

STATYTOJAS	LIETUVOS NACIONALINIS MUZIEJUS Arsenalo 1, Vilnius LT-011423, Tel. +370 5 2627774
UŽSAKOVAS	UAB "REKREACINĖ STATYBA", Žirnių g. 12, LT-02120, Vilnius, tel./faks. (8 5) 2742777, Tel. +370 686 28796
KOMPLEKSAS	Vilniaus piliavietė, vad. Gedimino kalnu, Pilies kalnu, Aukštutine ir Žemutine pilimi (KVR un. k. 141) Arkikatedros bazilikos, Žemutinės ir Aukštutinės pilių pastatų, jų liekanų ir kitų statinių kompleksas (KVR un. k. 642) Aukštutinės pilies rūmų liekanos (KVR un. k. 24710) Vilniaus senamiestis (KVR un. k. 16073) Vilniaus senojo miesto vieta su priemiesčiais (KVR un. k. 25504) Vilniaus pilių valstybinio kultūrinio rezervato teritorija
TVARKYBOS PROJEKTO PAVADINIMAS	Vilniaus piliavietės, vad. Gedimino kalnu, Pilies kalnu, Aukštutine ir Žemutine pilimi (KVR un. obj. kodas 141) šlaitų, statinių pagrindų ir inžinerinių tinklų tvarkybos darbų projektas (taikomieji tyrimai, avarinio stovio likvidavimas, konservavimas, restauravimas, remontas). Arsenalo g. 5, Vilnius.
TVARKYBOS DARBŲ PROJEKTO STADIJA	TVARKYBOS DARBŲ PROJEKTO DARBO BRĖŽINIAI (TvDP-DB)
TVARKYBOS DARBŲ ETAPAS	I ETAPAS
PROJEKTĄ SUDARANTYS OBJEKTAI	1.1. Gedimino kalno pietrytinė dalis. KVR u.k. 642, 141, Unikalus Nr.4400-2169-4642 1.2. Aukštutinės pilies rūmų liekanos. KVR u.k. 24710. Unikalus Nr.1091-4000-3029
PROJEKTO DALIS	Konstrukcijų (SK)
BYLOS (SEGTUVO) PAVADINIMAS	Aukštutinės pilies rūmai. I etapas. 2 dalis
BYLOS (SEGTUVO) ŽYMUO	HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1

PROJEKTUOTOJAS	KVALIFIKACIJĄ PATVIRTINANČIO DOKUMENTO NR.	PARĖIGOS	VARDAS, PAVARDĖ	PARAŠAS
UAB „Hidroterra“		Direktorius	Darius Kalesnykas	
UAB „Hidroterra“	LAR A430, NKPAS 0828	PV/Arch	Arch. Rimas Grigas +370 699 16044	
UAB „Hidroterra“	17330, NKPAS 0320	PDV	Inž. Laimontas Jakštas	
UAB „Hidroterra“	35291	PDA	Inž. Šarūnas Kirkus	

Vilnius. 2025.03

KONSTRUKCIJŲ DALIES BYLOS (SEGTUVO) SK-1 DOKUMENTŲ SUDĖTIES ŽINIARAŠTIS

Dokumento žymuo	Lapų sk.	Laida	Dokumento pavadinimas	Pastabos
Tekstiniai dokumentai				
-	1	0	Antraštinis lapas	
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.1.3-TvDP-DB-SK-1-BSŽ.01	1	0	Bylų (segtuvų) sudėties žiniaraštis	
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.1.3-TvDP-DB-SK-1-AR.01	10	0	Aiškinamasis raštas	
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.1.3-TvDP-DB-SK-1-IS.01	67	0	Inžineriniai skaičiavimai	
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.1.3-TvDP-DB-SK-1-SŽ.01	2	0	Sąnaudų kiekių žiniaraštis	
Grafiniai dokumentai				
1.2 Aukštutinės pilies rūmai				
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-B.01	1	0	Aukštutinės pilies rūmų pamatų ir polių planai	
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-B.02	1	0	Aukštutinės pilies rūmų pamatų sijų planas, pavedimų iškasų planas	
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-B.03	1	0	Pamatų sija PS-1, pjūvis 1-1	
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-B.04	1	0	Pamatų sija PS-2, pjūvis 2-2	
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-B.05	1	0	Pamatų sija PS-3, pjūvis 3-3	
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-B.06	1	0	Pjūvis A-A, detalės	
Priedami dokumentai				

AIŠKINAMASIS RAŠTAS

Turinys

1. STATYBOS VIETA IR PROJEKTO APIMTIS.....	2
2. PRIVALOMIEJI PROJEKTO DALIES RENGIMO DOKUMENTAI IR PAGRINDINIAI NORMATYVINIAI DOKUMENTAI	2
3. SKAIČIAVIMAI NUSTATYTOS APKROVOS.....	4
4. BENDRIEJI PAŽINTINIAI DUOMENYS APIE STATINĮ.....	6
5. BENDRIEJI PAŽINTINIAI DUOMENYS APIE VIETOVĘ	7
6. GEOLOGINĖS IR HIDROGEOLOGINĖS SĄLYGOS	7
7. KONSTRUKCINIAI SPRENDINIAI	8
8. KONSTRUKCIJŲ APSAUGOS PRIEMONĖS NUO KLIMATINIO IR DRĖGMĖS POVEIKIO, ANTIKOROZINĖ DANGA.....	9
9. DEFORMACINIŲ SIŪLIŲ ĮRENGIMO SPRENDINIAI	10
10. RIBINIAI LEISTINŲ DEFORMACIJŲ DYDŽIAI	10

0	2025-03	Statybai				
LAIDA	IŠLEIDIMO DATA	LAIDOS STATUSAS. KEITIMO PRIEŽASTIS (JEI TAIKOMA)				
KVAL. PATV. DOK. NR.	 Hidroterra			STATINIO PROJEKTO PAVADINIMAS		
				Vilniaus piliavietės, vad. Gedimino kalnu, Pilies kalnu, Aukštutine ir Žemutine pilimi (KVR un. obj. kodas 141) šlaitų, statinių pagrindų ir inžinerinių tinklų tvarkybos darbų projektas. Arsenalo g. 5, Vilnius		
	UAB "Architektūra idėjos realizavimas"			STATINIO NUMERIS IR PAVADINIMAS		
	A430,0828	PV/Arch.	Rimas Grigas	1.2 Aukštutinės pilies rūmai		
	0320,17330	PDV	Laimontas Jakštas			
35291	Inžinierius	Šarūnas Kirkus	DOKUMENTO PAVADINIMAS		LAIDA	
			Aiškinamasis raštas		0	
LT	STATYTOJAS IR (ARBA) UŽSAKOVAS			DOKUMENTO ŽYMUO		
	LIETUVOS NACIONALINIS MUZIEJUS Arsenalų g. 1, Vilnius			HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-AR.01		
				LAPAS	LAPŲ	
				1	10	

Parengto darbo projekto sprendiniai atitinka privalomiesiems dokumentams ir esminiams statinio reikalavimams pagal STR 1.04.04:2017 „STATINIO PROJEKTAVIMAS, PROJEKTO EKSPERTIZĖ“.

Atlikti konstrukcijų skaičiavimai atitinka projekto rengimo dokumentų reikalavimams, normatyvinių statybos techninių dokumentų reikalavimams, konstrukcinių elementų laikomoji galia ir deformacijos neviršija ribinių reikšmių.

1. STATYBOS VIETA IR PROJEKTO APIMTIS

Statybos vieta	Arsenalo g. 5, Vilnius.
Statinio statybos rūšis	Kultūros paveldo objekto tvarkybos darbai
Tvarkybos darbų projekto stadija	Tvarkybos darbų projekto darbo brėžiniai

Projektui parengti naudotos programos: MS Office; Autodesk Robot, Autocad, GEO5.

Projekto pagrindiniai konstrukciniai sprendiniai pagrįsti techninio projekto statinio konstrukcijų (SK) dalies laidos „0“ sprendiniais. Rengiant darbo projekto statinio konstrukcijų dalies laidą „0“ buvo taikomi galiojantys Lietuvos statybos reglamentai (STR), Lietuvos standartai (LST), Europos sąjungos normos (EN), tarptautiniai standartai (ISO), respublikinės normos (RSN), ir informacinio pobūdžio literatūra bei kiti techninės literatūros šaltiniai. Projekto inžineriniai skaičiavimai buvo atlikti remiantis LST EN normatyviniais dokumentais, bei standartais, į kuriuos nurodo reglamentas, atliktais inžineriniais-geologiniais tyrimais.

Rengiant projektą yra atlikti reikalingi skaičiavimai, sprendinių derinimai su kitomis projekto dalimis, parengti visi būtini brėžiniai ir aiškinamasis raštas bei kiti reikalingi dokumentai.

2. PRIVALOMIEJI PROJEKTO DALIES RENGIMO DOKUMENTAI IR PAGRINDINIAI NORMATYVINIAI DOKUMENTAI

Statinio projekto konstrukcijų dalis parengta vadovaujantis privalomaisiais projekto rengimo dokumentais bei duomenimis:

- Statinio projektavimo (techninė) užduotimi;
- Konstrukcijų dalies techniniu projektu (0 laida);
- gautomis kitų projekto dalių (SA ir kt.) užduotimis;
- inž. geologijos tyrimų ataskaitos duomenimis;
- statybos aikštelės bendraisiais duomenimis.

Vykdamat statybos darbus ir radus neatitikimų su brėžiniuose pateiktais sprendiniais, būtina informuoti projektuotojus ir tikslinti sprendinius.

Pagrindinių normatyvinių dokumentų, kuriais vadovaujantis parengti projektiniai sprendiniai:

- LIETUVOS RESPUBLIKOS STATYBOS ĮSTATYMAS.

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
HT-SR-383(2024)-GK-1-1.2-TvDP-DB-SK-1-AR.01	2	10	0

- STR 1.01.03:2017 „STATINIŲ KLASIFIKAVIMAS“.
- STR 1.04.02:2011 „INŽINERINIAI GEOLOGINIAI IR GEOTECHNINIAI TYRIMAI“.
- STR 1.04.04:2017 „STATINIO PROJEKTAVIMAS, PROJEKTO EKSPERTIZĖ“.
- STR 1.06.01:2016 „STATYBOS DARBAI. STATINIO STATYBOS PRIEŽIŪRA“.
- STR 1.12.06:2002 „STATINIO NAUDOJIMO PASKIRTIS IR GYVAVIMO TRUKMĖ“.
- STR 2.01.01(1):2005 „ESMINIS STATINIO REIKALAVIMAS. MECHANINIS ATSPARUMAS IR PASTOVUMAS“.
- STR 2.01.01(3):1999 „ESMINIAI STATINIO REIKALAVIMAI. HIGIENA, SVEIKATA, APLINKOS APSAUGA“.
- STR 2.01.01(4):2008 „ESMINIAI STATINIO REIKALAVIMAI. NAUDOJIMO SAUGA“.
- LST EN 1990 „EUROKODAS. KONSTRUKCIJŲ PROJEKTAVIMO PAGRINDAI“.
- LST EN 1991 „EUROKODAS 1. POVEIKIAI KONSTRUKCIJOMS“.
- LST EN 1992 „EUROKODAS 2. GELŽBETONINIŲ KONSTRUKCIJŲ PROJEKTAVIMAS“.
- LST EN 1993 „EUROKODAS 3. PLIENINIŲ KONSTRUKCIJŲ PROJEKTAVIMAS“.
- LST EN 1996 „EUROKODAS 6. MŪRINIŲ KONSTRUKCIJŲ PROJEKTAVIMAS“.
- LST EN 1997 „EUROKODAS 7. GEOTECHNINIS PROJEKTAVIMAS“.
- STR 1.01.01:2005 „KULTŪROS PAVELDO STATINIO TVARKOMŲJŲ STATYBOS DARBŲ REGLAMENTAI“.
- PTR 2.01.01:2010 „KONTAKTO ZONOS „MŪRAS/GRUNTAS“ SUTVARKYMAS. PAMATŲ TVIRTINIMAS“.
- PTR 2.01.02:2010 „GILUMINIO VANDENS LYGIO REGULIAVIMAS“.
- PTR 2.03.01:2010 „BETONO, MOLIO, MEDINIŲ KONSTRUKCIJŲ TVARKYBA“.
- PTR 3.06.01:2014 „KULTŪROS PAVELDO TVARKYBOS DARBŲ PROJEKTŲ RENGIMO TAISYKLĖS“.
- PTR 2.13.01:2011 „ARCHEOLOGINIO PAVELDO TVARKYBA“.
- STATYTOJO PATVIRTINTA PROJEKTAVIMO UŽDUOTIS.
- KITI NORMATYVINIAI DOKUMENTAI.

Pastaba:

Kiekviena šių leidinių publikacija turi būti paskutinės redakcijos, priedai turi būti įsigalioję šio aiškinamojo rašto išleidimo dieną, jei nėra nurodyta kitaip. Norminiai dokumentai, kurie yra šių dokumentų nuorodose nėra surašyti.

Projekto dalies projektiniai sprendimai, įgyvendina esminius statinio reikalavimus, privalomųjų dokumentų bei projekto dalį normuojančių normatyvinių statybos, techninių dokumentų ir normatyvinių statinio saugos ir paskirties dokumentų reikalavimus.

Rangovas turi vadovautis Lietuvoje galiojančiais normatyviniais dokumentais, taisyklėmis ir kt. dokumentais, kurie yra privalomi ir susiję su statybos darbų organizavimu, vykdymu ir priežiūra.

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
HT-SR-383(2024)-GK-1-1.2-TvDP-DB-SK-1-AR.01	3	10	0

3. SKAIČIAVIMAI NUSTATYTOS APKROVOS

Sniego apkrovos rajonas pagal „LST EN 1991-1-3 “Poveikiai konstrukcijoms. 1-3 dalis. Bendrieji poveikiai. Sniego apkrovos“, sniego antžeminės apkrovos charakteristinė reikšmė – $s_k=1,6$ kPa.

Vėjo apkrovos rajonas pagal „LST EN 1991-1-3 “Poveikiai konstrukcijoms. 1-3 dalis. Bendrieji poveikiai. Vėjo poveikiai“ – I. Vėjo greičio ataskaitinė reikšmė $v_b=24$ m/s, pagrindinio vėjo slėgio reikšmė $q_r=0,36$ kN/m².

Eil.Nr	Poveikio pavadinimas	Mato vnt.	Charakteristinė poveikio reikšmė
1.	Nuolatinės apkrovos:		
1.1	Konstrukcijų savasis svoris		Tūrinis svoris
2.	Kintamos apkrovos:		
2.1	Sniegas	kN/m ²	1,6
2.2	Vėjo greičio ataskaitinė reikšmė $v_b=24$ m/s, pagrindinio vėjo slėgio reikšmė $q_r=0,36$ kN/m ² .	kN/m ²	0,36
	Kitos apkrovos pateiktos inžinerinių skaičiavimų ataskaitose		

Pagal Aukštutinės pilies tyrimų apibendrinimo rūmų eskizus sienos aukštis ties pietryčių-rytų kampu yra apie 13 m su stogo kraigu arba apie 9,5 m akmenų mūro. Tada apkrova būtų $9,5m \times 2,4 t/m^3 = 22,8 t/m^2$. Šiaurės rytų- kampe pastato aukštis būtų apie 20 m su stogo kraigu arba apie 17 m akmenų mūro. Tada apkrova būtų $17m \times 2,4 t/m^3 = 40,8 t/m^2$.

Aukštutinės pilies įveiklinimo atveju, įvertinus perspektyvoje atstatomas medines perdangas, dvišlaitį medinių konstrukcijų stogą ir naudingą apkrovą, bendra papildomų apkrovų suma yra $7,0 t/m^2$. Iš viso maksimali apkrova $40,8 + 7,0=47,8 t/m^2$.

Įvertinus, kad yra planuojama, bet šiuo metu nėra žinoma Aukštutinės pilies rūmų įveiklinimo koncepcija ir kad rūmų liekanų konservacijai gali būti naudojamos įvairios perdangos ir stogai, priimta, kad maksimali apkrova sudarys iki $50,0 t/m^2$ arba $500 kN/m^2$.

Skaiciuojamosios apkrovoms gauti dalinai patikimumo bei apkrovų derinio koeficientai priimti pagal „LST EN 1990 Eurokodas. Konstrukcijų projektavimo pagrindai“.

Skaiciuojant konstrukcijas apkrovos ir poveikiai priimti pagal LST EN 1991“. Įvertintos tokios charakteristinės apkrovos:

- konstrukcijų savasis svoris;
- sniego apkrovos į horizontaliąją projekciją (kur reikia);
- vėjo apkrovos slėgis į išorinius paviršius;
- Apledėjimo apkrovos. Apledėjimo apkrovos, projektuojant pastatus ir statinius nepriimamos;

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
HT-SR-383(2024)-GK-1-1.2-TvDP-DB-SK-1-AR.01	4	10	0

- Naudojimo apkrovos. Dalinis patikimumo koeficientas priimtas $\gamma_q, 1=1,3$;
- Seisminė apkrova. Seisminių požymių objektai yra iki 6 balų pagal Richterio skalę žemės drebėjimų zonoje. Seisminės apkrovos, projektuojant pastatus ir statinius nepriimamos.

Pastato erdvinės konstrukcijos patikrintos pagal:

- 1) saugos ribinius būvius.
- 2) tinkamumo ribinius būvius.

Medžiagų patikimumo koeficientai priimti ir yra lygūs:

- gelžbetoninėms konstrukcijoms saugos ribiniam būviui $g_c = 1,5$;
- betoninėms konstrukcijoms saugos ribiniam būviui $g_c = 1,8$;
- mūrinėms konstrukcijoms saugos ribiniam būviui $g_m = 3$;
- armatūros plieno dalinio patikimumo koeficientas:

strypinei armatūrai $g_s = 1,1$;

vielinei armatūrai $g_s = 1,2$;

- plieniniams lakštiniais, ilgiesiems valcuotiems ir tuščiaviduriams statybiniais profiliams $g_m = 1,1$.

Apkrovos statybos metu:

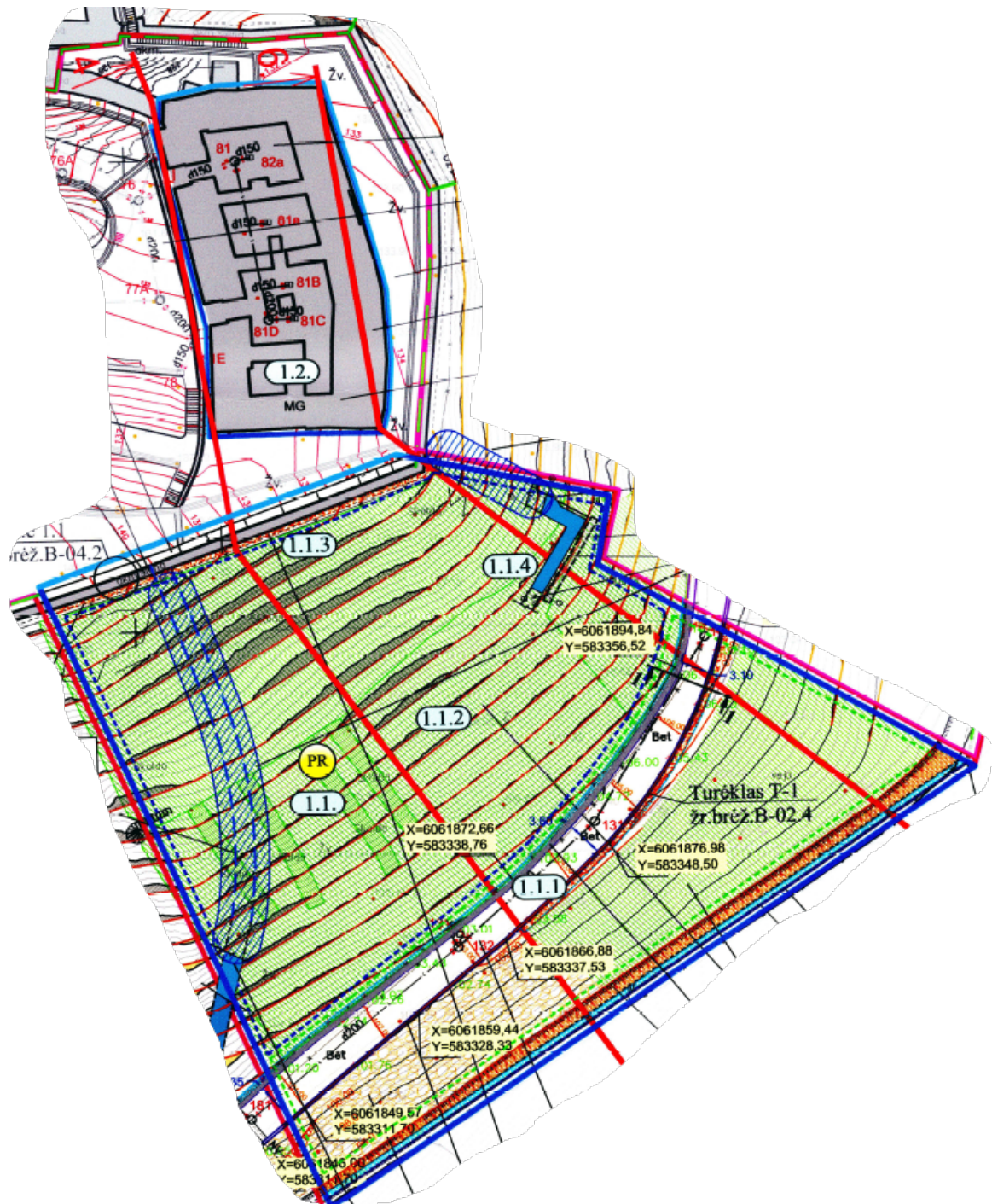
Statybos metu atsirandančios apkrovos nuo statybinių mechanizmų, medžiagų sandėliavimo ir kt. neturi viršyti pagrindinių laikančiųjų konstrukcijų leistinų apkrovų. Būtina atsižvelgti į darbų vykdymo metu esantį konstrukcijų stiprį (pvz. išbetonuotų monolitinio gelžbetonio konstrukcijų). Apkrovos nuo statybinių mechanizmų, medžiagų laikino sandėliavimo ir kt., kurios betarpiškai veikia, negali viršyti laikančiųjų konstrukcijų projektinių apkrovų. Draudžiama statybos metu vienoje zonoje sandėliuoti sunkias statybines medžiagas, kt. krūvius, kurie gali pažeisti konstrukcijas ar įtakoti defektų ir pažeidų atsiradimą.

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	5	10	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-AR.01

4. BENDRIEJI PAŽINTINIAI DUOMENYS APIE STATINĮ

Projektuojamas aukštutinės pilies rūmų pamatų (ekspl. Nr. 1.2) sutvirtinimas.



1 pav. Situacijos schema

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	6	10	0
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-AR.01			

5. BENDRIEJI PAŽINTINIAI DUOMENYS APIE VIETOVĘ

Sąlygos įprastos, informacijos apie padidintą taršą ar kliuvinius nėra gauta.

Klimatiniai duomenys pagal RSN 156-94 „Statybinė klimatologija“ duomenis:

- vidutinė metinė oro temperatūra - +6,7°C;
- absoliutus oro temperatūros maksimumas - +35,4°C;
- absoliutus oro temperatūros minimumas - -37,2°C;
- šalčiausios paros vidutinė oro temperatūra
(92% integralinis pasikartojimas) - -27°C;
- šalčiausio penkiadienio vidutinė oro temperatūra
(92% integralinis pasikartojimas) - -23°C;
- santykinis oro metinis drėgnumas - 80%;
- vidutinis kritulių kiekis per metus - 664 mm;
- maksimalus paros kritulių kiekis - 75,0 mm;
- maksimalus žemės įšalo gylis (galimas 1 kartą per 10 metų) 134 cm,
(galimas 1 kartą per 50 metų) 170 cm.

6. GEOLOGINĖS IR HIDROGEOLOGINĖS SĄLYGOS

Geologinės sąlygos

Tyrimų sklypas yra Vilniaus miesto centrinėje dalyje, Lietuvos nacionalinio muziejaus teritorijoje, Arsenalo g. 5. Geomorfologiniu požiūriu tyrimų teritorija priklauso Paskutinio apledėjimo fluvio-glacialinių lygumų geomorfologinėje srityje esančiam Šiaurričių lygumos rajono Neries vidurupio slėnio terasuotos atkarpos mikrorajonui.

Gedimino kalno inžinerinę geologinę sandarą iki 89,0m abs.a. altitudės sudaro šie geologiniai kompleksai: Holoceno technogeniniai - deliuviniai dariniai (tIV-dIV), Vidurinio Pleistoceno Medininkų posvitės glacialinės nuogulos (gdIIImd) ir fluvio-glacialinės nuosėdos (fIIImd), Vidurinio Pleistoceno Žemaitijos posvitės glacialinės nuogulos (gdIIŽm) ir limnoglacialinės nuosėdos (lgIIŽm) bei Vidurinio Pleistoceno Dainavos svitos limnoglacialinės nuosėdos.

Pjūvyje išskirti įvairių litologinių tipų gruntai, virš kurių visame tyrimų sklype slūgso technogeniniai ir deliuviniai dariniai (sąlygiškai silpnas sluoksnis). Inžineriniame geologiniame modelyje vyrauja silpnai drėgni ir įvairios granulometrinės sudėties rupūs gruntai, kurie dažnai persiluoksniuoja su smulkaus grunto sluoksniais. Ypač kaiti geologinė sąranga Dainavos svitos limnoglacialinių nuogulų masyve. Iš viso tarp natūraliai slūgsančių gruntų išskirti 6 litologiniai tipai. Ikikvarterinių uolienų nėra. Pjūvyje paplitę įkypi, nevientisi bei sudėtingos konfigūracijos sluoksniai, lėšiai ir luistai.

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-AR.01	7	10	0

Hidrogeologinės sąlygos

Akivaizdžių vandeningų horizontų pietrytiniame GK šlaite nėra. Požeminio vandens iškrovos zonų nepastebėta. Limnoglacialinio IglIžm komplekso apatinėje dalyje aptikti prisotinti vandeniu gruntai, tačiau jų vandens atidavimo koeficientas nedidelis ir laisvas vandens sluoksnis atviroje gręžskylėje nesusidarė (gręžskylės sienelės išliko stabilios), vandens mėginyms cheminiams tyrimams nepaimtas.

1 lentelė. Pamatų stiprinimui tinkamų IGS aprašymas.

IGS Nr.	Sluoksnio geologinis aprašymas (pagal LST EN ISO 14688-1)
IGS 31	Smėlingas mažo plastiškumo molis moreninis (saCIL) , rudas, su žvirgždu ir gargždu, masyvios tekstūros, vidutinio stiprumo . Sluoksnis išskirtas tyrimų gręžinio Gr. 13 aplinkoje ir šlaito gręžiniuose Gr. 2605 ir Gr. 2710. Gręžinio Gr. 13 aplinkoje sluoksnio storis ženkliai sumažėja pietų ir rytų kryptimis. Mažiausiais sluoksnio storis nustatytas pasvirajame gręžinyje Gr. 8, kur jo storis siekė 0,2m. Didžiausias storis nustatytas šlaito tyrimų vietoje Nr. 2710, kur jo ištirtas storis siekė 3,5m. Šalčiui jautrio klasė F ₃ .
IGS 41	Mažai molingas - dulkingas smėlis (SaF) , smulkus, šviesiai rudas, silpnai drėgnas, vidutinio tankumo . Sluoksnis išskirtas tyrimų gręžinio Gr. 13 aplinkoje ir šlaito tyrimų vietose Nr. 2304, 2503, 2605, 2710, 2810. Jo storis didėja pietvakarių kryptimi ir tyrimų vietoje Nr. 2810 siekia 3,8m. Mažiausiais sluoksnio storis nustatytas gręžinyje Gr. 13, kur jo storis siekė 0,9m. Kituose gręžiniuose šio sluoksnio padas nepasiektas. Šalčiui jautrio klasė F ₁₋₂ .

7. KONSTRUKCINIAI SPRENDINIAI

1.2 Aukštutinės pilies rūmų pamatų stiprinimas

Projektuojamas aukštutinės pilies rūmų pamatų stiprinimas. Pamatai stiprinami įrengiant papildomus kastinius polius P-1 (1000 mm skersmens), kurie apjungiami pamatinėmis sijomis PS-1 ir PS-3. Pamatinės sijos PS-2 įrengiamos nenaudojant polių, kadangi laikantysis gruntas šiose vietose yra negiliai. Numatyta minėtas sijas remti tiesiai ant nurodyto grunto sluoksnio. Polių įrengimui naudojami surenkami gelžbetoniniai šulinių žiedai (vidinis skersmuo – 1000 mm), kurie tarnauja kaip klojiniai.

Kastiniai poliai/pavedimai pradedami įrengti brėžinyje vienoda spalva pažymėtose vietose. Šiose vietose papildomai įvertinama pamatų būklė, pagrindo gruntas. Esamų pamatų pagrindo gruntas yra kintamas, didžiojoje dalyje statinio pamatai remiasi ant grunto Nr. 1 - dirbtinis gruntas (mg) - deliuviniai dariniai: vyrauja įvairaus rupumo molingas smėlis ir smėlingas molis, su gargždu, cemento ir plytų nuolaužomis, rudas ir tamsiai rudas, kurio mechaninės sąvybės labai prastos, dėl to įvyko netolygūs statinio nuosėdžiai, kurie lėmė pažaidų statinio konstrukcijose atsiradimą. Projektuojant priimtas sprendimas esamus pamatų pagrindus tvirtinti darant pavedimus iki geresnių sąvybių natūralaus pagrindo grunto Nr. 31 (smėlingas mažo plastiškumo molis moreninis (sacll), rudas, su žvirgždu ir gargždu), deformacijų modulis E=22,1 Mpa ir Nr. 41 (Mažai molingas - dulkingas smėlis (SaF), smulkus, šviesiai rudas, silpnai drėgnas, vidutinio tankumo), deformacijų modulis E=34,2 Mpa. Vykdamas darbus svarbu pilnai užpildyti ertmes tarp stiprinamo pamato viršaus ir esamo pamato apačios, kad konstrukcija pilnai atsiremtų ant naujų g/b pamatų sijų ir neatsirastų didelių įtempių koncentracijų.

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
HT-SR-383(2024)-GK-1-1.2-TvDP-DB-SK-1-AR.01	8	10	0

Projektuojamų polių P-1 ilgis svyruoja - 0,5-3,0 m. Pamatų sijų PS-1...3 storis – 1000 mm po pamatu ir 1500 mm prieš pamatą. Pamatų sijų PS-2 storis gali kisti priklausomai nuo gylio, kuriame yra pagrindui tinkamas gruntas. Apytikslis sijų plotis – 1500 mm, tačiau jis gali kisti, atsižvelgiant į esamą pamatų situaciją.

Visoms gelžbetoninėms konstrukcijoms naudojamas C30/37-XC2-F100-W4 betonas ir S500 klasės armatūra.

