

Danutė Sližytė
Jurgis Medzvieckas
Rimantas Mackevičius



PAMATAI IR PAGRINDAI

VADOVĖLIS



Danutė Sližytė
Jurgis Medzvieckas
Rimantas Mackevičius

PAMATAI IR PAGRINDAI

VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

Danutė Sližytė
Jurgis Medzvieckas
Rimantas Mackevičius

PAMATAI IR PAGRINDAI

V A D O V Ė L I S

Vilnius „Technika“ 2012

UDK 624.15(075.8)
SI-32

D. Sližytė, J. Medzvieckas, R. Mackevičius. Pamatai ir pagrindai: vadovėlis.
Vilnius: Technika, 2012. 240 p.

Knygoje pateikiama pagrindo vertinimas: gruntų fizinių ir mechaninių savybių nustatymas, gruntų klasifikavimas, pamatų ir pagrindų projektavimas – sekliųjų, polinių ir giliųjų pamatų projektavimas bei įrengimo technologijos, atraminių sienų projektavimo principai, dirbtinių pagrindų įrengimas ir pamatų stiprinimo metodai.

Vadovėlis skiriamas studentams, studijuojantiems statybos inžinerijos programą. Knyga bus naudinga antrosios pakopos studijoms, o pateikti pamatų skaičiavimo metodai – konstruktoriams, projektuojantiems pamatus.

Pratarmę, 1–8 ir 10 skyrius parašė J. Medzvieckas ir D. Sližytė, 9 skyrių – R. Mackevičius.

Recenzavo: prof. dr. Juozas Valivonis, VGTU Gelžbetoninių ir mūrinių konstrukcijų katedra
prof. dr. Kastytis Dundulis, Vilniaus universitetas

Leidinys parengtas ir išleistas už Europos socialinio fondo lėšas vykdant projektą „Transporto ir civilinės inžinerijos sektorių mokslo, verslo ir studijų integralumo didinimas (TRANCIV)“, VP1-2.2-ŠMM-09-V-01-008

Leidinį rekomendavo VGTU Statybos fakulteto studijų komitetas

VGTU leidyklos TECHNIKA 1355-S
mokomosios metodinės literatūros knyga
<http://leidykla.vgtu.lt>

ISBN 978-609-457-176-3
doi:10.3846/1355-S

© Danutė Sližytė, 2012
© Jurgis Medzvieckas, 2012
© Rimantas Mackevičius, 2012
© Vilniaus Gedimino technikos universitetas, 2012

TURINYS

Pratarmė.....	7
1. Pagrindo vertinimas.....	9
1.1. Gruntų fizinės savybės bei klasifikacija pagal sudėtį ir būvį	9
1.2. Mechaninės gruntų savybės.....	18
1.3. Lietuvos gruntų orientacinės mechaninių savybių rodiklių reikšmės.....	31
1.4. Inžinerinis pagrindo vertinimas	33
1.5. Rekomenduojamos tyrinėjimų apimtys	34
2. Pamatų ir pagrindų projektavimo duomenys.....	38
2.1. Pagrindų ir pamatų tipai.....	38
2.2. Apkrovos ir jų deriniai	40
2.3. Ribiniai saugos būviai	41
2.4. Tinkamumo ribinis būvis	42
2.5. Projektavimo atvejai	43
3. Pamatų nuosėdžiai	46
3.1. Sudedamosios pamatų nuosėdžių dalys.....	46
3.2. Nuosėdžių skaičiavimo metodai	47
3.3. Nuosėdžiai dėl konsolidacijos	58
3.4. Pagrindo ir pastato bendros deformacijos.....	65
4. Seklieji pamatai	69
4.1. Sekliųjų pamatų klasifikacija	69
4.2. Sekliojo pamato gylio parinkimas.....	75
4.3. Pamato konstravimas	76
4.4. Pamatų gylio parinkimas pagal įšalo gylį	77
4.5. Sekliojo pamato pagrindo irimo ypatumai	82
4.6. Sekliojo pamato pagrindo laikomosios galios skaičiavimas	83
4.7. Įtempių pasiskirstymas po pamato padu	89
4.8. Pasipriešinimas slysmui	93
4.9. Įtempių silpno grunto sluoksnyje tikrinimas.....	95
4.10. Inkarinių pamatų projektavimo ypatumai	96
5. Poliniai pamatai	98
5.1. Polių klasifikavimas ir įrengimo technologijos.....	99
5.2. Polinių pamatų konstrukcijos	107
5.3. Polio gylio parinkimas	111
5.4. Polio laikomosios galios skaičiavimas	111
5.5. Neigiama trintis	122
5.6. Raunamas polis	123
5.7. Horizontaliąją jėgą ir lenkimo momentu apkrauto polio ir jo pagrindo skaičiavimas	125
5.8. Apkrova poliui	136

5.9. Polio deformacijos nuo vertikalios jėgos poveikio	137
5.10. Polinio pamato nusėdimo skaičiavimas	142
6. Gilieji pamatai	144
6.1. Giliųjų pamatų tipai	144
6.2. Giliųjų pamatų statybos būdai ir konstrukcijos	145
6.3. Giliųjų pamatų irimo ypatumai	150
6.4. Ribinis giliųjų pamatų pagrindo stiprumas	151
6.4. Pamato laikomosios galios skaičiavimas analitiniu metodu	152
6.5. Giliųjų pamatų skaičiavimas veikiant skersinei jėgai bei momentui	155
6.6. Gręžtinių pamatų projektavimas pagal kūgio penetracinio bandymo duomenis	159
7. Pagrindiniai principai projektuojant liaunuosius pamatus	167
7.1. Liaunųjų pamatų apibūdinimas	167
7.2. Vietinių tampriųjų deformacijų teorija	169
7.3. Tampriojo puserdvio teorija	172
8. Atraminiai statiniai	173
8.1. Atraminių statinių klasifikacija	173
8.2. Pagrindiniai atraminių statinių projektavimo principai	174
8.3. Grunto slėgis į atraminius paviršius	179
8.4. Vandens slėgis	186
8.5. Gravitacinių atraminių sienučių projektavimas	188
8.6. Liaunų atraminių sienučių projektavimo principai	190
9. Dirbtiniai pagrindai	193
9.1. Dirbtinių pagrindų įrengimo būdai	193
9.2. Dirbtinio pagrindo įrengimas tankinant gruntus	193
9.3. Cheminis pagrindo stiprinimas	211
9.4. Konstrukciniai metodai pagrindui gerinti	217
10. Pastatų pamatų pagrindo sustiprinimas	221
10.1. Stiprinimo sąlygos	221
10.2. Pastatų pamatų pagrindo sustiprinimas	222
10.3. Pastatų pamatų stiprinimas keičiant konstrukciją	225
10.4. Pamatų stiprinimas poliais	228
Literatūra	235

PRATARMĖ

Geologai teigia, kad Lietuvos žemės gelmių pažinimas prasidėjo 1780 m. nedidele Ž. E. Žilibero žinute apie jo rastus kvarco „suakmenėjimus“. Tačiau XX a. pradžioje, nepaisant jau gana ilgo istorijos tarpsnio, mokslo žinios apie mūsų krašto geologiją dar tebuvo labai menkos (Paškevičius, Grigelis 1988). Lietuviai mokslininkai, kurie savo veikla turėjo sąsają su pamatais, buvo tiltų statytojai Stanislovas Kerbedis, Petras Vileišis, statybos inžinierius Platonas Jankauskas. Pastarasis 1888 m. už sukurta smėlinių pagrindų eksperimentinio tyrimo metodą apdovanotas Prancūzų akademijos aukso medaliu.

Isteigus Kauno universiteto Technikos fakultetą, pradėtas Lietuvos žemės gelmių ir paviršiaus gruntų statybinių savybių tyrimas. Jame pradėjo dirbti ir pirmieji geologai P. Jodelė, M. Tomašauskas, M. Kaveckis, J. Dalinkevičius bei konstruktoriai, kurie tyrinėjo ir statinio atrėmimo sąlygas: P. Jankauskas, J. Šimoliūnas, K. Vasiliauskas. Tačiau publikacijų lietuvių kalba, kuriose pateikiami pagrindų ir pamatų skaičiavimo metodai, išspausdinta nedaug.

Daugiau metodinės medžiagos studentams ir projektuotojams lietuvių kalba pasirodė praėjusio šimtmečio pabaigoje: 1973 m. J. Šimkaus, A. Alikonio, B. Sidaugos „Lietuvos TSR gruntų statybinės savybės“, 1978 m. J. Šimkaus paskaitų konspektas „Gruntų mechanika pagrindai ir pamatai. Poliniai pamatai“, 1984 m. J. Šimkaus vadovėlis „Gruntų mechanika, pagrindai ir pamatai“, 1985 m. J. Šimkaus, L. Furmonavičiaus, J. Zykaus, V. Zakarevičiaus, J. Vaičičio, A. Alikonio „Monolitiniai grunte betonuojami pamatai“, 1987 m. J. Šimkaus „Gręžtinių pamatų projektavimas ir statyba. Gruntų tyrimas statiniu zondavimu“, 1985 m. respublikinės statybos normos RSN91-85, 1986 m. respublikinės statybos normos RSN93-85, 1989 m. J. Šimkaus, L. Furmonavičiaus „Nauji efektyvūs pamatai“, 1998 m. A. Alikonio, L. Furmonavičiaus, J. Amšiejaus „Plūktinių pamatų projektavimo smėliniuose gruntuose rekomendacijos“.

Lietuvoje nuo 2005 m. pradėjo galioti pamatų skaičiavimo ir projektavimo standartas paremtos Europos normų LST EN 1997-1 rekomendacijomis. Pagal šiuo metu galiojančius normatyvinius dokumentus, skirtus pamatams projektuoti, konstruktoriui palikta laisvė pasirinkti skaičiavimo metodą. Normatyviniuose pamatų projektavimo standartuose LST EN 1997-1 ir LST EN 1997-2 pateiktos tik pagrindinės taisyklės, kurių būtina laikytis. Ankščiau pateiktoje literatūroje pateikti pamatų skaičiavimo metodai paremti jau nebegaliojančiomis SNiT nuostatomis (Statybinės normos ir taisyklėmis, galiojusios TSRS). Pamatų skaičiavimo metodai rekomenduojami Europos normose dažnai skiriasi nuo SNiT, kitokie ir patikimumo koeficientų taikymo principai. Todėl jeigu pastato konstrukcijos projektuojamos pagal Europos normas, tai ir pamatus būtina projektuoti laikantis Europos normų rekomendacijų. Pradėjus projektuoti pagal EN, radosi ir tam skirtos literatūros: Benjaminas Čer-

nius (Černius 2008) paruošė Pamatų projektavimo pagal 7 Eurokodą vadovą. Jurgis Medzvieckas ir Danutė Sližytė (Medzvieckas, Sližytė 2010) parengė pamatų skaičiavimo metodikos nurodymus. B. Černius išleido mokomąją knygą „Seklieji pamatai“ (2010). Reikėtų pažymėti, kad ne visi anksčiau taikyti skaičiavimo metodai netinkami. Klasikiniai laiko patikrinti skaičiavimo metodai ir dabar taikomi tiek Lietuvoje, tiek Europoje, tiek kitose šalyse. Tobulinant tyrinėjimo ir konstrukcijų skaičiavimo metodams, atsirado ir naujų pamatų skaičiavimo metodų, kurie pateikiami vadovėlyje. Vadovėlyje pateikti pamatų ir požeminių konstrukcijų skaičiavimų metodai nėra vieninteliai, galima rinktis ir kitus skaičiavimo metodus. Tačiau skaičiuojant ir projektuojant turi būti užtikrinta, kad pamatas ar požeminė konstrukcija tenkintų saugos ir tinkamumo ribinius būvius.

Autoriai dėkoja recenzentams prof. J. Valivoniui ir prof. K. Dunduliui ir kolegoms, atidžiai perskaičiusiems rankraštį ir pateikusiems vertingų pastabų.

1. PAGRINDO VERTINIMAS

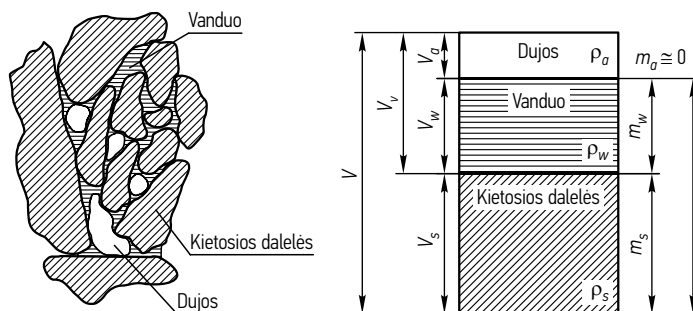
1.1. Gruntų fizinės savybės bei klasifikacija pagal sudėtį ir būvį

Pastatų ir statinių pagrindas gali būti uolinis ir neuolinis. Neuolinis pagrindas susiformavo dėl mechaninio ir cheminio uolienų dūlėjimo. Dėl dūlėjimo susidariusias smulkias daleles vanduo, vėjas ar kiti poveikiai suklostė į įvairius darinius. Viršutinėje žemės plutos dalyje iš diskretiškų dalelių natūraliai arba dėl žmogaus veiklos susidaro nuogulos, sudarančios daugiakomponentę sistemą iš kietųjų dalelių, vandens ir oro, vadinamos gruntu. Gruntas yra pagrindas, kuriame įrengiami statinių ir pastatų pamatai arba kaip statybinė medžiaga įvairiems inžineriniams statiniams (pvz., įvairios paskirties pylimams, užtvankoms).

Gruntai gali būti skirstomi pagal jų kilmę, savybes ir kitus kriterijus (sudėtį, būvį ir kt.).

Pagal kilmę gruntai skirstomi į natūraliuosius ir dirbtinius. Natūralieji gruntai (nuotrupinės nuosėdinės uolienos) susidarė vykstant gamtiniams procesams. Dirbtiniais (technogeniniais) vadinami gruntai, susidarę dėl žmogaus veiklos (gamybinės, kasybinės, statybinės arba ūkinės). Jiems priklauso suardytos struktūros gamtinės kilmės (perkasti, supilti, suplauti) gruntai, kietosios buitinės ir pramoninės atliekos. Dirbtiniai gruntai gali būti sudaryti iš natūralių arba dirbtinių medžiagų, arba jų mišinio.

Nustatant fizines ir mechanines gruntų savybes, juos tikslingiausia nagrinėti kaip tam tikro tūrio V ir masės m daugiakomponentę dispersinę sistemą, sudarytą iš kietosios, skystosios ir dujinės komponentių (1.1 pav.). Kietąją komponentę sudaro m_s masės ir V_s tūrio mineralinės dalelės, skystąją – vanduo, kurio masė m_w , tūris V_w .



1.1 pav. Gruntų komponentių schema

Grunto poros, kurių tūris V_p , gali būti užpildytos vandeniu ir dujomis. Dažniausiai dujinę komponentę sudaro oras ir vandens garai, užimantys tūrį V_a ir turintis masę m_a . Priimta, kad dujų masė lygi 0. Nuo kietosios, skystosios ir dujinės komponentių tarpusavio santykio priklauso grunto savybės.

Gruntų savybės skirstomos į fizikines ir mechanines. Jos išreiškiamos rodikliais, o žymimos lotyniška arba graikiška raide. Gruntų savybių rodikliai nustatomi atliekant tam tikrus bandymus (laboratorijoje arba lauko sąlygomis) arba apskaičiuojami pagal koreliacines priklausomybes.

Gruntų sudėtį apibūdina granulimetrinė gruntų sudėtis ir organinės medžiagos kiekis grunte. Fizinę gruntų būklę daugiausia nusako tankumas, plastiškumas ir konsistencija, kurie priklauso nuo drėgnio, tankio. Šios pagrindinės gruntų savybės nustatomos laboratoriniais bandymais. Pagal nustatytus rodiklius galima apskaičiuoti kitas gruntų charakteristikas: poringumą, poringumo koeficientą, soties laipsnį, tankumo laipsnį, takumo rodiklį ir kt.

Gruntų granulimetrinė sudėtis. Gruntų granulimetrinė sudėtis – gruntų dalelių dydžio ir jų kiekio nustatymas, išreiškiamas procentais nuo bendros visų frakcijų masės. Pagal granulimetrinę sudėtį nustatomas grunto pavadinimas. Kai kietosios dalelės didesnės nei $63\ \mu\text{m}$, granulimetrinė sudėtis nustatoma sijojant per sietus, kai dalelės mažesnės už $63\ \mu\text{m}$ – sedimentacijos tyrimu. Bandymų metu dalelės pagal jų dydį suskirstomos į frakcijas (vienodo dalelių dydžio grupes). Frakcijų pavadinimai, atsižvelgiant į dalelių dydį d (mm) pagal LST EN ISO 14688-1:2007 lt, pateikti 1.1 lentelėje.

Pagal frakcijų dydį ir jų kiekį gruntai skiriami į keletą grupių: labai rupius (rieduliai), rupiuosius (žvyras smėlis), smulkiuosius (dulkis, molis) ir mišrius. Rupiųjų ir smulkiųjų gruntų (išskyrus molį) frakcijos papildomai skirstomos į rupias, vidutinio rupumo ir smulkias. Mišrieji gruntai būna sudaryti iš pagrindinių ir antrinių frakcijų. Jie apibrėžiami žodžiu (pagrindinis pavadinimas užrašomas didžiosiomis raidėmis), kuriuo aprašoma pagrindinė frakcija, ir vienu ar daugiau žodžių (kokybiniai pavadinimai užrašomi mažosiomis raidėmis), kuriais aprašoma antrinė frakcija (pvz., smėlingasis žvyras saGr, žvyringasis molis grCl). Sluoksniuoti gruntai gali būti rašomi po pagrindinės grunto frakcijos mažosiomis raidėmis (pvz., žvyringasis molis su smėlio sluoksniais grCIsa) (EN ISO 14688-1:2002; 4.3).

Smulkieji ir kai kurie mišrieji (sudaryti iš pagrindinės smulkios frakcijos su rupesne medžiaga ir turintys plastiškų savybių) gruntai dar vadinami rišliaisiais (sankabiais). Vyraujanti pagrindinė frakcija lemia inžineriniais grunto savybes.

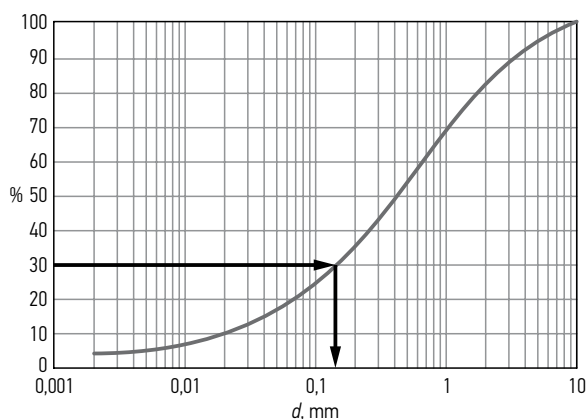
Granulimetrinės sudėties tyrimų rezultatai vaizduojami grafiškai – sudarant granulimetrinės sudėties kreives (1.2 pav.).

Pagal granulimetrinę kreivę galima apskaičiuoti grunto vienodumo (rūšiuotumo) koeficientą C_u :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (1.1)$$

1.1 lentelė. Gruntų skirstymas į frakcijas

Grunto frakcija	Dalinė frakcija	Simboliai	Dalelių dydis, mm
Labai rupus gruntas	Didieji rieduliai	LBo	>630
	Rieduliai	Bo	Nuo >200 iki 630
	Smulkieji rieduliai	Co	Nuo >63 iki 200
Rupus gruntas	Žvyras	Gr	Nuo >2,0 iki 63
	Rupusis žvyras	CGr	Nuo >20 iki 63
	Vidutinio rupumo žvyras	MGr	Nuo >6,3 iki 20
	Smulkusis žvyras	FGr	Nuo >2,0 iki 6,3
	Smėlis	Sa	Nuo >0,063 iki 2,0
	Rupusis smėlis	CSa	Nuo >0,63 iki 2,0
	Vidutinio rupumo smėlis	MSa	Nuo >0,2 iki 0,63
	Smulkusis smėlis	FSa	Nuo >0,063 iki 0,2
Smulkus gruntas	Dulkis	Si	Nuo >0,002 iki 0,063
	Rupusis dulkis	CSi	Nuo >0,02 iki 0,063
	Vidutinio rupumo dulkis	MSi	Nuo >0,0063 iki 0,02
	Smulkusis dulkis	FSi	Nuo >0,002 iki 0,0063
	Molis	Cl	≤0,002

1.2 pav. Granulimetrinės sudėties kreivė

ir grunto granulimetrinės sudėties kreivės (sanklodos) koeficientą C_c :

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \times d_{60}}, \quad (1.2)$$

čia d_{10} , d_{30} ir d_{60} – dalelių skersmuo, už kurias mažesnių grunte yra atitinkamai 10 %, 30 % ir 60 %.

C_u ir C_c koeficientų dydžius lemia granulimetrinės kreivės forma (jos statusas). Pagal juos nustatoma gruntų sankloda (EN ISO 14688-2:2002; 4.3):

- nuosekli ($C_u > 15$; $1 < C_c < 3$),
- vidutiniškai nuosekli ($6 < C_u < 15$; $C_c < 1$);
- vienoda ($C_u < 6$; $C_c < 1$),
- pakopinė (C_u – paprastai didelis; C_c – bet koks).

Organinė gruntų sudėtis. Organinė medžiaga – medžiaga, sudaryta iš augalijos, gyvūnų organinių liekanų arba jų apykaitos produktų. Skiriami organiniai gruntai (pvz., durpės) ir mineraliniai gruntai, turintys organinių priemaišų. Skirtingas organinės medžiagos kiekis lemia grunto spalvą; ji būna nuo pilkos iki juodos, kartais rudos spalvos. Gruntų, susidedančių iš organinių medžiagų, apibūdinimas LST EN ISO 14688-1:2007 lt; pateikiamas 1.2 lentelėje.

1.2 lentelė. Organinių gruntų atpažintis

Pavadinimas	Aprašymas
Pluoštinės durpės	Pluoštinė struktūra, lengvai pastebima augalų struktūra, pasižymi tam tikru stipriu
Pusiau pluoštinės durpės	Pastebima augalinė struktūra, augalinė medžiaga nestipri
Amorfinės durpės	Nematyti augalinės struktūros, minkšta konsistencija
Gitija	Suirusios augalų ir gyvūnų liekanos, gali būti ir neorganinių sudedamųjų dalių
Humusas	Augalų liekanos, gyvieji organizmai ir jų išskyros kartu su neorganinėmis sudedamosiomis dalimis, sudarančios viršutinį grunto sluoksnį

Organinės medžiagos kiekis grunte nustatomas laboratorijoje kaitinant grunto bandinį 550 °C temperatūroje. Organinės medžiagos kiekį nurodo organinių priemaišų kiekio rodiklis I_{om} – organinių priemaišų masės m_{om} ir visos sauso grunto masės m_d santykis.

$$I_{om} = \left(\frac{m_{om}}{m_d} \right) 100\% . \quad (1.3)$$

Pagal organinės medžiagos kiekio rodiklį I_{om} skiriami (EN ISO 14688-2:2004; 4.5):

- gruntai su mažu organinės medžiagos kiekiu (2–6 %),
- gruntai su vidutiniu organinės medžiagos kiekiu (6–20 %),
- gruntai su dideliu organinės medžiagos kiekiu (>20 %).

Grunto gamtinis drėgnis. Grunto drėgniu w vadinamas grunto poras užpildančio laisvojo vandens masės m_w ir sauso grunto masės santykis. Laisvojo vandens kiekis nustatomas džiovinant 105 °C temperatūroje. Grunto drėgnis lygus:

$$w = \left(\frac{m_w}{m_s} \right) 100\%, \quad (1.4)$$

čia m_w – vandens masė; m_s – sauso grunto masė.

Organiniai gruntai (durpės, dumblas, sapropelis) paprastai gali absorbuoti didelį vandens kiekį, todėl jų drėgnis gali sudaryti $>100\%$.

Soties laipsnis. Gruntų prisotinimo vandeniu laipsnis S_r parodo, kokia grunto porų dalis užpildyta vandeniu:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (1.5)$$

Pagal S_r rodiklio vertes gruntai būna Šimkus (1984):

- mažai drėgni, kai $S_r < 0,5$;
- drėgni, kai S_r priklauso intervalui $0,5-0,8$;
- prisotinti vandeniu, kai $S_r > 0,8$.

Soties laipsnis apskaičiuojamas pagal formulę

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \rho_w} \quad (1.6)$$

arba

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s (100 - n)}{n}. \quad (1.7)$$

Grunto tankis. Grunto tankis ρ atspindi natūralaus drėgnio grunto tūrio vieneto masę. Grunto tankiui didelę įtaką turi grunto drėgnis w ir poringumas n . Grunto tankis apskaičiuojamas kaip grunto masės m santykis su jo tūriu V :

$$\rho = \frac{m}{V}; \quad (1.8)$$

Kietųjų dalelių tankis. Grunto kietųjų dalelių tankis ρ_s yra kietųjų dalelių masės m_s santykis su jų tūriu V_s :

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s}. \quad (1.9)$$

Kietųjų dalelių tankis nustatomas laboratorijoje piknometro metodu ir priklauso nuo mineralų lyginamojo svorio ir kiekio bandinyje. Grunto kietųjų dalelių tankis kinta nedaug. Anot Šimkaus *et al.* (1973), Lietuvos smėlių vidutinė reikšmė $2,65 \text{ g/cm}^3$ (pasklidimo ribos $2,62-2,69$), moreninio molingojo smėlio $2,69-2,70 \text{ g/cm}^3$, moreninio smėlingojo molio $2,71-2,72 \text{ g/cm}^3$, limnoglacialinio molio $2,73 \text{ g/cm}^3$.

Sauso grunto tankis. Sauso grunto tankis ρ_d yra sauso grunto (kietųjų dalelių) vienetinio tūrio masė. Jis labiausiai priklauso nuo poringumo. Sauso grunto tankis ρ_d lygus kietųjų dalelių masės m_s santykiui su viso grunto tūriu V :

$$\rho_d = \frac{m_s}{V}. \quad (1.10)$$

Atsverto grunto tankis. Vandenyje grunto daleles veikia Archimedo jėgos, tankis sumažėja. Atsverto grunto tankis:

$$\rho_d = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e}, \quad (1.11)$$

čia e – poringumo koeficientas; ρ_w – vandens tankis.

Svorio tankis (sunkis). Skaičiuoti dažnai naudojamas svorio tankis γ , jis lygus grunto tankio ρ ir laisvojo kritimo pagreičio g sandaugai:

$$\gamma = \rho \times g. \quad (1.12)$$

Poringumas. Poringumas n rodo grunto porų tūrį jo tūrio vienetė. Jis priklauso nuo gruntą sudarančių dalelių formos, dydžio, vienodumo, cementacijos laipsnio, tankumo ir kt. Nevienalyčiuose gruntuose poringumas yra mažesnis negu vienalyčiuose, nes smulkesnės dalelės užpildo erdvę tarp stambesnių ir sumažina porų tūrį. Poringumas yra lygus grunto porų tūrio V_v ir viso grunto tūrio V santykiui:

$$n = \left(\frac{V_v}{V} \right) 100\%. \quad (1.13)$$

Poringumo koeficientas. Poringumo koeficientas e atspindi grunto porų tūrį kietųjų dalelių tūrio atžvilgiu, todėl nustatomas apskaičiuojant grunto porų tūrio V_v ir kietųjų dalelių tūrio V_s santykį:

$$e = \frac{V_v}{V_s}. \quad (1.14)$$

Poringumo rodikliai n ir e yra tarpusavyje susiję:

$$n = \left(\frac{e}{1 + e} \right) 100\%, \quad (1.15)$$

$$e = \left(\frac{n}{100 - n} \right). \quad (1.16)$$

Gruntų poringumą n ir poringumo koeficientą e galima apskaičiuoti ir pagal nustatytus pagrindinius gruntų rodiklius:

$$n = \left(\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \right) 100\%, \quad (1.17)$$

$$n = \left(1 - \frac{\rho}{\rho_s (1 + 0,01 \cdot w)} \right) 100\%, \quad (1.18)$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (1.19)$$

$$e = \frac{\rho_s (1 + 0,01 \cdot w)}{\rho} - 1. \quad (1.20)$$

Tankumas. Apibūdinti rupių gruntų (smėlių, žvyrų) tankumą randamas tankumo rodiklis I_D . Šis rodiklis rodo rūpijų gruntų sutankėjimo laipsnį.

$$I_D = \left(\frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \right) 100\% \quad (1.21)$$

čia e – natūralaus grunto poringumo koeficientas; $e_{\max}$ ir $e_{\min}$ – ribinės poringumo koeficiento reikšmės, išreiškiančios jo mažiausią ($e_{\max}$) ir didžiausią ($e_{\min}$) tankį. Rupiųjų gruntų skirstymas pagal tankumo rodiklį parodytas 1.3 lentelėje.

1.3 lentelė. Grunto tankumas pagal EN ISO 14688-2:2004; 5.2

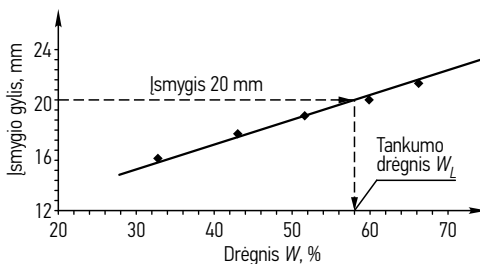
Tankumas	I_D , %
Labai purus	0–15
Purus	15–35
Vidutinio tankumo	35–65
Tankus	65–85
Labai tankus	85–100

Plastiškumas. Plastiškumu vadinama rišliųjų gruntų savybė keisti fizinę būseną (keisti formą esant mechaniniam poveikiui) kintant jų drėgniui. Ši savybė būdinga smulkiesiems ir kai kuriems mišriesiems gruntams. Plastiškumas apibūdinamas nustatant gruntų takumo ribos drėgnį w_L ir plastiškumo ribos drėgnį w_p (Atterbergo ribas). Jie nustatomi laboratoriniais metodais. Takumo ribos drėgnis w_L atitinka drėgnį, kuriam esant rišlusis (sankibus) gruntas pereina iš plastiškos būsenos į taktą. Jis nustatomas takumo ribos bandymu, pagal kūgio įsmigimo gylį (1.3 pav.). Takumo ribos drėgnis nustatomas tik dulkiui ir moliui. Nustatant takumo drėgnį imama tik grunto dalis, kurioje dalelės mažesnės kaip 0,425 mm.

Smulkieji ir mišrieji gruntai klasifikuojami pagal takumo ribos drėgnio w_L vertes. Jie būna mažo plastiškumo ($w_L < 35$), vidutinio plastiškumo ($35 \leq w_L < 50$), didelio plastiškumo ($50 \leq w_L < 70$), labai didelio plastiškumo ($70 \leq w_L \leq 90$), ypač didelio plastiškumo ($w_L > 90$).

Plastiškumo ribos drėgnis w_p atitinka drėgnį, kuriam esant rišlusis gruntas pereina iš plastiškos būsenos į kietąją, ir atvirkščiai, nustatomas plastiškumo ribos bandymu kočiojant (1.4 pav.). Plastiškumui nustatyti turi būti pasiektas toks grunto drėgnis, kai ant lygaus paviršiaus (pvz., stiklo) ritinami voleliai, pasiekę 3 mm skersmenį, pradeda trūkinėti ir plonesni nesikočioja. Volelių drėgnis bus w_p . Apytiksliai galima nustatyti, koks yra grunto plastiškumas netiesiogiai (LST EN ISO 14688-1:2007 lt; 5.8):

- mažas plastiškumas – bandinys sukimba, bet negali būti suritintas į 3 mm skersmens volelius;
- didelis plastiškumas – bandinį galima suritinti į plonus volelius.



1.3 pav. Prietaisas ir braižomas grafikas takumo ribos drėgniui nustatyti



1.4 pav. Bandymas plastiškumo drėgniui nustatyti

Mažas plastiškumas rodo didelį dulquio kiekį, o didelis plastiškumas – didelį molio kiekį.

Plastiškumo rodiklis I_p suprantamas kaip skirtumas tarp grunto takumo ribos drėgnio w_L ir plastiškumo ribos drėgnio w_p :

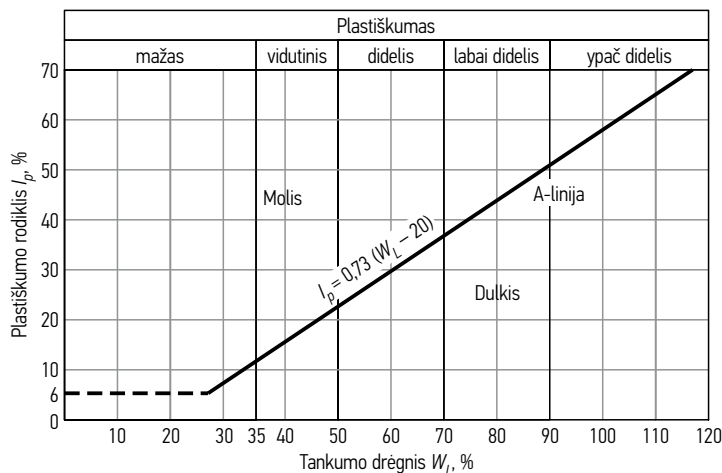
$$I_p = w_L - w_p. \quad (1.22)$$

Pagal takumo rodiklį ir takumo drėgnį galima nustatyti, ar smulkusis gruntas yra molis ar dulkis (1.5 pav.). Moliams rodiklių I_p ir w_L susikirtimo taškas bus virš tiesės, dulkiam – tiesės apačioje.

Konsistencija. Sankabiųjų gruntų konsistencija priklauso nuo grunto drėgnio. Sankabiesiems gruntams nustatomas takumo rodiklis I_L arba konsistencijos rodiklis I_C . Jie yra tarpusavyje susiję:

$$I_C = 1 - I_L. \quad (1.23)$$

Konsistencijos rodiklis I_C yra takumo ribos drėgnio w_L ir natūralaus grunto drėgnio w skirtumo santykis su plastiškumo rodikliu I_p :



1.5 pav. Diagrama smulkių gruntų pavadinimui nustatyti

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_P}. \quad (1.24)$$

Pagal konsistencijos rodiklį I_C (EN ISO 14688-2:2004; 5.4) molis ir dulkis skirstomi į: labai minkštus ($I_C < 0,25$), minkštus (0,025–0,5), kietus (0,5–0,75), standžius (0,75–1,0) ir labai standžius ($I_C > 1,0$).

Atitinkamai takumo rodiklis I_L būtų lygus:

$$I_L = \frac{w - w_P}{I_P}. \quad (1.25)$$

Pagal takumo rodiklio I_L reikšmes gruntų konsistencija būna:

- taki ($I_L > 1,0$);
- takiai plastiška (0,75–1,0);
- minkštai plastiška (0,5–0,75);
- kietai plastiška (0,25–0,5);
- pusketė (0–0,25);
- kieta ($I_L < 0$).

Apytiksliai (ypač kai gruntas yra mažo plastiškumo) konsistencija gali būti nustatoma tikrinant grunto bandinį rankomis (EN ISO 14688-1:2002; 5.14):

- gruntas yra labai minkštas (takus), jei jis išsisklaido suspaustas tarp pirštų;
- gruntas yra minkštas (minkštai plastiškas), jei jį galima sulipinti lengvai suspaudžiant pirštais;
- gruntas yra tvirtas (kietai plastiškas, jei jo negalima sulipinti pirštais, bet iš jo galima suritinti 3 mm storio volelius, jų nesulaužant ar nesutrupinant);
- gruntas yra kietas (pusketis), jei jis sutrupa ir sulūžta iš jo ritinant 3 mm storio volelius, bet yra gana drėgnas, kad vėl būtų galima sulipinti į vientisą gabalą;
- gruntas yra labai kietas (kietas), jei jis yra išdžiūvęs ir yra daugiausia šviesios spalvos. Jo negalima sulipinti, spaudžiamas trupa, jį galima įrėžti nagu.

1.2. Mechaninės gruntų savybės

Mechaninės savybės yra dvi: spūdumas ir kerpamasis stipris. Pagrindą apkrovus apkrova, kuri nesukelia šlyties deformacijų, gruntas tankėja, mažėjant tūriui. Šioje fazėje nustatomas grunto tamprumo (dar vadinamas Jungo) modulis ir skersinės deformacijos (arba Puasono) koeficientas. Padidinus apkrovą grunte prasideda negęstančios šlyties deformacijos ir esant tam tikram apkrovos dydžiui pasiekama grunto ribinė laikomoji galia. Šioje fazėje svarbiausia grunto savybė – kerpamasis stipris – aprašomas sankabumu c ir vidinės trinties kampu φ . Mechaninės grunto savybės nustatomos laboratorijoje ir lauke, natūraliomis slūgsojimo sąlygomis, atliekant normatyviniais dokumentais reglamentuotus bandymus. Gruntas gali deformuotis ir dėl kitų priežasčių, kaip antai mažėjant grunto drėgniui, kai kurie smulkieji gruntai gali susitraukti, mažėjant porų tūriui mažėja ir grunto tūris.

1.2.1. Efektyviųjų įtempių principas

Apkrovos veikiamas gruntas deformuojasi labiausiai dėl to, kad tankėjant mažėja porų tūris. Ši gruntų savybė vadinama spūdumu. Kai grunto poros pilnai užpildytos vandeniu, gruntas tankėja kai iš porų išspaudžiamas vanduo. Normalinius įtempius grunte galime išskirti į du komponentus:

- įtempius veikiančius grunto skelete, kurie turi didžiausią įtaką grunto spūdumui ir pasipriešinimui kirpimuisi (šlyčiai);
- slėgį grunto porose esančiame vandenyje. Porinio vandens slėgio pokyčiai turi didelę įtaką grunto spūdumui ir mažai įtakos kerpamajam stiprumui (šlyčiai).

Sąryšis tarp įtempių grunto skelete ir porinio vandens slėgio žinomas kaip efektyviųjų įtempių principas, kurį 1925 m. suformavo Terzaghi (Terzaghi *et al.* 1996).

Grunte veikiančius normalinius įtempius galima užrašyti lygtimi:

$$\sigma = \sigma' + u, \quad (1.26)$$

čia σ – bendrieji įtempiai grunte; σ' – efektyvieji įtempiai grunte; u – porinis slėgis.

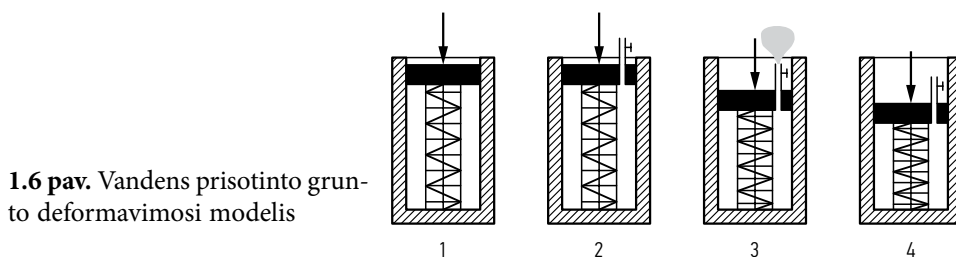
Kaip efektyvusis slėgis priklauso nuo bendrojo slėgio pokyčio, galima matyti nagrinėjant atvejį, kai grunto paviršiuje uždedama ištisinė apkrova. Iki pridodant apkrovą grunte bendrieji įtempiai grunte būtų lygūs $\sigma = \sigma' + u$. Porinio slėgio dydis priklauso nuo vandens stulpo aukščio virš nagrinėjamo taško. Uždėjus apkrovą, padidėja slėgis grunte, dalelės stengiasi pasislinkti viena kitos atžvilgiu, nes vanduo yra nesuspaudžiamas, jokių poslinkių tarp dalelių nevyksta ir neatsiranda naujų jėgų tarp dalelių. Pradiniu momentu bendrojo slėgio padidėjimas atitiks porinio vandens slėgio padidėjimą $\sigma + \Delta u = \sigma' + (u + \Delta u)$. Porinio slėgio padidėjimas pertekliniu slėgiu sukels spūdį poriniame vandenyje ir prasidės vandens tekėjimas į mažesnio slėgio zoną. Šis tekėjimas baigsis, kai perteklinis slėgis bus lygus 0. Perteklinio slėgio mažėjimas vadinamas porinio slėgio disipacija, kuri galima, kai porinis vanduo gali drenuotis. Kai vyksta porinio vandens drenavimasis, didėja efektyvieji įtempiai ir

daleles gali pasislinkti į naujas pozicijas. Disipacijos proceso pabaiga priklauso nuo drenavimosi greičio, t. y. nuo grunto laidumo vandeniui. Pasibaigus disipacijos procesui, bendrieji įtempiai grunte būtų lygūs: $\sigma + \Delta\sigma' = (\sigma' + \Delta\sigma') + u$.

Dėl efektyviųjų įtempių veikimo dalelės slysta ir rieda viena kitos atžvilgiu, mažindamos grunto poras. Gruntas tankėja ir keičiasi kitos jo savybės, pavyzdžiui, kerpmasis stipris. Efektyvieji įtempiai grunte būtų randami taip:

$$\sigma' = \sigma - u. \quad (1.27)$$

Grunto spūdumą galima iliustruoti schema pateikta 1.6 pav.



1.6 pav. Vandens prisotinto grunto deformavimosi modelis

Kai nėra galimybės vandeniui išbėgti, vanduo cilindre veikiamas hidrostatinio slėgio, o spyruoklė veikiamas tik savojo svorio, veikiamo Archimedo jėgos (atitinkmuo – atsverto grunto svoris) (1.6 pav., 1). Kai vandenį išleidžiantis vamzdelis užsuktas ir uždedama apkrova, tai visa apkrova yra perduodama vandeniui kaip nesuspaudžiamai medžiagai. Atsiranda perteklinis porinis slėgis, kuris lygus apkrovai (1.6 pav., 2). Atsukus vamzdelį, per jį gali tekėti vanduo, vandens lygis cilindre mažėja, taip pradedama spausti spyruoklę (1.6 pav., 3). Tokiu būdu spyruoklė pradeda perimti dalį slėgio. Spyruoklės susispaudimo greitis tiesiogiai susijęs su išbėgančio vandens tekėjimo greičiu. Tai galima reguliuoti kraneliu. Didėjant spyruoklės susispaudimui, vandens slėgis mažėja, dėl tos priežasties mažėja vandens tekėjimo greitis iš cilindro, o tai reiškia, kad mažėja spyruoklės spaudimo didėjimo greitis. Tai tęsis iki to momento, kol spyruoklė neperims viso išorinio slėgio (1.6 pav., 4).

1.2.2. Spūdumas

Grunto spūdumas nuo apkrovų poveikio kinta bėgant laikui ir turi didelę įtaką pagrindo po pamatu darbo pobūdžiui ir turi būti įvertintas projektuojant pamatus. Grunto spūdumui nustatyti plačiai taikomi keturi metodai:

- lyginamasis skaičiavimas pagal išmatuotus pastatų ir statinių nuosėdžius;
- empirinis įvertinimas pagal netiesioginius bandymus statybvietėje, pvz., kūgio penetracijos;
- atliekant tiesioginius spūdumo bandymus statybvietėje, pvz., bandymus plokšte ir presiometru;
- atliekant grunto ėminių spūdumo bandymus laboratorijoje.

Gruntas susispaudžia todėl, kad nuo apkrovų padidėjus įtempiams dalelės pasilenka, porų tūris sumažėja. Apie pamato nuosėdžius galima spręsti žinant grunto poringumo kitimo priklausomybę nuo slėgio pokyčių. Ši priklausomybė nustatoma laboratoriniais bandymais. Lauko bandymais ir tiesioginiais matavimais gauname tiesioginę priklausomybę tarp įtempių ir nuosėdžių. Lauko bandymai geriau tinka prognozuojant pamatų nuosėdžius, tačiau jie yra kur kas imlesni darbui ir brangesni. Todėl dažniausiai gruntų deformavimasis tiriamas laboratorijoje arba empiriniu įvertinimu, taikant koreliacines priklausomybes.

Laboratorijoje grunto spūdumo rodikliai nustatomi kompresiniu prietaisu, vadinamu odometru, ir triašio slėgio prietaisu. Tiriant gruntą odometru gruntas spaudžiamas standžiame žiede, todėl leidžiamos tik vertikaliosios deformacijos, horizontalia kryptimi jos ribojamos žiedu. Triašio slėgio prietaisu kontroliuojant horizontaliąją slėgį, skersinės deformacijos yra leistinos (1.7 pav.).

Santykinė tūrio deformacija lygi:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z. \quad (1.28)$$

Horizontalių linijinių deformacijų komponentės nustatomos tiriant gruntą triašio slėgio prietaise.

Tiriant odometru grunto horizontalios linijinės deformacijos lygios nuliui, todėl vertikalioji deformacijų komponentė ε_z bus lygi grunto tūrio santykiniai deformacijai ε_v :

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0, \quad (1.29)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_z. \quad (1.30)$$

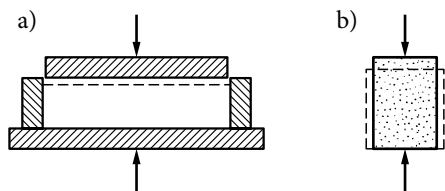
Tūrio santykinę deformaciją atitinka grunto poringumo koeficiento pokyčiai. Grunto poringumo koeficiento priklausomybė nuo įtempių vaizduojama kompresinė kreive, kurios įlinkis nuo tiesės didėja, kai didėja įtempių intervalas. Statant pamatus, grunto įtempimai kinta nedaug, todėl kompresinę kreivę galima pakeisti tiese. Tiesės lygtis:

$$e = e_0 - m_0 \sigma, \quad (1.31)$$

čia m_0 – spūdos koeficientas; e_0 – poringumo koeficientas, kai $\sigma = 0$.

Spūdos koeficientas yra ištiesintos kompresinės kreivės posvyrio kampo α tangentas, kai įtempių kitimo intervalas nuo σ_1 iki σ_2 :

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1}. \quad (1.32)$$



1.7 pav. Grunto gniuždymo schemas: a – deformacijos horizontaliąja kryptimi negalimos – bandymas odometru; b – deformacijos horizontaliąja kryptimi leistinos – bandymas triašio slėgio prietaisu

Kuo didesnis spūdos koeficientas, tuo labiau gruntas susispaudžia. Spūdos koeficiento reikšmė priklauso nuo pasirinkto įtempių intervalo.

Skaičiuojant pamatų sėdimus, naudojamas tūrio spūdos koeficientas, kuris rodo grunto deformacijų prieaugį, sukliamą didėjant įtempiams:

$$m_v = \frac{m_0}{1+e} = \frac{\Delta h}{h\sigma_z} = \frac{\varepsilon_z}{\sigma_z}, \quad (1.33)$$

čia e – natūralaus grunto poringumo koeficientas.

Tipinės tūrio spūdos koeficiento vertės moliams pateikiamos 1.4 lentelėje.

1.4 lentelė. Tipinės tūrio spūdos koeficiento vertės pagal Carter (1983).

Grunto tipas	Spūdumas	m_v , 10^{-3} kPa $^{-1}$)	E_{oed} , MPa
Labai perkonsoliduoti moliai su žvyru ir gargždu (morena)	labai mažas	<0,05	>20
Perkonsoliduoti moliai su žvyru ir gargždu (morena)	mažas	0,05–0,10	10–20
Limnoglacialiniai normaliai konsoliduoti moliai	vidutinis	0,10–0,30	3,3–10
Aliuviniai moliai ir deltų nuogulos	didelis	0,03–1,00	0,7–3.3
Dumblas ir durpės	labai didelis	>1,5	<0,7

Taikant tiesiškai deformuojamo kūno modelį, kai galioja Huko dėsnis, priklausomybę tarp deformacijų ir įtempių gali būti išreikšta taip:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_{oed}} = m_v \sigma_z, \quad (1.34)$$

$$E_{oed} = \frac{1}{m_v}, \quad (1.35)$$

čia E_{oed} – odometrinis tamprumo modulis.

Apibūdinant grunto spūdumą, taikomos įvairios priklausomybės, nustatytos atlikus bandymus odometru:

$$\varepsilon_z = f(\sigma_z), \quad (1.36)$$

$$\varepsilon_z = f(\ln \sigma_z), \quad (1.37)$$

$$e = f(\sigma_z), \quad (1.38)$$

$$e = f(\log \sigma_z). \quad (1.39)$$

Nuosėdis dėl grunto konsolidacijos apskaičiuojamas pagal kompresijos rodiklį:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma}. \quad (1.40)$$

Apskaičiuojant pastatų nuosėdžius, dažniausiai taikomi du rodikliai: tamprumo (Jungo) modulis E ir skersinių deformacijų (Puasono) koeficientas ν . Tamprumo modulis išreiškia tiesios linijos nuožulnumą įtempių ir deformacijų grafike (grafiko dalis, kai priklausomybė tarp įtempių ir deformacijų artima tiesei). Bet dažnai įtempiams priimami lygūs 50 % nuo didžiausiųjų.

Literatūroje dažnai pasitaiko pavadinimas deformacijų modulis. Šis modulis išreiškia linijos nubrėžtos tarp nulinio ir maksimalių įtempių taško nuožulnumą įtempių ir deformacijų grafike. Maksimalus įtempių taškas bus netiesinėje grafiko dalyje. Odometrinis tamprumo modulis (arba suvaržytas) nustatomas odometriniu kompresijos bandymu.

Grunto efektyviųjų įtempių σ' ir deformacijų ε sąryšis, kai yra nedidelis įtempių kitimo intervalas, gana tiksliai gali būti laikomas tiesiniu ir, taikant tiesiškai deformuojamo kūno matematinį modelį, apibūrinamas Huko dėsnium. Sąryšis tarp grunto deformacijų ir įtempių komponentių bendruoju atveju išreiškiamas šiomis lygtimis:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \left[\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z) \right], \quad (1.41)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} \left[\sigma_y - \nu (\sigma_z + \sigma_x) \right], \quad (1.42)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \right], \quad (1.43)$$

čia ε_z , ε_x ir ε_y – grunto linijinių deformacijų, vertikalioji ir horizontaliosios komponentės; σ_z , σ_x ir σ_y – įtempių vertikalioji ir horizontaliosios komponentės.

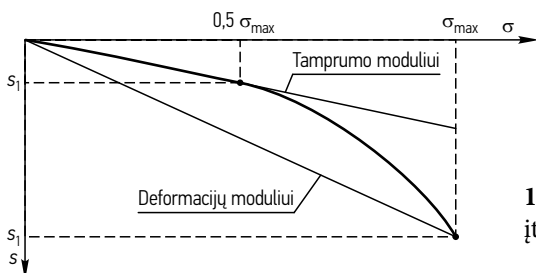
Sulyginus deformacijas pagal (1.33) ir (1.43) išraiškas:

$$\sigma_z \cdot m_v = \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \right] \quad (1.44)$$

galima rasti sąryšį tarp odometrinio ir tamprumo modulių:

$$E = \frac{1}{m_v} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) = \frac{\beta}{m_v} = \frac{\beta(1+e)}{m_0}, \quad (1.45)$$

$$E = \beta \cdot E_{oed}, \quad (1.46)$$



1.8 pav. Modulių nustatymas pagal įtempių – deformacijų grafiką

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}, \quad (1.47)$$

čia β – koeficientas, kuriuo įvertinama grunto skersinė deformacija. Tyrimais patvirtinta, kad skersinių deformacijų koeficientas priklauso nuo įtempių. Apytikslės kai kurių gruntų Puasono koeficiento reikšmės pateiktos 1.5 lentelėje.

1.5 lentelė. Skersinių deformacijų koeficientų reikšmės pagal Rowe (2001)

Gruntas	Skersinių deformacijų koeficientas, ν
Moliai nedrenuotomis sąlygomis	0,5
Moliai drenuotomis sąlygomis	0,2–0,3
Tankieji smėliai drenuotomis sąlygomis	0,3–0,4
Purieji smėliai drenuotomis sąlygomis	0,1–0,3
Durpės	0–0,1

1.2.3. Grunto sutankėjimo laipsnis

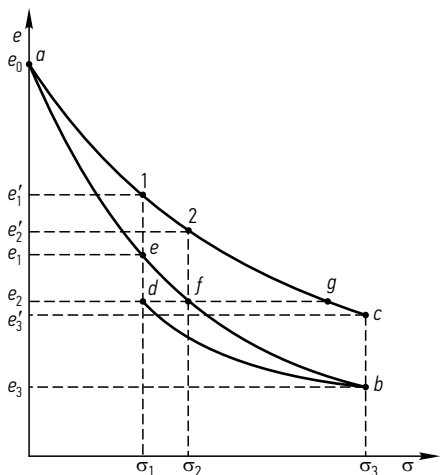
Grunto sutankėjimo laipsnis nustatomas inžinerinių geologinių tyrinėjimų metu, įvertinant reljefo formavimąsi ir gruntų kilmę. Galima išskirti tris grunto būvius, charakterizuojančius santykį tarp slėgio grunte ir jo sutankėjimo laipsnio:

1. Normaliai konsoliduotas.
2. Nesukonsoliduotas.
3. Perkonsoliduotas.

Normaliai konsoliduotas arba sutankėjęs būvis charakterizuojamas grunto poringumu, kuris atitinka veikiantį gamtinį slėgį. Taip pat daroma prielaida, kad gruntas niekada nebuvo apkrautas slėgiu, viršijančiu dabartinį, ir kad jo tankėjimas susidarymo procese vyko optimaliomis sąlygomis, t. y. poros buvo užpildytos vandeniu ir vyko visiška konsolidacija. Poringumo priklausomybė nuo slėgio optimaliomis tankėjimo sąlygomis išreikšta kreive *ab* (1.9 pav.). Slėgius σ_1 , σ_2 , σ_3 , kuriuos gruntas patyrė formavimosi procese, atitinka poringumai e_1 , e_2 , e_3 .

