} = 0,17\text{m} \quad (2.65)$$

$$s = \frac{f_{ywd} \cdot n_w \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{324 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4}}{179,083 \cdot 10^3} = 0,182\text{ m}. \quad (2.66)$$

Imama 1/4 kraštinio tarpatramio nuo dešinės atramos  $s=0,17\text{m}$ . pirmojo tarpatramio vidurinėje dalyje :  $s \leq$

$$\frac{3}{4h} = \frac{3}{4} \cdot 0,5 = 0,38\text{m} < 0,5\text{ m}. \quad (2.67)$$

Imame  $s=0,38\text{m}$ .

### Vidurinio tarpatramio kairėje atramoje (antro tarpatramio)

$$Q_{\max}=351,15\text{kN}.$$

Apskaičiuojame:

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45^2 = 194400\text{Nm} = 194,4\text{kNm}; \quad (2.60)$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 194,4}{351,15} = 1,11m > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,45 = 0,9m; \quad (2.61)$$

C priimame, kad  $c=2 \cdot d =0,9$  m.

Tuomet :

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{194,4}{0,9} = 216,00kN < 351,15kN. \quad (2.62)$$

Ir skersinės armatūros pagal skaičiavimą reikia:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{351,15}{2} = 175,58 kN; \quad (2.63)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{175,58}{0,9} = 195,08kN/m. \quad (2.64)$$

Pagal konstrukcinius reikalavimus :

$$s \leq h/3; = \frac{0,5}{3} = 0,17m; \quad (2.65)$$

$$s = \frac{f_{ywd} \cdot n_w \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{324 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4}}{195,08 \cdot 10^3} = 0,17m. \quad (2.66)$$

Imama 1/4 kraštinio tarpatramio nuo dešinės atramos  $s=0,17m$ .

$$\text{vidurinėje dalyje : } s \leq \frac{3}{4h} = \frac{3}{4} \cdot 0,5 = 0,380m < 0,5 m. \quad (2.67)$$

Imame  $s=0,380m$ .

### **Vidurinio tarpatramio kairėje atramoje (trečio tarpatramio)**

$$Q_{\max}=241,89kN.$$

Apskaičiuojame:

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45^2 = 194400Nm = 194,4kNm; \quad (2.60)$$

$$c = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 194,4}{241,89} = 1,61m > 2 \cdot d = 2 \cdot 0,45 = 0,9m. \quad (2.61)$$

C priimame, kad  $c=2 \cdot d =0,9$  m

Tuomet :

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{194,4}{0,9} = 216,00kN < 241,89kN. \quad (2.62)$$

Ir skersinės armatūros pagal skaičiavimą reikia:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{241,89}{2} = 120,95 \text{ kN}; \quad (2.63)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{120,95}{0,9} = 134,38 \text{ kN/m}. \quad (2.64)$$

Pagal konstrukcinius reikalavimus :

$$s \leq h/3; = \frac{0,5}{3} = 0,17 \text{ m}; \quad (2.65)$$

$$s = \frac{f_{ywd} \cdot n_w \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{324 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4}}{134,38 \cdot 10^3} = 0,24 \text{ m}. \quad (2.66)$$

Imama 1/4 kraštinio tarpatramio nuo dešinės atramos  $s=0,17 \text{ m}$ .

$$\text{vidurinėje dalyje : } s \leq \frac{3}{4h} = \frac{3}{4} \cdot 0,5 = 0,380 \text{ m} < 0,5 \text{ m}. \quad (2.67)$$

Imame  $s=0,380 \text{ m}$

Patikriname gniuždomos juostos stiprumą tarp dviejų įstrižų plyšių pagal didžiausią skersinę jėgą:

$$Q_{max} = 322,35 \text{ kN}.$$

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,3 \cdot 0,95 \cdot 0,99 \cdot 15 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,45 = 766,19 \text{ kN}; \quad (2.68)$$

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20 \cdot 10^4}{31 \cdot 10^3} = 6,45; \quad (2.69)$$

$$\mu_w = \frac{n_w \cdot A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4}}{0,4 \cdot 0,15} = 0,0017; \quad (2.70)$$

$$\varphi_{w1} = 1 - 5\alpha_s \cdot \mu_w = 1 - 5 \cdot 6,45 \cdot 0,0017 = 0,95; \quad (2.71)$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,001 \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 1 \cdot 15 = 0,99; \quad (2.72)$$

$322,35 \text{ kN} < 766,19 \text{ kN}$  - sąlyga tenkinama!

### Rygelio konstravimas

Plokštės atraminė reakcija nuo plokštės skaičiuojamųjų apkrovų:

$$Q = \frac{p_d(l_s - s)}{2} = \frac{18,16(8,75 - 0,45)}{2} = 75,36 \text{ kN}. \quad (2.73)$$

Atstumas nuo rygelio krašto iki plokštės atrėmimo vidurio yra:

$$a = 0,02 + 0,18/2 = 0,11\text{m.} \quad (2.74)$$

Lenkimo momentas lentynos 1 m ilgiu:

$$M = Q \cdot a = 75,36 \cdot 0,11 = 8,29\text{kNm}; \quad (2.75)$$

$$d = 0,20 - 0,025 = 0,175\text{m}; \quad (2.76)$$

$$b = 1\text{m.}$$

Armatūros skerspjūvio plotas:

$$A_o = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot d^2} = \frac{8,29 \cdot 10^{-3}}{1,15 \cdot 0,175^2} = 0,018 < \mu_{lim}; \quad (2.77)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot A_o} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018} = 0,018 < \xi_{lim}; \quad (2.78)$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,018 \cdot 0,175 \cdot 15}{434,8} = 1,09\text{cm}^2. \quad (2.79)$$

Parengame armatūrą 6Ø5 S500 , kurių  $A_s = 1,18\text{cm}^2$

Patikrinamas įstrižojo pjūvio stiprumas:

$$Q \leq 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d;$$

$$88,025\text{kN} \leq 0,6 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,175 = 126,0\text{kN}.$$

**Sąlyga tenkinama**

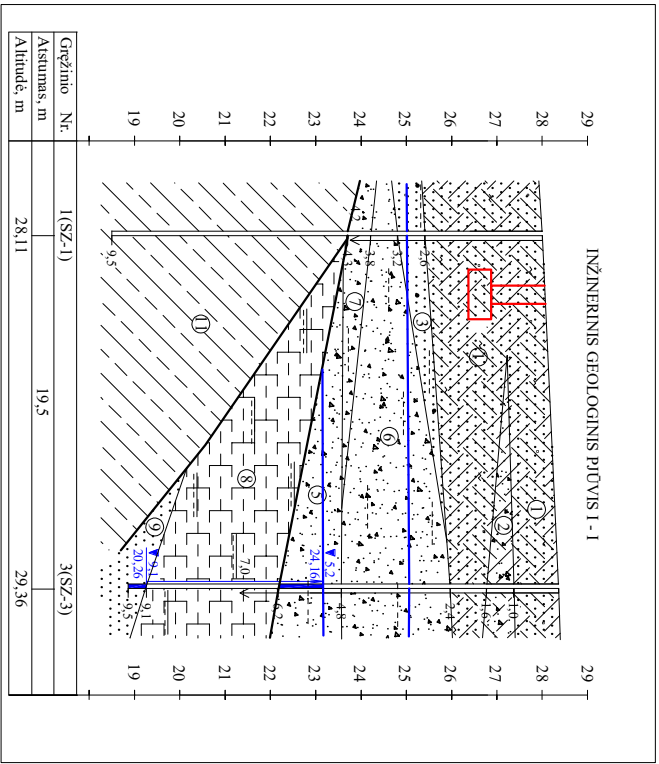
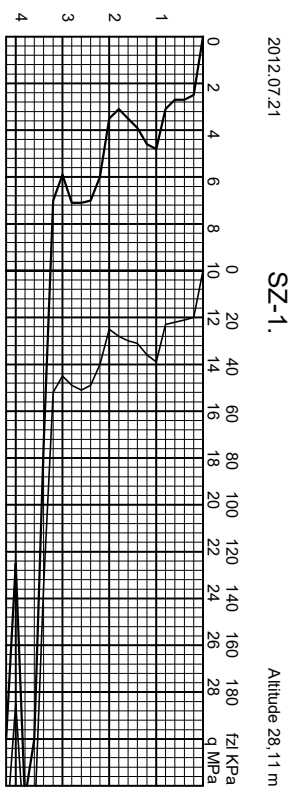
# Priedas Nr.4 Grēžinio 1 geoloģija

2017.07.21

Grēž. 1.

Altitude 28,11 m

Geoloģiskais indekss	Grūnto aprašymas	Stuoksnio gylis, m	Altitude	Stuoksnio stors, m	Sulpeļis	Vandens ūrgis			Pagal SZ duomen.			
						Pasī sī rōde	Nū sī vēļs	Mak sī mī lū s	q s MPa	E o MPa	f o talp.	
1		2										
IV	Vidutinio tankumo smėlis, smulkas, rudas,	4	25,38	2,0					12,0	40,0	38	
alV	4 Smėlis smulkas tamsiai rudas vidutinio tankumo mažai drėgnas molingas su žvyru	3,2	24,18	1,2					6,7	23,4	34	
	7 Smėlis žvirglingas rusvas tankus mažai drėgnas su priemolio dulkingas melnais pilkais kietais su priemolio tarpplūksniais	3,8	23,58	0,6					26,5	79,5	44	
Igl-III	8			3,3								
	9 Smėlis smulkas rusvas tankus vanden.	7,1	20,28	0,7								
gIII	10 Priemėlis moėninis rudas kietas su gausiais smėlio ir žvyro lėšiais	7,8	19,58	1,7					22,5	112,5		





# Priedas Nr.5

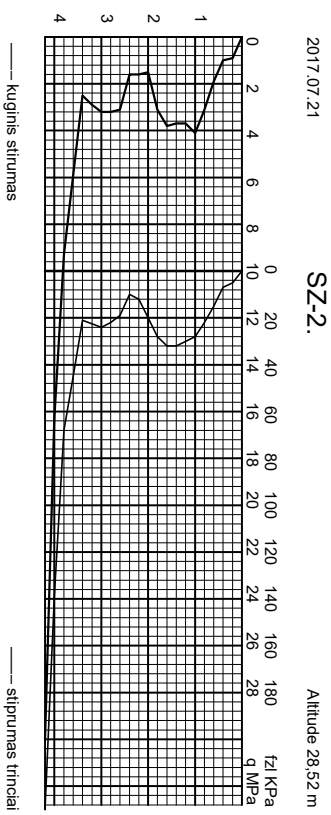
## Gręžinio 2 geologija

2017.07.21

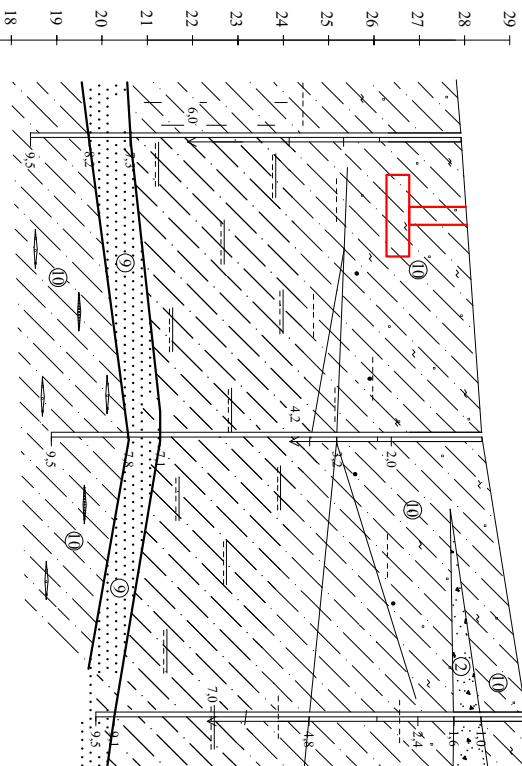
Gręž.2.

Altitude 28.52 m

Geologinis indeksas	Grunto aprašymas	Stuoksnio gylis, m	Altitude	Stuoksnio storis, m	Sulipelis	Vandens lygis			Pagal SZ duomen.		
						Pasirūšis	Nusis	Mak	qs	Es	f
1	2	3	4	5	6	8	9	10	11	12	13
1											
2	Vidutinio kietumo molis, rudas										
3											
4											
5											
6											
7											
8	Smaglis smulkus, jautsiai rudas, purus, mažai drėgnas, molingas su žvyru	7.8	20.72	7.8		neauktikas			5.0	21.0	35
9									3.1	12.4	31
10									5.9	20.6	33
11	Priemolis moreninis rudas kietas	8.7	19.82	0.9		neauktikas			23.2	194.5	43
glt				5.2							



INŽINERINIS GEOLOGINIS PLOVYS II - II



Gręžinio Nr.	2(SZ-2)	4(SZ-4)	3(SZ-3)
Asistumas, m	16,5	15,5	29,36
Altitude, m	28,32	28,38	29,36

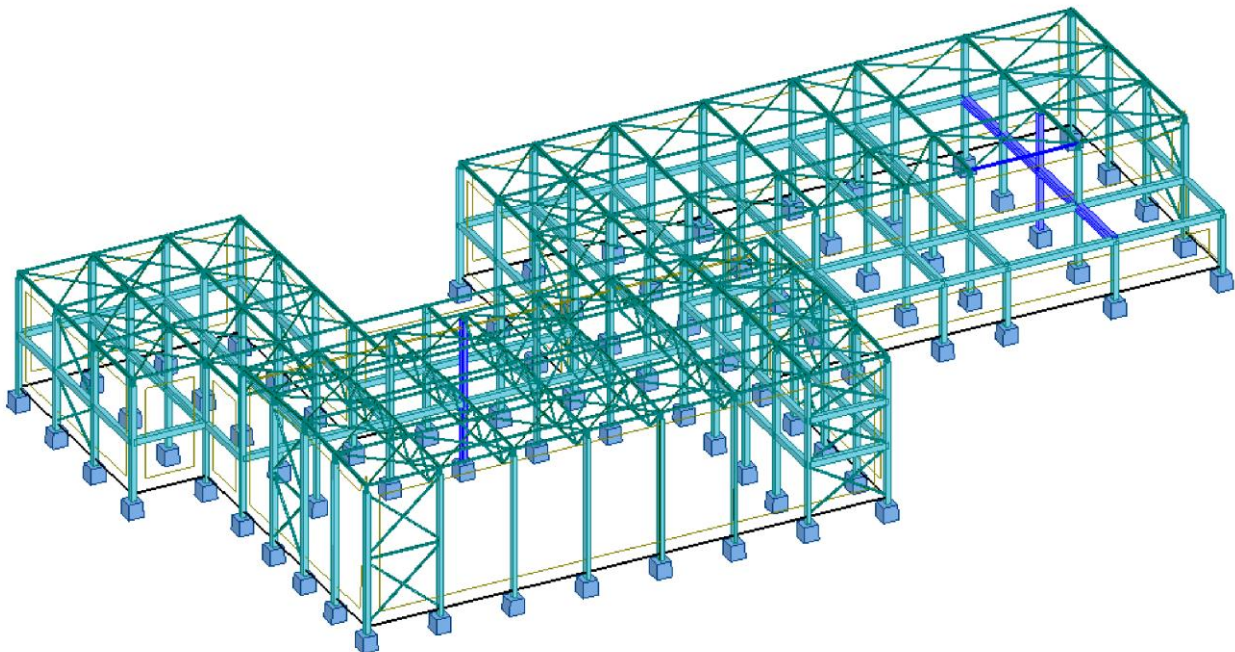
## PRIEDAS Nr.6

Author: @Kristina Paškevičiūtė@

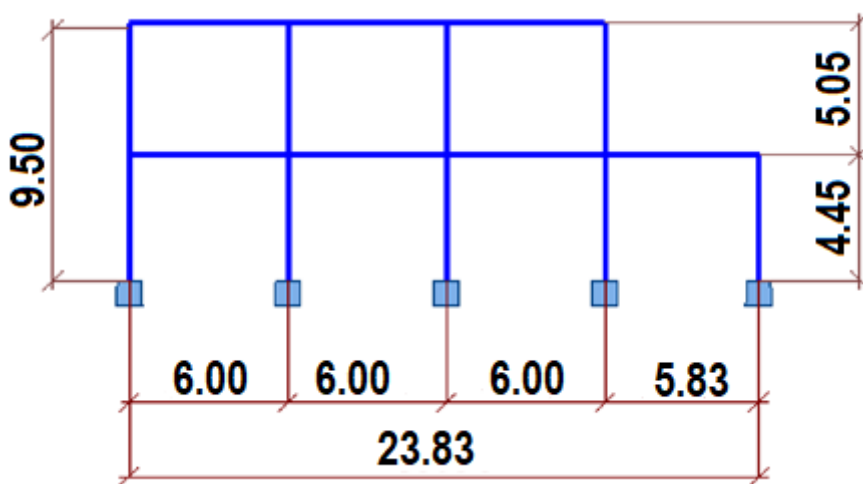
File: @Pastato rėminių konstrukcijų erdvinis projektavimas@

Project: @neįvertinus pamatų nuosėdžių@

Pastato rėminių konstrukcijų erdvinis modelis (neįvertinus pamatų nuosėdžių)



Skersinis rėmas



Date : @2018@

## Loads - Cases

Case	Label	Case name	Nature	Analysis type
1	DL1	DL1	Structural	Nonlinear Static
2	LL1	LL1	Category C	Nonlinear Static
3	LL11	LL2	Category C	Nonlinear Static
4	SN1	SN1	snow	Nonlinear Static
6	WIND1	WIND1	wind	Nonlinear Static
7	WIND2	WIND2	wind	Nonlinear Static
8		ULS/1=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
9		ULS/2=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30	Structural	Nonlin. Combination
10		ULS/3=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 6*0.78 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
11		ULS/4=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 6*0.78	Structural	Nonlin. Combination
12		ULS/5=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 7*0.78 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
13		ULS/6=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 7*0.78	Structural	Nonlin. Combination
14		ULS/7=1*1.00	Structural	Nonlin. Combination
15		ULS/8=1*1.00 + 2*1.30 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
16		ULS/9=1*1.00 + 2*1.30	Structural	Nonlin. Combination
17		ULS/10=1*1.00 + 2*1.30 + 6*0.78 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
18		ULS/11=1*1.00 + 2*1.30 + 6*0.78	Structural	Nonlin. Combination
19		ULS/12=1*1.00 + 2*1.30 + 7*0.78 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
20		ULS/13=1*1.00 + 2*1.30 + 7*0.78	Structural	Nonlin. Combination
21		ULS/14=1*1.00 + 3*1.30 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
22		ULS/15=1*1.00 + 3*1.30	Structural	Nonlin. Combination
23		ULS/16=1*1.00 + 3*1.30 + 6*0.78 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
24		ULS/17=1*1.00 + 3*1.30 + 6*0.78	Structural	Nonlin. Combination
25		ULS/18=1*1.00 + 3*1.30 + 7*0.78 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
26		ULS/19=1*1.00 + 3*1.30 + 7*0.78	Structural	Nonlin. Combination
27		ULS/20=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 6*1.30 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
28		ULS/21=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 6*1.30	Structural	Nonlin. Combination
29		ULS/22=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 7*1.30 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
30		ULS/23=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 7*1.30	Structural	Nonlin. Combination
31		ULS/24=1*1.00 + 6*1.30 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
32		ULS/25=1*1.00 + 6*1.30	Structural	Nonlin. Combination
33		ULS/26=1*1.00 + 7*1.30 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination

34		ULS/27=1*1.00 + 7*1.30	Structural	Nonlin. Combination
35		ULS/28=1*1.00 + 2*0.91 + 6*1.30 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
36		ULS/29=1*1.00 + 2*0.91 + 6*1.30	Structural	Nonlin. Combination
37		ULS/30=1*1.00 + 2*0.91 + 7*1.30 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
38		ULS/31=1*1.00 + 2*0.91 + 7*1.30	Structural	Nonlin. Combination
39		ULS/32=1*1.00 + 3*0.91 + 6*1.30 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
40		ULS/33=1*1.00 + 3*0.91 + 6*1.30	Structural	Nonlin. Combination
41		ULS/34=1*1.00 + 3*0.91 + 7*1.30 + 4*0.65	Structural	Nonlin. Combination
42		ULS/35=1*1.00 + 3*0.91 + 7*1.30	Structural	Nonlin. Combination
43		ULS/36=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 4*1.30	Structural	Nonlin. Combination
44		ULS/37=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 6*0.78 + 4*1.30	Structural	Nonlin. Combination
45		ULS/38=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 7*0.78 + 4*1.30	Structural	Nonlin. Combination
46		ULS/39=1*1.00 + 4*1.30	Structural	Nonlin. Combination
47		ULS/40=1*1.00 + 6*0.78 + 4*1.30	Structural	Nonlin. Combination
48		ULS/41=1*1.00 + 7*0.78 + 4*1.30	Structural	Nonlin. Combination
49		ULS/42=1*1.00 + 2*0.91 + 4*1.30	Structural	Nonlin. Combination
50		ULS/43=1*1.00 + 2*0.91 + 6*0.78 + 4*1.30	Structural	Nonlin. Combination
51		ULS/44=1*1.00 + 2*0.91 + 7*0.78 + 4*1.30	Structural	Nonlin. Combination
52		ULS/45=1*1.00 + 3*0.91 + 4*1.30	Structural	Nonlin. Combination
53		ULS/46=1*1.00 + 3*0.91 + 6*0.78 + 4*1.30	Structural	Nonlin. Combination
54		ULS/47=1*1.00 + 3*0.91 + 7*0.78 + 4*1.30	Structural	Nonlin. Combination
55		SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
56		SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00	dead	Nonlin. Combination
57		SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
58		SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60	dead	Nonlin. Combination
59		SLS:CHR/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
60		SLS:CHR/6=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60	dead	Nonlin. Combination
61		SLS:CHR/7=1*1.00	dead	Nonlin. Combination
62		SLS:CHR/8=1*1.00 + 2*1.00 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
63		SLS:CHR/9=1*1.00 + 2*1.00	dead	Nonlin. Combination
64		SLS:CHR/10=1*1.00 + 2*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
65		SLS:CHR/11=1*1.00 + 2*1.00 +	dead	Nonlin.