8. KONSTRUKCIJŲ APSAUGOS PRIEMONĖS NUO KLIMATINIO IR DRĖGMĖS POVEIKIO, ANTIKOROZINĖ DANGA

Konstrukcijos nuo klimatologinių poveikių apsaugomos įrengiant hidroizoliacinius sluoksnius, parapetus, palanges, angas apskardinant, siūles ir tarpus sandarinant hermetikais, sandarinimo juostomis ir panašiai, metalines konstrukcijas nudažant, gelžbetonines konstrukcijas įrengiant išlaikant reikiamus betono apsauginius sluoksnius.

Statybos darbų vykdymo metu technologinės/darbinės siūlės turi būti sandarinamos panaudojant specialias tam skirtas mastikas arba tarpines.

G/b konstrukcijos suprojektuotos išlaikant reikiamus betono apsauginius sluoksnius. Apsaugai nuo korozijos užtikrinti turi būti išlaikomi betono apsauginiai sluoksniai priklausomai nuo priimtos betono klasės (žiūr. lentelę žemiau).

Mažiausias leistinas apsauginio betono sluoksnio storis (mm)

Armatūros tipai	Naudojimo sąlygų klasės						
	XO	XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XD3, XF1, XF2, XF3, XF4	XA1	XA2	XA3
Neįtemptoji	20	25	30	40	25	30	40

Skersinės, paskirstomosios ir konstrukcinės armatūros apsauginio betono sluoksnio storis turi būti ne mažesnis už armatūros skersmenį ir ne mažesnis kaip 15 mm, kai konstrukcija naudojama normaliomis ir mažai agresyviomis sąlygomis, atitinkančiomis XO, XC1, XA1 klases. Didėjant aplinkos agresyvumui, apsauginio betono sluoksnio storį kiekvienai agresyvumo klasei reikia padidinti 5 mm.

Darbo armatūros (neįtemptosios ir įtemptosios, įtempiamos į atsparas) apsauginio sluoksnio storis, mm, turi būti ne mažesnis kaip:

- armatūros skersmuo (jei jis neviršija 40 mm);
- užpildo grūdėlio didžiausias matmuo (jei jis mažesnis kaip 32 mm);
- užpildo grūdėlio didžiausias matmuo plius 5 mm (jei jis didesnis kaip 32 mm);
- surenkamuosiuose pamatuose – 30 mm;
- monolitiniuose pamatuose su paruošiamuoju betono sluoksniu – 35 mm;

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-AR.01	9	10	0

- monolitiniuose pamatuose be paruošiamojo betono sluoksnio – 70 mm.

9. DEFORMACINIŲ SIŪLIŲ ĮRENGIMO SPRENDINIAI

Temperatūrinės-deformacinės siūlės neįrengiamos.

10. RIBINIAI LEISTINŲ DEFORMACIJŲ DYDŽIAI

Deformacijų leistinieji dydžiai pateikti STR 2.05.04:2003 „Poveikiai ir apkrovos“ 17.1 ir 17.4 lentelėse. Vertikalūs įlinkiai sijoms (rostverkams), kai angos ilgis L neturi viršyti:

- $L=3$ m, ribinis įlinkis $L/150$;
- $L=6$ m, ribinis įlinkis $L/200$;
- $L=24$ (12) m, ribinis įlinkis $L/250$;
- $L \geq 36$ (24) m, ribinis įlinkis $L/300$.

L – konstrukcijos elemento skaičiuotinis tarpsnis.

Statinių ribiniai poslinkiai priimami $h/200$.

h – daugiaaukščių pastatų aukštis, lygus atstumui nuo pamato viršaus iki denginio rėmo sijos ašies.

Ribinės leistinosios gelžbetoninių elementų plyšių atsivėrimo pločių w_{lim1} ir w_{lim2} reikšmės, mm

Konstrukcijos naudojimo sąlygos (klasės pagal 1 lent.)	Iš anksto neįtemptieji elementai, kai armatūros takumo įtempiai $\sigma_y \leq 500$ MPa
Elementai yra atvirame ore ir grunte (XC2, XC3, XC4, XF1, XF3)	$w_{lim2} = 0,30$

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-AR.01	10	10	0

TURINYS

1. AUKŠTUTINĖS PILIES RŪMŲ PAMATŲ STIPRINIMAS	2
1.1. BENDRI DUOMENYS	2
1.2. Skaičiavimai ir rezultatai	2
1.2.1. Grunto laikomosios galios skaičiavimai	2
1.2.2. Naujų sekliųjų pamatų laikomosios galios skaičiavimai	3
1.2.3. Grunto laikomosios galios skaičiavimai po rūmų sienos viduriu.....	10
1.2.4. Grunto nuosėdžių skaičiavimai po rūmų siena	18
1.3. Pamatų skaičiavimai	27
1.3.1. Elementų laikomosios galios skaičiavimai	32
1.4. Išvados	67

0	2025-03	Statybai			
LAIDA	IŠLEIDIMO DATA	LAIDOS STATUSAS. KEITIMO PRIEŽASTIS (JEI TAIKOMA)			
KVAL. PATV. DOK. NR.	 Hidroterra			STATINIO PROJEKTO PAVADINIMAS	
				Vilniaus piliavietės, vad. Gedimino kalnu, Pilies kalnu, Aukštutine ir Žemutine pilimi (KVR un. obj. kodas 141) šlaitų, statinių pagrindų ir inžinerinių tinklų tvarkybos darbų projektas. Arsenalo g. 5, Vilnius	
	UAB "Architektūra idėjos realizavimas"			STATINIO NUMERIS IR PAVADINIMAS	
	A430,0828	PV/Arch.	Rimas Grigas	1.2 Aukštutinės pilies rūmai	
	0320,17330	PDV	Laimontas Jakštas		
35291	Inžinierius	Šarūnas Kirkus		DOKUMENTO PAVADINIMAS	
				Inžineriniai skaičiavimai	
				LAIDA	
				0	
LT	STATYTOJAS IR (ARBA) UŽSAKOVAS			DOKUMENTO ŽYMUO	
	LIETUVOS NACIONALINIS MUZIEJUS Arsenalo g. 1, Vilnius			HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01	
				LAPAS	LAPŲ
				1	67

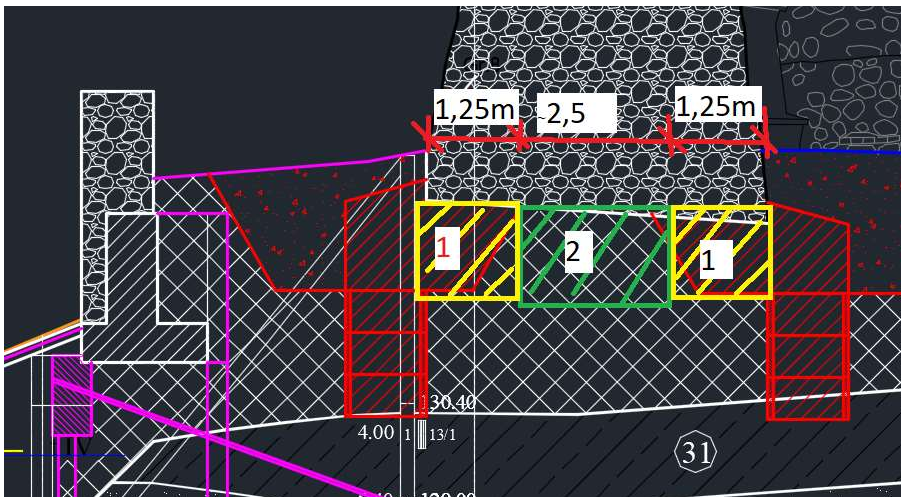
1. AUKŠTUTINĖS PILIES RŪMŲ PAMATŲ STIPRINIMAS

1.1. BENDRI DUOMENYS

Šioje skaičiavimų ataskaitoje pateikiami rūmų pamatų stiprinimo skaičiavimai. Priimta apkrova 500 kN/m^2 .

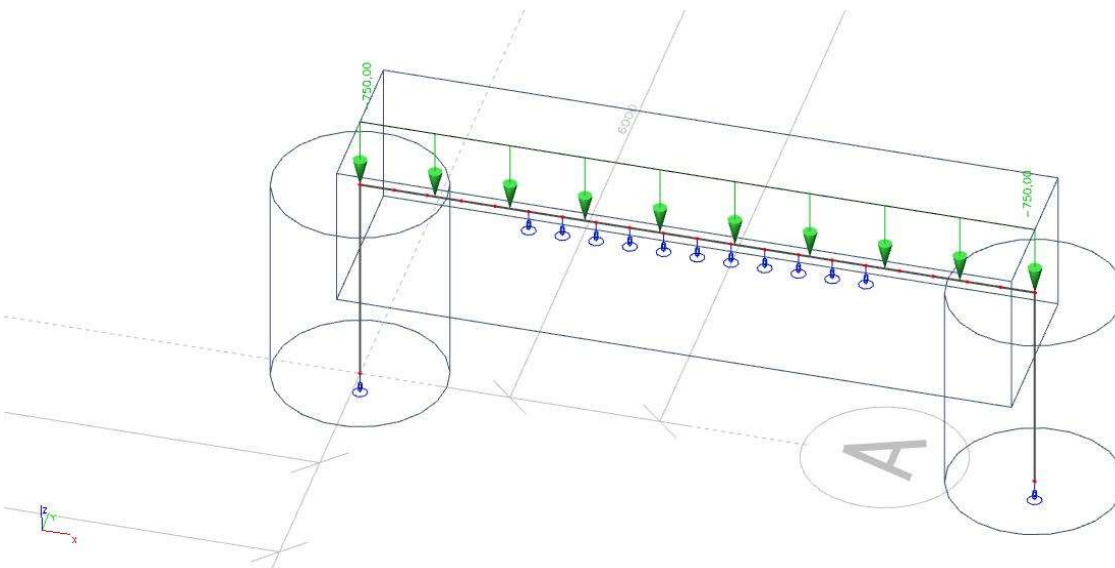
1.2. SKAIČIAVIMAI IR REZULTATAI

1.2.1. Grunto laikomosios galios skaičiavimai



Skaičiavimais priimta prielaida, kad vidurinę sienos dalį (paveiksle pažymėta-2) laiko esamas gruntas, o sienų šonai (paveiksle pažymėta-1) laiko nauji sekieji pamatai.

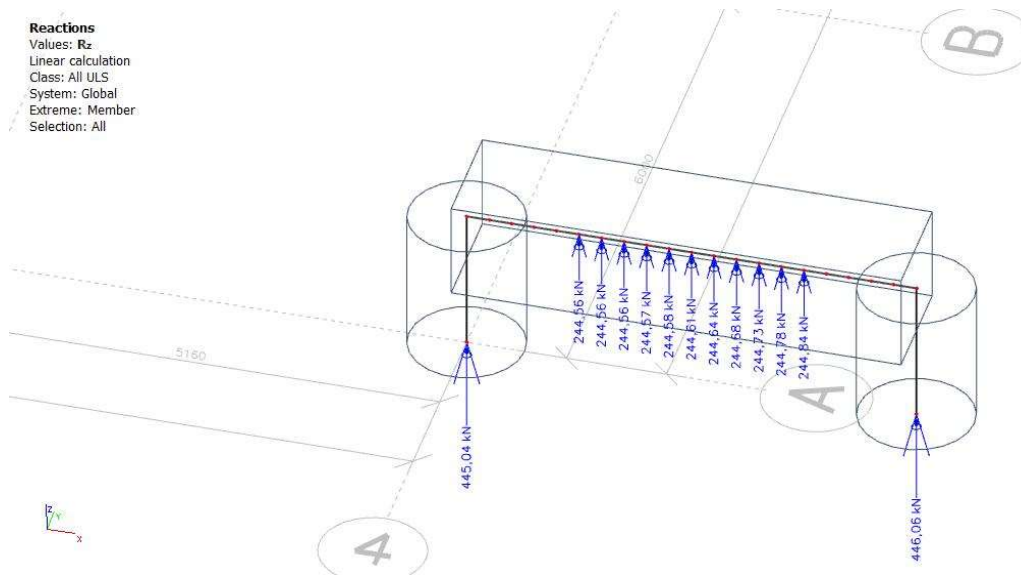
Skaičiuojamoji schema:



Reakcijos

Reactions

Values: Rz
Linear calculation
Class: All ULS
System: Global
Extreme: Member
Selection: All



1.2.2. Naujų sekliųjų pamatų laikomosios galios skaičiavimai

Spread footing verification

Input data

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Settlement

Analysis method : Analysis using oedometric modulus

Restriction of influence zone : by percentage of Sigma, Or

Coeff. of restriction of influence zone : 10,0 [%]

Spread Footing

Analysis for drained conditions : Standard approach

Analysis of uplift : Standard

Allowable eccentricity : 0,333

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for vertical bearing capacity :	SF _v =	1,50	[-]
Safety factor for sliding resistance :	SF _h =	1,50	[-]

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	1-Dirbtinis gruntas		35,30	13,50	17,76	7,76	
2	31-Smelingas moreninis molis		33,80	15,30	21,49	11,49	
3	41-dulkingas smelis		31,60	24,00	17,46	7,49	
4	42-dulkingas smelis		38,10	34,10	19,02	9,02	
5	52-Smelingas molis		35,10	46,20	21,16	11,16	
6	51-Smelingas molis		35,80	30,20	20,12	10,12	
7	61-moreninis molis		28,10	76,90	22,00	12,00	
8	54-Molingas smelis		39,20	40,90	20,15	10,15	

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

1-Dirbtinis gruntas

Unit weight :	γ	=	17,76 kN/m ³
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	35,30 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	13,50 kPa
Deformation modulus :	E_{def}	=	3,60 MPa
Poisson's ratio :	ν	=	0,35
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	17,76 kN/m ³

31-Smelingas moreninis molis

Unit weight :	γ	=	21,49 kN/m ³
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	33,80 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	15,30 kPa
Deformation modulus :	E_{def}	=	21,40 MPa
Poisson's ratio :	ν	=	0,35
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	21,49 kN/m ³

41-dulkingas smelis

Unit weight :	γ	=	17,46 kN/m ³
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	31,60 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	24,00 kPa
Deformation modulus :	E_{def}	=	30,80 MPa

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01	4	67	0

Poisson's ratio : $\nu = 0,30$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 17,49 \text{ kN/m}^3$

42-dulkingas smelis

Unit weight : $\gamma = 19,02 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 38,10^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 34,10 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 56,80 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,30$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 19,02 \text{ kN/m}^3$

52-Smelingas molis

Unit weight : $\gamma = 21,16 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 35,10^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 46,20 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 110,70 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 21,16 \text{ kN/m}^3$

51-Smelingas molis

Unit weight : $\gamma = 20,12 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 35,80^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 30,20 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 79,20 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 20,12 \text{ kN/m}^3$

61-moreninis molis

Unit weight : $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 28,10^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 76,90 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 74,20 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

54-Molingas smelis

Unit weight : $\gamma = 20,15 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 39,20^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 40,90 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 112,00 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 20,15 \text{ kN/m}^3$

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	5	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

Foundation

Foundation type: circular spread footing

Depth from original ground surface $h_z = 1,50$ m

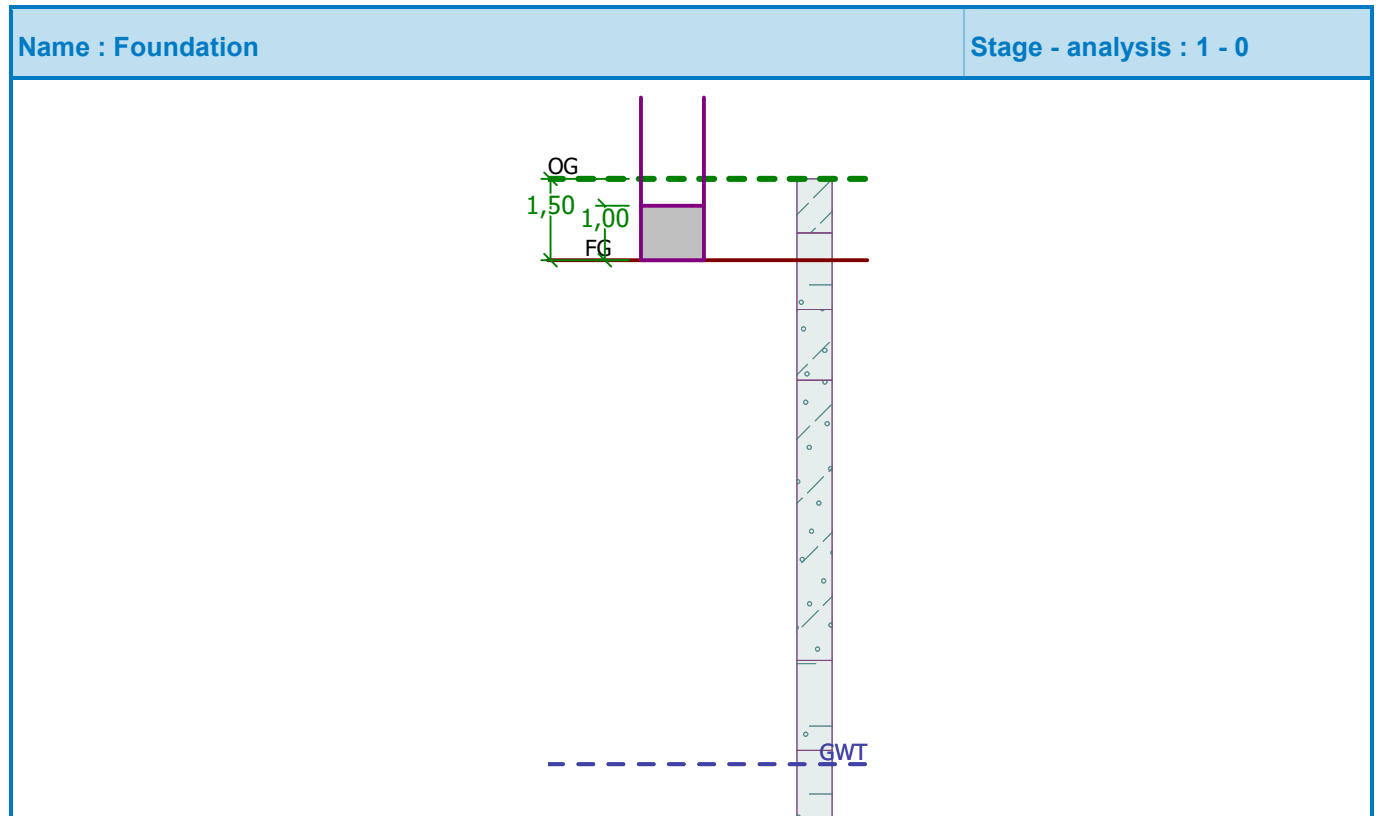
Depth of footing bottom $d = 0,00$ m

Foundation thickness $t = 1,00$ m

Incl. of finished grade $s_1 = 0,00$ °

Incl. of footing bottom $s_2 = 0,00$ °

Unit weight of soil above foundation = $20,00$ kN/m³



Geometry of structure

Foundation type: circular spread footing

Spread footing diameter $d_p = 1,16$ m

Column diameter $c = 1,16$ m

Spread footing volume = $1,06$ m³

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23,00$ kN/m³

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 35/45

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 35,00$ MPa

Tensile strength $f_{ctm} = 3,20$ MPa

Elasticity modulus $E_{cm} = 34000,00$ MPa

Longitudinal steel : B500

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	6	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

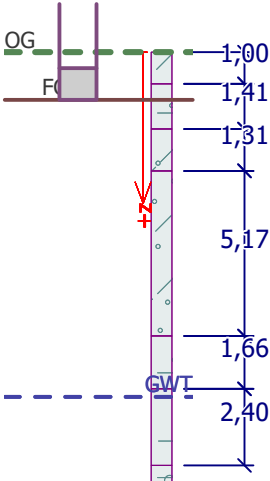
Yield strength $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Transverse steel: B500

Yield strength $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	1,00	1-Dirbtinis gruntas	
2	1,41	31-Smelingas moreninis molis	
3	1,31	41-dulkingas smelis	
4	5,17	42-dulkingas smelis	
5	1,66	52-Smelingas molis	
6	2,40	51-Smelingas molis	
7	-	61-moreninis molis	

Name : Profile and assignment	Stage - analysis : 1 - 0
	

Load

No.	new	Load change	Name	Type	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Yes		Load No. 1	Design	725,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Yes		Load No. 2	Service	725,00	0,00	0,00	0,00	0,00

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	7	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

Ground water table

The ground water table is at a depth of 10,80 m from the original terrain.

Global settings

Type of analysis : analysis for drained conditions

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Load case verification

Name	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Utilization [%]	Is satisfied
Load No. 1	0,00	0,00	709,01	1077,06	98,74	Yes

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Computed weight of spread footing $G = 24,31$ kN

Computed weight of overburden $Z = 0,00$ kN

Vertical bearing capacity check

Shape of contact stress : rectangle

Most unfavorable load case No. 1. (Load No. 1)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface $z_{sp} = 2,00$ m

Length of slip surface $l_{sp} = 6,31$ m

Design bearing capacity of found.soil $R_d = 1077,06$ kPa

Extreme contact stress $\sigma = 709,01$ kPa

Factor of safety = $1,52 > 1,50$

Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY

Verification of load eccentricity

Maximum eccentricity $e_t = 0,000 < 0,333$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

Horizontal bearing capacity check

Most unfavorable load case No. 1. (Load No. 1)

Earth resistance: at rest

Design magnitude of earth resistance $S_{pd} = 0,00$ kN

Horizontal bearing capacity $R_{dh} = 517,79$ kN

Extreme horizontal force $H = 0,00$ kN

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01	8	67	0

Factor of safety = 1000,00 > 1,50

Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation is SATISFACTORY

Verification No. 1

Settlement and rotation of foundation - input data

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Analysis carried out with accounting for coefficient κ_1 (influence of foundation depth).

Stress at the footing bottom considered from the finished grade.

Computed weight of spread footing $G = 24,31$ kN

Computed weight of overburden $Z = 0,00$ kN

Settlement of mid point of edge x - 1 = 12,2 mm

Settlement of mid point of edge x - 2 = 12,2 mm

Settlement of mid point of edge y - 1 = 12,2 mm

Settlement of mid point of edge y - 2 = 12,2 mm

Settlement of foundation center point = 19,5 mm

Settlement of characteristic point = 14,2 mm

Settlement and rotation of foundation - results

Foundation stiffness:

Computed weighted average modulus of deformation $E_{def} = 27,99$ MPa

Foundation is rigid ($k=778,10$)

Max. compress. foundation edge settlement = 12,2 mm

Min. compress. foundation edge settlement = 12,2 mm

Verification of load eccentricity

Maximum eccentricity $e_t = 0,000 < 0,333$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

Overall settlement and rotation of foundation:

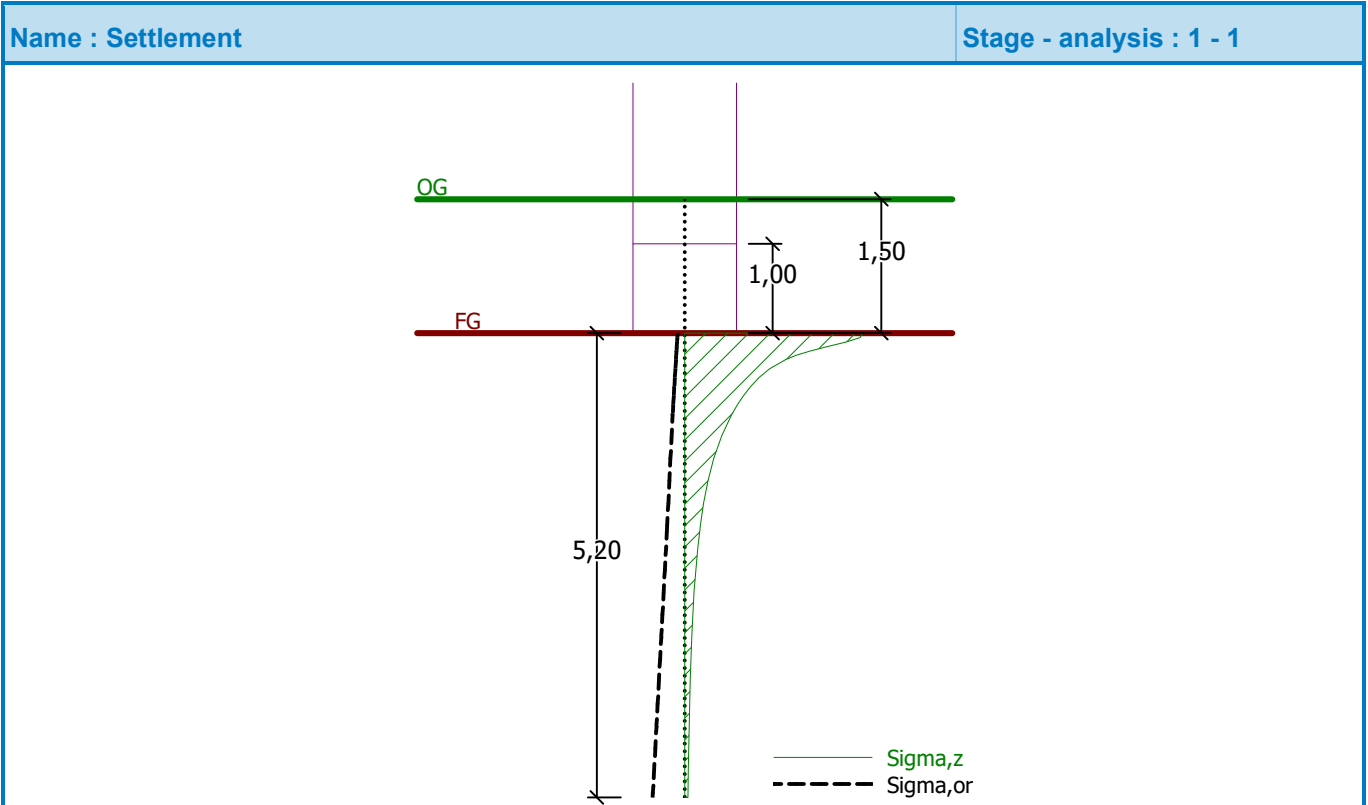
Foundation settlement = 14,2 mm

Depth of influence zone = 5,20 m

Max. rotation of foundation = 0,000 ($\tan^*1000$); (0,0E+00 °)

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	9	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01



1.2.3. Grunto laikomosios galios skaičiavimai po rūmų sienos viduriu

Spread footing verification

Input data

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Settlement

Analysis method : Analysis using oedometric modulus

Restriction of influence zone : by percentage of Sigma,Or

Coeff. of restriction of influence zone : 10,0 [%]

Spread Footing

Analysis for drained conditions : Standard approach

Analysis of uplift : Standard

Allowable eccentricity : 0,333

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for vertical bearing capacity :	$SF_v =$	1,50	[-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_h =$	1,50	[-]

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	10	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	1-Dirbtinis gruntas		35,30	13,50	17,76	7,76	
2	31-Smelingas moreninis molis		33,80	15,30	21,49	11,49	
3	41-dulkingas smelis		31,60	24,00	17,46	7,49	
4	42-dulkingas smelis		38,10	34,10	19,02	9,02	
5	52-Smelingas molis		35,10	46,20	21,16	11,16	
6	51-Smelingas molis		35,80	30,20	20,12	10,12	
7	61-moreninis molis		28,10	76,90	22,00	12,00	
8	54-Molingas smelis		39,20	40,90	20,15	10,15	

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

1-Dirbtinis gruntas

Unit weight :	γ	=	17,76 kN/m ³
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	35,30 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	13,50 kPa
Deformation modulus :	E_{def}	=	3,60 MPa
Poisson's ratio :	ν	=	0,35
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	17,76 kN/m ³

31-Smelingas moreninis molis

Unit weight :	γ	=	21,49 kN/m ³
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	33,80 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	15,30 kPa
Deformation modulus :	E_{def}	=	21,40 MPa
Poisson's ratio :	ν	=	0,35
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	21,49 kN/m ³

41-dulkingas smelis

Unit weight :	γ	=	17,46 kN/m ³
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	31,60 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	24,00 kPa
Deformation modulus :	E_{def}	=	30,80 MPa

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01	11	67	0

Poisson's ratio : $\nu = 0,30$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 17,49 \text{ kN/m}^3$

42-dulkingas smelis

Unit weight : $\gamma = 19,02 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 38,10^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 34,10 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 56,80 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,30$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 19,02 \text{ kN/m}^3$

52-Smelingas molis

Unit weight : $\gamma = 21,16 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 35,10^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 46,20 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 110,70 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 21,16 \text{ kN/m}^3$

51-Smelingas molis

Unit weight : $\gamma = 20,12 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 35,80^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 30,20 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 79,20 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 20,12 \text{ kN/m}^3$

61-moreninis molis

Unit weight : $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 28,10^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 76,90 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 74,20 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

54-Molingas smelis

Unit weight : $\gamma = 20,15 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 39,20^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 40,90 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 112,00 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 20,15 \text{ kN/m}^3$

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	12	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

Foundation

Foundation type: centric spread footing

Depth from original ground surface $h_z = 0,50$ m

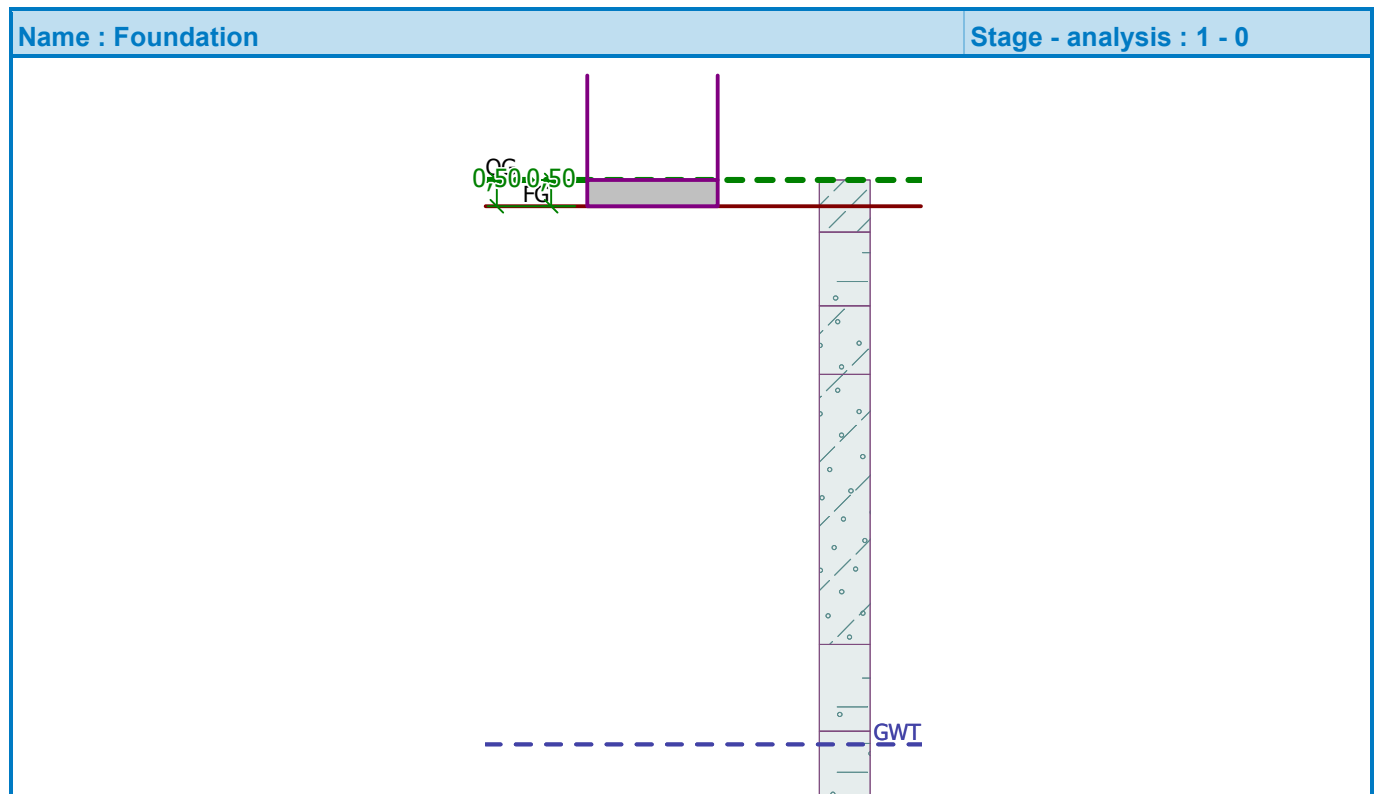
Depth of footing bottom $d = 0,00$ m

Foundation thickness $t = 0,50$ m

Incl. of finished grade $s_1 = 0,00$ °

Incl. of footing bottom $s_2 = 0,00$ °

Unit weight of soil above foundation = $20,00$ kN/m³



Geometry of structure

Foundation type: centric spread footing

Spread footing length $x = 2,50$ m

Spread footing width $y = 1,50$ m

Column width in the direction of x $c_x = 2,50$ m

Column width in the direction of y $c_y = 1,50$ m

Spread footing volume = $1,88$ m³

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23,00$ kN/m³

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 35/45

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 35,00$ MPa

Tensile strength $f_{ctm} = 3,20$ MPa

Elasticity modulus $E_{cm} = 34000,00$ MPa

Longitudinal steel : B500

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	13	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

Yield strength $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Transverse steel: B500

Yield strength $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	1,00	1-Dirbtinis gruntas	
2	1,41	31-Smelingas moreninis molis	
3	1,31	41-dulkingas smelis	
4	5,17	42-dulkingas smelis	
5	1,66	52-Smelingas molis	
6	2,40	51-Smelingas molis	
7	-	61-moreninis molis	

Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	new	change							
1	Yes		Load No. 1	Design	1875,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Yes		Load No. 2	Service	1875,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Ground water table

The ground water table is at a depth of 10,80 m from the original terrain.