Nesukonsoliduotais vadinami gruntai, kurių poringumas, esant gamtiniam slėgiui, didesnis už poringumą esant tokiam pat slėgiui optimaliomis tankėjimo sąlygomis. Tokio grunto tankėjimo kreivė *ac* (1.9 pav.) bus aukščiau kreivės *ab*. Nesutankinimo laipsnį, esant slėgiams σ_1 , σ_2 , σ_3 , galima įvertinti pagal poringumo skirtumus $e_1' - e_1$, $e_2' - e_2$, $e_3' - e_3$. Galimos gruntų nesutankėjimo priežastys:

- grunto tankėjo, kai nebuvo pakankamai drėgmės, dėl to trintis tarp kietųjų dalelių viršijo gamtinį slėgį, o tai trukdė dalelėms persigrupuoti;
- gruntai formavosi tokiomis sąlygomis, kai tarp dalelių standūs kristalizaciniai ryšiai formavosi greičiau nei tankėjo gruntas;
- gruntas ne iki galo sutankėjo dėl apsunkintų vandens išspaudimo iš jo sąlygų ir slėgis nuo aukščiau slūgsančių gruntų iš dalies perduodamas poriniam slėgiui.



1.9 pav. Poringumo koeficiento kitimas atsižvelgiant į įtempius

veikė ir veikia, negali būti grunto sutankinimo ir spūdumo kriterijus. Normaliai konsoliduoto, nesukonsoliduoto ir perkonsoliduoto grunto poringumo koeficientas e_2 (taškai f, g, d , 1.9 pav.) yra tokio pat dydžio.

Natūralus grunto sutankinimas įvertinamas pagal konsolidacijos rodiklio OCR (*over consolidation ratio*) reikšmę, kuri rodo didžiausiojo reliktinio slėgio ir geostatinio slėgio santykį grunte. Gruntų klasifikavimas pagal konsolidacijos rodiklį pateiktas 1.6 lentelėje.

1.6 lentelė Gruntų pavadinimas pagal konsolidacijos rodiklį (EN ISO 14688-2:2004)

Papildomas grunto pavadinimas	Konsolidacijos rodiklis OCR
Normaliai konsoliduotas	1,0–1,5
Perkonsoliduotas	1,5–10,0
Labai perkonsoliduotas	>10

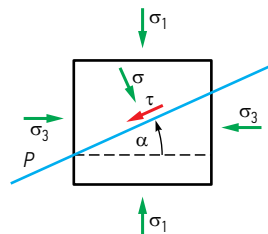
1.2.4. Kerpamasis stipris

Kerpamasis stipris – pagrindinis grunto stiprumo rodiklis. Grunto kerpamasis stipris pagal dažniausiai taikomą Moro ir Kulono teoriją išreiškiamas dviem parametrais: vidinės trinties kampu φ ir sankabumu c , kurie vadinami grunto stiprio rodikliais. Jeigu tam tikruose plokštumos taškuose tangentiniai įtempiai tampa lygūs kerpamajam stipriui, gruntas šiuose taškuose kerpasi, prasideda deformacijos dėl šlyties. Susiformuoja slydimo plokštuma, kuria slys dalis grunto, sukeldama konstrukcijų pagrindo suirimą. Grunto suirimo kriterijus yra sąryšis tarp ekstreminio įtempių būvio ir kerpamojo stiprio rodiklių (1.10 pav.)

Perkonsoliduotais gruntais vadinami grantai, kurių poringumas, esant gamtiniam slėgiui, yra mažesnis nei poringumas, atitinkantis tokį pat slėgį optimaliomis tankėjimo sąlygomis. Grunto pertankinimo priežastys gali būti šios:

- gamtinio slėgio gruntui sumažėjimas dėl viršutinių grunto sluoksnių nuplovimo ar ledynų atsitraukimo (nukrovimo kreivė bd 1.8 pav.);
- molinių gruntų suslūgimas dėl jų išdžiūvimo, kai nukrinta gruntinio vandens lygis (ed , 1.8 pav.).

Reikia atkreipti dėmesį, kad poringumas, nagrinėjamas nepaisant gruntų susidarymo sąlygų ir slėgio, kuris gruntą



1.10 pav. Įtempių pasiskirstymas plokštumose.
Moro įtempių apskritimas

Kulonas 1776 m. (Coulomb 1776) pasiūlė, kad pasipriešinimas kirpimui suirimo plokštumoje gali būti išreikštas tokia lygtimi:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1.48)$$

čia τ – tangentiniai įtempiai suirimo plokštumoje vertinami kaip kirpimo stipris; σ – normaliniai įtempiai suirimo plokštumoje; φ – vidinės trinties kampas; c – sankiba.

Trintis suirimo paviršiuje įvertinama vidinės trinties kampo φ tangentu. Kai normaliniai įtempiai lygūs 0, šlyčiai priešinasi sankabumas c tarp grunto dalelių. Realiose gruntuose suirimo plokštuma nėra plokštuma tarp dviejų standžių paviršių. Šios plokštumos paviršius deformuojasi, sukeldamos tūrio pokyčius (dilataciją) abipus plokštumos.

Pirminė Kulono pateikta lygtis buvo pateikta taikant bendruosius įtempius, kurie nelabai tiko pasipriešinimui šlyčiai išreikšti realiuose gruntuose, todėl lygtis buvo pakoreguota:

$$\tau = \sigma' \cdot \tan \varphi' + c', \quad (1.49)$$

čia τ – tangentiniai įtempiai suirimo plokštumoje; σ' – efektyvieji normaliniai įtempiai suirimo plokštumoje; φ' – efektyvusis vidinės trinties kampas; c' – efektyvioji sankiba.

Kirpimosi stiprio parametrai priklauso nuo sąveikos tarp kietųjų dalelių, kuri priklauso nuo efektyviųjų įtempių.

Kai turime rupiuosius gruntuos – gryną smėlį ar žvyrą, kuriuose sankabumas $c' = c = 0$ ir $\varphi' = \varphi$:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (1.50)$$

Smulkiagrūdžiuose gruntuose – moliuose ir dulkiuose – drenuotomis sąlygomis atmetamas porinio vandens slėgis, o kerpamasis stipris aprašomas šia lygtimi:

$$\tau = \sigma' \cdot \tan \varphi' + c'. \quad (1.51)$$

Nedrenuotomis sąlygomis kerpamąjį stiprį vandeniui prisotintuose moliuose ir dulkiuose užtikrins sankabumas tarp dalelių, o trintis bus lygi 0. Tada:

$$\tau = c_u, \quad (1.52)$$

čia c_u – nedrenuotoji sankiba. Literatūroje dažnai vartojama sąvoka – kerpamasis stipris nedrenuojant $s_u = c_u$.

Sankabiuose gruntuose kerpamojo stiprio reikšmė priklauso nuo šių gruntų drėgnio, poringumo, plastiškumo ir konsistencijos. Prie vidutinio stiprumo gali būti priskirti smulkieji ir mišrieji grunta, kurių sankabumas ir vidinės trinties kampas patenka į derinius, pateiktus 1.7 lentelėje.

1.7 lentelė. Vidutinio stiprumo sankabaus grunto stiprio rodikliai (Справочник проектировщика 1969)

$\varphi, ^\circ$	c', kPa
0–5	85–70
5–10	70–55
10–15	55–40
15–20	40–30
20–25	30–20

Tiesiogiai kerpamojo stiprio rodikliai nustatomi laboratoriniais bandymais. Pagal lauko tyrimus kerpamojo stiprio rodikliai nustatomi taikant empirines priklausomybes pagal netiesioginius bandymus.

Laboratorijoje kerpamojo stiprio rodikliai gali būti nustatyti:

- tiesioginio kirpimo prietaisu;
- paprastojo kirpimo prietaisu;
- žiedinio kirpimo prietaisu;
- triašio slėgio prietaisu.

Tiesioginio kirpimo prietaise tiesiogiai suformuojama kirpimosi plokštuma. Prietaisas sudarytas iš dviejų vežimėlių, tarp kurių susiformuoja kirpimosi plokštuma (1.11 pav., a). Kerpamojo stiprio rodikliai nustatomi pagal kirpimosi įtempius τ esant normaliniams įtempiams σ . Kadangi lygtys (1.48) ir (1.49) yra du nežinomieji, turi būti atlikta ne mažiau kaip du kirpimo bandymai esant skirtingiems normaliniams įtempiams σ .

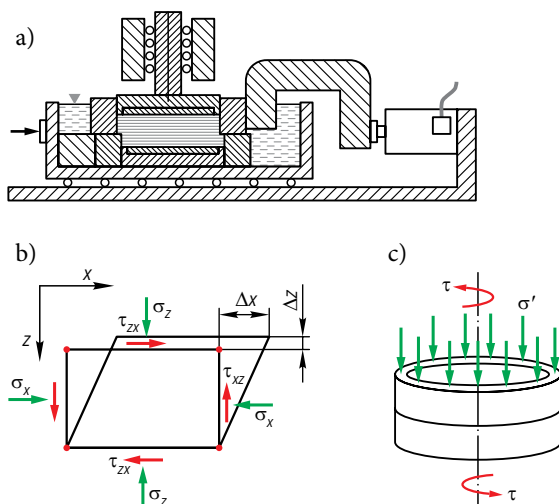
Bandymo paprastojo kirpimo prietaisu esmė (1.11 pav., b) ta, kad bandinį veikia vertikaliąją jėgą, suteikianti normalinius įtempius, ir horizontalioji jėga, sukelianti tangentinius įtempius. Bandymo metu matuojami vertikalieji ir horizontalieji poslinkiai, pagal kuriuos galima nustatyti bandinio šlyties deformacijas.

Žiedinio kirpimo prietaisu nustatomi kerpamojo stiprio rodikliai, kerpant grunto žiedą sukimu (1.11 pav., c).

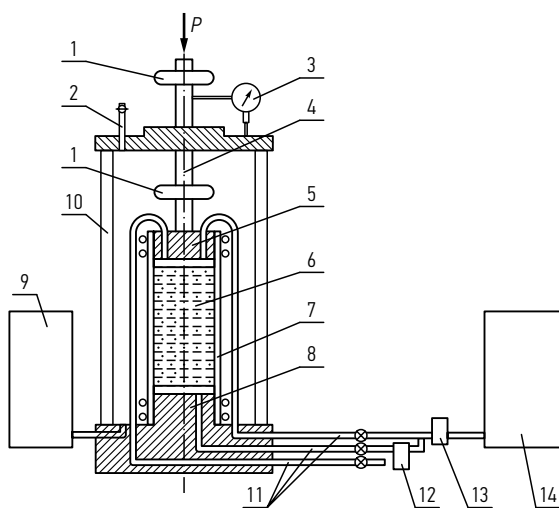
Triašiu slėgio prietaisu (1.12 pav.) imituojamos natūralios grunto slūgsojimo sąlygos. Prietaise grunto bandinį veikia svarbiausi normaliniai įtempiai σ_1 ir σ_3 ir porinis slėgis u . Šiuo prietaisu atliekami trijų tipų bandymai:

- nekonsoliduotas – nedrenuotas bandymas (UU);
- konsoliduotas – nedrenuotas bandymas (CU);
- konsoliduotas – drenuotas bandymas (CD).

1.11 pav. Tiesioginio kirpimo prietaiso schema (a), paprastojo kirpimo schema (b), žiedinio kirpimo schema (c)



1.12 pav. Triašio slėgio prietaiso schema: 1 – jėgos matuoklis (gali būti viršuje arba apačioje); 2 – anga orui; 3 – poslinkių matuoklis; 4 – stūmoklis; 5 – kepurė; 6 – bandinys; 7 – membrana; 8 – pjedestalas; 9 – slėgio kameroje pompa; 10 – kameros sienutės; 11 – kanalai; 12,13 – porinio slėgio matuoklis; 14 – porinio slėgio pompa



Konsoliduoto – drenuoto bandymo metu pirmiausia gruntas sutankinamas (konsoliduojamas) apslėgiant. Apslėgimo metu matuojamas bandinio susispaudimas ir porinio slėgio pokytis. Laikoma, kad bandinys konsolidavosi, kai nekinta bandinio tūris ir porinis slėgis bandinyje. Tada pradedamas kirpimo bandymas, tam tikru greičiu didinami vertikalieji įtempiai σ_1 . Parenkamas toks vertikalųjų įtempių kitimo greitis, kad iš bandinio spėtų filtruotis vanduo, nedidėjant poriniam slėgiui bandinyje. Bandymo metu horizontalieji įtempiai palaikomi pastovūs $\sigma_3 = \text{const}$. Šiuo bandymu nustatomos efektyviosios grunto stiprio rodiklių ϕ' ir c' tampraus modulio E vertės.

Konsoliduoto – nedrenuoto bandymo metu pirmiausia gruntas pilnai prisotinamas vandeniu. Paskui sutankinamas (konsoliduojamas) apslėgiant, kaip ir anksčiau minėto bandymo atveju. Po apslėgimo pradedamas kirpimo bandymas didinant tam tikru greičiu vertikaliosius įtempius σ_1 . Vertikalųjų įtempių kitimo greitis, didesnis nei konsoliduoto – drenuoto bandymo atveju. Bandymo metu horizontalieji įtempiai palaikomi pastovūs $\sigma_3 = \text{const}$ taip pat matuojama porinio slėgio pokytis. Šiuo bandymu nustatomos efektyviosios grunto stiprio rodiklių ϕ' ir c' vertės ir nedrenuotoji sankiba c_u .

Nekonsoliduoto – nedrenuoto bandymo metu, bandinys nekonsoliduojamas. Iškart po apslėgimo prasideda kirpimo bandymas. Bandymo metu horizontalieji įtempiai palaikomi pastovūs $\sigma_3 = \text{const}$. Vertikalusis slėgis didinamas labai sparčiai, vanduo iš grunto porų nespėja filtruotis, bandinys turi suirti per 8–12 min. Šiuo bandymu nustatomas nedrenuotoji sankiba c_u .

1.2.5. Gruntų klasifikacija pagal geotechnines savybes ir jų mechaninių rodiklių apytikrės vertės

Atliekant inžinerinius geologinius tyrinėjimus, kartu su gręžiniais dažniausiai atliekamas kūgio penetracijos bandymas, sutrumpintai vadinamas CPT (angl. *cone penetration test*). Toks platus CPT bandymo taikymas paaiškinamas tuo, kad šis bandymas suteikia labai daug informacijos apie pagrindą ir apie gruntuos natūraliomis jų slūgsojimo sąlygomis. Šiuo bandymu nustatomas grunto kūginis stipris q_c , pagal kurį galima:

- Suskirstyti pagrindą į sluoksnius pagal stiprį, nustatant sluoksnių padėtį ir orientacinį pavadinimą.
- Pagal koreliacines priklausomybes nustatyti kiekvieno sluoksnio grunto stiprio ir spūdumo rodiklius.

Kūginio stiprio q_c sąryšis su kitais grunto rodikliais pateikiamas lentelėse arba koreliacine priklausomybe. Šiame poskyryje pateikiamas sąryšis tarp kūginio stiprio ir grunto rodiklių pagal įvairius normatyvinius dokumentus. Pateiktos gruntų savybių rodiklių reikšmės yra tik orientacinės, projektuojant visada reikia naudoti reikšmes, gautas konkrečioje statybos aikštelėje.

Geotechninių gruntų savybių apibūdinimas pagal kūginio stiprio q_c ir tariamojo sankabumo c_u vertę pateiktas 1.8 lentelėje.

Pagal kūginio stiprumo q_c vertę gali būti apibūdinamas rupių gruntų tankumas (1.9 lentelė). Orientacinės kvarcinių ir lauko špatinių smėlių efektyviojo vidinės trinties kampo φ' ir tamprumo modulio E' išvestinės vertės pagal kūginį stiprį, kai porinis vanduo drenuojasi (ilgalaikis bandymas), pateiktos 1.10 lentelėje, dulkingų ir molingų gruntų stiprio rodiklių vertės – 1.11 lentelėje.

Tyrimai rodo, kad šios vertės gali būti 50 % mažesnės dulkiams ir 50 % didesnės žvyrams. Tankių ir labai tankių rupių gruntų modulis gali būti daug didesnis.

1.12 lentelėje pateikiamas sąryšis smėliuose tarp vidinės trinties kampo φ' vertės ir tankumo rodiklio (LST EN 1997-2).

1.8 lentelė. Gruntų geotechninės savybės.

Stiprumas	Rupusis gruntas (smėliai)		Smulkieji gruntai (dulkis ir molis)		
	q_c , MPa	Tankumas	q_c , MPa	c_u , kPa	Konsistencija
ypatingai silpnas (y.s)			<0,25		Takus
labai silpnas (l.s)	<2,5	Labai purus	0,25–0,5	<12,5	Takiai plastiškas
Silpnas (s)	2,5–5,0	Purus	0,5–1,5	12,5–25,0	Minkštai plastiškas
vidutinio stiprumo (v.st)	5,0–10,0	Vidutinio tankumo	1,5–2,5	25,0–50,0	Kietai plastiškas
Stiprus (st)	10,0–20,0	Tankus	2,5–4,0	50,0–100,0	Puskietis
labai stiprus (l.st)	20,0–40,0	Labai tankus	>4,0	>100,0	Kietas
ypatingai stiprus (y.st)	>40,0	Ypač tankus			

1.9 lentelė. Rupiųjų gruntų apibūdinimas pagal tankumą

Gruntas	Kūginio stiprumo q_c vertė, MPa		
	tankus	vidutinio tankumo	purus
Rupieji ir vidutinio rupumo smėliai, neatsižvelgiant į jų drėgnį	$q_c > 15,0$	$5,0 \leq q_c \leq 15,0$	$q_c < 5,0$
Smulkieji, neatsižvelgiant į jų drėgnį	$q_c > 12,0$	$4,0 \leq q_c \leq 12,0$	$q_c < 4,0$
Dulkingieji smėliai: mažai drėgni ir drėgni	$q_c > 10,0$	$3,0 \leq q_c \leq 10,0$	$q_c < 3,0$
Dulkingieji smėliai vandeniu prisotinti	$q_c > 7,0$	$2,0 \leq q_c \leq 7,0$	$q_c < 2,0$

1.10 lentelė. Kvarcinių ir lauko špatinių smėlių efektyviojo vidinės trinties kampo ϕ' ir tamprumo modulio E' vertės pagal kūginį stiprį q_c (LST EN 1997-2)

Tankumo rodiklis	Kūginis stipris q_c , MPa	Efektyvusis vidinės trinties kampas ^a , ϕ'	Jungo modulis E' , MPa
Labai purus	0,0–2,5	29–32	<10
Purus	2,5–5,0	32–35	10–20
Vidutinio tankumo	5,0–10,0	35–37	20–30
Tankus	10,0–20,0	37–40	30–60
Labai tankus	>20,0	40–42	60–90

Pastabos: ^aPateiktosios vertės tinka smėliams. Esant dulkingiesiems gruntams šios vertės turėtų būti sumažinamos 3°, esant žvyrams 2° padidinamos; ^b E' Jungo modulis ilgalaikio poveikio sąlygomis. Modulio drenuojant vertės atitinka 10 metų nuosėdžius. Kai skaičiuojame poslinkius, esant slėgiui didesniai nei 2/3 slėgio paskaičiuotai laikymo galiai, pateiktos vertės mažinamos per pus.

1.11 lentelė. Dulkingų ir molingų gruntų, kerpamojo stiprio rodikliai

q_c , MPa	Dulkingų ir molingų gruntų kerpamojo stiprio rodikliai	
	sankabumas c' , kPa	vidinės trinties kampas ϕ'
0,5	18	16
1,0	24	17
1,5	30	18
2,0	36	19
2,5	41	20
3,0	47	22
3,5	53	23
4,0	58	24
4,5	64	25
5,0	70	26
5,5	76	27
6,0	82	28

Kūginio stiprio ir efektyviojo vidinės trinties kampo koreliacija pagal LST EN 1997-2:

$$\phi' = 13,5 \times \lg q_c + 23, \quad (1.63)$$

čia ϕ' – efektyvusis vidinės trinties kampas laipsniais; q_c – kūginis stipris, MPa.

Ši priklausomybė taikoma menkai rūšiuotiems smėliams $C_u < 3$ virš požeminio vandens lygio ir kūginio stiprio intervalui esant:

$$5 \text{ MPa} \leq q_c \leq 28 \text{ MPa} . \quad (1.64)$$

1.12 lentelė. Rupiųjų gruntų efektyviojo vidinės trinties kampo φ' priklausomybė nuo tankumo rodiklio I_D ir vienodumo koeficiento C_u

Grunto tipas	Sankloda	I_D intervalas, %		Vidinės trinties kampas φ'°
Smulkus smėlis, smėlis, žvyrinis smėlis	Blogai rūšiuotas $C_u < 6$	15–35	purus	30
		35–65	vidutinio tankumo	32,5
		>65	tankus	35
Smėlis, žvyrinis smėlis, žvyras	Gerai rūšiuotas $6 \leq C_u \leq 15$	15–35	purus	30
		35–65	vidutinio tankumo	34
		>65	tankus	38

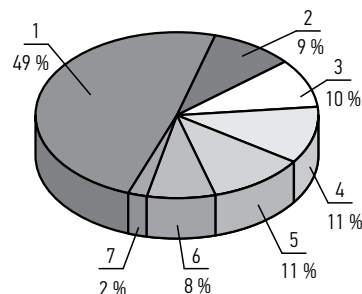
1.3. Lietuvos gruntų orientacinės mechaninių savybių rodiklių reikšmės

Lietuvos Respublikos teritorijos inžinerinės geologinės sąlygos, gruntų sluoksniavimasis ir jų savybės ištirtos gana detalai. Sudaryti atskirų regionų inžineriniai geologiniai žemėlapiai, įvairių genetinių tipų gruntų savybių rodiklių lentelės. Gruntų, aptinkamų įrengiant pamatus, pasiskirstymas Lietuvoje parodytas 1.13 pav. Kvartero nuogulos Lietuvoje formavosi veikiant įvairiems geologiniams veiksniams ir baigė formuotis iš Skandinavijos atslinkus ledynui. Viršutinius jų sluoksnius beveik visoje Lietuvos teritorijoje (apie 90 proc.) suformavo atsitraukiantis ledo skydas.

Miestų senamiesčiuose, kur yra daugiausia senų pastatų, virš natūralių mineralinių gruntų susikaupė nemažas piltinių gruntų sluoksnis, vadinamas kultūriniu sluoksniu. Miestai dažnai kūrėsi prie upių, todėl nemažos dalies senamiesčio pastatų pagrindą sudaro įvairios aliuvinės nuogulos, virš kurių aptinkamas gruntas su organinės medžiagos priemaišomis, ir kultūrinis sluoksnis, kuris inžinerinėse geologinėse ataskaitose dažnai vadinamas piltiniu gruntu.

Piltinis gruntas dengia 2 proc. šalies teritorijos, organinės kilmės gruntas – 8 proc. Šie gruntai nėra tinkami pamatams įrengti. Natūraliai ledynų suformuoti smėlio ir molio dariniai dengia 79 % šalies teritorijos. Šie dariniai yra gana stiprūs, tinka pa-

1.13 pav. Gruntų pasiskirstymas Lietuvoje (Dundulis 1997): 1 – morena; 2 – limnoglacialinis molis; 3 – fliuvioglacialiniai smėlio ir žvyro dariniai; 4 – limnoglacialinės smulkaus ir dulkingojo smėlio nuogulos; 5 – aliuvius, jūrinis ir eolinis smėlis; 6 – organinės kilmės gruntas; 7 – piltinis gruntas



matams įrengti. Aliuviniai, jūriniai ir eoliniai dariniai tinka pamatams įrengti. Tačiau senvagių nuogulose aptinkamas smėlis, užterštas organinės medžiagos priemaisomis, kurios labai pablogina šio grunto savybes, nėra tinkamiausias pamatų pagrindas.

Plačiausiai Lietuvoje ištirti ledynų suformuoti dariniai – glacialiniai (moreniniai), limnoglacialiniai ir fluvioglacialiniai. Didžiulį įnašą, tiriant gruntų statybines savybes, padarė J. Šimkus, A. Alikonis, B. Sidauga. Remiantis šių mokslininkų tyrimais šiame skyriuje pateiktos orientacinės gruntų savybių rodiklių reikšmės. Projektuojant reikia naudoti reikšmes, gautas konkrečioje statybos aikštelėje, tačiau vertinant jų patikimumą visada reikia atsižvelgti į įgytą patirtį apie gruntų savybes.

1.3.1 Moreninių molinių gruntų savybės

Tai rausvai rudi ir rudi, vietomis pilkšvai rudi priesmėliai ir priemoliai su akmenukais, kartais su dideliais rieduliais. Didelėje Lietuvos teritorijos dalyje jie slūgso žemės paviršiuje arba padengti nestoru kitų gruntų sluoksniu.

Moreninių molinių gruntų statybinės savybės yra kitokios nei analogiškos sudėties bet kitos genetikos gruntų. Moreniniai priemoliai ir priesmėliai labai tankūs, atsparūs šlyčiai, mažai suspaudžiami.

Moreninių gruntų mechaninių savybių rodiklių vidutinės reikšmės pateiktos 1.13 lentelėje.

1.13 lentelė. Moreninių gruntų sankabumo c , kPa, vidinės trinties kampo φ , °, ir deformacijų modulio E , MPa vidutiniai rodikliai, esant konsistencijai $I_L \leq 0,5$ (Šimkus *et al.* 1973)

Plastiškumo riba W_p	Savybė	Poringumo koeficientas		
		0,21–0,30	0,31–0,40	0,41–0,50
<9,5	c	52	41	
	φ	35	30	
	E	56	34	
9,5–12,4	c	65	51	34
	φ	37	30	28
	E	47	38	32
12,5–15,4	c		66	55
	φ		27	26
	E		42	30

1.3.2 Limnoglacialiniai moliniai gruntai

Limnoglacialiniai moliai Lietuvos teritorijoje susidarė atskiruose vandens baseinuose ir labai įvairiomis sąlygomis. Metinių juostų storis nevienodas; jis kinta nuo kelių dešimtųjų iki 8–10 cm. Vasarinių (smėlinių-dulkinių) ir žieminių (molinių) sluoksnelių storis nevienodas, jis kinta nuo sluoksnelių genetikos. Viršutinių sluoksnių limnoglacialinius molius veikia sezoniniai šalčiai, todėl jie nejuostuoti. Vidutinės kerpamojo stiprio rodiklių reikšmės:

- vidinės trinties kampas $\varphi = 20^\circ$ (kinta nuo 9° iki 32°);
- sankabumas $c = 28$ kPa (kinta nuo 10 kPa iki 70 kPa).

Limnoglacialinių molių kerpamojo stiprio rodiklių reikšmės kinta labai plačiai. Tam turi daug įtakos sluoksninė grunto tekstūra ir susidarancios kirpimo plokštumos vieta grunto bandinyje. Taip pat didelę įtaką turi gruntų natūraliam drėgniui. Deformacijų modulio reikšmės pateiktos 1.14 lentelėje.

1.14 lentelė. Limnoglacialinių molinių gruntų vidutinės deformacijų modulių reikšmės (Šimkus *et al.* 1973)

Pradinis poringumo koeficientas e_0	Deformacijų modulis E , MPa, kai $\beta = 1,0$	Deformacijų modulis E , MPa, kai $\beta = 0,8$
0,60–0,70	16	13
0,70–0,80	14	11
0,80–0,90	12	10
0,90–1,00	9	8
1,00–1,10	7	6

Tiriant limnoglacialinius molius stabilometru buvo nustatytas koeficiento β , taikomo (1.45)–(1.47) formulėse, reikšmė. Tyrimai parodė, kad šoninis slėgis grunte nėra pastovus dydis, kintant vertikaliajai apkrovai, kinta ir jis. Koeficiento reikšmė $\beta = 0,8$ imta apkrovų intervalui nuo 50 iki 200 kPa.

1.3.3. Smėliniai gruntai

Smėlinių gruntų kilmė labai įvairi, o tai lemia ir jų mechaninių savybių rodiklių reikšmes.

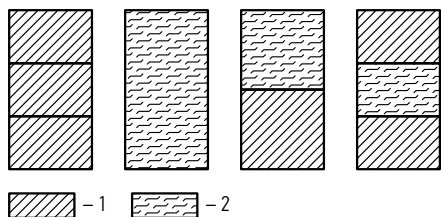
Smėlinių gruntų sankabumas yra sudėtingas įvairių fizinių reiškinių kompleksas. Sankabumo svyravimų intervalas – 0–50 kPa. Fliuvioglacialinių smėlių sankabumas yra didžiausias, nes jie yra seniausi. Jų vidutinis sankabumas – apie 20 kPa.

Vidinės trinties kampas irgi yra didžiausias fliuvioglacialinių gruntų. Aliuvinių ir eolinių smėlių vidinės trinties kampas apie 25 % mažesnis nei fliuvioglacialinių gruntų.

1.4. Inžinerinis pagrindo vertinimas

Visus galimus inžinerinius geologinius pjūvius galima apibūdinti viena iš keturių sluoksniuoto grunto schemų (1.14 pav.). Šiose schemose visi grunto sluoksniai skirstomi į silpnuosius ir stipriuosius.

Silpniesiems gruntams priskiriami gruntai, kurie negali būti patikimu pagrindu projektuojamo pastato pamatams. Jeigu juos naudotumėme laikančiuoju pagrindo sluoksniu, tai deformacijos viršytų leistinąsias, o pagrindo laikomoji galia nepakan-



1.14 pav. Sluoksnių išdėstymo schemas.
1 – stiprusis gruntas, 2 – silpnasis gruntas

kama perimti veikiančias apkrovas. Silpnieji gruntai tai – purūs smėliai, gruntai su organinių medžiagų priemaiša, durpės, dumblai, sankabūs gruntai, kurių drėgnis viršija takumo drėgnį.

A schema. Pagrindas sudarytas iš storo sluoksnio stipriųjų gruntų, kurių savybės gali skirtis nedaug. Šiuo atveju galima imti minimalų pamato pado įgilinimą, atsižvelgiant į kitus projektavimo reikalavimus (pvz., konstrukcinių reikalavimų, gruntų kilsnumo ir kt.). Kartais pagrindu gali būti pasirenkamas kiek giliau slūgsantis, geresnių savybių turintis gruntas. Esant tokiam pagrindui dažniausia efektyvu projektuoti sekliuosius pamatus, bet esant didelėms apkrovoms galima rinktis polinių ir giliųjų pamatų variantą.

B schema. Šiuo atveju pamatų įgilinimas nepriklauso nuo grunto savybių. Įgilinimas pasirenkamas pagal gruntų kilsnumą ir konstrukcinius pastato bei pamato reikalavimus. Tokioje situacijoje dažnai tenka imtis priemonių, mažinančių nuosėdžių skurtumų įtaką antžeminėms konstrukcijoms. Esant tokiam pagrindui, gali būti pasirenkamas sekliųjų, polinių ir giliųjų pamatų variantas.

C schema. Pamatų tipo pasirinkimas priklausys nuo silpnąjo sluoksnio storio. Jeigu jis nėra didelis, dažniausiai tikslinga pasiekti stipriųjų gruntą, kuris būtų pamatų pagrindas. Jeigu silpnąjo sluoksnio storis didelis, tada pamatus reiktų projektuoti pagal B schemas rekomendacijas.

D schema. Pamatų tipo pasirinkimas priklausys nuo sluoksnių storio:

- esant pakankam viršutinio stipriojo grunto sluoksniui jis gali būti kaip apkrovą paskirstanti pagalvė. Jei reikia, papildomai gali būti sustiprintas silpnąjo sluoksnio gruntas;
- į stipriųjų apatinį grunto sluoksnį atremti polinius arba giliuosius pamatus.

1.5. Rekomenduojamos tyrinėjimų apimtys

Pamatų projekto kokybė labai priklauso nuo statybinės aikštelės ištirtumo. LST EN 1997-2 pateikiamos rekomendacijos, kaip pasirinkti lauko tyrimo taškų skaičių, jų išdėstymą bei ištirtumo gylį. Ne visuomet, pradedant projektuoti pamatus, galima numatyti pamatų pado gylį, todėl tyrinėjimus galima atlikti keliais etapais – pirmame etape nustatant pamatų pado lygį, o vėliau atlikus papildomus tyrinėjimus patikrinamos pirmame etape priimtos prielaidos apie giliau slūgsančius gruntus.

Rekomenduojamas atstumas tarp tyrinėjimo taškų pateiktas 1.15 lentelėje.

Kai yra sudėtingos ir kaičios inžinerinės geologinės aikštelės sąlygos imami mažesni atstumai.

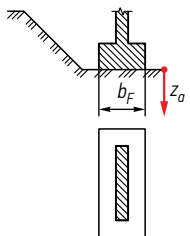
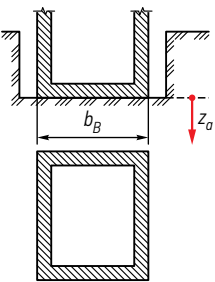
1.15 lentelė. Atstumas tarp tyrinėjimo taškų pagal LST EN 1997-2

Statinys	Atstumai tarp tyrimo vietų arba kiekiai
aukštybiniams ir industriniams statiniams	15–40 m
didelį plotą užimantiems statiniams	≤ 60 m;
tiesiniams (keliams, geležinkeliams, kanalams, vamzdynams, užtvankoms, tuneliams, atraminėms sienutėms)	20–200 m
specialios paskirties statiniams (pvz., tiltams, talpykloms, mašinų pamatams)	Nuo 2 iki 6 tyrinėjimo vietų kiekvienam pamatui
didelėms ir mažoms užtvankoms	25–75 m išilgai su atitinkamomis sekcijomis

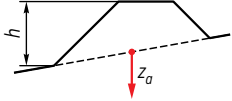
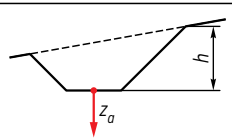
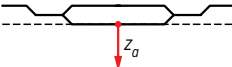
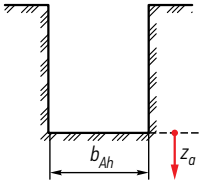
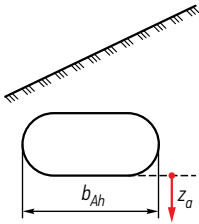
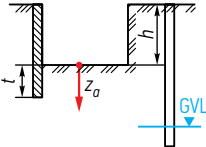
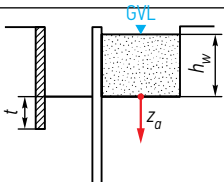
Parenkant tyrinėjimų gylį z_a , reikėtų vadovautis 1.16 lentelėje pateiktomis vertėmis (z_a numatyto gylį po pamato padu). Kai yra keletas z_a nustatymo būdų, turėtų būti pasirenkamas tas, kurį taikant gaunama didžiausioji z_a vertė.

Didesnis, nei nurodyta lentelėje, tyrinėjimų gylis turėtų būti parenkamas nepalankiomis geologinėmis sąlygomis, tokioms, kai po stipresniu sluoksniu gali būti silpnėsnis ar didesnio spūdumo sluoksnis.

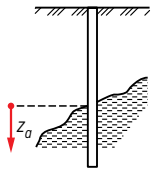
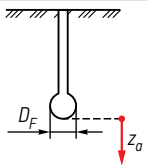
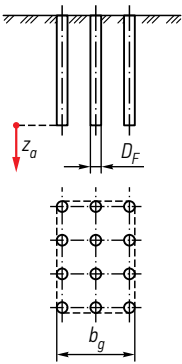
1.16 lentelė. Rekomenduojamas tyrinėjimų gylis pagal LST EN 1997-2

Nr.	Atvejis	Gylis	Paveikslas
Aukštybiniams statiniams ir civilinės inžinerijos projektams			
1.	Atskiriems pamatams	$z_a \geq 6,0$ m $z_a \geq 3,0 b_F$ b_F – mažesnė pamato kraštinė	
2.	Plokštėms ir statiniams su keliais pamatais, kurių tarpusavio sąveika pasireiškė gilesniuose sluoksniuose	$z_a \geq 6,0$ m $z_a \geq 1,5 b_B$ b_B – mažesnė statinio kraštinė	

1.16 lentelės tęsinys

3.	Pylimams	$0,8h < z_a < 1,2 h$ $z_a \geq 6,0 \text{ m}$ h – pylimo aukštis	
4.	Iškasoms	$z_a \geq 2,0 \text{ m}$ $z_a \geq 0,4 h$ h – pylimo aukštis ar iškasos gylis	
Tiesiniams (jeigu tinka, galima vadovautis rekomendacijomis, skirtoms pylimams ir iškasoms)			
5.	Keliams ir aerodromams	$z_a \geq 2,0 \text{ m}$ žemiau siūlomo sankasos lygio	
6.	Tranšėjoms ir vamzdynams	$z_a \geq 2,0 \text{ m}$ $z_a \geq 1,5 b_{Ah}$ b_{Ah} – iškasos plotis.	
7.	Mažiams tuneliams ir kavernoms	$b_{Ah} < z_a < 2,0 b_{Ah}$ b_{Ah} – iškasos plotis. Reikia atsižvelgti ir į požeminio vandens slūgsojimo sąlygas	
Iškasos			
8.	Iškasoms, kai pjezometrinis paviršius ar požeminio vandens lygis yra žemiau iškasos dugno	$z_a \geq 0,4 h$ $z_a \geq t + 2,0 \text{ m}$ t – atramos ilgis h – iškasos gylis	
9.	Iškasoms, kai pjezometrinis paviršius ir požeminio vandens lygis yra aukščiau už iškasos dugną	$z_a \geq h_w + 2,0 \text{ m}$ $z_a \geq t + 2,0 \text{ m}$ t – atramos ilgis h_w – požeminio vandens lygis virš $sz_a \geq t + 5,0 \text{ m}$ Jei nesutinkama silpnai požeminį vandenį drenuojančių sluoksnių	

1.16 lentelės pabaiga

10.	Vandenį sulaikančių statinių	z_a – turėtų būti nustatomas, atsižvelgiant į būsimąjį vandens lygį, hidrogeologines sąlygas ir statybos metodą.	
11.	Tranšėjinėms sienoms	$z_a \geq 2,0$ m žemiau požeminiam vandeniui nelaidaus sluoksnio	
12.	Poliams	$z_a \geq b_g$ $z_a \geq 5,0$ m $z_a \geq 3D_F$ D_f – polio pado skersmuo ir b_g – mažesnę polių grupę apimančio stačiakampio kraštinė polių pado lygyje	

Aukštybinių statinių ir civilinės inžinerijos projektų atskiriems pamatams, tiesiniams bei poliams ant gerų gruntų, tyrinėjimo gylis gali būti sumažintas iki $z_a = 2$ m, jei geologinės sąlygos ne visiškai aiškios, tuo atveju bent vieno gręžinio gylis turėtų būti $z_a = 5$ m. Jei po numatomu statiniu aptinkama pamatinė uoliena, tai lygis turėtų būti laikomas atraminiu lygiu nustatant gylį z_a . Kitais atvejais z_a nustatomas iki uolienos paviršiaus.

2. PAMATŲ IR PAGRINDŲ PROJEKTAVIMO DUOMENYS

2.1. Pagrindų ir pamatų tipai

Statinys perduoda jį veikiančias apkrovas į pagrindą. Statinių pagrindu daugeliu atveju būna viršutinėje žemės plutos dalyje iš diskretiškų dalelių natūraliai arba dėl žmogaus veiklos susidariusios nuogulos, sudarančios daugiakomponentę sistemą iš kietųjų dalelių, vandens ir oro, vadinamos gruntu.

Pagrindai skirstomi į natūralius ir dirbtinius. Natūralus pagrindas susiformavo iš natūralus grunto, kurio stiprumo pakanka antžeminės statinio konstrukcijos svariui ir ją veikiančioms apkrovoms bei poveikiams, perduodamiems per pamatus į pagrindą, perimti.

Dirbtiniai pagrindai – tai įvairiais būdais žmonių veiklos paveikti silpni labai suspaudžiami grunta, gaunami padidinant jų stiprumą. Dirbtiniai pagrindai įrengiami tankinant gruntą, taikant konstrukcinius metodus pagrindui stiprinti, stiprinant gruntą cheminiu būdu.

Kaip pastatų ir statinių pagrindas dirbtiniai pagrindai naudojami gana dažnai, tačiau turi būti užtikrinta patikima jų įrengimo ir kokybės patikra. Smėliai ir kietai plastiški dulkiai ir moliai stiprinami tankinant. Kai pagrindą sudaro tokie plastiški bei tankūs dulkiai ir moliai bei durpingieji grunta, kuriuos tankinti ar stiprinti cheminiais metodais sudėtinga ar negalima, taikomi šie konstrukciniai metodai: įrengiant smėlio paklotus, iš anksto apslegiant pagrindą, stiprinant pagrindą geosintetinėmis medžiagomis. Grunto stiprumas ir spūdumas priklauso nuo dalelių sankabumo, kurį padidinti galima cheminiais metodais. Cheminis gruntų stiprinimo būdas sudėtingas, dažniau taikomas esamų pastatų pagrindui stiprinti. Pagrindo stiprinimo metodų yra įvairių, optimalus parenkamas atsižvelgiant į grunto savybes. Dirbtinių pagrindų įrengimas pateikiamas 9 skyriuje.

Gruntų klasifikavimas pagal geotechnines savybes pateikiamas standarte LST EN ISO 14688-2.

Stipriausiais gruntais vadinami tankūs ir vidutinio tankumo smėliai bei kieti, puskiečiai ir kietai plastiški dulkiai ir moliai. Nerekomenduojama pagrindu naudoti silpnųjų gruntų: puriųjų smėlių ir minkštai ir tokie plastiškų bei tikiųjų dulkių ir molių bei gruntų su organinės medžiagos priemaiša.

Grunta skirstomi į stipriuosius ir silpnuosius, nors vertinant pagrindo stiprumą reikia vertinti ne tik jį sudarantį gruntą, bet ir pastato konstrukcijos jautrumo

nevienodiems pamatų nuosėdžiams. Tai reiškia, kad tas pats gruntas, tinkamas būti natūraliu pagrindu vienam pastatui, netinka kitam. Nepaisant to, gruntai dažniausiai skirstomi į stipriuosius ir silpnuosius, o ar jie tinka būti natūraliu pagrindu projektuojamam pastatui, sprendžiama iš pagrindo skaičiavimo rezultatų.

Pagrindai ir pamatai projektuojami pagal saugos ir tinkamumo ribinius būvius, įvertinant bendrą statinio, pamato ir pagrindo darbą. Pagrindų ir pamatų projektavimas susideda iš dviejų dalių:

- geotechninio projektavimo (GEO) – pamatų tipo ir matmenų parinkimo, įvertinus pagrindo savybes;
- pamato projektavimo (STR) – pamato kaip statybinės konstrukcijos projektavimo.

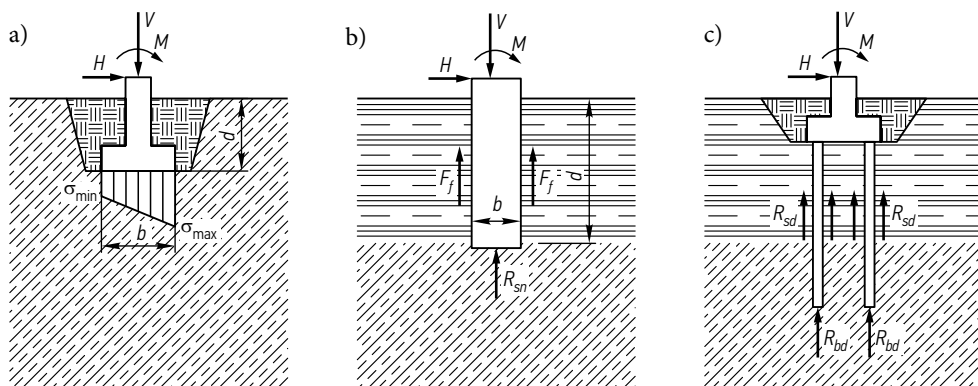
Pamatai gali būti klasifikuojami pagal įvairius požymius – dažniausiai pagal įrengimo būdą ir metodus, taikomus jų laikomajai galiai skaičiuoti (Šimkus 1984). Pagal tai galėtume išskirti šiuos pamatų tipus (2.1 pav.):

- seklieji pamatai;
- gilieji pamatai;
- poliniai pamatai.

Aiškas ribas tarp pamatų tipų ne visada galima išskirti, tačiau dažniausiai pamatas priskiriamas prie vieno ar kito tipo pagal pamato pado įgilinimo d ir pamato pado pločio b santykį.

Prie sekliųjų pamatų priskiriami pamatai, kurių $\frac{d}{b} < 2$. Jie apkrovą pagrindui perduoda padu. Šio tipo pamatai įrengiami pastatams, kurie pagrindui perduoda nedideles, dažniausiai vertikaliąsias apkrovas ir kai žemės paviršiuje slūgso stiprieji gruntai.

Kai žemės paviršiuje slūgso silpnieji gruntai, dažniausiai įrengiami poliniai ar gilieji pamatai.



2.1 pav. Pamatų tipai: a – sekliusis pamatas; b – gilusis pamatas; c – polinis pamatas

Prie giliųjų pamatų priskiriami pamatai, kurių $2 \leq \frac{d}{b} \leq 5$. Išskirtinis giliojo pamato požymis – jo standumas. Laikoma, kad giliojo pamato konstrukcija standi ir nuo lenkimo momento ir horizontaliųjų apkrovų poveikio nekeičia savo formos. Šių pamatų didesnė laikomoji galia padu. Tačiau taikant tam tikras įrengimo technologijas jų laikymo galią sudaro dvi sudedamosios dalys: laikomoji galia padu ir laikomoji galia šoniniu paviršiumi.

Poliniai pamatai yra tokie, kurių svarbiausio elemento polio skersmens b santykis su polio pado įgilinimu d nuo rostverko pado $\frac{d}{b} > 5$. Šių pamatų laikomoji galia susideda iš dviejų dedamųjų: laikomosios galios padu ir laikomosios galios šoniniu paviršiumi. Polis yra riboto standumo konstrukcija, kuri, veikiamo lenkimo momento ir horizontalių jėgų, deformuojasi keisdama savo formą.

Optimalus pamatas parenkamas atsižvelgiant į:

- techninius reikalavimus;
- ekonominius reikalavimus;
- gamtosauginius reikalavimus.

Techniniu požiūriu reikia įvertinti, ar pasirinktas pamatų tipas atitinka konstrukcinius ir technologinius reikalavimus. Pamatų įrengimo technologija ir darbų organizavimas aktualu, kai pamatai įrengiami mieste, greta esančių pastatų. Kai naujo pastato pamatai turi būti įgilinti giliau negu esamo pastato pamatai, reikia numatyti tokias priemones ir pamatų įrengimo technologijas, kad būtų užtikrintas esamo pastato ir jo pagrindo stabilumas. Tinkamos pamatų įrengimo technologijos pasirinkimas ypač svarbus, kai darbai vyksta senamiesčiuose, renovuojant senų pastatų pamatus ar įrengiant pamatus greta jų.

Ekonominiu požiūriu pamatų tipą reikia parinkti tokį, kad suprojektuotus pamatus būtų galima įrengti konkrečiomis sąlygomis racionaliai naudojant darbo jėgą, medžiagas ir mechanizmus.

Įrengiant pagrindus ir pamatus svarbu laikytis *gamtosaugos reikalavimų*, kad kuo mažiau būtų pažeisti gamtiniai procesai ir augmenija.

2.2. Apkrovos ir jų deriniai

Pagrindų ir pamatų projektavimui reikalingos pamatus veikiančios apkrovos imamos iš pastato antžeminių konstrukcijų skaičiavimų. Apkrovos turi būti apskaičiuotos pamato viršaus lygyje. Pagrindų ir pamatų projektavimui reikalingos apkrovų skaičiuojamosios ir charakteristinės reikšmės. Suprojektuoti statinių ir pastatų pamatai turi tenkinti saugos ir tinkamo ribinius būvius.

2.3. Ribiniai saugos būviai

Projektuojant pastatų ir statinių pamatus pagal LST EN 1997-1:2006 turi būti patikrinti, kad nebūtų viršyti šie ribiniai saugos būviai:

- statinių arba pagrindo pusiausvyros netekimas, vertinant pagrindą ir konstrukciją kaip standųjį kūną, kuriame konstrukcinių medžiagų ir pagrindo stipris yra nereikšmingas pusiausvyrai užtikrinti (EQU);
- konstrukcijos ar jos elementų, įskaitant sekliuosius pamatus, polius ar rūsiu sienas, vidinis suirimas arba pernelyg didelės deformacijos, kurioms medžiagos stipris yra reikšmingas atsparumui užtikrinti (STR);
- pagrindo suirimas ar pernelyg didelės deformacijos, kai grunto ar uolienos stipris yra reikšmingas atsparumui užtikrinti (GEO);
- konstrukcijos ar pagrindo pusiausvyros netekimas dėl iškėlimo veikiant vandens slėgiui ar kitokiems vertikaliems poveikiams (UPL);
- hidraulinis kėlimas, vidinė erozija ir sunkimasis grunte veikiant hidrauliniais nuolydžiams (HYD).

Esant nuolatinei ir trumpalaikiai situacijoms poveikiams, medžiagoms (gruntui), ir apskaičiuotam atsparumui turi būti taikomi daliniai koeficientai, kurių vertės pateiktos pagal LST EN 1997-1:2006 A priedą.

Tikrinant ribinį saugos būvį dėl statinio pusiausvyros netekimo ar visuminių statinio ar pagrindo poslinkių (EQU), turi būti tenkinama sąlyga:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d, \quad (2.1)$$

čia $E_{dst;d} = E\left\{\gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d\right\}_{dst}$ skaičiuotiniai destabilizuojantys poveikiai; $E_{stb;d} = E\left\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\right\}_{stb}$ skaičiuotiniai stabilizuojantys poveikiai; T_d – suminių trinties jėgų skaičiuotinė vertė.

Tikrinant ribinį saugos būvį dėl suirimo ar konstrukcijos elemento ar pagrindo dalies pernelyg didelės deformacijos (STR ir GEO, LST EN 1997-1:2006 lt) turi būti tikrinama sąlyga:

$$E_d \leq R_d, \quad (2.2)$$

čia E_d – poveikių efekto skaičiuotinė vertė; R_d – pagrindo ar konstrukcijos atsparumo skaičiuotinė vertė. Ieškant poveikių efekto skaičiuotinės vertės E_d daliniai koeficientai gali būti taikomi poveikiams F_{rep} arba jų efektams E :

$$E_d = E\left\{\gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d\right\} \quad (2.3)$$

arba

$$E_d = \gamma_E E\left\{F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d\right\}, \quad (2.4)$$

čia F_{rep} – reprezentacinė poveikio vertė; X_k – medžiagos savybės rodiklio charakteristinė vertė; a_d – matmens skaičiuotinė vertė; γ_F ir γ_E – atitinkamai dalinis koeficientas poveikiams ir jų efektams; γ_M – dalinis koeficientas grunto rodikliams.

Skaičiuotinę atsparumo vertę R_d daliniai koeficientai gali būti taikomi grunto savybėms X , atsparumui R arba abiem rodikliams:

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d \right\} \quad (2.5)$$

arba

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_K; a_d \right\} / \gamma_R, \quad (2.6)$$

arba

$$R_d = R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d \right\} / \gamma_R. \quad (2.7)$$

Iškėlimo (UPL) tikrinamas, lyginant ar destabilizuojančių nuolatinių ir kintamųjų vertikaliųjų poveikių derinio skaičiuotinė vertė $V_{dst;d}$ yra mažesnė ar lygi, stabilizuojančių nuolatinių vertikaliųjų poveikių skaičiuotinės vertės $G_{stb;d}$ ir papildomos atsparumo iškėlimui skaičiuotinės vertės R_d sumai:

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d. \quad (2.8)$$

Svarstant galimybę susidaryti ribiniam saugos būviui dėl iškėlimo, veikiant sunkimuisi (HYD) visuose geologiniuose pjūviuose, kuriuose gali atsirasti ribinis saugos būvis, turi būti tikrinama viena iš dviejų sąlygų. Pirmoji – tikrinama, ar destabilizuojanti porinio vandens slėgio skaičiuotinė vertė $u_{dst;d}$ geologinio pjūvio apačios lygyje neviršija stabilizuojančių suminių vertikaliųjų įtempių $\sigma_{stb;d}$ skaičiuotinės vertės tame pačiame geologinio pjūvio apačios lygyje. Antroji – tikrinama, ar destabilizuojančių vandens sunkimosi jėgų grunte $S_{dst;d}$ skaičiuotinė vertė neviršija stabilizuojančių vertikaliųjų poveikių $G'_{stb;d}$ skaičiuotinės vertės geologinio pjūvio apačioje:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d}, \quad (2.9)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d}. \quad (2.10)$$

2.4. Tinkamumo ribinis būvis

Tikrinant ribinius tinkamumo būvius pagrinde, antžeminėje statinio dalyje, jo elemente ar mazge reikia užtikrinti, kad:

$$E_d \leq C_d, \quad (2.11)$$

čia E_d – poveikių efekto skaičiuotinė vertė; C_d – poveikio efekto ribinė skaičiuotinė vertė. Poveikio efektų pavyzdžiai: atskiros pamato nusėdimas, vidutinis pastato nusėdimas, gretimų kolonų ar sienų pamatų santykinis nusėdimų skirtumas, pamato arba pastato poskyris ir t. t.

Nagrinėjant tinkamumo ribinius būvius dalinių koeficientų vertės imamos lygios 1,0. Tačiau jei eksploatuojant konstrukcijas kinta geotechninės sąlygos, grunto charakteristinės pagrindo savybių vertės taip pat turi būti kintančios laike.

2.5. Projektavimo atvejai

Tikrinant ribinį saugos būvį dėl suirimo, konstrukcijos elemento ar pagrindo dalies perteklinės deformacijos (STR ir GEO) LST EN 1997-1:2006 lt nurodo trys projektavimo atvejus. Kiekvienas projektavimo atvejis gali būti aprašytas naudojant dalinių koeficientų grupių derinius. Visi daliniai koeficientai yra sujungti į grupes, kurių kiekviena turi savo žymenį:

A – daliniai koeficientai taikomi poveikiams ir poveikių efektams;

M – daliniai koeficientai grunto rodikliams;

R – daliniai koeficientai atsparumams.