		6*0.60		Combination
66		SLS:CHR/12=1*1.00 + 2*1.00 + 7*0.60 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
67		SLS:CHR/13=1*1.00 + 2*1.00 + 7*0.60	dead	Nonlin. Combination
68		SLS:CHR/14=1*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
69		SLS:CHR/15=1*1.00 + 3*1.00	dead	Nonlin. Combination
70		SLS:CHR/16=1*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
71		SLS:CHR/17=1*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60	dead	Nonlin. Combination
72		SLS:CHR/18=1*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
73		SLS:CHR/19=1*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60	dead	Nonlin. Combination
74		SLS:CHR/20=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 6*1.00 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
75		SLS:CHR/21=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 6*1.00	dead	Nonlin. Combination
76		SLS:CHR/22=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 7*1.00 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
77		SLS:CHR/23=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 7*1.00	dead	Nonlin. Combination
78		SLS:CHR/24=1*1.00 + 6*1.00 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
79		SLS:CHR/25=1*1.00 + 6*1.00	dead	Nonlin. Combination
80		SLS:CHR/26=1*1.00 + 7*1.00 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
81		SLS:CHR/27=1*1.00 + 7*1.00	dead	Nonlin. Combination
82		SLS:CHR/28=1*1.00 + 2*0.70 + 6*1.00 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
83		SLS:CHR/29=1*1.00 + 2*0.70 + 6*1.00	dead	Nonlin. Combination
84		SLS:CHR/30=1*1.00 + 2*0.70 + 7*1.00 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
85		SLS:CHR/31=1*1.00 + 2*0.70 + 7*1.00	dead	Nonlin. Combination
86		SLS:CHR/32=1*1.00 + 3*0.70 + 6*1.00 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
87		SLS:CHR/33=1*1.00 + 3*0.70 + 6*1.00	dead	Nonlin. Combination
88		SLS:CHR/34=1*1.00 + 3*0.70 + 7*1.00 + 4*0.50	dead	Nonlin. Combination
89		SLS:CHR/35=1*1.00 + 3*0.70 + 7*1.00	dead	Nonlin. Combination
90		SLS:CHR/36=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 4*1.00	dead	Nonlin. Combination
91		SLS:CHR/37=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 6*0.60 + 4*1.00	dead	Nonlin. Combination
92		SLS:CHR/38=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 7*0.60 + 4*1.00	dead	Nonlin. Combination
93		SLS:CHR/39=1*1.00 + 4*1.00	dead	Nonlin. Combination
94		SLS:CHR/40=1*1.00 + 6*0.60 + 4*1.00	dead	Nonlin. Combination
95		SLS:CHR/41=1*1.00 + 7*0.60 + 4*1.00	dead	Nonlin. Combination
96		SLS:CHR/42=1*1.00 + 2*0.70 + 4*1.00	dead	Nonlin. Combination

97		SLS:CHR/43=1*1.00 + 2*0.70 + 6*0.60 + 4*1.00	dead	Nonlin. Combination
98		SLS:CHR/44=1*1.00 + 2*0.70 + 7*0.60 + 4*1.00	dead	Nonlin. Combination
99		SLS:CHR/45=1*1.00 + 3*0.70 + 4*1.00	dead	Nonlin. Combination
100		SLS:CHR/46=1*1.00 + 3*0.70 + 6*0.60 + 4*1.00	dead	Nonlin. Combination
101		SLS:CHR/47=1*1.00 + 3*0.70 + 7*0.60 + 4*1.00	dead	Nonlin. Combination
102		SLS:FRE/48=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70	dead	Nonlin. Combination
103		SLS:FRE/49=1*1.00	dead	Nonlin. Combination
104		SLS:FRE/50=1*1.00 + 2*0.70	dead	Nonlin. Combination
105		SLS:FRE/51=1*1.00 + 3*0.70	dead	Nonlin. Combination
106		SLS:FRE/52=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60 + 6*0.20	dead	Nonlin. Combination
107		SLS:FRE/53=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60 + 7*0.20	dead	Nonlin. Combination
108		SLS:FRE/54=1*1.00 + 6*0.20	dead	Nonlin. Combination
109		SLS:FRE/55=1*1.00 + 7*0.20	dead	Nonlin. Combination
110		SLS:FRE/56=1*1.00 + 2*0.60 + 6*0.20	dead	Nonlin. Combination
111		SLS:FRE/57=1*1.00 + 2*0.60 + 7*0.20	dead	Nonlin. Combination
112		SLS:FRE/58=1*1.00 + 3*0.60 + 6*0.20	dead	Nonlin. Combination
113		SLS:FRE/59=1*1.00 + 3*0.60 + 7*0.20	dead	Nonlin. Combination
114		SLS:FRE/60=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60 + 4*0.20	dead	Nonlin. Combination
115		SLS:FRE/61=1*1.00 + 4*0.20	dead	Nonlin. Combination
116		SLS:FRE/62=1*1.00 + 2*0.60 + 4*0.20	dead	Nonlin. Combination
117		SLS:FRE/63=1*1.00 + 3*0.60 + 4*0.20	dead	Nonlin. Combination
118		SLS:QPR/64=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60	dead	Nonlin. Combination
119		SLS:QPR/65=1*1.00	dead	Nonlin. Combination
120		SLS:QPR/66=1*1.00 + 2*0.60	dead	Nonlin. Combination
121		SLS:QPR/67=1*1.00 + 3*0.60	dead	Nonlin. Combination

## Manual Combinations

- Cases: 8to121

Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
8	$ULS/1=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*1.30+4*0.65$
9	$ULS/2=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*1.30$
10	$ULS/3=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 6*0.78 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*1.30+6*0.78+4*0.65$
11	$ULS/4=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 6*0.78$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*1.30+6*0.78$
12	$ULS/5=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 7*0.78 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*1.30+7*0.78+4*0.65$
13	$ULS/6=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 7*0.78$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*1.30+7*0.78$
14	$ULS/7=1*1.00$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00$
15	$ULS/8=1*1.00 + 2*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+2*1.30+4*0.65$
16	$ULS/9=1*1.00 + 2*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+2*1.30$
17	$ULS/10=1*1.00 + 2*1.30 + 6*0.78 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+2*1.30+6*0.78+4*0.65$
18	$ULS/11=1*1.00 + 2*1.30 + 6*0.78$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+2*1.30+6*0.78$
19	$ULS/12=1*1.00 + 2*1.30 + 7*0.78 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+2*1.30+7*0.78+4*0.65$
20	$ULS/13=1*1.00 + 2*1.30 + 7*0.78$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+2*1.30+7*0.78$
21	$ULS/14=1*1.00 + 3*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*1.30+4*0.65$
22	$ULS/15=1*1.00 + 3*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*1.30$
23	$ULS/16=1*1.00 + 3*1.30 + 6*0.78 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*1.30+6*0.78+4*0.65$
24	$ULS/17=1*1.00 + 3*1.30 + 6*0.78$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*1.30+6*0.78$
25	$ULS/18=1*1.00 + 3*1.30 + 7*0.78 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*1.30+7*0.78+4*0.65$
26	$ULS/19=1*1.00 + 3*1.30 + 7*0.78$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*1.30+7*0.78$
27	$ULS/20=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 6*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*0.91+6*1.30+4*0.65$
28	$ULS/21=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 6*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*0.91+6*1.30$
29	$ULS/22=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 7*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*0.91+7*1.30+4*0.65$

30	ULS/23=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 7*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+(2+3)*0.91+7*1.30
31	ULS/24=1*1.00 + 6*1.30 + 4*0.65	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+6*1.30+4*0.65
32	ULS/25=1*1.00 + 6*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+6*1.30
33	ULS/26=1*1.00 + 7*1.30 + 4*0.65	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+7*1.30+4*0.65
34	ULS/27=1*1.00 + 7*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+7*1.30
35	ULS/28=1*1.00 + 2*0.91 + 6*1.30 + 4*0.65	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*0.91+6*1.30+4*0.65
36	ULS/29=1*1.00 + 2*0.91 + 6*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*0.91+6*1.30
37	ULS/30=1*1.00 + 2*0.91 + 7*1.30 + 4*0.65	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*0.91+7*1.30+4*0.65
38	ULS/31=1*1.00 + 2*0.91 + 7*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*0.91+7*1.30
39	ULS/32=1*1.00 + 3*0.91 + 6*1.30 + 4*0.65	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+3*0.91+6*1.30+4*0.65
40	ULS/33=1*1.00 + 3*0.91 + 6*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+3*0.91+6*1.30
41	ULS/34=1*1.00 + 3*0.91 + 7*1.30 + 4*0.65	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+3*0.91+7*1.30+4*0.65
42	ULS/35=1*1.00 + 3*0.91 + 7*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+3*0.91+7*1.30
43	ULS/36=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+(2+3)*0.91+4*1.30
44	ULS/37=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 6*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+(2+3)*0.91+6*0.78+4*1.30
45	ULS/38=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 7*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+(2+3)*0.91+7*0.78+4*1.30
46	ULS/39=1*1.00 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+4*1.30
47	ULS/40=1*1.00 + 6*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+6*0.78+4*1.30
48	ULS/41=1*1.00 + 7*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+7*0.78+4*1.30
49	ULS/42=1*1.00 + 2*0.91 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*0.91+4*1.30
50	ULS/43=1*1.00 + 2*0.91 + 6*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*0.91+6*0.78+4*1.30
51	ULS/44=1*1.00 + 2*0.91 + 7*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*0.91+7*0.78+4*1.30
52	ULS/45=1*1.00 + 3*0.91 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+3*0.91+4*1.30
53	ULS/46=1*1.00 + 3*0.91 + 6*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+3*0.91+6*0.78+4*1.30
54	ULS/47=1*1.00 + 3*0.91 + 7*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+3*0.91+7*0.78+4*1.30
55	SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 +	Nonlin. Combination	SLS :CH	dead	(1+2+3)*1.00+4*0.50



	4*0.50		R		
56	SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2+3)*1.00
57	SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2+3)*1.00+6*0.60+4*0.50
58	SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2+3)*1.00+6*0.60
59	SLS:CHR/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2+3)*1.00+7*0.60+4*0.50
60	SLS:CHR/6=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2+3)*1.00+7*0.60
61	SLS:CHR/7=1*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	1*1.00
62	SLS:CHR/8=1*1.00 + 2*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2)*1.00+4*0.50
63	SLS:CHR/9=1*1.00 + 2*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2)*1.00
64	SLS:CHR/10=1*1.00 + 2*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2)*1.00+6*0.60+4*0.50
65	SLS:CHR/11=1*1.00 + 2*1.00 + 6*0.60	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2)*1.00+6*0.60
66	SLS:CHR/12=1*1.00 + 2*1.00 + 7*0.60 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2)*1.00+7*0.60+4*0.50
67	SLS:CHR/13=1*1.00 + 2*1.00 + 7*0.60	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2)*1.00+7*0.60
68	SLS:CHR/14=1*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+3)*1.00+4*0.50
69	SLS:CHR/15=1*1.00 + 3*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+3)*1.00
70	SLS:CHR/16=1*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+3)*1.00+6*0.60+4*0.50
71	SLS:CHR/17=1*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+3)*1.00+6*0.60
72	SLS:CHR/18=1*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+3)*1.00+7*0.60+4*0.50
73	SLS:CHR/19=1*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+3)*1.00+7*0.60
74	SLS:CHR/20=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 6*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+(2+3)*0.70+4*0.50
75	SLS:CHR/21=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 6*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+(2+3)*0.70
76	SLS:CHR/22=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 7*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+(2+3)*0.70+4*0.50

77	SLS:CHR/23=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 7*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+(2+3)*0.70
78	SLS:CHR/24=1*1.00 + 6*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+4*0.50
79	SLS:CHR/25=1*1.00 + 6*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00
80	SLS:CHR/26=1*1.00 + 7*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+4*0.50
81	SLS:CHR/27=1*1.00 + 7*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00
82	SLS:CHR/28=1*1.00 + 2*0.70 + 6*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+2*0.70+4*0.50
83	SLS:CHR/29=1*1.00 + 2*0.70 + 6*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+2*0.70
84	SLS:CHR/30=1*1.00 + 2*0.70 + 7*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+2*0.70+4*0.50
85	SLS:CHR/31=1*1.00 + 2*0.70 + 7*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+2*0.70
86	SLS:CHR/32=1*1.00 + 3*0.70 + 6*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+3*0.70+4*0.50
87	SLS:CHR/33=1*1.00 + 3*0.70 + 6*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+3*0.70
88	SLS:CHR/34=1*1.00 + 3*0.70 + 7*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+3*0.70+4*0.50
89	SLS:CHR/35=1*1.00 + 3*0.70 + 7*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+3*0.70
90	SLS:CHR/36=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+(2+3)*0.70
91	SLS:CHR/37=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 6*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+(2+3)*0.70+6*0.60
92	SLS:CHR/38=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 7*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+(2+3)*0.70+7*0.60
93	SLS:CHR/39=1*1.00 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00
94	SLS:CHR/40=1*1.00 + 6*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+6*0.60
95	SLS:CHR/41=1*1.00 + 7*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+7*0.60
96	SLS:CHR/42=1*1.00 + 2*0.70 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+2*0.70
97	SLS:CHR/43=1*1.00 + 2*0.70 + 6*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+2*0.70+6*0.60
98	SLS:CHR/44=1*1.00 +	Nonlin.	SLS	dead	(1+4)*1.00+2*0.70+7*0.60

	$2*0.70 + 7*0.60 + 4*1.00$	Combination	:CH R		
99	$SLS:CHR/45=1*1.00 + 3*0.70 + 4*1.00$	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	$(1+4)*1.00+3*0.70$
100	$SLS:CHR/46=1*1.00 + 3*0.70 + 6*0.60 + 4*1.00$	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	$(1+4)*1.00+3*0.70+6*0.60$
101	$SLS:CHR/47=1*1.00 + 3*0.70 + 7*0.60 + 4*1.00$	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	$(1+4)*1.00+3*0.70+7*0.60$
102	$SLS:FRE/48=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+(2+3)*0.70$
103	$SLS:FRE/49=1*1.00$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00$
104	$SLS:FRE/50=1*1.00 + 2*0.70$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+2*0.70$
105	$SLS:FRE/51=1*1.00 + 3*0.70$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+3*0.70$
106	$SLS:FRE/52=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60 + 6*0.20$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+(2+3)*0.60+6*0.20$
107	$SLS:FRE/53=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60 + 7*0.20$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+(2+3)*0.60+7*0.20$
108	$SLS:FRE/54=1*1.00 + 6*0.20$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+6*0.20$
109	$SLS:FRE/55=1*1.00 + 7*0.20$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+7*0.20$
110	$SLS:FRE/56=1*1.00 + 2*0.60 + 6*0.20$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+2*0.60+6*0.20$
111	$SLS:FRE/57=1*1.00 + 2*0.60 + 7*0.20$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+2*0.60+7*0.20$
112	$SLS:FRE/58=1*1.00 + 3*0.60 + 6*0.20$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+3*0.60+6*0.20$
113	$SLS:FRE/59=1*1.00 + 3*0.60 + 7*0.20$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+3*0.60+7*0.20$
114	$SLS:FRE/60=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60 + 4*0.20$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+(2+3)*0.60+4*0.20$
115	$SLS:FRE/61=1*1.00 + 4*0.20$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+4*0.20$
116	$SLS:FRE/62=1*1.00 + 2*0.60 + 4*0.20$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+2*0.60+4*0.20$
117	$SLS:FRE/63=1*1.00 + 3*0.60 + 4*0.20$	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	$1*1.00+3*0.60+4*0.20$
118	$SLS:QPR/64=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60$	Nonlin. Combination	SLS :QP R	dead	$1*1.00+(2+3)*0.60$
119	$SLS:QPR/65=1*1.00$	Nonlin. Combination	SLS :QP	dead	$1*1.00$

			R		
<b>120</b>	SLS:QPR/66=1*1.00 + 2*0.60	Nonlin. Combination	SLS :QP R	dead	1*1.00+2*0.60
<b>121</b>	SLS:QPR/67=1*1.00 + 3*0.60	Nonlin. Combination	SLS :QP R	dead	1*1.00+3*0.60

### Reactions ULS: global extremes

in the coordinate system: global - Cases: 1to4 6to54

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
<b>MAX</b>	25.69	13.78	759.93	13.77	42.28	2.01
<b>Node</b>	307	40	316	62	307	324
<b>Case</b>	12	37	12	40	12	42
<b>MIN</b>	-36.84	-9.32	-25.17	-20.56	-58.88	-1.89
<b>Node</b>	342	79	19	62	342	65
<b>Case</b>	23	27	6	37	23	37

### Displacements SLS: global extremes

- Cases: 1to4 6 7

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
<b>MAX</b>	0.2	0.1	0.0	0.000	0.002	0.000
<b>Node</b>	447	756	446	464	432	505
<b>Case</b>	4	6	7	6	4	7
<b>MIN</b>	-0.3	-0.2	-1.3	-0.000	-0.002	-0.000
<b>Node</b>	400	760	429	346	431	759
<b>Case</b>	4	7	4	6	4	7