Global settings

Type of analysis : analysis for drained conditions

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Load case verification

Name	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Utilization [%]	Is satisfied
Load No. 1	0,00	0,00	511,50	1114,89	68,82	Yes

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	14	67	0
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01			

Computed weight of spread footing $G = 43,12 \text{ kN}$

Computed weight of overburden $Z = 0,00 \text{ kN}$

Vertical bearing capacity check

Shape of contact stress : rectangle

Most unfavorable load case No. 1. (Load No. 1)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface $z_{sp} = 2,67 \text{ m}$

Length of slip surface $l_{sp} = 8,50 \text{ m}$

Design bearing capacity of found.soil $R_d = 1114,89 \text{ kPa}$

Extreme contact stress $\sigma = 511,50 \text{ kPa}$

Factor of safety = $2,18 > 1,50$

Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY

Verification of load eccentricity

Max. eccentricity in direction of base length $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. eccentricity in direction of base width $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. overall eccentricity $e_t = 0,000 < 0,333$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

Horizontal bearing capacity check

Most unfavorable load case No. 1. (Load No. 1)

Earth resistance: at rest

Design magnitude of earth resistance $S_{pd} = 0,00 \text{ kN}$

Horizontal bearing capacity $R_{dh} = 1408,73 \text{ kN}$

Extreme horizontal force $H = 0,00 \text{ kN}$

Factor of safety = $1000,00 > 1,50$

Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY

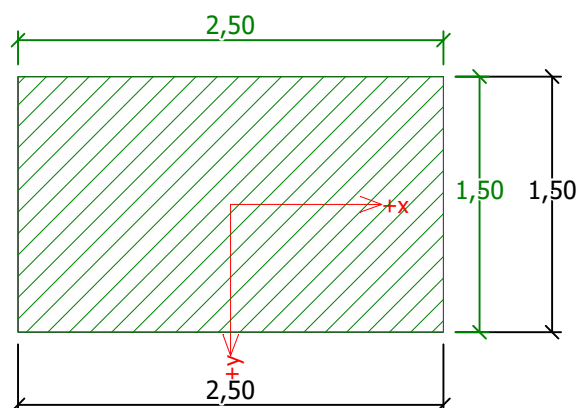
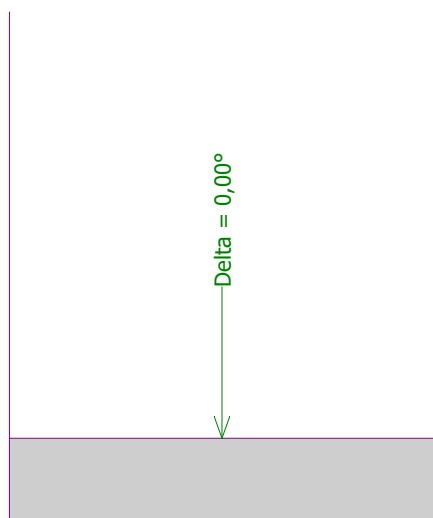
Bearing capacity of foundation is SATISFACTORY

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	15	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

Name : Bearing cap.

Stage - analysis : 1 - 1



Verification No. 1

Settlement and rotation of foundation - input data

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Analysis carried out with accounting for coefficient κ_1 (influence of foundation depth).

Stress at the footing bottom considered from the finished grade.

Computed weight of spread footing $G = 43,12 \text{ kN}$

Computed weight of overburden $Z = 0,00 \text{ kN}$

Settlement of mid point of edge x - 1 = 34,7 mm

Settlement of mid point of edge x - 2 = 34,7 mm

Settlement of mid point of edge y - 1 = 32,6 mm

Settlement of mid point of edge y - 2 = 32,6 mm

Settlement of foundation center point = 61,0 mm

Settlement of characteristic point = 48,5 mm

(1-max.compressed edge; 2-min.compressed edge)

Settlement and rotation of foundation - results

Foundation stiffness:

Computed weighted average modulus of deformation $E_{\text{def}} = 23,71 \text{ MPa}$

Foundation in the longitudinal direction is rigid ($k=11,47$)

Foundation in the direction of width is rigid ($k=53,12$)

Verification of load eccentricity

Max. eccentricity in direction of base length $e_x = 0,000 < 0,333$

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01	16	67	0

Max. eccentricity in direction of base width $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. overall eccentricity $e_t = 0,000 < 0,333$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

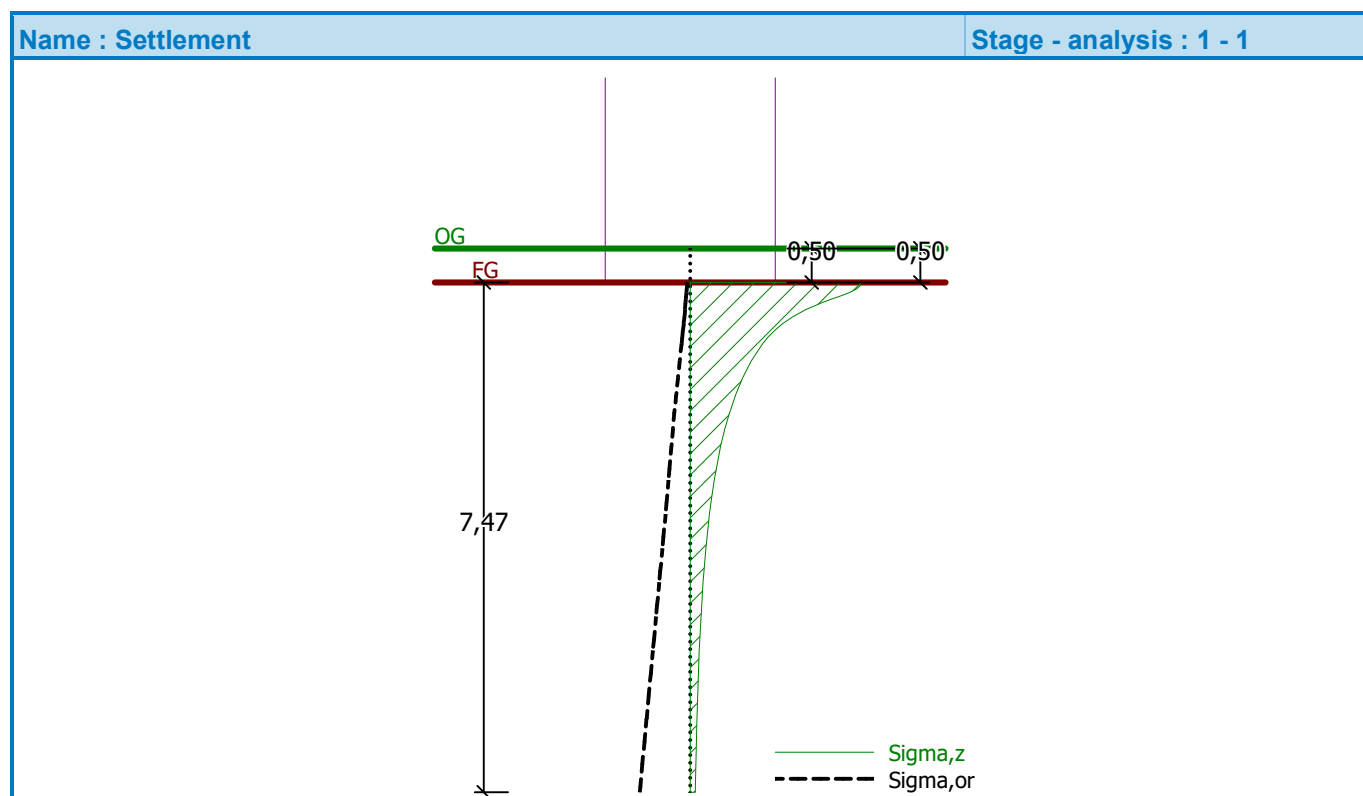
Overall settlement and rotation of foundation:

Foundation settlement = 48,5 mm

Depth of influence zone = 7,47 m

Rotation in direction of x = 0,000 (tan*1000); (0,0E+00 °)

Rotation in direction of y = 0,000 (tan*1000); (0,0E+00 °)



Dimensioning No. 1

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of x

$0,00 \text{ m} \leq 0,25 \text{ m}$

Maximum offset of the foundation is smaller than $0,50 \cdot$ thickness of foundation. Reinforcement is not required.

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of y

$0,00 \text{ m} \leq 0,25 \text{ m}$

Maximum offset of the foundation is smaller than $0,50 \cdot$ thickness of foundation. Reinforcement is not required.

Spread footing for punching shear failure check

Length of the critical section is equal to zero.

Spread footing for punching shear is SATISFACTORY

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	17	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

1.2.4. Grunto nuosėdžių skaičiavimai po rūmų siena

500kN/m² priimta apkrova yra įvertinus ir vieną papildomą aukštą. Dabartinė apkrova yra 300kN/m², o numatomo statyti papildomo aukšto - 200kN/m². Kadangi nuo dabartinių apkrovų gruntas jau yra nusėdęs, nuosėdžiai skaičiuojami nuo papildomų apkrovų (200kN/m²).

Spread footing verification

Input data

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Settlement

Analysis method : Analysis using oedometric modulus

Restriction of influence zone : by percentage of Sigma, Or

Coeff. of restriction of influence zone : 10,0 [%]

Spread Footing

Analysis for drained conditions : Standard approach

Analysis of uplift : Standard

Allowable eccentricity : 0,333

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for vertical bearing capacity :	SF _v =	1,50	[-]
Safety factor for sliding resistance :	SF _h =	1,50	[-]

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	Φ _{ef} [°]	C _{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ _{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	1-Dirbtinis gruntas		35,30	13,50	17,76	7,76	
2	31-Smelingas moreninis molis		33,80	15,30	21,49	11,49	
3	41-dulkingas smelis		31,60	24,00	17,46	7,49	
4	42-dulkingas smelis		38,10	34,10	19,02	9,02	
5	52-Smelingas molis		35,10	46,20	21,16	11,16	
6	51-Smelingas molis		35,80	30,20	20,12	10,12	

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	18	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
7	61-moreninis molis		28,10	76,90	22,00	12,00	
8	54-Molingas smelis		39,20	40,90	20,15	10,15	

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

1-Dirbtinis gruntas

Unit weight :	γ	=	17,76 kN/m ³
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	35,30 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	13,50 kPa
Deformation modulus :	E_{def}	=	3,60 MPa
Poisson's ratio :	ν	=	0,35
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	17,76 kN/m ³

31-Smelingas moreninis molis

Unit weight :	γ	=	21,49 kN/m ³
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	33,80 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	15,30 kPa
Deformation modulus :	E_{def}	=	21,40 MPa
Poisson's ratio :	ν	=	0,35
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	21,49 kN/m ³

41-dulkingas smelis

Unit weight :	γ	=	17,46 kN/m ³
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	31,60 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	24,00 kPa
Deformation modulus :	E_{def}	=	30,80 MPa
Poisson's ratio :	ν	=	0,30
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	17,49 kN/m ³

42-dulkingas smelis

Unit weight :	γ	=	19,02 kN/m ³
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	38,10 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	34,10 kPa
Deformation modulus :	E_{def}	=	56,80 MPa
Poisson's ratio :	ν	=	0,30
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	19,02 kN/m ³

52-Smelingas molis

Unit weight :	γ	=	21,16 kN/m ³
---------------	----------	---	-------------------------

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	19	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 35,10^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 46,20 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{def} = 110,70 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21,16 \text{ kN/m}^3$

51-Smelingas molis

Unit weight : $\gamma = 20,12 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 35,80^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 30,20 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{def} = 79,20 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,12 \text{ kN/m}^3$

61-moreninis molis

Unit weight : $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 28,10^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 76,90 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{def} = 74,20 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

54-Molingas smelis

Unit weight : $\gamma = 20,15 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 39,20^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 40,90 \text{ kPa}$
 Deformation modulus : $E_{def} = 112,00 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,15 \text{ kN/m}^3$

Foundation

Foundation type: centric spread footing

Depth from original ground surface $h_z = 0,50 \text{ m}$
 Depth of footing bottom $d = 0,00 \text{ m}$
 Foundation thickness $t = 0,50 \text{ m}$
 Incl. of finished grade $s_1 = 0,00^\circ$
 Incl. of footing bottom $s_2 = 0,00^\circ$

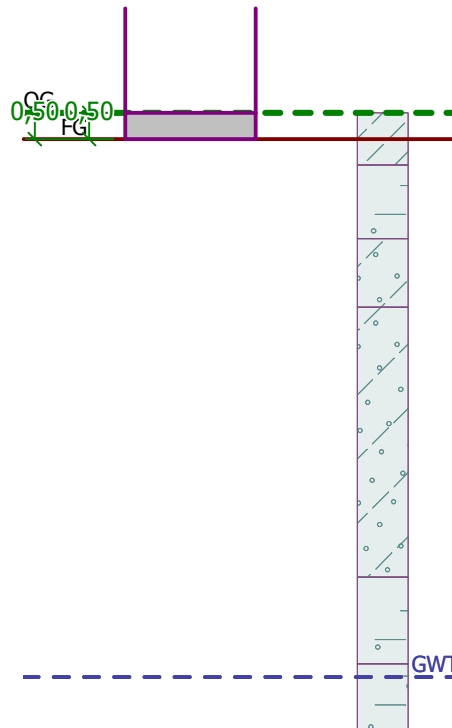
Unit weight of soil above foundation = $20,00 \text{ kN/m}^3$

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	20	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

Name : Foundation

Stage - analysis : 1 - 0



Geometry of structure

Foundation type: centric spread footing

Spread footing length $x = 2,50 \text{ m}$
 Spread footing width $y = 1,50 \text{ m}$
 Column width in the direction of x $c_x = 2,50 \text{ m}$
 Column width in the direction of y $c_y = 1,50 \text{ m}$
 Spread footing volume $= 1,88 \text{ m}^3$

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 35/45

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 35,00 \text{ MPa}$
 Tensile strength $f_{ctm} = 3,20 \text{ MPa}$
 Elasticity modulus $E_{cm} = 34000,00 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500

Yield strength $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Transverse steel: B500

Yield strength $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

DOKUMENTO ŽYMUO

LAPAS

LAPŲ

LAIDA

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

21

67

0

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	1,00	1-Dirbtinis gruntas	
2	1,41	31-Smelingas moreninis molis	
3	1,31	41-dulkingas smelis	
4	5,17	42-dulkingas smelis	
5	1,66	52-Smelingas molis	
6	2,40	51-Smelingas molis	
7	-	61-moreninis molis	

Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	new	change							
1	Yes		Load No. 1	Design	750,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Yes		Load No. 2	Service	750,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Ground water table

The ground water table is at a depth of 10,80 m from the original terrain.

Global settings

Type of analysis : analysis for drained conditions

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Load case verification

Name	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Utilization [%]	Is satisfied
Load No. 1	0,00	0,00	211,50	1114,89	28,46	Yes

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Computed weight of spread footing G = 43,12 kN

Computed weight of overburden Z = 0,00 kN

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	22	67	0
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01			

Vertical bearing capacity check

Shape of contact stress : rectangle

Most unfavorable load case No. 1. (Load No. 1)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface $z_{sp} = 2,67 \text{ m}$

Length of slip surface $l_{sp} = 8,50 \text{ m}$

Design bearing capacity of found.soil $R_d = 1114,89 \text{ kPa}$

Extreme contact stress $\sigma = 211,50 \text{ kPa}$

Factor of safety = $5,27 > 1,50$

Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY

Verification of load eccentricity

Max. eccentricity in direction of base length $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. eccentricity in direction of base width $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. overall eccentricity $e_t = 0,000 < 0,333$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

Horizontal bearing capacity check

Most unfavorable load case No. 1. (Load No. 1)

Earth resistance: at rest

Design magnitude of earth resistance $S_{pd} = 0,00 \text{ kN}$

Horizontal bearing capacity $R_{dh} = 612,19 \text{ kN}$

Extreme horizontal force $H = 0,00 \text{ kN}$

Factor of safety = $1000,00 > 1,50$

Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY

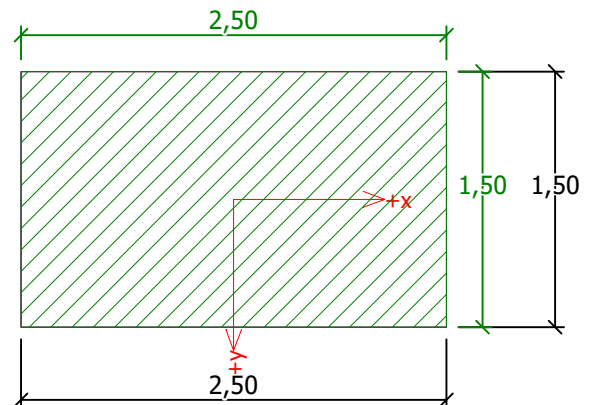
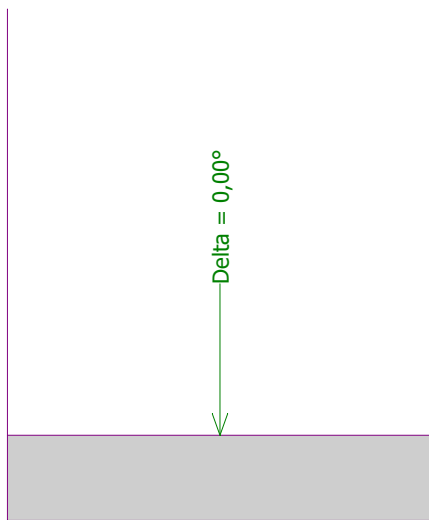
Bearing capacity of foundation is SATISFACTORY

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	23	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

Name : Bearing cap.

Stage - analysis : 1 - 1



Verification No. 1

Settlement and rotation of foundation - input data

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Analysis carried out with accounting for coefficient κ_1 (influence of foundation depth).

Stress at the footing bottom considered from the finished grade.

Computed weight of spread footing $G = 43,12 \text{ kN}$

Computed weight of overburden $Z = 0,00 \text{ kN}$

Settlement of mid point of edge x - 1 = 14,1 mm

Settlement of mid point of edge x - 2 = 14,1 mm

Settlement of mid point of edge y - 1 = 13,2 mm

Settlement of mid point of edge y - 2 = 13,2 mm

Settlement of foundation center point = 25,0 mm

Settlement of characteristic point = 19,8 mm

(1-max.compressed edge; 2-min.compressed edge)

Settlement and rotation of foundation - results

Foundation stiffness:

Computed weighted average modulus of deformation $E_{\text{def}} = 22,12 \text{ MPa}$

Foundation in the longitudinal direction is rigid ($k=12,30$)

Foundation in the direction of width is rigid ($k=56,92$)

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	24	67	0
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01			

Verification of load eccentricity

Max. eccentricity in direction of base length $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. eccentricity in direction of base width $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. overall eccentricity $e_t = 0,000 < 0,333$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

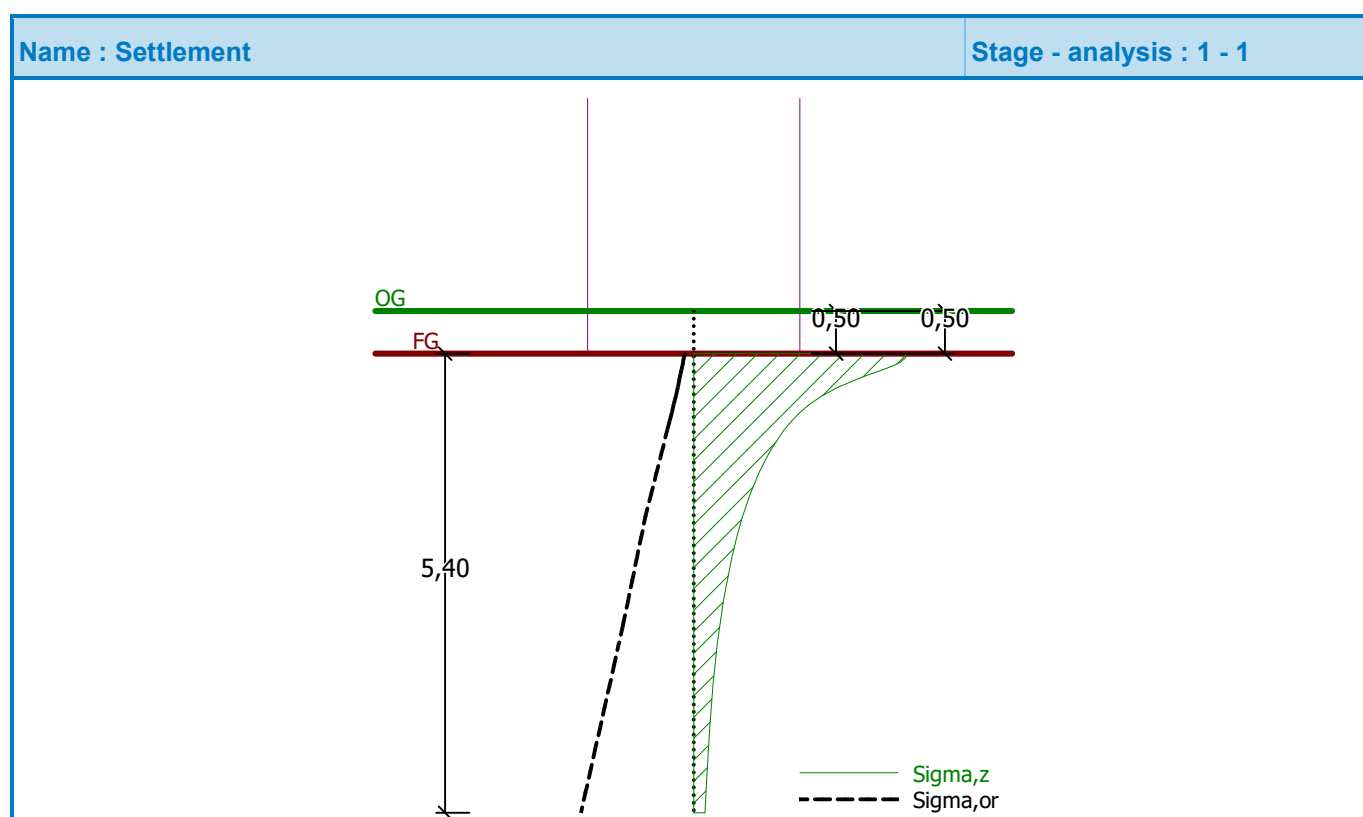
Overall settlement and rotation of foundation:

Foundation settlement = 19,8 mm

Depth of influence zone = 5,40 m

Rotation in direction of x = 0,000 (tan*1000); (0,0E+00 °)

Rotation in direction of y = 0,000 (tan*1000); (0,0E+00 °)



Dimensioning No. 1

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of x

$0,00 \text{ m} \leq 0,25 \text{ m}$

Maximum offset of the foundation is smaller than $0,50 \cdot \text{thickness of foundation}$. Reinforcement is not required.

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of y

$0,00 \text{ m} \leq 0,25 \text{ m}$

Maximum offset of the foundation is smaller than $0,50 \cdot \text{thickness of foundation}$. Reinforcement is not required.

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	25	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

Spread footing for punching shear failure check

Length of the critical section is equal to zero.

Spread footing for punching shear is SATISFACTORY

Išvada.

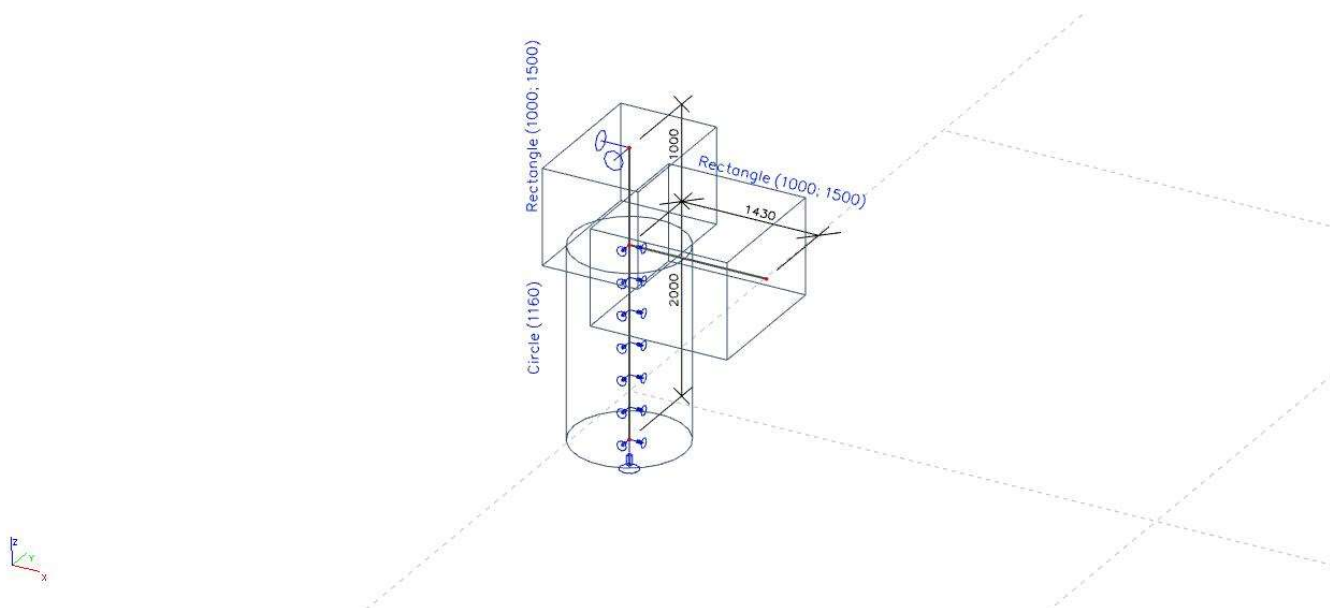
Laikomosios galios pakanka. Nuosėdžių skirtumas nedidelis 14,2 mm ir 19,8mm.

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	26	67	0

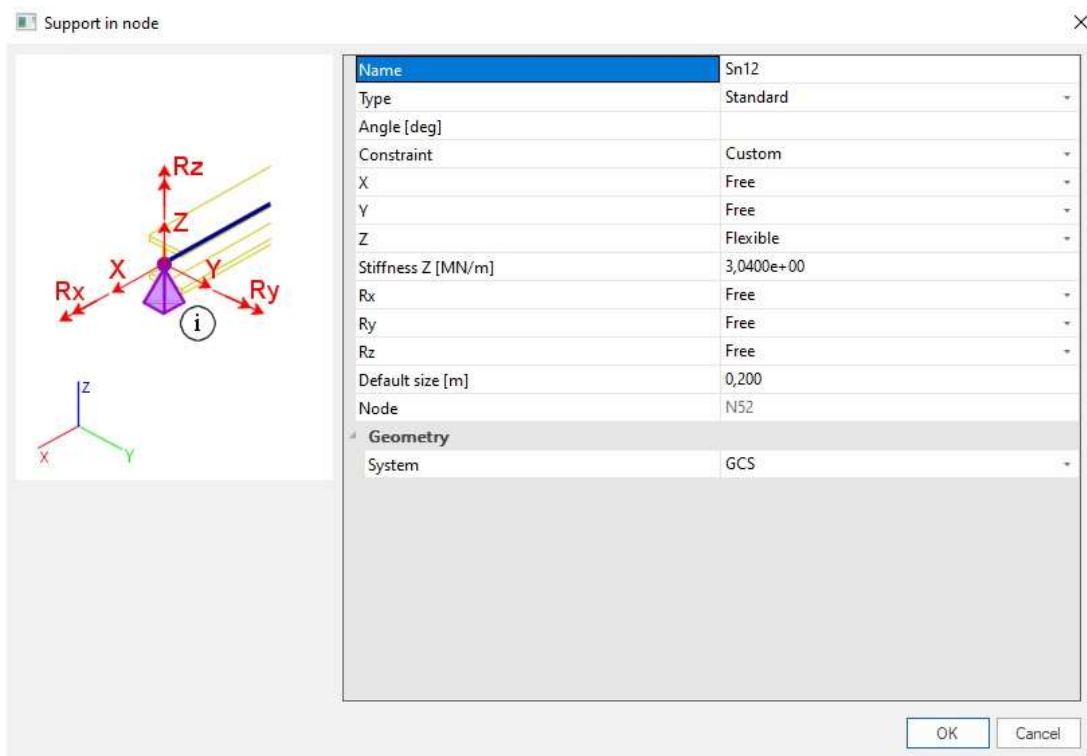
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

1.3. PAMATŲ SKAIČIAVIMAI

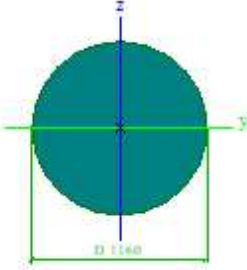
Skaičiuojamoji schema:

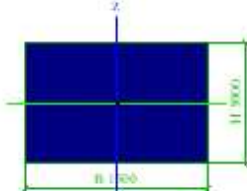


Atramoms užduotas paskaičiuotas standumas pagal geologinę ataskaitą ir gautus pamatų nuosėdžius.