Skaičiuojant turi būti patvirtinta, ar nesusidarys ribiniai saugos būviai dėl suirimo ar pernelyg didelės deformacijos, taikant konkrečius kiekvieno projektavimo atvejui skirtus dalinių koeficientų grupių derinius. Lietuvoje projektuojant pamatus priimtas pirmas projektavimo atvejis.

Pirmasis projektavimo atvejis taikomas prireikus patikrinti, ar nesusidaro ribinis saugos būvis dėl suirimo ar pernelyg didelės deformacijos (išskyrus ašine jėga apkrautus polių ir inkarus), taikant tokius dalinių koeficientų grupių derinius:

1 derinys: $A1 „+“ M1 „+“ R1$,

2 derinys: $A2 „+“ M2 „+“ R1$.

Projektuojant ašine apkrova apkrautus polių ir inkarus, tikrinama, ar nesusidaro ribinis būvis dėl suirimo ar didelės deformacijos, taikant tokius dalinių koeficientų grupių derinius:

1 derinys: $A1 „+“ M1 „+“ R1$,

2 derinys: $A2 „+“ (M1 arba M2) „+“ R4$.

Antrojo derinio dalinių koeficientų grupė *M1* naudojama skaičiuojant polių arba inkarų atsparumą, o grupė *M2* taikoma skaičiuojant nepalankius poveikius, kai polių veikia neigiamoji trintis ar skersinės apkrovos.

Kai skaičiavimai pagal vieną ar du derinius yra lemiami projektui, skaičiuoti pagal kitus derinius nebūtina. Tačiau skirtingi deriniai gali būti kritiniai vertinant skirtingus to paties projekto aspektus.

Dalinių koeficientų reikšmės pateiktos 2.1–2.4 lentelėse.

2.1 lentelė. Daliniai koeficientai poveikiams γ_F ir jų efektams γ_E pagal EN 1997-1:2006

Poveikis		Simbolis	Apkrovų grupė	
			A1	A2
Nuolatinis	Nepalankus	γ_G	1,35	1,0
	Palankus		1,0	1,0
Kintamasis	Nepalankus	γ_Q	1,5	1,3
	Palankus		0	0

čia γ_G – dalinis nuolatinio poveikio koeficientas; γ_Q – dalinis kintamojo poveikio koeficientas.

2.2 lentelė. Daliniai grunto rodiklių koeficientai γ_M pagal EN 1997-1:2006

Grunto rodiklis	Simbolis	Apkrovų grupė	
		M1	M2
Vidinės trinties kampo tangentas	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Efektyvioji sankiba	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Kerpamasis stipris nedrenuojant	γ_{cu}	1,0	1,4
Gniuždomasis stipris nevaržant	γ_{qu}	1,0	1,4
Svorio tankis	γ_γ	1,0	1,0

Pastaba. $\gamma_{\varphi'}$ – dalinis koeficientas, taikomas vidinės trinties kampo tangentui:

$$\text{tg } \varphi'_d = \frac{\text{tg } \varphi'}{\gamma_{\varphi'}}, \quad (2.12)$$

2.3 lentelė. Daliniai koeficientai γ_R sekliųjų pamatų pagrindo laikymo galiai pagal EN 1997-1:2006

Laikomoji galia	Simbolis	Apkrovų grupė		
		R1	R2	R3
Laikomoji galia gniuždant	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Laikomoji galia kerpant	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

čia $\gamma_{R,v}$ – pagrindo laikomosios galios vertikaliosios komponentės dalinis koeficientas; $\gamma_{R,h}$ – pagrindo laikomosios galios horizontaliosios komponentės dalinis koeficientas.

2.4 lentelė. Daliniai koeficientai polių pagrindo laikymo pagal EN 1997-1:2006

Laikymo galia	Polio tipas	Simbolis	Apkrovų grupė			
			R1	R2	R3	R4
Polio laikomoji galia padu	kaltiniai	γ_b	1,0	1,1	1,0	1,3
	gręžtiniai		1,25			1,6
	CFA		1,1			1,45
Polio laikomoji galia gniuždant šoniniu kamieno paviršiumi	kaltiniai	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
	gręžtiniai					
	CFA					
Polio pagrindo suminis atsparumas gniuždymui	kaltiniai	γ_t	1,0	1,1	1,0	1,3
	gręžtiniai		1,15			1,5
	CFA		1,1			1,4
Polio laikomoji galia raunant	kaltiniai	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6
	gręžtiniai					
	CFA					

3. PAMATŲ NUOSĖDŽIAI

3.1. Sudedamosios pamatų nuosėdžių dalys

Atskiros pamato (kolonos, sienos ir kt.) nuosėdis turi būti skaičiuojamas visiems pamatams, remiamiems ant dispersinės uolienos (grunto), t. y. ant pagrindo, kurį sudaro įvairios formos ir dydžio kietosios dalelės gamtos procesų ar žmogaus suklostytos į įvairius darinius. Atskiros dalelės nėra glaudžiai ir kompaktiškai sudėliotos, tarpai tarp dalelių, poros, užpildyti oru ir vandeniu. Pagrindo deformacijos yra dalelių tarpusavio padėties pokyčio rezultatas. Kai poros užpildytos vandeniu, dalelių poslinkiai vyksta iš porų išspaudžiant vandenį. Šis procesas vadinamas konsolidacija. Dalelių poslinkiai priklauso nuo laiko, per kurį išspaudžiamas vanduo. Smulkiuose gruntuose, dalelėms sugulus kompaktiškiau, atsiranda papildoma sąveika, dėl kurios esant nekintamam įtempių dydžiui, vyksta dalelių poslinkiai – valkšnumo deformacijos. Šis procesas dar vadinamas antrine konsolidacija.

Projektuojant pamatus turi būti įvertinti tiek staigieji nuosėdžiai, tiek nuosėdžiai, atsirandantys laikui bėgant. Pamatų įrengiamų iš dalies ir visiškai prisotintuose vandenių gruntuose nuosėdis:

$$s = s_0 + s_1 + s_2, \quad (3.1)$$

čia s_0 – staigusis nuosėdis, kuris atsiranda visiškai vandens įsotintuose gruntuose dėl šlyties deformacijų, esant pastoviam tūriui, ir iš dalies vandens įsotintuose gruntuose dėl šlyties deformacijų ir tūrio sumažėjimo; s_1 – nuosėdžiai, atsiradę dėl konsolidacijos. Šie nuosėdžiai kinta laikui bėgant. Rupieji gruntai konsoliduojasi greitai iki statybos pabaigos. Smulkieji gruntai konsoliduojasi ilgai. Konsolidacija gali trukti kelis ar keliolika metų; s_2 – nuosėdžiai, atsiradę dėl valkšnumo. Organinės kilmės gruntams ir silpniesiems moliams būtina įvertinti nuosėdžius dėl valkšnumo, kurie gali tęstis praktiškai neribotą laiką. Poveikiai, dėl kurių atsiranda greitėjantys valkšnumo nuosėdžiai, neleistini. Poveikių dydis turi būti toks, kad per tam tikrą laiką nuosėdžiai dėl valkšnumo stabilizuotųsi.

Skaičiuojant nuosėdžius dažniausiai taikoma tiesinė priklausomybė tarp įtempių ir deformacijų. Taikant netiesinę priklausomybę nuosėdžiams skaičiuoti taikomos sudėtingos matematinės išraiškos, todėl dažniausiai naudojamos kompiuterinės programos. Įprastiniams statiniams ant smulkiojo grunto turėtų būti skaičiuojamas santykis tarp pagrindo laikomosios galios, nustatytos pagal nedrenuoto grunto ker-

pamojo stiprio rodiklius, ir ribinio tinkamumo būvio apkrovos. Jei santykis mažesnis už 3, nuosėdžiai visada skaičiuojami. Jei santykis mažesnis už 2, skaičiuojant turėtų būti atsižvelgiama į netiesinį pagrindo deformacijų pobūdį.

Norint nustatyti nuosėdžių stabilizacijos trukmę, taikomos konsolidacijos ir valkšnumo teorijos.

3.2. Nuosėdžių skaičiavimo metodai

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

- skaičiuojant įtempių pasiskirstymą grunte apkrovus pamatą, tai gali būti atlikta pagal tamprumo teoriją ir laikantis prielaidos, kad gruntas yra homogeninis, izotropinis ir kad galioja tiesinis įtempių pasiskirstymas pamato pade;
- skaičiuojant pagrindo deformacijas nuo grunte veikiančių įtempių naudojant standumo modulio vertes arba kitas įtempių ir deformacijų priklausomybes, nustatytas laboratoriniais tyrimais (prieš tai nustatčius koreliaciją su lauko bandymais) arba lauko bandymais. Standumo modulio samprata pateikta nagrinėt liaunus pamatus;
- sumuojant vertikaliąsias deformacijas, kurios kinta atsižvelgiant į nagrinėjamo taško gylį po pamato padu. Taikant įtempių ir deformacijų metodą turi būti parinktas pakankamas skaičius taškų pagrinde po pamatu ir apskaičiuoti įtempiai bei deformacijos šiuose taškuose.

Sudedant staigiąją ir konsolidacijos deformacijas dažniausiai gaunama per didelė suminė deformacija, todėl gali būti įvedamos empirinės pataisos. 3.2.1–3.2.4 poskyriuose pateikiami metodai iš Šimkaus (1984) knygos. Šie metodai ir dabar dažnai taikomi skaičiuojant pamatų nuosėdžius.

3.2.1. Grunto vienmatės deformacijos metodas

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

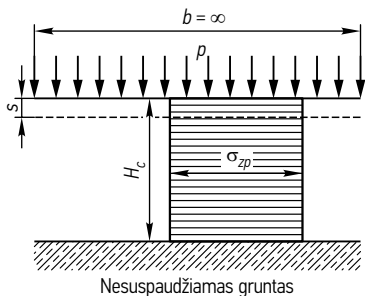
$$H_c < 0.5b, \quad (3.2)$$

čia b – pamato plotis; H_c – deformuojamo sluoksnio storis.

Gruntas tokiu atveju deformuojasi tik vertikalčiai dėl to, kad sumažėja porų tūris, nes skersai deformuotis jis negali. Toks grunto deformavimosi atvejis atitinką tyrimą odometru. Pamato nusėdimo dydis s randamas:

$$s = H_c \frac{e - e_1}{1 + e}, \quad (3.3)$$

čia e ir e_1 – natūralaus ir deformuoto grunto poringumo koeficientai; H_c – defor-



3.1 pav. Skaičiuojamoji schema vienmatės deformacijos metodui

muojamo sluoksnio storis, šiuo atveju sluoksnio storis nuo apkrovos pridėjimo paviršiaus iki nesuspaudžiamo grunto kraigo (3.1 pav.).

Kadangi:

$$e - e_1 = m_0 (\sigma_1 - \sigma) = m_0 \sigma_{zp0}, \quad (3.4)$$

čia σ_{zp0} – papildomi įtempiai, nuo kurių skaičiuojami nuosėdžiai, m_0 – spūdos koeficientas.

Dabar s:

$$s = H_c m_0 \frac{\sigma_{zp0}}{1 + e}, \quad (3.5)$$

$$s = H_c m_v \sigma_{zp0} = \beta H_c \frac{\sigma_{zp0}}{E}, \quad (3.6)$$

čia m_v – tūrio spūdos koeficientas; β – koeficientas, kuriuo įvertinama grunto skersinė deformacija (1.47). Apytikslės jo reikšmės pateiktos 3.1 lentelėje; E – tamprumo modulis.

3.1 lentelė. β koeficiento reikšmės

Gruntas	β reikšmė
Smulkusis ir dulkingasis smėlis	0,8
Smėlis molingasis (priesmėlis)	0,7
Molis dulkingasis, smėlingas (priemolis)	0,5
Molis	0,4

3.2.2. Tampriųjų deformacijų metodas

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

$$s = \frac{(1 - \nu^2)}{\pi E} \iint_A \frac{f(\xi; \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}}. \quad (3.7)$$

Integralinės lygties sprendinius apskrito ir stačiakampio pado formos pamatams galima pateikti bendra išraiška (Цытович 1983):

$$s = (1 - \nu^2) \omega' \sqrt{A} \frac{\sigma_{zp0}}{E}, \quad (3.8)$$

čia A – pamato pado plotas; ω' – koeficientas, priklausantis nuo pamato standumo ir taško, kurio nuosėdis skaičiuojamas, padėties po pamato padu; ν – Puasono koeficientas; E – tamprumo modulis; σ_{zpo} – papildomi įtempiai pridėti puserdvio paviršiuje. Pažymėjus pamato kraštinių santykį $\eta = \frac{l}{b}$ plotas $A = lb = \eta b^2$, $\omega = \omega' \sqrt{\eta}$.

Tada (3.8) galime pakoreguoti į:

$$s = (1 - \nu^2) \omega \cdot b \frac{\sigma_{zpo}}{E}. \quad (3.9)$$

Koeficiento ω vertės pateiktos 3.2 lentelėje.

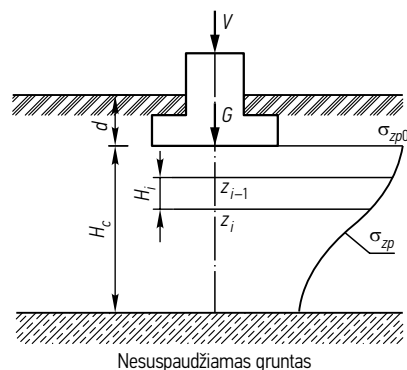
3.2 lentelė. Pamato formos ir standumo koeficiento ω vertės.

$\eta = \frac{l}{b}$	ω koeficiento reikšmės			
	liauno pamato kampinio taško	liauno pamato centrinio taško	liauno pamato vidutiniam nuosėdžiui	standaus pamato vidutiniam nuosėdžiui
Apskritimas	0,64	1,00	0,85	0,79
1	0,56	1,12	0,95	0,88
2	0,77	1,53	1,30	1,22
3	0,89	1,78	1,53	1,44
4	0,98	1,96	1,70	1,51
5	1,05	2,10	1,83	1,72
10	1,25	2,58	2,25	2,12

3.2.3. Riboto storio sluoksnio metodas

Kai po pamatu slūgsančio suspaudžiamo grunto sluoksnis plonesnis negu pagrindo deformacijų zonos storis ar pamato matmenys dideli, taikomas riboto storio sluoksnio metodas.

Nesuspaudžiamu gruntu galima vadinti tokį gruntą, kurio tamprumo modulis $E \geq 100$ MPa, taip pat tai gali būti uoliena. Pagal riboto storio sluoksnio metodą skaičiuojami ir didelių pamatų, kurių pado plotis ar skersmuo didesnis kaip 10 m, o pagrindas sudarytas iš gruntų, kurių tamprumo modulis $E \geq 10$ MPa, nusėdimai. Metodas pateiktas SNiT 2.02.01-83. Skaičiuojant šiuo metodu didelių matmenų pamatams, pagrindo deformacijų zonos storis H_c lygus suspaudžiamo grunto po pamatu sluoksnio storiui:



3.2 pav. Skaičiuojamoji schema riboto storio sluoksnio metodu

$$H_c = (H + k_b b) k_a, \quad (3.10)$$

čia H_0 – sąlyginis pagrindo deformacijų zonos storis; k_a – koeficientas (3.3 lentelė), kuriuo įvertinama pagrindu perduodamos apkrovos intensyvumo įtaka pagrindo deformacijų zonos storiui. Jis priklauso nuo vidutinių įtempių po pamato padu σ_{zp0} ; k_b – koeficientas (3.4 lentelė), rodantis pamato pločio įtaką pagrindo deformacijų zonos storiui.

3.3 lentelė. Koeficiento k_a vertės (SN ir T 2.02.01-83)

σ_{zp0} , MPa	0,1	0,5
k_a	0,8	1,2

Tarpinės k_a koeficiento reikšmės randamos tiesiškai interpoliuojant.

3.4 lentelė. Koeficiento k_b vertės (SN ir T 2.02.01-83)

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

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

$$H_c = H_{c,s} + \frac{\sum_{i=1}^n h_{c,i}}{3}, \quad (3.11)$$

čia $H_{c,s}$ – pagrindo deformacijų zonos storis, apskaičiuotas pagal (3.10) formulę, kai pagrindą sudaro tik smėlis; $\sum_{i=1}^n h_{c,i}$ – molinių gruntų sluoksnių suminis storis pagrindo deformacijų zonos storįje H_c , surastame pagal (3.10) formulę, kai pagrindą sudaro tik moliniai gruntai.

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

$$s = \frac{k_c \sigma_{zp0} b}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (3.12)$$

čia b – stačiakampio pamato pado plotis arba apskrito pamato skersmuo; σ_{zp0} – vidutinis įtempis po pamato padu; n – suspaudžiamo grunto po pamatu sluoksnių, kurių tamprumo moduliai skirtingi, skaičius; E_i – atskirų gruntų sluoksnių tamprumo moduliai. Koeficientas k_c (3.5 lentelė) rodo apatinio nesuspaudžiamo grunto sluoksnio įtaką įtempių sklidimui viršutiniame suspaudžiamo grunto sluoksnyje. Jo reikšmės priklauso nuo suspaudžiamo grunto sluoksnio santykinio storio:

stačiakampiams pamatams $\zeta' = \frac{2H_c}{b}$,

apskritiems pamatams $\zeta' = \frac{H_c}{b}$.

3.5 lentelė. Koeficiento k_c vertės (SNiT 2.02.01-83)

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

Koeficientas k_m priklauso nuo suspaudžiamo grunto tamprumo modulio. Kai $E < 10$ MPa, $k_m = 1$. Kai tamprumo modulis $E \geq 10$ MPa, koeficiento reikšmės priklauso nuo pamato pločio 3.6 lentelė.

3.6 lentelė. Koeficiento k_m vertės (SNiT 2.02.01-83)

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

Įtempių sklidimo koeficientai k_i ir k_{i-1} ir skaičiuojami taškams kiekvieno sluoksnio apačioje ir viršuje. Jų reikšmės priklauso nuo pamato pado formos, stačiakampiams pamatams nuo santykio $\eta = l/b$ ir taško, kuriame skaičiuojami įtempiai santykinio gylio žemiau pamato pado $\xi = 2z/b$, kai pamatas stačiakampis, ir $\xi = z/r$, kai apskritas. Šie koeficientai pateikti 3.7 lentelėje.

3.7 lentelė. Koeficientų k_i k_{i-1} k vertės (SNiT 2.02.01-83)

$\zeta = 2z/b$ arba $\zeta = z/r$	Apskritų pamatų	Stačiakampių pamatų $\eta = l/b$						Juostinių pamatų $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763

3.7 lentelės pabaiga

1	2	3	4	5	6	7	8	9
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,884	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,031	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,710	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

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

$$s = \frac{kk_c b}{k_m} \frac{\sigma_{zp0}}{E}, \quad (3.13)$$

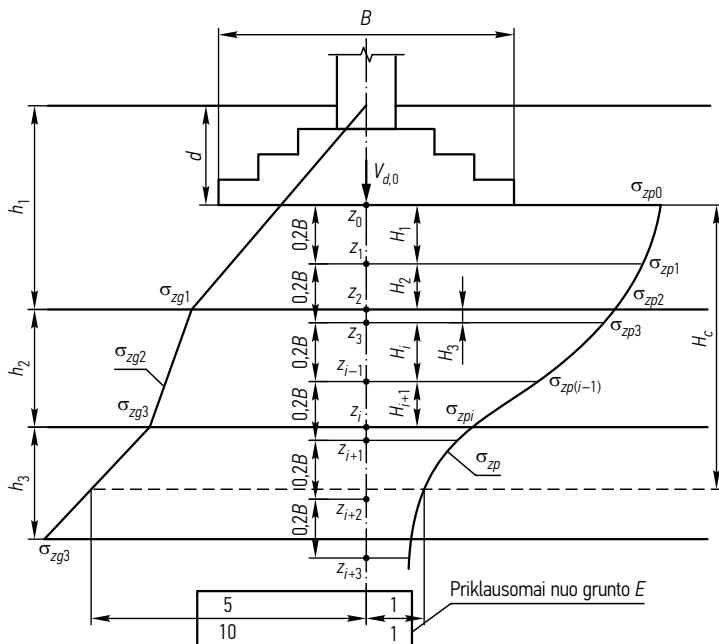
čia k – įtempių sklaidimo koeficientas suspaudžiamo grunto sluoksnio apačioje, gylyje $z = H_c$ žemiau pamato pado, randamas 3.7 lentelėje.

3.2.4. Sumavimo metodas

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

Pamato nuosėdį skaičiuojant sumavimo metodu, reikia nustatyti pagrindo deformacijų zonos gylį. Tuo tikslu sudaromos dvi grunto įtempių diagramos pamato ašiniame pjūvyje (3.3 pav.):

- įtempių nuo grunto svorio;
- papildomų įtempių nuo pamato apkrovos.



3.3 pav. Sekliojo pamato nusėdimo skaičiavimo sumavimo metodu skaičiuojamoji schema

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

$$\sigma_{zgn} = \sigma_{zg(n-1)} + \gamma_{d,n} \cdot h_n, \quad (3.14)$$

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

Smėlių ir priesmėlių po vandeniu svorio tankis imamas atsižvelgiant į vandens atsveriantį poveikį:

$$\gamma_{sb} = \frac{\rho_s - 1}{1 + e} g, \quad (3.15)$$

čia γ_s – grunto kietųjų dalelių tankis; e – grunto poringumo koeficientas; g – laisvojo kritimo pagreitis

Papildomi įtempiai pamato pado lygyje:

$$\sigma_{zp0} = \sigma_{d,0} - \sigma_{zg0} = \frac{V_{d,0}}{A} - \gamma'_d \cdot d, \quad (3.16)$$

čia σ_{zg0} – įtempiai nuo grunto pamato pado lygyje; $\sigma_{d,0}$ – įtempiai po pamato padu; $V_{d,0}$ – didžiausia iš visų apkrovimo variantų skaičiuojamoji ašinė jėga pamato pado lygyje; A – pamato pado plotas; γ'_d – grunto virš pamato pado lygio svorio tankio skaičiuotinė vertė, įvertinus vandens atsveriantį poveikį; d – pamato gylis.

Papildomi įtempiai pamato pado lygyje, kai pamato plotis $b \geq 10$ m imamas:

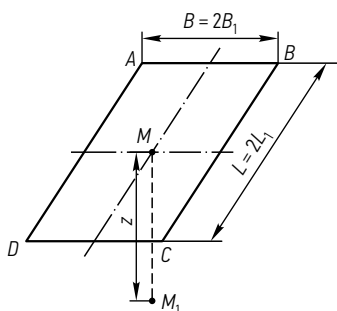
$$\sigma_{zp0} = \frac{V_{d,0}}{A}. \quad (3.17)$$

Papildomų įtempių epiūrai sudaryti gruntas po pamatu dalijamas į $0,2b$ storio sluoksnelius. Jeigu tame storyje keičiasi tamprumo modulis ar kitos grunto charakteristikos, tada jis dalijamas į papildomus sluoksnelius (3.3 pav.). Kiekvieno jų apačioje, gylyje z_i žemiau pamato pado, skaičiuojami papildomi įtempiai (3.4 pav.).

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zp0} \frac{2}{\pi} \left(\frac{L_1 B_1 z (L_1^2 + B_1^2 + 2z^2)}{D(D^2 z^2 + L_1^2 B_1^2)} + \arcsin \frac{L_1 B_1}{\sqrt{L_1^2 + z^2} \sqrt{B_1^2 + z^2}} \right), \quad (3.18)$$

čia

$$D^2 = L_1^2 + B_1^2 + z^2. \quad (3.19)$$



3.4 pav. Papildomų įtempių skaičiavimo pagal (3.18) schema

Papildomi įtempiai gali būti apskaičiuojami pagal 3.8 lentelėje pateiktus koeficientus k :

$$\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zp0}, \quad (3.20)$$

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

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

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

Kiekvieno sluoksnelio suspaudimas skaičiuojamas pagal vidutinius papildomus įtempius sluoksnyje:

$$s_i = \frac{(\sigma_{zp(i-1)} + \sigma_{zpi})}{2} \cdot \frac{H_i}{E_i}, \quad (3.21)$$

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

3.8 lentelė. Įtempių sklidimo koeficientai k pamato nusėdimui sumavimo metodu skaičiuoti

$\zeta = 2z/B$	Apskrito pamato	Stačiakampių pamatų $\eta = L/B$						Juostinių pamatų $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,875	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,740	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,529	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,173	0,209	0,250	0,285	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,122	0,150	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,067	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,091	0,112	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,098	0,122	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,034	0,042	0,055	0,070	0,098	0,144
9,2	0,018	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,044	0,056	0,079	0,126
11,0	0,011	0,017	0,023	0,029	0,040	0,050	0,071	0,114
12,0	0,009	0,015	0,020	0,026	0,034	0,044	0,060	0,104

Visas pamato nusėdimas gaunamas susumavus sluoksnelių suspaudimus per visą pagrindo deformacijų zonos storį:

$$s = 0,8 \sum_{i=1}^n s_i, \quad (3.22)$$

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

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

3.2.5. Šmertmano metodas

Schmertmann (1970) ir Schmertmann *et al.* (1978) pasiūlytas pusiau empirinis sekliųjų pamatų, įrengiamų rupiuosiuose gruntuose, nuosėdžių skaičiavimo metodas. Tamprumo modulis E' , nusakantis grunto deformuojamumą nustatomas pagal kūgio penetracijos tyrimu gautą kūginį stiprį q_c .

Simetrinės formos (apskritimo formos ir kvadratinųjų) pamatų:

$$E' = 2,5q_c; \quad (3.23)$$

juostinių (stačiakampių) pamatų:

$$E' = 3,5q_c. \quad (3.24)$$

Pamato, kai gruntas po padu vienalytis, nuosėdis s nuo pamato papildomo slėgio σ_{zpo} išreiškiamas taip:

$$s = \frac{C_1 C_2}{C_3} \sigma_{zpo} \int_0^z \frac{I_{zp}}{E'} dz, \quad (3.25)$$

čia

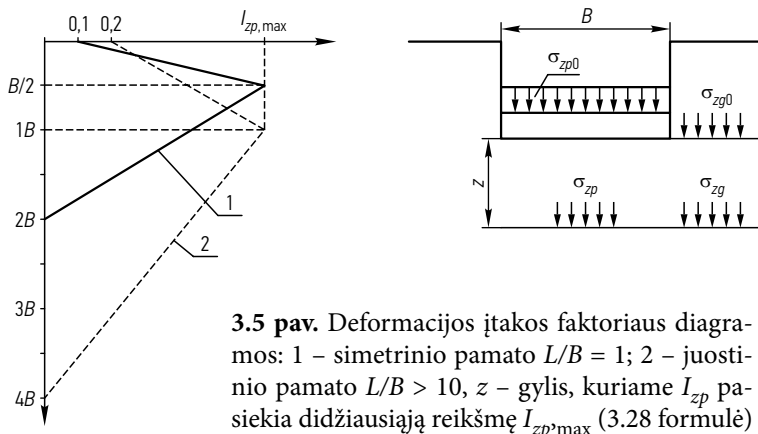
$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{\sigma_{zgo}}{\sigma_{zpo}} \right), \quad (3.26)$$

$$C_2 = 1,2 + 0,2 \lg t, \quad (3.27)$$

čia σ_{zgo} – efektyvusis vertikalusis įtempis nuo grunto svorio pamato pado lygyje; t – laikas metais; C_3 – koregavimo faktorius, atsižvelgiant į sekliojo pamato pado formą: 1,25 – esant kvadratiniais pamatams; 1,75 – esant juostiniams pamatams, kai $L > 10B$; I_{zp} – vertikaliosios deformacijos įtakos faktorius. Simetrinių apskrito ir kvadratinio bei juostinio pamatų I_{zp} parodytas 3.5 pav.

$$I_{zp, \max} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma_{zpo}}{\sigma_{zg}}}. \quad (3.28)$$

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



3.5 pav. Deformacijos įtakos faktoriaus diagramos: 1 – simetrinio pamato $L/B = 1$; 2 – juostinio pamato $L/B > 10$, z – gylis, kuriame I_{zp} pasiekia didžiausiąją reikšmę $I_{zp,max}$ (3.28 formulė)

Apskritų ir kvadratinų pamatų I_{zp} kinta tiesiškai nuo 0,1 pamato pado lygyje iki $I_{zp,max}$ didžiausiosios reikšmės $B/2$ gylyje ir $2B$ gylyje (matuojant nuo pamato pado lygio) deformacijų įtakos koeficientas sumažėja iki 0. Juostinių pamatų I_{zp} kinta tiesiškai nuo 0,2 pamato pado lygyje iki $I_{zp,max}$ didžiausiosios reikšmės B gylyje ir $4B$ gylyje (matuojant nuo pamato pado lygio) sumažėja iki 0.

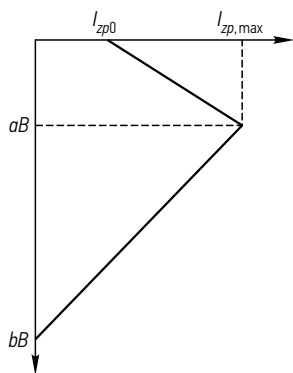
Stačiakampių pamatų, kurių $L < 10B$, deformacijų įtakos koeficientas randamas tiesiškai interpoliuojant tarp reikšmių, skirtų apskritiems ir kvadratiniams pamatams bei juostiniams pamatams pagal ilgio ir pločio santykį. 3.9 lentelėje pateikti koeficientai, kuriais remiantis galima nubraižyti deformacijų įtakos koeficiento priklausomybę nuo gylio, pamatams, kurių $1 \leq L/B \leq 10$.

3.9 lentelė. Koeficientų a ir b vertės nustatant $I_{zp,max}$ ir 0 gylį

L/B	a	b	I_{zp0}
1,0	0,500	2,000	0,1000
1,5	0,528	2,111	0,1105
2,0	0,556	2,222	0,1200
2,5	0,583	2,333	0,1286
3,0	0,611	2,444	0,1364
3,5	0,639	2,556	0,1435
4,0	0,667	2,667	0,1500
4,5	0,694	2,778	0,1560
5,0	0,722	2,889	0,1615
5,5	0,750	3,000	0,1667
6,0	0,778	3,111	0,1714
6,5	0,806	3,222	0,1759

3.9 lentelės pabaiga

L/B	a	b	I_{zp0}
7,0	0,833	3,333	0,1800
7,5	0,861	3,444	0,1839
8,0	0,889	3,556	0,1875
8,5	0,917	3,667	0,1909
9,0	0,944	3,778	0,1941
9,5	0,972	3,889	0,1971
10,0	1,000	4,000	0,2000
Tarpinės reikšmės interpoliuojamos			



3.6 pav. Deformacijos įtakos faktoriaus diagrama, kai $1 \leq L/B \leq 10$ (a , b ir I_{zp0} imti iš 3.9 lentelės)

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

$$s = \frac{C_1 \cdot C_2}{C_3} (\sigma_{zp0} - \sigma_{zg0}) \cdot \sum_{i=1}^n \frac{I_{zp,i} \cdot \Delta h_i}{E'_i}, \quad (3.29)$$

čia $I_{zp,i}$ – deformacijų įtakos faktoriaus reikšmė viduriniame sluoksnio taške; Δh_i – sluoksnio storis; E'_i – sluoksnio tamprumo modulis.

3.2.6. Nuosėdžiai nedrenuotomis sąlygomis

Staigiojo pamato nuosėdžio komponentę, kuri atsiranda neprasidėjus drenavimuisi, galima nustatyti taikant įtempių ir deformacijų koreguotą tamprumo teorijos metodą. Tokiais atvejais tamprumo modulio E ir Puasono koeficiento ν vertės turi atspindėti nedrenuojamo grunto pagrinde elgseną. Tačiau dažniausiai staigiojo nuosėdžio dedamoji įvertinama skaičiuojant galutinius konsolidacijos nuosėdžius.

Tokiais atvejais tamprumo modulio E ir Puasono koeficiento ν vertės turi atspindėti nedrenuojamo grunto pagrinde elgseną. Tačiau dažniausiai staigiojo nuosėdžio dedamoji įvertinama skaičiuojant galutinius konsolidacijos nuosėdžius.

3.3. Nuosėdžiai dėl konsolidacijos

Skaičiuojant grunto konsolidaciją, t. y. pamatų nuosėdžių pokyčius laikui bėgant, daroma prielaida, kad gruntas suvaržytomis sąlygomis deformuojasi viena kryptimi. Tai atitiktų grunto konsolidacijos bandymą odometru.

Apkrovos veikiamas pamatas molinguosiuose ir dulkinguosiuose vandeniui prisotintuose gruntuose nusėda, kai iš grunto po pamatu porų dėl padidėjusio porinio slėgio išspaudžiamas vanduo. Konsolidaciniai nuosėdžiai vyksta dėl papildomo

porinio slėgio išsisklaidymo ir dėl to kinta laikui einant. Papildomas porinis slėgis susidaro uždėjus apkrovą. Valkšnumo nuosėdžiai (dažnai vadinami antrine konsolidacija), kurie dažniausiai pasireiškia kaip kintantys laike nuosėdžiai, pasireiškiantys išsisklaidžius papildomam poriniam slėgiui ir netgi kai porinio slėgio nėra. Tačiau nuosėdžiai dėl valksnumo gali vykti ir nedrenuotomis sąlygomis.

Bet kuriuo laiku t po apkrovos pridėjimo nuosėdis būtų randamas:

$$s_t = U s_c, \quad (3.30)$$

čia U – konsolidacijos laipsnis; s_c – nuosėdžiai pasibaigus konsolidacijos procesui, kurie gali būti paskaičiuoti pagal formulę:

$$s_c = \frac{C_c d}{1 + e_o} \lg \left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_o} \right), \quad (3.31)$$

čia C_c – kompresijos rodiklis; d – konsoliduojamo sluoksnio storis; e_o – pradinis poringumo koeficientas esant efektyviems įtempiams σ'_o , σ'_1 – efektyvieji įtempiai po apkrovimo.

3.3.1. Viendimensės konsolidacijos taikomieji sprendiniai

Vandeniui prisotintas gruntas gali tankėti tik išspaudus iš porų vandenį. Smėliuose vanduo išspaudžiamas greitai, todėl pastatų ant smėlių nuosėdžiai stabilizuojasi iki pastato statybos pabaigos. Molinguose gruntuose vanduo iš porų išspaudžiamas lėtai, todėl molingieji gruntai deformuojasi ilgai. Pastatai ir statiniai ant vandeniui prisotintų plastingųjų molio gruntų sėda ilgai, sėdimai vyksta keletą metų ar net dešimtmečių. Nusėdimų greitį ir stabilizacijos periodo trukmę nagrinėja konsolidacijos teorija.

Vienašės konsolidacijos teorija, pasiūlyta Terzaghi (1925), plačiai taikoma praktikoje. Teorija grindžiama šiomis prielaidomis:

- suspaudžiamo grunto sluoksnis laikomas vienalyčiu;
- grunto sluoksnis visiškai prisotintas vandeniu;
- gruntas deformuojasi tik vertikaliai ir deformacijos yra labai mažos;
- porinis vanduo teka tik viena vertikalia kryptimi drenuojančių sluoksnių link slegiamo grunto viršuje ir (arba) apačioje;
- išorinė apkrova pridedama akimirksniu ir nekinta laikui bėgant;
- slegiamo grunto laidumo vandeniui koeficientas ir laidumas lieka pastovus nepaisant įtempių dydžio ir gylio.

Konsolidacijos procesą galima aprašyti šia lygtimi:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}, \quad (3.32)$$

čia u – porinis slėgis; c_v – konsolidacijos koeficientas (m^2/s), kai gruntas deformuojasi tik viena kryptimi:

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}, \quad (3.33)$$

čia k – grunto laidumo vandeniui koeficientas, m/s; m_v – tūrinis grunto spūdos koeficientas, kPa^{-1} ; γ_w – vandens svorio tankis, kN/m^3 .

Tariame, kad suspaudžiamo sluoksnio storis $2d$ ir sluoksnis yra tarp dviejų drenuojančių sluoksnių (3.7 pav., a) ir taikomos šios kraštinės sąlygos laiku t :

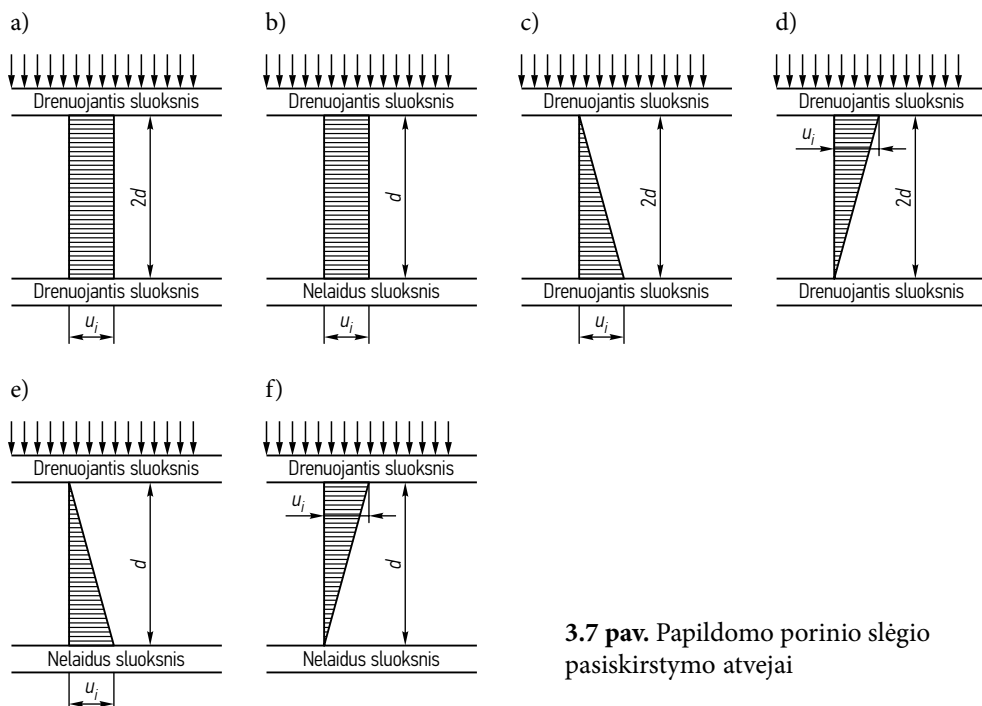
- $t = 0$, $0 \leq z \leq 2d$ ir $u = u_i$ (u_i – pradinis perteklinis porinio vandens slėgis lygus pridėtam vertikaliam slėgiui);
- $t > 0$, kai $z = 0$ ir $z = 2d$, $u = 0$;
- $t > 0$, kai $z = d$, $\frac{\partial u}{\partial z} = 0$ (simetrijos ir u maksimumo vietos sąlyga).

Tada (3.32) lygties sprendinį galime aprašyti Furjė eilute:

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{1}{d} \left(\int_0^{2d} u_i \sin \frac{n\pi}{2d} dz \right) \left(\sin \frac{n\pi}{2d} \right) e^{-\frac{n^2 \pi^2 c_v t}{4d^2}}. \quad (3.34)$$

Tarus, kad kai $t = 0$, u_i visame sluoksnyje yra vienodas (3.7 pav., a) tada:

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{2u_i}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \left(\sin \frac{n\pi z}{2d} \right) e^{-\frac{n^2 \pi^2 c_v t}{4d^2}}. \quad (3.35)$$



3.7 pav. Papildomo porinio slėgio pasiskirstymo atvejai

Taikome bedimensį dydį T_v , pavadintą laiko faktoriumi, ir lygų:

$$T_v = \frac{c_v t}{d^2}. \quad (3.36)$$

Kai n reikšmės lyginės, $1 - \cos n\pi = 0$, o esant nelyginėms – 2. Tarus, kad $n = 2m + 1$ ir $M = \pi(2m + 1)/2$ lygtį (3.35) galima pakeisti. Perteklinis porinis slėgis tam tikru laiku t gylyje z nuo slegiamo sluoksnio viršaus būtų lygus:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_i}{M} \left(\sin \frac{Mz}{d} \right) e^{-M^2 T_v}. \quad (3.37)$$

Konsolidacijos laipsnis gylyje z būtų lygus:

$$U_z = \frac{u_i - u}{u_i}. \quad (3.38)$$

Esant vienodam pertekliniam poriniam slėgiui u_i , laiko momentu $t = 0$ $u = u_i$ konsolidacijos laipsnis lygus nuliui. Kai $t \rightarrow \infty$, papildomas perteklinis porinis slėgis $u \rightarrow 0$, konsolidacijos laipsnis priartėja prie vieneto. Įstačius perteklinio porinio slėgio u išraišką iš lygties (3.37) į (3.38) lygtį, konsolidacijos laipsnis gylyje z :

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \left(\sin \frac{Mz}{d} \right) e^{-M^2 T_v}. \quad (3.39)$$

Vidutinis konsolidacijos laipsnis $U = \frac{s_t}{s_c}$ gali aprašytas lygtimi:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v}. \quad (3.40)$$

(3.40) lygtis tinka, ir kai tėra tik vienas drenuojantis sluoksnis, kurio storis d (3.7 pav., b). (3.40) lygtis taip pat tinka, kai porinis slėgis kinta pagal tiesinę priklausomybę nuo nulio prie vieno drenuojančio sluoksnio iki u_i prie kito (3.7 pav., c, d). Jeigu porinis slėgis nuo nulio prie drenuojančio sluoksnio kinta pagal tiesinę priklausomybę $u_{iz} = z \times u_i / d$ ir lygus u_i prie nelaidaus sluoksnio (3.7 pav., e), tada vidutinis konsolidacijos laipsnis:

$$U = 1 - 4 \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{1}{M^3} (\sin M) e^{-M^2 T_v}. \quad (3.41)$$

Jeigu porinis slėgis kinta nuo u_i prie drenuojančio sluoksnio pagal tiesinę priklausomybę ir lygus nuliui prie nelaidaus sluoksnio (3.7 pav., f), tada vidutinis konsolidacijos laipsnis lygus:

$$U = 1 - 4 \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{1}{M^3} (\sin M) (M \sin M - 1) e^{-M^2 T_v}. \quad (3.42)$$

Sprendžiant (3.40, 3.41, 3.42) lygtis, pakankamas tikslumas gaunamas, kai m didėja nuo 0 iki 6. Pagal (3.40, 3.41, 3.42) lygtis paskaičiuotą konsolidacijos laipsnį galima susieti su laiko faktoriaus T_c dydžiu ir pagal (3.36) formulę atitinkančią konsolidacijos trukmę. Konsolidacijos laipsnio ir laiko faktoriaus sąryšis pateiktas 3.10 lentelėje.

3.10 lentelė. T_c koeficientas priklausomai nuo konsolidacijos laipsnio.

$U = \frac{s_t}{s_c}$	T_c dydis atvejui		
	0 atvejis 3.7 pav. a, b, c, d	1 atvejis 3.7 pav. e	2 atvejis 3.7 pav. f
0,05	0,005	0,06	0,002
0,10	0,02	0,12	0,005
0,15	0,04	0,18	0,01
0,20	0,08	0,25	0,02
0,25	0,12	0,31	0,04
0,30	0,17	0,39	0,06
0,35	0,24	0,47	0,09
0,40	0,31	0,55	0,13
0,45	0,39	0,63	0,18
0,50	0,49	0,73	0,24
0,55	0,59	0,8	0,32
0,60	0,71	0,95	0,42
0,65	0,84	1,10	0,54
0,70	1,00	1,24	0,69
0,75	1,18	1,42	0,88
0,80	1,40	1,64	1,08
0,85	1,69	1,93	1,36
0,90	2,09	2,35	1,77
0,95	2,80	3,17	2,54
1,00	∞	∞	∞

Olsen (1977) pateikė lygtis rasti porinį slėgį ir vidutinį konsolidacijos laipsnį apskaičiuojant nuo nulio, kai $t = 0$, iki q_c , kai $t = t_c$:

• kai $T_v < T_c$:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2q_c}{M^3 T_c} \left(\sin \frac{Mz}{d} \right) \left(1 - e^{-M^2 T_v} \right), \quad (3.43)$$

$$U = \frac{T_v}{T_c} \left\{ 1 - \frac{2}{T_v} \right\} \sum_{m=0}^{m=\infty} M^{-4} \left(1 - e^{-M^2 T_v} \right). \quad (3.44)$$

• kai $T_v \geq T_c$:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2q_c}{M^3 T_c} \left(e^{-M^2 T_v} - 1 \right) \left(\sin \frac{Mz}{d} \right) \left(e^{-M^2 T_v} \right), \quad (3.45)$$

$$U = 1 - \frac{2}{T_v} \sum_{m=0}^{m=\infty} M^{-4} \left(e^{-M^2 T_v} - 1 \right) e^{-M^2 T_v}, \quad (3.46)$$

$$T_c = \frac{c_v t_c}{d^2}. \quad (3.47)$$

Eksperimentai parodė, kad moliniuose gruntuose, priešingai nei teigia Terzghi konsolidacijos teorijos prielaidos, tiek grunto spūdumo koeficientas m_v , tiek grunto laidumas vandeniui k kinta konsolidacijos proceso metu mažėdami, kai efektyvieji įtempiai didėja. Konsolidacijos koeficientas c_v (kurio išraiškoje yra k/m_v santykis) išlieka beveik pastovus. Tačiau atlikus skaičiavimus su kintamomis k ir m_v vertėmis galima pastebėti, kad gautas nuosėdžių greitis panašus į gautą taikant Terzaghi teoriją. Tai paaiškina, kodėl ši teorija sėkmingai taikoma iki šiol.

3.3.2. Konsolidacija naudojant vertikalias drenas

Vertikalios drenos dažniausiai naudojamos, kai norima paspartinti konsolidacijos procesą. Be to, daugelyje natūralių gruntų laidumas vandeniui horizontalia ir vertikalia kryptimi skirtingas. Laidumas horizontalia kryptimi yra didesnis. Vertikalios drenos paspartina radialinę konsolidaciją, nes sumažėja drenavimosi kelias. Drenavimosi kelią galima kontroliuoti parenkant drenų išdėstymą. Kadangi drenavimosi sąlygos panašios į vertikalios konsolidacijos sąlygas, galima taikyti vienašės konsolidacijos teoriją. Išraišką nustatyti vidutinį konsolidacijos laipsnį pasiūlė Hansbo (1981):

$$U_r = 1 - e^{\frac{-8T_r}{F(n)}} \quad (3.48)$$

čia

$$T_r = \frac{c_r t}{d_e^2}, \quad (3.49)$$

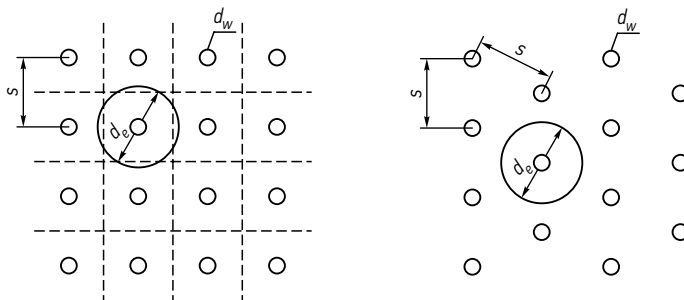
čia c_r – radialinės konsolidacijos koeficientas; t – laikas; s – atstumas tarp drenų; d_e – ekvivalentinis grunto cilindro skersmuo:

• kai drenų išdėstymas atitinka trikampinį modelį (3.8 pav.):

$$d_e = 1,05s, \quad (3.50)$$

• kai drenų išdėstymas atitinka kvadratą:

$$d_e = 1,128s, \quad (3.51)$$



3.8 pav. Du tradiciniai drenų išdėstymo modeliai

$$n = d_e/d_w, \quad (3.52)$$

čia d_w – drenų skersmuo.

$$F(n) = \ln(n/S) - 0,75 + (k_h/k_s)\ln(S), \quad (3.53)$$

čia suardytos zonos santykis:

$$S = d_s/d_w, \quad (3.54)$$

čia d_s – suardytos zonos skersmuo. Paprastai imamas dvigubai didesnis nei išspraudimo įnagio skersmuo; k_h – radialinis grunto laidumas vandeniui nesuardytoje zonoje; k_s – radialinis grunto laidumas vandeniui suardytoje zonoje.

Įvertinant vertikalų ir radialinį drenavimąsi, bendras vidutinis konsolidacijos laipsnis lygus:

$$U = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v), \quad (3.55)$$

čia U_r – radialinės konsolidacijos laipsnis laiku t ; U_v – vertikaliosios konsolidacijos laipsnis laiku t .

Vidutinis konsolidacijos laipsnis apkrovai kintant nuo nulio, kai $t = 0$, iki q_c , kai $t = t_c$ pagal Olsen (1997) lygtis:

• kai $T_r < T_c$:

$$U = \frac{1}{T_c} \left(T_r - \frac{1}{A} (1 - e^{-AT_r}) \right). \quad (3.56)$$

• kai $T_r \geq T_c$:

$$U = \frac{1}{AT_c} (e^{-AT_r} - 1) e^{-AT_r}, \quad (3.57)$$

$$T_c = \frac{c_v t_c}{r_e^2}, \quad (3.58)$$

$$T_c = \frac{c_r t}{r_e^2}, \quad (3.59)$$

čia r_e – ekvivalentinio grunto cilindro skersmuo:

$$r_e = 0,5d_e, \quad (3.60)$$

$$A = 2/F(n). \quad (3.61)$$

Sankibiuosiuose gruntuose apytikris nuosėdžio greitis, baigiantis pirminei konsolidacijai, gali būti nustatytas naudojant kompresijos kreivės parametrus ir lygtis konsolidacijos laipsniui nustatyti. Tačiau, nustatant nuosėdžio greitį, pirmenybė turi būti teikiama grunto laidumo vandeniui vertėms, gautoms lauko bandymais.

3.4. Pagrindo ir pastato bendros deformacijos

3.4.1. Pamatų deformacijų tipai

Pamatų judėjimo komponentai, kuriuos reikėtų įvertinti, apima: nuosėdžius, santykinius nuosėdžius (arba nuosėdžių skirtumus), posūkius, posvyrius, santykinius įlinkius, santykinius posūkius, horizontaliuosius poslinkius, vibravimo amplitudes. Nagrinėjant konkretų pastatą ar statinį, iš šio sąrašo turi būti apskaičiuojamos galimos deformacijos ir lyginamos su ribinėmis reikšmėmis. Dažnai pagrindo ir pastato bendrosios deformacijos yra sudėtingos, pavyzdžiui, pastatas ne tik įlinksta, bet ir pasvyra. Tokiu atveju sudėtinga deformacija turi būti išskaidyta į elementarias deformacijas ir jų apribojimo sąlygą patikrinti kiekvienam deformacijų tipui atskirai.

Atskiros pamato nuosėdis s randamas pagal pirmiau išvardytus metodus. Šių skaičiavimų rezultatai yra pagrindas vertinant pagrindo ir statinio bendras deformacijas.

Technologiškai ir architektūriniu požiūriu reikia žinoti vidutinį pastato nusėdimą. Pastato vidutinis nusėdimas skaičiuojamas remiantis ne mažiau kaip trijų pamatų, išskirtų pagal pagrindo gruntų sluoksniavimąsi ir savybes, apkrovų didumą ir pobūdį, pamato tipą, didumą ir formą. Vidutinis pastato nuosėdis s_m :

$$s_m = \frac{s_1 A_1 + s_2 A_2 + \dots + s_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}, \quad (3.62)$$

čia s_1, s_2, s_n – vieno atskiros pamato nuosėdžiai, A_1, A_2, A_n – tų pamatų pado plotai.

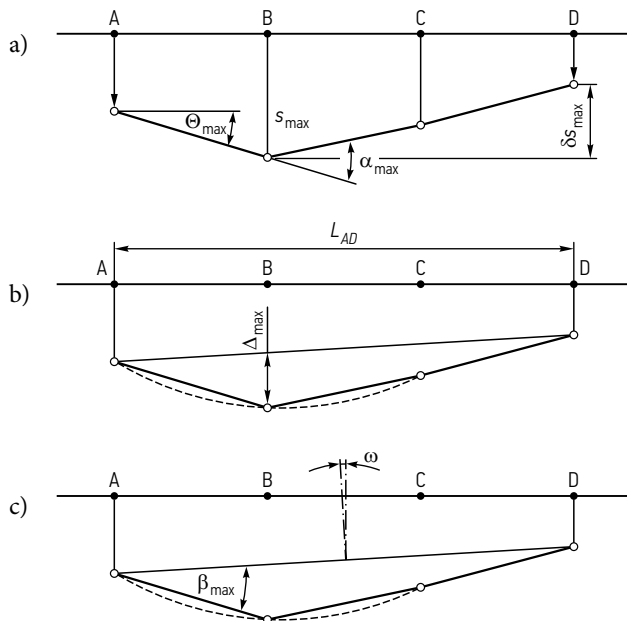
Pagal LST EN 1997-1:2006 lt pamatų judėjimo komponentai, kuriuos reikia paskaiciuoti įvertinant tinkamumo ribinį, pateikti 3.9 pav.

Projektuojant sekliuosius pamatus ant natūralaus pagrindo reikėtų atsižvelgti į tai, kad atsiranda nuosėdžių skirtumai, nors prognozuojamas tolygusis nuosėdis. Tai atsitinka dėl pagrindo ir apkrovų nevienodumo. Norint įsitikinti, jog poslinkiai atitinka ribinį tinkamumo būvį pagal apkrovų pasiskirstymą bei galimą pagrindo nevienodumą, turi būti nustatyti nuosėdžių skirtumai. Dviejų gretimų pamatų santykinis nuosėdžių skirtumas:

$$\frac{s_1 - s_2}{L_{CD}} = \frac{\delta s}{L_{CD}}, \quad (3.63)$$

čia s_1, s_2 – dviejų gretimų pamatų nuosėdžiai; L_{CD} – atstumas tarp tų pamatų ašių.

Neįvertinus statinio standumo, apskaičiuoti nuosėdžių skirtumai lemia nepama- tuotai dideles vertes. Mažesnėms netolygiųjų nuosėdžių vertėms pagrįsti gali būti taikoma pagrindo ir statinio sąveikos analizė.