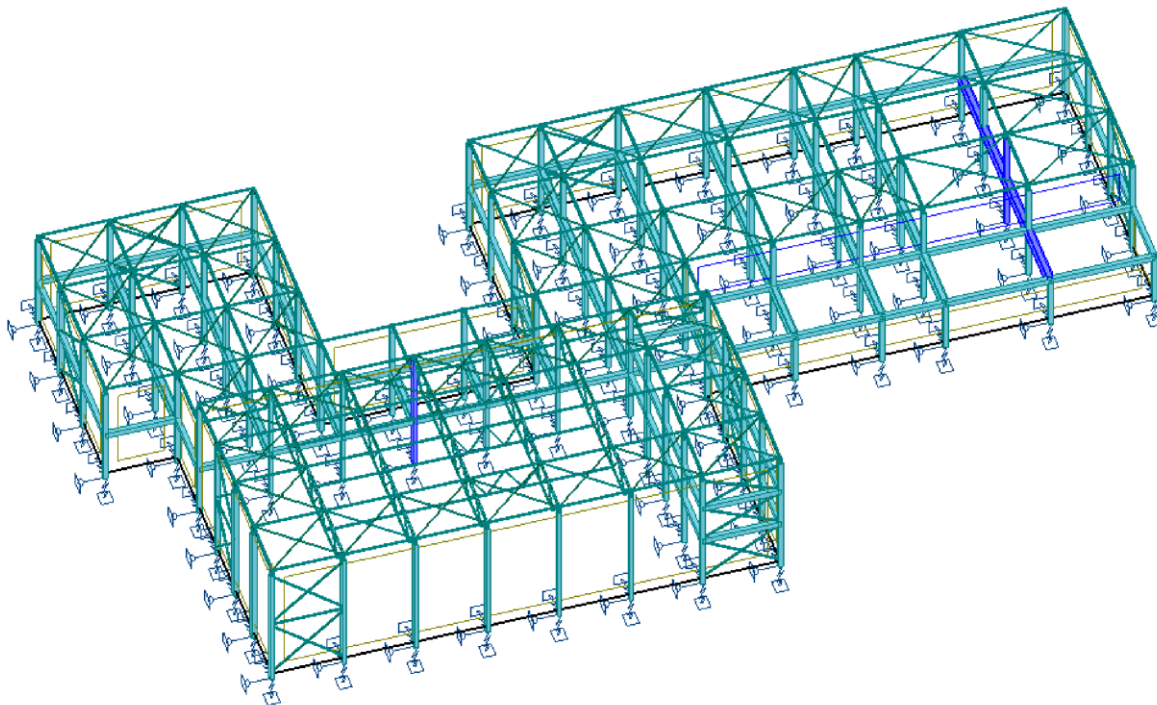
## PRIEDAS Nr.7

Author: @Kristina Paškevičiūtė@

File: @Pastato rėminių konstrukcijų erdvinis projektavimas@

Project: @įvertinami pamatų nuosėdžiai@

### Pastato rėminių konstrukcijų erdvinis modelis (įvertinami pamatų nuosėdžiai)



### Loads - Cases

Case	Label	Case name	Nature	Analysis type
1	DL1	DL1	Structural	Nonlinear Static
2	LL1	LL1	Category C	Nonlinear Static
3	LL11	LL2	Category C	Nonlinear Static
4	SN1	SN1	snow	Nonlinear Static
6	WIND 1	WIND1	wind	Nonlinear Static
7	WIND 2	WIND2	wind	Nonlinear Static
8		$ULS/1=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
9		$ULS/2=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
10		$ULS/3=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 6*0.78 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
11		$ULS/4=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 6*0.78$	Structural	Nonlin. Combination
12		$ULS/5=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 7*0.78 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
13		$ULS/6=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 7*0.78$	Structural	Nonlin. Combination
14		$ULS/7=1*1.00$	Structural	Nonlin. Combination
15		$ULS/8=1*1.00 + 2*1.30 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
16		$ULS/9=1*1.00 + 2*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
17		$ULS/10=1*1.00 + 2*1.30 + 6*0.78 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
18		$ULS/11=1*1.00 + 2*1.30 + 6*0.78$	Structural	Nonlin.

				Combination
19		$ULS/12=1*1.00 + 2*1.30 + 7*0.78 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
20		$ULS/13=1*1.00 + 2*1.30 + 7*0.78$	Structural	Nonlin. Combination
21		$ULS/14=1*1.00 + 3*1.30 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
22		$ULS/15=1*1.00 + 3*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
23		$ULS/16=1*1.00 + 3*1.30 + 6*0.78 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
24		$ULS/17=1*1.00 + 3*1.30 + 6*0.78$	Structural	Nonlin. Combination
25		$ULS/18=1*1.00 + 3*1.30 + 7*0.78 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
26		$ULS/19=1*1.00 + 3*1.30 + 7*0.78$	Structural	Nonlin. Combination
27		$ULS/20=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 6*1.30 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
28		$ULS/21=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 6*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
29		$ULS/22=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 7*1.30 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
30		$ULS/23=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 7*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
31		$ULS/24=1*1.00 + 6*1.30 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
32		$ULS/25=1*1.00 + 6*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
33		$ULS/26=1*1.00 + 7*1.30 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
34		$ULS/27=1*1.00 + 7*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
35		$ULS/28=1*1.00 + 2*0.91 + 6*1.30 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
36		$ULS/29=1*1.00 + 2*0.91 + 6*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
37		$ULS/30=1*1.00 + 2*0.91 + 7*1.30 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
38		$ULS/31=1*1.00 + 2*0.91 + 7*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
39		$ULS/32=1*1.00 + 3*0.91 + 6*1.30 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
40		$ULS/33=1*1.00 + 3*0.91 + 6*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
41		$ULS/34=1*1.00 + 3*0.91 + 7*1.30 + 4*0.65$	Structural	Nonlin. Combination
42		$ULS/35=1*1.00 + 3*0.91 + 7*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
43		$ULS/36=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 4*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
44		$ULS/37=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 6*0.78 + 4*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
45		$ULS/38=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 7*0.78 + 4*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
46		$ULS/39=1*1.00 + 4*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
47		$ULS/40=1*1.00 + 6*0.78 + 4*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
48		$ULS/41=1*1.00 + 7*0.78 + 4*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
49		$ULS/42=1*1.00 + 2*0.91 + 4*1.30$	Structural	Nonlin. Combination

50		$ULS/43=1*1.00 + 2*0.91 + 6*0.78 + 4*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
51		$ULS/44=1*1.00 + 2*0.91 + 7*0.78 + 4*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
52		$ULS/45=1*1.00 + 3*0.91 + 4*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
53		$ULS/46=1*1.00 + 3*0.91 + 6*0.78 + 4*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
54		$ULS/47=1*1.00 + 3*0.91 + 7*0.78 + 4*1.30$	Structural	Nonlin. Combination
55		$SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
56		$SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00$	dead	Nonlin. Combination
57		$SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
58		$SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60$	dead	Nonlin. Combination
59		$SLS:CHR/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
60		$SLS:CHR/6=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60$	dead	Nonlin. Combination
61		$SLS:CHR/7=1*1.00$	dead	Nonlin. Combination
62		$SLS:CHR/8=1*1.00 + 2*1.00 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
63		$SLS:CHR/9=1*1.00 + 2*1.00$	dead	Nonlin. Combination
64		$SLS:CHR/10=1*1.00 + 2*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
65		$SLS:CHR/11=1*1.00 + 2*1.00 + 6*0.60$	dead	Nonlin. Combination
66		$SLS:CHR/12=1*1.00 + 2*1.00 + 7*0.60 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
67		$SLS:CHR/13=1*1.00 + 2*1.00 + 7*0.60$	dead	Nonlin. Combination
68		$SLS:CHR/14=1*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
69		$SLS:CHR/15=1*1.00 + 3*1.00$	dead	Nonlin. Combination
70		$SLS:CHR/16=1*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
71		$SLS:CHR/17=1*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60$	dead	Nonlin. Combination
72		$SLS:CHR/18=1*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
73		$SLS:CHR/19=1*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60$	dead	Nonlin. Combination
74		$SLS:CHR/20=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 6*1.00 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
75		$SLS:CHR/21=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 6*1.00$	dead	Nonlin. Combination
76		$SLS:CHR/22=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 7*1.00 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
77		$SLS:CHR/23=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 7*1.00$	dead	Nonlin. Combination
78		$SLS:CHR/24=1*1.00 + 6*1.00 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
79		$SLS:CHR/25=1*1.00 + 6*1.00$	dead	Nonlin. Combination
80		$SLS:CHR/26=1*1.00 + 7*1.00 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
81		$SLS:CHR/27=1*1.00 + 7*1.00$	dead	Nonlin.

				Combination
82		$SLS:CHR/28=1*1.00 + 2*0.70 + 6*1.00 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
83		$SLS:CHR/29=1*1.00 + 2*0.70 + 6*1.00$	dead	Nonlin. Combination
84		$SLS:CHR/30=1*1.00 + 2*0.70 + 7*1.00 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
85		$SLS:CHR/31=1*1.00 + 2*0.70 + 7*1.00$	dead	Nonlin. Combination
86		$SLS:CHR/32=1*1.00 + 3*0.70 + 6*1.00 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
87		$SLS:CHR/33=1*1.00 + 3*0.70 + 6*1.00$	dead	Nonlin. Combination
88		$SLS:CHR/34=1*1.00 + 3*0.70 + 7*1.00 + 4*0.50$	dead	Nonlin. Combination
89		$SLS:CHR/35=1*1.00 + 3*0.70 + 7*1.00$	dead	Nonlin. Combination
90		$SLS:CHR/36=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 4*1.00$	dead	Nonlin. Combination
91		$SLS:CHR/37=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 6*0.60 + 4*1.00$	dead	Nonlin. Combination
92		$SLS:CHR/38=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 7*0.60 + 4*1.00$	dead	Nonlin. Combination
93		$SLS:CHR/39=1*1.00 + 4*1.00$	dead	Nonlin. Combination
94		$SLS:CHR/40=1*1.00 + 6*0.60 + 4*1.00$	dead	Nonlin. Combination
95		$SLS:CHR/41=1*1.00 + 7*0.60 + 4*1.00$	dead	Nonlin. Combination
96		$SLS:CHR/42=1*1.00 + 2*0.70 + 4*1.00$	dead	Nonlin. Combination
97		$SLS:CHR/43=1*1.00 + 2*0.70 + 6*0.60 + 4*1.00$	dead	Nonlin. Combination
98		$SLS:CHR/44=1*1.00 + 2*0.70 + 7*0.60 + 4*1.00$	dead	Nonlin. Combination
99		$SLS:CHR/45=1*1.00 + 3*0.70 + 4*1.00$	dead	Nonlin. Combination
100		$SLS:CHR/46=1*1.00 + 3*0.70 + 6*0.60 + 4*1.00$	dead	Nonlin. Combination
101		$SLS:CHR/47=1*1.00 + 3*0.70 + 7*0.60 + 4*1.00$	dead	Nonlin. Combination
102		$SLS:FRE/48=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70$	dead	Nonlin. Combination
103		$SLS:FRE/49=1*1.00$	dead	Nonlin. Combination
104		$SLS:FRE/50=1*1.00 + 2*0.70$	dead	Nonlin. Combination
105		$SLS:FRE/51=1*1.00 + 3*0.70$	dead	Nonlin. Combination
106		$SLS:FRE/52=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60 + 6*0.20$	dead	Nonlin. Combination
107		$SLS:FRE/53=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60 + 7*0.20$	dead	Nonlin. Combination
108		$SLS:FRE/54=1*1.00 + 6*0.20$	dead	Nonlin. Combination
109		$SLS:FRE/55=1*1.00 + 7*0.20$	dead	Nonlin. Combination
110		$SLS:FRE/56=1*1.00 + 2*0.60 + 6*0.20$	dead	Nonlin. Combination
111		$SLS:FRE/57=1*1.00 + 2*0.60 + 7*0.20$	dead	Nonlin. Combination
112		$SLS:FRE/58=1*1.00 + 3*0.60 + 6*0.20$	dead	Nonlin. Combination



113		SLS:FRE/59=1*1.00 + 3*0.60 + 7*0.20	dead	Nonlin. Combination
114		SLS:FRE/60=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60 + 4*0.20	dead	Nonlin. Combination
115		SLS:FRE/61=1*1.00 + 4*0.20	dead	Nonlin. Combination
116		SLS:FRE/62=1*1.00 + 2*0.60 + 4*0.20	dead	Nonlin. Combination
117		SLS:FRE/63=1*1.00 + 3*0.60 + 4*0.20	dead	Nonlin. Combination
118		SLS:QPR/64=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60	dead	Nonlin. Combination
119		SLS:QPR/65=1*1.00	dead	Nonlin. Combination
120		SLS:QPR/66=1*1.00 + 2*0.60	dead	Nonlin. Combination
121		SLS:QPR/67=1*1.00 + 3*0.60	dead	Nonlin. Combination

## Manual Combinations

- Cases: 8to121

Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
8	ULS/1=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 4*0.65	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+(2+3)*1.30+4*0.65
9	ULS/2=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+(2+3)*1.30
10	ULS/3=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 6*0.78 + 4*0.65	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+(2+3)*1.30+6*0.78+4*0.65
11	ULS/4=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 6*0.78	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+(2+3)*1.30+6*0.78
12	ULS/5=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 7*0.78 + 4*0.65	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+(2+3)*1.30+7*0.78+4*0.65
13	ULS/6=1*1.00 + 2*1.30 + 3*1.30 + 7*0.78	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+(2+3)*1.30+7*0.78
14	ULS/7=1*1.00	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00
15	ULS/8=1*1.00 + 2*1.30 + 4*0.65	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*1.30+4*0.65
16	ULS/9=1*1.00 + 2*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*1.30
17	ULS/10=1*1.00 + 2*1.30 + 6*0.78 + 4*0.65	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*1.30+6*0.78+4*0.65
18	ULS/11=1*1.00 + 2*1.30 + 6*0.78	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*1.30+6*0.78
19	ULS/12=1*1.00 + 2*1.30 + 7*0.78 + 4*0.65	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*1.30+7*0.78+4*0.65
20	ULS/13=1*1.00 + 2*1.30 + 7*0.78	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*1.30+7*0.78

21	$ULS/14=1*1.00 + 3*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*1.30+4*0.65$
22	$ULS/15=1*1.00 + 3*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*1.30$
23	$ULS/16=1*1.00 + 3*1.30 + 6*0.78 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*1.30+6*0.78+4*0.65$
24	$ULS/17=1*1.00 + 3*1.30 + 6*0.78$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*1.30+6*0.78$
25	$ULS/18=1*1.00 + 3*1.30 + 7*0.78 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*1.30+7*0.78+4*0.65$
26	$ULS/19=1*1.00 + 3*1.30 + 7*0.78$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*1.30+7*0.78$
27	$ULS/20=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 6*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*0.91+6*1.30+4*0.65$
28	$ULS/21=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 6*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*0.91+6*1.30$
29	$ULS/22=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 7*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*0.91+7*1.30+4*0.65$
30	$ULS/23=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 7*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*0.91+7*1.30$
31	$ULS/24=1*1.00 + 6*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+6*1.30+4*0.65$
32	$ULS/25=1*1.00 + 6*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+6*1.30$
33	$ULS/26=1*1.00 + 7*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+7*1.30+4*0.65$
34	$ULS/27=1*1.00 + 7*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+7*1.30$
35	$ULS/28=1*1.00 + 2*0.91 + 6*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+2*0.91+6*1.30+4*0.65$
36	$ULS/29=1*1.00 + 2*0.91 + 6*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+2*0.91+6*1.30$
37	$ULS/30=1*1.00 + 2*0.91 + 7*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+2*0.91+7*1.30+4*0.65$
38	$ULS/31=1*1.00 + 2*0.91 + 7*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+2*0.91+7*1.30$
39	$ULS/32=1*1.00 + 3*0.91 + 6*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*0.91+6*1.30+4*0.65$
40	$ULS/33=1*1.00 + 3*0.91 + 6*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*0.91+6*1.30$
41	$ULS/34=1*1.00 + 3*0.91 + 7*1.30 + 4*0.65$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*0.91+7*1.30+4*0.65$
42	$ULS/35=1*1.00 + 3*0.91 + 7*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+3*0.91+7*1.30$
43	$ULS/36=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 4*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*0.91+4*1.30$
44	$ULS/37=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 6*0.78 + 4*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*0.91+6*0.78+4*1.30$
45	$ULS/38=1*1.00 + 2*0.91 + 3*0.91 + 7*0.78 + 4*1.30$	Nonlin. Combination		Structural	$1*1.00+(2+3)*0.91+7*0.78+4*1.30$
46	$ULS/39=1*1.00 +$	Nonlin.		Structural	$1*1.00+4*1.30$

	4*1.30	Combination			
47	ULS/40=1*1.00 + 6*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+6*0.78+4*1.30
48	ULS/41=1*1.00 + 7*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+7*0.78+4*1.30
49	ULS/42=1*1.00 + 2*0.91 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*0.91+4*1.30
50	ULS/43=1*1.00 + 2*0.91 + 6*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*0.91+6*0.78+4*1.30
51	ULS/44=1*1.00 + 2*0.91 + 7*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+2*0.91+7*0.78+4*1.30
52	ULS/45=1*1.00 + 3*0.91 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+3*0.91+4*1.30
53	ULS/46=1*1.00 + 3*0.91 + 6*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+3*0.91+6*0.78+4*1.30
54	ULS/47=1*1.00 + 3*0.91 + 7*0.78 + 4*1.30	Nonlin. Combination		Structural	1*1.00+3*0.91+7*0.78+4*1.30
55	SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2+3)*1.00+4*0.50
56	SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2+3)*1.00
57	SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2+3)*1.00+6*0.60+4*0.50
58	SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2+3)*1.00+6*0.60
59	SLS:CHR/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2+3)*1.00+7*0.60+4*0.50
60	SLS:CHR/6=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2+3)*1.00+7*0.60
61	SLS:CHR/7=1*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	1*1.00
62	SLS:CHR/8=1*1.00 + 2*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2)*1.00+4*0.50
63	SLS:CHR/9=1*1.00 + 2*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2)*1.00
64	SLS:CHR/10=1*1.00 + 2*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2)*1.00+6*0.60+4*0.50
65	SLS:CHR/11=1*1.00 + 2*1.00 + 6*0.60	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2)*1.00+6*0.60
66	SLS:CHR/12=1*1.00 + 2*1.00 + 7*0.60 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2)*1.00+7*0.60+4*0.50
67	SLS:CHR/13=1*1.00 + 2*1.00 + 7*0.60	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+2)*1.00+7*0.60
68	SLS:CHR/14=1*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+3)*1.00+4*0.50
69	SLS:CHR/15=1*1.00 +	Nonlin. Combination	SLS	dead	(1+3)*1.00