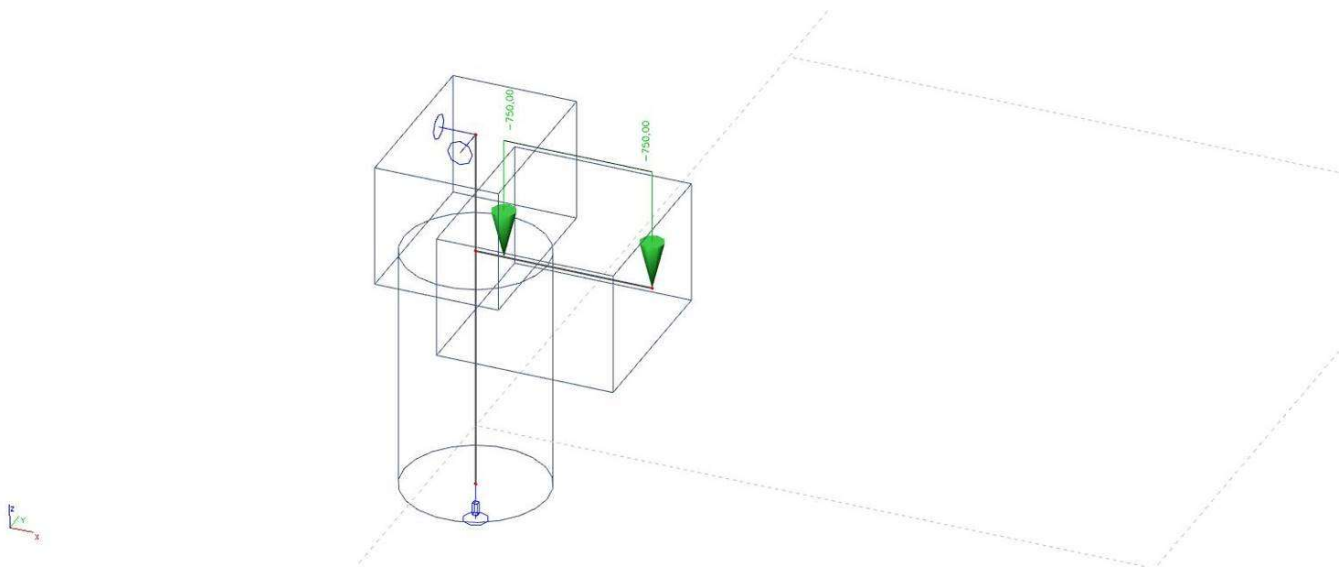


Naudoti elementai

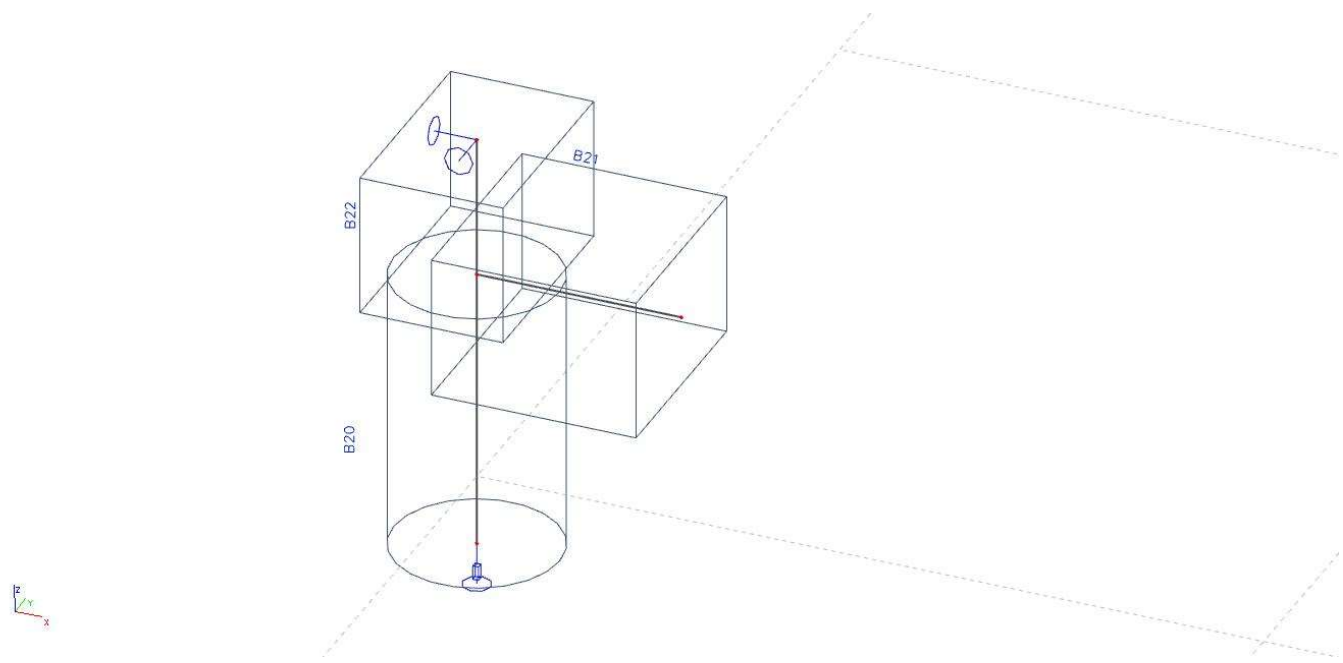
CS14			
Type	Circle		
Detailed	1160		
Shape type	Thick-walled		
Item material	C30/37		
Fabrication	concrete		
Colour			
A [m²]	1,0568e+00		
A _y [m²], A _z [m²]	9,5256e-01	9,5256e-01	
A _c [m²/m], A _o [m²/m]	3,6441e+00	3,6441e+00	
c _{x,UCS} [mm], c _{z,UCS} [mm]	580	580	
α [deg]	0,00		
I _y [m⁴], I _z [m⁴]	8,8880e-02	8,8880e-02	
i _y [mm], i _z [mm]	290	290	
W _{el,y} [m³], W _{el,z} [m³]	1,5324e-01	1,5324e-01	
W _{pl,y} [m³], W _{pl,z} [m³]	2,6015e-01	2,6015e-01	
M _{pl,y,+} [Nm], M _{pl,y,-} [Nm]	0,00e+00	0,00e+00	
M _{pl,z,+} [Nm], M _{pl,z,-} [Nm]	0,00e+00	0,00e+00	
d _y [mm], d _z [mm]	0	0	
I _t [m⁴], I _w [m⁶]	1,7812e-01	1,5894e-12	
β _y [mm], β _z [mm]	0	0	
Picture			

CS15			
Type	Rectangle		
Detailed	1000; 1500		
Shape type	Thick-walled		
Item material	C30/37		
Fabrication	concrete		
Colour			
A [m²]	1,5000e+00		
A _y [m²], A _z [m²]	1,2509e+00	1,2520e+00	
A _c [m²/m], A _o [m²/m]	5,0000e+00	5,0000e+00	
c _{x,UCS} [mm], c _{z,UCS} [mm]	750	500	
α [deg]	0,00		
I _y [m⁴], I _z [m⁴]	1,2500e-01	2,8125e-01	
i _y [mm], i _z [mm]	289	433	
W _{el,y} [m³], W _{el,z} [m³]	2,5000e-01	3,7500e-01	
W _{pl,y} [m³], W _{pl,z} [m³]	0,0000e+00	0,0000e+00	
M _{pl,y,+} [Nm], M _{pl,y,-} [Nm]	0,00e+00	0,00e+00	
M _{pl,z,+} [Nm], M _{pl,z,-} [Nm]	0,00e+00	0,00e+00	
d _y [mm], d _z [mm]	0	0	
I _t [m⁴], I _w [m⁶]	2,9321e-01	3,7389e-03	
β _y [mm], β _z [mm]	0	0	
Picture			

Skačiuotinės ir charakterinės apkrovų schema (kN/m)



Elementų numeracija



DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	29	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

Veikiančios ašinės įrašos, N

1D internal forces

Values: N

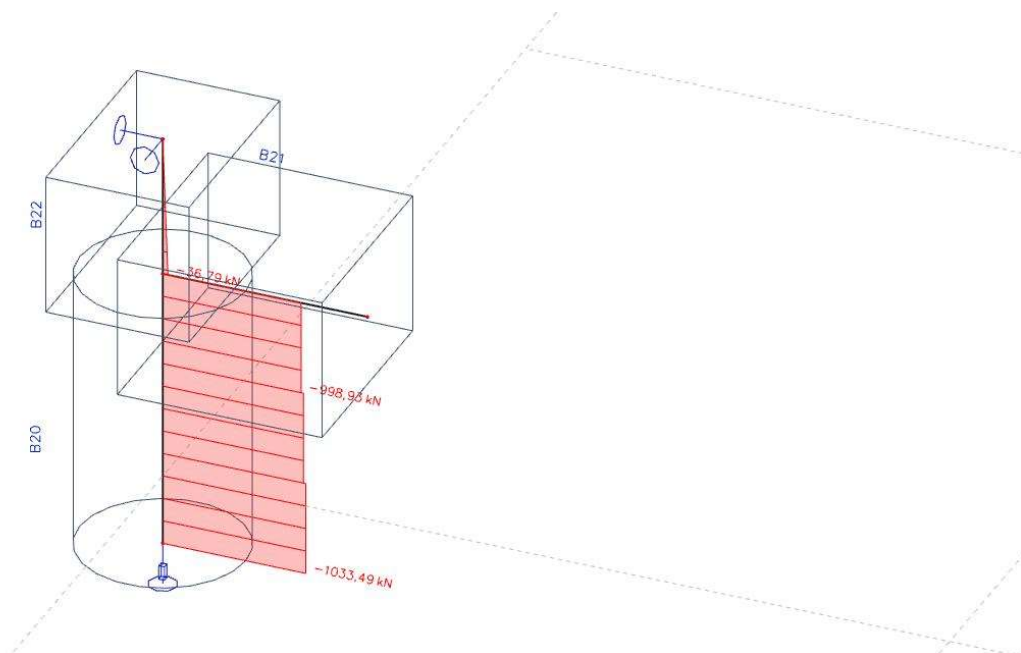
Linear calculation

Class: All ULS

Coordinate system: Principal

Extreme 1D: Member

Selection: B20..B22



Veikiančios skersinės jėgos Vz

1D internal forces

Values: Vz

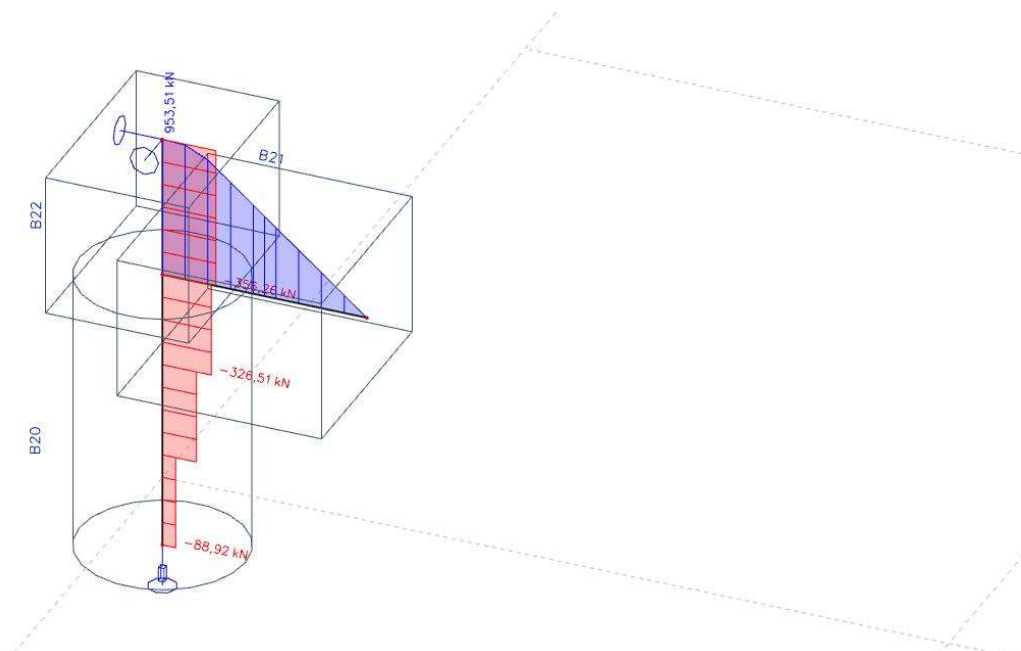
Linear calculation

Class: All ULS

Coordinate system: Principal

Extreme 1D: Member

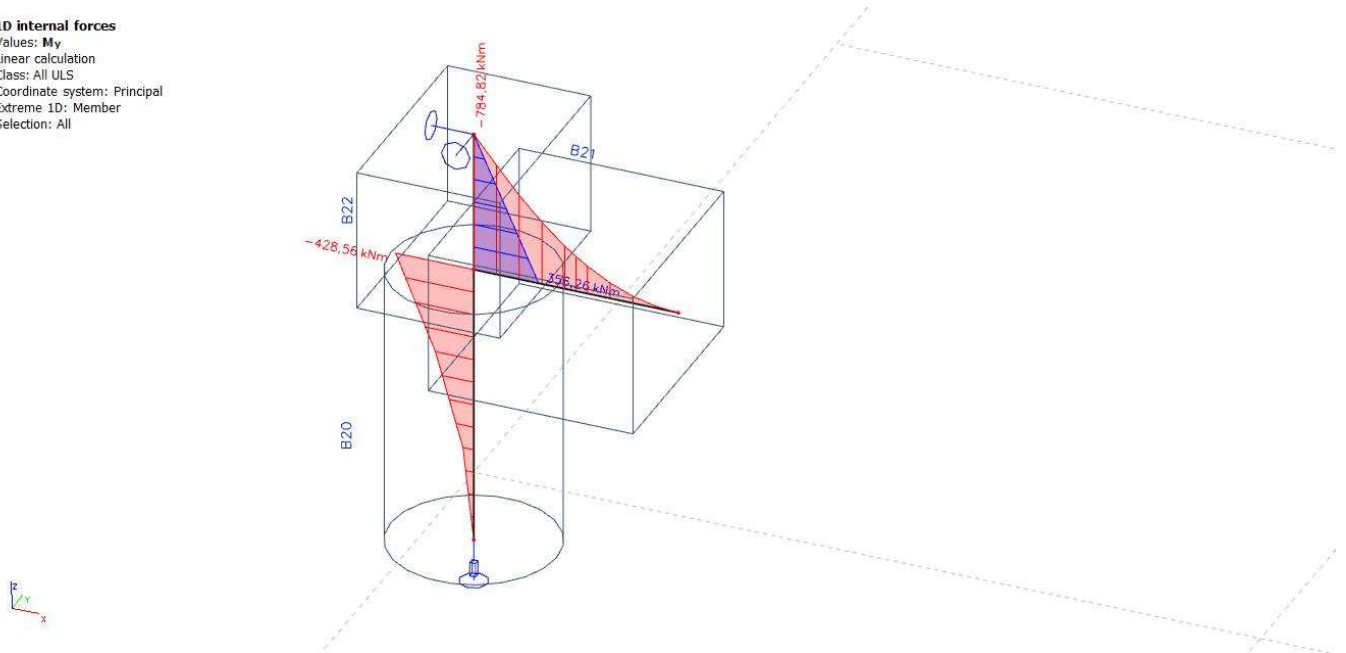
Selection: All



Veikiantis lenkimo momentas, M

1D internal forces

Values: M_y
 Linear calculation
 Class: All ULS
 Coordinate system: Principal
 Extreme 1D: Member
 Selection: All



Suvestinė veikiančių įrašų lentelė

Name	dx [m]	Case	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B20	2	ULS/1	-998,93	0	-326,51	0	-428,56	0
B20	0	ULS/1	-1033,49	0	-88,92	0	0	0
B21	1,43	ULS/1	0	0	0	0	0	0
B21	0	ULS/1	0	0	953,51	0	-784,82	0
B22	1	ULS/1	0	0	-356,26	0	0	0
B22	0	ULS/1	-36,79	0	-356,26	0	356,26	0

Recalculation of bending moments:

Second order effect: No

Member is taken as isolated member: No

Imperfections: No

Use for calculation equivalent moments: No

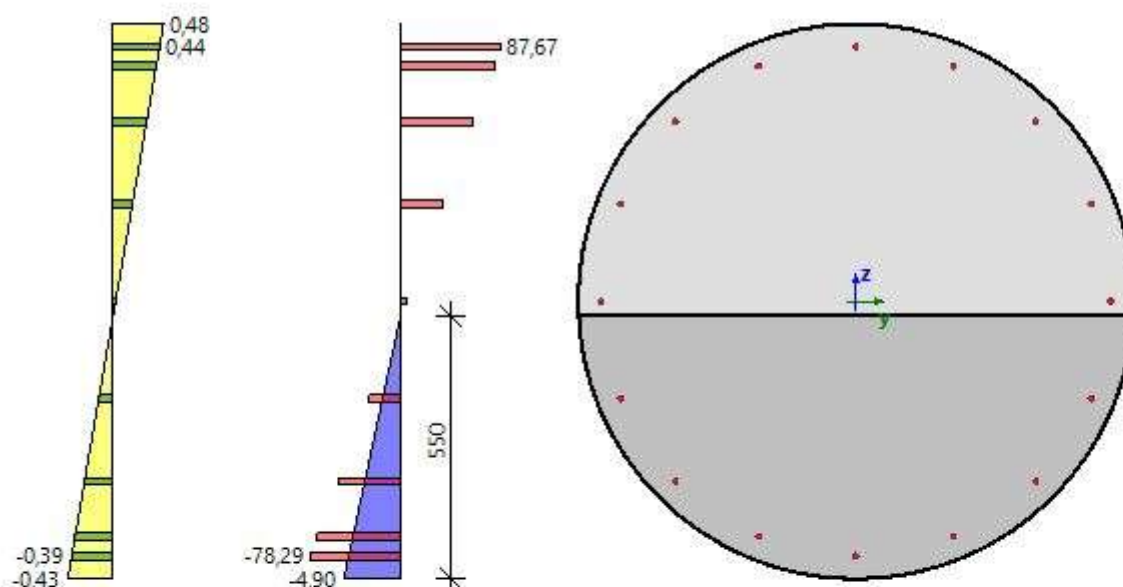
$N_{Ed} = -999 \text{ kN}$ $M_{Edy} = -429 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$

Summary of check

Type of component	Fibre / Bar	ϵ_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Check strain [-]	Check stress [-]	UC [-]	Limit [-]	Status
Concrete	1	-0.429	-4.9	0,12	0,25	0,25	1	OK
Reinf.	13	0.438	87.7	0,01	0,19			

List of errors/warnings/notes: N2/1.

Stress and strain distribution

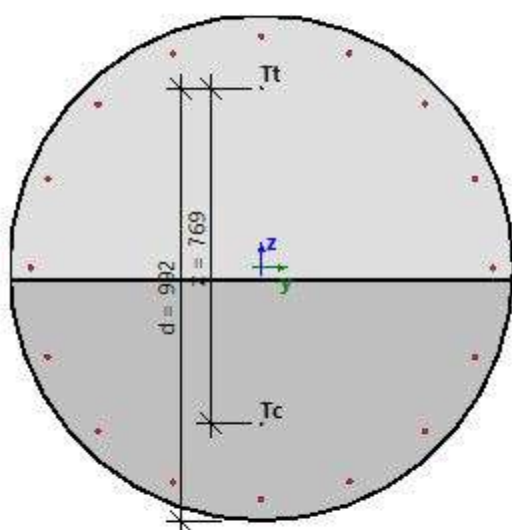


Extreme values of stress/strain in component

Type of component	Fibre / Bar	ϵ [‰]	ϵ_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	UC [-]	Status
Concrete - compression	1	-0.429	-3.5	-4.9	-20	0,25	OK
Concrete - tension	11	0.476	0	0	0	0,00	OK
Reinforcement - compression	5	-0.391	-45	-78.3	-466	0,17	OK
Reinforcement - tension	13	0.438	45	87.7	466	0,19	OK

Plane of deformation

Strain in centre of gravity	$\varepsilon_x = 0.023 \text{ ‰}$
Curvature around (y) axis	$\varepsilon_y = 0.78 \text{ ‰}$
Curvature around (z) axis	$\varepsilon_z = 0 \text{ ‰}$
Height of compression zone	$x = 550 \text{ mm}$
Balanced height of compression zone	$x_{bal} = 595 \text{ mm}$
Limit height of compression zone	$x_{lim} = 72 \text{ mm}$
Declination of neutral axis	$\alpha_{NA} = 0^\circ$
Height of cross-section perpendicular to neutral axis	$h = 1160 \text{ mm}$
Effective depth of the cross-section perpendicular to the neutral axis	$d = 992 \text{ mm}$
Lever arm of the cross-section perpendicular to the neutral axis	$z = 769 \text{ mm}$



Cross-section characteristics

Type of component	t_y [m]	t_z [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]
Concrete - compression	0	-0.262	0.491	0.044	0.0401
Concrete - tension	0	0.229	0.561	0.044	0.0479
Reinforcement - compression	0	-0.382	$1.41 \cdot 10^{-3}$	$228 \cdot 10^{-6}$	$171 \cdot 10^{-6}$
Reinforcement - tension	0	0.297	$1.81 \cdot 10^{-3}$	$228 \cdot 10^{-6}$	$285 \cdot 10^{-6}$
Whole concrete	0	0	1.05	0.088	0.088
All reinf. bars	0	0	$3.22 \cdot 10^{-3}$	$455 \cdot 10^{-6}$	$455 \cdot 10^{-6}$

Forces in all cross-section components

Type of component	N_{res} [kN]	$M_{\text{res},y}$ [kNm]	$M_{\text{res},z}$ [kNm]	e_y [m]	e_z [m]
Concrete - compression	-1014	-358	0	0	-0.352
Concrete - tension	0	0	0	0	0
Reinforcement - compression	-77.3	-33	0	0	-0.427
Reinforcement - tension	92.4	-38	0	0	0.412
All in compression	-1092	-391	0	0	-0.358
All in tension	92.4	-38	0	0	0.412
Summary	-999	-429	0		

Detailed results of stresses and strains in concrete fibres

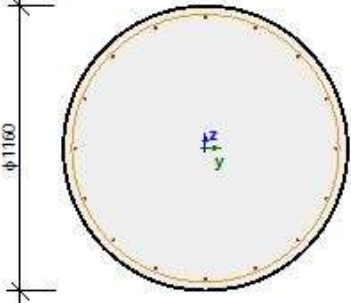
Fibre	Material	y_i [m]	z_i [m]	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\varepsilon / \varepsilon_{\text{lim}}$ [-]	$\sigma / \sigma_{\text{lim}}$ [-]	Check
1	C30/37	0	-0.58	-0.43	-3.5	-4.9	-20	0.12	0.25	OK
2	C30/37	0.198	-0.545	-0.4	-3.5	-4.59	-20	0.11	0.23	OK
3	C30/37	0.373	-0.444	-0.32	-3.5	-3.69	-20	0.09	0.18	OK
4	C30/37	0.502	-0.29	-0.2	-3.5	-2.32	-20	0.06	0.12	OK
5	C30/37	0.571	-0.101	-0.06	-3.5	-0.63	-20	0.02	0.03	OK
6	C30/37	0.58	0	0.02	0	0	0	0	0	OK
7	C30/37	0.571	0.101	0.1	0	0	0	0	0	OK
8	C30/37	0.502	0.29	0.25	0	0	0	0	0	OK
9	C30/37	0.373	0.444	0.37	0	0	0	0	0	OK
10	C30/37	0.198	0.545	0.45	0	0	0	0	0	OK
11	C30/37	0	0.58	0.48	0	0	0	0	0	OK
12	C30/37	-0.198	0.545	0.45	0	0	0	0	0	OK
13	C30/37	-0.373	0.444	0.37	0	0	0	0	0	OK
14	C30/37	-0.502	0.29	0.25	0	0	0	0	0	OK
15	C30/37	-0.571	0.101	0.1	0	0	0	0	0	OK
16	C30/37	-0.58	0	0.02	0	0	0	0	0	OK
17	C30/37	-0.571	-0.101	-0.06	-3.5	-0.63	-20	0.02	0.03	OK
18	C30/37	-0.502	-0.29	-0.2	-3.5	-2.32	-20	0.06	0.12	OK
19	C30/37	-0.373	-0.444	-0.32	-3.5	-3.69	-20	0.09	0.18	OK
20	C30/37	-0.198	-0.545	-0.4	-3.5	-4.59	-20	0.11	0.23	OK

Detailed results of stresses and strains in reinforcement bars

Bar	Material	d_s [mm]	y_i [m]	z_i [m]	ϵ [‰]	ϵ_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\epsilon / \epsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Check
1	B 500B	16	-0.532	0	0.02	45	4.69	466	0	0.01	OK
2	B 500B	16	-0.492	-0.204	-0.14	-45	-27.1	-466	0	0.06	OK
3	B 500B	16	-0.376	-0.376	-0.27	-45	-54	-466	0.01	0.12	OK
4	B 500B	16	-0.204	-0.492	-0.36	-45	-72	-466	0.01	0.15	OK
5	B 500B	16	0	-0.532	-0.39	-45	-78.3	-466	0.01	0.17	OK
6	B 500B	16	0.204	-0.492	-0.36	-45	-72	-466	0.01	0.15	OK
7	B 500B	16	0.376	-0.376	-0.27	-45	-54	-466	0.01	0.12	OK
8	B 500B	16	0.492	-0.204	-0.14	-45	-27.1	-466	0	0.06	OK
9	B 500B	16	0.532	0	0.02	45	4.69	466	0	0.01	OK
10	B 500B	16	0.492	0.204	0.18	45	36.4	466	0	0.08	OK
11	B 500B	16	0.376	0.376	0.32	45	63.4	466	0.01	0.14	OK
12	B 500B	16	0.204	0.492	0.41	45	81.4	466	0.01	0.17	OK
13	B 500B	16	0	0.532	0.44	45	87.7	466	0.01	0.19	OK
14	B 500B	16	-0.204	0.492	0.41	45	81.4	466	0.01	0.17	OK
15	B 500B	16	-0.376	0.376	0.32	45	63.4	466	0.01	0.14	OK
16	B 500B	16	-0.492	0.204	0.18	45	36.4	466	0	0.08	OK

6. Check shear+torsion (ULS)

Linear calculation
Class: All ULS
Coordinatesystem: Member
Extreme 1D: Global
Selection: B20

Column B20		Circle (1160)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Section 10 [dx = 1.33 m]
Member length:	L = 2 m	Concrete: C30/37
Buckling y-y	L _y = 2 m (sway)	Bi-linear stress-strain diagram
Buckling z-z	L _z = 2 m (sway)	Exposure class: XC3
		Longitudinal reinforcement: B 500B
		Bi-linear with an inclined top branch
		16φ16 mm (A _s = 3217 mm ²)
		ρ _l = 0,306 % (25.3 kg/m)
		Shear reinforcement: B 500B
		Bi-linear with an inclined top branch
		φ10/144 mm (n _s = 2) (A _{sw} = 157 mm ²)
		ρ _w = 0,103 % (8.54 kg/m) (A _{swm} = 1087 mm ² /m)
		Cover (stirrup)
		Circle: 30 mm

φ10/144 mm, n_s=2

Settings

Method for calculation shear resistances: Standard
Limit value of angle between bending moments and shear forces resultant for using standard method: α_{V/M,lim} = 15 °
Equivalent thin walled cross-section: Automatic
The angle between the concrete compression strut and axis member: User input: θ_{np} = 40 ° => cot(θ_{np}) = 1.19

Forces

Content of combination: NS+NL

N_{Ed} = -999 kN M_{Edy} = -211 kNm M_{Edz} = 0 kNm V_{Edy} = 0 kN V_{Edz} = -327 kN T_{Ed} = 0 kNm

Angle of gradient of strain plane

α_M = 90 °

Resultant of shear force

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + (-327)^2} = 327 \text{ kN}$$

Angle of shear resultant

α_V = -90 °

α_V = α_V + 180 = -90 + 180 = 90 °

Difference between angles α_M and α_V

α_{M/V} = abs(α_M - α_V) = abs(90 - 90) = 0 °

Material characteristics

Design concrete compressive strength

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 30}{1.5} = 20 \text{ MPa}$$

Design tensile strength of concrete

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2}{1.5} = 1.33 \text{ MPa} \quad (3.15, 3.16)$$

Check shear and calculation shear resistances

Cross section parameters

Minimum width of the cross-section in tensile area

$$y_{bw} = 0 \text{ mm}$$

$$z_{bw} = 505 \text{ mm}$$

$$b_w = 568 \text{ mm}$$

Note: Value b_w is calculated as the smallest width of cross-section in tensile area perpendicular to resultant of shear force.

Minimum width of cross-section between tension and compression chord

$$y_{bw1} = 0 \text{ mm}$$

$$z_{bw1} = 505 \text{ mm}$$

$$b_{w1} = 568 \text{ mm}$$

Note: Value b_{w1} is calculated as the smallest width of cross-section between tension and compression chord perpendicular to resultant of shear force.

Height of cross-section recalculated to direction of shear force resultant

$$h = 1160 \text{ mm}$$

Note: Value h is calculated as width of cross-section in center of gravity in direction shear force resultant.