3.9 pav. Pamatų poslinkių apibrėžtis: a – nuosėdžio s , nuosėdžių skirtumo δs , posūkio θ ir kampinės deformacijos α apibrėžtis; b – įlinkio Δ ir santykinio įlinkio Δ/L apibrėžtis; c – posvyrio ω ir santykinio posūkio (kampinės deformacijos) β apibrėžtis

Pamato ar statinio posvyris i , veikiant necentriškai apkrovai, randamas taip:

$$i = \tan \omega = \frac{1 - \nu^2}{E \cdot k_m} k_e \frac{V_{d0} e}{\left(\frac{a}{2}\right)^3}, \quad (3.64)$$

čia E ir ν – atitinkamai grunto tamprumo modulis ir Puasono koeficientas. Jeigu gruntas nevienalytis, besideformuojančiame sluoksnyje nustatomos vidutinės vertės. Vidutinės vertės besideformuojančiame sluoksnyje H_C (3.2 pav., 3.3 pav.) lygios:

$$E_{vid} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{A_i}{E_i} \right)}, \quad (3.65)$$

$$\nu_{vid} = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i h_i}{H}, \quad (3.66)$$

čia A_i – vertikaliųjų įtempių nuo vienutinio slėgio po pamato padu epiūros plotas i -tojo grunto sluoksnyje, tiesiškai deformuojamo puserdvio atveju leidžiama imti $A_i = \sigma_{zp,i} \cdot h_i$, o riboto sluoksnio atveju $A_i = k_i - k_{i-1}$, n – sluoksnių skaičius, su skirtingais E_i ir ν_i suspaudžiamame sluoksnyje H_C ; k_e – koeficientas, imamas iš 3.11 lentelės; V_{d0} – visų vertikaliųjų apkrovų atstojamoji pamato pado lygyje; e – ekscen-

3.11 lentelė. k_e – koeficiento reikšmės pagal СНиП 2.02.01-83

Momento veikimo kryptis	$\eta = l/b$	Koeficientas k_e , kai $\zeta' = 2H/b$							
		0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	∞
Stačiakampio pamato, kai momentas veikia išilgai ilgosios kraštinės	1,0	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
	2,0	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,84	0,82	0,82
	3,0	0,33	0,55	0,73	0,83	0,95	1,01	1,04	1,17
	5,0	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
	10,0	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,45	1,56	2,00
Stačiakampio pamato, kai momentas veikia išilgai trumposios kraštinės	1,0	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
	2,0	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
	3,0	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20	0,20
	5,0	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
	10,0	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07
Apskritojo pamato	–	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75	0,75
Pastaba. Imant tiesiškai deformuojamo puserdvio pagrindo modelį, koeficientas k_e imamas pagal $\zeta' = \infty$									

tricitetas; a – apskritojo pamato skersmuo arba stačiakampio pamato kraštinė, kurios kryptimi veikia momentas, jeigu pamatas yra taisyklingas daugiakampis, kurio plotas A , imama $a = 2 \cdot \sqrt{A/\pi}$, k_m – koeficientas (imamas pagal 3.6 lentelę), įvertinantis tiesiškai deformuojamą sluoksnį, kai $E < 10$ MPa $k_m = 1$.

Jeigu pamato ar viso pastato posvyris atsiranda dėl pagrindą sudarančių gruntų nevienalytiškumo, dėl gretimų pamatų įtakos ar dėl skirtingų apkrovų šalia pamato iš abiejų pusių, jį galima apskaičiuoti pagal šią formulę:

$$i = tg\omega = \frac{s_A - s_D}{L_{AD}}, \quad (3.67)$$

čia s_A, s_D – pamato arba pastato kraštų nusėdimai; L_{AD} – pamato arba pastato ilgis arba plotis, atsižvelgiant į tai, kuria kryptimi ieškomas posvyris.

Santykinis pastato įlinkis. Dėl nevienodo pamatų nusėdimo pastatas arba atskira jo dalis įlinksta arba išlinksta. Ta deformacija nusakoma santykinio įlinkio:

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{\Delta_{\max}}{L_{AD}}, \quad (3.68)$$

čia $\Delta_{\max}$ – maksimalus įlinkis.

Horizontaliųjų poslinkių skaičiavimo patikimų skaičiavimo metodų nėra. Juos galima prognozuoti analizuojant pamato pagrindo sistemą baigtinių elementų metodu. Tačiau dažniausiai projektuojama taip, kad pastatas arba pamatas nepasislinktų horizontaliai.

3.4.2. Pamatų deformacijų ribinės vertės

Projektuojant pamatus turi būti apibrėžtos ribinės deformacijų vertės. Didžiausi priimtini santykiniai posūkiai (pagal LST EN 1997-1:2006 lt) atviroms rėminėms konstrukcijoms, užpildytiems rėmams ir laikančiąjai ar ištisinei plytų mūro sienai yra skirtingi, bet patenka į tą patį intervalą – apytikriai nuo 1/2000 iki apytikriai 1/300, jie neleidžia konstrukcijoje susidaryti ribiniam tinkamumo būviui. Didžiausias santykinis posūkis 1/500 priimtinas daugeliui konstrukcijų. Santykinis posūkis apie 1/150 atitinka ribinį saugos būvį. Nurodyti santykiai taikomi įlinkių atvejams, kaip parodyta 3.9 pav. Išlinkių (kai kraštai nusėdę daugiau nei viduryje) vertės turi būti perpus mažesnės.

Pagal LST EN 1997-1:2006 lt įprastoms konstrukcijoms su atskirais pamatais bendrieji nuosėdžiai iki 50 mm dažnai yra priimtini. Didesni nuosėdžiai gali būti priimtini numatant, kad santykiniai nuosėdžių skirtumai neviršys priimtinių ribų ir numatomi bendrieji nuosėdžiai nesukels problemų įvadams į statinį arba jis per daug nepasivirs ir pan.

Pateikti ribiniai nuosėdžiai taikomi įprastinėms konstrukcijoms. Jie netaikomi pastatams ir konstrukcijoms, kurie yra neįprasti ar kurių apkrovų intensyvumas yra nevienodas.

Rekomenduojamos ribinės skaičiuojamosios poveikio efekto reikšmės, atsižvelgiant į pastato ar statinio tipą, pateiktos 3.12 lentelėje (Šimkus 1984).

3.12 lentelė. Pamato ir pastato bendrų deformacijų ribinės reikšmės

Pastatai	Santykinis nuosėdžių skirtumas	Posvyris	Vidutinis nusėdimas, cm	Didžiausias nusėdimas, cm
Pramoniniai ir civiliniai vienaukščiai ir daugiaaukščiai karkasiniai pastatai: gelžbetoniniai	0,002			8
plieniniai	0,004			12
Pastatai, kuriems nevienodai nusėdus, konstrukcijose neatsiranda papildomų įrąžų	0,006			15
Daugiaaukščiai bekarkasiai pastatai su laikančiomis sienomis:				
stambiaplokštėmis	0,0016	0,005	10	
stambiablokėmis ir nearmuotojo plytų mūro	0,0020	0,005	10	
armuotosiomis stambiablokėmis, armuotojo plytų mūro ar su gelžbetoninėmis juostomis	0,0024	0,005	15	

4. SEKLIEJI PAMATAI

4.1. Seklių pamatų klasifikacija

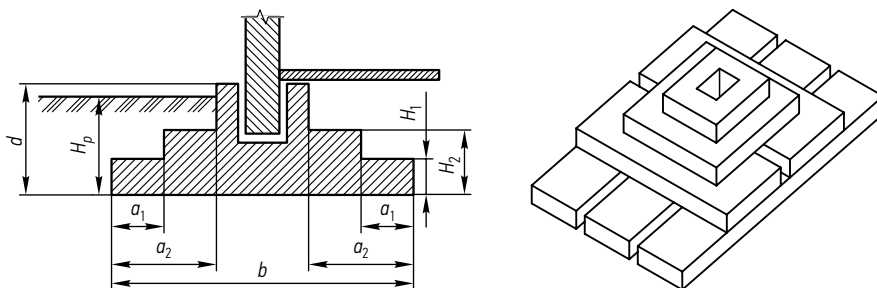
Statyboje dažniausiai naudojami gelžbetoniniai ir betoniniai sekliji pamatai, tačiau jie gali būti ir lauko akmenų mūro. Sekliji pamatai daromi monolitiniai arba surenkamieji. Sekliji pamatai yra būdingos formos – apačioje platesni nei viršuje, nes pagrindą sudarančių gruntų stiprumas mažesnis nei konstrukcijų medžiagų stiprumas.

Seklių pamatų konstrukciniai tipai: 1) atskiri kolonų pamatai; 2) juostiniai sienų pamatai; 3) juostiniai kolonų pamatai; 4) ištisiniai pamatai; 5) masyvūs pamatai.

Atskiri kolonų pamatai dažniausiai daromi monolitiniai (4.1 pav., a), rečiau – surenkamieji (4.1 pav., b).

Pamato pado forma parenkama atsižvelgiant į apkrovų pobūdį. Kai į pamatą remiama centriškai gniuždoma kolona, jo padas yra kvadratinis. Ekscentriškai gniuždomos kolonos pamato padas daromas stačiakampis, kurio ilgesnioji kraštinė yra lenkimo momento ir horizontaliosios jėgos veikimo plokštumoje. Pado didesniosios kraštinės ilgio L ir pločio B santykis nedideliams pastatams yra toks pat kaip ir kolonos skerspjūvio kraštinių santykis. Pamato pado matmenys turi būti 100 mm kartotiniai.

Kai veikiančių apkrovų ekscentriškumas didelis, jis daromas nesimetriškas (4.2 pav., b). Taip galima suvienodinti grunto įtempius po pamato padu, jei pamato apkrovimas centriškas ar ekscentriškumas nedidelis, pamatas daromas simetriškas kolonos ar sienos atžvilgiu (4.2 pav., a).

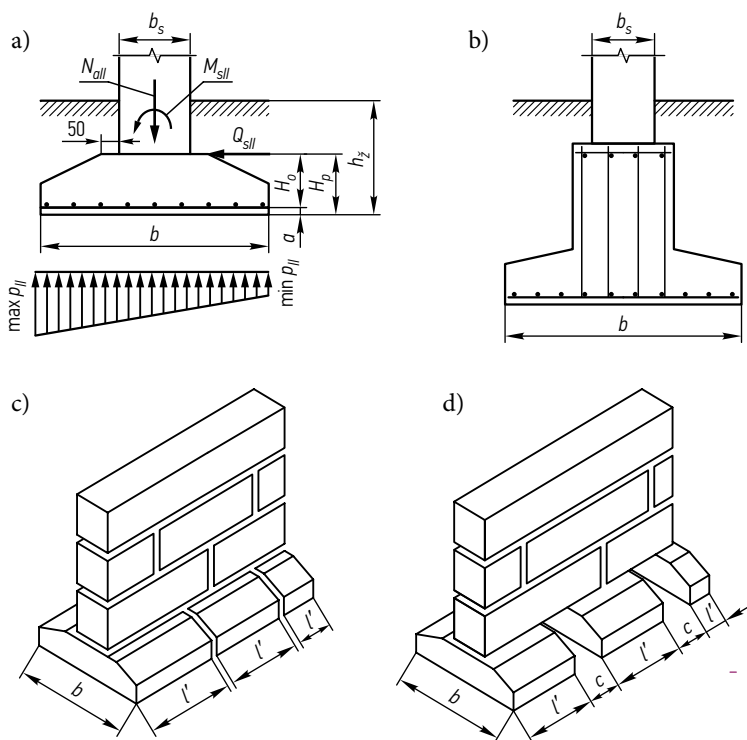


4.1 pav. Atskiri kolonų pamatai: a – monolitinis; b – surenkamasis

tarp bloko ir plokštės veikia tik gniuždymo įtempiai, specialios jungiamosios detalės nereikalingos ir tarp jų pakanka smulkiagrūdžio betono tarpsluoksniu.

Juostiniai sienų pamatai gali būti monolitiniai (4.3 pav., a, b) arba surenkamieji (4.3 pav., c, d). Dažniausiai daromi surenkamieji pamatai. Jie susideda iš apatinių pado blokų, kurie dedami ant išlyginto grunto sluoksnio, ir viršutinių sieninių blokų (4.3 pav., c). Apatiniai blokai paskirsto apkrovą pagrindui, ant viršutinių statoma siena arba iš jų įrengiamos rūšio sienos. Pado blokai dažniausiai daromi vientiso stačiakampio ar trapezinio skerspjūvio. Sieniniai blokai daromi tiek vientisi, tiek tuščiaviduriai. Vientisi sieniniai blokai gali būti dedami tiesiog ant išlyginto grunto pagrindo, kai pagal skaičiavimus pagrindo laikomoji galia pakankama atlaikyti apkrovas.

Surenkamųjų juostinių pamatų pado blokai gali būti dedami vienas šalia kito suglaudžiant arba paliekant tarpus (4.3 pav., d). Tarpai tarp blokų užpildomi gruntu. Toks pamatas geriau naudoja grunto stiprumą, leidžia atitinkamai sumažinti pamato pado matmenis ir blokų skaičių, taip pat didesnius įtempius po pamato padu. Spragotųjų pamatų neleidžiama statyti ant purių smėlių ir nerekomenduojama statyti ant molinių gruntų, kurių takumo rodiklis $I_L \geq 0,5$.



4.3 pav. Juostiniai sienų pamatai: a, b – monolitiniai; c, d – surenkamieji

Juostinis kolonų pamatas gali būti daromas monolitinis, tėjinio skerspjūvio su lentyna apačioje (4.4 pav., a). Šie pamatai įrengiami, kai pagrindą sudaro silpnieji gruntai arba norint suvienodinti kolonų nuosėdžius. Juostinis kolonų pamatas išilgine linkme veikia kaip nekarpyta, atremta į kolonas sija, kurią iš apačios veikia grunto slėgis.

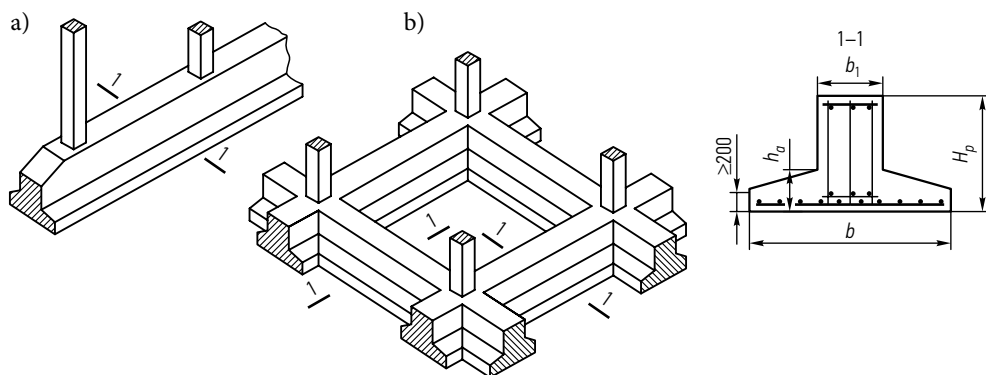
Kai reikia padidinti erdvinį pastato standumą ir suvienodinti kolonų nuosėdžius dviem kryptimis, įrengiamas *kryžminis juostinis kolonų pamatas* (4.4 pav., b). Jį sudaro dviem statmenomis kryptimis pagal kolonų eiles išdėstytos gelžbetoninės nekarpytosios sijos.

Ištisiniai pamatai po visu pastatu įrengiami tada, kai pagrindas silpnas, o kolonų arba laikančiųjų sienų apkrovos yra didelės ir juostinių ar kryžminių pamatų neužtenka pastato nuosėdžiams suvienodinti. Šie pamatai kai kuriems pastatams reikalingi dėl konstrukcinių ar technologinių reikalavimų. Kai kuriems pastatams (elevatoriums, rezervuarams) dėl konstrukcinių ar technologinių priežasčių reikia įrengti ištisinę plokštę po visu statiniu.

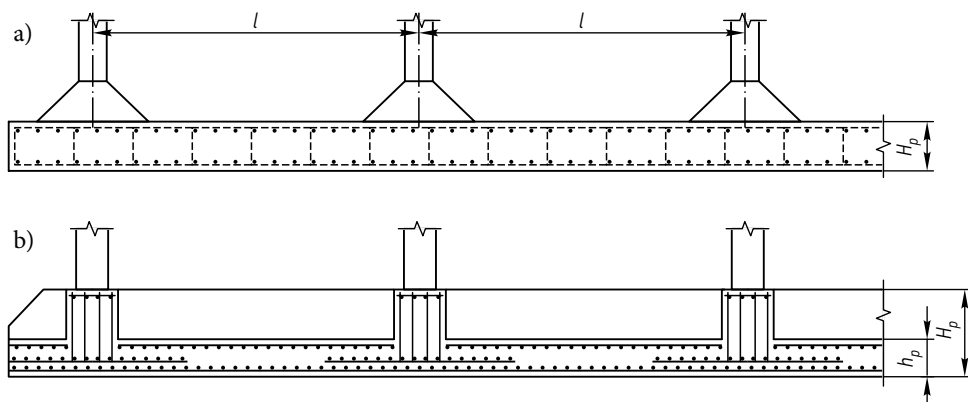
Ištisinio pamato konstrukcija priklauso nuo konstrukcinės statinio schemos, veikiančių apkrovų pobūdžio ir grunto stiprumo ir fizinių savybių. Paprasčiausia ištisinio pamato konstrukcija – *bebriaunė plokštė* (4.5 pav., a), į kurią atremtos kolonos arba sienos. Jos konstrukcija tokia pati kaip monolitinės perdangos, tik grunto slėgio kryptis priešinga apkrovos, veikiančios perdangą, kryptčiai.

Jei veikiančios apkrovos labai didelės ar norima padidinti pamato standumą, projektuojama *briaunotoji plokštė* (4.5 pav., b). Jos konstrukcija tokia pati kaip monolitinės sijinės perdangos, tik grunto slėgio kryptis priešinga apkrovos, veikiančios perdangą, kryptčiai. Pamato briaunos daromos virš plokštės ir jų ašys sutampa su kolonų eilių ašimis.

Standžiausi yra *dėžiniai pamatai*, tačiau jų statyba sudėtinga ir brangi, įrengiami tik po aukštais pastatais. Dėžinį pamatą sudaro horizontalios ir kryžminės verti-



4.4 pav. Juostinis kolonų pamatas: a – paprastas; b – kryžminis



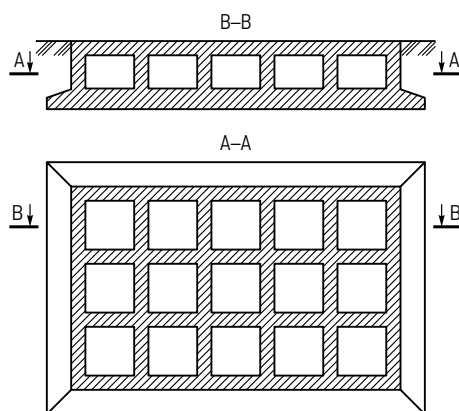
4.5 pav. Išstisiniai pamatai: a – bebriaunė plokštė; b – briaunotoji plokštė

kalios gelžbetoninės plokštės (4.6 pav.). Tuštumos tarp jų paliekamos tokio dydžio, kad jas galima būtų naudoti kaip patalpas. Tokie pamatai gali būti vieno ar kelių požeminių aukštų.

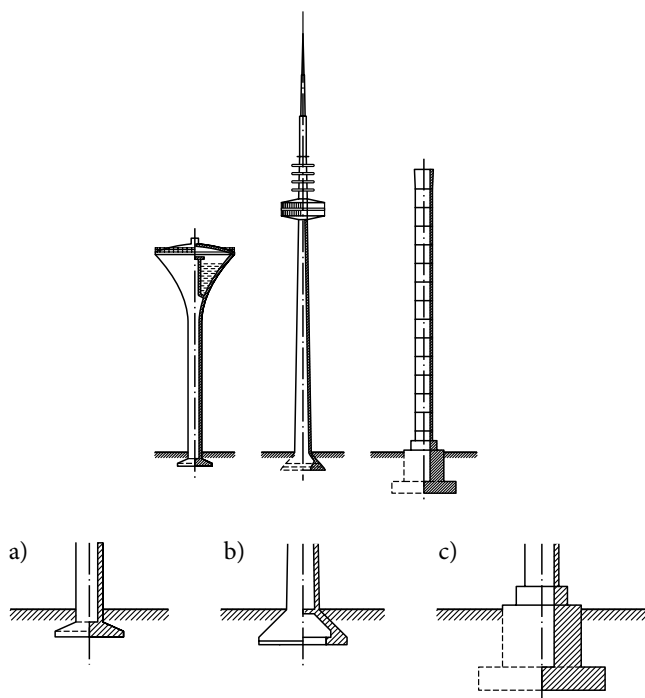
Masyvūs pamatai įrengiami po standžiais pastatais, perduodančiais pagrindui dideles koncentruotas apkrovas: po vandentiekio, televizijos bokštais, dūmtraukiais, tiltų ir elektros tiekimo linijų atramomis (4.7 pav.) bei po įrenginiais, perduodančiais pagrindui dinامينius poveikius.

Masyvūs pamatai dažniausiai daromi gelžbetoniniai, rečiau – betoniniai. Jų forma priklauso nuo statinio, atremto į juos, konstrukcijos. Po tiltų ir elektros tiekimo linijų atramomis daromi stačiakapiai pamatai, o apskritos arba žiedinės formos – po kaminiais ir bokštais. Pamatą sudaro apskrita (kartais daugiakampė) arba žiedinė gelžbetoninė plokštė (4.8 pav., a), dažnai su paaukštinta dalimi – cilindrinio kevalu, ant kurio statomas stiebas (4.8 pav., b). Kai pamato plokštės matmenys dideli, projektuojamas briaunotasis pamatas (4.8 pav., c). Jei pagrindas yra gana stiprus ir mažai deformuojasi, pamato plokštė gali būti žiedinė (4.14.8 pav., d). Tokios plokštės efektyvios tik tada, kai bokštinis statinys yra ne žemesnis kaip 120 m.

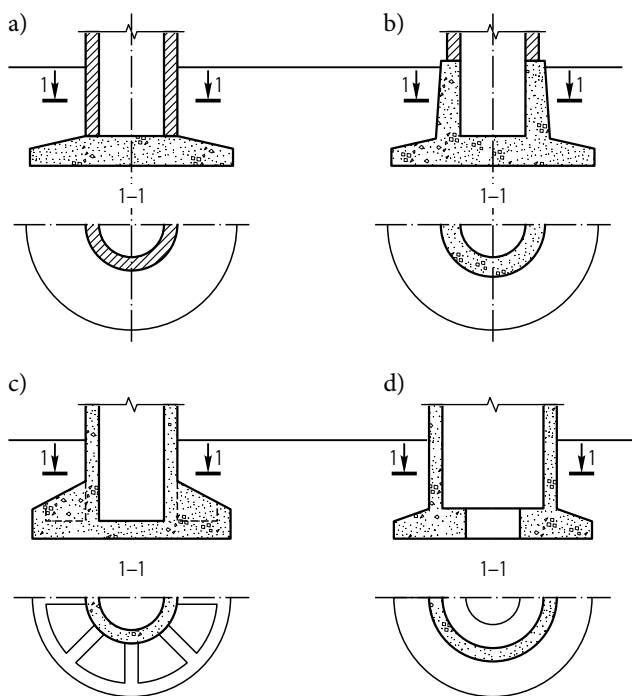
Masyvaus pamato didumas nustatomas pagal bokštinių statinių pastovumo sąlygą, o įgilinimas turi būti ne mažiau kaip 3 m. Įgilinimas priklauso nuo statinio aukščio, grunto stiprumo, šalia esančių statinių pamatų įgilinimo.



4.6 pav. Dėžinis pamatas



4.7 pav. Masyvūs pamatai:
a – vandentiekio bokšto;
b – televizijos bokšto; c –
dūmtraukio



4.8 pav. Bokštinių statinių
pamatai (Vadlūga 2003): a –
apskritas be paaukštintos
dalies; b – apskritas su pa-
aukštinta dalimi; c – briau-
notasis; d – žiedinis

4.2. Sekliojo pamato gylio parinkimas

Renkant pamato pado įgilinimą būtina atkreipti dėmesį į:

- laikančiojo sluoksnio padėtį;
- įšalo gylį;
- požeminio vandens lygį ir problemas, kurios gali atsirasti įrengiant pamatus žemiau šio lygio;
- galimas pagrindo deformacijas;
- laikančiojo sluoksnio stiprio sumažėjimą dėl vandens tekėjimo, klimatinių ar statybos poveikių;
- molinių gruntų susitraukimą ir brinkimą dėl sezoninių oro permainų, ar medžių ir krūmų, kurie gali sukelti atitinkamus poslinkius;
- iškasų poveikį gretimiesiems pamatams ir statiniams;
- numatomus kasinėjimus inžineriniams tinklams;
- paplovimo galimybę;
- iš statinių sklindančią šilumą ar šaltį;
- kaitaus tūrio gruntams sausringose zonose drėgnio pokyčio padarinius dėl sausros ir lietaus periodų;
- ar grunte yra tirpiųjų medžiagų, pvz., klinčių, gipso, druskų.

Mažiausias konstrukcinis pamato gylis yra 0,50 m žemiau projekcinio plakiruojamo žemės paviršiaus arba 0,20–0,50 m žemiau rūšio grindų konstrukcijos apačios. Renkant pamatų įgilinimą reikia atkreipti dėmesį į tai, kad pamatas į laikantįjį sluoksnį turi būti įgilintas 0,10–0,50 m.

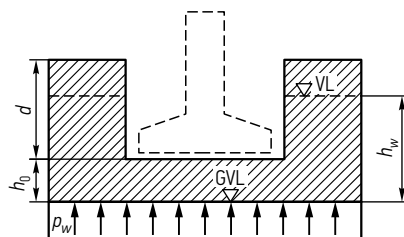
Pamato pado įgilinimas turi įtakos pagrindo ir pastato bendrosioms deformacijoms, pagrindo laikomajai galiai ir pamato kainai. Todėl renkant pamato pado įgilinimą, reikia rasti optimalią jo reikšmę inžineriniu ir ekonominiu požiūriu.

Kai yra aukštas gruntinio vandens lygis, renkant pamatų įgilinimą reikia atkreipti dėmesį į vandens pažeminimo galimybes (jei to reikia) ir galimas pasekmes grunto savybėms. Nerekomenduojama sekliuosius pamatus įgilinti žemiau gruntinio vandens lygio.

Esant tarp sluoksniui spūdiniam vandeniui, pamatų gylis turi būti toks, kad, kasant pamatų duobę, hidrostatinis slėgis nesusardytų žemiau jos dugno likusio vandeniui nelaidaus grunto (4.9 pav.). Turi būti tenkinama sąlyga:

$$\gamma_w \cdot h_w \leq \gamma \cdot h_0, \quad (4.1)$$

čia γ_w – vandens svorio tankis; γ – vandeniui nelaidaus grunto svorio tankis; h_w – vandens stulpo aukštis nuo vandeniui nelaidaus grun-



4.9 pav. Spūdinio požeminio vandens įtaka pamato gyliui

to sluoksnio apačios; h_0 – vandeniui nelaidaus grunto sluoksnio storis žemiau pamatų duobės dugno.

Jei sąlyga netenkinama, pamato padą reikia pakelti aukštyr arba numatyti priemonės požeminio vandens slėgiui sumažinti (toks sprendimas turi būti ekonomiškai pagrįstas ir patikrintas ekologiniu požiūriu).

4.3. Pamato konstravimas

Čia pateiksime tik pagrindinius pamato konstravimo principus, kurie būtini skaičiuojant pamatų pagrindus. Plačiau gelžbetoninių pamatų konstrukcinius reikalavimus nagrinėja gelžbetoninių konstrukcijų disciplina.

Monolitinis kolonos pamatas vertikaliame pjūvyje, priklausomai nuo pamato aukščio H_p daromas laiptuotas su:

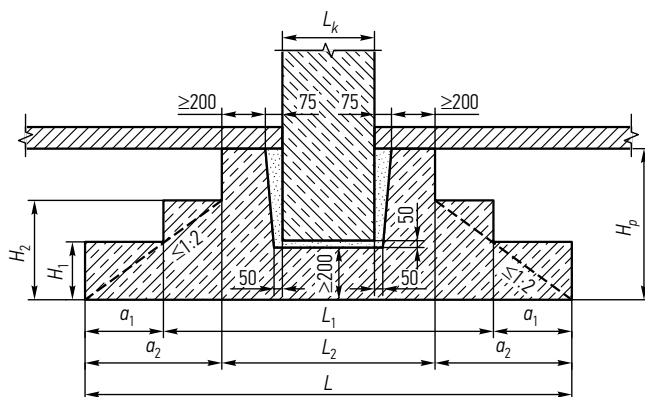
- viena pakopa, kai $H_p \leq 400$ mm;
- dviem pakopomis, kai $400 < H_p < 900$ mm;
- trimis pakopomis, kai $H_p \geq 900$ mm.

Pakopų aukštis – 50 mm kartotinis. Pakopų ilgio ir aukščio santykis turi tenkinti sąlygą:

$$\frac{a_i}{H_i} \leq 2, \quad (4.2)$$

čia a_i – pakopos plotis; H_i – pakopos aukštis.

Surenkamajai kolonai su pamatu sujungti jame daromas lizdas (4.10 pav.) arba įrengiamos inkarinės detalės. Lizdo gylis ir jo sienų storis priklauso nuo kolonoje veikiančios jėgos ekscentriškumo. Kolonos įtvirtinimo lizde gylis, greta kitų reikalavimų, turi būti ne mažesnis už didesnę kolonos skerspjūvio kraštinę L_k , o lizdas turi būti 50 mm gilesnis. Mažiausias pamato plokštelės storis – 200 mm. Kolonos lizdo sienų mažiausias storis – 200 mm. Lizdo matmenys jo dugne turi būti 100 mm, o viršuje – 150 mm didesni nei kolonos skerspjūvio matmenys.



4.10 pav. Surenkamosios kolonos seklusis pamatas

Įrengiant inkarines detales pamato aukštis priklausys nuo jų inkaravimo ilgio. Apsauginis betono sluoksnis imamas pagal gelžbetoninių konstrukcijų normatyvinius reikalavimus.

Pamato pado forma parenkama pagal apkrovos pobūdį. Kai pamatas apkrautas centriškai ir nėra kitų pamato matmenų ribojančių sąlygų (pvz., šalia pamato tiesiamos komunikacijos, pastato ribos ir kt.) jo padas, efektyviausiai išnaudojantis pagrindo laikomąją galią, daromas kvadratinis. Kai pamatas apkrautas ekscentriškai, padas daromas stačiakampis – didesnioji kraštinė lygiagreti su vyraujančio lenkimo momento kryptimi. Nedideliems stačiakampiams pamatams pamato pado kraštinių santykis daromas toks pats, kaip kolonų kraštinių santykis:

$$\frac{L}{B} = \frac{L_k}{B_k}. \quad (4.3)$$

Didesniems pamatams tą santykį rekomenduojama imti:

- kraštinių kolonų pamatams:

$$\frac{L}{B} = 1,4 \dots 1,8; \quad (4.4)$$

- vidinių kolonų pamatams:

$$\frac{L}{B} = 1,2 \dots 1,6. \quad (4.5)$$

Esant labai dideliems ekscentricitetams ir bandant išvengti dviženklės įtempimų diagramos arba suvienodinti įtempius po pamato padu, rekomenduojama pamatus daryti nesimetriškus (4.2 pav., b). Pamato pado matmenys turi būti kartotiniai 100 mm.

4.4. Pamatų gylis parinkimas pagal įšalo gylį

Įšalimo gyliu vadinamas atstumas nuo grunto paviršiaus iki nesusalusio grunto lygio grunto sušalimo laikotarpiu. Įšalimo gylis lygus sušalusio grunto sluoksnio storiui, matuojamam metrais.

Šaltis pamatų pagrindui nepakenks ir pamatų neiškilos, jei:

- gruntas neįšalęs;
 - pamato padas yra žemiau įšalo;
 - nuo įšalo jį apsaugo termoizoliacija.

Renkant pamato įgilinimą būtina atsižvelgti į pagrindu naudojamo grunto jautrumą šalčio poveikiui. Pagal šį požymį gruntai yra skirstomi į kilsniusius ir nekilsniusius. Prie kilsniųjų gruntų priskiriami moliniai gruntai, taip pat dulkingieji bei smulkieji smėliai kapiliarinio prisotinimo zonoje. Uoliniai, labai rupūs gruntai su smėlio ar stambesniu užpildu, žvyrai, rupieji bei vidutinio rupumo smėliai yra nekilsnieji gruntai. Esant tokiems gruntams, pamato gylis nepriklauso nuo sezoninio įšalo gylis. Nustačius, kokie gruntai yra pamatų pagrindas, pagal 4.1 lentelę randamas minimalus pamatų įgilinimas pagal kilsnumo sąlygą.

4.1 lentelė. Minimalus pamato įgilinimas, priklausomai nuo pagrindo grunto kilsnumo ir vandens lygio (Šimkus 1984)

Gruntas	Pamato gylis, kai požeminio vandens lygis d_w , m	
	$d_w < d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Smulkieji ir dulkingieji smėliai	Ne mažiau kaip skaičiuojamasis sezoninio išalo gylis d_f	
Priesmėliai * $I_L < 0$	Ne mažiau kaip skaičiuojamasis sezoninio išalo gylis d_f	Nepriklauso nuo sezoninio išalo gylio
Priesmėliai * $I_L \geq 0$	Ne mažiau kaip skaičiuojamasis sezoninio išalo gylis d_f	Nepriklauso nuo sezoninio išalo gylio
Priemoliai, moliai, labai rupūs gruntai su molio užpildu * $I_L \geq 0,25$	Ne mažiau kaip skaičiuojamasis sezoninio išalo gylis d_f	Ne mažiau kaip skaičiuojamasis sezoninio išalo gylis d_f
Priemoliai, moliai, labai rupūs gruntai su molio užpildu * $I_L < 0,25$	Ne mažiau kaip skaičiuojamasis sezoninio išalo gylis d_f	Ne mažiau kaip skaičiuojamasis sezoninio išalo gylis d_f

LST EN ISO 13793 išalo gyliui paskaičiuoti taikoma formulė:

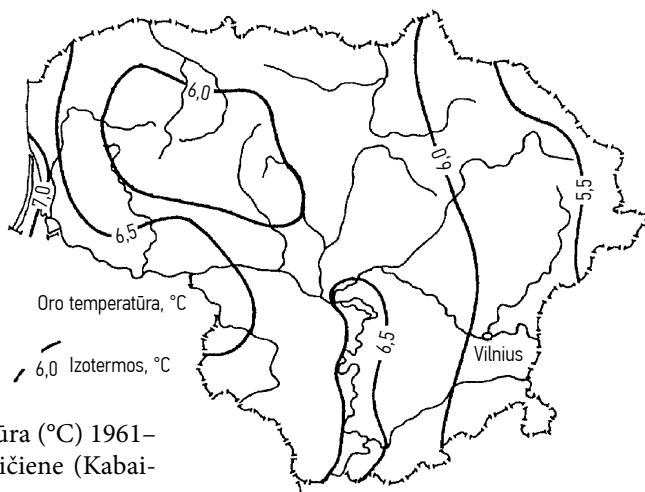
$$d_f = \sqrt{\frac{7200 \cdot F_d \cdot \lambda_f}{L + C \cdot \Theta_e}}, \quad (4.6)$$

čia d_f – grunto išalimo gylis, m, kai gruntas yra nesuardytos sandaros ir jo paviršius nuvalytas nuo sniego; F_d – šalčio indekso skaičiuojamoji vertė, [$^{\circ}\text{C} \cdot \text{h}$]; λ_f – sušalusio grunto šiluminis laidumas, nesant konkrečių tyrimo duomenų, imamas [$2,5 \text{ W}/(\text{m} \cdot ^{\circ}\text{C})$]; L – paslėptoji šiluma kubiniam metrui grunto, nesant konkretaus grunto tyrimo duomenų, imama $150 \cdot 10^6 \text{ [J/m}^3\text{]}$; C – nesusalusio grunto šiluminis talpumas, nesant konkretaus grunto tyrimo duomenų, imamas $3 \cdot 10^6 \text{ [J}/(\text{m}^3 \cdot ^{\circ}\text{C})\text{]}$; Θ_e – vidutinė metinė oro temperatūra, [$^{\circ}\text{C}$] (4.11 pav.).

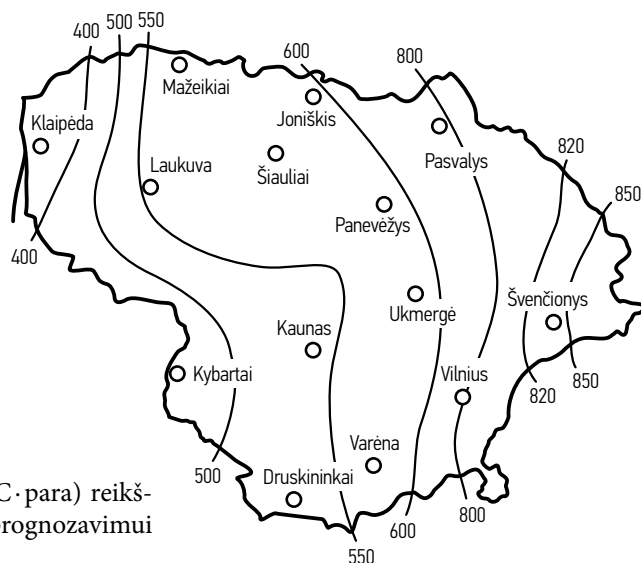
Šalčio indekso skaičiuojamoji vertė lygi:

$$F_d = 24 \sum_j (\Theta_f - \Theta_{d,j}), \quad (4.7)$$

čia Θ_f – užšalimo temperatūra, lygi 0°C ; $\Theta_{d,j}$ – vidutinė paros oro temperatūra j -ąją išalimo sezono parą. Skaičiuotinės išalimo sezono mėnesių šalčio indekso izolinijos Lietuvos teritorijoje pateikiamos 4.12 pav. Norint nustatyti šalčio indekso reikšmę pageidaujamu momentu, reikia susumuoti vidutinės paros temperatūras nuo to momento, kai prasidėjo išalimo sezonas (vidutinė paros temperatūra tapo neigiama) iki tos paros, kuriai skaičiuojamas grunto išalimo gylis.



4.11 pav. Metinė oro temperatūra (°C) 1961–1990 m. (remiantis G. Aloševičiene (Kabailienė 2006))



4.12 pav. Šalčio indekso F_d (°C·para) reikšmės didžiausio išalimo gylio prognozavimui (remiantis Lukošiu 1978)

Orientacinį išalo gylį galima skaičiuoti pagal SNirT 2.02.01-83 pateiktą formulę:

$$d_f = d_0 \cdot \sqrt{M_t}, \quad (4.8)$$

čia M_t – bedimensis koeficientas, skaitine reikšme lygus išalimo sezono vidutinių mėnesio temperatūrų (neigiamų) sumos absoliutinei reikšmei; d_0 – išalo gylis kai $M_t = 1$.

Išalimo sezono mėnesių vidutinių neigiamų temperatūrų absoliutinių reikšmių suma randama RSN 156-94. Duomenys, reikalingi žiemos mėnesių vidutinių neigiamų temperatūrų absoliutinių reikšmių sumai apskaičiuoti, pateikti 4.2 lentelėje.

4.2 lentelė. Vidutinė mėnesinė oro temperatūra (°C) pagal RSN 156-94

Stotis	Mėnesiai											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Biržai	-5,7	-5,2	-1,2	5,5	12,1	15,7	16,7	15,9	11,4	6,7	1,5	-3,2
Dotnuva	-5,4	-4,7	-0,8	5,6	12,3	15,8	17,0	16,4	11,8	6,9	1,7	-2,5
Dūkštas	-6,8	-5,9	-1,9	5,2	12,1	15,5	16,8	15,9	11,2	6,2	0,9	-3,8
Kaunas, agro	-5,0	-4,1	-0,3	6,0	12,8	16,2	17,4	16,7	12,3	7,3	2,2	-2,1
Kaunas, Noreikiškės	-5,2	-4,3	-0,4	5,8	12,4	15,8	16,9	16,4	11,9	7,1	1,8	-2,3
Kybartai	-4,4	-3,7	0,2	6,2	12,4	15,4	16,9	16,5	12,4	7,8	2,5	-1,9
Klaipėda, jūrinė	-2,8	-2,6	0,3	5,0	10,6	14,3	16,6	16,8	13,3	9,0	3,9	-0,1
Laukuva	-5,3	-4,7	-1,2	4,8	11,3	14,9	16,1	15,5	11,2	6,7	1,4	-2,8
Lazdijai	-5,5	-4,7	-0,5	6,1	12,4	15,6	16,6	16,2	12,0	7,4	1,9	-2,7
Nida	-3,2	-2,9	-0,1	4,9	11,0	15,3	17,2	17,3	13,7	9,2	3,9	-0,1
Panevėžys	-5,3	-4,7	-0,6	5,6	12,3	15,7	17,1	16,2	11,7	6,9	1,9	-2,9
Raseiniai	-5,4	-4,7	-1,0	5,3	11,7	15,2	16,4	15,8	11,5	6,8	1,6	-2,8
Šiauliai	-5,1	-4,7	-1,0	5,2	11,8	15,5	16,7	16,1	11,7	7,0	1,8	-2,6
Šilutė	-3,8	-3,3	0,3	5,7	11,7	15,3	16,7	16,3	12,4	8,0	2,9	-1,1
Telšiai	-4,7	-4,4	-0,9	4,8	11,2	14,9	16,4	15,7	11,5	7,0	1,7	-2,3
Ukmergė	-5,7	-4,8	-0,8	5,9	12,5	15,7	16,8	16,2	11,8	7,0	1,8	-2,8
Utena	-6,0	-5,2	-1,2	5,5	12,2	15,6	16,8	15,9	11,4	6,6	1,4	-3,2
Varėna	-5,8	-4,6	-0,7	6,0	12,3	15,7	16,9	16,2	11,7	6,8	1,9	-2,8
Vėžaičiai	-4,0	-3,7	-0,4	5,1	11,3	14,9	16,3	15,9	11,9	7,6	2,5	-1,5
Vilnius, CAMS*	-6,4	-5,2	-0,9	5,5	12,3	15,6	16,7	16,0	11,3	6,3	0,9	-3,2
Vilnius, miestas	-5,5	-4,5	-0,1	6,4	13,3	16,7	18,0	17,0	12,3	7,2	1,9	-2,2
Vilnius, užmiestis	-6,1	-4,8	-0,6	5,7	12,5	15,8	16,9	16,3	11,6	6,6	1,2	-2,9

Pastaba: *CAMS – centrinė aviacijos meteorologijos stotis

Įšalo gylis d_0 priklauso nuo grunto ir yra lygus:

- molių ir priemolių – 23 cm;
- priesmėlių, dulkių ir smulkiųjų smėlių – 28 cm;
- vidutinio rupumo ir rupiųjų bei žvyringųjų smėliams – 30 cm.

Nustatčius įšalimo gylio d_f reikšmę, randamas skaičiuotinis įšalo gylis:

$$d_{fd} = k_h d_f \quad (4.9)$$

čia k_h – temperatūrinis koeficientas.

Temperatūrinis koeficientas įvertina pastato ar statinio temperatūrinį režimą ir jo įtaką įšalo gyliui išorinių sienų ar kolonų pamatams. Šio koeficiento reikšmės pateiktos 4.3 lentelėje.

4.3 lentelė. Temperatūrinio koeficiento reikšmės

Grindų konstrukcija	Koeficientas k_n , kai skaičiuojamoji temperatūra patalpose prie išorinių sienų ar kolonų pamatų °C					
	-5	0	5	10	15	≥20
Pastatai be rūsio, grindys ant grunto	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
Pastatai su rūsiu ar techniniu pogrindžiu	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Jos tinka pamatams, kurių pado kraštas išsikišęs iš sienos išorinio paviršiaus ne daugiau kaip 0,5 m. Kai pamato kraštas yra išsikišęs ne mažiau kaip 1,5 m, temperatūrinis koeficientas, pateiktas 4.3 lentelėje, didinamas 0,1 dydžiu, bet neturi viršyti 1. Tarpinės reikšmės gaunamos tiesiškai interpoliuojant tarp pirmiau minėtų ribinių reikšmių. Skaičiuojamosios temperatūros tarpinėms reikšmėms temperatūrinis koeficientas iš 4.3 lentelės imamas gretimas mažesnis. Nešildomų pastatų išoriniams ir vidiniams pamatams temperatūrinis koeficientas imamas 1,1. Reikia atkreipti dėmesį, kad 4.3 lentelėje pateiktos temperatūrinio koeficiento reikšmės mažesnės už 1 pastatams be rūsio ir mažesnės už 0,9 pastatams su rūsiu neturėtų būti imamas, jeigu grindys ir pamatas apšiltinti termoizoliacinėmis medžiagomis.

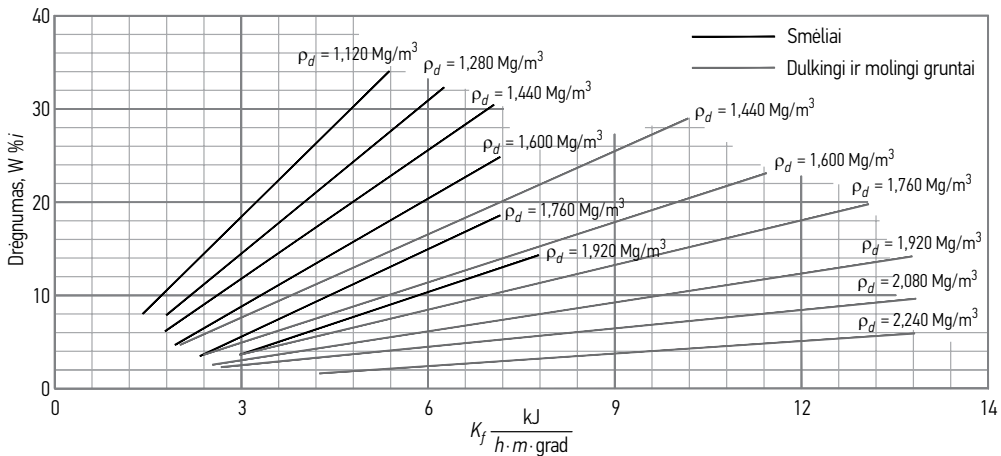
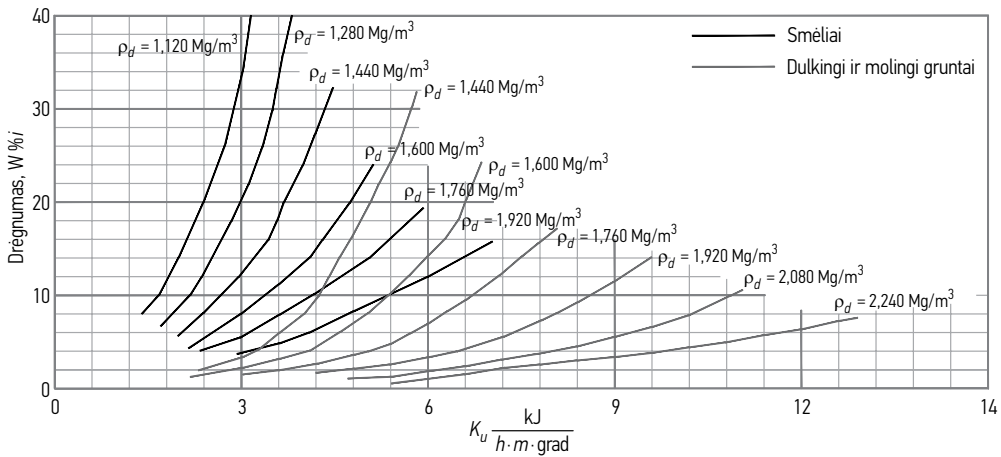
Be aprašytų metodų, įšalimo gyliui skaičiuoti literatūroje randama daugelis kitų. Įšalo gylį Lietuvos sąlygomis tyrinėjo Vytautas Kuliešius. Pasiūlymai įšalo gyliui skaičiuoti pateikti ataskaitose (Kuliešius 1985, 1988). Buvo prieita prie išvados, kad grunto įšalimo gylis Lietuvos klimatinėmis sąlygomis gali būti skaičiuojamas ir prognozuojamas pagal Bergreno ir Aldricho formulę, kurios išraiška yra ši:

$$d_{fn} = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{48 \cdot K \cdot F_d}{L_w \cdot w \cdot \rho_d}}. \quad (4.10)$$

$$K = \frac{K_u + K_f}{2}. \quad (4.11)$$

čia $L_w = 324$ [kJ/kg] – vandens fazinio virsmo paslėptoji šiluma; F_d – viso įšalimo sezono šalčio indekso skaičiuotinė vertė [°C·h]; K – sušalusio ir nesusalusio grunto šiluminio laidumo koeficientas, [kW/m·°C]; K_f – sušalusio grunto šiluminio laidumo koeficientas, [W/m·°C] (4.13 pav.); K_u – nesusalusio grunto šiluminio laidumo koeficientas, [kW/m·°C] (4.13 pav.); w – grunto drėgnumas; ρ_d – sauso grunto tankis.

Prognozuojant didžiausią įmanomą įšalimo gylį, šalčio indekso reikšmės galima imti iš schemos (4.12 pav.), kuri sudaryta atliekant daugiamečius oro temperatūrų matavimus. Įšalimo gyliui skaičiuoti bet kuriuo įšalimo sezono momentu taikoma (4.10) formulė, tik šalčio indekso reikšmė nustatoma pagal vidutinę paros temperatūrą.



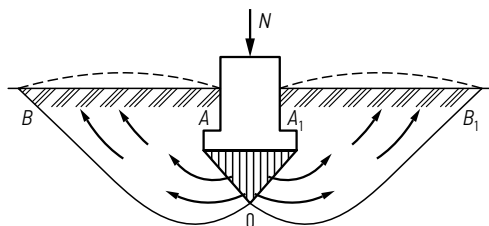
4.13 pav. Nesušalusio ir sušalusio grunto šiluminio laidumo koeficientų reikšmės atsižvelgiant į grunto tipą, jo drėgnį, sauso grunto tankį (remiantis Aldrich 1956)

4.5. Sekliojo pamato pagrindo irimo ypatumai

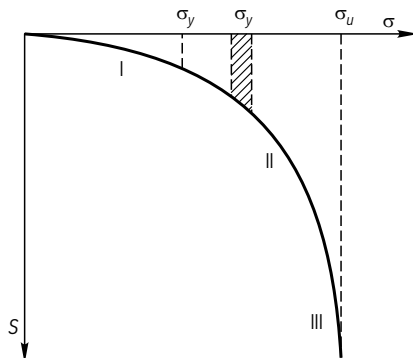
Seklieji pamatai pagal tai, kaip suyra pagrindas, gali būti suskirstyti į mažai įgilintus $d/B < 0,5$ ir sekliuosius pamatus $0,5 \leq d/B \leq 2,0$. Išspaudimo fazėje didėjant apkrovai, plastinių šlyties deformacijų zonos susilieja ir sudaro vientisą grunto ribinio įtempių būvio zoną. Po pamatu susiformuoja trikampis sutankinto grunto branduolys AA_1O ir kreiviniai slydimo paviršiai AOB_1 ir A_1OB (4.14 pav.) Jais gruntas išspaudžiamas iš po pamato, o žemės paviršiuje susidaro išspausto grunto volai.

Išspaudžiamas slydimo paviršius žemės paviršiuje su horizontale sudaro kampą:

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}. \quad (4.12)$$



4.14 pav. Pagrindo deformacijos išspaudimo fazėje



4.15 pav. Pamato nusėdimo priklausomybės nuo apkrovos grafikas: I – sutankinimo fazė; II – šlyties fazė; III – išspaudimo fazė

Seklių pamatų, kurių $d/b = 0,5-2,0$, pagrindas suyra analogiškai, kaip mažai įgiltų, tik slydimo paviršiai į žemės paviršių išeina didesniu kampu, t. y.:

$$\alpha > 45^\circ - \frac{\varphi}{2}. \quad (4.13)$$

Tokių pamatų pagrindo laikomoji galia didesnė nei mažai įgiltų, tačiau ir ji nėra didelė. Suirimo etape įtempių nuosėdžių grafikas eina vertikaliai žemyn (4.15 pav.).

Tarp anksčiau taikyto skaičiavimo pagal SNiT 2.02.01-83 ir dabar taikomo projektavimo pagal LST EN 1997-1 yra esminis skirtumas. Projektuojant pamatus pagal SNiT 2.02.01-83 pamato matmenys parenkami vertinant tinkamumo ribinį būvį, todėl buvo ieškoma takumo riba σ_y . Padauginus iš koeficientų įvertinančių pastato konstrukciją ir gruntą, randamas skaičiuojamasis pagrindo stipris σ_d . Parenkami tokie pamato matmenys, kad įtempiai po pamato padu neviršytų pagrindo atsparumo σ_d . Pamato nuosėdžiai skaičiuojami taikant tiesinę priklausomybę tarp įtempių ir nuosėdžių. Nuosėdžiai neturi viršyti ribinių verčių pastato konstrukcijai.

Projektuojant pamatus pagal LST EN 1997-1 pamato matmenys parenkami, vertinant saugos ribinį būvį, todėl skaičiuojama σ_u – stiprumo riba, pagal kurią nustatoma laikomoji galia $R = \sigma_u A'$ (A' – efektyvusis pamato pado plotas). Taikant patikimumo koeficientus, randamas skaičiuojamasis pagrindo stipris σ_d ir skaičiuojamoji pagrindo laikomoji galia. Parenkami tokie pamato matmenys, kad įtempiai neviršytų skaičiuojamojo pamato stiprio. Parinkus pamato matmenis skaičiuojami pamato nuosėdžiai, kurie neturi viršyti ribinių pastato konstrukcijos verčių.