	3*1.00	Combination	:CH R		
70	SLS:CHR/16=1*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+3)*1.00+6*0.60+4*0.50
71	SLS:CHR/17=1*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+3)*1.00+6*0.60
72	SLS:CHR/18=1*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+3)*1.00+7*0.60+4*0.50
73	SLS:CHR/19=1*1.00 + 3*1.00 + 7*0.60	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+3)*1.00+7*0.60
74	SLS:CHR/20=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 6*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+(2+3)*0.70+4*0.50
75	SLS:CHR/21=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 6*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+(2+3)*0.70
76	SLS:CHR/22=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 7*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+(2+3)*0.70+4*0.50
77	SLS:CHR/23=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 7*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+(2+3)*0.70
78	SLS:CHR/24=1*1.00 + 6*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+4*0.50
79	SLS:CHR/25=1*1.00 + 6*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00
80	SLS:CHR/26=1*1.00 + 7*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+4*0.50
81	SLS:CHR/27=1*1.00 + 7*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00
82	SLS:CHR/28=1*1.00 + 2*0.70 + 6*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+2*0.70+4*0.50
83	SLS:CHR/29=1*1.00 + 2*0.70 + 6*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+2*0.70
84	SLS:CHR/30=1*1.00 + 2*0.70 + 7*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+2*0.70+4*0.50
85	SLS:CHR/31=1*1.00 + 2*0.70 + 7*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+2*0.70
86	SLS:CHR/32=1*1.00 + 3*0.70 + 6*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+3*0.70+4*0.50
87	SLS:CHR/33=1*1.00 + 3*0.70 + 6*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+6)*1.00+3*0.70
88	SLS:CHR/34=1*1.00 + 3*0.70 + 7*1.00 + 4*0.50	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+3*0.70+4*0.50
89	SLS:CHR/35=1*1.00 + 3*0.70 + 7*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+7)*1.00+3*0.70
90	SLS:CHR/36=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 +	Nonlin. Combination	SLS :CH	dead	(1+4)*1.00+(2+3)*0.70

	4*1.00		R		
91	SLS:CHR/37=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 6*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+(2+3)*0.70+6*0.60
92	SLS:CHR/38=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 7*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+(2+3)*0.70+7*0.60
93	SLS:CHR/39=1*1.00 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00
94	SLS:CHR/40=1*1.00 + 6*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+6*0.60
95	SLS:CHR/41=1*1.00 + 7*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+7*0.60
96	SLS:CHR/42=1*1.00 + 2*0.70 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+2*0.70
97	SLS:CHR/43=1*1.00 + 2*0.70 + 6*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+2*0.70+6*0.60
98	SLS:CHR/44=1*1.00 + 2*0.70 + 7*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+2*0.70+7*0.60
99	SLS:CHR/45=1*1.00 + 3*0.70 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+3*0.70
100	SLS:CHR/46=1*1.00 + 3*0.70 + 6*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+3*0.70+6*0.60
101	SLS:CHR/47=1*1.00 + 3*0.70 + 7*0.60 + 4*1.00	Nonlin. Combination	SLS :CH R	dead	(1+4)*1.00+3*0.70+7*0.60
102	SLS:FRE/48=1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	1*1.00+(2+3)*0.70
103	SLS:FRE/49=1*1.00	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	1*1.00
104	SLS:FRE/50=1*1.00 + 2*0.70	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	1*1.00+2*0.70
105	SLS:FRE/51=1*1.00 + 3*0.70	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	1*1.00+3*0.70
106	SLS:FRE/52=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60 + 6*0.20	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	1*1.00+(2+3)*0.60+6*0.20
107	SLS:FRE/53=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60 + 7*0.20	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	1*1.00+(2+3)*0.60+7*0.20
108	SLS:FRE/54=1*1.00 + 6*0.20	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	1*1.00+6*0.20
109	SLS:FRE/55=1*1.00 + 7*0.20	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	1*1.00+7*0.20
110	SLS:FRE/56=1*1.00 + 2*0.60 + 6*0.20	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	1*1.00+2*0.60+6*0.20
111	SLS:FRE/57=1*1.00 + 2*0.60 + 7*0.20	Nonlin. Combination	SLS :FR E	dead	1*1.00+2*0.60+7*0.20

112	SLS:FRE/58=1*1.00 + 3*0.60 + 6*0.20	Nonlin. Combination	SLS :FRE	dead	1*1.00+3*0.60+6*0.20
113	SLS:FRE/59=1*1.00 + 3*0.60 + 7*0.20	Nonlin. Combination	SLS :FRE	dead	1*1.00+3*0.60+7*0.20
114	SLS:FRE/60=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60 + 4*0.20	Nonlin. Combination	SLS :FRE	dead	1*1.00+(2+3)*0.60+4*0.20
115	SLS:FRE/61=1*1.00 + 4*0.20	Nonlin. Combination	SLS :FRE	dead	1*1.00+4*0.20
116	SLS:FRE/62=1*1.00 + 2*0.60 + 4*0.20	Nonlin. Combination	SLS :FRE	dead	1*1.00+2*0.60+4*0.20
117	SLS:FRE/63=1*1.00 + 3*0.60 + 4*0.20	Nonlin. Combination	SLS :FRE	dead	1*1.00+3*0.60+4*0.20
118	SLS:QPR/64=1*1.00 + 2*0.60 + 3*0.60	Nonlin. Combination	SLS :QPR	dead	1*1.00+(2+3)*0.60
119	SLS:QPR/65=1*1.00	Nonlin. Combination	SLS :QPR	dead	1*1.00
120	SLS:QPR/66=1*1.00 + 2*0.60	Nonlin. Combination	SLS :QPR	dead	1*1.00+2*0.60
121	SLS:QPR/67=1*1.00 + 3*0.60	Nonlin. Combination	SLS :QPR	dead	1*1.00+3*0.60

### Reactions ULS: global extremes

in the coordinate system: global - Cases: 1to4 6to54

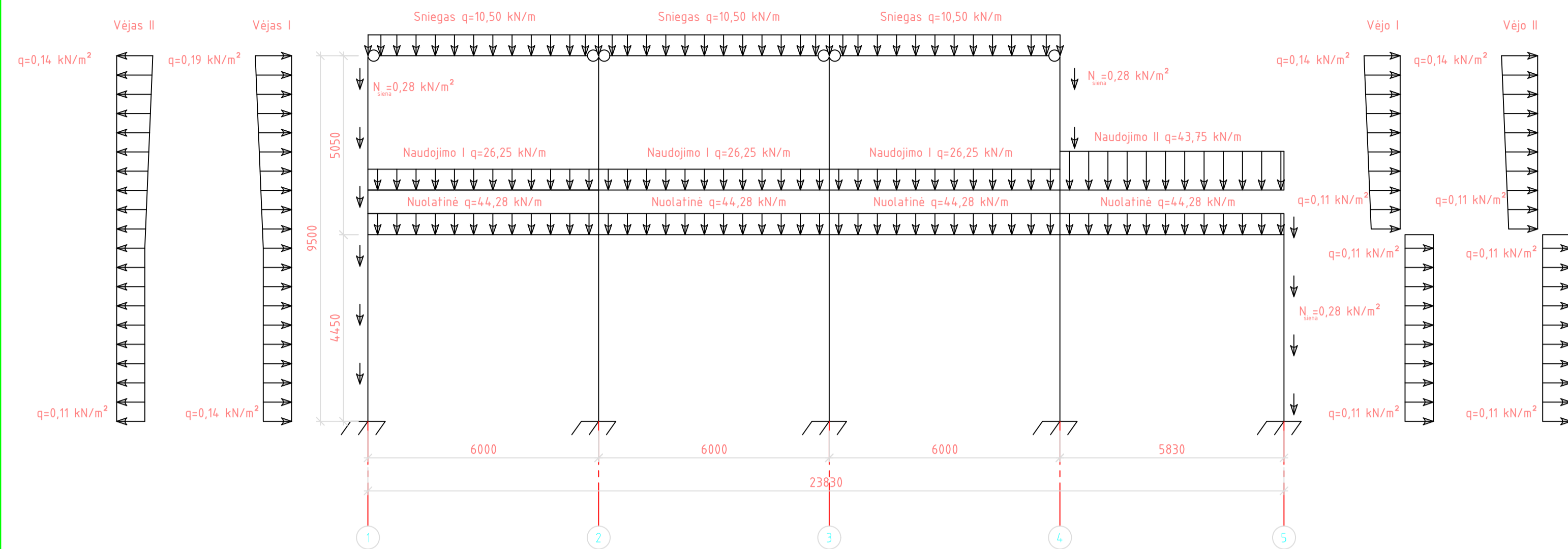
	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
<b>MAX</b>	40.17	16.47	811.34	30.96	30.43	2.39
<b>Node</b>	621	233	24	333	47	324
<b>Case</b>	19	45	12	10	19	42
<b>MIN</b>	-46.09	-19.58	-19.17	-26.74	-46.11	-1.88
<b>Node</b>	62	333	19	233	24	79
<b>Case</b>	10	10	6	45	27	37

**Displacements SLS: global extremes****- Cases: 1to4 6 7**

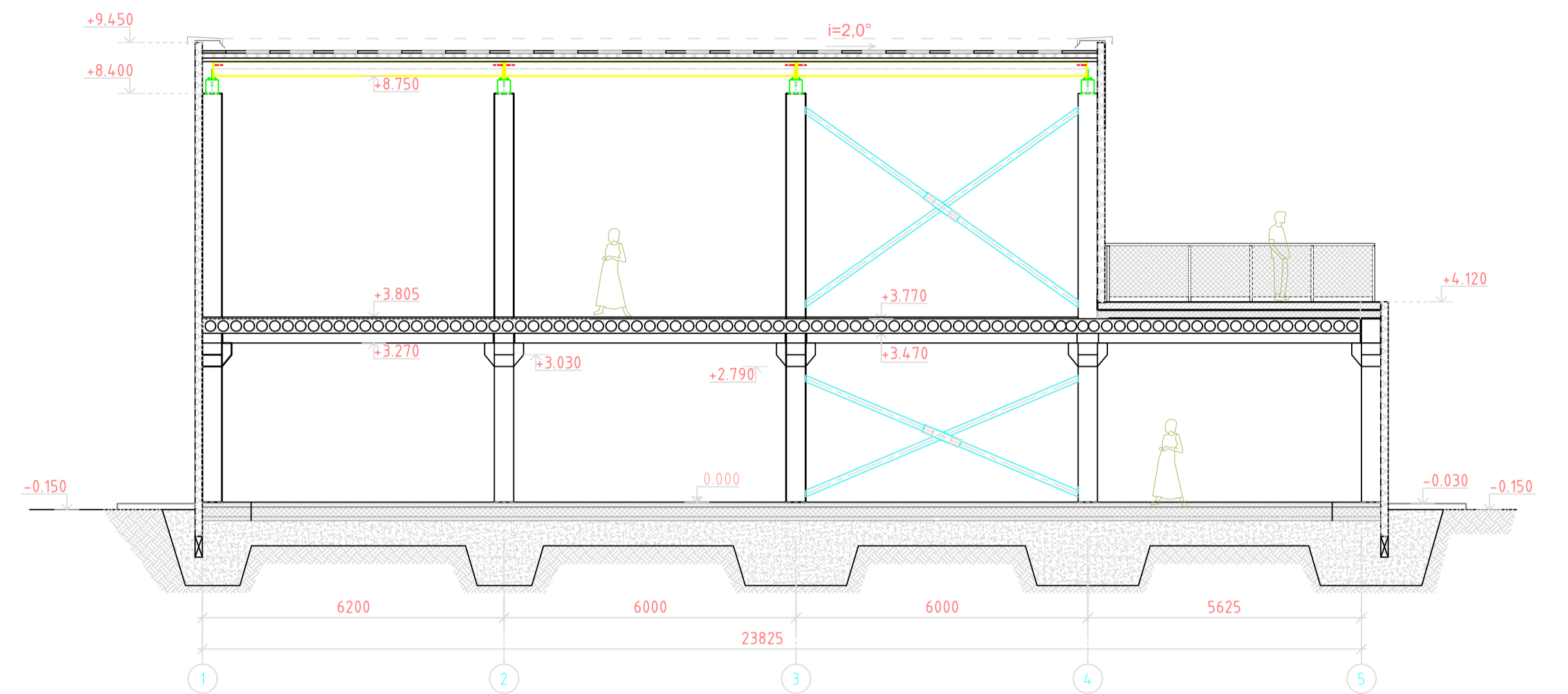
	<b>UX (cm)</b>	<b>UY (cm)</b>	<b>UZ (cm)</b>	<b>RX (Rad)</b>	<b>RY (Rad)</b>	<b>RZ (Rad)</b>
<b>MAX</b>	0.7	0.1	0.0	0.001	0.002	0.000
<b>Node</b>	399	628	505	340	448	772
<b>Case</b>	1	1	6	1	4	1
<b>MIN</b>	-0.2	-0.2	-2.4	-0.001	-0.003	-0.000
<b>Node</b>	482	760	318	631	323	759
<b>Case</b>	1	7	1	1	1	7