Concrete cross-section area

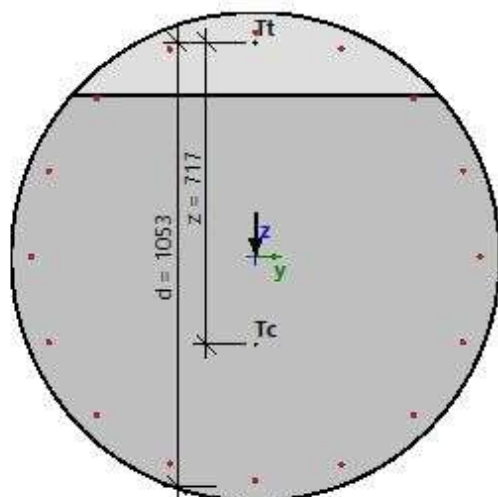
$$A_c = 1,05 \text{ m}^2$$

Effective depth recalculated to direction of shear force resultant

$$d = 1088 \text{ mm}$$

Lever arm of internal forces recalculated to direction of shear force resultant

$$z = 717 \text{ mm}$$



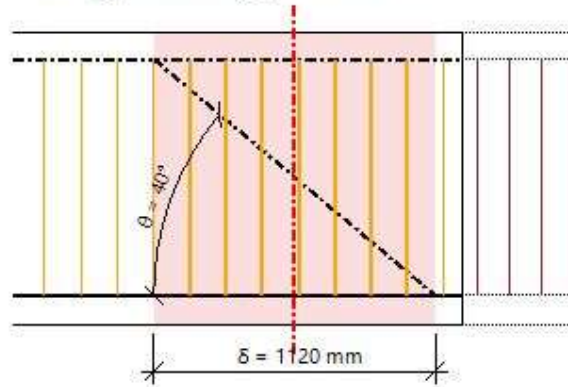
Parameters of shear reinforcement

Input parameters

Stirrups on the length of shear crack projection $\delta = z \cdot \cot(\theta) = 1120 \text{ mm}$, interval (-560; 560)

$$z = \text{Coeff}_d \cdot \text{Coeff}_z \cdot h = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 1.2 = 940 \text{ mm} \quad \delta = z \cdot \cotg(\theta) = 0.94 \cdot \cotg(40) = 1120 \text{ mm}$$

ID	Zone	x_s [mm]	ϕ_s [mm]	s_s [mm]	n_s []	α_s [°]	f_{yk} [MPa]
1	1	-417	10	144	2	90	500
2	1	-272	10	144	2	90	500
3	1	-128	10	144	2	90	500
4	1	16.7	10	144	2	90	500
5	1	161	10	144	2	90	500
6	1	306	10	144	2	90	500
7	1	450	10	144	2	90	500
Avg.	-	-	10	144	2	90	500



Number of stirrup links

Diameter of reinforcement

Centre - to - centre distance of stirrup in longitudinal direction

Angle of stirrups from axis of member

Characteristic yield strength

Cross - sectional area of shear reinforcement

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^2 = 2 \cdot 3.14 \cdot \left(\frac{10}{2} \right)^2 = 157 \text{ mm}^2$$

Maximum longitudinal spacing of shear links

$$s_i = s_{inp} = 144 \text{ mm}$$

Cross - sectional area per meter

$$A_{swm} = \frac{A_{sw}}{s_i} = \frac{157 \cdot 10^{-6}}{0.144} = 1087 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$n_s = 2$$

$$\phi_s = 10 \text{ mm}$$

$$s_{inp} = 0.144 \text{ m}$$

$$\alpha_s = 90^\circ$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Parameters of longitudinal reinforcement

The area of tensile reinforcement

$$A_s = 603 \text{ mm}^2$$

Calculation of shear resistances

Design shear resistance of the member without shear reinforcement

$$\sigma_{ct,max} = 0.44 \text{ MPa} < f_{ctd} = 1.33 \text{ MPa} = > \text{Section uncracked in flexure}$$

Calculation design shear resistance of the member without shear reinf. according to chapter 12.63

Compressed concrete area for uncracked cross-section under ULS loading

$$A_{cc} = 945399 \text{ mm}^2$$

Normal stress of uncracked cross-section under ULS loading

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01	39	67	0

$$\sigma_{cp} = \frac{-N_{Ed}}{A_{cc}} = \frac{-998933}{0.945} = 1.06 \text{ MPa} \quad (12.3)$$

Limit value of stress caused by axial force

$$\sigma_{clim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})} = 20 - 2 \cdot \sqrt{1.33 \cdot (1.33 + 20)} = 9.33 \text{ MPa} \quad (12.7)$$

Concrete design strength in shear and compression

$$f_{cld} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = \sqrt{1.33^2 + 1.06 \cdot 1.33} = 1.79 \text{ MPa} \quad (\text{because } \alpha_{cp} < \alpha_{lim}) \quad (12.5)$$

Coefficient for shear stress

$$k = 1.5 \quad (\$12.6.3(2)N)$$

Shear stress of uncracked cross-section under ULS loading

$$\tau_{cp} = \frac{k \cdot V_{Ed}}{A_{cc}} = \frac{1.5 \cdot 326508}{0.945} = 0.518 \text{ MPa} \quad (12.4)$$

Calculation design shear resistance of the member without shear reinforcement

V_{Rdc} is calculated from equation 12.4, when $\tau_{cp} = f_{cld}$

$$V_{Rdc} = \frac{f_{cld} \cdot A_{cc}}{k} = \frac{1.79 \cdot 10^6 \cdot 0.945}{1.5} = 1125 \text{ kN}$$

Note: Design shear resistance of the member without shear reinforcement is calculated according to clause 12.6.3 because section is uncracked in flexure in ULS.

Calculation of angle between concrete compression strut and member axis

Limit value of angle

- minimum value:

$$\theta_{min} = 21.8^\circ \Rightarrow \cot(\theta_{min}) = 2.5 \quad (\$6.2.3(2))$$

- maximum value:

$$\theta_{max} = 45^\circ \Rightarrow \cot(\theta_{max}) = 1 \quad (\$6.2.3(2))$$

- input/calculated value:

$$\theta = \theta_{inp} = 40^\circ, \cot(\theta) = 1.19$$

Note: Automatic calculation of angle is switched off, user value is taken into account.

Design shear resistance of the member with shear reinforcement

Design stress of shear reinforcement

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^2 = 2 \cdot 3.14 \cdot \left(\frac{10}{2} \right)^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{swd} = \frac{\frac{\text{abs}(V_{Ed})}{z} \cdot s_i}{A_{sw} \cdot (\cotg(\theta) + \cotg(\alpha_s) \cdot \sin(\alpha_s))} = \frac{\frac{\text{abs}(326508)}{0.717} \cdot 0.14}{157 \cdot 10^{-6} \cdot (\cotg(40) + \cotg(90) \cdot \sin(90))} = 352 \text{ MPa}$$

Design yield strength of shear reinforcement

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa} \quad (\text{because } \sigma_{swd} < 0.8 \cdot f_{yk})$$

Note: Design yield strength of shear reinforcement was reduced to $0.8 \cdot f_{yk}$ (EN 1992-1-1, clause 6.2.3(3)), because design stress of the shear reinforcement is below 80% of the characteristic yield stress f_{yk} .

Design shear resistance of the member with shear reinforcement

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta) = \frac{157 \cdot 10^6}{0,14} \cdot 0,717 \cdot 400 \cdot 10^6 \cdot \cotg(40) = 371 \text{ kN} \quad (6.8)$$

Design value of the max shear force which can be sustained by the member

Strength reduction factor for concrete cracked in shear - value v

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528 \quad (6.6N)$$

Strength reduction factor for concrete cracked in shear - value v_1

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0,2 \cdot f_{cd} \right) = \min \left(\frac{-999}{1,05}, 0,2 \cdot 20 \right) = 0,95 \text{ MPa}$$

$$v_1 = 0,6 \quad (6.10.aN)$$

Coefficient taking into account state of the stress in the compression chord

$$\alpha_{cw} = 1 \quad (\text{for non-prestressed member}) \quad (\$6.2.3(3)N3)$$

Design value of the max shear force which can be sustained by the member

$$V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w1} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cotg(\theta) + \tg(\theta))} = \frac{1 \cdot 0,568 \cdot 0,717 \cdot 0,6 \cdot 20 \cdot 10^6}{(\cotg(40) + \tg(40))} = 2406 \text{ kN} \quad (6.9)$$

Maximum shear force near the support (without using factor β)

$$V_{Edmax} = 0,5 \cdot b_{w1} \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,568 \cdot 1,09 \cdot 0,528 \cdot 20 \cdot 10^6 = 3265 \text{ kN} \quad (6.5)$$

Shear resistance of the member

$$V_{Rd} = \min(V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}, V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td}, V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td}) = \min(371 + 0 + 0; 2406 + 0 + 0; 3265 + 0 + 0) = 371 \text{ kN}$$

Shear check

Check V_{Rdmax}

$$V_{Ed} = 327 \text{ kN} \leq V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td} = 2406 \text{ kN}$$

Note: The check satisfies for crushing of the compression strut ($V_{Ed} \leq V_{Rdmax} + V_{td} + V_{ccd}$).

Check V_{Edmax}

$$V_{Ed} = 327 \text{ kN} \leq V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td} = 3265 \text{ kN}$$

Note: The check satisfies for shear force near the support ($V_{Ed} \leq V_{Edmax} + V_{td} + V_{ccd}$).

Check V_{Rdc} and V_{Rds}

$$V_{Ed} = 327 \text{ kN} < V_{Rdc} = 1125 \text{ kN} \text{ and } V_{Ed} = 327 \text{ kN} < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td} = 371 \text{ kN}$$

Note: The check satisfies, shear force carried by concrete ($V_{Ed} \leq V_{Rdc}$) and $V_{Ed} \leq V_{Rds}$, no shear reinforcement is required. Only minimum shear reinforcement according to detailing provisions has to be inputted.

Unity check

$$UC = \frac{\text{abs}(V_{Ed})}{V_{Rd}} = \frac{\text{abs}(327 \text{ kN})}{371 \text{ kN}} = 0,879$$

Check torsion and calculation torsional resistances

Note: Check torsion is not done, because torsional moment (T_{Ed}) is zero.

Interaction check $V_y + V_z + T$

Note: Check interaction $V_y + V_z + T$ is not done, because torsional moment (T_{Ed}) or resultant of shear force (V_{Ed}) are zero.

Total value of unity check

$$UC = \max(UC_{shear}; UC_{tor}; UC_{int,con}; UC_{int,shear}) = \max(0.879; 0; 0; 0) = 0.879$$

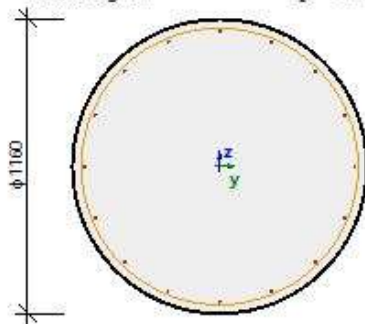
7. Check crack width (SLS)

Linear calculation
Class: All SLS
Coordinates system: Member
Extreme 1D: Global
Selection: B20

Column B20

EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008

Member length: $L = 2$ m
Buckling y-y: $L_y = 2$ m (sway)
Buckling z-z: $L_z = 2$ m (sway)



$\phi 10/144$ mm, $n_s=2$

Circle (1160)

Section 7 [dx = 1 m]

Concrete: C30/37

Bi-linear stress-strain diagram

Exposure class: XC3

Longitudinal reinforcement: B 500B

Bi-linear with an inclined top branch

16 $\phi 16$ mm ($A_s = 3217$ mm²)

$\rho_l = 0.306$ % (25.3 kg/m)

Shear reinforcement: B 500B

Bi-linear with an inclined top branch

$\phi 10/144$ mm ($n_s = 2$) ($A_{sw} = 157$ mm²)

$\rho_w = 0.103$ % (8.54 kg/m) ($A_{swm} = 1087$ mm²/m)

Cover (stirrup)

Circle: 30 mm

Material characteristics

Effective strength of concrete:

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Strength in concrete, when crack is appeared:

$$\sigma_{cr} = 2.9 \text{ MPa}$$

Modulus of elasticity of concrete:

$$E_c = E_{cm} = 32.8 \text{ GPa}$$

Forces

Characteristic values

NS+NL

$$N_{char} = -1016 \text{ kN} \quad M_{y,char} = -135 \text{ kNm} \quad M_{z,char} = 0 \text{ kNm}$$

Quasi-permanent values

NS+NL

$$N_{qp} = -1016 \text{ kN} \quad M_{y,qp} = -135 \text{ kNm} \quad M_{z,qp} = 0 \text{ kNm}$$

Angle of bending moment resultant

$$\alpha_M = -90^\circ$$

Cross-section characteristics

Type	Css-uncracked	Css cracked
t_y [m]	0	0
t_z [m]	0	0
A_i [m ²]	1.07	1.07
I_{iy} [m ⁴]	0.0908	0.0908
I_{iz} [m ⁴]	0.0908	0.0908

Calculation of cracking forces (uncracked section)

Maximal stress in concrete

$$\sigma_{ct} = -0.0855 \text{ MPa}$$

DOKUMENTO ŽYMUO

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

LAPAS LAPŲ LAIDA

42

67

0

Cracking forces

$$N_{cr} = 34477 \text{ kN} \quad M_{cry} = 4583 \text{ kNm} \quad M_{crz} = 0 \text{ kNm}$$

Note: The crack is not appeared, because there is compressive stress only.

Unity check

Calculation unity check

$$UC = \frac{w}{w_{max}} = \frac{0 \text{ mm}}{0,3 \text{ mm}} = 0$$

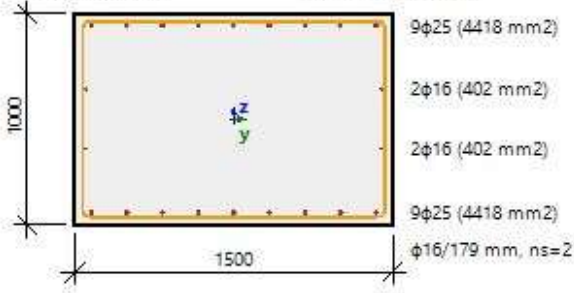
Check crack width

$$w = 0 \text{ mm} = < w_{max} = 0.3 \text{ mm}$$

Note: Check crack width satisfies, because the crack width is lesser than limit value.

7. Check capacity-response

Linear calculation
Class: All ULS
Coordinatesystem: Member
Extreme 1D: Global
Selection: B21

Beam B21		Rectangle (1000; 1500)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Section 0 [dx = 0 m]
Member length:	L = 1.43 m	Concrete: C30/37
Buckling y-y	L _y = 1.43 m (sway)	Bi-linear stress-strain diagram
Buckling z-z	L _z = 1.43 m (sway)	Exposure class: XC3
	9φ25 (4418 mm ²)	Longitudinal reinforcement: B 500B
	2φ16 (402 mm ²)	Bi-linear with an inclined top branch
	2φ16 (402 mm ²)	4φ16 mm + 18φ25 mm (A _s = 9640 mm ²)
	9φ25 (4418 mm ²)	ρ _l = 0,643 % (75.7 kg/m)
	φ16/179 mm, ns=2	Shear reinforcement: B 500B
		Bi-linear with an inclined top branch
		φ16/179 mm (n _s = 2) (A _{sw} = 402 mm ²)
		ρ _w = 0,150 % (17.7 kg/m) (A _{swm} = 2250 mm ² /m)
		Cover (stirrup)
		Top: 30 mm
		Bottom: 30 mm
		Left: 30 mm
		Right: 30 mm

Material characteristics

Design concrete compressive strength

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 30}{1.5} = 20 \text{ MPa}$$

Design yield strength of longitudinal reinforcement

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Forces

Content of combination: NS+NL

From FEM analysis:

$$N = 0 \text{ kN} \quad M_y = -785 \text{ kNm} \quad M_z = 0 \text{ kNm}$$

Compression member

Limit axial force to consider member as compression

$$N_{com} = -\text{Coeff}_{com} \cdot (f_{cd} \cdot A_c) = -0.1 \cdot (20 \cdot 10^6 \cdot 1.5) = -3000 \text{ kN}$$

Check condition:

$$N_{Ed} \geq N_{com} = 0 \text{ kN} \geq -3000 \text{ kN} \quad \dots \quad \text{not compression member}$$

Recalculation of bending moments:

Moment reduction above support: No

Shear forces reduction above support: No

Use Shift rule: Yes

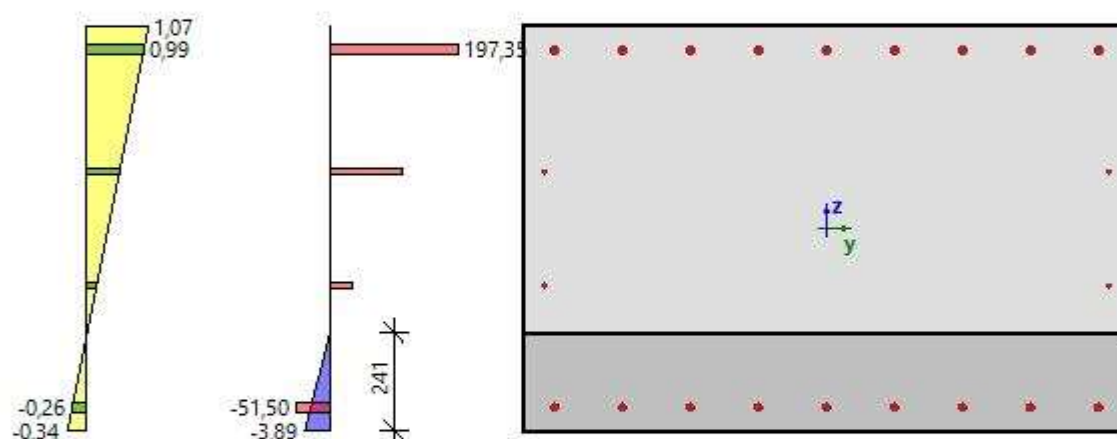
$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$ $M_{Edy} = -785 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$

Summary of check

Type of component	Fibre / Bar	ε_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Check strain [-]	Check stress [-]	UC [-]	Limit [-]	Status
Concrete	1	-0.34	-3.89	0,10	0,19	0,42	1	OK
Reinf.	10	0.987	197	0,02	0,42			

List of errors/warnings/notes: N2/1.

Stress and strain distribution



Extreme values of stress/strain in component

Type of component	Fibre / Bar	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	UC [-]	Status
Concrete - compression	1	-0.34	-3.5	-3.89	-20	0,19	OK
Concrete - tension	3	1.07	0	0	0	0,00	OK
Reinforcement - compression	1	-0.258	-45	-51.5	-466	0,11	OK
Reinforcement - tension	10	0.987	45	197	466	0,42	OK

Plane of deformation

Strain in centre of gravity

$\varepsilon_x = 0.365 \text{ ‰}$

Curvature around (y) axis

$\varepsilon_y = 1.41 \text{ ‰}$

Curvature around (z) axis

$\varepsilon_z = 0 \text{ ‰}$

Height of compression zone

$x = 241 \text{ mm}$

Balanced height of compression zone

$$x_{bal} = 551 \text{ mm}$$

Limit height of compression zone

$$x_{lim} = 66 \text{ mm}$$

Declination of neutral axis

$$\alpha_{NA} = 0^\circ$$

Height of cross-section perpendicular to neutral axis

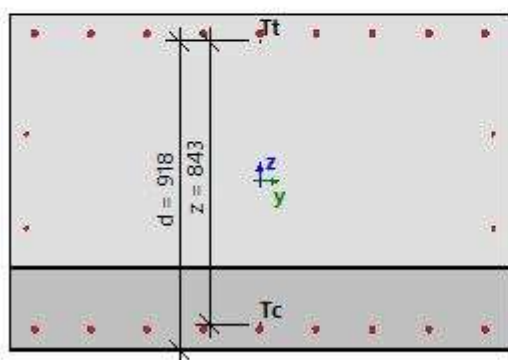
$$h = 1000 \text{ mm}$$

Effective depth of the cross-section perpendicular to the neutral axis

$$d = 918 \text{ mm}$$

Lever arm of the cross-section perpendicular to the neutral axis

$$z = 843 \text{ mm}$$



Cross-section characteristics

Type of component	t_y [m]	t_z [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]
Concrete - compression	0	-0.379	0.362	0.0538	0.0679
Concrete - tension	0	0.121	1.14	0.0712	0.213
Reinforcement - compression	0	-0.441	$4.42 \cdot 10^{-3}$	$861 \cdot 10^{-6}$	$831 \cdot 10^{-6}$
Reinforcement - tension	0	0.374	$5.22 \cdot 10^{-3}$	$877 \cdot 10^{-6}$	$1.22 \cdot 10^{-3}$
Whole concrete	0	0	1.5	0.125	0.281
All reinf. bars	0	0	$9.64 \cdot 10^{-3}$	$1.74 \cdot 10^{-3}$	$2.05 \cdot 10^{-3}$

Forces in all cross-section components

Type of component	N_{res} [kN]	$M_{res,y}$ [kNm]	$M_{res,z}$ [kNm]	e_y [m]	e_z [m]
Concrete - compression	-703	-295	0	0	-0.42
Concrete - tension	0	0	0	0	0
Reinforcement - compression	-228	-100	0	0	-0.441
Reinforcement - tension	931	-389	0	0	0.418
All in compression	-931	-395	0	0	-0.425
All in tension	931	-389	0	0	0.418
Summary	0	-785	0		

Detailed results of stresses and strains in concrete fibres

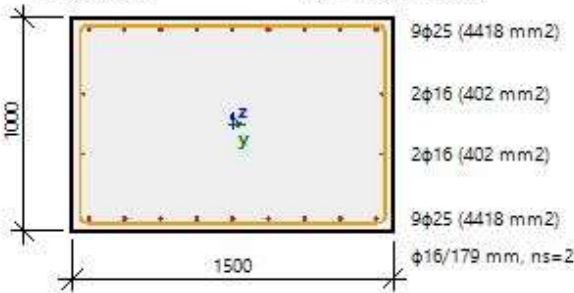
Fibre	Material	y _i [m]	z _i [m]	ε _i [‰]	ε _{lim} [‰]	σ _i [MPa]	σ _{lim} [MPa]	ε / ε _{lim} [-]	σ / σ _{lim} [-]	Check
1	C30/37	0.75	-0.5	-0.34	-3.5	-3.89	-20	0.1	0.19	OK
2	C30/37	0.75	0	0.36	0	0	0	0	0	OK
3	C30/37	0.75	0.5	1.07	0	0	0	0	0	OK
4	C30/37	0	0.5	1.07	0	0	0	0	0	OK
5	C30/37	-0.75	0.5	1.07	0	0	0	0	0	OK
6	C30/37	-0.75	0	0.36	0	0	0	0	0	OK
7	C30/37	-0.75	-0.5	-0.34	-3.5	-3.89	-20	0.1	0.19	OK
8	C30/37	0	-0.5	-0.34	-3.5	-3.89	-20	0.1	0.19	OK

Detailed results of stresses and strains in reinforcement bars

Bar	Material	d _i [mm]	y _i [m]	z _i [m]	ε _i [‰]	ε _{lim} [‰]	σ _i [MPa]	σ _{lim} [MPa]	ε / ε _{lim} [-]	σ / σ _{lim} [-]	Check
1	B 500B	25	-0.672	-0.442	-0.26	-45	-51.5	-466	0.01	0.11	OK
2	B 500B	25	-0.504	-0.442	-0.26	-45	-51.5	-466	0.01	0.11	OK
3	B 500B	25	-0.336	-0.442	-0.26	-45	-51.5	-466	0.01	0.11	OK
4	B 500B	25	-0.168	-0.442	-0.26	-45	-51.5	-466	0.01	0.11	OK
5	B 500B	25	0	-0.442	-0.26	-45	-51.5	-466	0.01	0.11	OK
6	B 500B	25	0.168	-0.442	-0.26	-45	-51.5	-466	0.01	0.11	OK
7	B 500B	25	0.336	-0.442	-0.26	-45	-51.5	-466	0.01	0.11	OK
8	B 500B	25	0.504	-0.442	-0.26	-45	-51.5	-466	0.01	0.11	OK
9	B 500B	25	0.672	-0.442	-0.26	-45	-51.5	-466	0.01	0.11	OK
10	B 500B	25	0.672	0.442	0.99	45	197	466	0.02	0.42	OK
11	B 500B	25	-0.672	0.442	0.99	45	197	466	0.02	0.42	OK
12	B 500B	25	0.504	0.442	0.99	45	197	466	0.02	0.42	OK
13	B 500B	25	0.336	0.442	0.99	45	197	466	0.02	0.42	OK
14	B 500B	25	0.168	0.442	0.99	45	197	466	0.02	0.42	OK
15	B 500B	25	0	0.442	0.99	45	197	466	0.02	0.42	OK
16	B 500B	25	-0.168	0.442	0.99	45	197	466	0.02	0.42	OK
17	B 500B	25	-0.336	0.442	0.99	45	197	466	0.02	0.42	OK
18	B 500B	25	-0.504	0.442	0.99	45	197	466	0.02	0.42	OK
19	B 500B	16	-0.696	0.141	0.56	45	113	466	0.01	0.24	OK
20	B 500B	16	-0.696	-0.141	0.17	45	33.3	466	0	0.07	OK
21	B 500B	16	0.696	-0.141	0.17	45	33.3	466	0	0.07	OK
22	B 500B	16	0.696	0.141	0.56	45	113	466	0.01	0.24	OK

7. Check shear+torsion (ULS)

Linear calculation
Class: All ULS
Coordinatesystem: Member
Extreme 1D: Global
Selection: B21

Beam B21		Rectangle (1000; 1500)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Section 0 [dx = 0 m]
Member length:	L = 1.43 m	Concrete: C30/37
Buckling y-y	L _y = 1.43 m (sway)	Bi-linear stress-strain diagram
Buckling z-z	L _z = 1.43 m (sway)	Exposure class: XC3
	9φ25 (4418 mm²)	Longitudinal reinforcement: B 500B
	2φ16 (402 mm²)	Bi-linear with an inclined top branch
	2φ16 (402 mm²)	4φ16 mm + 18φ25 mm (A _s = 9640 mm²)
	9φ25 (4418 mm²)	ρ _l = 0,643 % (75.7 kg/m)
	φ16/179 mm, ns=2	Shear reinforcement: B 500B
		Bi-linear with an inclined top branch
		φ16/179 mm (n _s = 2) (A _{sw} = 402 mm²)
		ρ _w = 0,150 % (17.7 kg/m) (A _{swm} = 2250 mm²/m)
		Cover (stirrup)
		Top: 30 mm
		Bottom: 30 mm
		Left: 30 mm
		Right: 30 mm

Settings

Method for calculation shear resistances: Standard
Limit value of angle between bending moments and shear forces resultant for using standard method: α_{VM,lim} = 15 °
Equivalent thin walled cross-section: Automatic
The angle between the concrete compression strut and axis member: User input: θ_{inp} = 40 ° => cot(θ_{inp}) = 1.19

Forces

Content of combinations: NS+NL

N_{Ed} = 0 kN M_{Edy} = -785 kNm M_{Edz} = 0 kNm V_{Edy} = 0 kN V_{Edz} = 954 kN T_{Ed} = 0 kNm

Angle of gradient of strain plane

α_M = 90 °

Resultant of shear force

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + 954^2} = 954 \text{ kN}$$

Angle of shear resultant

α_V = 90 °

Difference between angles α_M and α_V

$$\alpha_{M/V} = \text{abs}(\alpha_M - \alpha_V) = \text{abs}(90 - 90) = 0 °$$

Material characteristics

Design concrete compressive strength

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 30}{1.5} = 20 \text{ MPa}$$

Design tensile strength of concrete

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2}{1.5} = 1.33 \text{ MPa} \quad (3.15, 3.16)$$

Check shear and calculation shear resistances

Cross section parameters

Minimum width of the cross-section in tensile area

$$y_{bw} = 0 \text{ mm}$$

$$z_{bw} = -259 \text{ mm}$$

$$b_w = 1500 \text{ mm}$$

Note: Value b_w is calculated as the smallest width of cross-section in tensile area perpendicular to resultant of shear force.

Minimum width of cross-section between tension and compression chord

$$y_{bw1} = 0 \text{ mm}$$

$$z_{bw1} = 418 \text{ mm}$$

$$b_{w1} = 1500 \text{ mm}$$

Note: Value b_{w1} is calculated as the smallest width of cross-section between tension and compression chord perpendicular to resultant of shear force.

Height of cross-section recalculated to direction of shear force resultant

$$h = 1000 \text{ mm}$$

Note: Value h is calculated as width of cross-section in center of gravity in direction shear force resultant.

Concrete cross-section area

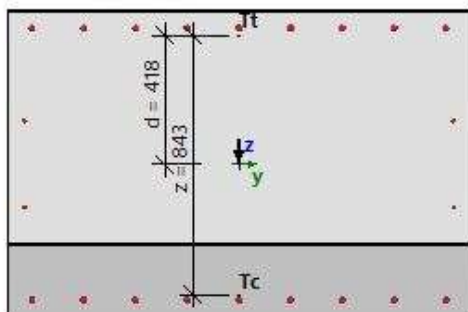
$$A_c = 1.5 \text{ m}^2$$

Effective depth recalculated to direction of shear force resultant

$$d = 918 \text{ mm}$$

Lever arm of internal forces recalculated to direction of shear force resultant

$$z = 843 \text{ mm}$$



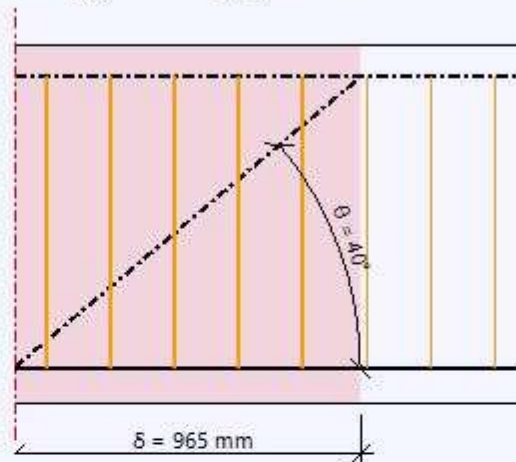
Parameters of shear reinforcement

Input parameters

Stirrups on the length of shear crack projection $\delta = z \cdot \cot(\theta) = 965 \text{ mm}$, interval (0; 965)

$$z = \text{Coeff}_d \cdot \text{Coeff}_z \cdot h = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 1 = 810 \text{ mm} \quad \delta = z \cdot \cotg(\theta) = 0.81 \cdot \cotg(40) = 965 \text{ mm}$$

ID	Zone	x_s [mm]	ϕ_s [mm]	s_s [mm]	n_s []	α_s [°]	f_{ywk} [MPa]
1	1	89.4	16	179	2	90	500
2	1	268	16	179	2	90	500
3	1	447	16	179	2	90	500
4	1	626	16	179	2	90	500
5	1	804	16	179	2	90	500
Avg.	-	-	16	179	2	90	500



Number of stirrup links

Diameter of reinforcement

Centre - to - centre distance of stirrup in longitudinal direction

Angle of stirrups from axis of member

Characteristic yield strength

Cross - sectional area of shear reinforcement

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^2 = 2 \cdot 3.14 \cdot \left(\frac{16}{2} \right)^2 = 402 \text{ mm}^2$$

Maximum longitudinal spacing of shear links

$$s_l = s_{inp} = 179 \text{ mm}$$

Cross - sectional area per meter

$$A_{swm} = \frac{A_{sw}}{s_l} = \frac{402 \cdot 10^{-6}}{0.179} = 2250 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$n_s = 2$$

$$\phi_s = 16 \text{ mm}$$

$$s_{inp} = 0.179 \text{ m}$$

$$\alpha_s = 90^\circ$$

$$f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$$

Parameters of longitudinal reinforcement

The area of tensile reinforcement

$$A_s = 5222 \text{ mm}^2$$

Calculation of shear resistances

Design shear resistance of the member without shear reinforcement

$$\sigma_{ct,max} = 3.14 \text{ MPa} \geq f_{ctd} = 1.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{section cracked in flexure}$$

Calculation design shear resistance of the member without shear reinf. according to chapter 6.2.2(1).