4.6. Sekliojo pamato pagrindo laikomosios galios skaičiavimas

4.6.1. Preliminarių pamatų pado matmenų parinkimas

Pradiniam pamato matmenų parinkimui galima naudoti pagrindo laikomąją galią, gautą pagal kūgio penetracijos bandymo duomenis.

Pagrindo laikomąją galią pagal kūgio penetracijos bandymo duomenis galima rasti remiantis tokiais koreliacinėmis priklausomybėmis (Šimkus *et al.* 1985):

moliui:

$$\frac{R_d}{A'} = k_1 \cdot k_2 \cdot 0,10 \cdot q_c, \quad (4.14)$$

smėliui:

$$\frac{R_d}{A'} = k_1 \cdot k_2 \cdot 0,04 \cdot q_c, \quad (4.15)$$

čia q_c – kūginis stipris; k_1 – koeficientas įvertinantis pamatų tipą pagal įgilinimą, sekliųjų pamatų $k_1 = 1$, giliųjų pamatų $k_1 = 2$; k_2 – koeficientas, įvertinantis pamatų pado formą, juostinių pamatų $k_2 = 1$, atskirtųjų pamatų $k_2 = 1,3-1,5$. Didesnė vertė imama, kai pamato pado forma yra artima kvadratai.

Pagal pateiktas koreliacines priklausomybes galima parinkti apytikslius pamatų matmenis ir toliau juos įvertinant skaičiuoti pagrindo laikomąją galią.

Pamato pado plotas:

$$A = \frac{V}{(R_d / A)}, \quad (4.16)$$

čia V – poveikio efekto vertikalioji komponentė, veikianti pamato pado lygyje; A – pamato plotas.

Skaičiuojant pagal (4.16) lygtį, randamas apytikslis reikalingas pamato pado plotas A . Žinant pamato pado kraštinių santykį $L/B = \eta$ nustatomi apytiksliai jo kraštinių didumai:

• kvadratinio pamato:

$$B = L = \sqrt{A}; \quad (4.17)$$

• stačiakampio pamato:

$$B = \sqrt{\frac{A}{\eta}}; \quad (4.18)$$

• juostinio pamato:

$$B = A/L, \text{ kai } L = 1 \text{ m.} \quad (4.19)$$

4.6.2. Pamatų pado matmenų parinkimas pagal pagrindo laikomąją galią

Pasirinkus pamato įgilinimą ir pamato pado matmenis, skaičiuojama pagrindo laikomoji galia įvertinant nedrenuojančias ir drenuojančias pagrindo darbo sąlygas. Smėliniams gruntams nedrenuojančios sąlygos nenagrinėjamos. Juostinių sekliųjų pamatų suirimo schemą 1920 m. pasiūlė L. Prandtlis. Terzaghi (1943) papildė Prandtlis sprendinį. Terzaghi pasiūlyta formulė naudota ilgą laiką. Daugėjant patirties, kuri rėmėsi eksperimentiniais tyrimais, buvo siūlomi papildomi laikymo galios veiksniai, išplečiant Terzaghi pasiūlytą formulę. Sekliųjų pamatų laikymo galią tyrinėjo Sokolovskij (1960), Berezancev (1960), Meyerhof (1963), Hansen (1970) ir Vesič (1973). Remiantis šių autorių pasiūlytais sprendiniais, LST EN 1997-1 pateikiama apiben-

drinta sekliųjų pamatų laikymo galios skaičiavimo formulė. Skaičiuotinė pagrindo laikomoji galia turi atitikti (2.2) sąlygą.

Pagrindo laikomoji galia R nedrenuojančiomis sąlygomis nustatoma tik moli-
niam gruntams.

Skaičiuotinę laikomąją galią galima nustatyti taip:

$$R/A' = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q, \quad (4.20)$$

čia q – grunto arba priekrovos slėgio, pamato pado lygyje, skaičiuotinė vertė; c_u – skaičiuojamoji sankabumo nedrenuotomis sąlygomis vertė; A' – efektyvusis pamato pado plotas.

Bedimensiai koeficientai:

- pamato pado posvyrio įtakos koeficientas:

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{(\pi + 2)}, \quad (4.21)$$

α – kampas (radianais) tarp pamato pado ir horizontaliosios plokštumos.

- pamato pado formos koeficientas:
stačiakampės

$$s_c = 1 + \frac{0,2B'}{L'}, \quad (4.22)$$

apskritimo arba kvadrato

$$s_c = 1,2, \quad (4.23)$$

juostinio pamato $s_c = 1,0$.

Vertikalios V ir horizontalios H apkrovų atstojamosios posvyrio koeficientas, kai $H \leq A' \times c_u$:

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right). \quad (4.24)$$

Efektyvusis pamato pado plotas:

$$A' = B' \times L', \quad (4.25)$$

B' ir L' – efektyvusis pamato pado plotis ir ilgis (4.16 pav.):

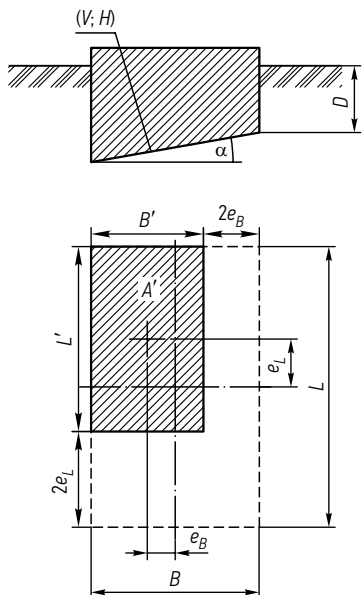
$$B' = B - 2 \cdot e_B, \quad (4.26)$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L, \quad (4.27)$$

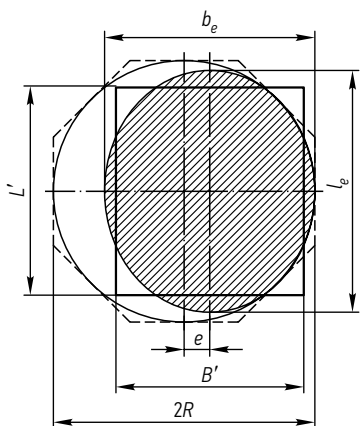
čia e_B ir e_L – vertikaliosios jėgos pridėties taško ekscentricitetai nuo lenkimo mo-
mentų, veikiančių išilgai kraštinės B ir L .

Apskritų pamatų, kurių spindulys R , efektyvusis plotas A' (DNV 2001) prilygi-
namas elipsės plotui (4.17 pav.):

$$A' = 2 \cdot \left[R^2 \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right], \quad (4.28)$$



4.16 pav. Efektyvieji pamato matmenys



4.17 pav. Efektyvieji apskrito pamato matmenys

Elipsės pagrindinės ašys (4.17 pav.) atitinkamai lygios:

$$b_e = 2R - 2e, \quad (4.29)$$

$$l_e = \frac{4 \cdot A'}{b_e \cdot \pi}, \quad (4.30)$$

Šią efektyvaus ploto elipsę galima pakeisti stačiakampiu pamatu (4.17 pav.), kurio efektyvusis ilgis bus lygus:

$$L' = \sqrt{A' \cdot \frac{l_e}{b_e}}, \quad (4.31)$$

o plotis:

$$B' = \frac{L'}{l_e} b_e, \quad (4.32).$$

Tuo atveju, jeigu yra dvigubos simetrijos daugiakampis (4.17 pvz. aštuonkampis), efektyviam plotui nustatyti taip pat tinka aukščiau pateiktas metodas. Tokiu atveju spindulys R yra lygus į daugiakampį įbrėžto apskritimo spinduliui.

Drenuojančiomis sąlygomis tikrinama visų gruntų laikomoji galia. Skaičiuotinę laikomąją galią drenuojančiomis sąlygomis galima nustatyti taip:

$$R/A' = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma, \quad (4.33)$$

čia c' – efektyviosios sankibos skaičiuotinė vertė; q' – skaičiuotinis efektyvusis gamtinis grunto slėgis pamato pado lygyje (įvertintas atsveriantis vandens poveikis); γ' – skaičiuotinis efektyvusis grunto svorio tankis žemiau pamato pado.

Bedimensiai koeficientai skaičiuojami taip: laikomosios galios koeficientai:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45^\circ + \phi'/2 \right), \quad (4.34)$$

čia e – matematinė konstanta (kartais dar vadinama Eulerio skaičiumi arba Neperio konstanta) yra natūralaus logaritmo funkcijos pagrindas;

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi', \quad (4.35)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi', \quad (4.36)$$

čia $\delta \geq \phi'/2$ (šiurkščiam pamato padui); δ – trinties kampas tarp pamato pado ir grunto.

pamato pado posvyrio:

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi'}, \quad (4.37)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi')^2, \quad (4.38)$$

pamato pado formos:

stačiakampės:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi', \quad (4.39)$$

apskritimo arba kvadrato:

$$s_q = 1 + \sin \varphi', \quad (4.40)$$

stačiakampės:

$$s_\gamma = 1 - \frac{0,3B'}{L'}, \quad (4.41)$$

apskritimo arba kvadrato:

$$s_\gamma = 0,7, \quad (4.42)$$

stačiakampės, apskritimo arba kvadrato:

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}, \quad (4.43)$$

juostinio pamato $s_q = s_\gamma = s_c = 1,0$;

apkrovos posvyrio:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi'}, \quad (4.44)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A'c' \operatorname{ctg} \varphi'} \right]^m, \quad (4.45)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A'c' \operatorname{ctg} \varphi'} \right]^{m+1}, \quad (4.46)$$

m – koeficientas, priklausantis nuo pamato formos:

kai horizontalioji apkrova H veikia išilgai B kraštinės:

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}; \quad (4.47)$$

kai horizontalioji apkrova H veikia išilgai L kraštinės:

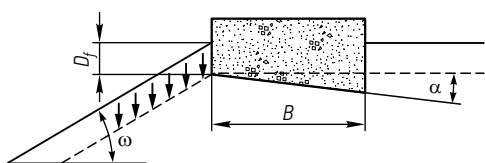
$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}. \quad (4.48)$$

Tais atvejais, kai horizontalioji apkrova veikia abiem kryptimis, kai horizontaliųjų jėgų atstojamosios veikimo kryptis sudaro kampą θ su kraštine L , m turi būti apskaičiuota taip:

$$m = m_0 = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta. \quad (4.49)$$

Pagal LST EN 1997-1 skaičiuotinė pagrindo laikomoji galia randama taikant patikimumo koeficientus, kurių vertės parenkamos pagal pasirinktą projektinę situaciją. Pamato matmenys turi būti tokie, kad skaičiuotinė poveikio efekto vertikalioji komponentė V_d pamato pado lygyje neviršytų skaičiuotinės pagrindo laikymo galios tiek drenuotomis, tiek nedrenuotomis sąlygomis, t. y. tenkinama saugos ribinio būvio sąlyga (2.2). Pamato matmenys parenkami taikant iteracinį skaičiavimą: pagal (4.16) formulę matmenys parenkami pirmai iteracijai. Apskaičiavus ribinę laikomąją galią pagrindo pagal nedrenuojančias ir/arba drenuojančias sąlygas, parenkamas reikiamas pamato pado plotas ir nauji pamato matmenys – plotis ir ilgis.

4.6.3. Pagrindo laikomoji galia, kai pamatas šalia šlaito



4.18 pav. Pamato šalia šlaito skaičiuojamoji schema

Kai pamato padas yra ties šlaito kraštu (4.18 pav.), jo pagrindo laikomoji galia sumažėja. Apytiksliai jos reikšmę galime gauti papildžius LST EN 1997-1:2006 lt siūlomą laikomosios galios išraišką (Guide to retaining wall design 1993).

Pagrindo laikomoji galia nedrenuojančiomis sąlygomis nustatoma tik esant moliniams gruntams.

Skaičiuotinę laikomąją galią galima nustatyti taip:

$$R/A' = (\pi + 2) c_u b_c s_c i_c g_c + q, \quad (4.50)$$

čia koeficientas g_c įvertina šlaito įtaką. Jis lygus:

$$g_c = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}, \quad (4.51)$$

čia ω – šlaito kampas.

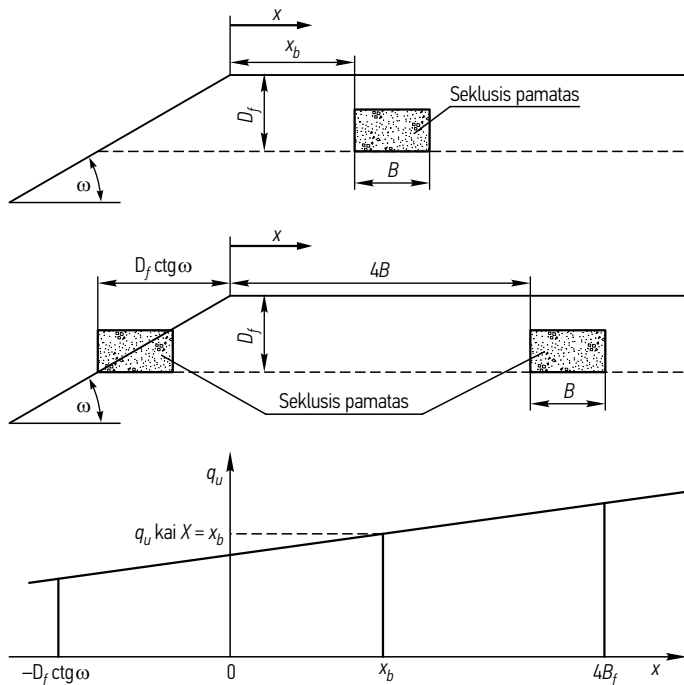
Drenuojančiomis sąlygomis tikrinama visų gruntų laikomoji galia. Skaičiuotinę laikomąją galią drenuojančiomis sąlygomis galima nustatyti taip:

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c g_c + q' N_q b_q s_q i_q g_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma, \quad (4.52)$$

čia šlaito įtaką įvertinantys koeficientai:

$$g_c = e^{-2\omega \cdot \tan \varphi'}, \quad (4.53)$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \text{ kai } \omega \leq 45^\circ, \quad (4.54)$$



4.19 pav. Pamato skaičiavimo schema, kai pamato kraštas ne daugiau kaip per $4B$ nutolęs nuo šlaito krašto

$$g_q = 0 \text{ kai } \omega > 45^\circ, \quad (4.55)$$

$$g_\gamma \approx g_q. \quad (4.56)$$

Kai pamatas nuo šlaito krašto nutolęs atstumu x_b , ribinis slėgis po pamato padu randamas tiesiškai interpoliuojant tarp reikšmių, atitinkančių slėgį, kai pamatas yra ant šlaito krašto ir kai pamatas yra atstumu keturi pamato pločiai nuo šlaito krašto (4.19 pav.). Esant atstumui didesniui nei keturi pamato pločiai pagrindo laikomajai galiai šlaitas įtakos nebeturi.

4.7. Įtempių pasiskirstymas po pamato padu

Įtempiai po standžiu pamatu, kai apkrova yra pridėta ekscentriškai apskaičiuojami:

$$\sigma = \frac{V_{o,d}}{A} + Cx + Dy, \quad (4.57)$$

čia A – pamato pado plotas; C , D – koeficientai priklausantys nuo pamato formos; x , y – taško kuriame skaičiuojami įtempiai koordinatės pamato centro atžvilgiu. Koeficientai C ir D randami:

$$C = -\frac{I_{xy}M_x + I_xM_y}{(I_{xy})^2 - I_xI_y}, \quad (4.58)$$

$$D = - \frac{I_{xy} M_y + I_y M_x}{(I_{xy})^2 - I_x I_y}, \quad (4.59)$$

čia $V_{o,d}$, $M_{o,d}$, $M_{xo,d}$, $M_{yo,d}$ – ašinė jėga ir lenkimo momentai, veikiantys pamato pado lygyje; I_x , I_y – inercijos momentai apie tą pačią ašį, apie kurią veikia lenkimo momentai; I_{xy} – išcentrinis inercijos momentas.

Kai pamatas simetrinis ašių atžvilgiu įtempiai po pamatu apskaičiuojami:

$$\sigma = \frac{V_{o,d}}{A} + \frac{M_{xo,d} y}{I_x} + \frac{M_{yo,d} x}{I_y}, \quad (4.60)$$

Maksimalūs ir minimalūs įtempiai po pamato padu:

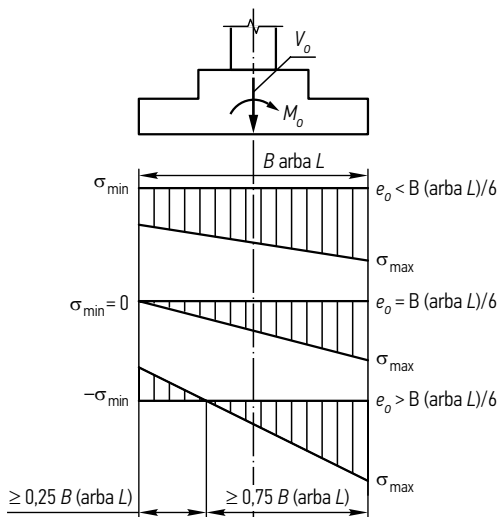
$$\sigma_{o,min} = \frac{V_{o,d}}{A} - \frac{M_{xo,d}}{W_x} - \frac{M_{yo,d}}{W_y}, \quad (4.61)$$

$$\sigma_{o,max} = \frac{V_{o,d}}{A} + \frac{M_{xo,d}}{W_x} + \frac{M_{yo,d}}{W_y}, \quad (4.62)$$

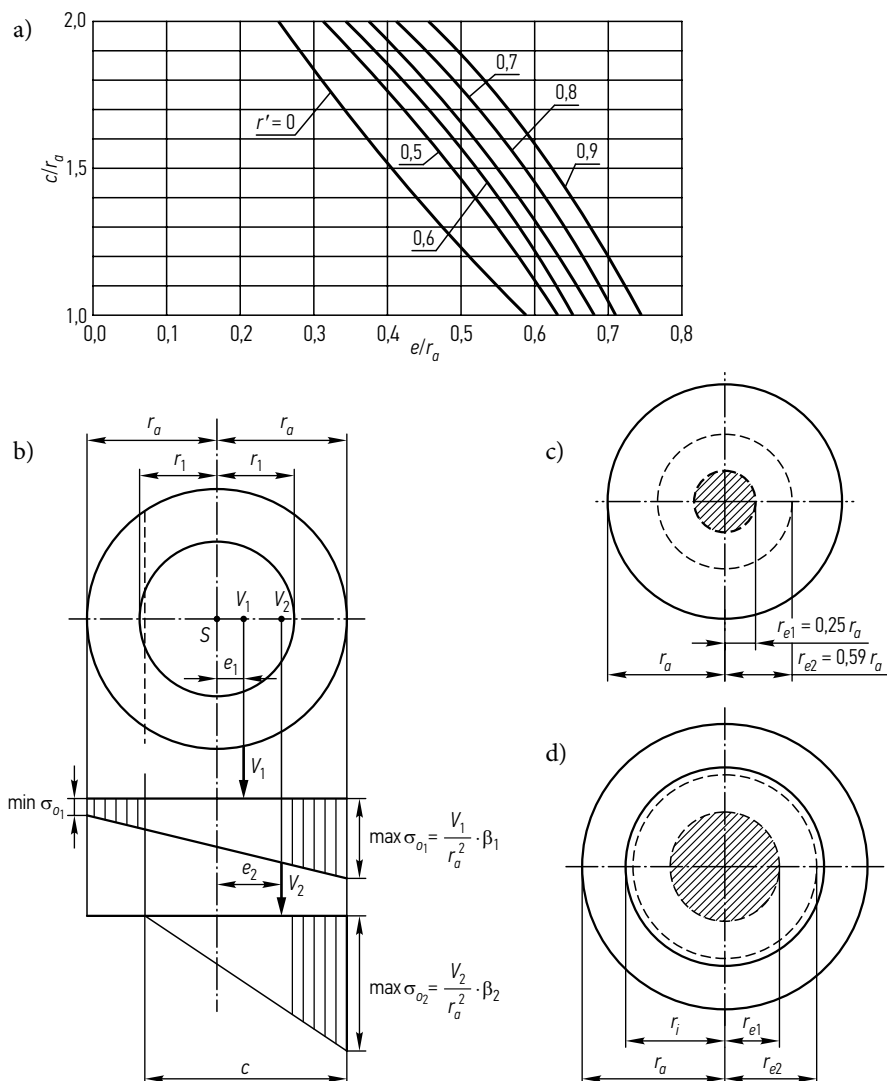
čia $V_{o,d}$, $M_{o,d}$, $M_{xo,d}$, $M_{yo,d}$ – ašinė jėga ir lenkimo momentai, veikiantys pamato pado lygyje; W – pamato atsparumo momentas apie tą pačią ašį, apie kurią veikia lenkimo momentas.

Neigiami įtempiai po pamato padu reikštų, kad tarp pamato ir grunto yra tempimo įtempiai (4.20 pav.). Gruntas negali atlaikyti tempimo įtempių, tempimo poveikiai tarp grunto ir pamato pado lygūs nuliui.

Įtempiai po žiediniu ir apskritu pamatu apskaičiuojami nustatant pirmąjį ir antrąjį sąlyginius branduolius (4.21 pav.).



4.20 pav. Įtempių pasiskirstymas po padu, atsižvelgiant į ekscentricitetą



4.21 pav. Įtempių po apskritaisiais ir žiedinės formos pamatais skaičiavimo schema. a – diagrama neutraliajai linijai nustatyti, b – maksimalūs ir minimalūs įtempiai po pamato padu, c, d – branduolių dydžiai žiediniam ir apskritam pamatui (Smoltczyk 2003)

Santykis tarp vidinio ir išorinio pamato spindulio:

$$r' = \frac{r_1}{r_2}, \quad (4.63)$$

čia r_1 – vidinis pamato spindulys; r_2 išorinis pamato spindulys:

Pirmojo branduolio spindulys:

- žiedinės formos pamato:

$$r_{e1} = \frac{r_2}{4} \cdot (1 + r'^2); \quad (4.64)$$

apskritojo pamato:

$$r_{e1} = 0.25 \cdot r_2. \quad (4.65)$$

Antrojo branduolio spindulys r_{e2} :

• žiedinės formos pamato:

$$r_{e2} = 0.59 \cdot r_2 \cdot \left(\frac{1 - r'^4}{1 - r'^3} \right); \quad (4.66)$$

apskritojo pamato:

$$r_{e2} = 0.59 \cdot r_2. \quad (4.67)$$

Jėgos pridėjimo ekscentricitetas pamato pado lygyje:

$$e = \frac{M_0}{V_0}. \quad (4.68)$$

Jeigu jėgos pridėjimo taškas patenka į vidines pirmojo branduolio ribas ($e \leq r_{e1}$), pamato maksimalūs ir minimalūs įtempiai randami taip:

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{r_2^2} \cdot \frac{1}{\pi \cdot (1 - r'^2)} \cdot \left(1 + \frac{e}{r_{e1}} \right), \quad (4.69)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{r_2^2} \cdot \frac{1}{\pi \cdot (1 - r'^2)} \cdot \left(1 - \frac{e}{r_{e1}} \right). \quad (4.70)$$

Gniuždomųjų įtempių zonos plotis:

$$c = \frac{2 \cdot r_2 \cdot \sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}. \quad (4.71)$$

Kitu atveju ($r_{e1} < e \leq r_{e2}$) maksimalius įtempius galima apytiksliai (tikslumas ± 1 %) apskaičiuoti:

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{r_2^2} \cdot \frac{2}{\pi \cdot (1 - r'^2)} \cdot \frac{e}{r_{e1}} \cdot \left[1 - 0.7 \cdot \left(\frac{e}{r_{e1}} - 1 \right) \cdot \left(1 - \frac{e}{r_{e2}} \right) \cdot (1 + r') \right] \quad (4.72)$$

Gniuždomųjų įtempių zonos plotis randamas iš 4.21 paveiksle pateiktos diagramos.

Necentriškai apkrautus pamatus konstruoti ir jų pado matmenis parinkti reikia taip, kad įtempių po pado diagrama būtų artima stačiakampei, ribiniu atveju trikampė, kai viename krašte įtempiai tampa lygūs nuliui (4.18 pav.) stačiakampiui pamatui tenkinama sąlyga $e_0 \leq L/6$. LST EN 1997-1 rekomenduoja, kad maksimalus apkrovos ekscentricitetas neturėtų viršyti 1/3 stačiakampio pamato pločio arba 0,6 apskritąjo pamato spindulio. Kai ekscentricitetai dideli, jie turi būti randami išanalizavus visus galimus poveikius, parinktos skaičiuotinės poveikių vertės ir patikrintas maksima-

lus ekscentricitetas, įvertinus galimas leidžiamas pamato briaunų nuokrypas klojant pamatą. Jei nesiimama kokių nors priemonių statybos metu, leidžiamąją nuokrypą reikia laikyti 0,10 m.

Kai ekscentricitetas labai didelis – $e_0 > L/6$, įtempių po pamato padu diagrama dviženklė. Kadangi gruntas tempimo įtempių neperima, pamatas būna neekonomiškas. Todėl kai pamatas pagrindui perduoda didelį lenkimo momentą ir grunto įtempiai labai nevienodi, $\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} < 0,25$ gali būti projektuojamas nesimetrinis pamatas. Pamatas pastumiamas lenkimo momento veikimo kryptimi kolonos ar sienos ašies atžvilgiu dydžiu x , taip sumažinant pamatą veikiančių vertikalųjų jėgų ekscentricitetą.

Pamato postūmis x atžvilgiu ašies parenkamas toks, kad įtempiai po pamato padu suvienodėtų (4.22 pav.). Jeigu yra tik vienas pamato apkrovimo variantas, tai pamatas pastumiamas ašies atžvilgiu lygus:

$$x = e_{o,d} = \frac{M_{o,d}}{V_{o,d}}, \quad (4.73)$$

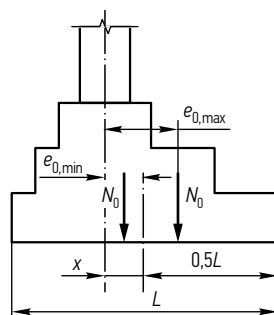
čia e_{od} – pamato pado lygyje apkrovos pridėjimo ekscentricitetas, $M_{o,d}$, $V_{o,d}$ – pamato pado lygyje veikiantys lenkimo momentas ir ašinė jėga. Tokiu atveju įtempių diagrama tampa stačiakampė.

Jeigu galimi keli pamato apkrovimo variantai, pamato postūmis x skaičiuojamas pagal ekstreminius apkrovos ekscentriškumo atvejus:

$$x = \frac{e_{0,\min} + e_{0,\max}}{2} \quad (4.74)$$

čia $e_{0,\min}$ ir $e_{0,\max}$ – mažiausias ir didžiausias ekscentricitetas pamato pado lygyje, išanalizavus visus pamato apkrovimo atvejus.

Pastūmus pamato ašį, reikia apskaičiuoti naują pamato ekscentriškumą ir patikrinti pamato pagrindo laikomąją galią. Jeigu pamato ašies postūmis $x < 100$ mm, tai pamatas projektuojamas simetriškas.



4.22 pav. Nesimetriško pamato schema

4.8. Pasipriešinimas slysmui

Kai poveikio efekto vertikalios ir horizontalios komponentės atstojamosios posvyrio kampas nuo vertikalės didesnis nei grunto po pamato padu vidinės trinties kampas ($\delta > \varphi$), jis gali būti nustumtas, todėl jo matmenis reikia papildomai patikrinti slysmui. Turi būti tenkinama sąlyga:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}, \quad (4.75)$$

čia H_d – poveikio efekto skaičiuotinė komponentė, veikianti lygiagrečiai su pamato padu; R_d – skaičiuotinė laikymo galia slysmui; $R_{p;d}$ – papildoma laikymo galia dėl grunto slėgio į pamato šonus skaičiuotinės vertės. Į H_d turi būti įtrauktos ir bet kurių aktyviųjų grunto slėgio jėgų, veikiančių pamatą, skaičiuotinės vertės.

R_d ir $R_{p;d}$ vertės turėtų būti susietos su laukiamu poslinkiu, esant ribinio būvio apkrovoms. Turėtų būti įvertinta likutinė pagrindo laikomoji galia, esant dideliems poslinkiams. Parinktoji vertė turi atspindėti numatytą statinio amžių. Jeigu pamatas įgilintas žemiau gruntinio vandens lygio, tai skaičiuojant pamato svorį reikia atsižvelgti į vandens atsveriamąjį poveikį.

Vertinant pamatų laikymą pagrinduose su sezoniniais molio gruntų judėjimais, turi būti įvertinta galimybė, kad molis gali atsiknoti nuo vertikaliųjų pamato plokštumų. Turi būti įvertinta galimybė, kad apie pamatą gali būti pašalintas gruntas dėl erozijos ar žmonių veiklos.

Pagrindo drenuotomis sąlygomis laikymo galios slysmui skaičiuotinė vertė turi būti apskaičiuojama naudojant skaičiuotines grunto savybių vertes arba laikomąją galią dalijant iš dalinio koeficiento:

$$R_d \leq \mu \cdot V_d, \quad (4.76)$$

arba

$$R_d \leq \mu \cdot V_d / \gamma_{R,h} \quad (4.77)$$

čia μ – trinties koeficientas, nustatomas eksperimentiškai, tačiau apytiksles reikšmes galima gauti pagal šią priklausomybę:

$$\mu = \operatorname{tg} \delta_d. \quad (4.78)$$

Tiesiai ant grunto betonuojamų pamatų trinties kampo δ_d skaičiuotinė vertė gali būti imama lygi to grunto kritinio būvio efektyviojo vidinės trinties kampo skaičiuotinei vertei $\phi'_{cv,d}$, o surenkamųjų pamatų paklotų lygi $2/3 \phi'_{cv,d}$. Efektyvioji sankiba c' tikrinant šią sąlygą neturi būti įvertinta. Trinties koeficiento apytikslės reikšmės pagal grunto pavadinimą pateiktos 4.4 lentelėje.

Nustatant V_d turi būti įsitikinta, ar H_d ir V_d nėra tarpusavyje priklausomi, ir tai įvertinti.

4.4 lentelė. Trinties koeficiento apytikrės reikšmės (Šimkus 1984)

Gruntas	μ koeficiento reikšmės
Smėlis	0,40–0,50
Dulkingasis arba molingasis smėlis Smėlingasis dulkis	0,35–0,40
Smėlingasis arba dulkingasis molis Molingasis dulkis	0,25–0,35
Molis	0,20–0,30

Pagrindo nedrenuotomis sąlygomis atsparumo skaičiuotinė vertė R_d turi būti apskaičiuojama naudojant skaičiuotines grunto savybių vertes arba pagrindo laikomąją galią dalijant iš dalinio koeficiento:

$$R_d = A_c c_{u;d} , \quad (4.79)$$

$$R_d = (A_c c_{u;k}) / \gamma_{R;h} . \quad (4.80)$$

Jeigu vanduo ar oras gali patekti tarp pamato pado ir nedrenuoto molio pagrindo, reikia patikrinti sąlygą:

$$R_d \leq 0,4 V_d . \quad (4.81)$$

Šių reikalavimų galima nepaisyti tik tuomet, kai plyšys tarp pamato ir grunto negali atsirasti dėl nuolatinio siurbimo tose vietose, kuriose nėra teigiamojo slėgio.

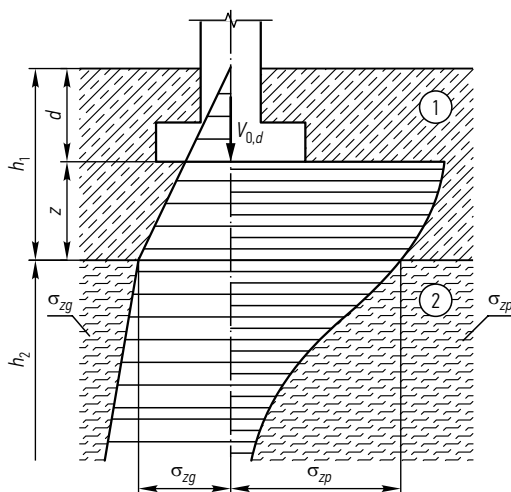
4.9. Įtempių silpno grunto sluoksnyje tikrinimas

Kai pagrindo deformacijų zonoje po stipriu grunto sluoksniu, ant kurio tiesiogiai remiasi pamato padas, slūgso silpnas gruntas, reikia patikrinti, ar jis atlaikys įtempius, kurie padidės dėl pamato apkrovos. Turi būti patikrinta ši sąlyga (Šimkus 1984):

$$\sigma_{zg} + \sigma_{zp} \leq \frac{R}{A_s} , \quad (4.82)$$

čia σ_{zg} – įtempių nuo grunto svorio silpnojo grunto sluoksnio viršuje; σ_{zp} – papildomi įtempių nuo pamato apkrovos silpnojo grunto sluoksnio viršuje (4.23 pav.); R/A_s – silpnojo grunto sluoksnio stipris, kuris nustatomas, imant silpnojo grunto savybių rodiklius ir sąlyginio pamato efektyvųjį plotį:

$$B'_s = \sqrt{\frac{V_{0,d}}{\sigma_{zp}} + \left(\frac{L-B}{2}\right)^2} - \frac{L-B}{2} . \quad (4.83)$$



4.23 pav. Silpno grunto įtempių tikrinimas: 1 – stiprus gruntas, 2 – silpnas gruntas

Silpną grunto sluoksnio stipris R_s/A_s nustatomas pagal (4.20) ir (4.33) formules. Sąlyginio pamato ilgis nustatomas pagal pamato proporcijas: $L_s = B_s L/B$.

Analitiniai sekliojo pamato laikymo galios skaičiavimo metodai paremti eksperimentiniais tyrimais. Analitiniais metodais apskaičiuota pamato ant dvisluoksnio pagrindo laikomoji galia ne visada sutampa su eksperimentiniais tyrimais, todėl iki šiol yra mokslininkų tyrimo objektas. Sprendinius pamatų ant dvisluoksnio pagrindo laikomajai galiai skaičiuoti įvertinant viršutinio sluoksnio kerpamąjį stiprį, pateikė Meyerhofas (Meyerhof 1974), Hanna (1982). Kompiuteriai ir baigtiniai elementai suteikė naujų galimybių skaičiuoti pamatų ant daugiasluoksnio pagrindo laikomąją galią (Hanna 1987; Merfield, Nguyen 2006).

4.10. Inkarninių pamatų projektavimo ypatumai

Kai pamatą veikia rovimo apkrovos arba rovimo ir gniuždymo apkrovos, papildomai reikia tikrinti, ar pamatas nebus išrautas iš pagrindo:

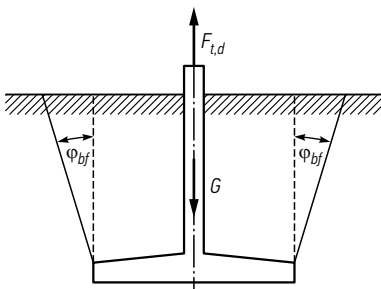
$$V_d \leq R_d. \quad (4.84)$$

Jei gruntinio vandens lygis gali pakilti aukščiau pamato pado, vertinant rovimo jėgą mažinantį pamato svorį reikia atkreipti dėmesį į vandens atsveriamąjį poveikį. Raunamo pamato skaičiavimas pateiktas SNiT (СНП 2.02.01-83).

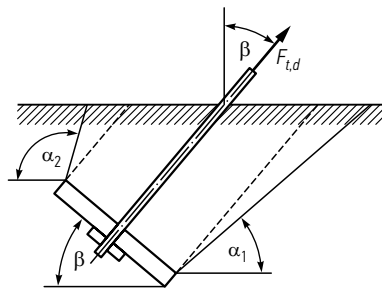
Inkarninių pamatų pagrindo laikomąją galią sudaro virš pamato susidarancios grunto prizmės svoris ir grunto kerpamasis stiprumas kerpant tos prizmės šoniniame paviršiuje. Skaičiuojant tariama, kad iškeliamos grunto prizmės slydimo paviršiai yra plokšti ir nuo vertikalės plokštumos pasvirę φ_{bf} kampu (4.24 pav.).

Jeigu rovimo jėgos kryptis nuo vertikalės pasvirusi kampu β , o pamato plokštė statmena rovimo kryptiai (4.25 pav.), keliamo grunto prizmės šoniniai paviršiai su sudaro kampas:

$$\alpha_1 = 90^\circ - \left(\varphi_{bf} + \frac{\beta}{2} \right), \quad (4.85)$$



4.24 pav. Iškeliamą prizmę, kai rovimo jėga vertikali



4.25 pav. Iškelimo prizmę, kai rovimo prizmė ne vertikali

$$\alpha_2 = 90^\circ + \left(\varphi_{bf} - \frac{\beta}{2} \right), \quad (4.86)$$

$$\alpha_3 = 90^\circ - \varphi_{bf}, \quad (4.87)$$

čia α_1 , α_2 ir α_3 – kampai tarp horizontaliosios plokštumos ir grunto prizmės paviršiaus ties apatine pamato briauna, ties viršutine pamato briauna ir ties šoninėmis pamato briaunomis.

Kampas φ_{bf} priklauso nuo užpilamo grunto vidinės trinties kampo φ . Kadangi virš inkarinių pamatų supilamas gruntas gali būti ne pakankamai sutankintas φ_{bf} mažinamas:

$$\varphi_{bf} = \eta \cdot \varphi, \quad (4.88)$$

čia η – mažinantis koeficientas. Jo reikšmės (pagal СНиП 2.02.01-83*) pateikiamos 4.5 lentelėje.

4.5 lentelė. Koeficiento η reikšmės

Užpiltas gruntas	Koeficientas η , kai užpilto grunto tankis t/m^3	
	1,55	1,70
Smėliai, išskyrus dulkinguosius drėgnus ir prisotintus vandeniu	0,5	0,8
Dulkingieji molingi, kai takumo rodiklis $I_L \leq 0,5$	0,4	0,6
Pastaba. Drėgniems dulkingiesiems smėliams, moliams ir priemoliams, kai takumo rodiklis $0,5 < I_L \leq 0,75$, ir piesmėliams, kai $0,5 < I_L \leq 1,0$, reikšmės dauginamos iš 0,85.		

Raunamo inkarinio pamato pagrindo laikomoji galia:

$$R = \gamma_{bf} V_{bf} \cos \beta + c_{bf} \left(A_1 \cos \left(\varphi_{bf} - \frac{\beta}{2} \right) + A_2 \cos \left(\varphi_{bf} + \frac{\beta}{2} \right) + 2A_3 \cos \varphi_{bf} \right), \quad (4.89)$$

čia γ_{bf} – virš inkarinio pamato supilto grunto svorio tankis; V_{bf} – keliamos grunto prizmės tūris išmetus joje esančio pamato tūrį; A_1 , A_2 ir A_3 – keliamos grunto prizmės šoninių paviršių plotai; c_{bf} – užpilto grunto sankabumas randamas analogiškai kaip užpilto grunto vidinės trinties kampas:

$$c_{bf} = \eta \cdot c. \quad (4.90)$$

Užpilto grunto savybės imamos pagal granulimetrinę užpilamo grunto sudėtį ir būvį įrengus pamatus. Todėl projekte būtina aiškiai apibūdinti užpilamą gruntą, sutankinimo laipsnį ir numatyti, kokia turės būti užpylimo kokybės kontrolė.

Reikia atkreipti dėmesį, kad, jeigu teorinės iškeliamos grunto prizmės kontūrai kerta buvusios pamatų duobės kontūrus, reikia patikrinti, ar nenusikirps gruntas pamatų duobės ar kombinuotos formos (dalis duobės dalis teorinės prizmės) paviršiumi.

5. POLINIAI PAMATAI

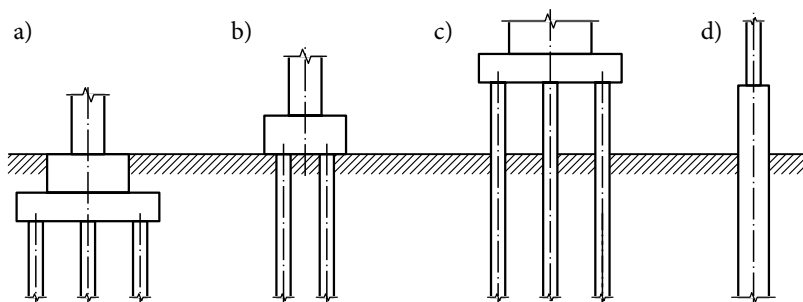
Poliniai pamatai pasirenkami, kai norima pamatams perduoti didesnes apkrovas arba sumažinti pamatų nuosėdžius. Tai galima pasiekti, kai apkrovos perduodamos giliau slūgsantiems stipresniems grunto sluoksniams. Poliniai pamatai tinkamiausi, kai viršutinis grunto sluoksnis silpnas arba labai deformatyvus, toks kaip durpės, dumblas ar piltinis nesutankintas gruntas, arba aukštas grunto vandens lygis, o jo pažeminimas brangus.

Poliniai pamatai susideda iš polių ir rostverkų. Pagal rostverko padėtį konstrukcijoje poliniai pamatai skirstomi į:

- polinius pamatus su žemutiniu rostverku (5.1 pav., a);
- polinius pamatus su rostverku ant žemės paviršiaus (5.1 pav., b);
- polinius pamatus su aukštutiniu rostverku (5.1 pav., c);
- polinius pamatus be rostverko (5.1 pav., d).

Žemutinio rostverko padas žemiau grunto paviršiaus. Tokio tipo polinio pamato rostverkas dalį vertikaliosios apkrovos gali perduoti padu ir perimti horizontaliąsias apkrovas šoniniu paviršiumi. Šio tipo polinio pamato poliai įgilinti į gruntą. Kai virš atraminio sluoksnio yra silpni (durpės, dumblas ir kt.) gruntai, tikrinamas polių pastovumas klupdymui.

Rostverkas ant žemės paviršiaus galimas, kai paviršiuje yra nekilsnūs bei nebrinkūs gruntai. Šiuo atveju horizontaliąsias apkrovas ir momentus perima tik poliai. Kadangi viršutiniai grunto sluoksniai dažniausiai yra silpni, tai esant tokio tipo rostverkams gruntas neperima apkrovos.



5.1 pav. Poliniai pamatai su skirtingais rostverkais: a – polinis pamatas su žemutiniu rostverku; b – su rostverku ant žemės paviršiaus; c – su aukštutiniu rostverku; d – be rostverko

Aukštutinio rostverko padas yra aukščiau grunto paviršiaus ir poliai į gruntą įgilinti ne visu ilgiu. Šiuo atveju skaičiuojant polius būtina įvertinti jų liaunumą (poliai gali suklupti). Kadangi vertikalioose poliuose dėl skersinių jėgų atsiranda dideli lenkimo momentai, tai poliniuose pamatuose su aukštutiniu rostverku dažnai įrengiami pasvirę poliai.

Poliniai pamatai be rostverko įrengiami, kai po konstrukcija užtenka vieno polio, o polio skerspjuvio užtenka konstrukcijai atremti ar įtvirtinti.

Rostverkai, priklausomai nuo juose veikiančių įrašų, gali būti projektuojami gelžbetoniniai ir betoniniai.

5.1. Polių klasifikavimas ir įrengimo technologijos

Poliai gali būti klasifikuojami pagal medžiagas, konstrukciją, gamybos būdą, įrengimo būdą, pagrindo darbo pobūdį.

Pagal medžiagą poliai gali būti: gelžbetoniniai, betoniniai, metaliniai, mediniai, kombinuoto skerspjuvio, gruntiniai, sintetiniai.

Gelžbetoniniai ir betoniniai poliai naudojami dažniausiai. Betoninius polius galima naudoti, kai pagal skaičiavimus armatūros nereikia. Jeigu gniuždomo polio neveikia lenkimo momentas, skersinė jėga ir jis įrengiamas gana stipriame grunte, jį galima armuoti ne visu ilgiu. Kadangi poliai veikiami sudėtingo drėgmės ir temperatūros režimo, o kartais ir agresyvaus grunto, naudojamas C16/20–C40/50 klasės betonas, darbinė armatūra S400, S500.

Metaliniai poliai naudojami sudėtingomis gruntinėmis sąlygomis, kai įrengti gelžbetoninius polius netikslinga. Taip pat naudojami rekonstruojamiems pamatams, nes tokius polius nesudėtinga sujungti. Naudojant metalinius polius būtina numatyti patikimą antikorozinę dangą, naudoti legiruotąjį plieną arba įvertinti metalo korozijos greitį.

Mediniai poliai gaminami iš spygliuočių ir lapuočių veislių medžių tiesių ir ilgų kamienų. Mediniai poliai turi trūkumų: maža laikomoji galia, riboti polio matmenys, greitai pūva kintamo drėgnumo aplinkoje. Reikalaujama, kad šių polių viršus būtų 30–50 cm žemiau žemiausio gruntinio vandens gylio. Dažniausia tokie poliai naudojami laikiniems pastatams ar statiniams.

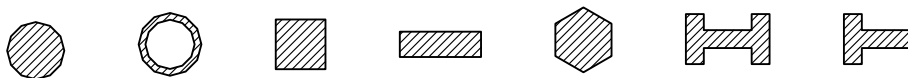
Kombinuotojo skerspjuvio poliai – tai betoniniai ar gelžbetoniniai poliai su metaliniu apvalkalu.

Gruntiniai poliai gaminami iš smėlio, žvyro ar skaldos. Jie dažniausiai naudojami pagrindo savybėms pagerinti ir konsolidacijos procesui pagreitininti.

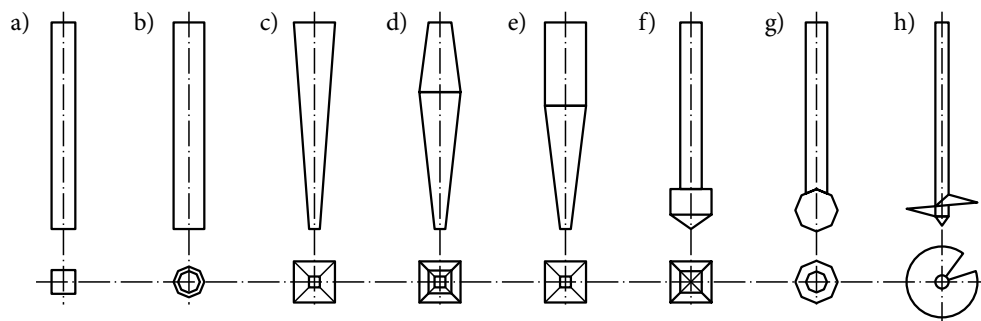
Sintetiniai poliai gaminami iš plastiko nedidelėms apkrovoms perimti.

Polių klasifikacija pagal konstrukciją. Poliai gali būti labai įvairių skerspjuvių (5.2 pav.), nuo kurių tipo priklauso armavimas.

Polio skerspjuvis gali būti kintamas (5.3 pav.), tačiau dažniausiai taikomi pastovaus skerspjuvio poliai bei poliai su išplatintu padu.



5.2 pav. Polių skerspjūvių pavyzdžiai



5.3 pav. Polių kamienų pavyzdžiai: a, b – pastovaus skerspjūvio poliai; c – piramidiniai poliai; d – rombo formos poliai; e – poliai su smailėjančiu galu; f, g – poliai su pado išplatinimu; h – sraigtiniai poliai

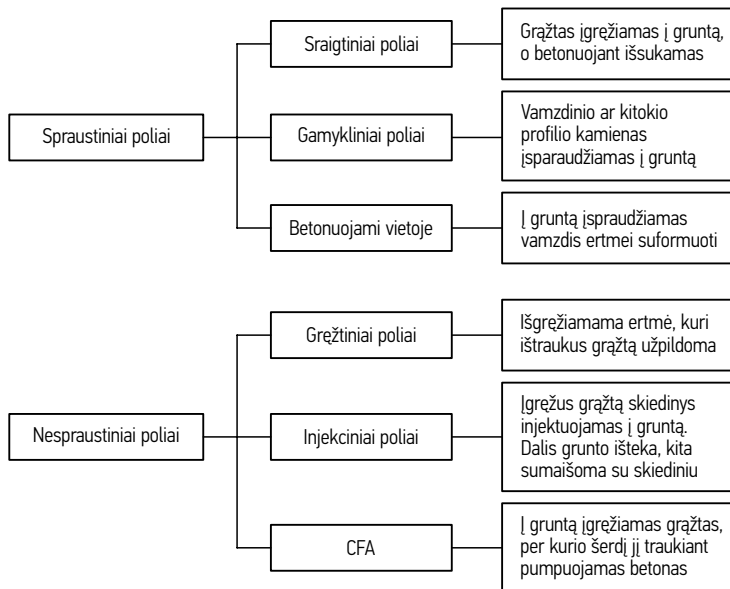
Polių klasifikacija pagal įrengimo būdą. Dažniausiai poliai klasifikuojami pagal įrengimo būdą. Įrengimo būdas lemia polių konstrukciją ir laikomąją galią. Vertinant šiuolaikines polių įrengimo technologijas, galima išskirti du pagrindinius būdus: pirmas ir seniausias, taikomas ne mažiau kaip tūkstantį metų, kai į gruntą įspraudžiamas iš anksto paruoštas polio kamienas; antras, kai suformuojama ertmė, iškasant gruntą ir ertmė užpildoma polio medžiaga. Kitos technologijos atsirado tobulinant šiuos du įrengimo būdus, todėl esant didelei polių konstrukcijų, medžiagų ir įrengimo būdų įvairovei toks siauras skirstymas tapo nepakankamas. Klasifikuojant polius pagal įrengimo būdą pagrindinė ypatybė būtų grunto poslinkiai polių įrengimo metu. Atsižvelgiant į tai, polius galima skirstyti pagal K. Flemingo (2007) pateiktą schemą (5.4 pav.).

Polio konstrukcija priklauso nuo jo įrengimo metodo. Jie gali būti gaminami ne statybos aikštelėje ir įgilinti vėliau arba gaminami grunte projektinėje vietoje.

Lietuvoje dažniausiai taikomi nesprautiniai poliai, įrengiami gręžiant, injektuojant ir taikant ištisinio sraigtinio gręžimo metodą – CFA (angliško pavadinimo *Continuous Flight Auger* santrumpa) ir sprautiniai betonuojami vietoje poliai.

Gręžtiniai poliai gali būti tradicinio gręžimo arba dvigubo gręžimo (VDW).

Tradiciniai gręžtiniai poliai naudojami seniai. Jų skersmuo – 0,30–1,50 m. Didesnio skersmens polių dažniausiai išplatinamas padas, o kamienas būna siauresnis. Ertmė suformuojama gręžiant, gruntas iškeliamas į paviršių. Silpnuose ir vandeninguose gruntuose gręžiama su apsauginiu vamzdžiu. Įrengiant neapskritojo skerspjūvio polius (*barrete* tipo) naudojama speciali technika su horizontalaus kasimo kaušais.



5.4 pav. Polių klasifikavimas pagal įrengimo būdą

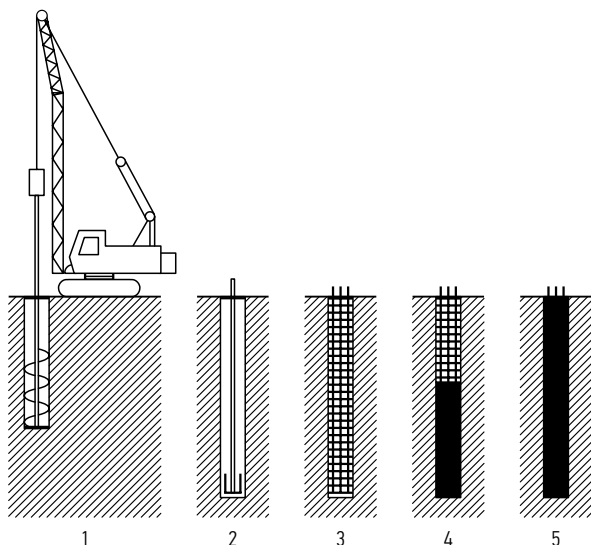
Kad gręžinys neužgriūtų, naudojama tiksotropinio molio suspensija. Sienučių stabilumą palaiko hidrostatinis molio suspensijos slėgis. Norint įrengti polius stipriuose gruntuose, gali būti daromas gręžinys, į kurį įstatomas jau pagamintas kamienas, o aplink polį dėl geresnio sukibimo įjektuojamas skiedinys.

Gręžtinių polių įrengimo procesas susideda iš: gręžinio ertmės (skylės) parengimo, armatūros karkaso įleidimo ir betonavimo, ištraukiant apvaskalą arba išspaudžiant molio suspensiją betonuojant povandeniniu būdu per specialius piltuvus (5.5 pav.).

Įrengiant gręžtinius polius, leistinos mažos nuokrypos. Jei polio skersmuo mažesnis kaip 1,0 m, padėties plane nuokrypa leistina iki 10 cm. Jei polio skersmuo nuo 1,0 m iki 1,5 m, leistinoji nuokrypa yra iki 0,1 jo kamieno skersmens. Jei polio skersmuo didelis, didesnis kaip 1,5 m, leidžiama padėties plane nuokrypa yra iki 15 cm (taigi ir 2 m, ir 3 m skersmens polių galvų nuokrypa gali būti tik iki 15 cm). Griežtesni nuokrypių reikalavimai gali būti nurodomi projekte.

Kai gręžtiniai poliai atremiami į giliau esantį tvirtą gruntą (laikantįjį sluoksnį), projekte turi būti nurodomas minimalus įgilinimas į tvirtąjį sluoksnį ir laikinčiojo sluoksnio fizinės bei mechaninės savybės.

Jei gręžiant ertmę būsimam gręžtiniam poliui pamatoma, kad gruntai, ištraukiami iš gręžinio, skiriasi nuo tų, pagal kuriuos projektuota, būtina apie tai pranešti projektuotojui ir imtis visų priemonių, kad polio laikomoji galia būtų ne mažesnė nei reikia.