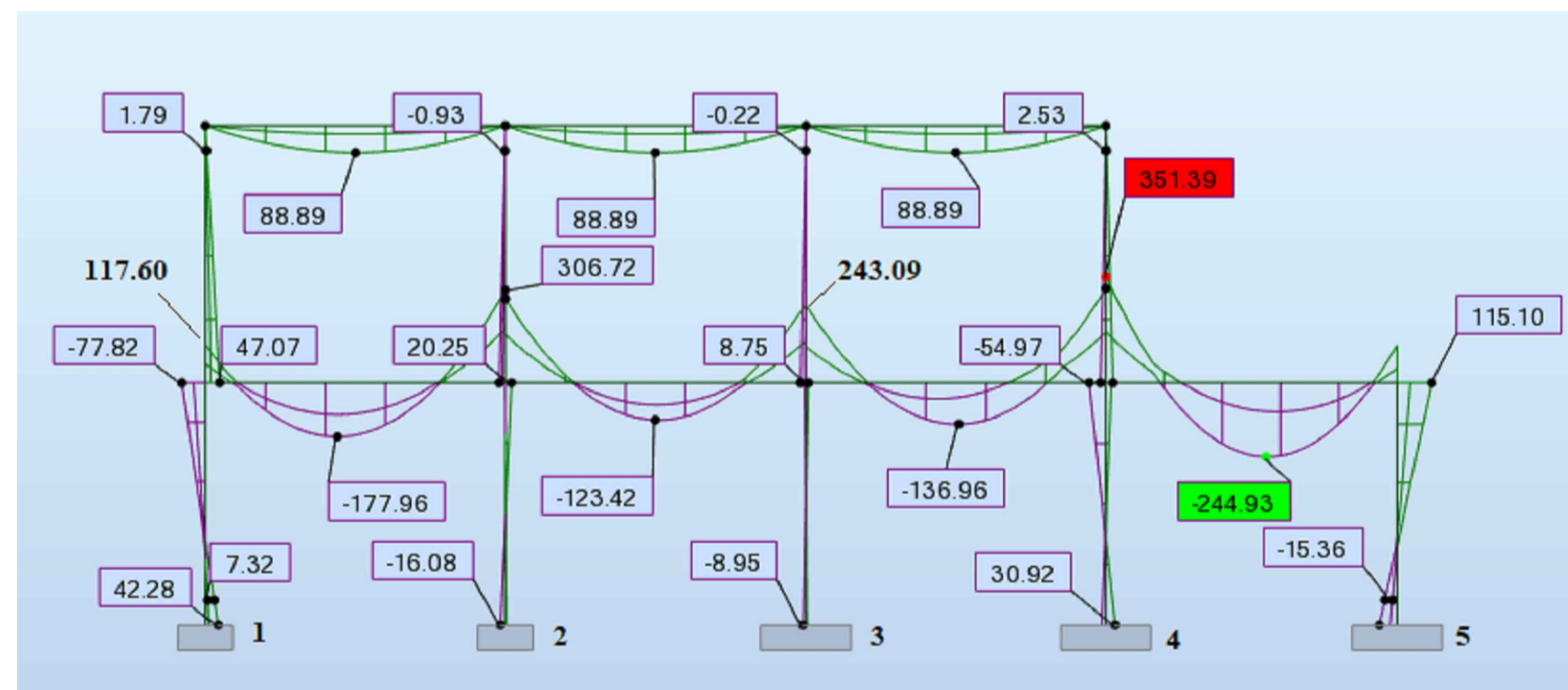
### RĖMO SKAIČIUOJAMOJI SCHEMA



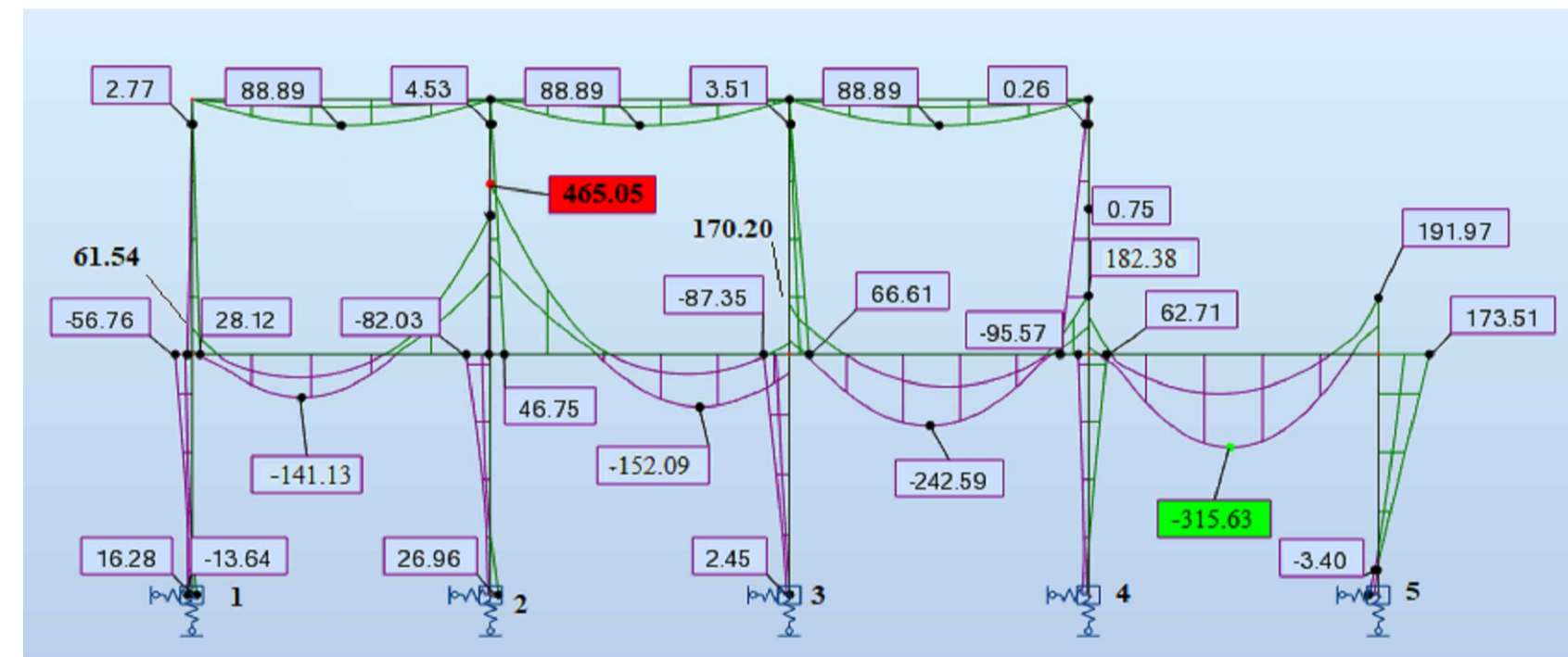
### PJŪVIS A-A MASTELIS 1:100



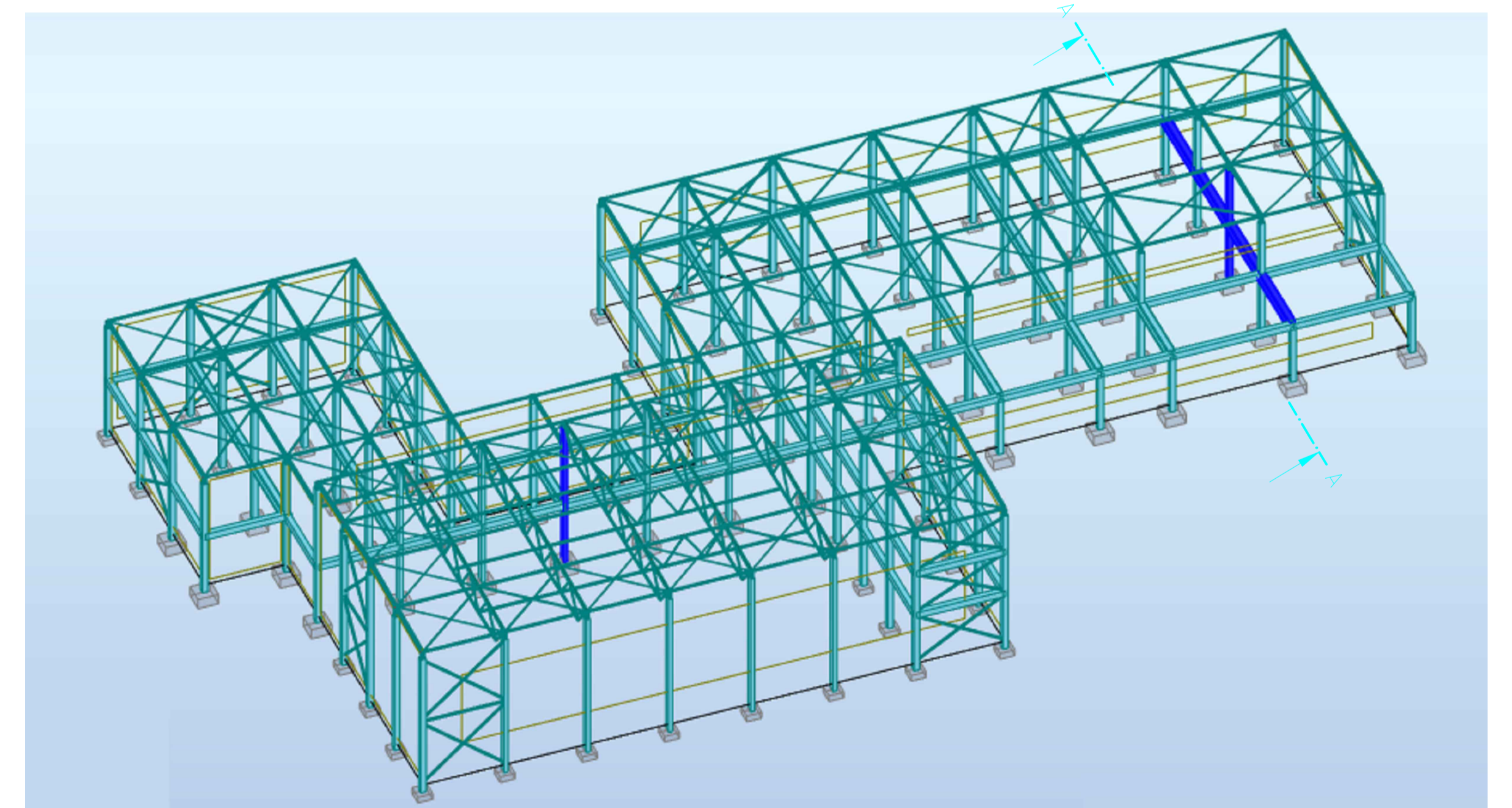
LENKIMO MOMENTŲ GRAFIKAS  
(NEĮVERTINUS PAMATŲ NUOSĖDŽIŲ)



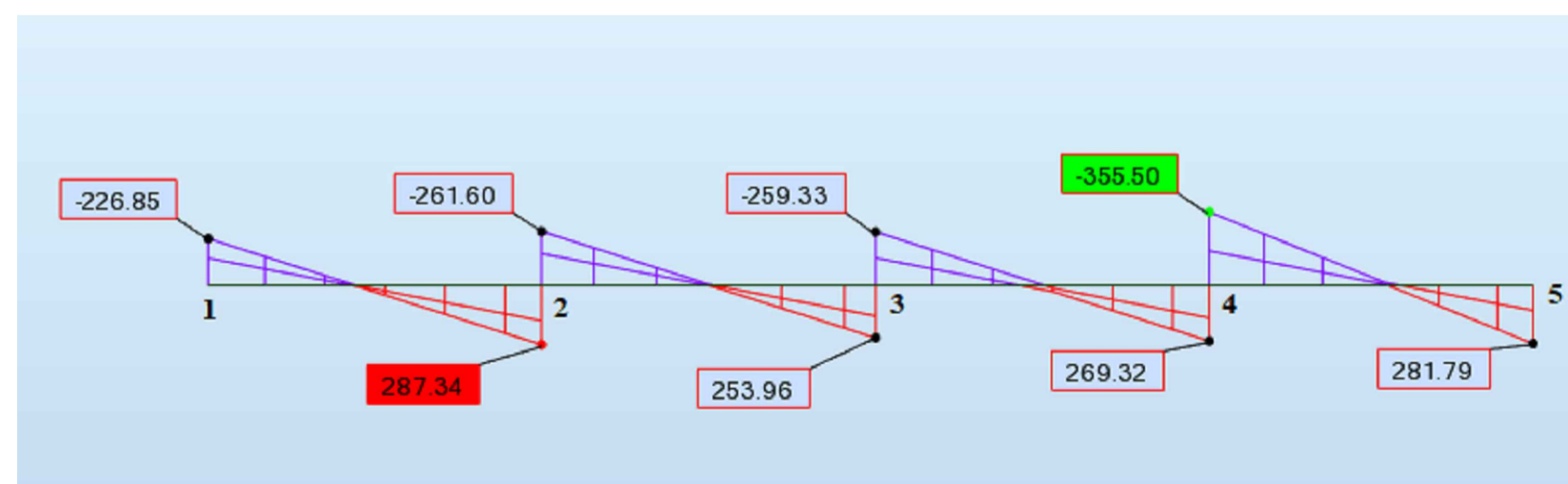
LENKIMO MOMENTŲ GRAFIKAS  
(ĮVERTINUS PAMATŲ NUOSĖDŽIUS)



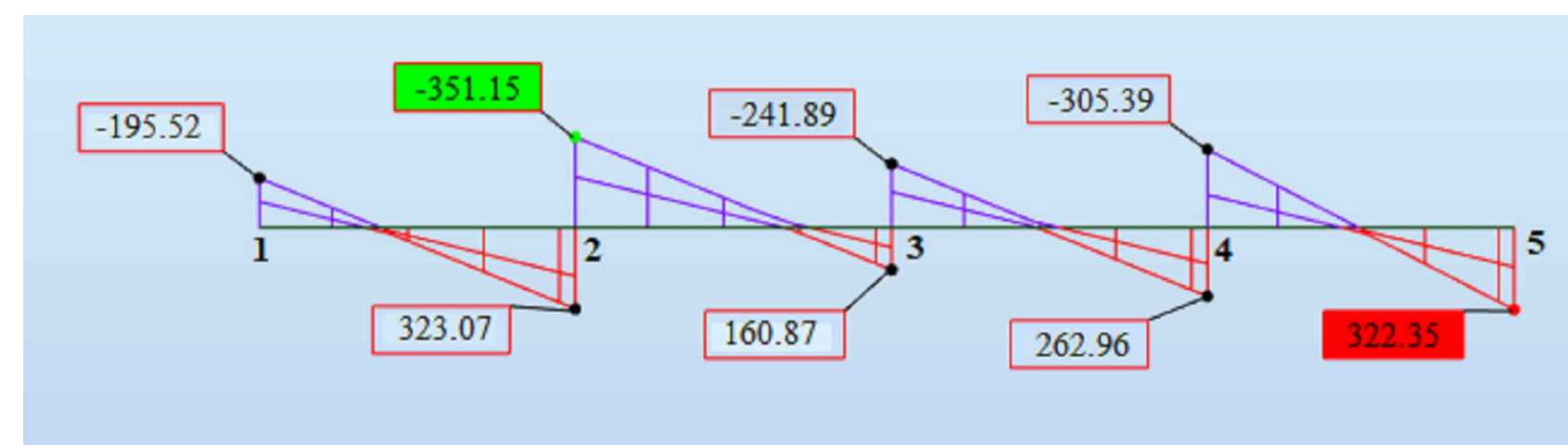
PASTATO RĖMINIŲ KONSTRUKCIJŲ ERDVINIS MODELIS



SKERSINIŲ JĖGŲ GRAFIKAS  
(NEĮVERTINUS PAMATŲ NUOSĖDŽIŲ)



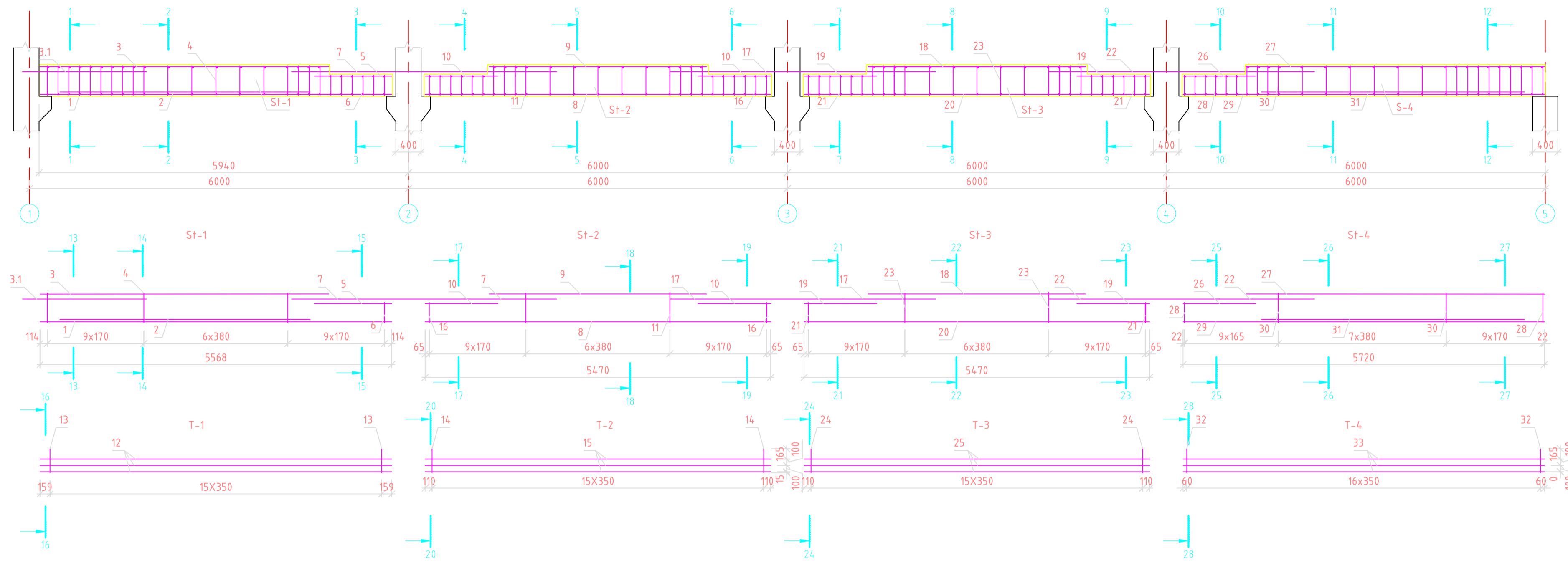
SKERSINIŲ JĖGŲ GRAFIKAS  
(ĮVERTINUS PAMATŲ NUOSĖDŽIUS)



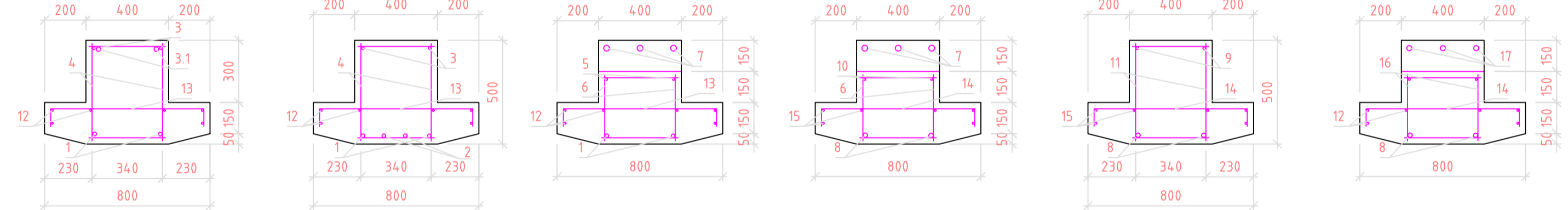
Grupė	KTU Statybos ir Architektūros fakultetas			Magistro baigiamasis darbas
SSM-6	V.Pavarde	Parašas	Data	Rėminių konstrukcijų išrašų persiskirstymas nuo pamatų sėdimo analizė
Studentas	K.Paškevičiūtė			
sk	Vadovas	M.Augonis		
gd	Konsultantas	G.Šukaitė		Rėminių konstrukcijų išrašų persiskirstymas nuo pamatų sėdimo analizė. Pastato rėminių konstrukcijų erdvinis modelis. Lenkimo momentų ir skersinių jėgų grafikai (neįvertinus ir įvertinus pamatų nuosėdžius). Pjūvis A-A
Etapas	Statybinių konstrukcijų katedra			Laida
MBD	LT - 51367 Studentų 48, Kaunas			17-2017-MBD-SK
				Lapas
				1 4



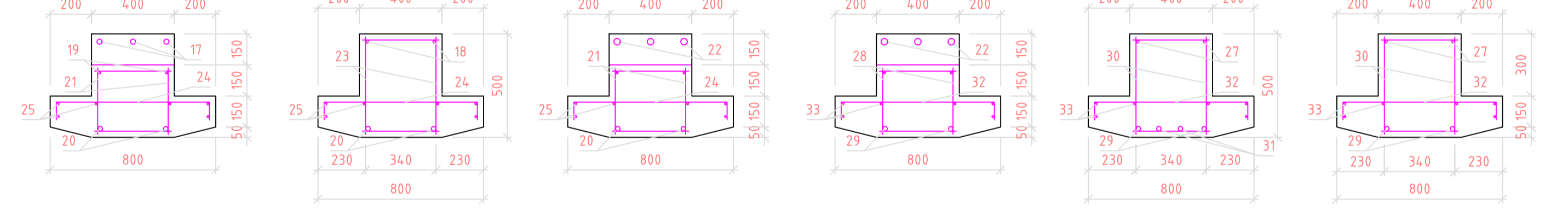
### Rygelio armavimo schemas MASTELIS 1:50



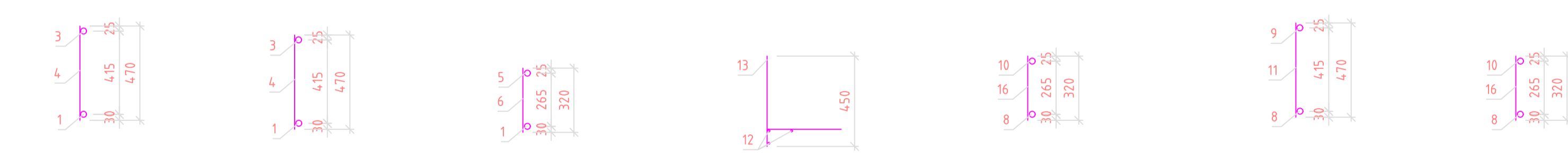
Pjūvis 1-1 MASTELIS 1:20 Pjūvis 2-2 MASTELIS 1:20 Pjūvis 3-3 MASTELIS 1:20 Pjūvis 4-4 MASTELIS 1:20 Pjūvis 5-5 MASTELIS 1:20 Pjūvis 6-6 MASTELIS 1:20



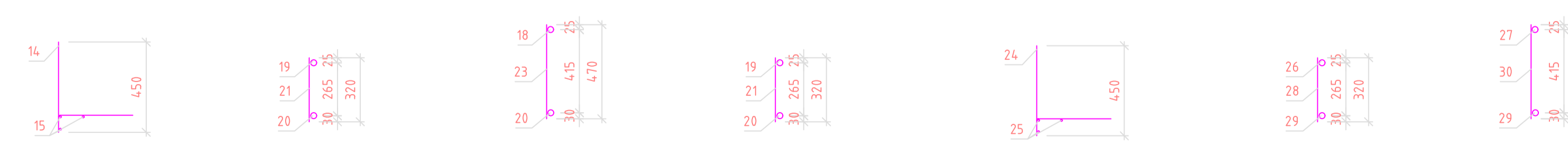
Pjūvis 7-7 MASTELIS 1:20 Pjūvis 8-8 MASTELIS 1:20 Pjūvis 9-9 MASTELIS 1:20 Pjūvis 10-10 MASTELIS 1:20 Pjūvis 11-11 MASTELIS 1:20 Pjūvis 12-12 MASTELIS 1:20



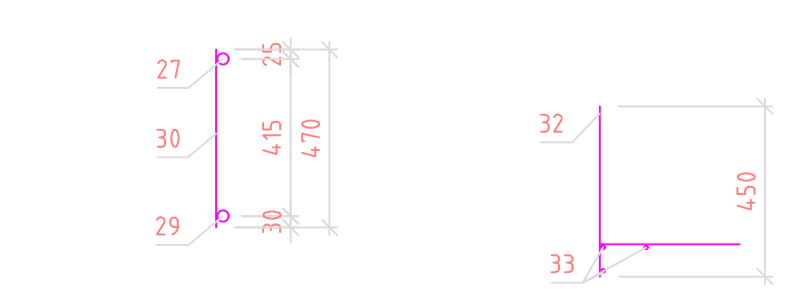
Pjūvis 13-13 MASTELIS 1:20 Pjūvis 14-14 MASTELIS 1:20 Pjūvis 15-15 MASTELIS 1:20 Pjūvis 16-16 MASTELIS 1:20 Pjūvis 17-17 MASTELIS 1:20 Pjūvis 18-18 MASTELIS 1:20 Pjūvis 19-19 MASTELIS 1:20



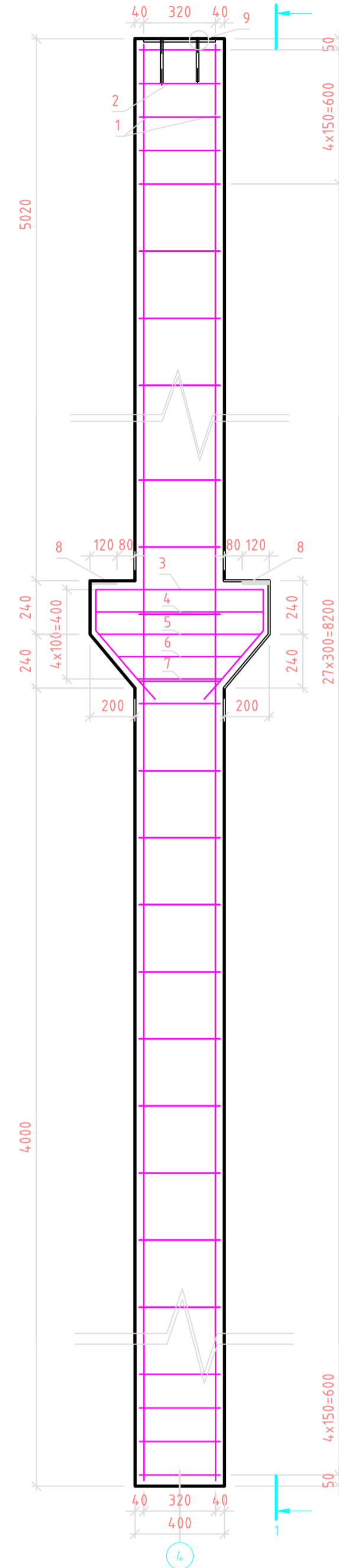
Pjūvis 20-20 MASTELIS 1:20 Pjūvis 21-21 MASTELIS 1:20 Pjūvis 22-22 MASTELIS 1:20 Pjūvis 23-23 MASTELIS 1:20 Pjūvis 24-24 MASTELIS 1:20 Pjūvis 25-25 MASTELIS 1:20 Pjūvis 26-26 MASTELIS 1:20