Coefficient for cross - section height

$$k = \min \left(1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}}; 2 \right) = \min \left(1 + \left(\frac{200}{918} \right)^{\frac{1}{2}}; 2 \right) = 1.47 \quad (\$6.2.2(1))$$

Geometrical reinforcement ratio

$$\rho_1 = \min \left(\frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}; 0.02 \right) = \min \left(\frac{5.22 \cdot 10^{-3}}{1.5 \cdot 0.918}; 0.02 \right) = 3.79 \cdot 10^{-3} \quad (\$6.2.2(1))$$

Cross-section axial stress

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd} \right) = \min \left(\frac{-0}{1.5}; 0.2 \cdot 20 \right) = 0 \text{ MPa} \quad (\$6.2.2(1))$$

Other coefficients

$$C_{Rdc} = 0.12 \quad v_{min} = 0.34 \text{ MPa} \quad k_1 = 0.15$$

Calculation design shear resistance

$$\begin{aligned} V_{Rdc} &= 10^6 \cdot \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \\ &= 10^6 \cdot \left(0.12 \cdot 1.47 \cdot \left(100 \cdot 3.79 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0 \right) \cdot 1.5 \cdot 0.918 = 545 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.2.a)$$

$$\begin{aligned} V_{Rdcmin} &= 10^6 \cdot \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \\ &= 10^6 \cdot \left(0.34 + 0.15 \cdot 0 \right) \cdot 1.5 \cdot 0.918 = 469 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.2.b)$$

$$V_{Rdc} = \max(V_{Rdc}; V_{Rdcmin}; 0) = \max(545; 469; 0) = 545 \text{ kN}$$

Note: Design shear resistance of the member without shear reinforcement is calculated according to clause 6.2.2(1), because section is cracked in flexure in ULS or section is not loaded by normal force and bending moments.

Calculation of angle between concrete compression strut and member axis

Limit value of angle

- minimum value:

$$\theta_{min} = 21.8^\circ \Rightarrow \cot(\theta_{min}) = 2.5 \quad (\$6.2.3(2))$$

- maximum value:

$$\theta_{max} = 45^\circ \Rightarrow \cot(\theta_{max}) = 1 \quad (\$6.2.3(2))$$

- input/calculated value:

$$\theta = \theta_{inp} = 40^\circ, \cot(\theta) = 1.19$$

Note: Automatic calculation of angle is switched off, user value is taken into account.

Design shear resistance of the member with shear reinforcement

Design stress of shear reinforcement

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^2 = 2 \cdot 3.14 \cdot \left(\frac{16}{2} \right)^2 = 402 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{srd} = \frac{\frac{\text{abs}(V_{Ed})}{z} \cdot s_t}{A_{sw} \cdot (\cotg(\theta) + \cotg(\alpha_s) \cdot \sin(\alpha_s))} = \frac{\frac{\text{abs}(953506)}{0.843} \cdot 0.18}{402 \cdot 10^{-6} \cdot (\cotg(40) + \cotg(90) \cdot \sin(90))} = 422 \text{ MPa}$$

Design yield strength of shear reinforcement

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \quad (\text{because } \sigma_{sld} \geq 0.8 \cdot f_{ywk})$$

Design shear resistance of the member with shear reinforcement

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s_l} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta) = \frac{402 \cdot 10^{-6}}{0.18} \cdot 0.843 \cdot 435 \cdot 10^6 \cdot \cotg(40) = 983 \text{ kN} \quad (6.8)$$

Design value of the max shear force which can be sustained by the member

Strength reduction factor for concrete cracked in shear - value v

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0.528 \quad (6.6N)$$

Strength reduction factor for concrete cracked in shear - value v_1

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = \min \left(\frac{-0}{1.5}, 0.2 \cdot 20 \right) = 0 \text{ MPa}$$

$$v_1 = 0.528 \quad (6.2.3(3)N1)$$

Coefficient taking into account state of the stress in the compression chord

$$\alpha_{cw} = 1 \quad (\text{for non-prestressed member}) \quad (6.2.3(3)N3)$$

Design value of the max shear force which can be sustained by the member

$$V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w1} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cotg(\theta) + \tg(\theta))} = \frac{1 \cdot 1.5 \cdot 0.843 \cdot 0.528 \cdot 20 \cdot 10^6}{(\cotg(40) + \tg(40))} = 6579 \text{ kN} \quad (6.9)$$

Maximum shear force near the support (without using factor β)

$$V_{Edmax} = 0.5 \cdot b_{w1} \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot 1.5 \cdot 0.918 \cdot 0.528 \cdot 20 \cdot 10^6 = 7274 \text{ kN} \quad (6.5)$$

Shear resistance of the member

$$V_{Rd} = \min(V_{Rds} + V_{cld} + V_{td}, V_{Rdmax} + V_{cld} + V_{td}, V_{Edmax} + V_{cld} + V_{td}) = \min(983 + 0 + 0; 6579 + 0 + 0; 7274 + 0 + 0) = 983 \text{ kN}$$

Shear check

Check V_{Rdmax}

$$V_{Ed} = 954 \text{ kN} \leq V_{Rdmax} + V_{ccd} + V_{td} = 6579 \text{ kN}$$

Note: The check satisfies for crushing of the compression strut ($V_{Ed} \leq V_{Rd,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Check V_{Edmax}

$$V_{Ed} = 954 \text{ kN} \leq V_{Edmax} + V_{ccd} + V_{td} = 7274 \text{ kN}$$

Note: The check satisfies for shear force near the support ($V_{Ed} \leq V_{Ed,max} + V_{td} + V_{ccd}$).

Check V_{Rdc} and V_{Rds}

$$V_{Ed} = 954 \text{ kN} > V_{Rdc} = 545 \text{ kN} \text{ and } V_{Ed} = 954 \text{ kN} < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td} = 983 \text{ kN}$$

Note: The check satisfies for shear reinforcement ($V_{Ed} < V_{Rds} + V_{ccd} + V_{td}$).

Unity check

$$UC = \frac{\text{abs}(V_{Ed})}{V_{Rd}} = \frac{\text{abs}(954 \text{ kN})}{983 \text{ kN}} = 0.97$$

Check torsion and calculation torsional resistances

Note: Check torsion is not done, because torsional moment (T_{Ed}) is zero.

Interaction check $V_y + V_z + T$

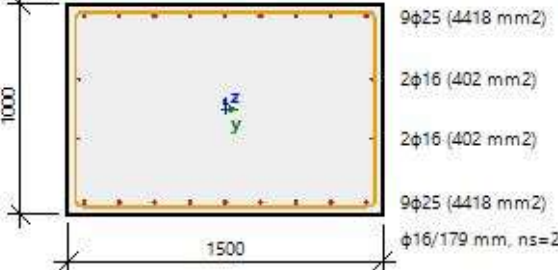
Note: Check interaction $V_y + V_z + T$ is not done, because torsional moment (T_{Ed}) or resultant of shear force (V_{Ed}) are zero.

Total value of unity check

$$UC = \max(UC_{shear}; UC_{tor}; UC_{int,com}; UC_{int,shear}) = \max(0.97; 0; 0; 0) = 0.97$$

6. Check crack width (SLS)

Linear calculation
Class: All ULS+SLS
Coordinatesystem: Member
Extreme 1D: Global
Selection: B21

Beam B21		Rectangle (1000; 1500)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Section 0 [dx = 0 m]
Member length:	L = 1.43 m	Concrete: C30/37
Buckling y-y	$L_y = 1.43$ m (sway)	Bi-linear stress-strain diagram
Buckling z-z	$L_z = 1.43$ m (sway)	Exposure class: XC3
	9 ϕ 25 (4418 mm ²)	Longitudinal reinforcement: B 500B
	2 ϕ 16 (402 mm ²)	Bi-linear with an inclined top branch
	2 ϕ 16 (402 mm ²)	4 ϕ 16 mm + 18 ϕ 25 mm ($A_s = 9640$ mm ²)
	9 ϕ 25 (4418 mm ²)	$\rho_l = 0.643$ % (75.7 kg/m)
	ϕ 16/179 mm, ns=2	Shear reinforcement: B 500B
		Bi-linear with an inclined top branch
		ϕ 16/179 mm ($n_s = 2$) ($A_{sw} = 402$ mm ²)
		$\rho_w = 0.150$ % (17.7 kg/m) ($A_{sw,m} = 2250$ mm ² /m)
		Cover (stirrup)
		Top: 30 mm
		Bottom: 30 mm
		Left: 30 mm
		Right: 30 mm

Material characteristics

Effective strength of concrete:

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Strength in concrete, when crack is appeared:

$$\sigma_{cr} = 2.9 \text{ MPa}$$

Modulus of elasticity of concrete:

$$E_c = E_{cm} = 32.8 \text{ GPa}$$

Forces

Characteristic values

NS+NL

$$N_{ch,0} = 0 \text{ kN} \quad M_{y,ch,0} = -785 \text{ kNm} \quad M_{z,ch,0} = 0 \text{ kNm}$$

Quasi-permanent values

NS+NL

$$N_{qp} = 0 \text{ kN} \quad M_{y,qp} = -785 \text{ kNm} \quad M_{z,qp} = 0 \text{ kNm}$$

Angle of bending moment resultant

$$\alpha_M = -90^\circ$$

Cross-section characteristics

Type	Css-uncracked	Css cracked
t_y [m]	0	0
t_z [m]	0	-0.337
A_i [m ²]	1.56	0.303
I_{iy} [m ⁴]	0.136	0.0539
I_{iz} [m ⁴]	0.294	0.0582

Calculation of cracking forces (uncracked section)

Maximal stress in concrete

$$\sigma_{ct} = 2.89 \text{ MPa}$$

Cracking forces

$$N_{cr} = 0 \text{ kN} \quad M_{cry} = -786 \text{ kNm} \quad M_{crz} = 0 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{ct} = 2.89 \text{ MPa} < \sigma_{cr} = 2.9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{No cracks appear}$$

Note: The crack is not appeared, because maximal tensile stress is lesser than cracking strength.

Calculation crack width

$$w = 0 \text{ mm}$$

Unity check

Calculation unity check

$$UC = \frac{w}{w_{max}} = \frac{0 \text{ mm}}{0.3 \text{ mm}} = 0$$

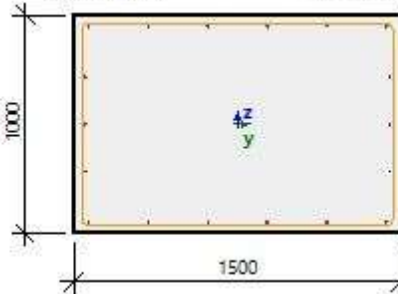
Check crack width

$$w = 0 \text{ mm} = < w_{max} = 0.3 \text{ mm}$$

Note: Check crack width satisfies, because the crack width is lesser than limit value.

6. Check capacity-response

Linear calculation
Class: All ULS
Coordinatesystem: Member
Extreme 1D: Global
Selection: B22

Column B22		Rectangle (1000; 1500)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Section 0 [dx = 0 m]
Member length:	L = 1 m	Concrete: C30/37
Buckling y-y	L _y = 1 m (sway)	Bi-linear stress-strain diagram
Buckling z-z	L _z = 1 m (sway)	Exposure class: XC3
	6φ16 (1206 mm ²)	Longitudinal reinforcement: B 500B
	2φ16 (402 mm ²)	Bi-linear with an inclined top branch
	2φ16 (402 mm ²)	18φ16 mm (A _s = 3619 mm ²)
	2φ16 (402 mm ²)	ρ _l = 0,241 % (28.4 kg/m)
	6φ16 (1206 mm ²)	Shear reinforcement: B 500B
	φ12/127 mm, ns=2 φ10/144 mm, ns=2	Bi-linear with an inclined top branch
		φ12/127 mm (n _s = 2), φ10/144 mm (n _s = 2)
		φ _{W,avg} = 11/133 mm, n _s =2 (A _{sw} = 192 mm ²)
		ρ _w = 0,096 % (11.3 kg/m) (A _{sw,m} = 1437 mm ² /m)
		Cover (stirrup)
		Top: 31 mm
		Bottom: 31 mm
		Left: 31 mm
		Right: 31 mm

Material characteristics

Design concrete compressive strength

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 30}{1.5} = 20 \text{ MPa}$$

Design yield strength of longitudinal reinforcement

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Forces

Content of combination: NS+NL

From FEM analysis:

$$N = -36.8 \text{ kN} \quad M_y = 356 \text{ kNm} \quad M_z = 0 \text{ kNm}$$

Compression member

Limit axial force to consider member as compression

$$N_{com} = -\text{Coeff}_{com} \cdot (f_{cd} \cdot A_c) = -0.1 \cdot (20 \cdot 10^6 \cdot 1.5) = -3000 \text{ kN}$$

Check condition:

$$N_{Ed} \geq N_{com} = -37 \text{ kN} \geq -3000 \text{ kN} \dots \text{ not compression member}$$

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	56	67	0

Recalculation of bending moments:

Second order effect: No

Member is taken as isolated member: No

Imperfections: No

Use for calculation equivalent moments: No

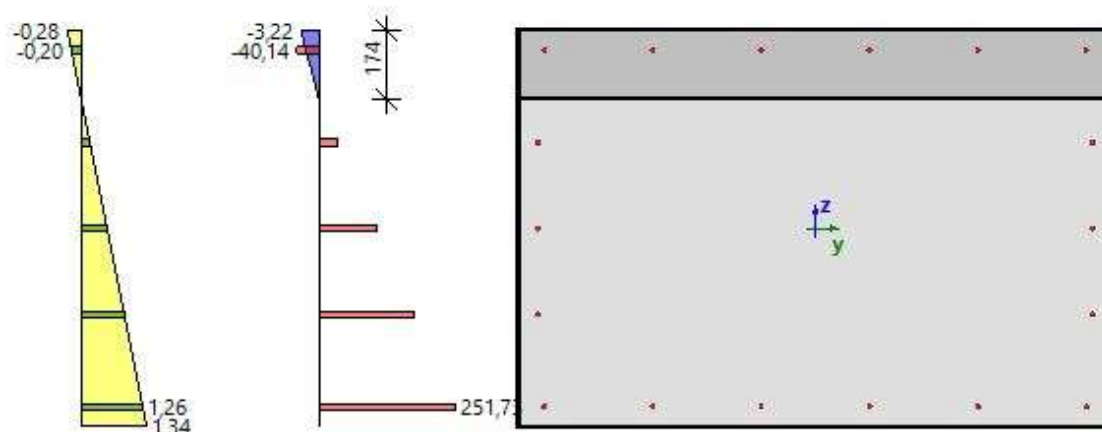
$N_{Ed} = -36.8 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 356 \text{ kNm}$ $M_{Edz} = 0 \text{ kNm}$

Summary of check

Type of component	Fibre / Bar	ε_{extr} [‰]	σ_{extr} [MPa]	Check strain [-]	Check stress [-]	UC [-]	Limit [-]	Status
Concrete	3	-0.282	-3.22	0.08	0.16	0.54	1	OK
Reinf.	1	1.26	252	0.03	0.54			

List of errors/warnings/notes: N2/1.

Stress and strain distribution



Extreme values of stress/strain in component

Type of component	Fibre / Bar	ε [‰]	ε_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	UC [-]	Status
Concrete - compression	3	-0.282	-3.5	-3.22	-20	0.16	OK
Concrete - tension	1	1.34	0	0	0	0.00	OK
Reinforcement - compression	7	-0.201	-45	-40.1	-466	0.09	OK
Reinforcement - tension	1	1.26	45	252	466	0.54	OK

Plane of deformation

Strain in centre of gravity

$\varepsilon_x = 0.529 \text{ ‰}$

Curvature around (y) axis

$\varepsilon_y = -1.62 \text{ ‰}$

Curvature around (z) axis

$\varepsilon_z = 0 \text{ ‰}$

Height of compression zone

$x = 174 \text{ mm}$

Balanced height of compression zone

$x_{bal} = 507 \text{ mm}$

Limit height of compression zone

$$x_{lim} = 61 \text{ mm}$$

Declination of neutral axis

$$\alpha_{NA} = 0^\circ$$

Height of cross-section perpendicular to neutral axis

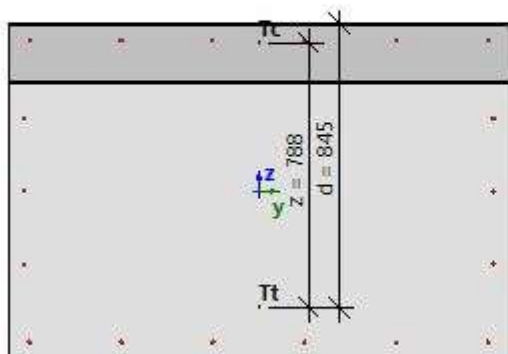
$$h = 1000 \text{ mm}$$

Effective depth of the cross-section perpendicular to the neutral axis

$$d = 845 \text{ mm}$$

Lever arm of the cross-section perpendicular to the neutral axis

$$z = 788 \text{ mm}$$



Cross-section characteristics

Type of component	t_y [m]	t_z [m]	A [m ²]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]
Concrete - compression	0	0.413	0.261	0.0451	0.0489
Concrete - tension	0	-0.087	1.24	0.0799	0.232
Reinforcement - compression	0	0.45	$1.21 \cdot 10^{-3}$	$244 \cdot 10^{-6}$	$263 \cdot 10^{-6}$
Reinforcement - tension	0	-0.225	$2.41 \cdot 10^{-3}$	$282 \cdot 10^{-6}$	$855 \cdot 10^{-6}$
Whole concrete	0	0	1.5	0.125	0.281
All reinf. bars	0	0	$3.62 \cdot 10^{-3}$	$526 \cdot 10^{-6}$	$1.12 \cdot 10^{-3}$

Forces in all cross-section components

Type of component	N_{res} [kN]	$M_{res,y}$ [kNm]	$M_{res,z}$ [kNm]	e_y [m]	e_z [m]
Concrete - compression	-420	186	0	0	0.442
Concrete - tension	0	0	0	0	0
Reinforcement - compression	-484	21.8	0	0	0.45
Reinforcement - tension	431	149	0	0	-0.345
All in compression	-468	207	0	0	0.443
All in tension	431	149	0	0	-0.345
Summary	-36.8	356	0		

Detailed results of stresses and strains in concrete fibres

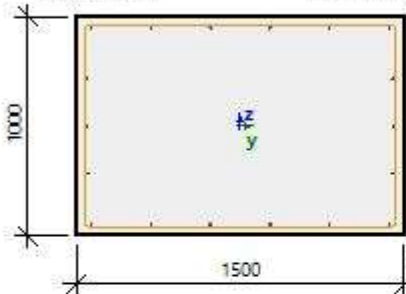
Fibre	Material	y [m]	z [m]	ϵ [‰]	ϵ_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\epsilon / \epsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Check
1	C30/37	0.75	-0.5	1.34	0	0	0	0	0	OK
2	C30/37	0.75	0	0.53	0	0	0	0	0	OK
3	C30/37	0.75	0.5	-0.28	-3.5	-3.22	-20	0.08	0.16	OK
4	C30/37	0	0.5	-0.28	-3.5	-3.22	-20	0.08	0.16	OK
5	C30/37	-0.75	0.5	-0.28	-3.5	-3.22	-20	0.08	0.16	OK
6	C30/37	-0.75	0	0.53	0	0	0	0	0	OK
7	C30/37	-0.75	-0.5	1.34	0	0	0	0	0	OK
8	C30/37	0	-0.5	1.34	0	0	0	0	0	OK

Detailed results of stresses and strains in reinforcement bars

Bar	Material	d _s [mm]	y [m]	z [m]	ϵ [‰]	ϵ_{lim} [‰]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	$\epsilon / \epsilon_{lim}$ [-]	σ / σ_{lim} [-]	Check
1	B 500B	16	-0.684	-0.45	1.26	45	252	466	0.03	0.54	OK
2	B 500B	16	-0.41	-0.45	1.26	45	252	466	0.03	0.54	OK
3	B 500B	16	-0.137	-0.45	1.26	45	252	466	0.03	0.54	OK
4	B 500B	16	0.137	-0.45	1.26	45	252	466	0.03	0.54	OK
5	B 500B	16	0.41	-0.45	1.26	45	252	466	0.03	0.54	OK
6	B 500B	16	0.684	-0.45	1.26	45	252	466	0.03	0.54	OK
7	B 500B	16	0.684	0.45	-0.2	-45	-40.1	-466	0	0.09	OK
8	B 500B	16	-0.684	0.45	-0.2	-45	-40.1	-466	0	0.09	OK
9	B 500B	16	0.41	0.45	-0.2	-45	-40.1	-466	0	0.09	OK
10	B 500B	16	0.137	0.45	-0.2	-45	-40.1	-466	0	0.09	OK
11	B 500B	16	-0.137	0.45	-0.2	-45	-40.1	-466	0	0.09	OK
12	B 500B	16	-0.41	0.45	-0.2	-45	-40.1	-466	0	0.09	OK
13	B 500B	16	-0.7	0.217	0.18	45	35.4	466	0	0.08	OK
14	B 500B	16	-0.7	0	0.53	45	106	466	0.01	0.23	OK
15	B 500B	16	-0.7	-0.217	0.88	45	176	466	0.02	0.38	OK
16	B 500B	16	0.7	-0.217	0.88	45	176	466	0.02	0.38	OK
17	B 500B	16	0.7	0	0.53	45	106	466	0.01	0.23	OK
18	B 500B	16	0.7	0.217	0.18	45	35.4	466	0	0.08	OK

7. Check shear+torsion (ULS)

Linear calculation
Class: All ULS
Coordinatesystem: Member
Extreme 1D: Global
Selection: B22

Column B22		Rectangle (1000; 1500)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Section 0 [dx = 0 m]
Member length:	L = 1 m	Concrete: C30/37
Buckling y-y	L _y = 1 m (sway)	Bi-linear stress-strain diagram
Buckling z-z	L _z = 1 m (sway)	Exposure class: XC3
	6φ16 (1206 mm ²)	Longitudinal reinforcement: B 500B
	2φ16 (402 mm ²)	Bi-linear with an inclined top branch
	2φ16 (402 mm ²)	18φ16 mm (A _s = 3619 mm ²)
	2φ16 (402 mm ²)	ρ _l = 0,241 % (28.4 kg/m)
	6φ16 (1206 mm ²)	Shear reinforcement: B 500B
	φ12/127 mm, ns=2 φ10/144 mm, ns=2	Bi-linear with an inclined top branch
		φ _{12/127} mm (n _s = 2), φ _{10/144} mm (n _s = 2)
		φ _{sw} = 11/133 mm, n _s = 2 (A _{sw} = 192 mm ²)
		ρ _w = 0,096 % (11.3 kg/m) (A _{swm} = 1437 mm ² /m)
		Cover (stirrup)
		Top: 31 mm
		Bottom: 31 mm
		Left: 31 mm
		Right: 31 mm

Settings

Method for calculation shear resistances: Standard
Limit value of angle between bending moments and shear forces resultant for using standard method: α_{V/M,lim} = 15 °
Equivalent thin walled cross-section: Automatic
The angle between the concrete compression strut and axis member: User input: θ_{np} = 40 ° => cot(θ_{np}) = 1.19

Forces

Content of combination: NS+NL

N_{Ed} = -36.8 kN M_{Edy} = 356 kNm M_{Edz} = 0 kNm V_{Edy} = 0 kN V_{Edz} = -356 kN T_{Ed} = 0 kNm

Angle of gradient of strain plane

$$\alpha_M = 90^\circ$$

Resultant of shear force

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Edy}^2 + V_{Edz}^2} = \sqrt{0^2 + (-356)^2} = 356 \text{ kN}$$

Angle of shear resultant

$$\alpha_V = -90^\circ$$

$$\alpha_V = \alpha_V + 180 = -90 + 180 = 90^\circ$$

Difference between angles α_M and α_V

$$\alpha_{MV} = \text{abs}(\alpha_M - \alpha_V) = \text{abs}(90 - 90) = 0^\circ$$

Material characteristics

Design concrete compressive strength

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 30}{1.5} = 20 \text{ MPa}$$

Design tensile strength of concrete

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2}{1.5} = 1.33 \text{ MPa} \quad (3.15, 3.16)$$

Check shear and calculation shear resistances

Cross section parameters

Minimum width of the cross-section in tensile area

$$y_{bw} = 0 \text{ mm}$$

$$z_{bw} = 326 \text{ mm}$$

$$b_w = 1500 \text{ mm}$$

Note: Value b_w is calculated as the smallest width of cross-section in tensile area perpendicular to resultant of shear force.

Minimum width of cross-section between tension and compression chord

$$y_{bw1} = 0 \text{ mm}$$

$$z_{bw1} = 443 \text{ mm}$$

$$b_{w1} = 1500 \text{ mm}$$

Note: Value b_{w1} is calculated as the smallest width of cross-section between tension and compression chord perpendicular to resultant of shear force.

Height of cross-section recalculated to direction of shear force resultant

$$h = 1000 \text{ mm}$$

Note: Value h is calculated as width of cross-section in center of gravity in direction shear force resultant.

Concrete cross-section area

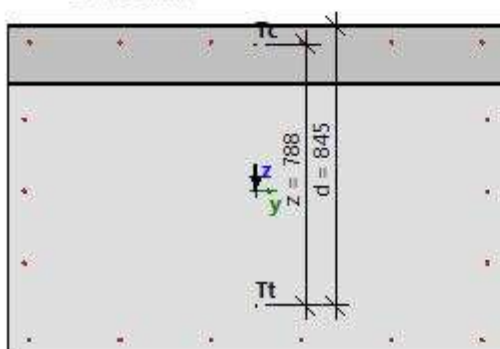
$$A_c = 1.5 \text{ m}^2$$

Effective depth recalculated to direction of shear force resultant

$$d = 845 \text{ mm}$$

Lever arm of internal forces recalculated to direction of shear force resultant

$$z = 788 \text{ mm}$$



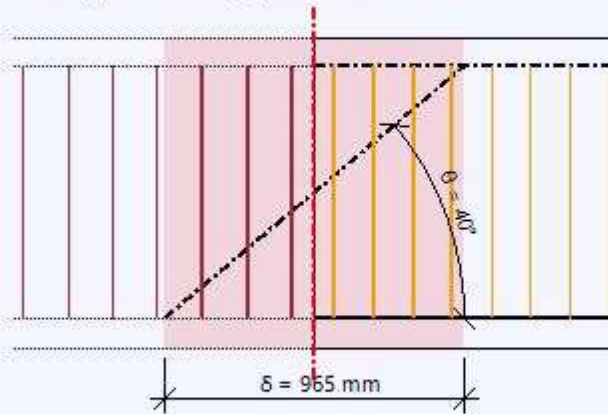
Parameters of shear reinforcement

Input parameters

Stirrups on the length of shear crack projection $\delta = z \cdot \cot(\theta) = 965 \text{ mm}$, interval (-483; 483)

$$z = \text{Coeff}_d \cdot \text{Coeff}_z \cdot h = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 1 = 810 \text{ mm} \quad \delta = z \cdot \cotg(\theta) = 0.81 \cdot \cotg(40) = 965 \text{ mm}$$

ID	Zone	x_s [mm]	ϕ_s [mm]	s_s [mm]	n_s []	α_s [°]	f_{yk} [MPa]
1	2	-361	10	144	2	90	500
2	2	-217	10	144	2	90	500
3	2	-72.2	10	144	2	90	500
4	1	63.3	12	127	2	90	500
5	1	190	12	127	2	90	500
6	1	317	12	127	2	90	500
7	1	443	12	127	2	90	500
Avg.	-	-	11	133	2	90	500



Number of stirrup links

Diameter of reinforcement

Centre - to - centre distance of stirrup in longitudinal direction

Angle of stirrups from axis of member

Characteristic yield strength

Cross - sectional area of shear reinforcement

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^2 = 2 \cdot 3.14 \cdot \left(\frac{11}{2} \right)^2 = 192 \text{ mm}^2$$

Maximum longitudinal spacing of shear links

$$s_l = s_{inp} = 133 \text{ mm}$$

Cross - sectional area per meter

$$A_{sw/m} = \frac{A_{sw}}{s_l} = \frac{192 \cdot 10^{-6}}{0.133} = 1437 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$n_s = 2$$

$$\phi_s = 11 \text{ mm}$$

$$s_{inp} = 0.133 \text{ m}$$

$$\alpha_s = 90^\circ$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Parameters of longitudinal reinforcement

The area of tensile reinforcement

$$A_s = 2413 \text{ mm}^2$$

Calculation of shear resistances

Design shear resistance of the member without shear reinforcement

$$\sigma_{ct,max} = 1.4 \text{ MPa} \geq f_{ctd} = 1.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{section cracked in flexure}$$

Calculation design shear resistance of the member without shear reinf. according to chapter 6.2.2(1).

Coefficient for cross - section height

$$k = \min \left(1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}}; 2 \right) = \min \left(1 + \left(\frac{200}{845} \right)^{\frac{1}{2}}; 2 \right) = 1.49 \quad (\$6.2.2(1))$$

Geometrical reinforcement ratio

$$\rho_1 = \min\left(\frac{A_{gl}}{b_w \cdot d}, 0.02\right) = \min\left(\frac{2.41 \cdot 10^{-3}}{1.5 \cdot 0.845}, 0.02\right) = 1.9 \cdot 10^{-3} \quad (6.2.2(1))$$

Cross-section axial stress

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{-N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) = \min\left(\frac{-36.8}{1.5}, 0.2 \cdot 20\right) = 0.0245 \text{ MPa} \quad (6.2.2(1))$$

Other coefficients

$$C_{Rdc} = 0.12 \quad v_{min} = 0.347 \text{ MPa} \quad k_1 = 0.15$$

Calculation design shear resistance

$$V_{Rdc} = 10^6 \cdot \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2.a)$$

$$= 10^6 \cdot \left(0.12 \cdot 1.49 \cdot \left(100 \cdot 1.9 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \right)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0.0245 \right) \cdot 1.5 \cdot 0.845 = 409 \text{ kN}$$

$$V_{Rdcmin} = 10^6 \cdot \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2.b)$$

$$= 10^6 \cdot \left(0.347 + 0.15 \cdot 0.0245 \right) \cdot 1.5 \cdot 0.845 = 445 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} = \max(V_{Rdc}, V_{Rdcmin}, 0) = \max(408873; 445167; 0) = 445 \text{ kN}$$

Note: Design shear resistance of the member without shear reinforcement is calculated according to clause 6.2.2(1), because section is cracked in flexure in ULS or section is not loaded by normal force and bending moments.