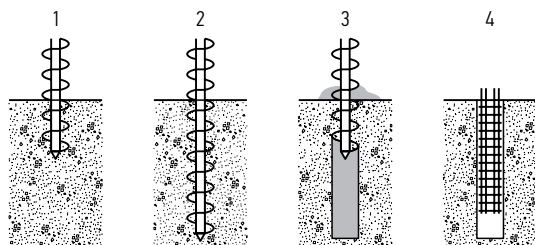


5.5 pav. Gręžtinių polių įrengimas sukamuoju gręžimu (tradicinis metodas): 1 – gręžimas iki reikiamo gylio su apsauginiu vamzdžiu arba be jo; 2 – polio pado valymas specialiu valytuvu; 3 – armatūros karkaso įleidimas; 4 – polio betonavimas ištraukiant apsauginį vamzdį (jei šis naudojamas); 5 – polis įrengtas

Ištisinio sraigtinio gręžimo poliai. Ištisinio (nenutrūkstamo) sraigtinio gręžimo poliai pasaulyje plačiai žinomi kaip CFA poliai, kurių įrengimo technologija iš esmės skiriasi nuo tradicinių gręžtinių polių įrengimo technologijų. Ištisinio sraigtinio gręžimo poliai įrengiami paisant esminio technologijos skirtumo: armatūros karkasas įleidžiamas į polį pačioje pabaigoje, kai betonas būna ką tik suklotas į polio ertmę (5.6 pav.).

Ištisinio sraigtinio gręžimo polių įrengimo eiliškumas yra toks: vientisas sraigtas su kiauryme viduryje įgręžiamas į gruntą iki projekcinio gylio, per sraigto kiaurymę pradedama betonuoti, iš lėto traukiant lauk sraigą su gruntu ant jo menčių, ištraukus sraigą (gruntą nuo jo menčių darbininkai keldami sraigą pamažu nuvalo) įleidžiamas (kai pakanka savojo svorio) arba įspaudžiamas armatūros strypynas. Armatūros strypynai (karkasai) dedami suklojus betoną, kuris turi būti gana slankus, o strypynai – standūs.

Naudojant šį metodą gręžinio ertmės stabilumą palaiko betonas, kuris užpildo ertmę ištraukiant grąžtą. Vientiso sraigtinio gręžimo poliai neturi būti daromi pasvirę daugiau kaip 6° nuo vertikalės, jei nenumatytos specialios priemonės gręžimo



5.6 pav. Ištisinio sraigtinio gręžimo polių įrengimas: 1 – ištisinio sraigto įgręžimas; 2 – pasiektas reikiamas (projektinis) gylis; 3 – betono tiekimas pro vidinį sraigto vamzdį tuo pat metu ištraukiant sraigą; 4 – įspaudžiama armatūra

krypčiai kontroliuoti ir armatūrai įleisti. Su vientisais sraigtiniais grąžtais turi būti gręžiama kuo mažesniu apskukų skaičiumi, kad kuo mažiau būtų paveiktas šalia esantis gruntas.

Dvigubo gręžimo poliai. Šio metodo skirtumas, palyginti su tradiciniais gręžtiniais ir su CFA poliais, yra tas, kad čia naudojamas besisukantis apsauginis vamzdis. Įrengiant gręžtinius polius šiuo metodu, grąžtas sukasi pagal laikrodžio rodyklę, o apsauginis vamzdis – prieš ją. Grąžtas ir vamzdis sukasi priešingomis kryptimis, todėl gruntas mažiau išpurinamas, o pasitaikančios kliūtys – akmenys ar seni pamatai – pragręžiami. Taikant šį įrengimo būdą galima gręžti ertmes poliams visiškai arti esamo namo pamatų. Ši technologija labai naudinga, kai reikia statyti senesniuose miestų kvartaluose, t. y. įrengiamos naujos giliosios pamatų duobės užstatytoje aplinkoje. Nei tradiciniai metodai, nei ištisinio sraigtinio gręžimo metodas to neleidžia padaryti, nes visais šiais atvejais grąžtas gali suardyti gruntą po greta esančio pastato pamatais, o tai neleistina. Du priešingos krypties sukamieji judesiai leidžia išvengti grunto suardymo gręžinio perimetru, todėl gruntas, esantis po gretimo pastato pamato padu, nepažeidžiamas (5.7 pav.).

Šiuo metodu galima ne tik įrengti atskirus polius, bet ir *susikertančių polių sieną*, kuri rekomenduojama įrengiant požeminius statinius, kai yra aukštas gruntinio vandens lygis.

Injekciniai poliai. Injekciniai poliai įrengiami injektuojant į gruntą tam tikru slėgiu rišamąją medžiagą. Rišamoji medžiaga, susimaišydama su gruntu, stingdama suformuoja polio kamieną. Kai naudojamas iki 10 MPa slėgis, bus žemo slėgio injektavimas. Šiuo atveju suformuojamas nedidelio skersmens iki 0,30 m polio kamienas. Injektuojant dideliu 30–40 MPa slėgiu suformuojamas 0,5–0,80 m skersmens polio kamienas. Didinant slėgį ir naudojant specialias technologijas galima suformuoti 2,0–3,0 m skersmens polius. Polio kamieno iš grunto tipo, injektuoto cemento kiekio ir kietėjimo laiko. Poliai armuojami standžia armatūra, dedama polio centre. Šio tipo poliai priskiriami prienesprastinių, nes injektuojant nemažas dalis grunto, susimaišiusio su skiediniu,

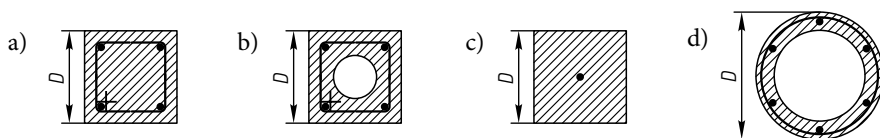


5.7 pav. Gręžtinio polio įrengimas šalia pastato, taikant dvigubo gręžimo technologiją

išteka ir pasklinda apie polių įrengimo vietą. Todėl injektuojant šalia kanalizacijos vamzdynų reikia būti labai atsargiems, kad ištakos nepatektų į vamzdynus. Šio tipo poliai dar gali būti naudojami pagrindui stiprinti injekcijomis.

Spraustinių polių kamienas į gruntą gali būti įkalamas, įvibruojamas, išspaudžiamas, įsukamas.

Kaltiniai poliai. Sukalti galima medinius, gelžbetoninius, metalinius ir kombinuotus polius. Plačiausiai naudojami gelžbetoniniai poliai. Gelžbetoninių polių skerspjūviai: kvadratiniai, kvadratiniai su skylė per vidurį (gruntui paplauti), žiediniai (5.8 pav.). Atsižvelgiant į veikiančias apkrovas, poliai gali būti su skersine armatūra ir be jos (5.8 pav., a ir c), su iš anksto įtempta ir neįtemptąja armatūra.



5.8 pav. Polių skerspjūvis ir armavimas

Silpnuosiuose gruntuose tikslinga naudoti tuščiavidurius kvadratinius ir žiedinio skerspjūvio polius su uždaru galu

Piramidinius ir rombo formos polius (5.3 pav., c ir d) tikslinga naudoti, kai pagrinde yra stipraus grunto tarp sluoksnių. Juose turi likti praplatinta zona

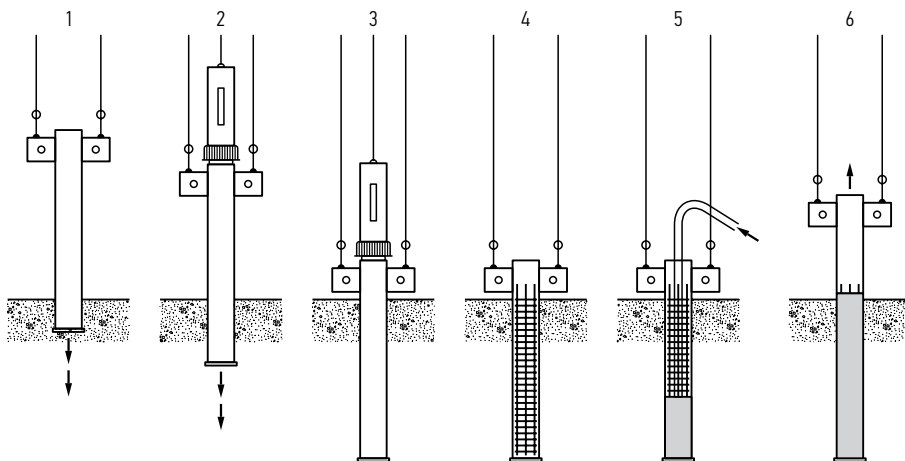
Poliai su išplatinu padu (5.3 pav., f ir g) taikomi, kai viršutiniai silpni užplaukiantys gruntai slūgso ant stiprių, pagrindu naudojamų gruntų.

Metaliniai poliai gali būti vamzdinio skerspjūvio su atviru ar uždaru galu, taip pat įvairių valcuotųjų profilių, kurie gerai atlaiko vertikaliąsias ir horizontaliąsias apkrovas.

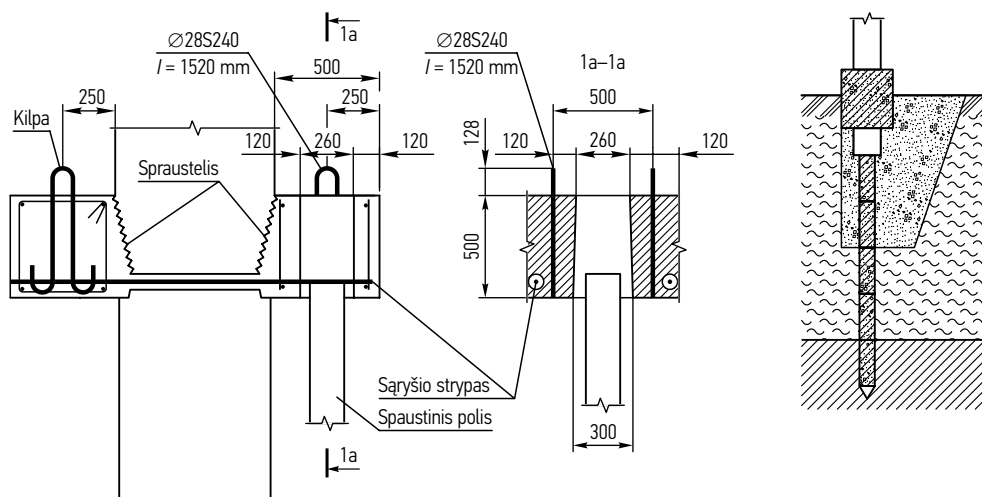
Vibraciniai poliai. Gana dažnai poliams įrengti naudojami vibraciniai plaktai. Vibraciniais plaktais poliui suteikiami tam tikro dažnio ir amplitudės virpesiai. Priklausomai nuo grunto, esant tam tikrai amplitudei ir dažniui, trintis tarp polio ir grunto tampa mažesnė nei polių į gruntą spaudžianti jėga, polis pradeda smigti į gruntą. Išspaudimo jėgą sudaro polio ir vibratoriaus svoris bei inercijos jėgos, kurios susidaro dėl vibratoriaus ekscentrikų sukimosi. Vibraciniu plaktu į gruntą gali būti įleidžiamas iš anksto pagamintas polis arba išspaudžiamas inventorinis vamzdis su uždaru galu, įstačius armatūros karkasą užpilamas betonas, o vamzdis ištraukiamas paliekant dugną (5.9 pav.).

Spaustiniai poliai gali būti įrengiami iš karto po esamais pamatais (5.10 pav., b) arba šalia esamo pamato, papildomai įrengiant rostverką, kuriame paliekamos angos poliams įspausti (5.10 pav., a).

Poliai į gruntą išspaudžiami sekcijomis, kurių ilgis priklauso nuo išspaudimo įrangos tipo ir vietos. Spaudimas baigiamas, kai polis nustoja smigti pasiekus projektinę



5.9 pav. Polio įrengimas įvibruojant vamzdį uždaru galu: 1, 2 – inventorinis vamzdis spraudžiamas, vibruojant; 3 – pasiektas polio pado projektinis gylis; 4 – įstatomas armatūrinis karkasas; 5 – pilamas betonas; 6 – vibruojant ištraukiamas inventorinis vamzdis

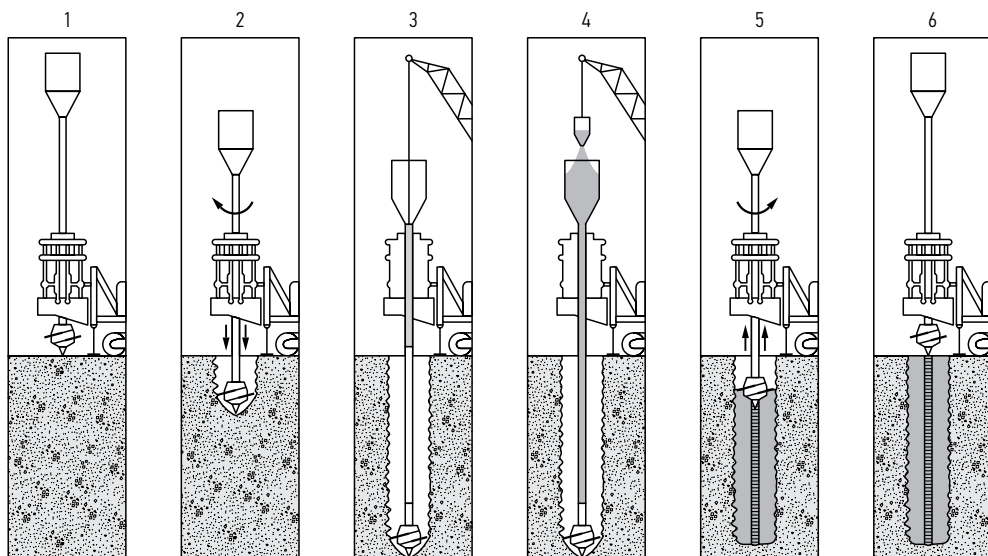


5.10 pav. Spaustinai poliai: a – su papildomu rostverku; b – tiesiogiai po esamais pamatais

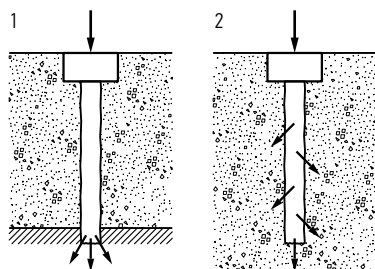
įspaudimo jėgą. Poliai įspaudžiami naudojant hidraulinius domkratus. Dažniausiai spaudžiami metaliniai vamzdžiai, kurių vidus vėliau užbetonuojamas.

Įsukamieji poliai. Šių polių įrengimo esmė ta, kad polis įspraudžiamas į gruntą suktant. Dažniausiai taikomos dvi technologijos: viena – kai iš anksto pagamintas metalinis (5.3 pav., h) ar gelžbetoninis polis įsukamas į gruntą, kita – sraigtinių polių technologija.

Įrengiant sraigtinius polius, taikomi specialūs grąžtai, kuriuos įsriegiant gruntas išstumdomas į šalis ir į paviršių iškeliami labai nedaug grunto (5.11 pav.).



5.11 pav. Sraigtinio polio įrengimas: 1 – projektinės padėties nustatymas; 2 – į gruntą sriegiamas specialus grąžtas; 3, 4 – per vidinį grąžto vamzdį betonuojamas polis; 5 – grąžtas išsukamas; 6 – betonavimas baigtas, galima įstatyti armatūrinį karkasą (http://www.franki.com.au/PDF/Atlas_Piles.pdf)



5.12 pav. Padu atremtas (1) ir trinties (2) polis

Pasiekus reikiamą gylį per grąžto šerdį pumpuojamas betonas. Išsukant grąžtą betonas užpildo gręžimu suformuotą ertmę. Taip suformuojamas sraigtinis polio kamieno paviršius. Tokio tipo poliai labai tinkami esant silpniesiems gruntams, į stipresnius gruntus, tankius smėlinius ar puskiečius ir kietuosius moreninius molinius gruntus būtų sunku įsigręžti. Įrengiant sraigtinis polius gali būti paliekamos polio galvos, užtikrinančios gerą kontaktą tarp polio pado ir grunto.

Poliai **pagal pagrindo darbo** pobūdį gali būti suskirstyti į (5.12 pav.):

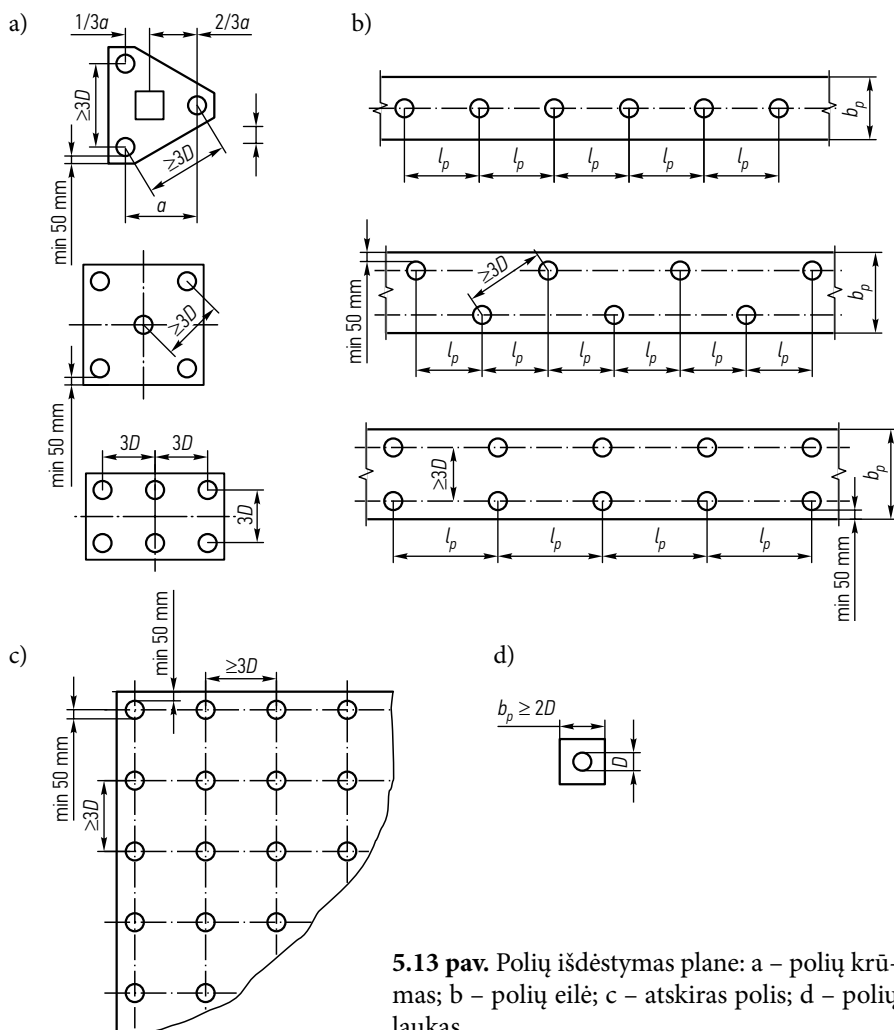
- padu atremtus – jie apkrovą perduoda tiesiogiai polio padu į laikantįjį sluoksnį. Kadangi tokie poliai dažnai kerta silpnus storus sluoksnius, juos būtina patikrinti dėl išklupimo;
- trinties arba kabantys poliai – kai nėra aiškaus laikančiojo sluoksnio, o polis apkrovą perduodą trintimi ir padu.

5.2. Polinių pamatų konstrukcijos

Apkrova, kurią gali perimti polis, dažnai būna mažesnė nei apkrova, perduodama į pamatą, todėl tokiais atvejais pamatą reikia projektuoti su keliais poliais. Priklausomai nuo polių išdėstymo plane, gali būti įrengiama: polių krūmai (5.13 pav., a); polių eilė (5.13 pav., b); atskiri poliai (5.13 pav., c); polių laukas (5.13 pav., d).

Atskirieji poliai naudojami, kai po konstrukcija užtenka vieno polio, o jo skerspjūvio užtenka konstrukcijai atremti.

Polių krūmas – tai polių grupė, išdėstyta po atskiromis konstrukcijomis. Minimalus rekomenduojamas polių skaičius krūme – 3. Tačiau galima daryti ir du polius, bet tokiu atveju būtina standi jungtis tarp polių ir rostverkų.



5.13 pav. Polių išdėstymas plane: a – polių krūmas; b – polių eilė; c – atskiras polis; d – polių laukas

Polių eilė įrengiama po pastatų sienomis ar kitomis ilgomis konstrukcijomis. Poliai gali būti išdėstyti viena ar keliomis eilėmis.

Polių laukai įrengiami po sunkiais statiniais (pvz., daugiaaukščiai pastatai plane, užimantys nedidelius plotus), kai poliai išdėstyti tam tikru tinklu po visu pastatu. Virš tokio lauko įrengiama ištisinė gelžbetoninė plokštė, ant kurios remiamos konstrukcijos.

Poliai su rostverku gali būti sujungti standžiai ir lanksčiai. Jungiant lanksčiai, pamate įrengiama mažiausiai trys poliai.

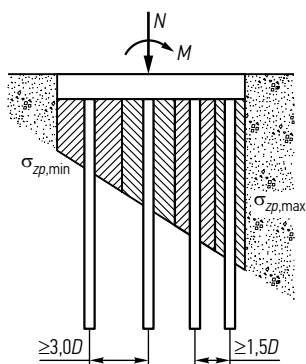
Poliai išdėstomi taip, kad būtų apkrauti kuo vienodesnėmis jėgomis. Centriškai apkrautame pamate arba kai apkrovos ekscentriškumas mažas, poliai išdėstomi simetriškai pamato ašims taip, kad bendras polių svorio centras atitiktų ašinės jėgos pridėjimo tašką. Necentriškai apkrautame pamate, kai apkrovos ekscentriškumas didelis ir skirtumas tarp didžiausių ir mažiausių įtempimų po rostverko kraštais yra 40 % ir didesnis, poliai išdėstomi nesimetriškai (5.14 pav.), kad polių plano svorio centras būtų kuo arčiau pamatui perduodamų jėgų atstojamosios veikimo linijos.

Tačiau nesimetriškai polius išdėstyti neparanku gamybinio požiūriu. Kai apkrovos ekscentriškumai dideli, geriau pastumti polinį pamatą kolonos atžvilgiu momento veikimo kryptimi, kad polinis pamatas būtų centriškai apkrautas, ir polius išdėstyti simetriškai pamato ašiai.

Poliai po sienomis išdėstomi eilėmis arba šachmatiškai (5.13 pav., b), pastaruoju atveju rostverkas siauresnis. Sienos pamate poliai dėstomi viena ar keliomis eilėmis. Poliai būtinai turi būti po sienų kampais, susikirtimais, tarpulanguiais arba kitokiais apkrovos koncentracijos taškais.

Spraustiniams poliams atstumas tarp polių ašių rekomenduojamas ne mažesnis kaip $3D$ (čia D – apvalaus polio skersmuo, kvadratinio ar stačiakampio polio kraštinė).

Pasvirusiems sprausiniams poliams leidžiama tą atstumą rostverko pado lygyje



5.14 pav. Polių išdėstymas necentriškai apkrautame pamate (Šimkus 1984)

sumažinti iki $1,5D$, tačiau polio apačios lygyje jis turi būti ne mažesnis kaip $3D$. Įgilinant polius mažesniais atstumais, gruntas labai sutankinamas ir juos įgilinti iki projekcinio gylio sunku arba visai nepavyksta. Atstumą tarp polių ašių galima sumažinti iki $1,5D$, kai atremtieji poliai įgilinami per labai minkštus gruntuos arba kai kietesniuose gruntuose imamasi priemonių, kad būtų lengviau įgilinti (pvz., paplaunama, išgręžiamas mažesnis skersmens nei įgilinamas polis gręžinys). Tačiau kai atstumas tarp polių mažiau nei $3D$, reikėtų įvertinti ne tik atskiro polio laikomąją galią, bet ir viso polinio pamato kaip vientisos konstrukcijos laikomąją galią. Ekonominiais sumetimais polius reikia taip išdėstyti, kad rostverkas plane būtų kuo mažesnis.

Atstumas tarp kevalinių polių turi būti ne mažesnis kaip 1,0 m. Jeigu tie poliai turi paplatintą padą, tai atstumas tarp padų plačiausiame jų pjūvyje turi būti ne mažesnis kaip 0,5 m kietuosiuose ir puskiečiuose moliniuose gruntuose ir ne mažesnis kaip 1,0 m kituose dispersiniuose gruntuose.

Kadangi pamatus gali veikti ne tik vertikaliosios jėgos, bet ir horizontaliosios, tai mažinant horizontaliosios jėgos poveikį poliai gali būti ne tik vertikalieji, bet ir pasvirę. Jeigu polinį pamatą veikia vertikalioji ir horizontalioji apkrova, poliai gali būti įrengiami vertikalūs ir pasvirę jėgų atstojamosios kryptimi. Išdėstant polius vertikaliojoje plokštumoje, svarbu sudaryti standžią pamato konstrukciją ir užtikrinti jo pastovumą.

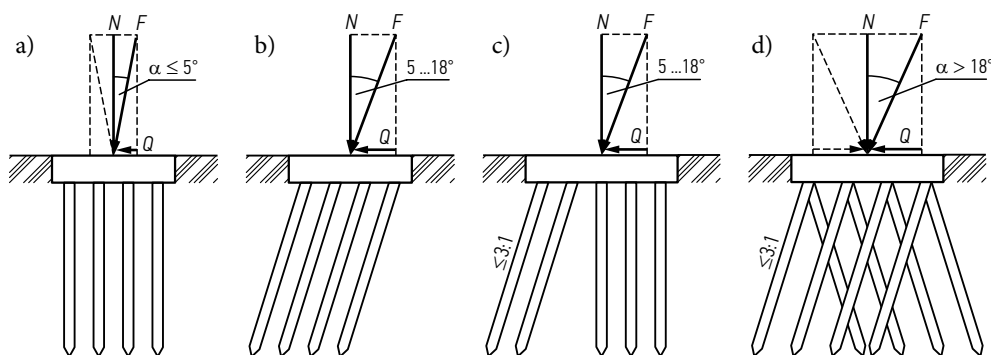
Technologiniu požiūriu paprasčiausia įrengti vertikaliuosius polius, todėl jie naudojami visada, kai poliui perduodamų vertikaliosios ir horizontaliosios jėgų atstojamoji nuo vertikalės pasvirusi ne didesniu kaip 5° kampu (5.15 pav., a).

Kai horizontaliosios ir vertikaliosios jėgų atstojamoji pasvirusi didesniu kaip 5° kampu, poliai įgilinami pasvirę atstojamosios kryptimi. Toks polių išdėstymas efektyvus, kai horizontalioji jėga pastovi arba kinta nedaug, pavyzdžiui, atraminių sienų pamatai (5.15 pav., b). Kai horizontalioji jėga kintama, vieni poliai įgilinami pasvirę, kiti vertikalūs (5.15 pav., c).

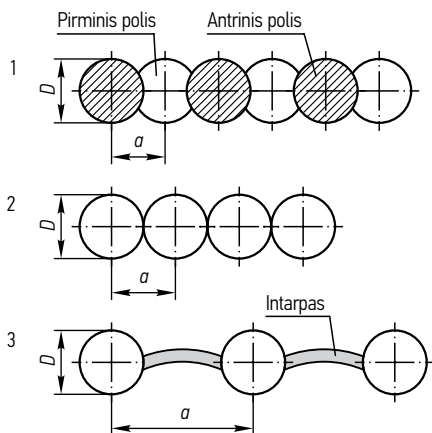
Serijinės gamybos mechanizmais kalamuosius polius galima įgilinti taip, kad jų posvyris būtų ne didesnis kaip 3:1 (apie 18° kampu), kevalinius bei plūktinius – 4:1–8:1 (apie $14\text{--}7^\circ$ kampu). Specialiais agregatais galima įgilinti ir labiau pasvirusius polius, kad posvyris būtų iki 1:1 (iki 45° kampu).

Vientiso sraigtinio gręžimo poliai (CFA), jeigu nenumatomos specialios priemonės gręžimo kryptčiai kontroliuoti ir armatūrai įleisti, neturi būti pakrypę daugiau kaip 6° kampu (LST EN 1536:1999). Pasvirę gręžtiniai poliai turi būti su apsauginiais vamzdžiais per visą jų ilgį, jeigu jų pasvirimas yra ne mažesnis kaip 6° ir negalima įrodyti, kad gręžiniai be apvalkalų bus pastovūs.

Kai vertikalios ir horizontalios poliui perduodamų jėgų atstojamoji pasvirusi didesniu kaip 18° kampu, naudojami sąsparingieji poliai. Tai pasvirusių polių pora,



5.15 pav. Polių išdėstymas vertikaliojoje plokštumoje (Šimkus 1984)



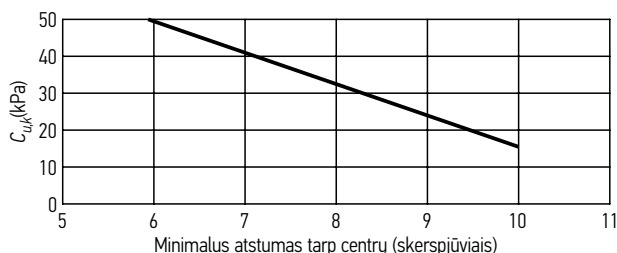
5.16 pav. Sienų iš gręžtinių polių pavyzdys LST EN 1536:1999: 1 – susikertančių polių siena; 2 – susiglaudžiančių gręžtinių polių siena; 3 – retai išdėstytų gręžtinių polių siena; a – atstumas tarp polių

(5.16 pav.). Trečiuoju atveju tarpas turėtų būti toks, kad gruntas statybos metu neišbyrėtų arba reiktų numatyti tarpus, apsaugančius gruntą nuo byrėjimo.

Polių įrengimo eiliškumas turi būti toks, kad nebūtų pažeisti anksčiau užbaigti poliai, kol jų betonas neįgavo atitinkamo stiprio.

Jeigu nenustatyta kitaip arba jeigu, remiantis ankstesne patirtimi, statybvietėje nenuspręsta kitaip, polis moliniame grunte neturi būti įrengiamas mažesniu kaip 5.17 pav. nurodytu atstumu tarp gretimų polių centrų, kol šių polių betonas dar neįgavęs minimalaus stiprio, užtikrinančio, kad jau įrengtas polis nebus sugadintas. Jeigu grunto charakteringasis nedrenuotas kirpimo stipris yra mažesnis kaip 50 kPa ir jeigu betonas nepasiekė reikiamo stiprio, atstumas tarp šviežiai įrengtų polių su apsauginiu vamzdžiu taip pat turi būti pagal 5.17 pav. pateiktą rekomendaciją.

Kai polių kamienui naudojamas pusiau sausas tankinamasis betonas, 5.17 pav. rekomenduojamas atstumas gali būti mažinamas perpus.



5.17 pav. Minimalus atstumas tarp šviežiai įrengtų polių be nuolatinio apvalkalo silpnuosiuose gruntuose pagal LST EN 1536

kurių kiekvienas į gruntą įgilintas priešinga kryptimi (5.15 pav., d). Veikiant horizontaliai jėgai, vienas iš jų raunamas, kitas gniuždomas. Poliams tenkančios ašinės jėgos randamos skaidant vertikalių ir horizontalių jėgų atstojamąją polių kryptimis.

Vertikaliuosius polius galima apkrauti ir horizontaliosiomis jėgomis bei lenkimo momentais, tačiau tada jie linksta, viršutinis jų galas pasislenka horizontaliai. Tokius polius reikia specialiai projektuoti standžius, kad horizontalus viršutinio jų galo poslinkis ir posvyrio kampas būtų ne didesnis už nustatytas ribines reikšmes ir būtų užtikrintas polio stiprumas bei polių supančio grunto pastovumas.

Iš polių formuojant atramines sienas, poliai plane gali susikirsti, būti suglausti arba tarp jų gali būti paliekamas tarpas

5.3. Polio gylis parinkimas

Poliniai pamatai paprastai yra ekonomiškai tada, kai juose yra mažai polių, o poliai kuo ilgesni ir apatiniu galu remiasi į stiprų gruntą. Poliai į stiprų gruntą turėtų būti įgilinti:

- į žvyringuosius, rupiuosius, vidutinio rupumo smėlius ir į molinius gruntus, kurių takumo rodiklis $I_L \leq 0,1$ ne mažesnis kaip 0,5 m;
- į kitus dispersinius gruntus – ne mažiau kaip 1,0 m.

Tačiau ne visada galima išskirti stiprų atraminį sluoksnį. Jeigu kūgio penetracijos grafike kūginis stiprumas q_c einant gilyn nuosekliai didėja, stipriu gruntu polio padui atremti gali būti laikomas gruntas, kurio kūginis stiprumas moliuose yra nuo 5,0 MPa, smėliuose – nuo 10,0 MPa.

Renkant polio ilgį svarbu, kad po polio padu liktų pakankamo storio stipraus grunto sluoksnis. Rekomenduojama, kad po polio padu stipraus grunto liktų ne mažiau kaip $5D$ (čia D – polio skersmuo arba skerspūvio plotis).

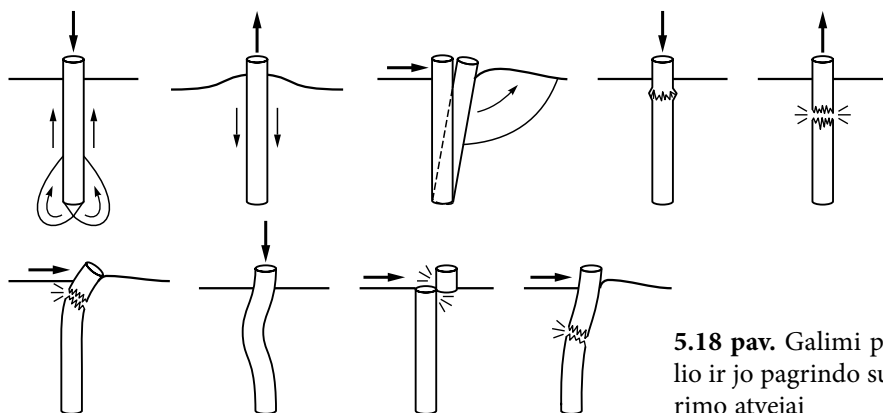
Esant spūdiniam vandeniui, reikia atkreipti dėmesį, kad pasiekus jį gali pablogėti gręžtinių polių pagrindo savybės. Todėl reiktų pasvarstyti – kas geriau, palikti polio padą per $(1-2)D$ virš spūdinio vandens ar daryti gilesnius polius įvertinant pasikeitusias pagrindo savybes.

5.4. Polio laikomosios galios skaičiavimas

Polinis pamatas turi atitikti saugos ir tinkamumo ribinius būvius. Polis netenkina saugos ribinio būvio:

- kai pagrindas prie polio praranda laikomąją galią poli gniuždant, raunant, apkrovus horizontaliają apkrova;
- kai polio kamienas suyra nuo gniuždymo, tempimo ar skersinių jėgų poveikio;
- kai polis suklumpa, jis nukerpamas ar nulaužiamas.

Galimi polio suirimo atvejai parodyti 5.18 pav.



5.18 pav. Galimi polio ir jo pagrindo suirimo atvejai

Atskiras polis atlaikys projektines gniuždomąsias apkrovas, jeigu bus tenkinama sąlyga visais ribinio saugos būvio apkrovų ir jų derinių atvejais:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (5.1)$$

Į skaičiuojamąsias apkrovas $F_{c;d}$ turėtų įeiti ir paties polio svoris, o vertinant skaičiuojamąją laikymo galia $R_{c;d}$ turėtų būti įvertintas grunto, esančio virš polio pado, svoris. Tačiau į juos galima nekreipti dėmesio, jeigu jie maždaug vienodo dydžio. Grunto svoris nevertinamas, kai: neigiama šoninė trintis yra didelė; gruntas labai lengvas; poliai išlenda virš žemės paviršiaus.

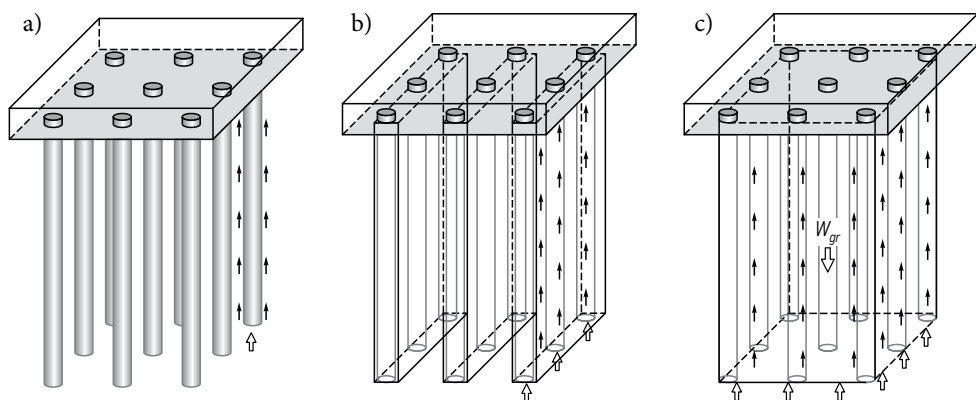
Polių grupei turi būti patikrintos galimos suirimo schemos:

- kiekvieno atskiro polio ribinė laikomoji galia (5.19 pav., a);
- polių ir grunto tarp jų, kaip vieno bloko, ribinė laikomoji galia (5.19 pav., b, c).

Iš šių irimo schemų turi būti imta mažiausia polinio pamato projektinės laikomosios galios vertė. Tikrinant antrąjį atvejį (5.19 pav., b, c) laikomoji galia gniuždymui gali būti apskaičiuota bloką laikant vienu didelio skerspjūvio poliu, kurio šoninis paviršius – polių gaubtinė, o pado plotas – gaubtinės apribotas plotas.

Jei poliai laiko standų statinį, gali tekti įvertinti jo gebėjimą perskirstyti polius veikiančias vertikaliąsias apkrovas. Ribinis būvis susidarys tik tada, kai didelė dalis polių pasieks ribinę galią, todėl nėra reikalo nagrinėti vieno polio kritinį būvį. Jei poliai laiko lankstų statinį, reikia laikytis prielaidos, kad silpniausias polis lemia ribinio būvio susidarymą.

Skaičiuojant pagrindo po polio padu laikomąją galią, reikia imti grunto stiprį virš pado ir po juo. Ši zona apima kelių polio skersmenų atstumą į viršų ir į apačią nuo jo pado. Bet koks silpnas gruntas šioje zonoje turi didelę įtaką pagrindo po polio padu stipriui. Šios zonos dydis traktuojamas skirtingai įvairiose šalyse. Lietuvoje

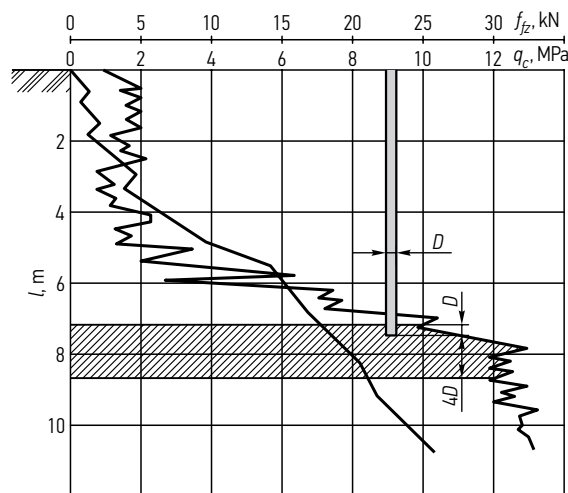


5.19 pav. Polių grupės galimos suirimo schemos: a – pasiekama atskiro polio pagrindo ribinė laikomoji galia; b – pasiekama atskirų polių grupių pagrindo ribinė laikomoji galia; c – pasiekama visų polių pagrindo laikomoji galia (Fleming *et al.* 2007)

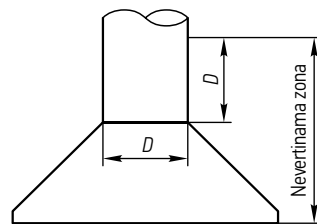
priimta, kad ji apima keturių skersmenų žemiau polio pado ir vieno skersmens į viršų sluoksnį (5.20 pav.).

Jeigu silpnas gruntas po polio padu slūgsio aukščiau nei keturi skersmenys nuo polio pado, reikėtų įvertinti stipriojo grunto laikomosios galios sumažėjimą, priklausomai nuo sluoksnio iki silpnojo grunto storio (Šimkus 1984).

Jei polio pado skersmuo didesnis už kamieno, reikia įvertinti galimą laikymo šoniniu paviršiumi sumažėjimą ir jo įtaką laikomajai galiai (5.21 pav.) (Reese *et al.* 2006)).



5.20 pav. Grunto savybių vertinimas Lietuvoje skaičiuojant pagrindo po padu stiprį (Šimkus 1984)



5.21 pav. Polio su išplatintu padu, įrengiamo sankabiuosiuose gruntuose, šoninio paviršiaus dalis, kuri neturi būti vertinama skaičiuojant laikomąją galią šoniniu paviršiumi

Atviragalių vamzdinių ar dėžinio skerspjuvio sprautinių polių, kurių angos skersmuo ar bet kurios krypties matmuo didesnis kaip 500 mm, kai nenaudojami specialūs įtaisai kamščiui įrengti, pado pagrindo stipris turi būti ribojamas mažiausiu tarp:

- kerpamuoju stipriu tarp grunto kamščio ir polio vidinio paviršiaus;
- pagrindo stipriu, nustatytu pagal pado skerspjuvio plotą.

5.4.1. Gniuždomo polio laikomosios galios skaičiavimas pagal LST EN 1997-2

Gniuždomo polio pagrindo ribinė laikomoji galia apskaičiuota pagal grunto tyrimo duomenis lygi:

$$R_{c,cal} = R_{cb,cal} + R_{cs,cal}, \quad (5.2)$$

čia $R_{cb,cal}$ – gniuždomo polio pagrindo po padu ribinė laikomoji galia lygi:

$$R_{cb,cal} = A_b \times q_{b,cal}, \quad (5.3)$$

čia $R_{cs,cal}$ – gniuždomo polio pagrindo ties šoniniu paviršiumi ribinė laikomoji galia

lygi:

$$R_{cs;cal} = C \int_0^{\Delta L} q_{s,cal,z} dz, \quad (5.4)$$

čia A_b – pado skersinio pjūvio plotas; $q_{b,cal}$ – grunto po polio padu stipris, apskaičiuotas pagal grunto tyrimo kūgio penetracijos bandymu duomenis; C – polio kamieno perimetras; $q_{s,cal,z}$ – trinties stipris gylyje z , apskaičiuotas pagal grunto tyrimo kūgio penetracijos bandymu duomenis; ΔL – atstumas nuo polio pado iki pirmojo grunto sluoksnio, esančio virš pado, kurio kūginis stipris $q_c < 2$ MPa (ΔL sumažinamas polio praplatintos dalies ilgiu, jeigu toks yra); z – gylis arba vertikali kryptis (teigiama žemyn).

Kai polis ne apskritasis, skaičiuojant jo skerspjūvis keičiamas į apskritimą su ekvivalentiniu pado skersmeniu:

$$D_{eq} = 1,13 \times a \sqrt{\frac{b}{a}}, \quad (5.5)$$

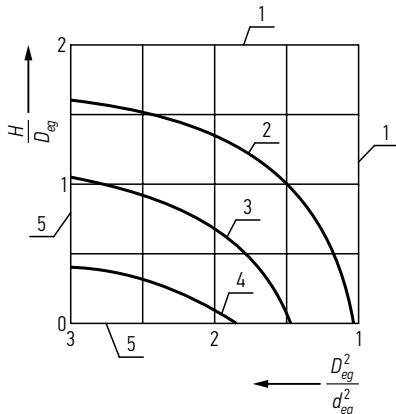
čia a – mažesnis pado matmuo; b – didesnis pado matmuo. Skaičiuojant tariama, kad:

$$b \leq 1,5 \times a. \quad (5.6)$$

Grunto po polio padu ribinis stipris $q_{b,cal}$ priklauso nuo grunto kūginio stiprio pasiskirstymo, polio įrengimo būdo ir polio pado formos:

$$q_{b,cal} = 0,5 \alpha_p \beta \cdot S \left\{ \frac{q_{c,I,mean} + q_{c,II,mean}}{2} + q_{c,III,mean} \right\}. \quad (5.7)$$

$$q_{b,cal} \leq 15 \text{ MPa}, \quad (5.8)$$



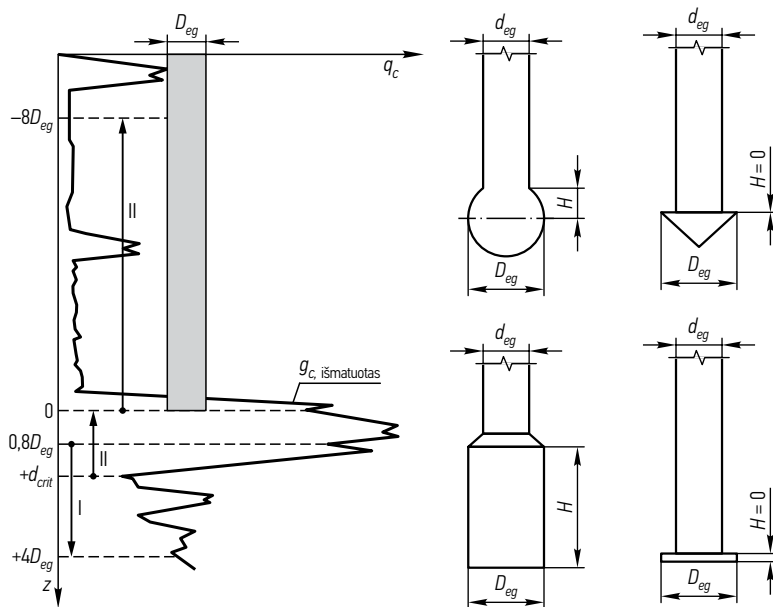
5.22 pav. Polio padą vertinančio koeficiento (β) vertės: 1 ribinė linija – $\beta = 1,0$; 2 ribinė linija – $\beta = 0,9$; 3 ribinė linija – $\beta = 0,8$; 4 ribinė linija – $\beta = 0,7$; 5 ribinė linija – $\beta = 0,6$

čia α_p – koeficientas, įvertinantis polio įrengimo būdą ir tipą (5.1 lentelė); β – koeficientas, kuriuo įvertinama polio pado forma, randamas iš 5.22 pav. interpretuojant tarp ribinių linijų; S – faktorius, kuriuo įvertinama polio pado skerspjūvio forma, apskaičiuojamas pagal lygtį:

$$S = \left(1 + \frac{\sin \varphi'}{r} \right) / (1 + \sin \varphi'), \quad (5.9)$$

čia φ' – efektyvusis vidinės trinties kampas, $r = b/a$, čia b – ilgesnis stačiakampio polio pado kraštas; a – trumpesnis stačiakampio polio pado kraštas.

Pirmoji vidutinė kūginio stiprio reikšmė $q_{c,I;mean}$ lygi:



5.23 pav. $q_{c;I}$, $q_{c;II}$ ir $q_{c;III}$ paaiškinimas. Polio pado formos

$$q_{c;I;mean} = \frac{1}{d_{crit}} \int_0^{d_{crit}} q_{c;I} dz. \quad (5.10)$$

Sluoksnyje, kurio storis nuo $0,8D_{eq}$ iki $4D_{eq}$ nuo polio pado, randama mažiausia kūginių stiprių vidurkių reikšmė. Gylis, kuriame nustatoma ši reikšmė ir bus d_{crit} , matuojant nuo polio pado.

$q_{c;II;mean}$ – mažiausių kūginių stiprių $q_{c;II}$ vidutinė vertė nuo polio pado iki kritinio gylio (5.21 pav.):

$$q_{c;II;mean} = \frac{1}{d_{crit}} \int_{crit} q_{c;II} dz, \quad (5.11)$$

$q_{c;III;mean}$ – mažiausių kūginių stiprių vidutinė vertė, pradedant nuo polio pado iki 8 skersmenų virš polio pado arba, neapvalaus skerspjūvio poliui, jeigu $b > 1,5 \times a$, iki $8 \times a$ aukščiau polio pado. Skaičiuojant $q_{c;III;mean}$, braižoma mažiausiųjų kūginio stiprio reikšmių gaubtinės kreivė, ties polio padu atidedant mažiausią $q_{c;II}$. Pagal šią gaubtinę randama $q_{c;III;mean}$:

$$q_{c;III;mean} = \frac{1}{8D_{eq}} \int_0^{-8D_{eq}} q_{c;III} dz. \quad (5.12)$$

Pastovaus sraigtinio gręžimo polių (CFA) $q_{c;III;mean}$ negali viršyti 2 MPa, nebent kūginės penetracijos bandymo (CPT), atlikto atstumu, mažesniu negu 1 m, nuo įrengto polio, rezultatai naudojami atsparumui gniuždymui perskaičiuoti.

Pateiktas ribinio stiprio $q_{b,cal}$ skaičiavimas galimas, kai gruntas visu skaičiuojamuoju gyliu d_{crit} yra vieno tipo. Jeigu turime sluoksniuotą gruntą, kūginio stiprio grafiką reikia pakeisti grunto stiprio grafiku, kuriame bus įvertintas grunto tipo pasikeitimas:

$$q_{b,cal,z} = 0,5\alpha_p \beta s q_{c,z}, \quad (5.13)$$

čia $q_{b,cal,z}$ – ribinis stipris po padu, apskaičiuotas pagal grunto tyrimo duomenis reikšmė z gylyje; $q_{c,z}$ – kūginis stipris z gylyje.

Ribinis trinties stipris $q_{s,cal,z}$ apskaičiuotas pagal grunto tyrimo duomenis, randamas taip:

$$q_{s,cal,z} = \alpha_s \times q_{c,z,a}, \quad (5.14)$$

čia α_s – koeficientas, parenkamas iš 5.1 ir 5.2 lentelių; $q_{c,z,a}$ – kūginio stiprio reikšmė, grunto sluoksnyje gylyje z , MPa. Jeigu $q_{c,z} \geq 12$ MPa, sluoksnyje, kurio storis 1 m arba didesnis, tuomet šiame intervale $q_{c,z} \leq 15$ MPa. Jeigu $q_{c,z} \geq 12$ MPa sluoksnyje, mažesniame negu 1 m, tuomet šiam intervalui $q_{c,z} \leq 12$ MPa.

Jeigu, atlikus kūgio penetracijos bandymus (CPT), pagrindas yra perkonsoliduojamas arba nukasamas, q_c reikšmės reikėtų sumažinti.

Polio laikomoji galia padu moliuose ir dulkiuose apskaičiuojama pagal grunto nedrenuotą sankibą c_u nustatytą lauko tyrimais pagal 5.25 formulę.

5.1 lentelė. Smėlių ir žvyringųjų smėlių didžiausiosios α_p ir α_s vertės

Polio tipas	α_p	α_s^a
Spraustiniai poliai, kurių skersmuo >150 mm:		
– kaltiniai surenkamieji poliai;	1,0	0,010
– monolitiniai poliai, įrengiami plieniniuose spraudimo vamzdžiuose uždaru galu ir užpildant vamzdžius betonu.	1,0	0,012
Nespraustiniai poliai, kurių skersmuo >150 mm:		
– ištisinio betonavimo poliai;	0,8	0,006 ^b
– gręžtiniai poliai (naudojant gręžimo skiedinį).	0,6	0,005
Pastabos: ^a Vertės tinka smėliams nuo smulkiųjų iki rupiųjų. Labai rupiems smėliams, vertės mažinamos taikant koeficientą 0,75, žvyrams, 0,5; ^b Ši vertė naudojama kai tyrimas kūgio penetracijos bandymu (CPT) buvo atliktas prieš įrengiant polį, k ai tyrimas atliktas po polio įrengimo, α_s vertė padidinama iki 0,01.		

5.2 lentelė. Didžiausiosios molių, dulkių ir durpių α_s vertės

Gruntas	q_c , MPa	α_s
Molis	>3	<0,030
Molis	<3	<0,020
Dulkis		<0,025
Durpės		0

Skaičiuojamoji polio pagrindo laikomoji galia gniuždymui $R_{c;d}$ gaunama taip:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} . \quad (5.15)$$

Kiekvienam poliui $R_{b;d}$ ir $R_{s;d}$ turi būti nustatoma taip:

$$R_{b;d} = R_{b;k} / \gamma_b \text{ ir } R_{s;d} = R_{s;k} / \gamma_s . \quad (5.16)$$

Dalinių koeficientų γ_b ir γ_s vertės pagal LST EN 1997-1 pateiktos 2 skyriuje.

Charakteristinės $R_{b;k}$ ir $R_{s;k}$ vertės nustatomos taip:

$$R_{c;k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{R_{b;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} ,$$

čia ξ_3 ir ξ_4 yra koreliacijos koeficientai, priklausantys nuo tyrimo vietų skaičiaus n (5.3 lentelė). Parenkant koreliacijos koeficientus įvertintos sisteminės ir atsitiktinės pagrindo skirtumų dedamosios, pagal grunto tyrimų duomenis ir apskaičiuotus atsparumus.

ξ_3 taikomas vidutinėms vertėms:

$$(R_{c;cal})_{mean} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{mean} = (R_{b;cal})_{mean} + (R_{s;cal})_{mean} .$$

ξ_4 taikomas mažiausioms vertėms:

$$(R_{c;cal})_{min} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{min} .$$

5.3 lentelė. Charakteristinių verčių koreliacijos koeficientai ξ_3 ir ξ_4 , gauti remiantis grunto tyrimo rezultatais (n – ištirtų pjūvių skaičius)

ξ_3 ir ξ_4 , kai n	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Pakankamo standumo ir stiprio statiniams apkrovų perskirstymo nuo „silpnų“ „stipriesiems“ poliams koeficientai ξ_3 ir ξ_4 gali būti sumažinti 1,1 karto, tačiau ξ_3 negali būti mažesnis kaip 1,0.