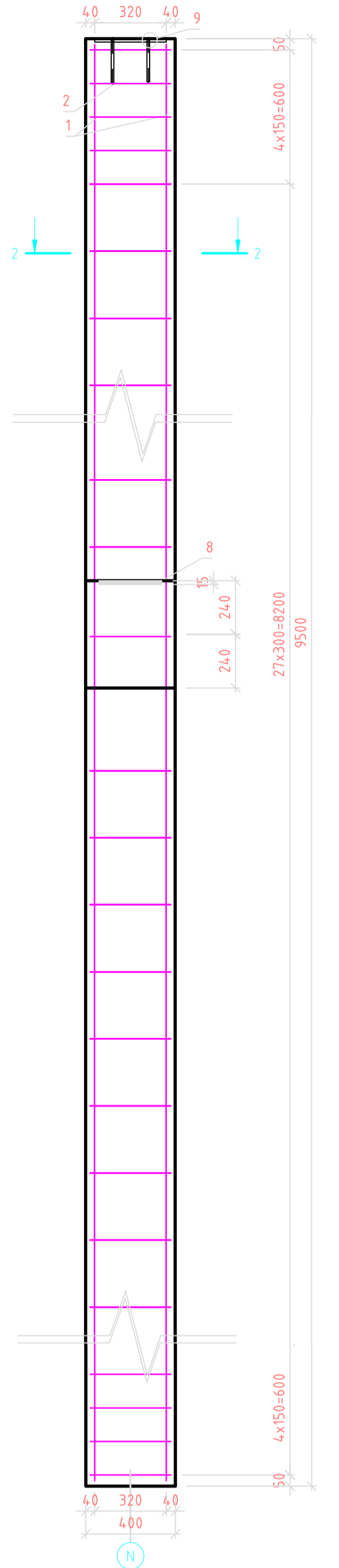
Pjūvis 27-27 MASTELIS 1:20 Pjūvis 28-28 MASTELIS 1:20



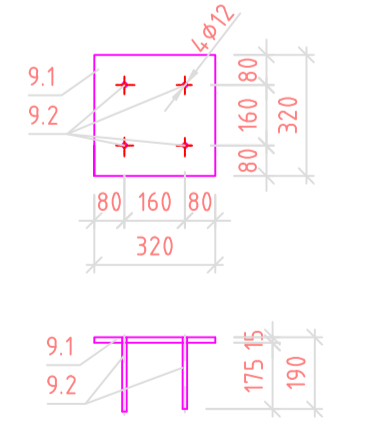
### Kolonos armavimas MASTELIS 1:20



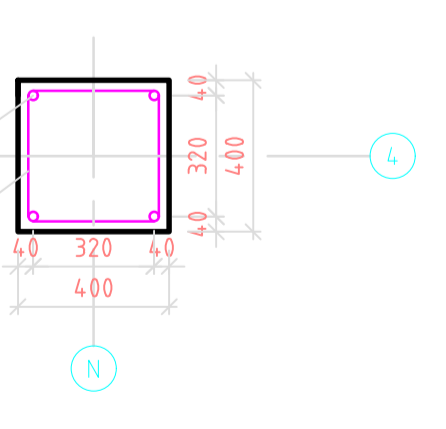
### Pjūvis 1-1 MASTELIS 1:20



Poz.9 MASTELIS 1:20



Pjūvis 2-2 MASTELIS 1:20



Pozicija	Žymėjimas	Pavadinimas	Kiekis	Svoris, kg		Pastabos
				Vieneto	Iš viso	
Gaminiių kiekių žiniaraštis						
Gelžbetoninė kolona 400x400						
Gelžbetoninės kolonos armavimas						
1	LST EN 10080:2006	D 18 S500 L= 9450	4	14.91	59.65	
2	LST EN 10080:2006	D 8 S240 L= 1350	32	0.53	17.06	
3	LST EN 10080:2006	D 18 S500 L= 1925	2	3.04	6.08	
4	LST EN 10080:2006	D 18 S500 L= 750	2	1.18	2.37	
5	LST EN 10080:2006	D 18 S500 L= 720	2	1.14	2.27	
6	LST EN 10080:2006	D 18 S500 L= 550	2	0.87	1.74	
7	LST EN 10080:2006	D 18 S500 L= 380	2	0.60	1.20	
8	LST EN 10025-2:2005	PL 320x120 t= 15	2	4.52	9.04	S235
9.1	LST EN 10025-2:2005	PL 320x320 t= 15	1	12.06	12.06	S235
9.2	LST EN 10080:2006	D 12 S500 L= 170	4	0.15	0.61	
				Iš viso:	112.07	
LST EN 206:2014			Betonas C25/30	1.56 m³		

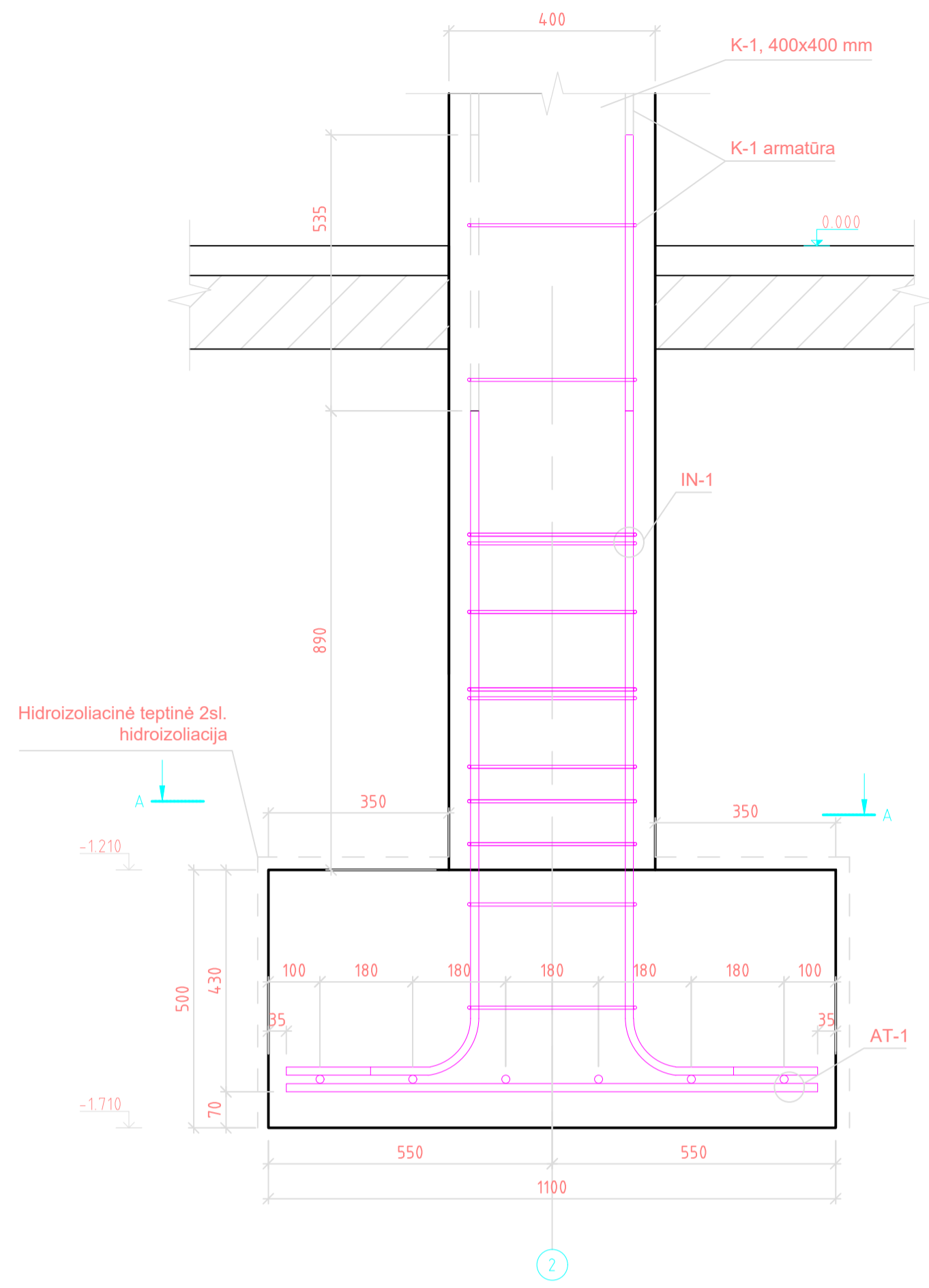
Pozicija	Žymėjimas	Pavadinimas	Kiekis	Svoris, kg		Pastabos
				Vieneto	Iš viso	
Gaminiių kiekių žiniaraštis						
Rygelis						
Rygelio armatūra						
1		D 18 S500 L= 5560	2	11.11	22.22	
2		D 18 S500 L= 3960	2	7.91	15.82	
3.1		D 22 S500 L= 1960	2	5.85	11.70	
3		D 12 S500 L= 4570	2	4.11	8.23	
4	St-1	D 8 S500 L= 470	40	0.19	7.43	
5		D 12 S500 L= 1230	2	1.11	2.21	
6		D 8 S500 L= 320	10	0.13	1.26	
7	St-1.2	D 28 S500 L= 4195	3	20.26	60.79	
8		D 22 S500 L= 5470	2	16.32	32.64	
9	St-2	D 12 S500 L= 3440	2	3.10	6.19	
10		D 12 S500 L= 1150	4	1.04	4.14	
11		D 8 S500 L= 470	26	0.19	4.83	
12		D 5 S500 L= 5570	6	0.86	5.15	
13	T-1	D 5 S500 L= 380	16	0.06	0.94	
14		D 5 S500 L= 380	16	0.06	0.94	
15	T-2	D 5 S500 L= 5470	6	0.84	5.05	
16	St-2	D 8 S500 L= 320	20	0.13	2.53	
17	St-2.3	D 25 S500 L= 4195	3	16.15	48.45	
18		D 12 S500 L= 3440	2	3.10	6.19	
19	St-3	D 12 S500 L= 1150	4	1.04	4.14	
20		D 22 S500 L= 5455	2	16.28	32.56	
21		D 8 S500 L= 320	20	0.13	2.53	
22	St-3.4	D 32 S500 L= 4195	3	26.47	79.41	
23	St-3	D 8 S500 L= 455	26	0.18	4.67	
24		D 5 S500 L= 380	16	0.06	0.94	
25	T-3	D 5 S500 L= 5470	6	0.84	5.05	
26		D 12 S500 L= 1340	2	1.21	2.41	
27		D 12 S500 L= 4725	2	4.25	8.51	
28		D 8 S500 L= 320	12	0.13	1.52	
29	St-4	D 22 S500 L= 5705	2	17.02	34.05	
30		D 8 S500 L= 470	42	0.19	7.80	
31		D 22 S500 L= 4160	2	12.41	24.83	
32	T-4	D 5 S500 L= 380	17	0.06	0.99	
33		D 5 S500 L= 5720	6	0.98	5.29	
				Iš viso:	461.39	
LST EN 206:2014			Betonas C25/30	5.95 m³		

- Pastabos:  
 1. Rygeliai ir kolonos projektuojamos iš C25/30 klasės betono.  
 2. Kiaurymetos perdangos plokštės HCS300  
 3. Naudojama armatūra rygeliams S500, kolonoms S500 ir S240.

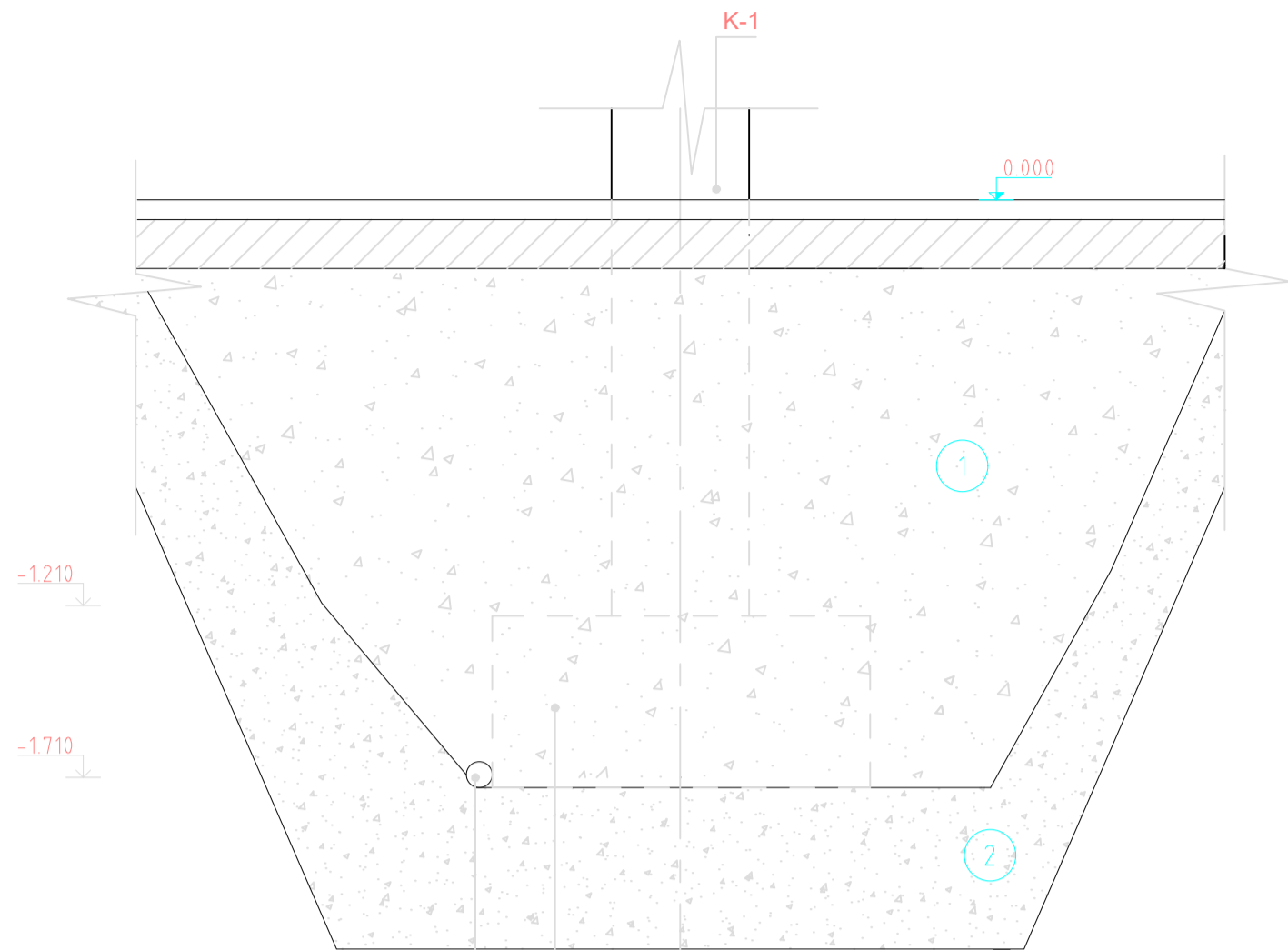
Grupė	KTU Statybos ir Architektūros fakultetas			Magistro baigiamasis darbas	
SSM-6	V. Pavardė	Parašas	Data	Rėminių konstrukcijų įrašų persiskirstymas nuo pamatų sėdimo analizė	
sk	Studentas	K. Paškevičiūtė		Laida	
gd	Vadovas	M. Augonis		Rygelio armavimo schemas. Pjūviai. Kolonos armavimas	
	Konsultantas	G. Šakalytė			
Etapas	Statybiniių konstrukcijų katedra			Lapas Lapų	
MBD	LT - 51367 Studentų 48, Kaunas			2017-MBD-SK 2 4	



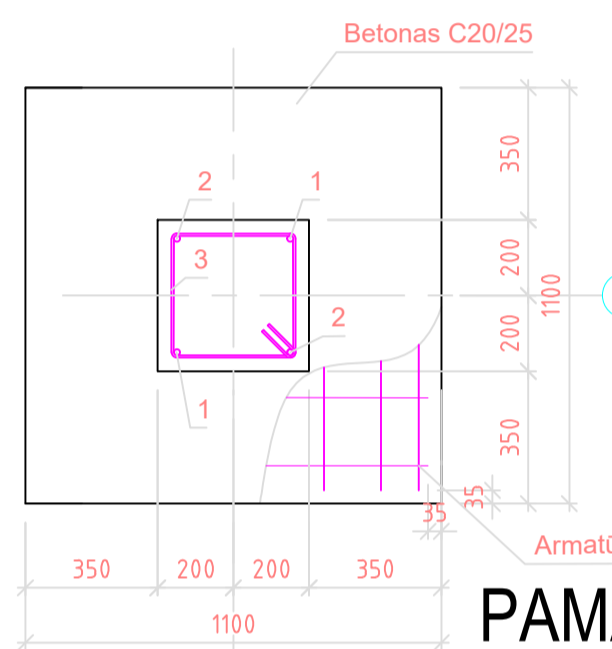
**PAMATO SK.P-1 ARMAVIMAS  
MASTELIS 1:20**



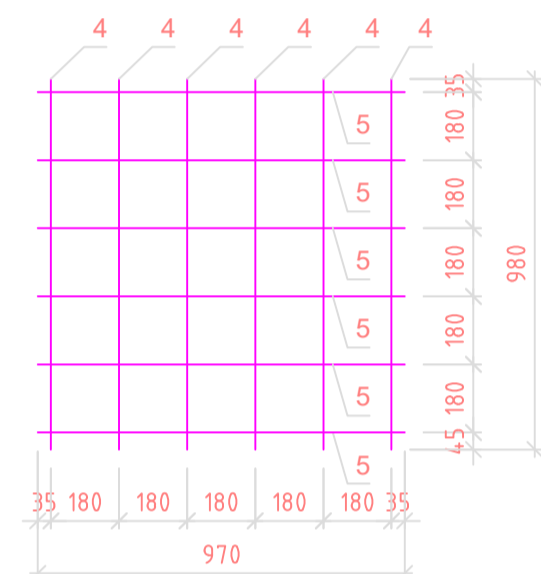
**PAMATO SK.P-1 ĮGILINIMAS  
MASTELIS 1:20**