Calculation of angle between concrete compression strut and member axis

Limit value of angle

- minimum value:

$$\theta_{min} = 21.8^\circ \Rightarrow \cot(\theta_{min}) = 2.5 \quad (6.2.3(2))$$

- maximum value:

$$\theta_{max} = 45^\circ \Rightarrow \cot(\theta_{max}) = 1 \quad (6.2.3(2))$$

- input/calculated value:

$$\theta = \theta_{inp} = 40^\circ, \cot(\theta) = 1.19$$

Design shear resistance of the member with shear reinforcement

Design stress of shear reinforcement

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^2 = 2 \cdot 3.14 \cdot \left(\frac{11}{2} \right)^2 = 192 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{swd} = \frac{\frac{\text{abs}(V_{Ed})}{z} \cdot s_i}{A_{sw} \cdot (\cotg(\theta) + \cotg(\alpha_s) \cdot \sin(\alpha_s))} = \frac{\frac{\text{abs}(356260)}{0.788} \cdot 0.13}{192 \cdot 10^{-6} \cdot (\cotg(40) + \cotg(90) \cdot \sin(90))} = 264 \text{ MPa}$$

Design yield strength of shear reinforcement

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa} \quad (\text{because } \sigma_{swd} < 0.8 \cdot f_{yk})$$

Note: Design yield strength of shear reinforcement was reduced to $0.8 \times f_{yk}$ (EN 1992-1-1, clause 6.2.3(3)), because design stress of the shear reinforcement is below 80% of the characteristic yield stress f_{yk} .

Design shear resistance of the member with shear reinforcement

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s_i} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta) = \frac{192 \cdot 10^{-6}}{0.13} \cdot 0.788 \cdot 400 \cdot 10^6 \cdot \cotg(40) = 540 \text{ kN} \quad (6.8)$$

Design value of the max shear force which can be sustained by the member

Strength reduction factor for concrete cracked in shear - value v

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0.528 \quad (6.6N)$$

Strength reduction factor for concrete cracked in shear - value v_1

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{-N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = \min \left(\frac{-36.8}{1.5}, 0.2 \cdot 20 \right) = 0.0245 \text{ MPa}$$

$$v_1 = 0.6 \quad (6.10.aN)$$

Coefficient taking into account state of the stress in the compression chord

$$\alpha_{cw} = 1 \quad (\text{for non-prestressed member}) \quad (6.2.3(3)N3)$$

Design value of the max shear force which can be sustained by the member

$$V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_{w1} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cotg(\theta) + \tg(\theta))} = \frac{1 \cdot 1.5 \cdot 0.788 \cdot 0.6 \cdot 20 \cdot 10^6}{(\cotg(40) + \tg(40))} = 6986 \text{ kN} \quad (6.9)$$

Maximum shear force near the support (without using factor β)

$$V_{Edmax} = 0.5 \cdot b_{w1} \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot 1.5 \cdot 0.845 \cdot 0.528 \cdot 20 \cdot 10^6 = 6695 \text{ kN} \quad (6.5)$$

Shear resistance of the member

$$V_{Rd} = \min(V_{Rds} + V_{ccl} + V_{td}, V_{Rdmax} + V_{ccl} + V_{td}, V_{Edmax} + V_{ccl} + V_{td}) = \min(540 + 0 + 0; 6986 + 0 + 0; 6695 + 0 + 0) = 540 \text{ kN}$$

Shear check

Check V_{Rdmax}

$$V_{Ed} = 356 \text{ kN} \leq V_{Rd,max} + V_{cdd} + V_{td} = 6986 \text{ kN}$$

Note: The check satisfies for crushing of the compression strut ($V_{Ed} \leq V_{Rd,max} + V_{td} + V_{cdd}$).

Check V_{Edmax}

$$V_{Ed} = 356 \text{ kN} \leq V_{Ed,max} + V_{cdd} + V_{td} = 6695 \text{ kN}$$

Note: The check satisfies for shear force near the support ($V_{Ed} \leq V_{Ed,max} + V_{td} + V_{cdd}$).

Check V_{Rdc} and V_{Rds}

$$V_{Ed} = 356 \text{ kN} < V_{Rdc} = 445 \text{ kN} \text{ and } V_{Ed} = 356 \text{ kN} < V_{Rds} + V_{cdd} + V_{td} = 540 \text{ kN}$$

Note: The check satisfies, shear force carried by concrete ($V_{Ed} \leq V_{Rdc}$) and $V_{Ed} \leq V_{Rds}$, no shear reinforcement is required. Only minimum shear reinforcement according to detailing provisions has to be inputted.

Unity check

$$UC = \frac{\text{abs}(V_{Ed})}{V_{Rd}} = \frac{\text{abs}(356 \text{ kN})}{540 \text{ kN}} = 0.66$$

Check torsion and calculation torsional resistances

Note: Check torsion is not done, because torsional moment (T_{Ed}) is zero.

Interaction check $V_y + V_z + T$

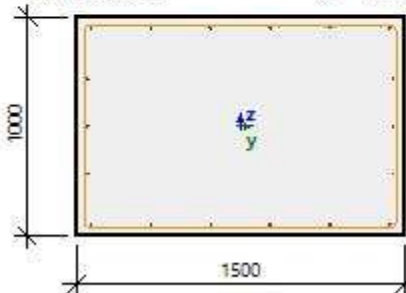
Note: Check interaction $V_y + V_z + T$ is not done, because torsional moment (T_{Ed}) or resultant of shear force (V_{Ed}) are zero.

Total value of unity check

$$UC = \max(UC_{shear}; UC_{top}; UC_{int,con}; UC_{int,shear}) = \max(0.66; 0; 0; 0) = 0.66$$

8. Check crack width (SLS)

Linear calculation
Class: All SLS
Coordinatesystem: Member
Extreme 1D: Global
Selection: B22

Column B22		Rectangle (1000; 1500)
EC EN 1992-1-1:2004/AC:2008		Section 1 [dx = 0.167 m]
Member length:	L = 1 m	Concrete: C30/37
Buckling y-y	L _y = 1 m (sway)	Bi-linear stress-strain diagram
Buckling z-z	L _z = 1 m (sway)	Exposure class: XC3
	6φ16 (1206 mm²)	Longitudinal reinforcement: B 500B
	2φ16 (402 mm²)	Bi-linear with an inclined top branch
	2φ16 (402 mm²)	18φ16 mm (A _s = 3619 mm²)
	2φ16 (402 mm²)	ρ _y = 0,241 % (28.4 kg/m)
	6φ16 (1206 mm²)	Shear reinforcement: B 500B
	φ12/127 mm, n _s =2 φ10/144 mm, n _s =2	Bi-linear with an inclined top branch
		φ12/127 mm (n _s = 2), φ10/144 mm (n _s = 2)
		φ _{W,240} = 11.4/131 mm, n _s =2 (A _{sw} = 204 mm²)
		ρ _W = 0,104 % (12.2 kg/m) (A _{sw,m} = 1557 mm²/m)
		Cover (stirrup)
		Top: 30 mm
		Bottom: 30 mm
		Left: 30 mm
		Right: 30 mm

Material characteristics

Effective strength of concrete:

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Strength in concrete, when crack is appeared:

$$\sigma_{cr} = 2.9 \text{ MPa}$$

Modulus of elasticity of concrete:

$$E_c = E_{cm} = 32.8 \text{ GPa}$$

Forces

Characteristic values

NS+NL

$$N_{char} = -30.7 \text{ kN} \quad M_{y,char} = 297 \text{ kNm} \quad M_{z,char} = 0 \text{ kNm}$$

Quasi-permanent values

NS+NL

$$N_{qp} = -30.7 \text{ kN} \quad M_{y,qp} = 297 \text{ kNm} \quad M_{z,qp} = 0 \text{ kNm}$$

Angle of bending moment resultant

$$\alpha_M = 90^\circ$$

Calculation of cracking forces (uncracked section)

Maximal stress in concrete

$$\sigma_{ct} = 1.14 \text{ MPa}$$

Cross-section characteristics

Type	Css-uncracked	Css cracked
t _y [m]	0	0
t _z [m]	0	0.392
A _i [m²]	1.52	0.19
I _y [m⁴]	0.128	0.0364
I _z [m⁴]	0.288	0.0382

Cracking forces

$$N_{cr} = -78.1 \text{ kN} \quad M_{cry} = 757 \text{ kNm} \quad M_{crz} = 0 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{ct} = 1.14 \text{ MPa} < \sigma_{cr} = 2.9 \text{ MPa} = > \quad \text{No cracks appear}$$

Note: The crack is not appeared, because maximal tensile stress is lesser than cracking strength.

Calculation crack width

$$w = 0 \text{ mm}$$

Unity check

Calculation unity check

$$UC = \frac{w}{w_{max}} = \frac{0 \text{ mm}}{0.3 \text{ mm}} = 0$$

Check crack width

$$w = 0 \text{ mm} = < w_{max} = 0.3 \text{ mm}$$

Note: Check crack width satisfies, because the crack width is lesser than limit value.

1.4. IŠVADOS

Atliktų skaičiavimų rezultatai atitinka normatyvinių ir projekto rengimo dokumentų reikalavimus. Statinio konstrukcinių elementų laikomoji galia pakankama. Konstrukciniai sprendiniai užtikrina bendrą statinio konstrukcijų kinematinį nekintamumą, deformacijos neviršija ribinių.

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	67	67	0

HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-IS.01

SAŃAUDŲ KIEKIŲ ŹINIARAŠTIS

Poz. eil. Nr.	Pavadinimas ir techninės charakteristikos	Źymuo	Mato vnt.	Kiekis	Pastabos
1.2 Aukštutinės pilies rūmai					
1.	Polių P-1 įrengimas (D1000)		vnt.	88	
1.1	Betonas C30/37-XC2-F100-W4		m³	122	
1.2	Armatūra, S500		t	7,67	
1.3	Betoniniai šulinių žiedai, D=1000 mm		m	155	
2.	Pamatų sijų PS-1 įrengimas		vnt.	67	
2.1	Betonas C25/30-XC2-W4		m³	243,3	
2.2	Armatūra, S500		t	39,3	
2.3	Polipropileno fibra Crackstop Ultra 0,9 kg/m³		kg	219	
3.	Pamatų sijų PS-2 įrengimas		vnt.	21	
3.1	Betonas C25/30-XC2-W4		m³	172,2	
3.2	Armatūra, S500		t	13,78	
3.3	Polipropileno fibra Crackstop Ultra 0,9 kg/m³		kg	103	
4.	Pamatų sijų PS-3 įrengimas		vnt.	17	
4.1	Betonas C25/30-XC2-W4		m³	90,6	
4.2	Armatūra, S500		t	15	
4.3	Polipropileno fibra Crackstop Ultra 0,9 kg/m³		kg	82	
5.	Kiti darbai				
5.1	Drenažinės membranos (kilimėlio) Fortex DREN (arba analogas) 250 kN, t=8 mm įrengimas ant esamų akmeninių rūmų pamatų		m²	242	
5.2	Pamato požeminės dalies tarpų tarp akmenų užpildymas spec. skiediniu, gręžiant injekcines skyles.		m³	622	

Pastabos:

Źiniaraštį būtina Źiūrėti kartu su brėžiniais.

0	2025-03	Statybai			
LAIDA	IŠLEIDIMO DATA	LAIDOS STATUSAS. KEITIMO PRIEŹASTIS (JEI TAIKOMA)			
KVAL. PATV. DOK. NR.	 Hidroterra		STATINIO PROJEKTO PAVADINIMAS		
			Vilniaus piliavietės, vad. Gedimino kalnu, Pilies kalnu, Aukštutine ir Źemutine pilimi (KVR un. obj. kodas 141) šlaitų, statinių pagrindų ir inŹinerinių tinklų tvarkybos darbų projektas. Arsenalo g. 5, Vilnius		
	UAB "Architektūra idėjos realizavimas"		STATINIO NUMERIS IR PAVADINIMAS		
	A430,0828	PV/Arch.	Rimas Grigas	1.2 Aukštutinės pilies rūmai	
	0320,17330	PDV	Laimontas Jakštas		
	35291	InŹinierius	Šarūnas Kirkus		
				DOKUMENTO PAVADINIMAS	
				SAŃAUDŲ KIEKIŲ ŹINIARAŠTIS	
				0	
LT	STATYTOJAS IR (ARBA) UŹSAKOVAS		DOKUMENTO ŹYMUO		LAPAS
	LIETUVOS NACIONALINIS MUZIEJUS Arsenalų g. 1, Vilnius		HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-SŹ.01		LAPŲ
				1	2

Skaičiuodamas darbų, nurodytų žiniaraščiuose, kainas, rangovas turi įvertinti tuos darbus kompleksiškai, kartu su visais lydinčiais darbais ir reikiamomis medžiagomis.

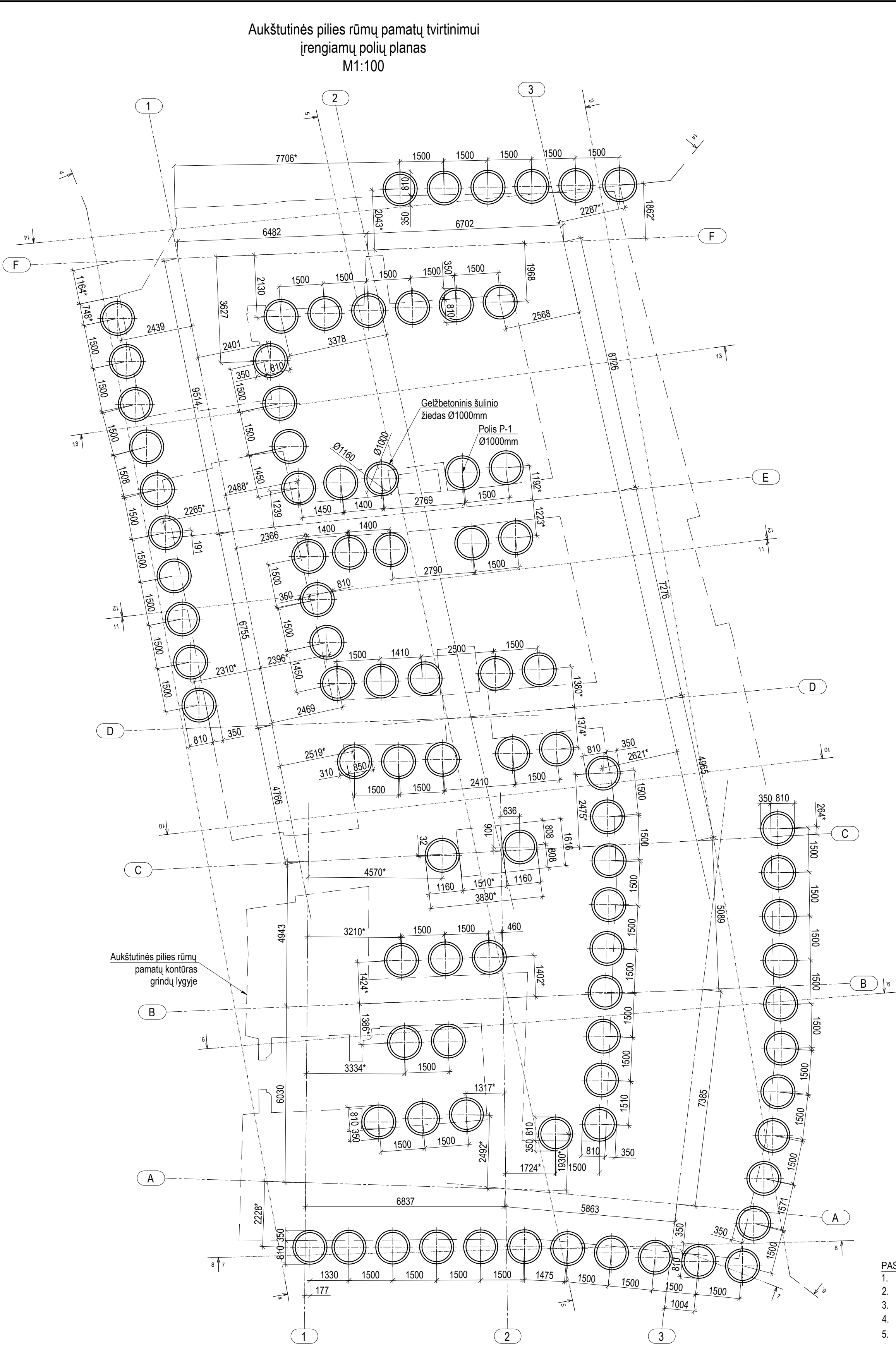
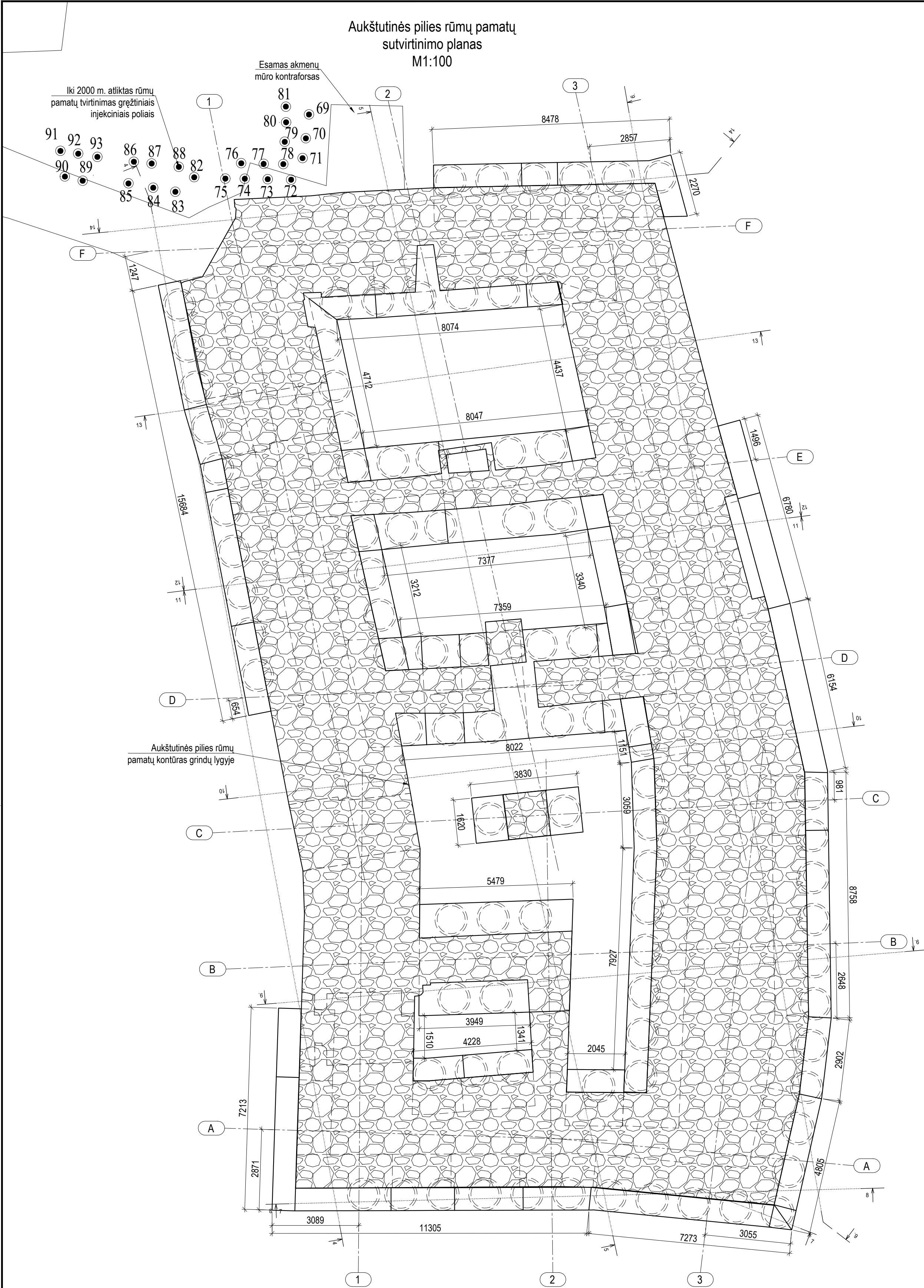
Žiniaraščiuose nurodyti darbai turi būti įvertinti su pilnu išbaigtumu.

Jeigu tarp brėžinių ir medžiagų žiniaraščio iškyla kokių nors skirtumų, rangovas turi atkreipti užsakovo/projektuotojų dėmesį į visus didesnius neatitikimus prieš sprendžiamas apie konkrečią interpretaciją.

Armatūros kiekiai pateikti be užlaidų.

Kiekiai turi būti tikslinami darbų metu, kadangi darbai atliekami prie esamų pamatų, kurių tikslios altitudės ir matmenys nėra žinomi.

DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPŲ	LAIDA
	2	2	0



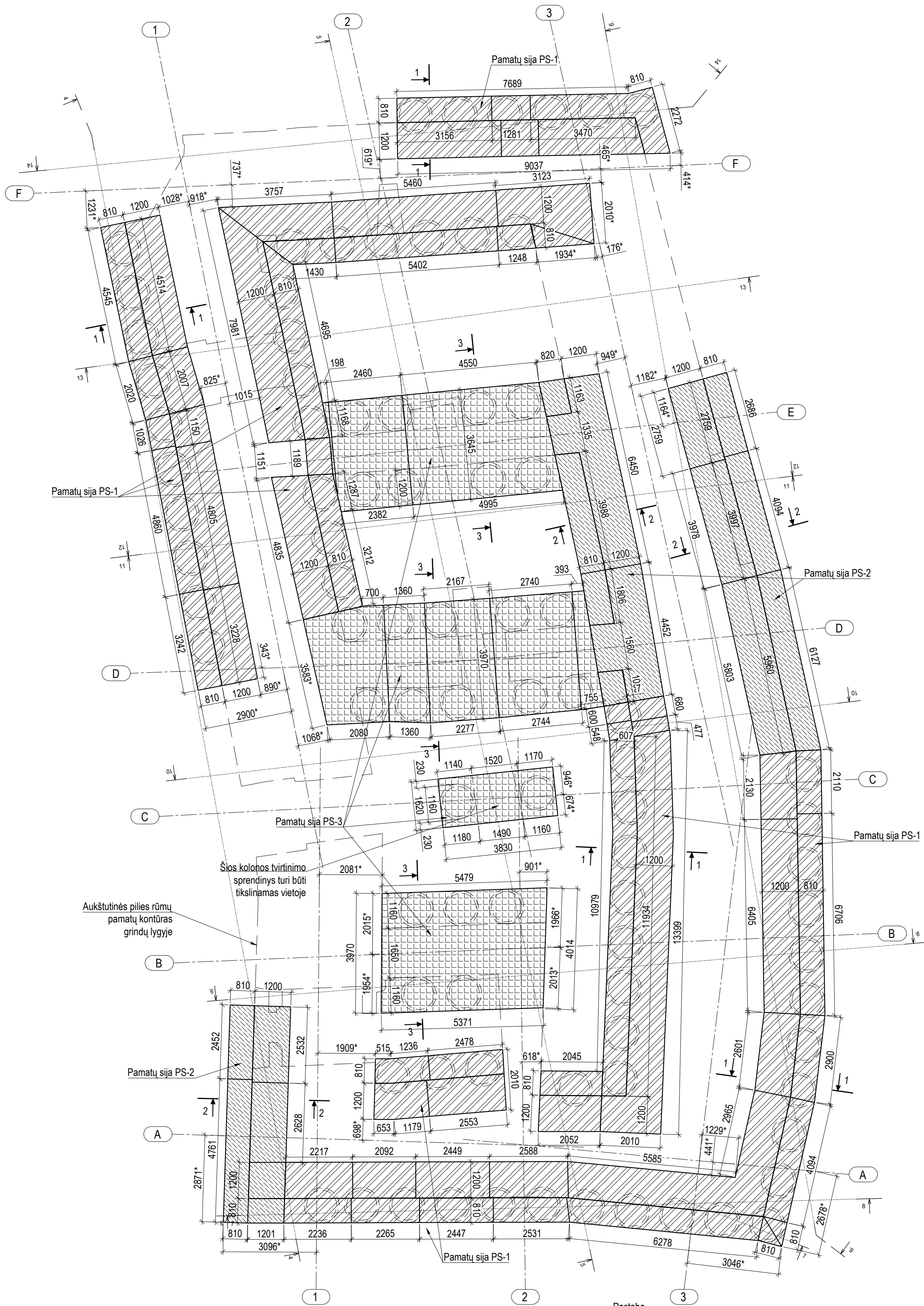
- Pastabos:
- Projektuojamų konstrukcijų altitudes ir matmenis būtina tikslinti vietoje, pagal esamų pamatų (atsikalus pamatus) altitudes ir matmenis;
 - Gelžbetoniniai šulinio žiedai Ø1000 mm (vidinis skersmuo), sienelės storis 80-90 mm;
 - Pamatų stiprinimo sprendinys gali būti parenkamas/koreguojamas vietoje, įvertinus esamą situaciją (atsikalus pamatą). Sprendinių keitimai turi būti derinami su projektuotoju;
 - Polių ilgis kintamas ir turi būti tikslinamas vietoje, atsižvelgiant į iškasamą gruntą. Atsižvelgiant į polių vietą, jie turi būti įgilinami į 31 (smėlingas mažo plastiškumo molis moreninis, rudas, masyvio tekstūros, su žvirgždų ir gargždų) arba 41 (mažai molingas - duktingas smėlis, smulkus, šviesiai rudas, slipnai drėgnas) numeriais pažymėtą gruntą. Poliai įgilinami ne mažiau kaip 0,4 m į tinkamą gruntą.
 - Geologinius pjūvius 4-4, 6-6, 9-9, 10-10, 12-12, 14-14 žiūrėti HT-2019-92-1.1-1.2-TvDP-SK-B.02..07 brėžiniuose
 - Pagal poreikį, turi būti numatomas rūmų pamato požeminės dalies tarp akmenų užpildymas spec. skiediniu, gręžiant injekcines skylės.

- Geologinių pjūvių vietas pagal techninį projektą

- PASTABOS:
1. VISI MATMENYS DUOTI MILIMETRAIS;
 2. NAUDOJAMA S500 KLASĖS ARMATŪRA;
 3. STATINIŲ IŠDĖSTYMĄ ŽIŪRETI SKLYPO PLANO DALYJE;
 4. KONSTRUKCIJŲ MATMENYS IR IŠDĖSTYMAS TIKSLINAMI VIETOJE (DARBŲ METU);
 5. ĮRENGIANT BETONO KONSTRUKCIJAS REKOMENDUOJAME UŽDENGTI IŠPILTĄ BETONO SLUOKSNĮ PLĖVELE, TAIP APSAUGANT BETONĄ NUO PERNELYG GREITO DŽIUVIMO;
 6. BETONO SUSITRAUKIMO DEFORMACIJOMS SUMAŽINTI TURI BŪTI NAUDOJAMOS SPECIALIOS POLIPROPILENO FIBROS SUMAŽINANČIOS BETONO TRŪKIMO GALIMYBĘ PIRMINĖJE STINGIMO STADIJOJE;
 7. ĮRENGTOS KONSTRUKCIJOS TURI BŪTI UŽPILAMOS DRENUOJANČIU GRUNTU;
 8. PAMATŲ STIPRINIMO SPRENDINIAI TURI BŪTI TIKSLINAMI DARBŲ METU;
 9. KARTU SU ŠIA PROJEKTO DALIMI TURI BŪTI ŽIŪRIMOS IR KITOS TVARKYBOS DARBŲ PROJEKTO DALYS;
 10. ŽĖMĖS KASIMO DARBUS VYKDYTI RANKINIŲ BŪDU IR ARCHEOLOGO PRIEŽIŪROJE.

0		2025 03		Statybai	
LAIDA		ĮSLIDIMO DATA		STATUSAS	
KVAL. PATV. DOK. NR.		 Hidroterra		STATINIO PROJEKTO PAVADINIMAS	
		UAB "Architektūra idėjos realizavimas"		Vilniaus piliavietės, vad. Gedimino kalnu, Pilies kalnu, Aukštutinė ir Žemutinė pilių (KVR un. obj. kodas 141) šalių, statinių pagrindų ir inžinerinių tinklų tvarkybos darbų projektas. Arsenalo g. 5, Vilnius	
A430, 0828		PV/Arch.		STATINIO OBJEKTO PAVADINIMAS	
0320, 17330		PDV		1.2 Aukštutinės pilies rūmai	
35291		Inžinierius		DOKUMENTO PAVADINIMAS	
		Sarūnas Kirkus		Aukštutinės pilies rūmų pamatų ir polių planai	
KALBA		STATYTOS		DOKUMENTO ŽYMŲ	
LT		LIETUVOS NACIONALINIS MUZIEJUS Arsenalo g. 1, Vilnius		HT-SR-383(2024)-GK-1-1.2-TvDP-DB-SK-1-B.01	
				LAPAS	
				LAPŲ	
				1	
				1	

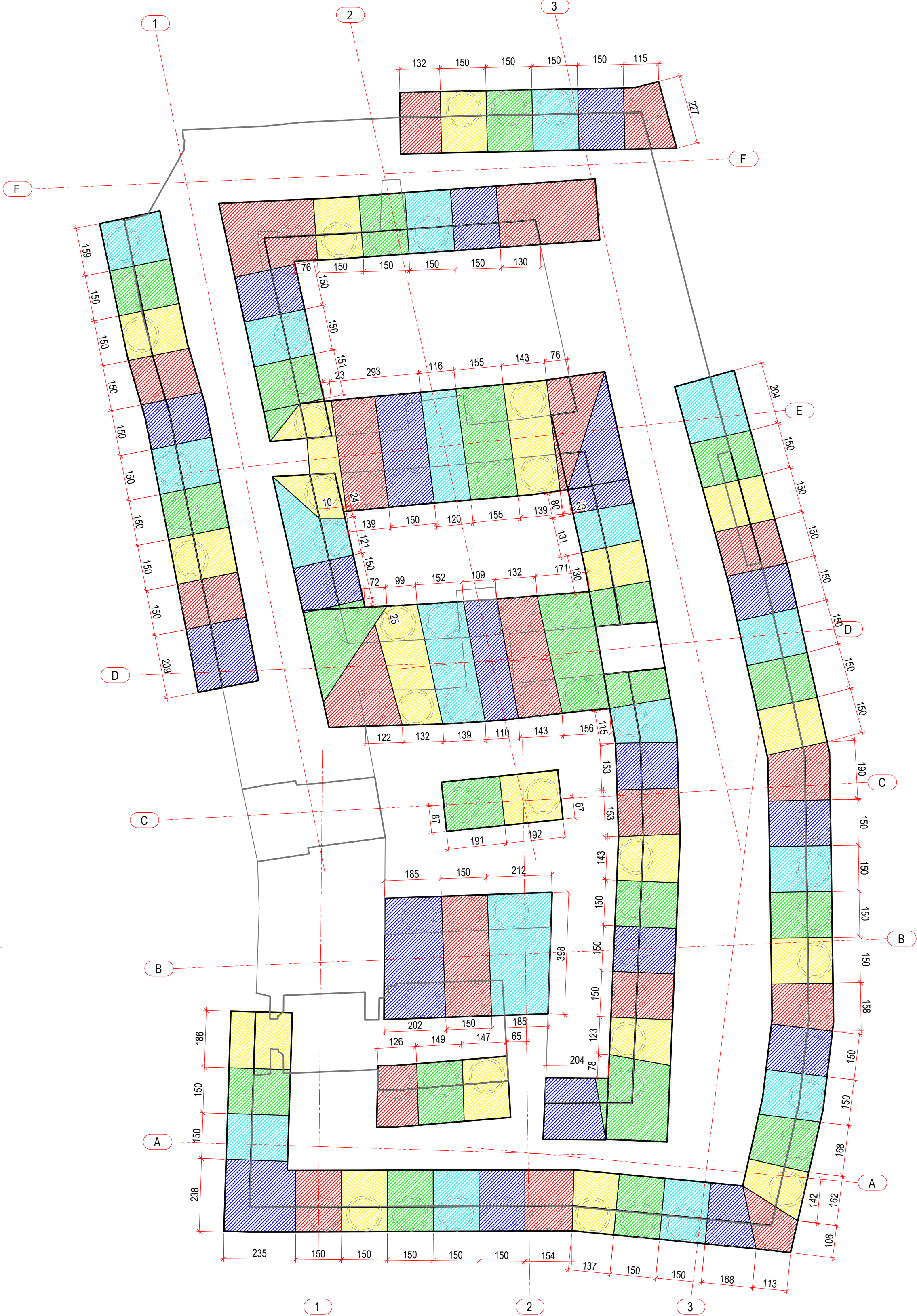
Aukštutinės pilies rūmų pamatų sijų planas
M1:100



Pastaba.
Altitudės ir matmenys būtina tikslinti vietoje, pagal esamų pamatų (atsikaisus pamatus) matmenis ir altitudės altitudes.
Numatomi sijų plociai nurodyti pavidimų plane.