5.4.2. Lietuvoje taikomas polio laikymo galios skaičiavimo metodas

Ši polio laikomosios galios skaičiavimo metodą pasiūlė L. Furmonavičius (Pastatų konstruktoriaus ir statybininko žinynas 2009). Šis metodas buvo pasiūlytas pradėjus galioti LST EN 1997-1 reikalavimams. Vėliau pasirodęs LST EN 1997-2 rekomenduoja 5.4.1 skirsnyje pateiktą metodą, tačiau EN leidžia taikyti ir kitus praktikos patikrintus polių laikomosios galios skaičiavimo metodus.

Pagal geotechnines aikštelės sąlygas pasirenkamas preliminarus polio ilgis, skerspjūvis ir įrengimo technologija. Centriškai apkrauto polio pagrindo laikomoji galia

susideda iš pagrindo po polio padu laikomosios galios ir pagrindo ties polio šoniniu paviršiumi laikomosios galios.

Pagrindo po polio padu ribinė laikomoji galia randama taip:

$$R_b = q_b \cdot A_b, \quad (5.17)$$

čia q_b – pagrindo po polio padu ribinis stipris. Jis lygus:

$$q_b = \alpha_b \cdot q_c, \quad (5.18)$$

čia α_b – empirinis koreliacijos koeficientas tarp q_c kūginio ir pagrindo ribinio stiprio. Jis priklauso nuo grunto tipo ir kūginio stiprio reikšmės (5.4 lentelė); A_b – polio pado skerspjūvio plotas. Pagrindo po padu ribinis stipris randamas iš kūgio penetracijos bandymo (CPT) grafiko ir įvertinant grunto tipą. Pagrindo stipris imamas mažesnis iš gautųjų:

- vidutinio pagrindo stiprio gylio intervale vieno D aukščiau ir $4D$ žemiau polio pado (5.20 pav.);
- pagrindo stiprio po polio padu;

čia D – polio pado skersmuo arba skerspjūvio kraštinė.

Pagrindo ties polio šoniniu paviršiumi ribinė laikomoji galia:

$$R_s = \sum_{i=1}^n (q_{si} \cdot A_{si}). \quad (5.19)$$

Skaičiuojant ribinis trinties q_{si} stipris i -tajame sluoksnyje negali viršyti ribinės reikšmės:

$$q_{si} \leq q_{si \max}. \quad (5.20)$$

Trinties stipris q_{si} ir ribinės reikšmės, priklausomai nuo grunto tipo, pateiktos 5.4 lentelėje. A_{si} – polio šonų paviršiaus plotas i -tajame sluoksnyje.

Kalibruotąsias, apskaičiuotas pagal kūgio penetracijos bandymo duomenis, reikšmes gauname įvedę modeliavimo koeficientus γ_{Rb} ir γ_{Rs} , kurių vertės priklauso nuo polių įrengimo:

$$R_{c,cal} = \frac{R_b}{\gamma_{Rb}} + \frac{R_s}{\gamma_{Rs}}. \quad (5.21)$$

5.4 lentelė. Empirinių koreliacijos koeficientų reikšmės

Grunto tipas	Kūginis stipris q_c , MPa	α_b	q_{si} , MPa	q_{smax} , MPa	q_{bmax} , MPa
Moreninis molis	$0 < q_c \leq 3$ ≥ 5	1,0* 0,8*	$0,05 \times q_{ci}$	0,200	6,5
Juostuotas molis		1,0	$0,35 \times q_{ci}$	0,150	
Dulkis		0,6	$0,025 \times q_{ci}$	0,150	
Smėlis	$0 < q_c \leq 10$ ≥ 25	0,5	0,010* 0,008*	0,180	
Pastaba. *Tarpinės reikšmės interpoliuojamos					

5.5 lentelė. Modeliavimo koeficientų reikšmės

Polio tipas	γ_{Rb}	γ_{Rs}
Spraustiniai kaltiniai	1,1	1,1
Spraustiniai gręžtiniai ir vibraciniai	1,1	1,35
Vientiso sraigtinio gręžimo (CFA)	2,0	1,5
Gręžtiniai	2,0	1,5

Laikomosios galios charakteristinė vertė $R_{c,k}$:

$$R_{c,k} = \frac{R_{c,cal}}{(\xi_3 \text{ arba } \xi_4)}, \quad (5.22)$$

čia ξ_3, ξ_4 – koreliacijos koeficientai atitinkamai vidutinei ir minimaliai apskaičiuotai pagrindo atsparumo vertei, gautai remiantis grunto bandymo rezultatais, nesant polio bandymų statine apkrova (5.3 lentelė). Jie priklauso nuo kūgio penetracijos bandymų kiekio. Skaičiuojant pagal kūgio penetracijos bandymą atliktą polio įrengimo vietoje koreliacijos koeficientas 1,4.

Gniuždomo polio laikomosios galios skaičiuotinė vertė:

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad (5.23)$$

arba

$$R_{c;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} . \quad (5.24)$$

Dalinių koeficientų $\gamma_t, \gamma_b, \gamma_s$ vertės pateiktos 2 skyriuje.

5.4.3. Polių laikomosios galios skaičiavimas analiziniu metodu

Polių laikomoji galia skaičiuojama darant prielaidą, kad polio pagrindas gali dirbti drenuojantis ir nesidrenuojant. Polių, įrengtų nesankabiuose grunto sluoksniuose, pagrindas tiek po polio padu, tiek prie polio šoninio paviršiaus dirba tik drenuojantis. Daroma prielaida, kad polių, įrengtų sankabiuose gruntuose, pagrindas po polio padu nesidrenuoja, tačiau prie šoninio paviršiaus gali būti vertinamas dirbantis tiek nedrenuotomis, tiek drenuotomis sąlygomis. Prie sankabių priskiriami moliniai gruntai ir dulkiai, prie nesankabių – smėliai. Metodą pateikia Fleming *et al.* (2007).

Polio, įrengto sankabiame grunte, laikomoji galia padu lygi:

$$R_b = S(c_u N_c + \sigma_{vo}) A_b , \quad (5.25)$$

čia A_b – polio pado plotas; σ_{vo} – bendrieji vertikalieji įtempiai grunte polio pado lygyje; N_c – pagrindo laikomosios galios koeficientas. Jeigu polio galas į laikantį sluoksnį įgilintas giliau ne 1,0 m $N_c = 9$; c_u – sankabumas nedrenuotomis sąlygomis; S – polio skerspjuvio dydžio įtakos koeficientas.

Spraustinių polių:

$$S = \frac{D+0,5}{2D} \leq 1; \quad (5.26)$$

gręžtinių polių:

$$S = \frac{D+1,0}{2D+1,0} \leq 1, \quad (5.27)$$

čia D – polio pado skersmuo.

Polio laikomoji galia šoniniu paviršiumi sankabaus grunto sluoksnyje nedrenuotomis sąlygomis lygi:

$$R_s = \alpha c_u A_s, \quad (5.28)$$

čia A_s – polio šoninio paviršiaus plotas sluoksnyje; α – empirinis koeficientas, priklausantis nuo grunto ir polio įrengimo metodo.

Gręžtinių polių, įrengiamų normaliai konsoliduotuose gruntuose, $\alpha = 0,6$, perkonsoliduotuose gruntuose $\alpha = 0,30$.

Gręžtinių polių koeficientui α apskaičiuoti siūloma priklausomybė (O'Neil, Reese 1999):

$$\alpha = 0,55, \text{ kai } \frac{c_u}{p_a} \leq 1,5, \quad (5.29)$$

$$\alpha = 0,55 - 0,1 \left(\frac{c_u}{p_a} - 1,5 \right), \text{ kai } 1,5 \leq \frac{c_u}{p_a} \leq 2,5, \quad (5.30)$$

čia p_a – atmosferos slėgis (101,3 kPa); c_u – nedrenuota sankaba.

Spraustiniams poliams API (1987) rekomendacijose siūloma:

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)^{-0,5}, \text{ kai } \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right) \leq 1,0, \quad (5.31)$$

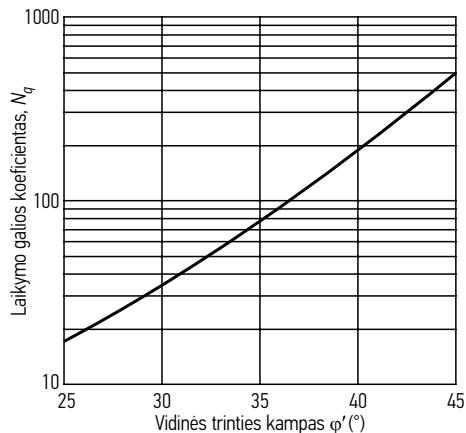
$$\alpha = 0,5 \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)^{-0,25}, \text{ kai } \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right) > 1,0. \quad (5.32)$$

čia σ'_v – efektyvusis vertikalusis slėgis; c_u – nedrenuota sankaba.

Polio pagrindo laikomoji galia polio padu nesankabiuose gruntuose lygi:

$$R_b = N_q \sigma'_{vo} A_b, \quad (5.33)$$

čia A_b – polio pado plotas; σ'_{vo} – efektyvieji vertikalieji įtempiai grunte polio pado lygyje; N_q – pagrindo laikomosios galios koeficientas, priklausantis nuo vidinės trinties kampo ir santykinio polio įgilinimo. N_q skaičiuoti pasiūlytos įvairios metodikos. Fleming *et al.* (2007) siūlo N_q skaičiuoti pagal Berezancevo (1966) pasiūlytą priklausomybę (5.24 pav.). Šį siūlymą, remdamiesi eksperimentiniais tyrimais, palaikė Vesic (1967) bei Poulos ir Davis (1980). Vertindami pokyčius grunte įrengiant polius,



5.24 pav. Pagrindo laikymo galios koeficiento N_q priklausomybė nuo vidinės trinties φ' (remiantis Berezancev *et al.* 1961)

Poulos ir Davis (1980) siūlo gręžtiniais poliams taikyti sumažintą vidinės trinties kampą $\varphi' = (\varphi' - 3^\circ)$. Įrengiant kaltinius polius, smėlis apie polių sutankėja, didžiausioji vidinio trinties kampo vertė 40° , todėl kaltinių polių $\varphi' = (\varphi' + 40)/2$.

Laikomoji galia polio šoniniu paviršiumi nedrenuotomis sąlygomis tiek sankabiuosiuose gruntuose, tiek nesankabiuosiuose gruntuose nustatoma taip:

$$R_s = k\sigma'_{vo} \operatorname{tg}(\delta) A_s, \quad (5.34)$$

čia k – šoninio slėgio koeficientas; σ'_{vo} – efektyviųjų vertikaliųjų įtempių vidurkis grunto sluoksnyje; δ – trinties kampas tarp polio šoninio paviršiaus ir grunto; A_s – polio šoninio paviršiaus plotas sluoksnyje.

Siūloma tokia trinties kampo ir vidinės trinties kampo santykio vertė:

- moliniuose gruntuose – $\frac{\delta}{\varphi'} = 1,0$;
- smėliuose betoniniams poliams šiurkščiu paviršiumi – $\frac{\delta}{\varphi'} = 1,0$;
- smėliuose betoniniams poliams lygiu paviršiumi – $\frac{\delta}{\varphi'} = 0,8$;
- smėliuose metaliniams poliams – $\frac{\delta}{\varphi'} = 0,5$.

Remiantis Fleming *et al.* (2007), spraustinių polių normaliai konsoliduotuose moliuogiuosiuose gruntuose ir smėliuose šoninio slėgio koeficientas k lygus rimties slėgio koeficientui:

$$k = k_o = (1 - \sin \varphi'), \quad (5.35)$$

spraustinių polių moreniniuose gruntuose

$$k = k_o \sqrt{OCR}, \quad (5.36)$$

gręžtinių polių moreniniuose gruntuose

$$k = \frac{(1 + k_o)}{2}, \quad (5.37)$$

gręžtinių polių smėliuose

$$k = \frac{2k_o}{3}, \quad (5.38)$$

srautinio injektavimo polių smėliuose

$$k = \frac{k_o}{2}. \quad (5.39)$$

Daliniai koeficientai grunto rodikliams charakteristinėms vertėms gauti ir daliniai koeficientai projektinėms vertėms gauti pateikti 2 skyriuje.

5.5. Neigiama trintis

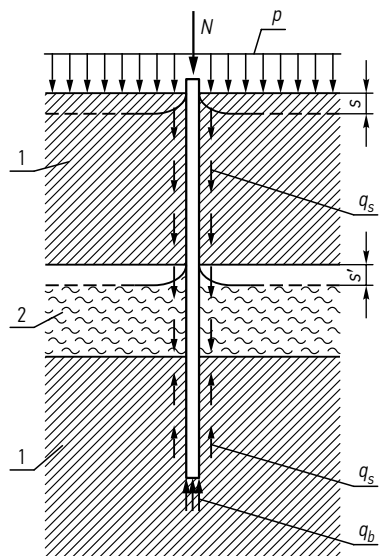
Neigiama trintis pasireiškia tarp polio šonų ir grunto. Polį įrengus giliau durpių ar kitokių labai suspaudžiamų gruntų sluoksnių ir žemės paviršių apkrovus papildoma apkrova, mineralinio grunto sluoksnis, esantis aukščiau durpių sluoksnio, joms suspaudus, pasislenka žemyn dydžiu s (5.25 pav.). Tarp grunto ir polio šonų atsiranda trinties jėga, nukreipta žemyn. Ji perduoda poliui papildomą apkrovą – aukščiau suspaudžiamų gruntų slūgsančių mineralinio grunto sluoksnių svorį. Ši trintis vadinama neigiama trintimi.

Neigiamos trinties atsiradimo priežastys yra durpių, dumblo ar kitų labai spūdzlių gruntų tarp sluoksnių susispausdamas, kai žemės paviršius šalia polinio pamato apkraunamas papildoma ilgalaikė apkrova arba kai pažeminamas gruntinio vandens lygis.

Kai suspaudžiamo grunto sluoksnis storesnis kaip 30 cm, skaičiuojant polio pagrindo laikomąją galią, reikia įvertinti neigiamą trintį prie polio šonų.

Skaičiuojant tarpusavio sąveiką, reikia atsižvelgti į polio poslinkius jį supančio grunto atžvilgiu, grunto kerpamąjį stiprį polio paviršiuje, grunto svorį ir tikėtinas pagrindo paviršiaus šalia polio apkrovas, kurios yra neigiamos šoninės trinties priežastis. Paprastai neigia šoninė trintis ir trumpalaikės apkrovos nebūtinai turi būti vertinamos vienu metu kaip apkrovų deriniai.

Trinties stiprumas gruntams, esantiems aukščiau giliausiai slūgsančio durpių sluoksnio polio skaičiuojamajame ilgyje, imamas (Šimkus 1984):



5.25 pav. Neigiama trintis prie polių šonų: 1 – mineralinis gruntas; 2 – durpės

- kai pripilamo grunto sluoksnis ne storesnis kaip 2,0 m arba žemės paviršius apkraunamas tam pylimui ekvivalentine apkrova: piltinio grunto ir durpių $q_s = 0$, mineralinio grunto q_s imamas su neigiamu ženklu;
- kai pripilamo grunto sluoksnis 2,0–5,0 m arba žemės paviršius apkraunamas, tam pylimui ekvivalentine apkrova: durpių $q_s = 50$ kPa, piltiniam ir mineraliniam gruntui imama 40 % rastosios reikšmės su neigiamu ženklu;
- kai pripilamo grunto sluoksnis storesnis kaip 5,0 m arba žemės paviršius apkraunamas, tam pylimui ekvivalentine apkrova: durpių $q_s = 50$ kPa, piltiniam ir mineraliniam gruntui imama rastoji reikšmė su neigiamu ženklu.

Jeigu iki pastato statybos pradžios gruntų, kuriuose įrengtas polio kamienas, konsolidacija dėl papildomos apkrovos yra pasibaigusi arba grunto nuosėdžiai bus ne didesni kaip pusė ribinių, tai galima grunto prie polio šonų trinties ribinį stiprumą imti teigiamą, nors polio aplinkoje yra durpių tarp sluoksnių. Tačiau ribinis durpių trinties stiprumas turi būti imamas ne didesnis nei 50 kPa.

Kai ribinis būvis skaičiuojamas imant neigiamosios šoninės trinties apkrovą kaip poveikį, jos vertė turi būti didžiausia, kuri gali atsirasti slenkant gruntui žemyn polio atžvilgiu.

Skaičiuojant didžiausias neigiamosios šoninės trinties apkrovas reikia atsižvelgti į šlyties stiprį tarp grunto ir polio paviršiaus bei į pagrindo poslinkius, atsirandančius dėl savaiminio grunto slūgimo ir apkrovos ant pagrindo šalia polio.

Polių grupės didžiausia ribinė neigiamosios šoninės trinties jėga gali būti apskaičiuojama pagal priekrovos, sukeliančios poslinkius, svorį, įvertinant bet kokius požeminio vandens slėgio pokyčius dėl požeminio vandens nuleidimo, konsolidaciją ir polių kalimą.

5.6. Raunamas polis

Kad pamatas patikimai atlaikytų projekcinę tempimo apkrovą, visoms ribinio saugos būvio apkrovų sąlygoms ir visiems jų deriniams turi būti tenkinama nelygybė:

$$F_{t,d} \leq R_{t,d}, \quad (5.40)$$

čia $F_{t,d}$ – raunamo polio ar polių grupės ašinės apkrovos skaičiuotinė apkrova; $R_{t,d}$ – polio, polių grupės ar inkaro laikomosios galios raunant skaičiuotinė vertė. Daliniai koeficientai polio pagrindo atsparumui, kai poliai tempiami pagal LST EN 1997-1:2006 lt, nepriklauso nuo polio įrengimo metodo (2.4 lentelė). Raunami poliai apkrovą pagrindui perduoda tik šoniniu paviršiumi.

Tikrinant ribinį plūdrumo (UPL) būvį raunamų polių laikomajai galiai dalimis koeficientas $\gamma_{s,p}$ nepriklausomai nuo polio įrengimo technologijos, imamas lygus 1,40.

Raunamiems poliams turi būti įvertinti du ribinės laikomosios galios praradimo atvejai:

- polių išrovimas iš grunto;
- polių kartu su gruntu tarp jų iškėlimas.

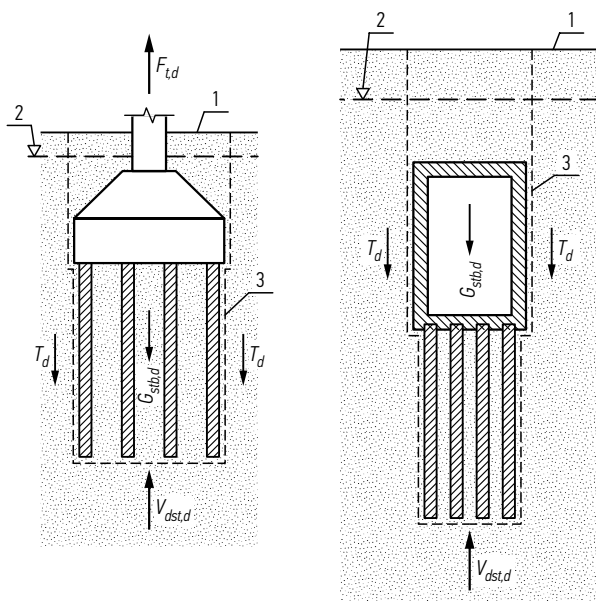
Vienas raunamas polis ar jų grupė, ypač praplatinti ar įleisti į uolą poliai, gali būti išrauti keliant grunto kūgį ar prizmę. Kai vertinamas grunto bloko su poliais iškėlimas, galima pridėti atsparumo kirpimui bloko šonuose jėgą T_d prie iškėlimą stabdančių jėgų, kaip parodyta 5.26 pav.

Paprastai bloko skaičiuotinis tempiamasis atsparumas pasireiškia tada, kai atstumas tarp polių yra lygus ar mažesnis už polio skersmens ir jo ilgio pagrindiniame laikančiąjame sluoksnyje sandaugos kvadratinę šaknį.

Nustatant polių grupės pagrindo laikomąją galią rovimui, reikia įvertinti grupės galimybę sumažinti vertikaliuosius efektyviuosius įtempius grunte, o kartu ir vieno polio, esančio grupėje, polio kamieno atsparumą.

Turi būti atsižvelgta į ypač pavojingą ciklinių ir priešingos krypties apkrovų įtaką pagrindo tempiamajam atsparumui.

Įvertinant šios įtakos dydį, reikia taikyti lyginamąją patirtį, paremtą polių bandymais.



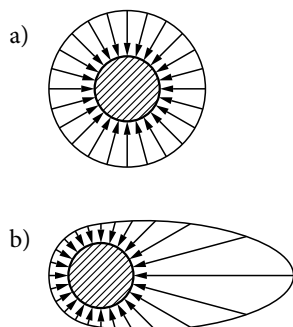
5.26 pav. Polių grupės kėlimo pavyzdžiai. 1 – grunto paviršius; 2 – požeminio vandens lygis; 3 – bloko šonai, kuriuose yra T_d

5.7. Horizontaliajį jėgą ir lenkimo momentu apkrauto polio ir jo pagrindo skaičiavimas

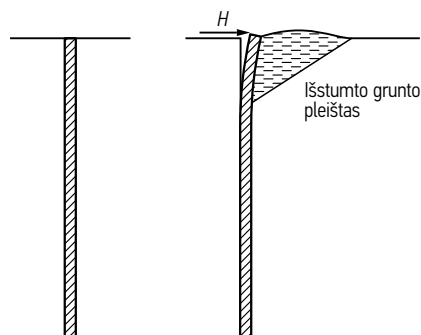
Beveik visais atvejais poliai pamate yra veikiami horizontaliųjų jėgų, tačiau daugeliu atvejų horizontalus poveikis poliui yra nedidelis ir papildomi skaičiavimai nebūtini. Daugelyje statinių horizontaliuosius poveikius pamatams sukelia vėjas. Šie poveikiai, palyginti su vertikaliais, nedideli. Tačiau jeigu skaičiuojame atramines sienas ar arkinių konstrukcijų pamatus, horizontalūs poveikiai gali būti pagrindiniai. Tradiciškai tokiais atvejais įrengiami pasvirę poliai. Tačiau daugeliu atvejų poliai gali atlaikyti horizontaliųjų jėgų poveikį ir nėra reikalo įrengti pasvirusių polių, juolab kad juos įrengti kur kas sudėtingiau ir brangiau nei vertikaliuosius.

Kai polį veikia horizontali jėga, vienoje polio pusėje jėgos veikimo kryptimi normaliniai įtempiai padidėja, kitoje sumažėja (5.27 pav.).

Padidėjus įtempiams gruntas pasislenka. Kai normaliniai įtempiai padidėja iki ribinio grunto stiprio, susiformuoja išstumiamo grunto pleištas (5.28 pav.). Kitoje polio pusėje susiformuoja plyšys.



5.27 pav. Slėgio pasiskirstymas prie polio šoninio paviršiaus: a – prieš horizontaliuosius poslinkius; b – po horizontaliųjų poslinkių



5.28 pav. Polio ir grunto poslinkiai nuo horizontaliosios jėgos poveikio

Horizontaliajį jėgą ir lenkimo momentu apkrauto polio ir jo pagrindo skaičiavimai remiasi lygtimis, kurios aprašo polio ir grunto elgseną. Traktuojant grunto elgseną kaip tamprią ar plastišką, skaičiuoti taikomi atitinkami modeliai.

Modelis – **tamprus polis tampriame grunte**. Šis modelis gana plačiai taikomas ir remiasi Hetenyi (1946) pasiūlytais sprendiniais skaičiuoti sijai ant tampraus pagrindo. Poliams šį metodą pritaikė McClelland ir Focht (1958). Netiesinis ryšys nuo polio perduodamo poveikio gruntui išreiškiamas p - y kreive. Linijinis grunto pasipriešinimas p polio poveikiui priklauso nuo horizontalaus polio poslinkio y . Kreivė netiesinė, jos forma ir matmenys priklauso nuo polio skersmens, gylio ir grunto tipo. Jeigu polio horizontalų poslinkį nusako koordinatė y , o ašis x yra nukreipta išilgai polio ašies, galima suformuoti šias diferencialines priklausomybes:

Posvyris:

$$i = \frac{dy}{dx}, \quad (5.41)$$

posvyrio kampas:

$$\theta = \frac{d^2 y}{dx^2}. \quad (5.42)$$

Momentas:

$$M = EI \frac{d^2 y}{dx^2}, \quad (5.43)$$

skersinė jėga:

$$H = EI \frac{d^3 y}{dx^3}, \quad (5.44)$$

grunto linijinis pasipriešinimas

$$p = EI \frac{d^4 y}{dx^4}. \quad (5.45)$$

Grunto pasipriešinimą galima išreikšti grunto reakcijos modulių E_{py} , tada $p = E_{py} y$.

Sąryšį tarp poveikių galima išreikšti diferencialine lygtimi:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P_x \frac{d^3 y}{dx^3} + E_{py} y = 0, \quad (5.46)$$

čia y – polio horizontalusis poslinkis gylėje x ; EI – polio standumas; P_x – ašinė jėga, veikianti išilgai x ašies. E_{py} turi slėgio dimensiją.

Galima rasti diferencialinės lygties sprendinius tarus, kad polį veikia tik horizontalioji jėga ir lenkimo momentas ir E_{py} visame polio ilgyje pastovus. Taikant išraišką:

$$\beta^4 = \frac{E_{py}}{4EI}. \quad (5.47)$$

Diferencialinė lygtis tampa paprastesnė:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4\beta^4 y = 0. \quad (5.48)$$

Kai polio viršuje pridėta horizontalioji jėga H_t ir lenkimo momentas M_t ir gali laisvai pasisukti:

$$y = \frac{2H_t\beta}{E_{py}} C_1 + \frac{M_t}{2EI\beta^2} B_1, \quad (5.49)$$

$$i = \frac{2H_t\beta^2}{E_{py}} A_1 - \frac{M_t}{EI\beta} C_1, \quad (5.50)$$

$$M = \frac{H_t}{\beta} D_1 + M_t A_1, \quad (5.51)$$

$$H = P_t B_1 - 2M_t\beta D_1, \quad (5.52)$$

$$p = -2P_t\beta C_1 - 2M_t\beta^2 B_1, \quad (5.53)$$

$$A_1 = e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x), \quad (5.54)$$

$$B_1 = e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x), \quad (5.55)$$

$$C_1 = e^{-\beta x} \cos \beta x, \quad (5.56)$$

$$D_1 = e^{-\beta x} \sin \beta x. \quad (5.57)$$

Kai polis standžiai įtvirtintas rostverke (negali pasisukti):

$$y = \frac{2H_t\beta}{E_{py}} A_1, \quad (5.58)$$

$$i = \frac{H_t}{2EI\beta^2} D_1, \quad (5.59)$$

$$M = -\frac{H_t}{2\beta} B_1, \quad (5.60)$$

$$H = H_t C_1, \quad (5.61)$$

$$p = -H_t \beta A_1. \quad (5.62)$$

Šį modelį toliau plėtojo Poulos su kolegomis (Poulos, Davis 1980; Randolph 1981). Sprendiniai pasiekė tinkamą tikslumą, tačiau negalėjo būti taikomi esant dideliems poslinkiams, kai tarp poveikio ir poslinkio yra netiesinė priklausomybė.

Vertinant polio ir grunto elgseną vis plačiau taikomi baigtinių elementų metodai. Baigtiniai elementai gali būti su ašimi simetriniai arba erdviniai, elementų elgsena gali būti aprašoma tiesinėmis ir netiesinėmis priklausomybėmis. Skaičiavimai, naudojant baigtinius elementus, vis plačiau taikomi praktikoje ir tobulinami toliau. Tačiau skaičiuojant kyla tam tikrų problemų, pvz., būtina nepaisyti tempimo įtempių grunte, įvertinti sąveiką tarp grunto ir polio paviršiaus, įvertinti grunto rodiklių pokyčius jam deformuojantis.

Modelį – **standus polis ir plastiškasis gruntas** – pasiūlė Broms (1964, 1965). Šiame modelyje standžiam poliui, esančiam grunte, kuriame nuo polio horizontalių poveikių pasiektas ribinis būvis, sudaromos statinės pusiausvyros lygtys. Tačiau taikant šį modelį privalu padaryti kai kuriuos supaprastinimus, tačiau jis visai tinkamas pradiniam projektavimo etape, kai reikia nustatyti, kokio dydžio horizontalių poveikį gali atlaikyti polis. Šis metodas taikytinas, kai skaičiuojamas pastovaus skersmens ir standumo polis vienodame grunte.

Charakteringos apkrovos modelis. Šį modelį pasiūlė Duncan *et al.* (1994). Sprendiniai gauti įvertinant netiesinę priklausomybę tarp slėgio ir poslinkių įvairiuose

gruntuose. Naudojantis paprasta lygtimi randama horizontalioji jėga, kurią gali atlaikyti polis. Paskui pagal santykį tarp polį veikiančios jėgos ir maksimalios jėgos nustatomas polio kamieno horizontalusis poslinkis, maksimalus lenkimo momentas ir taškas, kuriame veikia maksimalus momentas.

Modelis, kai **polio ir grunto elgsena aprašoma netiesinėmis priklausomybėmis**. Šis modelis pradėtas taikyti projektuojant konstrukcijas jūroje, kur didelius horizontaliuosius poveikius sukelia bangos. Taikant šį modelį naudotasi Timoshenko (1941) pasiūlytomis diferencialinėmis lygtimis sijai. Diferencialinė lygtis sijai veikiamai kintančių laike apkrovų:

$$\begin{aligned} EI \frac{d^4 \omega}{dx^4} + N \frac{d^2 \omega}{dx^2} + m \frac{d^2 \omega}{dt^2} - \left(J + \frac{mEI}{\kappa AG} \right) \frac{d^4 \omega}{dx^2 dt^2} + \frac{mJ}{\kappa AG} \frac{d^4 w(x, t)}{\delta t^4} = \\ = q + \frac{J}{\kappa AG} \frac{d^2 q}{dt^2} - \frac{EI}{\kappa AG} \frac{d^2 q}{dx^2}, \end{aligned} \quad (5.63)$$

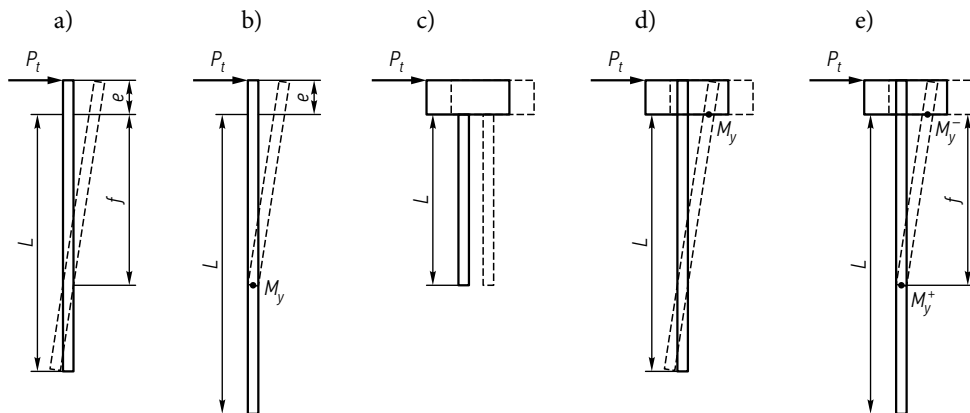
čia $w(x, t)$ – sijos poslinkis statmenai ašiai; t – laikas; x – koordinatė išilgai sijos ašies; N – ašinė jėga; m – masė; A – skerspjūvio plotas; E – tamprumo modulis; G – šlyties modulis; I – inercijos modulis; κ – kirpimo koeficientas, priklausantis nuo skerspjūvio geometrijos, stačiakampio skerspjūvio $\kappa = 5/6$; q – išskirstyta linijinė apkrova; $J = \rho I$; ρ – tankis. Naudojant Timoshenko (1941) ir Hetenyi (1946) diferencialines lygtis, sukurta metodika poliams skaičiuoti. Ši metodika buvo tobulinama, 1987 m. API (*American Petroleum Institute*) pateikė metodo taikymo taisykles ir rekomendacijas. Metodas ir toliau tobulinamas pritaikant įvairioms sąlygoms ir gruntams.

5.7.1. Ribinis grunto pasipriešinimas prie polio šoninio paviršiaus

Vertinant polio ribinę laikomąją galią nuo horizontaliųjų jėgų poveikio reikėtų skirti trumpus ir ilgus polius. Trumpi poliai yra palyginti standūs, todėl nuo horizontaliųjų jėgų poveikio pasisuks arba pasislinks. Ilgi poliai yra palyginti liauni, todėl nuo horizontaliųjų jėgų poveikio juose susiformuoja plastinis lankstas. Plastinio lanksto vietoje polis lūžta, kai lenkimo momentas pasiekia ribinę reikšmę, kuri priklauso nuo polio armavimo ir skersmens. Polio elgsena esant ribiniam horizontalios jėgos poveikiui parodyta 5.29 pav.

Ribinis grunto pasipriešinimas nesankabiuosiuose gruntuose. Netoli grunto paviršiaus apskritojo ar stačiakampio skerspjūvio polis slečia gruntą kaip atraminę sieną. Esant ribiniam slėgiui susiformuoja grunto pleištas (5.28 pav.), atitinkantis grunto pasipriešinimą nuo pasyvinio slėgio poveikio. Pasyvinis slėgis lygus sandaugai pasyvinio slėgio koeficiento k_p iš vertikalaus efektyviojo grunto slėgio σ'_v . Tačiau giliau ribinis slėgis gruntui bus daug didesnis už pasyvinį. Broms (1964) siūlymu, linijinis grunto pasipriešinimas prie polio šoninio paviršiaus, kurio skersmuo (arba kraštinė, jei polis neapvalus) b lygus:

$$p_u = 3k_p \sigma'_v b. \quad (5.64)$$



5.29 pav. Polio laikomosios galios netekimo schemas: a – laisva trumpo polio galvena; b – laisva ilgo polio galvena; c – trumpo polio standžiai įtvirtinta galvena; d – vidutinio ilgio polio standžiai įtvirtinta galvena; e – ilgo polio standžiai įtvirtinta galvena

Tačiau tyrimai parodė, kad ši išraiška nepakankamai įvertina grunto pasipriešinimą. API (1993) rekomendacijose siūloma, kad susiformavusiame pleište grunto pasipriešinimas būtų proporcingas pasyvinio slėgio koeficientui k_p , giliau lygus:

$$p_u = k_p^3 \sigma'_v b. \quad (5.65)$$

Broms (1964) pasiūlyta priklausomybė (5.64) būtų gana atsargus grunto ribinio pasipriešinimo vertinimas. Pagal šią priklausomybę buvo pasiūlytas ribinio horizontaliojo poveikio skaičiavimas poliems, įrengtiems nesankabiuosiuose gruntuose. Gilyje z nuo paviršiaus grunto pasipriešinimas gali būti rastas pagal formulę:

$$p_u = 3\gamma z k_p, \quad (5.66)$$

čia pasyvinio slėgio koeficientas $k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$; γ – grunto svorio tankis; φ – vidinės trinties kampas.

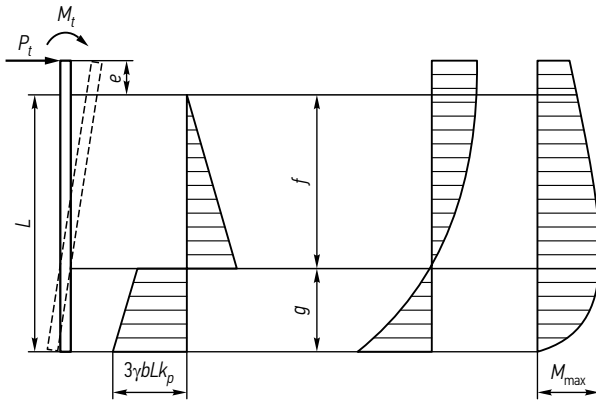
Trumpo polio elgsena nuo horizontaliosios jėgos ir lenkimo momento poveikio pateikiama 5.30 pav. Polio laikomosios galios vertinimą nuo horizontaliosios jėgos poveikio, taikant Broms metodą, pateikė Reese ir Van Impe (2001).

Polio pasipriešinimas jėgų poveikiui randamas taip:

$$P_t(e+L) + M_t = \left(3\gamma b L k_p\right) \left(\frac{L}{2}\right) \left(\frac{L}{3}\right). \quad (5.67)$$

Kai momentas M_t lygus nuliui, maksimali horizontalioji jėga, kurią gali atlaikyti polis, randama:

$$P_t = \frac{\gamma b L^3 k_p}{2(e+L)}. \quad (5.68)$$



5.30 pav. Trumpo polio poslinkių, grunto pasipriešinimo, skersinių jėgų ir lenkimo momento diagramos nesankabiuosiuose gruntuose

Kai horizontalioji jėga P_t lygi nuliui, didžiausias momentas, kurį gali atlaikyti polis, randamas:

$$M_{t,ult} = \frac{\gamma b L^3 k_p}{2}. \quad (5.69)$$

Gylis f , kuriame skersinė jėga lygi nuliui, randamas pagal formulę:

$$P_t - (3\gamma b f k_p) \left(\frac{f}{2} \right) = 0. \quad (5.70)$$

Iš šios lygties galime rasti f :

$$f = 0,816 \left(\frac{P_t}{\gamma b k_p} \right)^{0,5}. \quad (5.71)$$

Maksimalus lenkimo momentas polyje randamas taip:

$$M_{max} = P_t (e + f) - \frac{k_p \gamma b f^3}{2} + M_t. \quad (5.72)$$

Naudojant (5.69) lygtį maksimalus momentas būtų lygus:

$$M_{max} = P_t (e + f) - \frac{P_t f}{3} + M_t. \quad (5.73)$$

Nesankabiuose gruntuose ilgas polis pasiekia ribinį būvį, kai jame susiformuoja plastinis lankstas. Gylis, kuriame susiformuoja plastinis lankstas, nustatomas taikant (5.71) formulę. Didžiausias momentas dėl kuro poveikio susiformuoja plastinis lankstas, nustatomas iš (5.73) lygties. Pagal šį momentą parenkamas polio armavimas. Jeigu polio viršuje veikiantis momentas lygus nuliui, galima rasti, kokią didžiausiąją horizontaliąją jėgą gali atlaikyti polis, žinant jo armavimą ir pagal jį nustatytą M_y .

$$P_{t,ult} = \frac{M_y}{e + 0,544 \left(\frac{P_{t,ult}}{\gamma b k_p} \right)^{0,5}}. \quad (5.74)$$

Jeigu norima nustatyti, kada polis elgsis kaip trumpas, o kada kaip ilgas, plastinis momentas M_y turi būti įkeltas į (5.67) ir (5.69) lygtį, norint rasti kritinį polio ilgį.

Ribinė horizontalioji jėga trumpam poliui, kurio galvena standžiai įtvirtinta rostverke, randama taip:

$$P_{t,ult} = 1,5\gamma L^2 b k_p. \quad (5.75)$$

Ribinė horizontalioji jėga vidutinio ilgio poliui, kurio galvena standžiai įtvirtinta rostverke, skaičiuojama pagal formulę:

$$P_{t,ult} = \frac{M_y}{L} + 0,5\gamma L^2 b k_p. \quad (5.76)$$

Ribinė horizontalioji jėga ilgam poliui, kurio galvena standžiai įtvirtinta rostverke, randama pagal formulę:

$$P_{t,ult} = \frac{M_y^+ + M_y^-}{e + 0,544 \left(\frac{P_{t,ult}}{\gamma b k_p} \right)^{0,5}}. \quad (5.77)$$

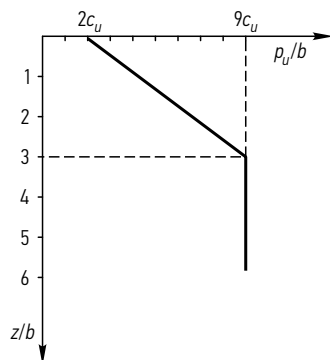
Plastinio lanksto atsivėrimo gylis randamas taikant (5.71) formulę.

Riba, kai polis turi būti vertinamas kaip trumpas ar vidutinio ilgio, randama išsprendus (5.75) ir (5.76) lygčių sistemą ir randant $P_{t,ult}$ ir L . Skaičiuojant, kada polis iš vidutinio ilgio pereina į ilgą, nustatoma $P_{t,ult}$ iš (5.76) lygties prilyginant $P_{t,ult}$ (5.77) lygtyje.

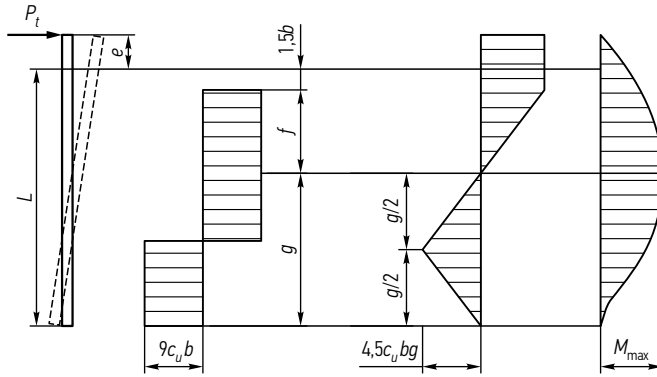
Ribinis grunto pasipriešinimas sankabiuosiuose gruntuose. Sankabiuosiuose gruntuose išstumiamo grunto pleištas susiformuoja, kai slėgis viršija dvigubą ribinį kerpamąjį stiprį $2c_u$ nedrenuotomis sąlygomis. Giliau grunto pasipriešinimas didėja ir pasiekia maksimalų dydį, lygų $9c_u$. Idealizuotas grunto stipris horizontaliems polio poslinkiams pateikiamas 5.31 pav.

Broms (1964) pasiūlė supaprastintą grunto pasipriešinimo diagramą sankabiesiems gruntams. Jo siūlymu, 1,5 polio skersmenų gylyje pasipriešinimas lygus nuliui, giliau pasipriešinimas lygus $9c_u b$. Imant tokią sankabiojo grunto pasipriešinimo diagramą, 5.32 pav. parodyta trumpo polio elgsena ir skersinių jėgų bei momentų diagramos. Pagal skersinių jėgų diagramos dalį virš nulinio taško, maksimalus momentas, kuris veikia skersinių jėgų nuliniame taške, bus lygus:

$$M_{max} = P_t (e + 1,5b + f) - \frac{9c_u b f^2}{2}. \quad (5.78)$$



5.31 pav. Ribinio stiprio kitimas sankabiuose gruntuose



5.32 pav. Trumpo polio poslinkių, grunto pasipriešinimo, skersinių jėgų ir lenkimo momento diagramos esant sankabiesiems gruntams

Gylis, kuriame skersinės jėgos bus lygio nuliui, randamas taip:

$$f = \frac{P_t}{9c_u b}, \quad (5.79)$$

todėl:

$$M_{max} = P_t (e + 1,5b + 0,5f). \quad (5.80)$$

Integruojant skersinių jėgų diagramą žemiau nulinio taško, maksimalus momentas lygus:

$$M_{max} = 2,25c_u b g^2. \quad (5.81)$$

Iš 5.32 pav. diagramų matyti, kad

$$L = (1,5b + f + g). \quad (5.82)$$

Sprendžiant lygčių (5.79)–(5.82) sistemą, galima rasti maksimalią horizontaliąją jėgą, nuo kurios poveikio gilyje $(1,5b + f)$ rasis maksimalus momentas polyje, kurio ilgis $L = (1,5b + f + g)$.

Kai sankabiuosiuose gruntuose įrengiami ilgi poliai, ribinė laikomoji galia nuo horizontaliosios jėgos poveikio bus pasiekta polyje susiformavus plastiniam lankstui gilyje $(1,5b + f)$. Plastinis lankstas susiformuoja, kai lenkimo momentas polyje pasiekia ribinį lenkimo momentą M_y , kurio dydis priklauso nuo polio skersmens ir armavimo.

Maksimali horizontalioji jėga, kurią atlaiko polis randama:

$$P_t = \frac{M_y}{e + 1,5b + \frac{P_t}{18c_u b}}. \quad (5.83)$$

Maksimali horizontalioji jėga, veikianti trumpą polį su standžiai rostverke įtvirtinta galvena, randama taip:

$$P_{t,ult} = 9c_u b (L - 1,5b). \quad (5.84)$$

Vidutinio ilgio poliui su standžiai rostverke įtvirtinta galvena, momentų pusiausvyros lygtis apie tašką, kuriame skersinės jėgos lygios nuliui, būtų:

$$M_{max} = P_t (1,5b + f) - f 9c_u b \left(\frac{f}{2} \right) - M_y. \quad (5.85)$$

Ištačius f pagal (5.79) gaunama:

$$M_{max} = P_t (1,5b + 0,5f) - M_y. \quad (5.86)$$

Panaudojus lygčių sistemą, kurią sudaro (5.86) lygtis ir lygtys:

$M_{max} = 2,25c_u b g^2$, $L = (1,5b + f + g)$ bei $f = \frac{P_t}{9c_u b}$, galima apskaičiuoti maksimalią horizontaliąją jėgą ir maksimalų momentą L ilgio poliui.

Maksimali horizontalioji jėga, veikianti ilgą polį su standžiai rostverke įtvirtinta galvena, randama pagal formulę:

$$P_{t,ult} = \frac{2M_y}{1,5b + 0,5f}, \quad (5.87)$$

kartu su (5.79) lygtimi.

Polio ilgio įtaka gali būti randama, ieškant ilgio kai polis pereina vieno elgsenos modelio į kitą, pradedant trumpu poliui ir lygtimi kai plastinis lankstas susiformuoja viršuje, o momentas apačioje lygus nuliui:

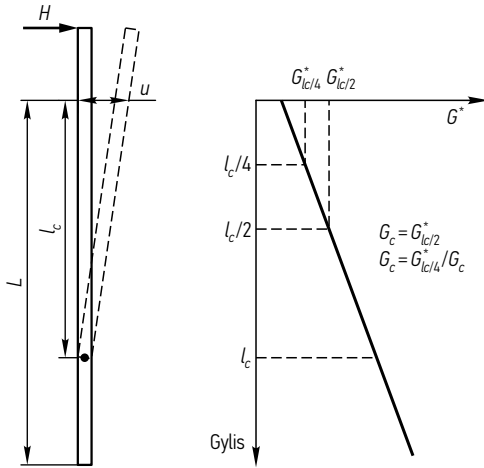
$$P_{t,ult} = \frac{M_y}{0,5L + 0,75b}. \quad (5.88)$$

Sprendžiant (5.84) ir (5.88) lygtis, randama maksimali horizontalioji jėga $P_{t,ult}$ ir kritinis ilgis L , nusakantis ribą tarp trumpo ir vidutinio ilgio polio, kai žinomas plastinis momentas M_y .

Nustatant ilgį, kai polio elgsena pereina iš vidutinio ilgio į ilgą, naudojamos (5.86), (5.81), (5.82) ir (5.79) lygtys. Ėmus M_{max} , lygų M_y , randama maksimali horizontalioji jėga $P_{t,ult}$, g , f , L .

5.7.2. Atskiرو polio deformacijos nuo horizontaliųjų poveikių

Nuo horizontaliųjų poveikių deformuojasi tik viršutinė polio dalis, kurios ilgis dažniausiai būna ne daugiau kaip 10 polio skersmenų nuo žemės paviršiaus. Todėl horizontaliųjų poveikių veikiamas polis gali būti idealizuojamas kaip tam tikrame gylyje standžiai įtvirtinta gembė. Daug tikslesnis modelis, kai įvertinamas grunto pasipriešinimas viršutinėje polio dalyje. Galimi du vertinimo variantai: vienas, kai gruntas vertinamas kaip tam tikro standumo spyruoklės, išdėstytos išilgai polio (Vinklerio modelis), kitas, daug realesnis, kai gruntas vertinamas kaip tamprus puserdvis. Vertinant gruntą kaip tamprų puserdvį, sprendiniai gauti taikant baigtinius elementus. Pirmiausia turi būti nustatytas grunto šlyties modulis G viršutinėje polio dalyje, kur pasireiškia horizontaliųjų poveikių įtaka (5.33 pav.). Norint išvengti skirtingų Puaso-



5.33 pav. Šlyties modulio vertinimas

no koeficientų taikymo skaičiuojant, Randolph (1981) naudojo modifikuotą šlyties modulį $G^* = G \left(1 + \frac{3}{4}\right)$.

Kaip parodyta 5.33 pav., turi būti nustatytas charakteringas šlyties modulis G_c , nustatomas kaip modifikuoto šlyties modulio G^* aktyvioje polio dalyje vidutinė vertė. Taip pat naudojamas papildomas parametras ρ_c , išreiškiantis grunto standumo kitimą aktyvioje polio dalyje:

$$\rho_c = G_{lc/4}^* / G_c. \quad (5.89)$$

Kritinis polio ilgis randamas taip:

$$l_c = b \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{2/7}, \quad (5.90)$$

čia E_p – polio tamprumo modulis; b – polio skerspjūvio spindulys arba ekvivalentinis spindulys, jeigu polio skerspjūvis neapvalus.

Tada polio horizontalusis poslinkis ir polio posvyris grunto paviršiuje skaičiuojami pagal formules:

$$u = \frac{(E_p / G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0,27 \frac{H}{l_c / 2} + 0,30 \frac{M}{(l_c / 2)^2} \right], \quad (5.91)$$

$$i = \frac{(E_p / G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0,30 \frac{H}{(l_c / 2)^2} + 0,80 \sqrt{\rho_c} \frac{M}{(l_c / 2)^3} \right]. \quad (5.92)$$

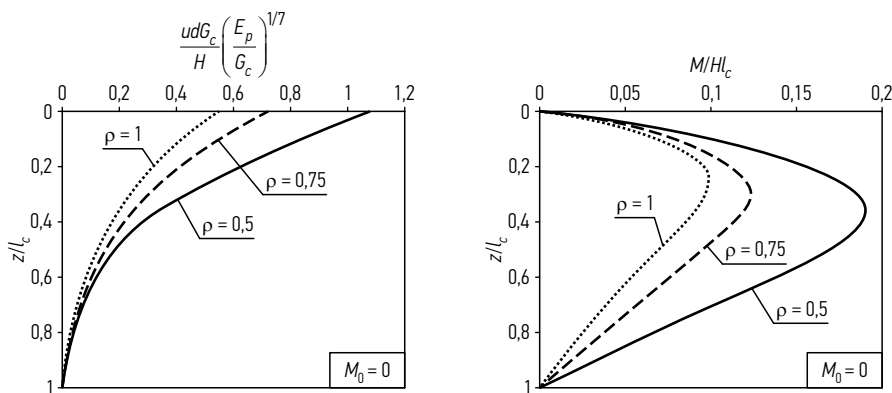
Šias išraiškas Randolph (1981) pasiūlė išanalizavęs skaičiavimus taikant baigtinius elementus. Apibendrinti polių poslinkių ir lenkimo momentų profiliai nuo horizontaliosios jėgos ir lenkimo momento poveikio pateikti 5.34 ir 5.35 pav.

Maksimalus momentas nuo horizontaliosios jėgos poveikio nustatomas taip:

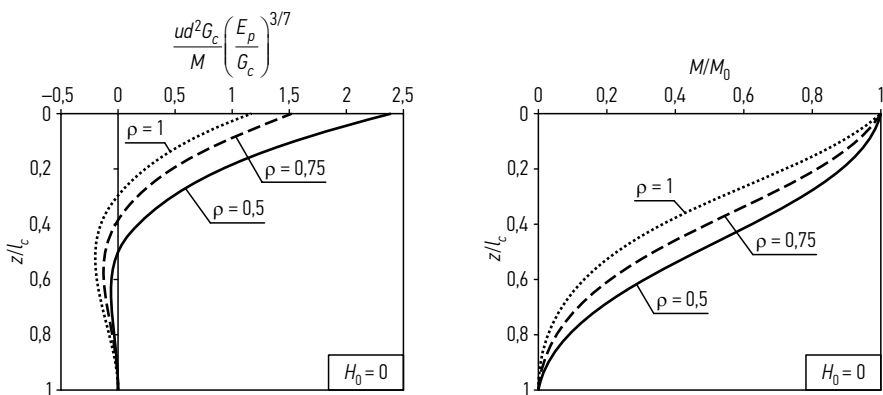
$$M_{max} = \left(\frac{0,1}{\rho_c} \right) H l_c. \quad (5.93)$$

Kai polis standžiai įtvirtintas rostverke ir negali pasisukti, maksimalus momentas lygus:

$$M_{max} = - \left(\frac{0,1875}{(\rho_c)^{1/2}} \right) H l_c. \quad (5.94)$$



5.34 pav. Apibendrintos poslinkių ir lenkimo momentų kreivės nuo horizontaliosios jėgos poveikio (Randolph 1981)



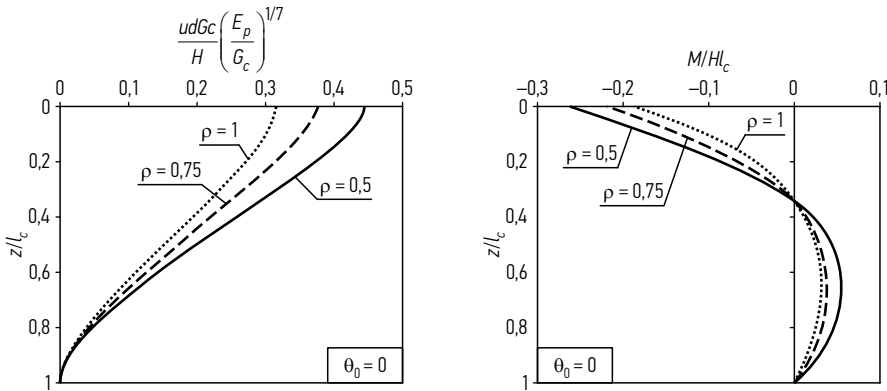
5.35 pav. Apibendrintos poslinkių ir lenkimo momentų kreivės nuo lenkimo momento poveikio (Randolph 1981)

Horizontalusis poslinkis lygus:

$$u = \frac{(E_p / G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left(0,27 - \frac{0,1}{\sqrt{\rho_c}} \right) \frac{H}{0,5 l_c}. \quad (5.95)$$

5.36 pav. parodyta apibendrintų poslinkių ir lenkimo momentų grafikai, kai polis įtvirtintas rostverke.