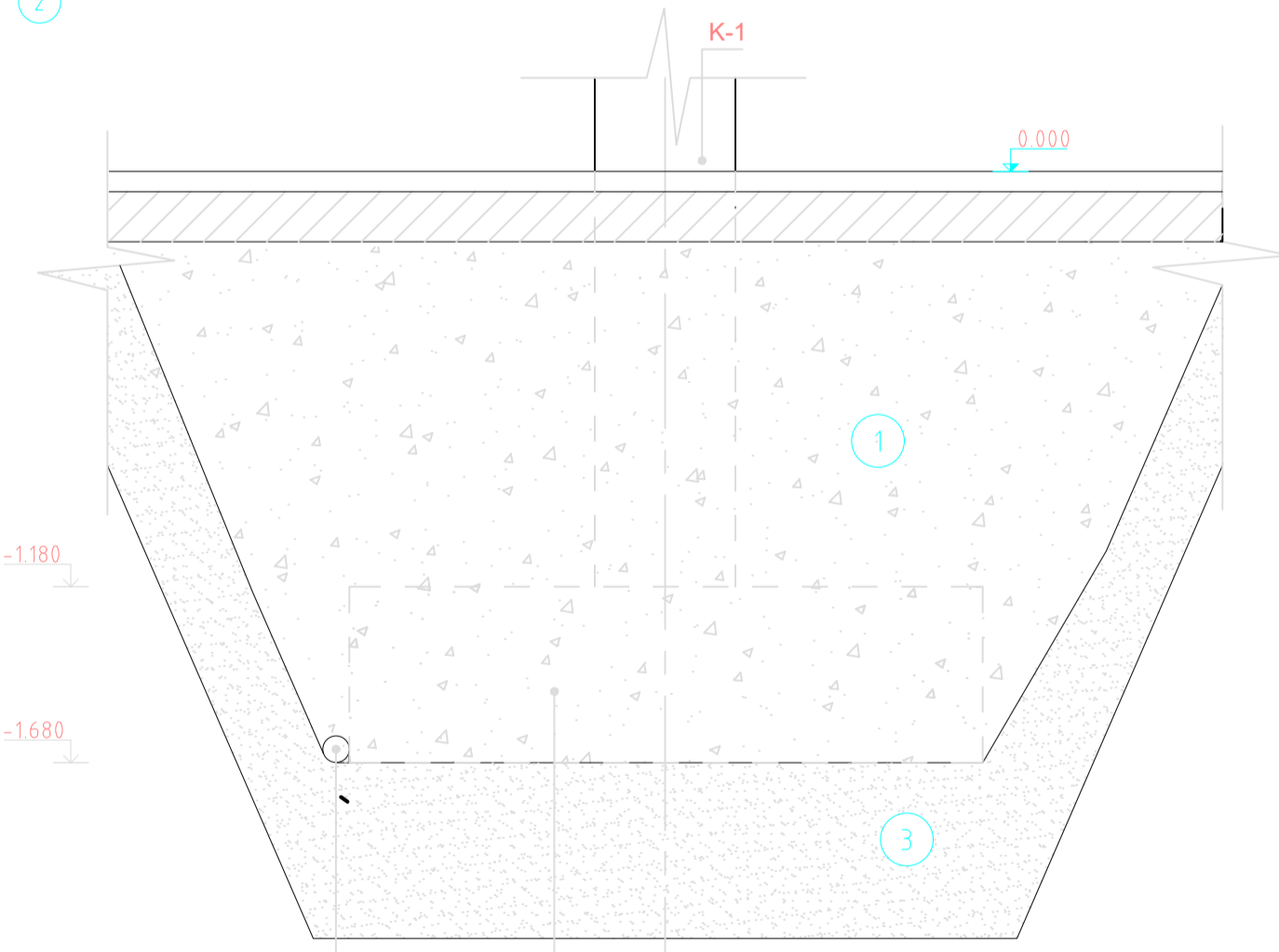
**PJŪVIS A-A  
MASTELIS 1:20**



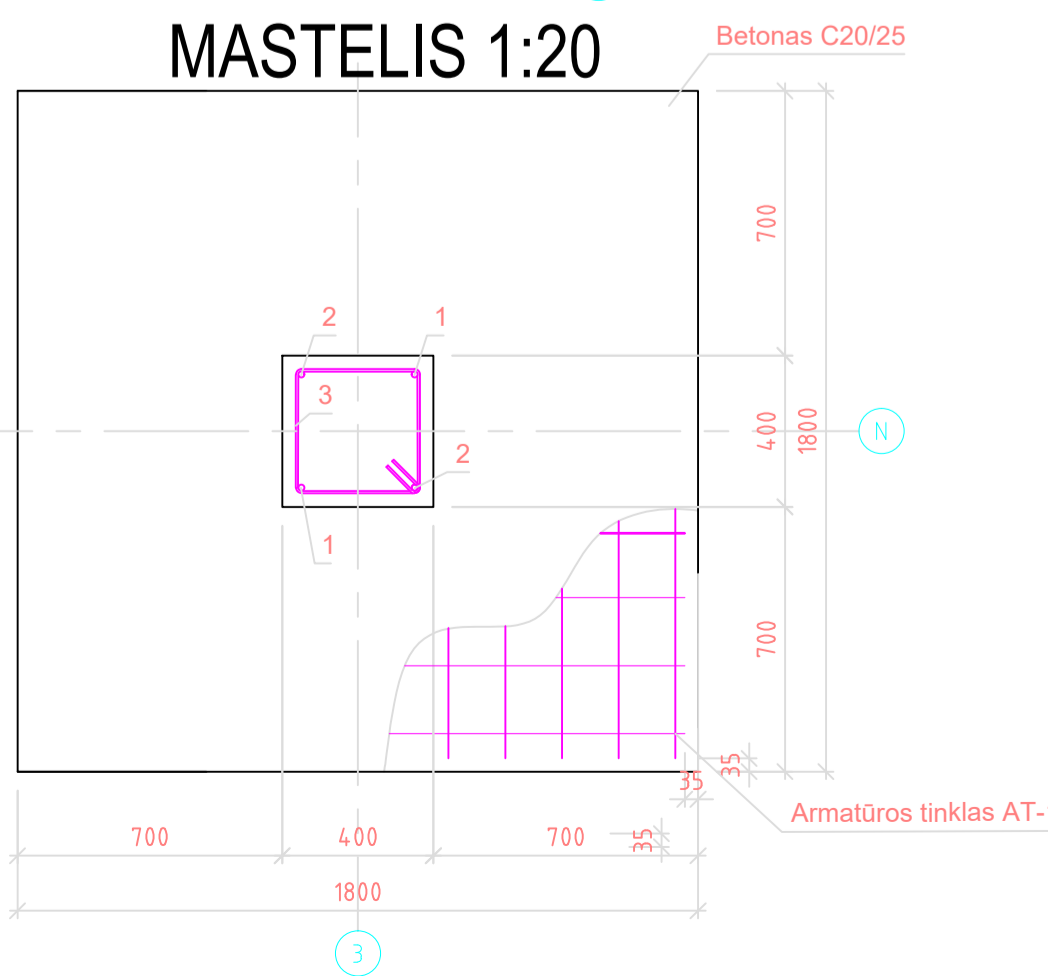
**ARMATŪROS TINKLAS AT-1  
MASTELIS 1:20**



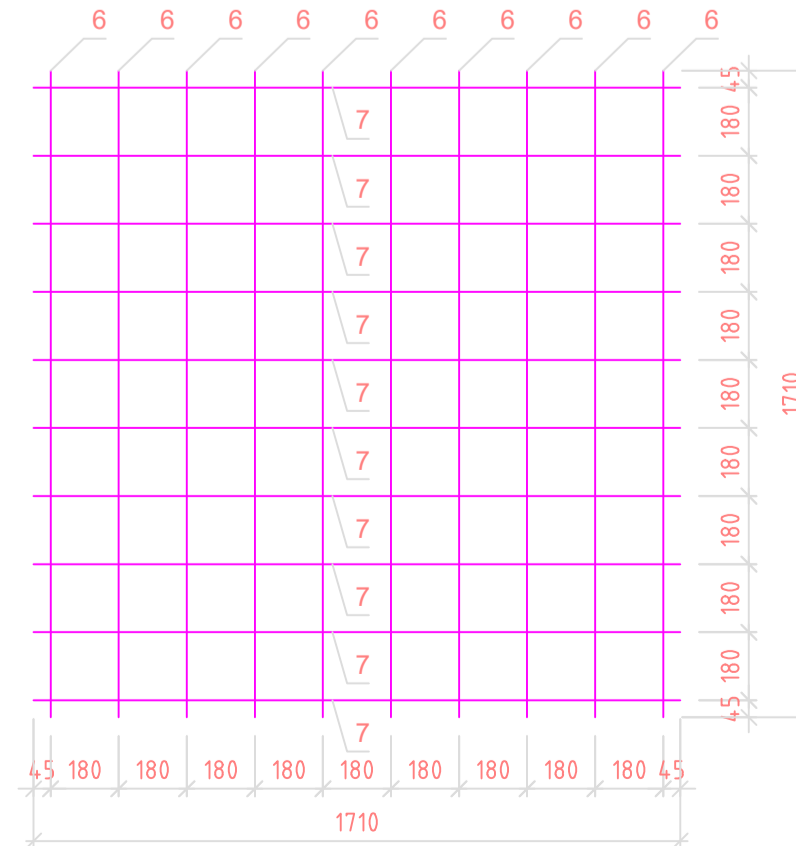
**PAMATO SK.P-2 ĮGILINIMAS  
MASTELIS 1:20**



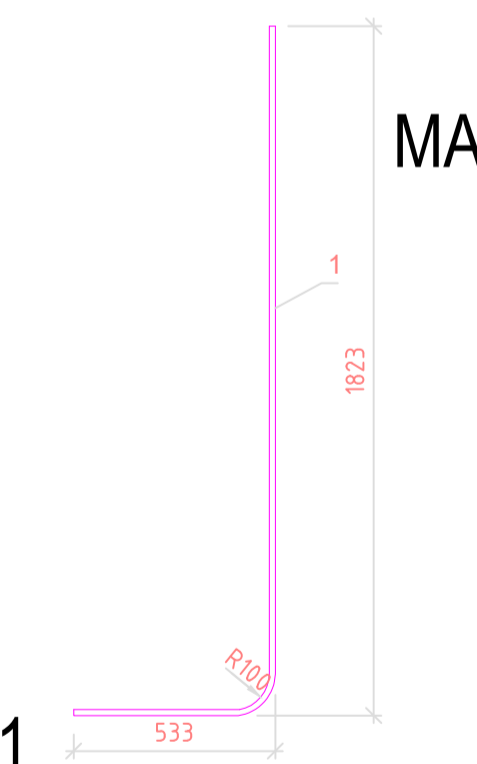
**PJŪVIS B-B  
MASTELIS 1:20**



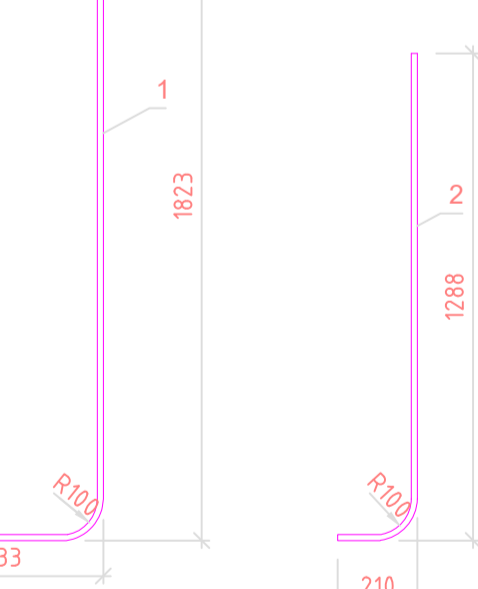
**ARMATŪROS TINKLAS AT-1  
MASTELIS 1:20**



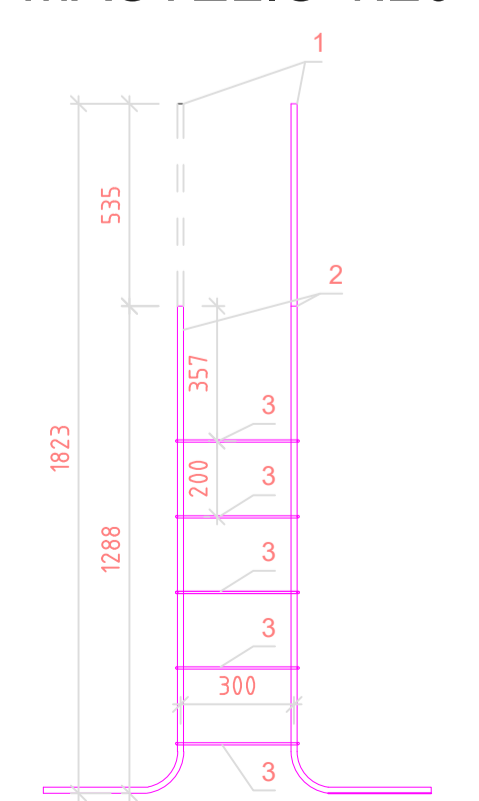
**POZ - 1  
MASTELIS 1:20**



**POZ - 2  
MASTELIS 1:20**



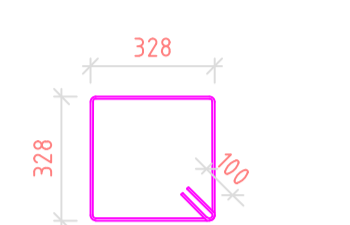
**IN-1 INKARINIS BLOKAS  
MASTELIS 1:20**



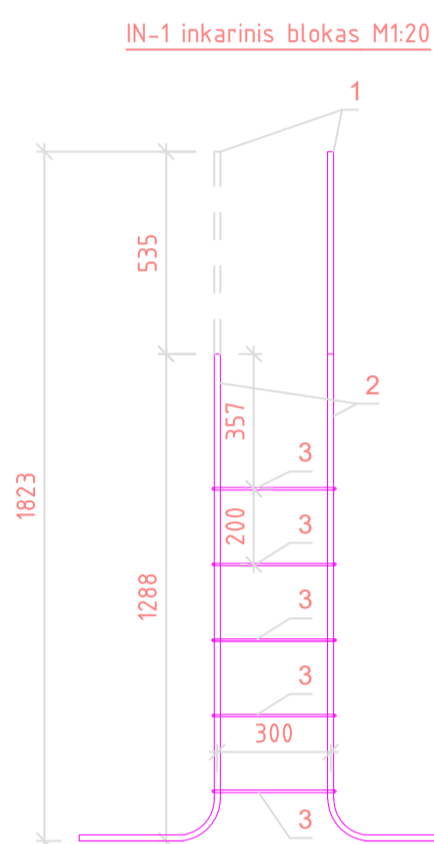
**Sutartinis žymėjimas**

Žymėjimai	Žymėjimai
SK.P-1	Seklusis pamatas
K-1	Gelžbetoninė kolona
1	Sutankintas smėlis
2	Vidutinio tankumo smėlis

**POZ - 3  
MASTELIS 1:20**



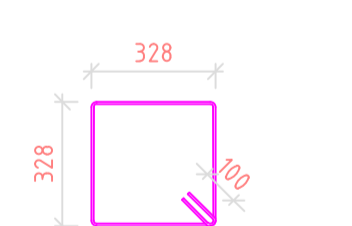
**IN-1 INKARINIS BLOKAS  
MASTELIS 1:20**



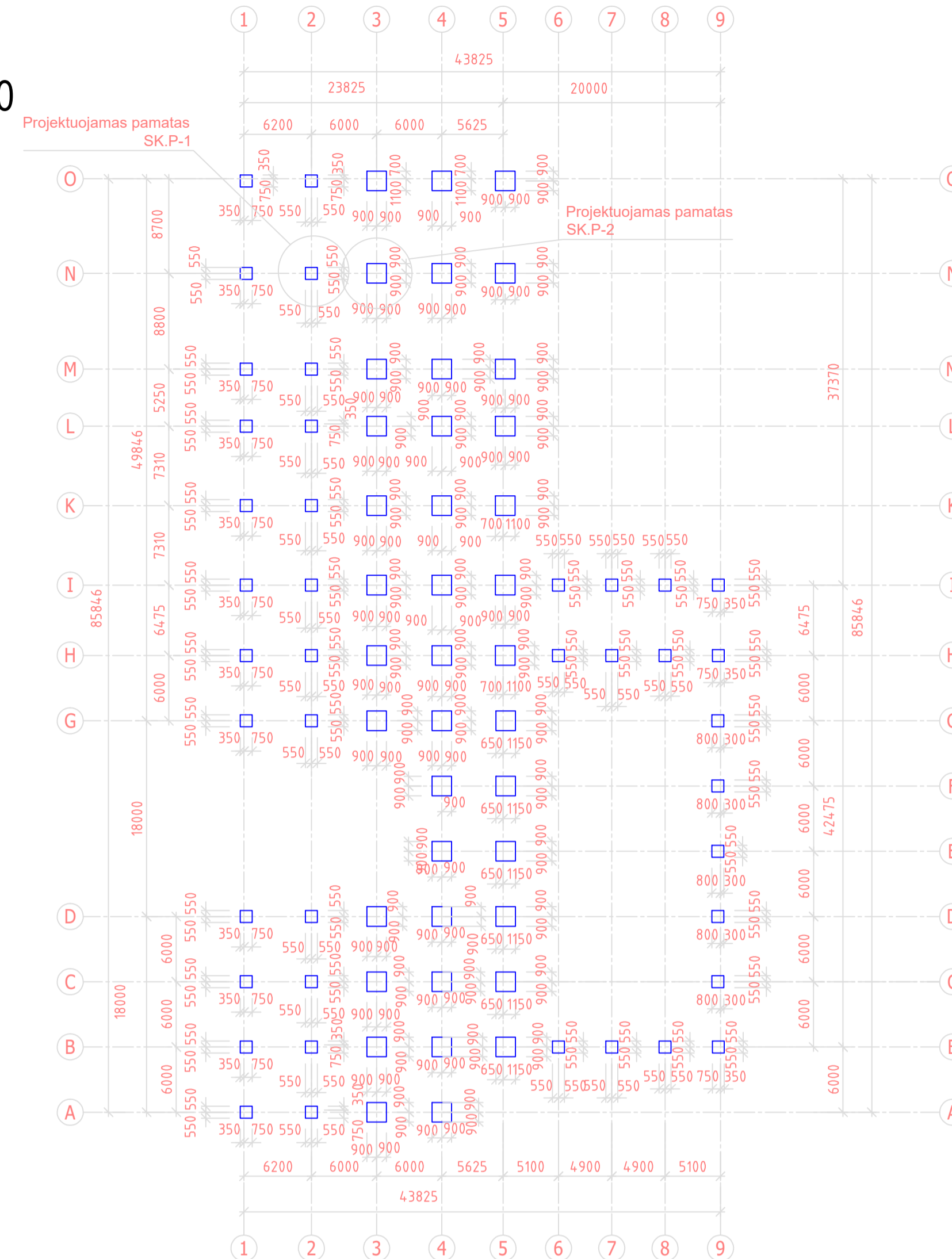
**Sutartinis žymėjimas**

Žymėjimai	Žymėjimai
SK.P-2	Seklusis pamatas
K-1	Gelžbetoninė kolona
1	Sutankintas smėlis
3	Vidutinio kietumo molis

**POZ - 3  
MASTELIS 1:20**



**SEKLIJŲ PAMATŲ PLANAS  
MASTELIS 1:400**



Pozicija	Pavadinimas	Kiekis vienam pamatui	Svoris, kg			Pamatų vnt.	Pastabos
			Elemento	Bendras elemento	Visų pamatų		
<b>Sekliaus pamato SK.P-1 armavimas</b>							
1	D 16 S500 L= 2315	2	3.65	7.31	299.55	41	
2	D 16 S500 L= 1780	2	2.81	5.62	230.32		
3	D 6 S240 L= 1290	5	0.29	1.43	58.71		
4	D 16 S500 L= 970	6	1.53	9.18	376.54		
5	D 16 S500 L= 970	6	1.53	9.18	376.54		
			Armatūra S500	iš viso:		1282.96	
			Armatūra S240	iš viso:		58.71	
SK.P-1	Betonas C20/25 Sekliam pamatui	-	-	-	24.81		m³