- Pamatų stiprinimas pagal pjūvį 1-1 (pamatų sija PS-1)
- Pamatų stiprinimas pagal pjūvį 2-2 (pamatų sija PS-2)
- Pamatų stiprinimas pagal pjūvį 3-3 (pamatų sija PS-3)

Aukštutinės pilies rūmų pamatų
pavedimų iškasų planas
M 1:100

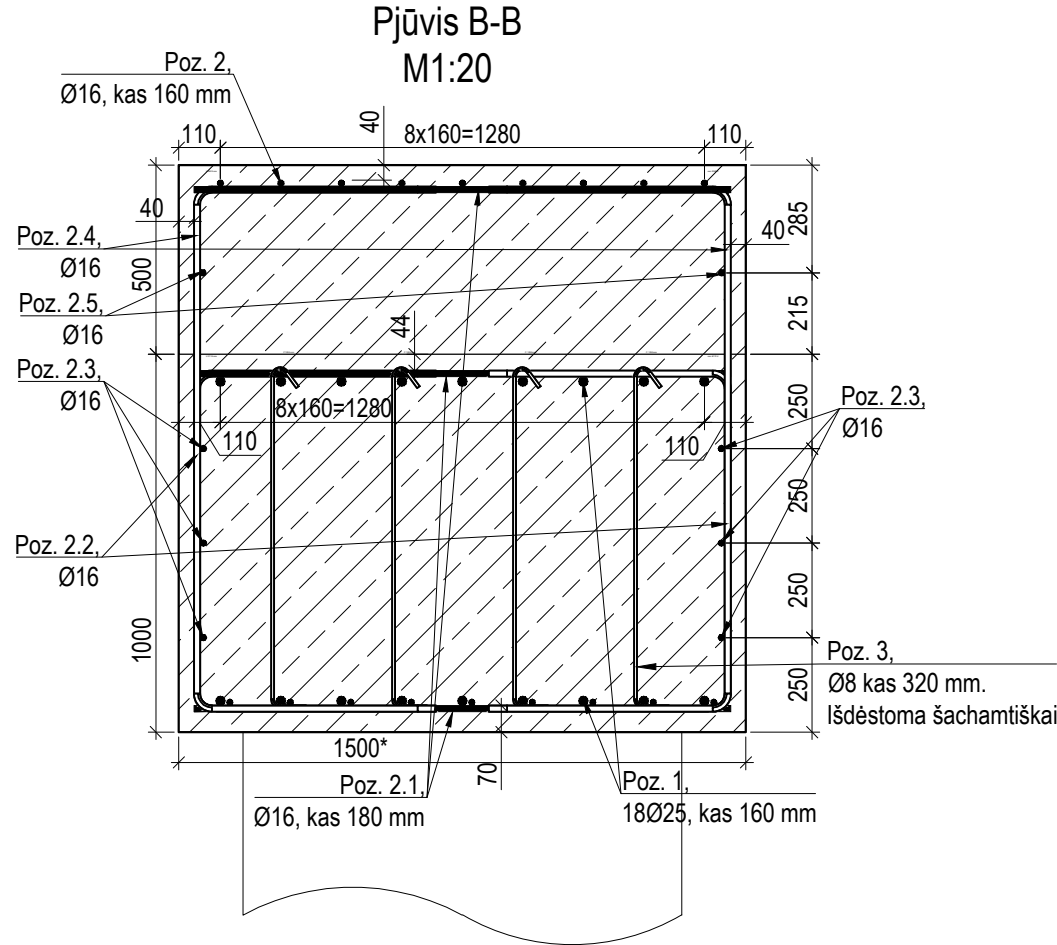
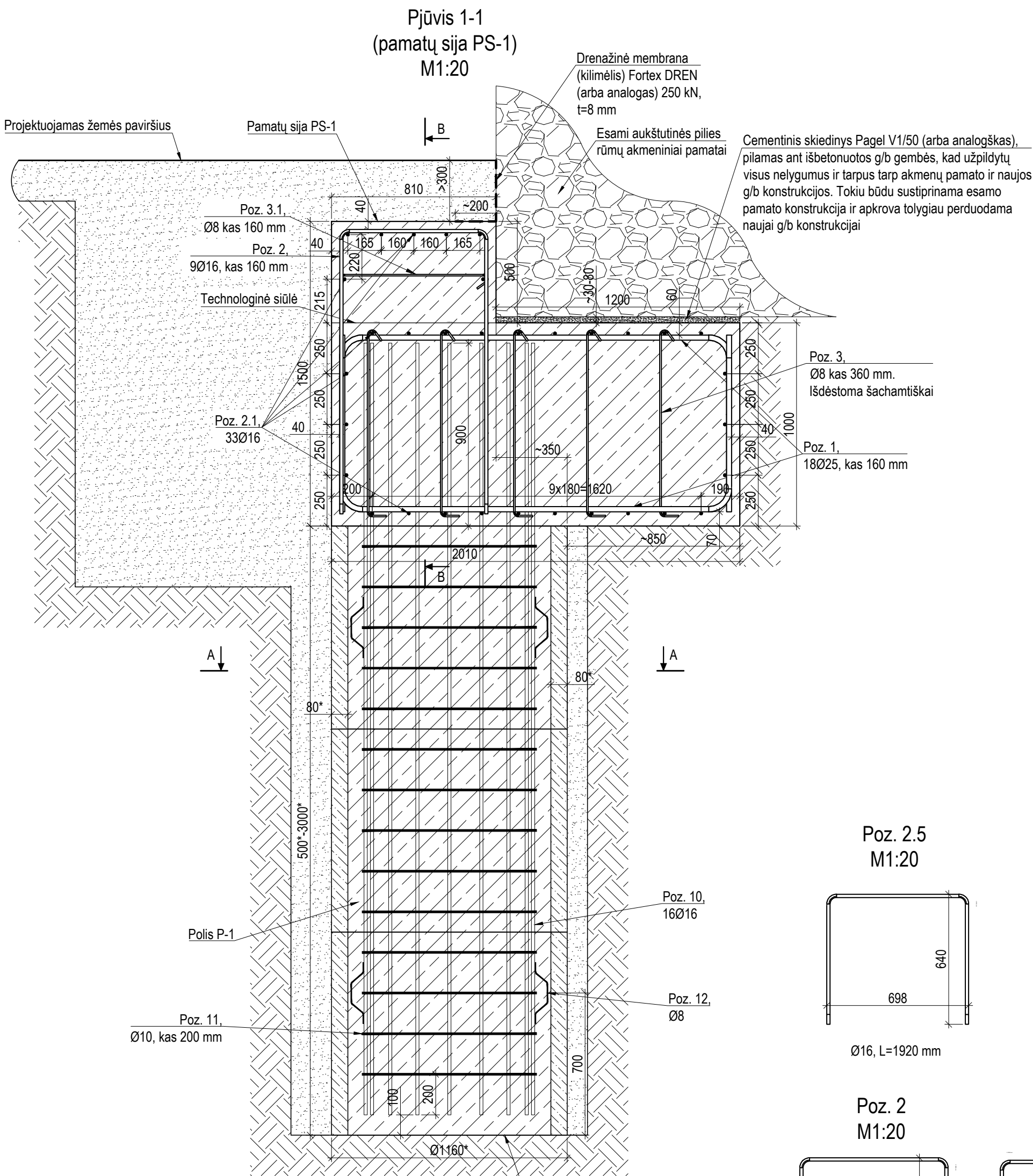


- Spalvomis pažymėti pamatų pavidimai, kurie gali būti atliekami vienu metu.
Šalia naujas pavidimas gali būti daromas ne anksčiau kaip po 20 dienų.
Rekomenduojamas darbų pradžios taškas - nuo pietrytinio rūmų kampo.

Matmenys duoti cm.

- PASTABOS:
1. VISI MATMENYS DUOTI MILIMETRAIS;
 2. NAUDOJAMA S500 KLASĖS ARMATŪRA;
 3. STATINIŲ IŠDĖSTYMĄ ŽIŪRĖTI SKLYPO PLANO DALYJE;
 4. KONSTRUKCIJŲ MATMENYS IR IŠDĖSTYMAS TIKSLINAMI VIETOJE (DARBŲ METU);
 5. ĮRENGIANT BETONO KONSTRUKCIJAS REKOMENDUOJAME UŽDENGTI IŠPILTĄ BETONO SLUOKSNĮ PLĖVELE, TAIP APSAUGANT BETONĄ NUO PERNELYG GREITO DŽIUVIMO;
 6. BETONO SUSITRAUKIMO DEFORMACIJOMS SUMAŽINTI TURI BŪTI NAUDOJAMOS SPECIALIOS POLIPROPILENO FIBROS SUMAŽINANČIOS BETONO TRŪKIMO GALIMYBĘ PIRMINEJE STINGIMO STADIJOJE;
 7. ĮRENGTOS KONSTRUKCIJOS TURI BŪTI UŽPILAMOS DRENUOJANČIU GRUNTU;
 8. PAMATŲ STIPRINIMO SPRENDINIAI TURI BŪTI TIKSLINAMI DARBŲ METU;
 9. KARTU SU ŠIA PROJEKTU DALIMI TURI BŪTI ŽIŪRIMOS IR KITOS TVARKYBOS DARBŲ PROJEKTO DALYS;
 10. IŠBYREJUSIUS IŠ PAMATO AKMENIS ĮTVIRTINTI Į BUVSIAJĄ VIETĄ.

0	2025 03	Statybai
LAIDA	ISLEIDIMO DATA	STATUSAS
KVAL. PATV. DOK. NR.	Hidroterra	
UAB "Architektūra idėjos realizavimas"		STATINIO OBJEKTO PAVADINIMAS
A430, 0828	PV/Arch.	Rimas Grigas
0320, 17330	PDV	Laimontas Jakštas
35291	Inžinierius	Sarūnas Kirkus
STATINIO OBJEKTO PAVADINIMAS		1.2 Aukštutinės pilies rūmai
DOKUMENTO PAVADINIMAS		Aukštutinės pilies rūmų pamatų sijų planas, pavidimų iškasų planas
STATYTOJAS		LIETUVOS NACIONALINIS MUZIEJUS
STATYTOJAS		Arsenalas g. 1, Vilnius
DOKUMENTO ŽYMŲ		HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-B.02
KALBA	STATYTOJAS	LAPAS LAPŲ
LT	LIETUVOS NACIONALINIS MUZIEJUS	1 1



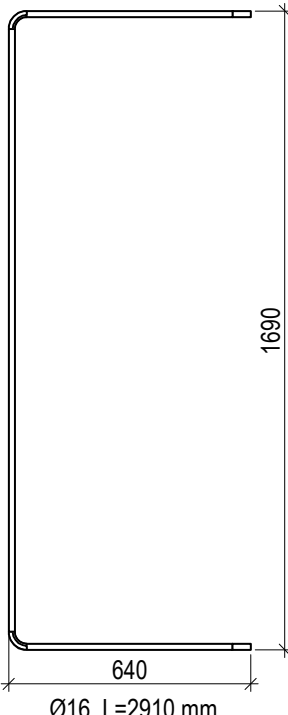
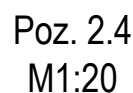
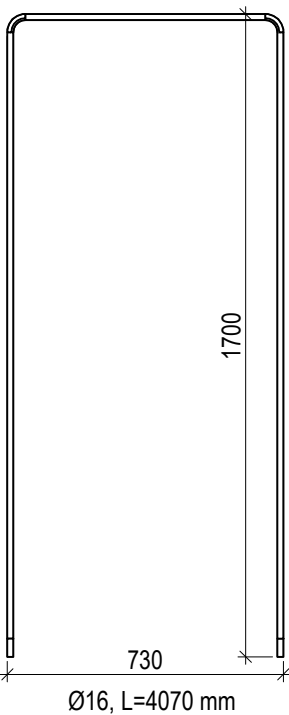
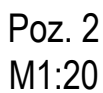
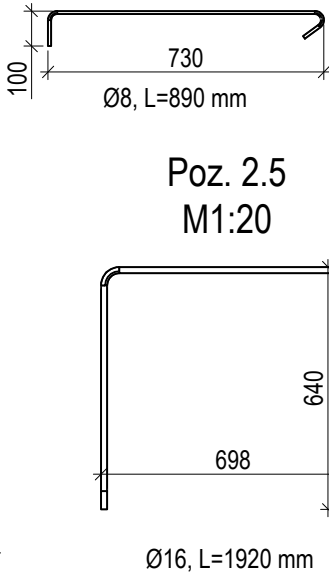
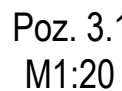
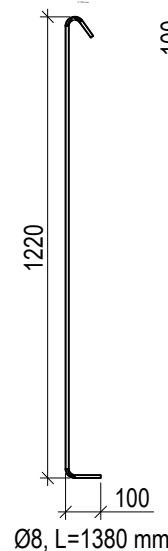
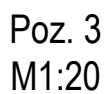
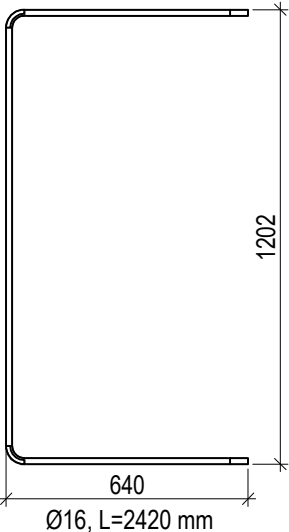
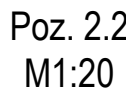
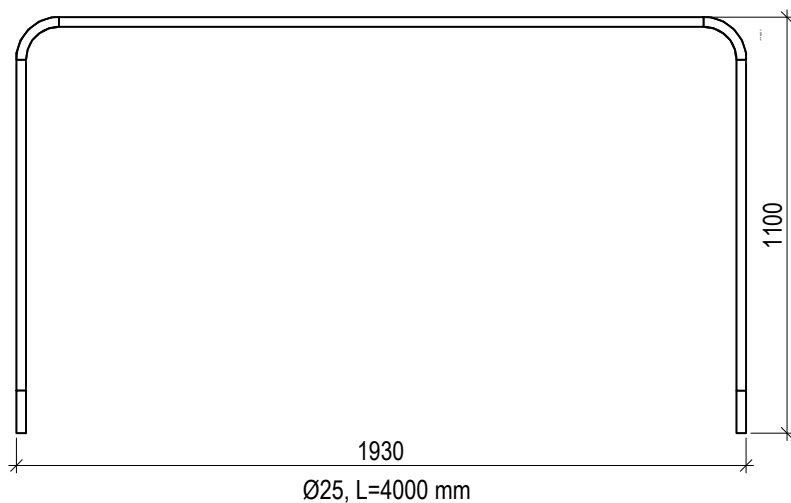
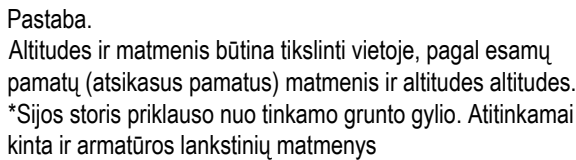
MEDŽIAGŲ ŽINIARAŠTIS

Poz.	Žymuo	Pavadinimas ir techninės charakteristikos	Mato vnt.	Kiekis	Vnt. masė, kg	Bendra masė, kg	Pastabos
Pamatų sija PS-1				67		39259,25	
1	LST EN ISO 15630:2019	Ø 25 S500, L= 3540	kg	18	13,64	245,54	U lankstinys
2	LST EN ISO 15630:2019	Ø 16 S500, L= 3470	kg	9	5,48	49,29	U lankstinys
2.1	LST EN ISO 15630:2019	Ø 16 S500, L= 1420	kg	33	2,24	73,96	Štrypas
2.2	LST EN ISO 15630:2019	Ø 16 S500, L= 2120	kg	20	3,35	66,92	U lankstinys
2.3	LST EN ISO 15630:2019	Ø 16 S500, L= 3100	kg	6	4,89	29,36	U lankstinys
2.4	LST EN ISO 15630:2019	Ø 16 S500, L= 2690	kg	10	4,25	42,46	U lankstinys
2.5	LST EN ISO 15630:2019	Ø 16 S500, L= 1920	kg	2	3,03	6,06	U lankstinys
3	LST EN ISO 15630:2019	Ø 8 S500, L= 1080	kg	20	0,43	8,52	Sankabos
3.1	LST EN ISO 15630:2019	Ø 8 S500, L= 890	kg	9	0,35	3,16	Sankabos
	LST EN ISO 15630:2019	Ø 25 S500, L= 1050	kg	15	4,05	60,69	Siūlė S-1
				Viso:		585,96	
	LST EN 206:2013+A1:2017	Betonas C30/37-XC2-F100-W4	m³		3,63	243,21	
		Polipropileno fibra Crackstop Ultra 0,9 kg/m³	kg		3,267	218,89	

PASTABOS:

- VISI MATMENYS DUOTI MILIMETRAIS;
- NAUDOJAMA S500 KLASĖS ARMATŪRA;
- PRIEŠ UŽSAKANT ARMATŪROS LANKSTINIUS, BŪTINA PASITIKSLINTI MATMENIS VIETOJE, PAGAL ESAMĄ SITUACIJĄ;
- STATINIŲ IŠDĖSTYMĄ ŽIŪRĖTI SKLYPO PLANO DALYJE;
- KONSTRUKCIJŲ MATMENYS IR IŠDĖSTYMAS TIKSLINAMI VIETOJE (DARBŲ METU);
- ĮRENGIANT BETONO KONSTRUKCIJAS REKOMENDUOJAME UŽDENGTI IŠPILTĄ BETONO SLUOKSNĮ PLĖVELE, TAIP APSAUGANT BETONĄ NUO PERNELYG GREITO DŽIUVOIMO;
- BETONO SUSITRAUKIMO DEFORMACIJOMS SUMAŽINTI TURI BŪTI NAUDOJAMOS SPECIALIOS POLIPROPILENO FIBROS SUMAŽINANČIOS BETONO TRŪKIMO GALIMYBĘ PIRMINĖJE STINGIMO STADIJOJE;
- ĮRENGTOS KONSTRUKCIJOS TURI BŪTI UŽPILAMOS DRENUOJANČIU GRUNTU;
- PAMATŲ STIPRINIMO SPRENDINIAI TURI BŪTI TIKSLINAMI DARBŲ METU;
- KARTU SU ŠIA PROJEKTO DALIMI TURI BŪTI ŽIŪRIMOS IR KITOS TVARKYBOS DARBŲ PROJEKTO DALYS;
- IŠBYRĖJUSIUS IŠ PAMATO AKMENIS ĮTVIRTINTI Į BUVUSIĄ VIETĄ.

0	2025 03	Statybai	
LAIDA	IŠLEDIMO DATA	STATUSAS	
KVAL. PATV. DOK. NR.			STATINIO PROJEKTO PAVADINIMAS
			Vilniaus piliavietės, vad. Gedimino kalnu, Pilies kalnu, Aukštutinė ir Žemutinė piliimi (KVR un. obj. kodas 141) šaltų, statinių pagrindų ir inžinerinių tinklų tvarkybos darbų projektas. Arsenalo g. 5, Vilnius
	UAB "Architektūra idėjos realizavimas"		STATINIO OBJEKTO PAVADINIMAS
			1.2 Aukštutinės pilies rūmai
A430, 0828	PV/Arch.	Rimas Grigas	DOKUMENTO PAVADINIMAS
0320, 17330	PDV	Laimontas Jakštas	
35291	Inžinierius	Šarūnas Kirkus	
Pamatų sija PS-1, pjūvis 1-1			LAIDA
			0
KALBA	STATYTOJAS	DOKUMENTO ŽYMUO	
LT	LIETUVOS NACIONALINIS MUZIEJUS Arsenalų g. 1, Vilnius	HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-B.03	
			LAPAS LAPŲ
			1 1

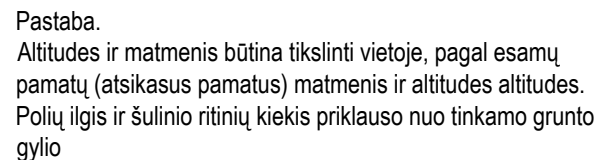


MEDŽIAGŲ ŽINIARAŠTIS							
Poz.	Žymuo	Pavadinimas ir techninės charakteristikos	Mato vnt.	Kiekis	Vnt. masė, kg	Bendra masė, kg	Pastabos
Pamatų sija PS-2				21		13775,28	
1	LST EN ISO 15630:2019	Ø 25 S500, L= 4000	kg	18	15,41	277,44	U lankstinys
2	LST EN ISO 15630:2019	Ø 16 S500, L= 4070	kg	9	6,42	57,81	U lankstinys
2.1	LST EN ISO 15630:2019	Ø 16 S500, L= 1420	kg	35	2,24	78,44	Strypas
2.2	LST EN ISO 15630:2019	Ø 16 S500, L= 2420	kg	20	3,82	76,39	U lankstinys
2.3	LST EN ISO 15630:2019	Ø 16 S500, L= 3100	kg	8	4,89	39,14	U lankstinys
2.4	LST EN ISO 15630:2019	Ø 16 S500, L= 2910	kg	10	4,59	45,93	U lankstinys
2.5	LST EN ISO 15630:2019	Ø 16 S500, L= 1920	kg	2	3,03	6,06	U lankstinys
3	LST EN ISO 15630:2019	Ø 8 S500, L= 1380	kg	20	0,54	10,89	Sankabos
3.1	LST EN ISO 15630:2019	Ø 8 S500, L= 890	kg	9	0,35	3,16	Sankabos
	LST EN ISO 15630:2019	Ø 25 S500, L= 1050	kg	15	4,05	60,69	Siūlė S-1
Viso:						655,97	
	LST EN 206:2013+A1:2017	Betonas C30/37-XC2-F100-W4	m ³		8,2	172,20	
		Polipropileno fibra Crackstop Ultra 0,9 kg/m ³	kg		7,38	154,98	

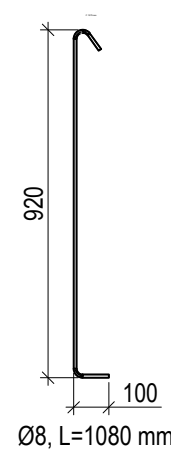
- PASTABOS:**
1. VISI MATMENYS DUOTI MILIMETRAIS;
 2. NAUDOJAMA S500 KLASĖS ARMATŪRA;
 3. PRIEŠ UŽSAKANT ARMATŪROS LANKSTINIUS, BŪTINA PASITIKSLINTI MATMENIS VIETOJE, PAGAL ESAMĄ SITUACIJĄ;
 4. STATINIŲ IŠDĖSTYMA ŽIŪRĖTI SKLYPO PLANO DALYJE;
 5. KONSTRUKCIŲ MATMENYS IR IŠDĖSTYMAS TIKSLINAMI VIETOJE (DARBŲ METU);
 6. ĮRENGIANT BETONO KONSTRUKCIJAS REKOMENDUOJAME UŽDENGTI IŠPILTĄ BETONO SLUOKSNĮ PLĖVELE, TAIP APSAUGANT BETONĄ NUO PERNELYG GREITO DŽIUVIMO;
 7. BETONO SUSITRAUKIMO DEFORMACIJOMS SUMAŽINTI TURI BŪTI NAUDOJAMOS SPECIALIOS POLIPROPILENO FIBROS SUMAŽINANČIOS BETONO TRŪKIMO GALIMYBĘ PIRMINĖJĘ STINGIMO STADIJOJE;
 8. ĮRENGTOS KONSTRUKCIJOS TURI BŪTI UŽPILAMOS DRENUOJANČIU GRUNTU;
 9. PAMATŲ STIPRINIMO SPRENDINIAI TURI BŪTI TIKSLINAMI DARBŲ METU;
 10. KARTU SU ŠIA PROJEKTO DALIMI TURI BŪTI ŽIŪROMOS IR KITOS TVARKYBOS DARBŲ PROJEKTO DALYS;
 11. IŠBYRĖJUSIUS IŠ PAMATO AKMENIS ĮTVIRTINTI Į BUVSIA VIETĄ.

0		2025 03		Statybai	
LAIDA		IŠLEDIMO DATA		STATUSAS	
KVAL. PATV. DOK. NR.		 Hidroterra		STATINIO PROJEKTO PAVADINIMAS	
				Vilniaus pilivietės, vad. Gedimino kalnu, Pilies kalnu, Aukštutinė ir Žemutinė pilimi (KVR un. obj. kodas 141) šlaitų, statinių pagrindų ir inžinerinių tinklų tvarkybos darbų projektas. Arsenalo g. 5, Vilnius	
		STATINIO OBJEKTO PAVADINIMAS			
		1.2 Aukštutinės pilies rūmai			
		A430_0828		PVI/Arch.	Rimas Grigas
0320_17330		PDV	Laimontas Jakštas		
35291		Inžinierius	Šarūnas Kirkus		
KALBA		STATYTOJAS		DOKUMENTO PAVADINIMAS	
LT		LIETUVOS NACIONALINIS MUZIEJUS Arsenalų g. 1, Vilnius		Pamatų sija PS-2, pjūvis 2-2	
				DOKUMENTO ŽYMUO	
				HT-SR-383(2024)-GK-1-1.2-TvDP-DB-SK-1-B.04	
				LAPAS	LAPŲ
				1	1

A vertical line is shown. A horizontal line intersects it. A downward-pointing arrow is labeled 'D'.



Poz. 4
M1:20



PASTABOS:

1. VISI MATMENYS DUOTI MILIMETRAIS;
2. NAUDOJAMA S500 KLASĖS ARMATŪRA;
3. PRIEŠ UŽSAKANT ARMATŪROS LANKSTINIUS, BŪTINA PASITIKSLINTI MATMENIS VIETOJE, PAGAL ESAMĄ SITUACIJĄ;
4. STATINIŲ IŠDĖSTYMĄ ŽIŪRĖTI SKLYPO PLANO DALYJE;
5. KONSTRUKCIJŲ MATMENYS IR IŠDĖSTYMAS TIKSLINAMI VIETOJE (DARBŲ METU);
6. ĮRENGIANT BETONO KONSTRUKCIJAS REKOMENDUOJAME UŽDENGTI ĮŠPILTA BETONO SLUOKSNĮ PLĖVELE, TAIP APSAUGANT BETONĄ NUO PERNELYG GREITO DŽIUVIMO;
7. BETONO SUSITRAUKIMO DEFORMACIJOMS SUMAŽINTI TURI BŪTI NAUDOJAMOS SPECIALIOS POLIPROPILENO FIBROS SUMAŽINANČIOS BETONO TRŪKIMO GALIMYBĘ PIRMINĖJE STINGIMO STADIJOJE;
8. ĮRENGTOS KONSTRUKCIJOS TURI BŪTI UŽPILAMOS DRENUOJANČIU GRUNTU;
9. PAMATŲ STIPRINIMO SPRENDINIAI TURI BŪTI TIKSLINAMI DARBŲ METU;
10. KARTU SU ŠIA PROJEKTO DALIMI TURI BŪTI ŽIŪRIMOS IR KITOS TVARKYBOS DARBŲ PROJEKTO DALYS;
11. IŠBYRĖJUSIUS IŠ PAMATO AKMENIS ĮTVIRTINTI Į BUVSIAJĄ VIETĄ.

0	2025-03	Statybai			
LAI DA	IŠLEDIMO DATA	STATUSAS			
KVAL. PATV. DOK. NR.	Hidroterra			STATINIO PROJEKTO PAVADINIMAS Vilniaus pilivatėvis, vad. Gedimino kalnu, Pilies kalnu, Aukštutinė ir Žemutinė piliimi (KVR un. obj. kodas 141) šlaitų, statinių pagrindų ir inžinerinių tinklų tvarkymo darbų projektas. Arsenalo g. 5, Vilnius	
A430_0828	PVI/Arch.	Rimas Grigas			
0320_17330	PDV	Laimontas Jakštas	STATINIO OBJEKTO PAVADINIMAS 1.2 Aukštutinės pilies rūmai		
35291	Inžinierius	Sarūnas Kirkus	DOKUMENTO PAVADINIMAS	LAI DA	
			Pamatų sija PS-3, pjūvis 3-3	0	
KALBA	STATYTUJOS		DOKUMENTO ŽYMUO	LAPAS	LAPIŲ
LT	LIETUVOS NACIONALINIS MUZIEJUS Arsenalio g. 1, Vilnius		HT-SR-383(2024)-GK-I-1.2-TvDP-DB-SK-1-B.05	1	1