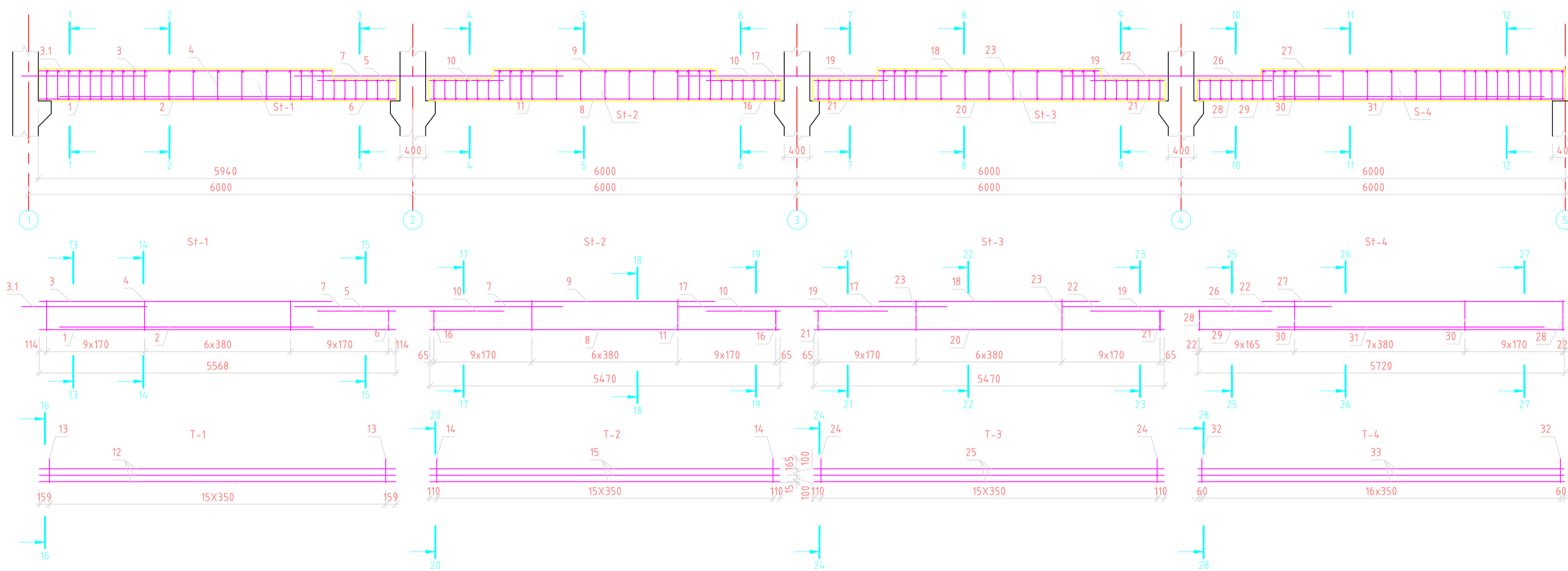
Pozicija	Pavadinimas	Kiekis vienam pamatui	Svoris, kg			Pamatų vnt.	Pastabos
			Elemento	Bendras elemento	Visų pamatų		
<b>Sekliaus pamato SK.P-2 armavimas</b>							
1	D 16 S500 L= 2315	2	3.65	7.31	284.94	39	
2	D 16 S500 L= 1780	2	2.81	5.62	219.09		
3	D 6 S240 L= 1290	5	0.29	1.43	55.84		
6	D 16 S500 L= 1710	10	2.70	26.98	1052.37		
7	D 16 S500 L= 1710	10	2.70	26.98	1052.37		
			Armatūra S500	iš viso:		2608.77	
			Armatūra S240	iš viso:		55.84	
SK.P-2	Betonas C20/25 Sekliam pamatui	-	-	-	63.18		m³

- Pastabos:  
 1. Absolutinė alt. 0.000=28.200;  
 2. Matmenys duoti milimetrais, altitudės metrais.  
 3. Ant pamato viršaus tepama 2sl. horizontali hidroizoliacija "Dysterbit". (pamato paviršius turi būti sausas ir švarus).  
 4. Seklių pamatų po kolonomis betono klasė C20/25 XC2, pagal LST EN 206:2014.  
 5. Armatūros klasės S500 ir S240

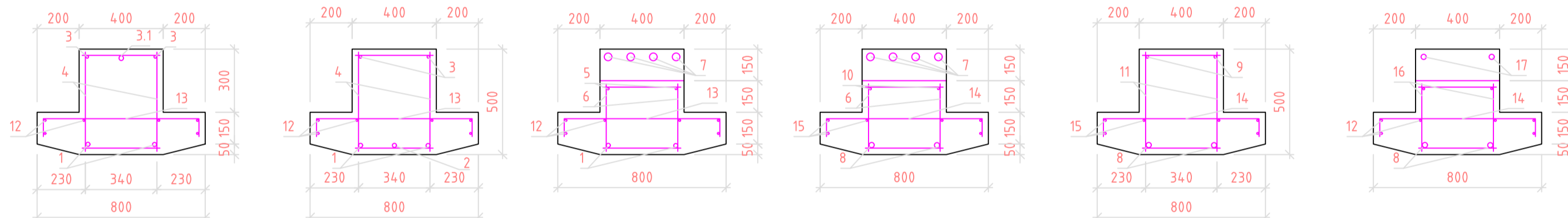
Grupė	KTU Statybos ir Architektūros fakultetas			Magistro baigiamasis darbas			
SSM-6	V.Pavarde	Parašas	Data	Rėminių konstrukcijų ir ašų persikirstymas nuo pamatų sėdimo analizė			
Studentas	K.Paškevičiūtė						
sk	Vadovas	M.Augonius					
sk	Konsultantas	R.Lazauskas		Laida			
gd	Konsultantas	G.Šukaitė		Seklių pamatų planas, Pamatų SK.P-1 ir SK.P-2 įgilinimas, Pjūviai A-A, B-B. Pozicija 1.2. Pamatų SK.P-1 ir SK.P-2 armavimas, Armatūros tinklas AT-1, IN. -1 inkarinis blokas			
Etapas	Statybinų konstrukcijų katedra			Lapas: Lapų			
MBD	LT - 51367 Studentų 48, Kaunas			2017-MBD-SK 3 4			



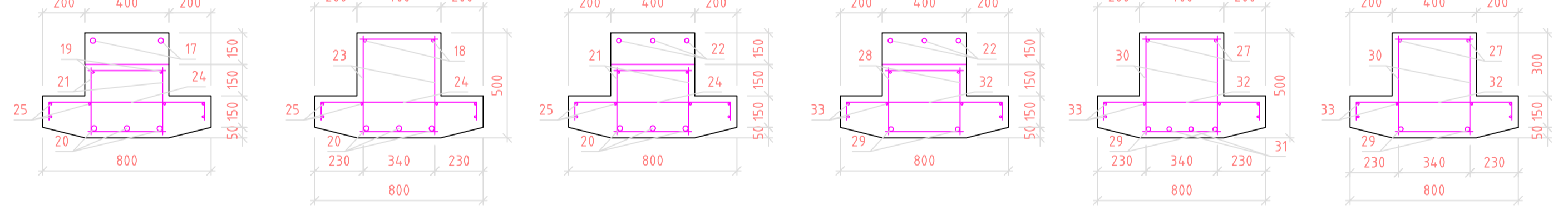
Rygelio armavimo schemos pamatams pasėdus  
MASTELIS 1:50



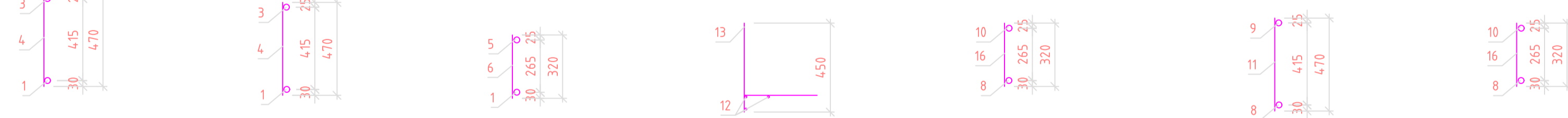
Pjūvis 1-1 MASTELIS 1:20 Pjūvis 2-2 MASTELIS 1:20 Pjūvis 3-3 MASTELIS 1:20 Pjūvis 4-4 MASTELIS 1:20 Pjūvis 5-5 MASTELIS 1:20 Pjūvis 6-6 MASTELIS 1:20



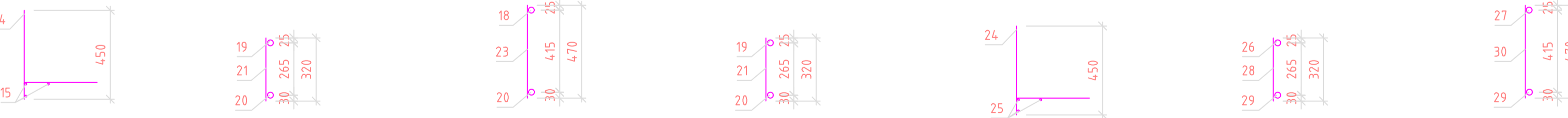
Pjūvis 7-7 MASTELIS 1:20 Pjūvis 8-8 MASTELIS 1:20 Pjūvis 9-9 MASTELIS 1:20 Pjūvis 10-10 MASTELIS 1:20 Pjūvis 11-11 MASTELIS 1:20 Pjūvis 12-12 MASTELIS 1:20



Pjūvis 13-13 MASTELIS 1:20 Pjūvis 14-14 MASTELIS 1:20 Pjūvis 15-15 MASTELIS 1:20 Pjūvis 16-16 MASTELIS 1:20 Pjūvis 17-17 MASTELIS 1:20 Pjūvis 18-18 MASTELIS 1:20 Pjūvis 19-19 MASTELIS 1:20



Pjūvis 20-20 MASTELIS 1:20 Pjūvis 21-21 MASTELIS 1:20 Pjūvis 22-22 MASTELIS 1:20 Pjūvis 23-23 MASTELIS 1:20 Pjūvis 24-24 MASTELIS 1:20 Pjūvis 25-25 MASTELIS 1:20 Pjūvis 26-26 MASTELIS 1:20



Pjūvis 27-27 MASTELIS 1:20 Pjūvis 28-28 MASTELIS 1:20

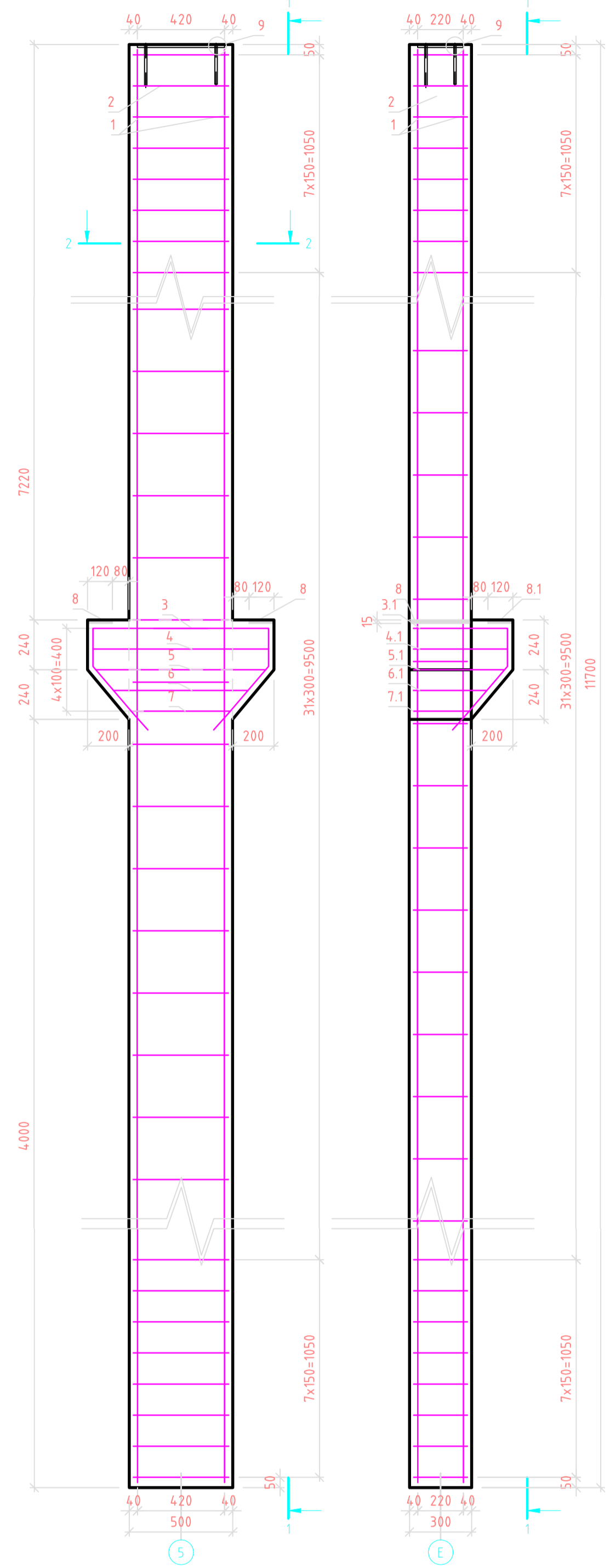


Pozicija	Žymėjimas	Pavadinimas	Kiekis	Svoris, kg		Pastabos
				Vieneto	Iš viso	
Gaminčių kiekių žinlarštis						
Gelžbetoninė kolona 500x300						
Gelžbetoninės kolonos armavimas						
1	LST EN 10080:2006	D 16 S500 L= 11650	4	18.38	73.53	
2	LST EN 10080:2006	D 8 S240 L= 1300	46	0.51	23.62	
3	LST EN 10080:2006	D 18 S500 L= 2025	2	4.05	8.09	
3.1	LST EN 10080:2006	D 18 S500 L= 1045	2	2.09	4.18	
4	LST EN 10080:2006	D 16 S500 L= 850	2	1.34	2.68	
4.1	LST EN 10080:2006	D 16 S500 L= 455	2	0.72	1.44	
5	LST EN 10080:2006	D 16 S500 L= 820	2	1.29	2.59	
5.1	LST EN 10080:2006	D 16 S500 L= 440	2	0.69	1.39	
6	LST EN 10080:2006	D 16 S500 L= 650	2	1.03	2.05	
6.1	LST EN 10080:2006	D 16 S500 L= 255	2	0.40	0.80	
7	LST EN 10080:2006	D 16 S500 L= 480	2	0.76	1.51	
7.1	LST EN 10080:2006	D 16 S500 L= 270	2	0.43	0.85	
8	LST EN 10025-2:2005	PL 220x120 t= 15	2	3.11	6.22	S235
8.1	LST EN 10025-2:2005	PL 420x120 t= 15	1	5.93	5.93	S235
9						
9.1	LST EN 10025-2:2005	PL 420x220 t= 15	1	10.88	10.88	S235
9.2	LST EN 10080:2006	D 12 S240 L= 170	4	0.15	0.61	
				Iš viso:	146.39	
LST EN 206:2014	Betonas C25/30		1.13 m <sup>3</sup>			

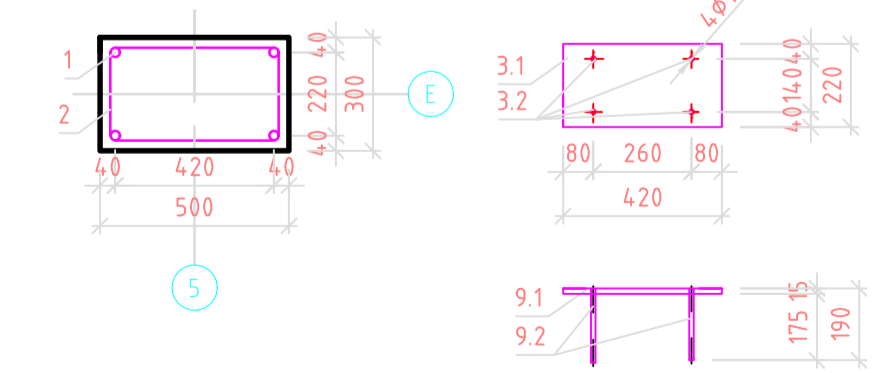
Pozicija	Žymėjimas	Pavadinimas	Kiekis	Svoris, kg		Pastabos
				Vieneto	Iš viso	
Gaminčių kiekių žinlarštis						
Rygelis						
Rygelio armatūra						
1		D 20 S500 L= 5560	2	13.71	27.42	
2		D 20 S500 L= 3960	1	9.77	9.77	
3		D 12 S500 L= 4570	2	4.11	8.23	
3.1	St-1	D 22 S500 L= 1960	1	5.85	5.85	
4		D 8 S500 L= 470	40	0.19	7.43	
5		D 12 S500 L= 1230	2	1.11	2.21	
6		D 8 S500 L= 320	10	0.13	1.26	
7	St-1,2	D 36 S500 L= 4195	4	33.52	134.07	
8		D 25 S500 L= 5470	2	21.06	42.12	
9		D 12 S500 L= 3440	2	3.10	6.19	
10	St-2	D 12 S500 L= 1150	4	1.04	4.14	
11		D 8 S500 L= 470	26	0.19	4.83	
12	T-1	D 5 S500 L= 5570	6	0.86	5.15	
13		D 5 S500 L= 380	16	0.06	0.94	
14	T-2	D 5 S500 L= 380	16	0.06	0.94	
15		D 5 S500 L= 5470	6	0.84	5.05	
16	St-2	D 8 S500 L= 320	20	0.13	2.53	
17	St-2,3	D 25 S500 L= 4195	2	16.15	32.30	
18		D 12 S500 L= 3440	2	3.10	6.19	
19		D 12 S500 L= 1150	4	1.04	4.14	
20	St-3	D 25 S500 L= 5455	3	21.00	63.01	
21		D 8 S500 L= 320	20	0.13	2.53	
22	St-3,4	D 22 S500 L= 4195	3	12.52	37.55	
23	St-3	D 8 S500 L= 455	26	0.18	4.67	
24	T-3	D 5 S500 L= 380	16	0.06	0.94	
25		D 5 S500 L= 5470	6	0.84	5.05	
26		D 12 S500 L= 1340	2	1.21	2.41	
27		D 12 S500 L= 4725	2	4.25	8.51	
28		D 8 S500 L= 320	12	0.13	1.52	
29	St-4	D 25 S500 L= 5705	2	21.96	43.93	
30		D 8 S500 L= 470	42	0.19	7.80	
31		D 25 S500 L= 4160	2	16.02	32.03	
32	T-4	D 5 S500 L= 380	17	0.06	0.99	
33		D 5 S500 L= 5720	6	0.88	5.29	
				Iš viso:	526.97	
LST EN 206:2014	Betonas C25/30		5.95 m <sup>3</sup>			

Pastabos:  
1. Rygeliai ir kolonos projektuojamos iš C25/30 klasės betono.  
2. Kiaurymėtos perdangos plokštės HCS300  
3. Naudojama armatūra rygeliams S500, kolonomis S500 ir S240.

Kolonos armavimas Pjūvis 1-1  
MASTELIS 1:20 MASTELIS 1:20



Pjūvis 2-2 MASTELIS 1:20 Poz.3 MASTELIS 1:20



Grupė	KTU Statybos ir Architektūros fakultetas		Magistro baigiamasis darbas	
SSM-6	V.Pavardė	Parašas	Data	Rėminių konstrukcijų įrašų persikirstymas nuo pamatų sėdimo analizė
Studentas	K.Paškeviciūtė			
sk	Vadovas M.Augonis			
gd	Konsultantas G.Šukalytė			Rygelio armavimo schemos pamatams pasėdus. Pjūviai. Kolonos armavimas
Etapas	Statybinų konstrukcijų katedra LT - 51367 Studentų 48, Kaunas			Laida
MBD	2017-MBD-SK			Lapas Lapų 4 4