Polių, kurių ilgis mažesnis už kritinį ilgį l_c , poslinkiai bus didesni nei apskaičiuoti pagal (5.91) formulę. Tokių polių horizontalųjį poslinkį galima skaičiuoti pagal metodiką, pateiktą 6 skyriuje.



5.36 pav. Apibendrintos poslinkių ir lenkimo momentų kreivės nuo horizontalios jėgos poveikio, kai polis standžiai įtvirtintas rostverke (Randolph 1981)

5.8. Apkrova poliui

Nustačius polio pagrindo laikomąją galią $R_{c,d}$ turi būti patikrinami polių matmenys ir jų skaičius pamate. Tuo tikslu sukonstruojamas polinis pamatas ir skaičiuojama polinio pamato poliams perduodama ašinė jėga F_d , apskaičiuota visiems polinių pamatą veikiantiems deriniams, pasirenkant didžiausią polį gniuždančią ir raunančią vertę. F_d įvertina ir polio svorį. Vertinant polio laikomąją galią, turi būti tenkinamos sąlygos:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}, \text{ kai polis gniuždomas; } \quad (5.96)$$

$$F_{t,d} \leq R_{t,d}, \text{ kai polis raunamas. } \quad (5.97)$$

Poliui perduodama ašinė jėga F_d , kai poliai pamate vertikalūs, centriškai apkrautam poliniam pamatui:

$$F_d = V_{d,0} / n, \quad (5.98)$$

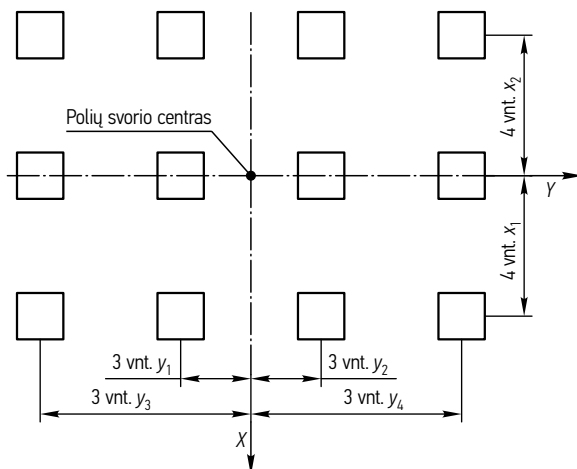
necentriškai apkrautam poliniam pamatui (5.36 pav.):

$$F_d = \frac{V_{d,0}}{n} + \frac{M_{d,x,0} \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_{d,y,0} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}. \quad (5.99)$$

čia n – polių skaičius; $V_{d,0}$ – projekcinė vertikalioji jėga rostverko apačioje; $M_{d,x,0}$ ir $M_{d,y,0}$ – projekciniai lenkimo momentai rostverko pado lygyje pamato ašių x ir y atžvilgiu; x_i ir y_i – atstumai nuo polinio pamato ašių iki i -tojo polio ašies. Pamato ašys x ir y turi eiti per polių svorio centrą.

$$V_{d,0} = V_d + G_d, \quad (5.100)$$

$$M_{d,x,0} = M_{d,x} + H_{d,y} \cdot h_p, \quad (5.101)$$



5.37 pav. Polių išdėstymo skaičiuojamoji schema

$$M_{d,y,0} = M_{d,y} + H_{d,x} \cdot h_p, \quad (5.102)$$

čia G_d – rostverko ir grunto ant jo pakopų skaičiuojamasis svoris; V_d – projekcinė vertikalioji jėga nuo konstrukcijų poveikių perduodamų pamatui; $M_{d,x}$ ir $M_{d,y}$ – projekciniai lenkimo momentai veikiantys rostverko viršuje ašių x ir y nubrėžtų per pamato centrą atžvilgiu; $H_{d,x}$ ir $H_{d,y}$ – projekcinės horizontaliosios jėgos, veikiančios rostverko viršuje išilgai ašių x ir y atžvilgiu; h_p – rostverko aukštis.

Jei netenkinamos (5.96) ir/arba (5.97) sąlygos, turi būti padidintas polių skaičius, pakeisti polių matmenys arba pasirinkta kita polių įrengimo technologija. Rekomenduojama po vienu rostverku rinktis vienodo ilgio, skersmens ir ta pačia technologija įrengiamus polius.

5.9. Polio deformacijos nuo vertikalios jėgos poveikio

Polio ašinių deformacijų nuo vertikaliųjų jėgų poveikio skaičiavimų vertinimas, taikant skaitinius metodus, integralines lygtis ar baigtinius elementus, vyksta labai intensyviai. Šie metodai leidžia grafiškai parodyti, kaip polio nuosėdis priklauso nuo polio geometrijos parametrų bei nuo polio ir grunto standumo. Analizuojant polių darbą, taikant baigtinius elementus, buvo parodyta, kaip aplink vertikaliąją apkrova apkrautą polį grunte vertikalioje ir horizontalioje plokštumose susiformuoja įtempiai. Pastebėta, kad normaliniai įtempiai kinta labai nedaug. Remiantis tuo buvo suformuotas modelis, kai vertinami tik tangentiniai įtempiai, susiformuojantys aplink polį. Gruntas apie polį vertinamas kaip tamprioji aplinka. Šį prielaidą leido pateikti supaprastinta forma gniuždomo polio nuosėdžių skaičiavimą (Fleming *et al.* 2007). Kadangi deformacijos apie polį sietinos tik su kirpimu, natūralu sprendiniuose remtis šlyties moduliu G vietoj Jungo (tamprumo) modulių E ir Puasono koeficientu ν . Sąryšį tarp Jungo ir šlyties modulių galima išreikšti priklausomybe:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}. \quad (5.103)$$

Tariant, kad ant polio, kurio spindulys r_o , šoninio paviršiaus veikia tangentiniai įtempiai τ_o , tada grunte, atstumu r nuo polio, tangentiniai įtempiai būtų lygūs:

$$\tau = \frac{\tau_o r_o}{r}. \quad (5.104)$$

Kadangi šlytis grunte vyksta dėl polio vertikaliųjų poslinkių, šlyties kampas apytiksliai gali būti išreikštas taip:

$$\gamma \sim \frac{dw}{dr}, \quad (5.105)$$

čia w – vertikalieji poslinkiai. Žinant, kad $\gamma = \frac{\tau}{G}$, vertikaliuosius poslinkius galima rasti taikant integravimą:

$$s = \int_r^{r_m} \frac{\tau_o r_o}{Gr} dr = \frac{\tau_o r_o}{G} \ln \left(\frac{r_m}{r} \right). \quad (5.106)$$

Polio poslinkis dėl grunto deformacijų prie polio šoninio paviršiaus būtų lygus:

$$s_s = \zeta \frac{\tau_o r_o}{G} = \zeta \frac{\tau_o D}{2G}. \quad (5.107)$$

čia D – polio skersmuo, o

$$\zeta = \ln \left(\frac{r_m}{r_o} \right) = \ln \left(\frac{2r_m}{D} \right). \quad (5.108)$$

Ši apytikslė išraiška, taikanti tangentinis įtempius poliui, apkrautam vertikaliąja apkrova, parodo kai kuriuos svarbius ypatumus:

1. Grunte pagrindiniai tangentiniai įtempiai mažėja tolstant nuo polio ašies, todėl tik arti polio veikia dideli įtempiai.
2. Poslinkiai mažėja pagal logaritminę atstumo priklausomybę nuo polio ašies, todėl didesni poslinkiai vyksta tik tam tikru atstumu nuo polio (maždaug iki vieno polio skersmens atstumu).
3. Normalizuoti (dalijant iš polio skersmens) polio poslinkiai w_s lygūs parametrai ζ dauginant iš kampinių lokaliųjų deformacijų ($\gamma_o = \frac{\tau_o}{G}$). Nustatyta, kad parametras ζ kinta tarp 3 ir 5, vidutinė reikšmė – 4.
4. Priklausomai nuo apkrovos pasiskirstymo, išilgai polio ašies ir lokaliųjų poslinkių polio standumas, veikiant vertikaliai apkrovai, gali būti išreikštas taip:

$$k = \frac{\pi D \tau_o}{s_s \zeta} = \frac{2\pi}{\zeta} G. \quad (5.109)$$

Apkrova, kurią perima šoninis polio paviršius, lygi $P_s = \frac{\pi D}{\tau_o}$,

čia $\overline{\tau_o}$ – vidutiniai kirpimo įtempiai, susiformuojantys ant polio šoninio paviršiaus. Santykis tarp apkrovos ir polio poslinkių (konstrukcijos polis–gruntas standumas) gali būti išreikštas taip:

$$\frac{P_s}{s_s} = \frac{2\pi l \bar{G}}{\zeta}, \quad (5.110)$$

čia $\bar{G}$ – vidutinis šlyties modulis prie polio, kurio ilgis l , šoninio paviršiaus.

Polio padas traktuojamas kaip standus presas, spaudžiantis gruntą. Tada polio pado standumas būtų randamas pagal formulę:

$$\frac{P_b}{s_b} = \frac{2D_b G_b}{(1-\nu)}, \quad (5.111)$$

čia w_b – polio pado poslinkis; D_b – polio pado skersmuo; G_b – šlyties modulis po polio padu (5.38 pav.).

Skaičiuojant bendrą polio nuosėdį nuo ašinių jėgų, patogų naudoti bedimensę išraišką, kuri gaunama polio standumą dalijant iš polio skersmens D ir grunto šlyties modulio prie polio galo G_l .

$$\frac{P}{s D G_l} = \frac{2 D_b G_b}{(1-\nu) D G_l} + \frac{2 \pi \bar{G} \cdot l}{\zeta G_l D}. \quad (5.112)$$

Tarus, kad $\rho = \frac{\bar{G}}{G_l}$ ir $\xi = \frac{G_l}{G_b}$, konstanta ζ gali būti randama taikant išraiškas:

$$\zeta = \ln \left\{ \left[0,25 + (2,5\rho(1-\nu) - 0,25)\xi \right] \frac{2 \cdot l}{D} \right\}, \quad (5.113)$$

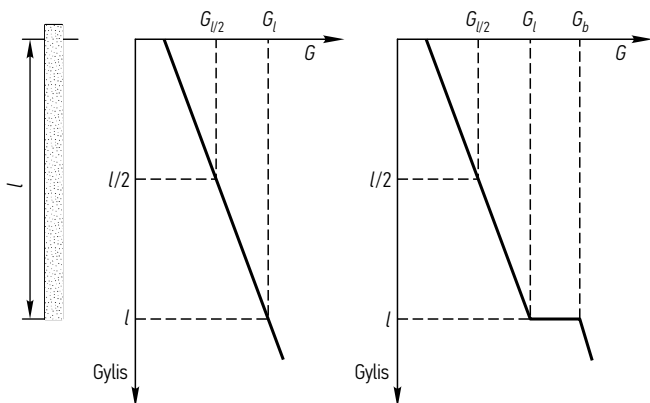
kai $\xi = 1$,

$$\zeta = \ln \left[5\rho(1-\nu) \frac{l}{D} \right]. \quad (5.114)$$

Daugelio polių kamienas, veikiant gniuždymo jėgai, deformuojasi, ir tai turi būti įvertinta, nustatant polio poslinkius. Polio ašinės deformacijos randamos taip:

$$\varepsilon = -\frac{dw}{dz} = \frac{4P}{\pi b^2 E_p}, \quad (5.115)$$

čia E_p – polio kamieno tamprumo modulis



5.38 pav. Šlyties modulio vertinimas

Apkrovos, pridėtos polio viršuje, poveikis grunte išilgai polio ašies mažėja dėl polio sąveikos su gruntu. Įvertinus sąryšį tarp polio kamieno deformacijų, grunto prie polio šoninio paviršiaus poslinkio w_s ir tangentinių įtempių τ_o gaunama išraiška:

$$\frac{d^2 s}{dz^2} = \frac{8G}{E_b D^2} s. \quad (5.116)$$

Diferencialinė lygtis sprendžiama taikant hiperbolinio sinuso ir kosinuso funkcijas. Tada polio apkrovos ir nuosėdžio santykis lygus:

$$\frac{P}{s D G_l} = \frac{\frac{2\eta}{(1-\nu)\xi} + \frac{2\pi\rho \tanh(\mu l)}{\zeta} \frac{l}{\mu l} \frac{1}{D}}{1 + \frac{8\eta}{\pi\lambda(1-\nu)\xi} \frac{\tanh(\mu l)}{\mu l} \frac{l}{D}}. \quad (5.117)$$

Šioje lygtyje naudojami bedimensiniai parametrai būtų randami taip:

- santykis tarp polio pado ir kamieno skersmens:

$$\eta = \frac{D_b}{D}; \quad (5.118)$$

- santykis tarp šlyties modulių prie polio pado ir po padu:

$$\xi = \frac{G_l}{G_b}; \quad (5.119)$$

- šlyties modulio pokytis:

$$\rho = \frac{\bar{G}}{G_l}; \quad (5.120)$$

- polio ir grunto standumu santykis:

$$\lambda = \frac{E_p}{G_l}; \quad (5.121)$$

- polio spūdumas:

$$\mu l = \sqrt{\frac{2}{\zeta\pi}} \cdot \left(\frac{2l}{D} \right). \quad (5.122)$$

Apkrova, tenkanti polio padui, randama taip:

$$P_b = P \frac{\frac{\eta}{(1-\nu)\xi} \frac{1}{\cosh(\mu l)}}{\frac{\eta}{(1-\nu)\xi} + \frac{\pi\rho \tanh(\mu l)}{\zeta} \frac{l}{\mu l} \frac{1}{D}}. \quad (5.123)$$

Poliams galima nustatyti dvi ribas. Poliai gali būti laikomi standžiais, kai

$\frac{l}{D} \leq 0,25 \sqrt{\frac{E_p}{G_l}}$, tada vietoj (5.117) lygties galima taikyti (5.112) lygtį. Kita riba,

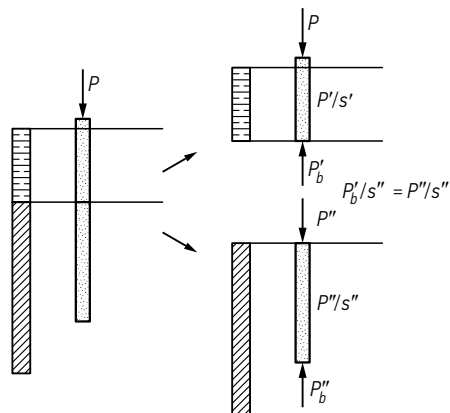
kai $\frac{l}{D} \geq 1,5 \sqrt{\frac{E_p}{G_l}}$, tada lygtis (5.117) supaprastėja:

$$\frac{P}{wDG_l} = \pi\rho\sqrt{\frac{\lambda}{2\xi}}. \quad (5.124)$$

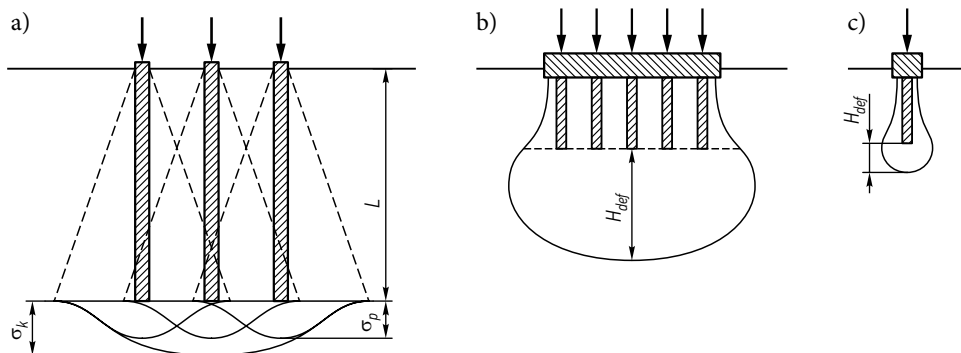
Pateiktos lygtys gali būti pritaikytos ir sluoksniuotam pagrindu (5.39 pav.).

Polio kamieno poslinkius kiekviename grunto sluoksnyje galima nagrinėti nepriklausomai. Kita vertus, kaip parodė skaičiavimai, jeigu sluoksniuotam gruntui imsime šlyties modulio svertinį vidurkį (kai vertinamas ir sluoksnio storis) ir įvertinsime jo pokytį, skirtumas su tikslesniu skaičiavimu pasluoksniui bus nedidelis.

Polinį pamatą, kaip įprasta, sudaro ne vienas polis, o jų grupė. Joje poliai išdėstomi tarp jų ašių išlaikant du tris polio pločius. Esant tokiems atstumams, įtempimų zonos grunte ties polio padu apie polius persidengia viena su kita (5.40 pav.). Dėl to jie išauga, lyginant su atskiro poliaus atveju. Suminiai įtempiai į gruntą, perduodami polių grupės, negali viršyti grunto ribinio stiprio.



5.39 pav. Polio nuosėdžio skaičiavimas sluoksniuotame grunte



5.40 pav. Polinio pamato pagrindo darbo schema: a – įtempimų zona po polių grupe; b – deformacijų zona po polių grupe; c – deformacinė zona po atskiru poliū

Suminiai įtempiai po polių grupės padu nulemia polinio pamato nuosėdžius. Nuosėdžiai bus tuo didesni, kuo didesni papildomi įtempiai po polių padu ir kuo didesni polinio pamato matmenys plane. Polių grupės nuosėdžiai visada didesni nei vieno atskiro polio nuosėdžiai.

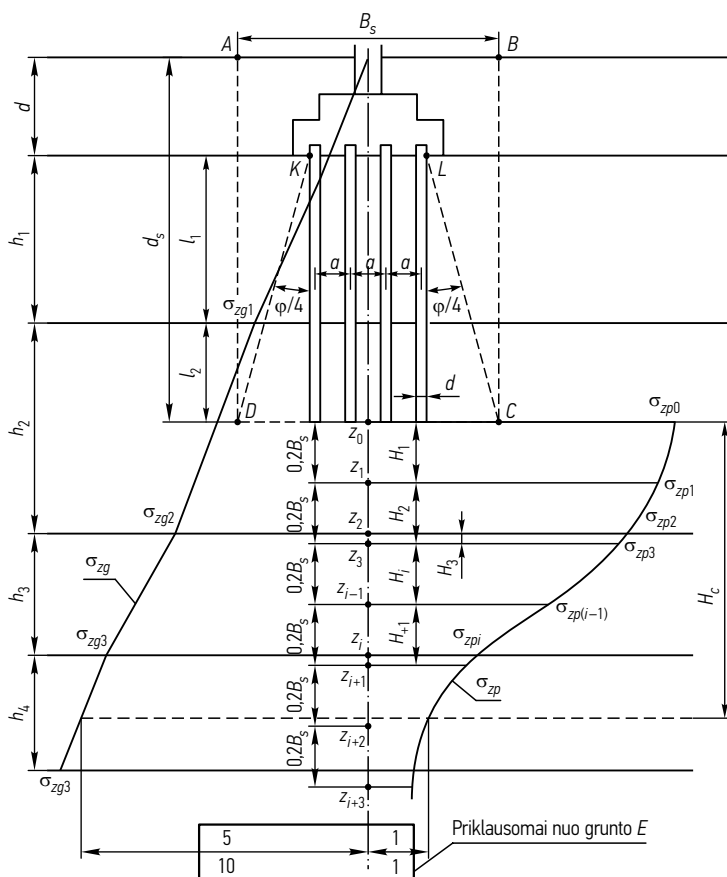
5.10. Polinio pamato nusėdimo skaičiavimas

Polinio pamato nusėdimas skaičiuojamas tarus, kad deformuojasi tik gruntas, esantis žemiau polių pado, o poliai ir gruntas tarp jų nesideformuoja. Skaičiuojant polinio pamato nusėdį, laikoma, kad poliai ir tarp jų esantis gruntas sudaro standų masę, vadinamą sąlyginiu pamatu, kuris pastato apkrovą perduoda ir paskirsto žemiau polių pado slūgsančiam gruntui. Polinio pamato, pakeisto sąlyginiu masyviu pamatu, nusėdis dažniausiai skaičiuojamas sumavimo metodu. Polinio pamato nusėdžio skaičiavimo šiuo metodu skaičiuojamoji schema pateikta 5.41 pav. Nusėdžio skaičiavimo sumavimo metodu eiga aprašyta 3.5 skyriuje.

Sąlyginio pamato pjūvis yra stačiakampis ABCD. Sąlyginio pamato padas – horizontalioji plokštuma (linija CD) polių pado lygyje. Sąlyginio pamato gylis skaičiuojamas taip:

$$d_s = d + l, \quad (5.125)$$

čia d – rostverko gylis; l – polio skaičiuojamas ilgis.



5.41 pav. Polinio pamato nusėdimo skaičiavimo sumavimo metodu skaičiuojamoji schema

Sąlyginio pamato pločiui rasti iš taškų K ir L (kraštinių polių išorinių kraštinių ir rostverko apačios susikirtimo taškų) brėžiamos dvi atkarpos KD ir LC, nuo vertikaliosios plokštumos, pasvirusios kampu α :

$$\alpha = \frac{\varphi'_d}{4}, \quad (5.126)$$

čia φ'_d – skaičiuojamasis grunto vidinės trinties kampas. Jei gruntas sluoksniuotas, vidinės trinties kampas imamas lygus svertiniam vidurkiui visame polio skaičiuojamajame ilgyje:

$$\varphi'_{dm} = \frac{\varphi'_{d,1} \cdot l_1 + \varphi'_{d,2} \cdot l_2 + \dots + \varphi'_{d,n} \cdot l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n}, \quad (5.127)$$

čia $\varphi'_{d,i}$ – atskirų sluoksnių visame polio ilgyje grunto vidinės trinties kampo skaičiuojamoji reikšmė; l_i – grunto prie polio šonų i -tojo sluoksnio storis.

Sąlyginio pamato pado plotis skaičiuojamas pagal formulę:

$$B_s = (m-1)a + D + 2 \cdot l \cdot \operatorname{tg} \varphi'_{dm}, \quad (5.128)$$

čia m – polių eilių skaičius pamate B kryptimi; a – atstumas tarp polių ašių; D – polio skerspjūvio kraštinė arba skersmuo.

Sąlyginio pamato pado ilgis:

$$L_s = (m-1)a + D + 2 \cdot l \cdot \operatorname{tg} \varphi'_{dm}, \quad (5.129)$$

čia m – polių eilių skaičius pamate L kryptimi.

Pakankamu tikslumu sąlyginio pamato svoris bus lygus:

$$G_s = A_s \cdot d_s \cdot \gamma_{d,m} + n \cdot G_{d,p}. \quad (5.130)$$

Sąlyginio pamato pado plotas:

$$A_s = B_s \cdot L_s. \quad (5.131)$$

Grunto svertinis vidutinis svorio tankis sluoksniuotam pagrindui randamas taip:

$$\gamma_{dm} = \frac{\gamma'_d \cdot d + \gamma_{d,1} \cdot l_1 + \gamma_{d,2} \cdot l_2 + \dots + \gamma_{d,n} \cdot l_n}{d + l_1 + l_2 + \dots + l_n}. \quad (5.132)$$

Pagrindo deformacijų zonai nustatyti, kaip ir sekliam pamatui, sudaromos dvi grunto įtempių diagramos – nuo grunto svorio σ_{zg} ir papildomų įtempių nuo pastato apkrovos σ_{zp} . Įtempių nuo grunto svorio diagramos ordinatės skaičiuojamos kiekvieno sluoksnio apačioje pagal formulę (3.14). Papildomas įtempis nuo pastato apkrovos sąlyginio pamato pado lygyje σ_{zp0} skaičiuojamas pagal (3.16) arba (3.17) formules. Joje įrašoma vertikali jėga veikianti sąlyginio pamato pado gylyje d_s , įvertinant rostverko ir sąlyginio pamato pagal (5.130) svorius ir pastato konstrukcijų vertikalią apkrovą rostverko viršuje.

Pamato nuosėdis skaičiuojamas pagal didžiausią pamatui perduodamą vertikalją jėgą.

6. GILIEJI PAMATAI

6.1. Giliųjų pamatų tipai

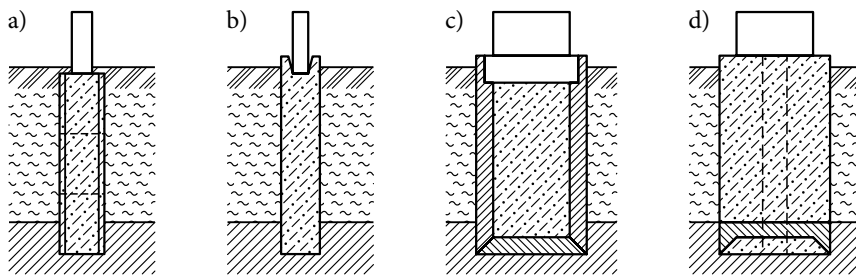
Gilieji pamatai naudojami tada, kai stiprus gruntas, tinkantis natūraliu pagrindu, slūgso po silpnojo grunto sluoksniu, o pastatų ar statinių pamatus veikia didelės vertikaliosios ir horizontaliosios jėgos. Gilieji pamatai įrengiami, kai sekliuosius ar polinius pamatus įrengti neracionalu. Sekliesiems pamatams atraminis sluoksnis per giliai, o poliniams per sekus ar per stiprus išsprauti poli. Kai kuriems pastatams gilieji pamatai reikalingi dėl technologinių ypatumų, pavyzdžiui, gilos siurblynės, dideli štampai ir presai. Daugeliu atvejų gilieji pamatai ir naudoti tik sunkiems statiniams: aukštakrošnėms, tiltų atramoms, hidrotechniniams statiniams.

Prie giliųjų pamatų galima priskirti pamatus, kurių įgilinimas – daugiau kaip du pamato pado pločiai. Gilieji pamatai yra standūs, todėl veikiant didelėms skersinėms jėgoms ir/arba lenkimo momentams, pamato konstrukcija nesideformuoja. Tai yra pagrindinis kai kurių giliųjų pamatų (kevalinių ir gręžtinių) skirtumas nuo polių. Kai kuriuose leidiniuose šio tipo gilieji pamatai tiesiog vadinami trumpais poliais.

Pastaruoju metu sukūrus efektyvias konstrukcijas ir statybos technologiją, patobulinus pagrindų skaičiavimo metodus, gilieji pamatai dažnai naudojami įprastiniams statiniams ir pastatams, kai žemės paviršiuje slūgso stiprūs moliniai gruntai. Palyginus su sekliaisiais pamatais, gilieji pamatai turi nemažą pranašumą. Juos įrengus, geriau naudojamas pamato medžiagos ir pagrindo gruntų stiprumas, nes pastato apkrovą pagrindui jie perduoda ne tik padu, bet ir šonais. Tokių pamatų statybai reikia mažiau medžiagų, giliųjų pamatų nuosėdžiai mažesni, įrengiant giliuosius pamatus sumažėja kasybos darbų – žemės iškasama tik tiek, kiek užima pamatas. Tai svarbu ir gamtinės aplinkos apsaugos požiūriu.

Gilieji pamatais kaip atskiras pamatų tipas išskirtas Šimkaus (1984). Šiame leidinyje nurodyti giliųjų pamatų tipai ir jų įrengimo būdai, kurie pateikti ir šiame skyriuje.

Dažniausiai naudojami kevaliniai pamatai (6.1 pav., a) ir gręžiniuose betonuojamieji pamatai (6.1 pav., b). Labai seniai naudojami dar dviejų tipų gilieji pamatai – šulininiai (6.1 pav., c) ir kesoniniai (6.1 pav., d). Jiems sunaudojama daug gelžbetonio ir betono, statyta trunka ilgai, jiems įrengti reikia daug rankų darbo, nes visiškai mechanizuoti šių pamatų įrengimą ne visada galima. Kaip atskirą giliųjų pamatų tipą galima būtų išskirti sienutę, įrengiamą grunte.



6.1 pav. Giliųjų pamatų tipai: a – kevalinis; b – gręžinyje betonuojamas; c – šulininis; d – kesoninis; 1 – silpnasis gruntas; 2 – stiprusis gruntas

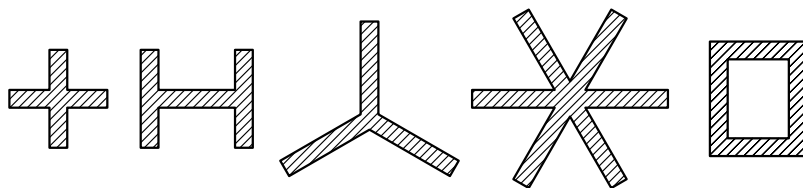
Giliųjų pamatų įrengimo būdas lemia sąveikos tarp polio ir grunto pobūdį. Todėl giliaji pamatai (kevaliniai ir gręžiniuose betonuojami) skaičiuojami kaip trumpi poliai, o šulininiai (kai apkrova šoniniu paviršiumi neperimama) ir kesoniniai pamatai kaip seklieji pamatai.

6.2. Giliųjų pamatų statybos būdai ir konstrukcijos

Statybos būdai. Statant giliuosius pamatus, svarbiausias uždavinys – prasikasti pro žemės paviršiuje slūgsančius silpnuosius, dažnai vandeninguosius gruntus ir pamatą atremti į giliau esantį stiprų mažai suspaudžiamą gruntą. Kad kasama pamatų duobė neužgriūtų, taikomi du specifiniai giliųjų pamatų statybos būdai. Pirmasis būdas – kasant pamatų duobę kartu gramzdinami pamato elementai arba apsauginis (dažniausiai metalinis) vamzdis. Taip įrengiami kevaliniai, gręžiniuose betonuojamieji, šulininiai ir kesoniniai pamatai. Antrasis būdas – pamatų duobė, gręžinys ar tranšėja, kad neužgriūtų, kasant pripildoma tiksotropinės molio suspensijos. Taip įrengiami kasiniuose betonuojami pamatai ir sienos (6.2 pav.).

Tiksotropinė molio suspensija gaminama iš labai dispersiško molio. Suspensijos tankis – $1,05\text{--}1,30\text{ t/m}^3$. Molio suspensija palaiko kasinio sienas, kad neužgriūtų. Suspensija išsiskverbia į gręžinio grunte sienas, prisotina jas molio, dėl ko padidėja grunto sankabumas ir stabilumas. Molio suspensija palaiko gręžinio ar kasinio sienas, kad neužgriūtų.

Gręžiniuose betonuojami pamatai. Rotoriniu ar greiferiniu rotoriumi grunte išgręžiamas gręžinys. Kad neužgriūtų gruntuose, kurie nelaiko sienučių, gręžinys yra



6.2 pav. Kasiniuose betonuojamu pamatų formos (tranšėjinės sienutės)

pripildomas tiksotropinės molio suspensijos (6.3 pav.) arba gręžiant kartu įgilinamas plieninis vamzdis, kuris betonuojant pamatą ištraukiamas.

Gręžtiniai pamatai su apsauginiais vamzdžiais gali būti įrengiami ir vandens prisotintuose smėliniuose gruntuose, jeigu galima užtikrinti, kad įrengimo metu vanduo nepablogins grunto po pamato padu savybių bei neužgrius gręžinys. Apsauginiai vamzdžiai gali būti pastovūs ir laikini. Gręžiant molinguose gruntuose iki $4D$ gylio (D – gręžinio skersmuo), gręžinio sienutės išlieka pakankamai stabilios ir be apsauginio vamzdžio.

Gręžtinis pamatas į laikantįjį sluoksnį turi būti įgilintas ne mažiau kaip 0,2 m. Jeigu laikantysis sluoksnis yra vandens prisotintas smėlinis gruntas, virš kurio slūgso molinis gruntas, ir nėra galimybės pažeminti vandens ar kitaip išvengti smėlinio grunto savybių pablogėjimo, galima gręžtinio pamato pado neįgilinti į laikantįjį sluoksnį, o palikti jį moliniame grunte išlaikant apsauginį molio sluoksnį – $h_0 \leq 0,3D$. Jeigu smėliniame grunte vanduo yra spūdinis, būtina patikrinti, ar spūdis nepralauš palikto apsauginio molio sluoksnio.

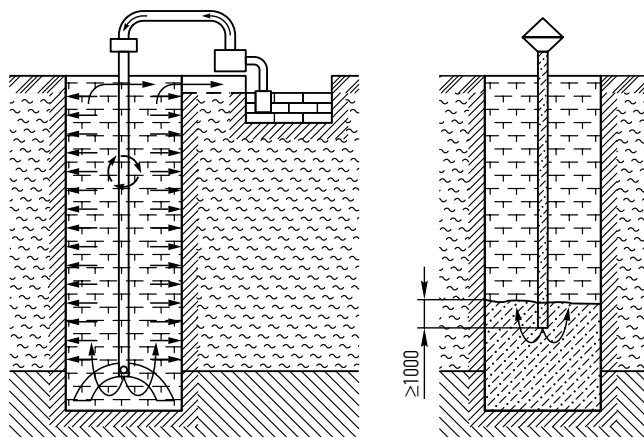
Baigus gręžti, reikia gerai išvalyti gręžinio dugną, kad jame neliktų suardyto grunto.

Norint padidinti pagrindo laikomąją galią, gręžinio apačią galima paplatinti specialiu gręžimo prietaisu (6.4. pav.), tačiau tai galima daryti tik moliniuose gruntuose virš grunto vandens lygio.

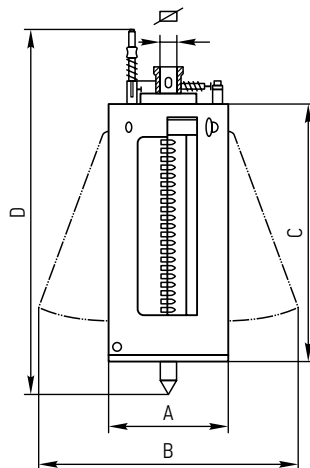
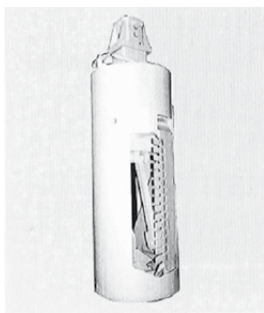
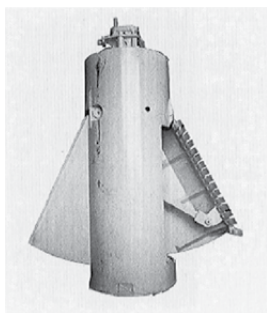
Į gręžinį įstačius armatūros karkasą, gręžinys užbetonuojamas. Betonuojant inventorinis apsauginis vamzdis ištraukiamas.

Jeigu buvo naudota tiksotropinė suspensija, betonuojama pagal povandeninio betonavimo metodus (6.3 pav.).

Kevaliniai pamatai. Į gruntą, naudojant vibratorius, įgilinamas didelio skersmens gelžbetoninis vamzdis – kevalas. Iškasus iš jo gruntą ir pripildžius betono ar gelžbetonio, gaunamas gilusis pamatas.



6.3 pav. Kasinio įrengimas ir betonavimas, naudojant molio suspensiją



6.4 pav. Pado išplatinimo įrankis

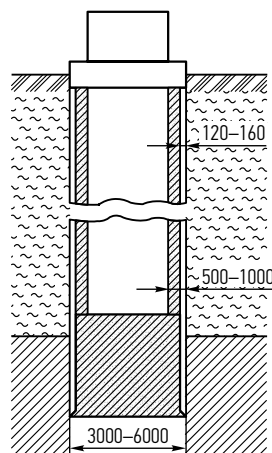
Gilinant kevalą, kas 3–5 metrus reikia iš jo iškasti gruntą, nes trintis tarp grunto ir kevalo vidinio ir išorinio paviršiaus pasidaro per didelė. Gilinant kevalinius pamatus labai giliai, galima juos daryti teleskopinius.

Ilgilinus į projektinį gylį ir iškasus gruntą, kevalas pripildomas betono. Pirmasis betono sluoksnis, kurio storis priklauso nuo vandens spūdžio, betonuojamas po vandeniu kylančio vamzdžio metodu. Šiam sluoksniui sukietėjus, iš vamzdžio išsiurbiamas vanduo ir kevalas užbetonuojamas iki viršaus. Galima kevalą betonuoti ne visą: užbetonuoti padą, įrengti storesnes sienutes, užpildyti kevalą sutankintu gruntu ir viršuje užbetonuoti plokštę, per kurią apkrova bus perduodama į kevalinį pamatą (6.5 pav.).

Kevaliniai pamatai gilinami vibruojant, todėl jų nerekomenduojama naudoti užstatytose teritorijose. Vibravimo poveikis gali būti jaučiamas net kelių šimtų metrų spinduliu.

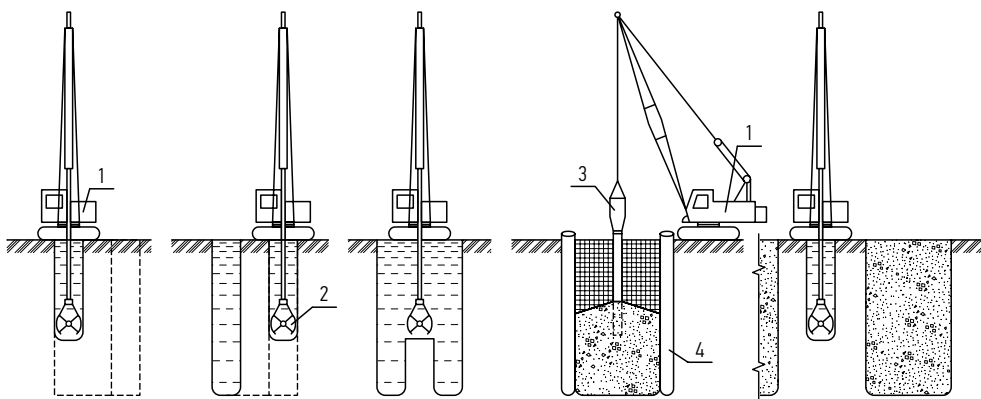
Tranšėjinė siena. Tranšėjinė siena plane gali būti įvairių formų (6.2 pav.). Ji įrengiama tokiu eiliškumu: pirmiausia kasama siaura gili iškasa (6.6 pav.), kad neužgrįtų užpildant ją tiksotropine molio suspensija. Iškasus tranšėją pripildoma betono arba į ją nuleidžiamos surenkamosios gelžbetoninės plokštės. Įrengiant šiuo metodu pamatus ir sienas, nereikia pažeminti gruntinio vandens lygio, grunto iškasama tik tiek, koks yra pamato tūris.

Tranšėjinė siena gali būti formuojama ir iš susiliečiančių arba susikertančių gręžtinių polių 6.7 pav. Ši technologija taikoma ne tik giliesiems pamatams statyti, bet ir požeminiams pastatams ir statiniams.

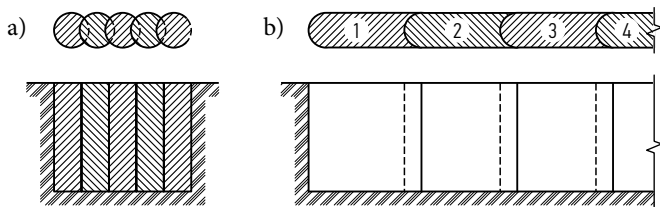


6.5 pav. Kevalinio pamato konstrukcija

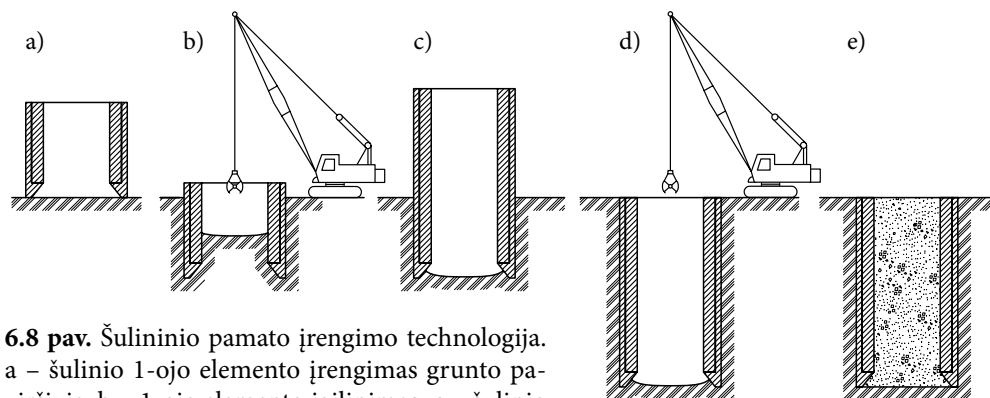
Šulininiai pamatai. Kasant pamatų duobę – šulinį, kartu gramzdinama masyvi gelžbetoninė šulinio siena, kuri atlaiko grunto slėgį (6.8 pav.). Plane šuliniai daromi simetriški – apvalūs, kvadratiniai ar stačiakampiai. Pasiekus stipraus grunto sluoksnį, galintį būti pamato pagrindu, betonuojamas dugnas. Šuliniai paprastai sminga dėl savojo svorio.



6.6 pav. Sienutės grunte įrengimo eiliškumas: a – kasant ir betonuojant kas antrą ruožą; b – kasant ir betonuojant visu ilgiu; 1 – greideris; 2 – freza; 3 – betonavimo vamzdis; 4 – skiriamasis elementas



6.7 pav. Tranšėjinė siena iš susikertančių polių ir kasinių



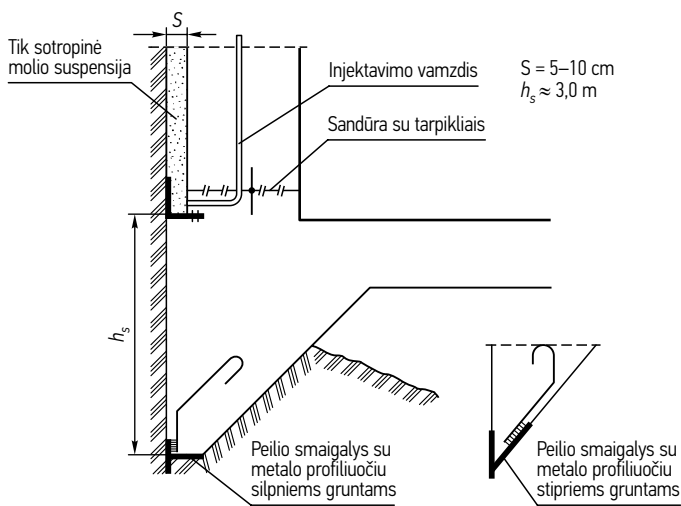
6.8 pav. Šulininio pamato įrengimo technologija. a – šulinio 1-ojo elemento įrengimas grunto paviršiuje; b – 1-ojo elemento įgilinimas; c – šulinio paaukštinimas; d – šulinio įgilinimas iki projekto gylis; e – šulinio užbetonavimas

Kad siena geriau smigtų į gruntą ir lengviau būtų iš jos iškasti žemes, šulinio sienos apačioje daromas peilis, nusmailinant iš vidaus ir smaigalį padengiant lakštiniu plienu (6.9 pav.).

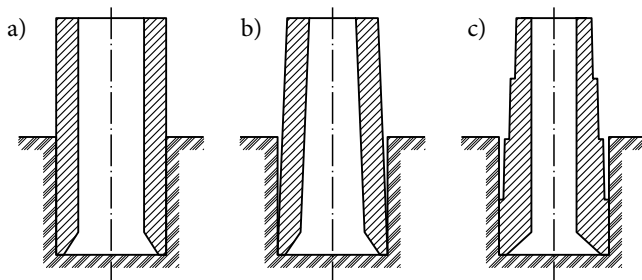
Kad įgilinant būtų kuo mažesnė trintis tarp šulinio sienutės ir grunto, išorinė sienos pusė vienoje ar keliuose vietose susiaurinama po 0,10–0,15 m (6.10 pav.), o tarpas užpildomas tiksotropine suspensija.

Šulininių pamatų vidus įrengiamas taip pat kaip ir kevalinių pamatų. Šuliniai gali būti monolitiniai bei surenkamieji. Kai šulinių sienutes veikia tik gniuždymas, jie gali būti betoniniai, kitais atvejais gelžbetoniniai.

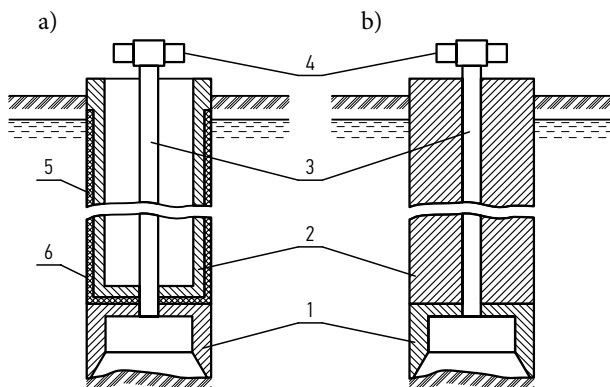
Kesoniniai pamatai. Kesonas – tai standi ir sandari gelžbetoninė ar plieninė erdvinė konstrukcija, susidedanti iš vertikalių sienų ir perdangos, bet be dugno (6.11 pav.). Ši erdvė vadinama kesono kamera. Plane kesonai daromi simetrinės formos. Kesono kameroje kasama žemė, kesonas dėl savo svorio grimzta gilyn. Kai kesonas nuleidžiamas žemiau gruntinio vandens lygio, į jo kamerą tiekiamas suslėgtasis oras, juo išspaudžiamas vanduo ir kesono kameroje lieka sausa aplinka. Oro slėgis turi būti ne mažesnis nei vandens hidrostatinis slėgis kesono apačios lygyje.



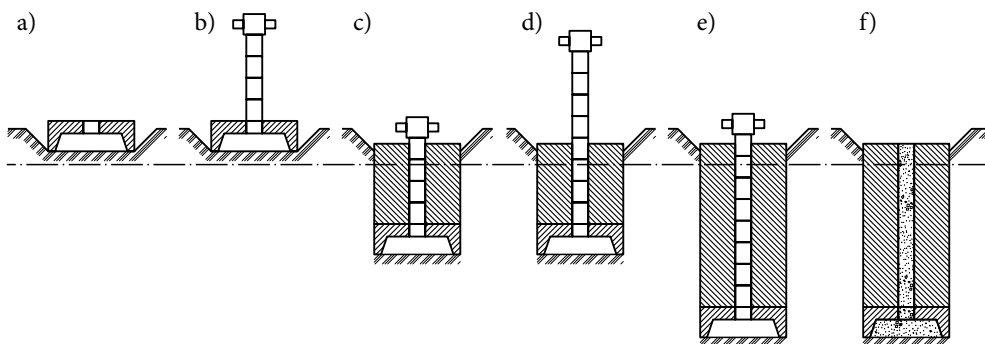
6.9 pav. Peilio konstrukcija (Smoltczyk 2003)



6.10 pav. Šulininio pamato formos: a – cilindrinis; b – kūginis; c – teleskopinis



6.11 pav. Kesoninio pamato schema: a – požeminiam statiniui; b – giliajam pamatui; 1 – kesoninė kamera; 2 – konstrukcija virš kesono; 3 – šachtos vamzdžiai; 4 – šliuzo kamera; 5 – hidroizoliacija; 6 – šachtos siena

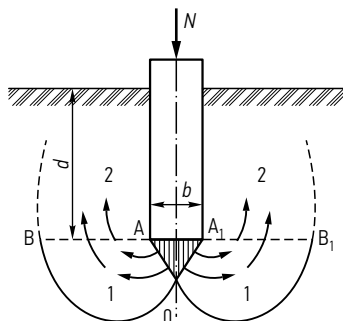


6.12 pav. Kesoninio pamato statybos technologija: a – kesoninė kamera įrengiama žemės paviršiuje; b – šachtos ir šliuzo įrengimas; c – pirmojo etapo pabaiga; d – šachtos ir šliuzo perkėlimas antrajam etapui; e – kesono įrengimas iki projektinio gylio; f – kesoninės kameros ir šachtos užbetonavimas

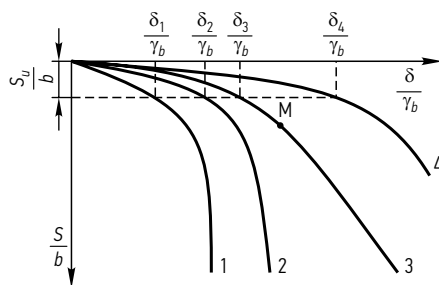
Ant gramzdinamo kesono betonuojamas pamatas. Jo svorio veikiamas kesonas grimzta žemyn. Pasiekus stipraus grunto sluoksnį, kesono kamera pripildoma betono, šachta demontuojama, jos vieta taip pat užbetonuojama (6.12 pav.).

6.3. Giliųjų pamatų irimo ypatumai

Giliųjų pamatų, kurių įgilinimo ir pamato pado pločio santykis $d/b = 2-4$, pagrindo deformavimasis ir irimo pobūdis skiriasi nuo sekliųjų pamatų. Prie nedidelių apkrovų po padu susiformuoja trikampis sutankinto grunto kylis AA_1O ir slydimo paviršiai AOB_1 bei A_1OB , apribotos išspaudimo zonos, gruntas jose spaudžiamas į šonus ir aukštyn (6.13 pav.). Tačiau į žemės paviršių pakilti negali dėl grunto, esančio virš pamato pado slėgio, trinties pamato šoniniame paviršiuje ir kerpamojo stiprio grunto masyve. Dėl šių priežasčių iš po pamato pado išspaus tas gruntas pasiskirsto pamato pado lygyje. Paviršiuje nesusiformuoja išspaus to grunto volas.



6.13 pav. Gilaus pamato pagrindo deformavimosi schema: 1 – išspaudimo zona; 2 – sutankinimo zona



6.14 pav. Įvairaus gylio pamatų santykinio nusėdimo priklausomybės nuo santykinio apkrovos intensyvumo grafikai: 1 – $d/b < 0,5$; 2 – $d/b = 0,5-2$; 3 – $d/b = 2-4$; 4 – $d/b > 4$

Labai gilių pamatų, kurių $d/b > 4$, pagrindas deformuojasi analogiškai, tačiau gruntas tankėja tik žemiau pado lygio.

Giliųjų pamatų pagrindo ribinio stiprumo negalima pasiekti. Didėjant pamato nusėdimams pasipriešinimas didėja (6.14 pav., Šimkus 1984). Todėl ribinis pagrindo stiprumas nustatomas pagal sąlyginę skaičiuojamąją schemą, remiantis pamato nusėdimo apribojimo sąlyga ir tarus, kad atsirastų ribotos plastinių šlyties deformacijų zonos grunte po pamatu.

6.4. Ribinis giliųjų pamatų pagrindo stiprumas

Giliųjų pamatų laikomoji galia gali būti paskaičiuota taikant metodus seklesiams pamatams skaičiuoti ir trumpų polių skaičiavimo metodus. Jeigu giliai pamatai apkrovas atlaiko ir šoniniu paviršiumi, tada kaip ir polių laikomoji galia susideda iš dviejų dalių:

$$R_c = R_b + R_s, \quad (6.1)$$

R_b pagrindo po giliojo pamato padu laikomoji galia:

$$R_b = q_b \cdot A_b, \quad (6.1)$$

R_s pagrindo ties giliojo pamato šoniniu paviršiumi laikomoji galia:

$$R_s = \sum_{i=1}^n (q_{si} \cdot A_{si}), \quad (6.3)$$

čia q_b – pagrindo po giliojo pamato padu stipris; A_b – pamato pado skerspjūvio plotas; q_{si} – trinties stipris i -tajame sluoksnyje; A_{si} – pamato šoninio paviršiaus plotas i -tajame sluoksnyje.

Pagrindo po pamato padu stipris ir trinties stipris gali būti randami taikant analitinius arba empirinius skaičiavimo metodus. Skaičiuojant analitiniais metodais taikomi ribinio įtempių būvio teorijos sprendiniai. Pagrindo stipris randamas pagal

grunto stiprumo kerpant rodiklius – vidinės trinties kampą φ' ir sankabumą c' ir nedrenguotą sankabumą c_u . Skaičiuojant empiriniais metodais taikomos koreliacinės priklausomybės. Pagrindo laikomoji galia gali būti apskaičiuota pagal kūgio penetracijos bandymo duomenis arba kitų lauko tyrimo metodų duomenis. Pamato laikomoji galia gali būti nustatoma bandant statine apkrova.

6.4. Pamato laikomosios galios skaičiavimas analitiniu metodu

Pagrindo po pamato padu ribinis stiprumas. Kadangi pasiekus giliųjų pamatų po padu ribinį būvį įvairūs gruntai deformuojasi ir suyra skirtingai, pagrindo po pamato padu stipriui skaičiuoti smėliniams ir moliniams gruntams taikomi skirtingi skaičiavimo metodai.

Smėlinių gruntų stiprumas po pamato padu. Pamatui, kai santykis $d/b = 2-4$, pagrindo po pamato padu ribinis stipris gali būti apskaičiuotas pagal Berezančiovą pasiūlytas priklausomybes (Березанцев 1970). Ribinis stiprumas pagal jį pasiekiamas, kai grunto plastinių šlyties deformacijų zonos po pamato padu paplinta iki pamato pado lygio, o pamatas pradeda stipriai sėsti (6.15 pav.).

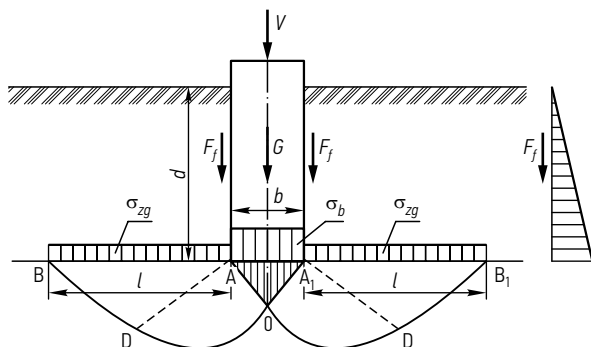
Pagrindo po pamato padu ribinis stipris, kai pamato pado forma stačiakampė:

$$q_b = N_{\gamma q3} b \gamma' . \quad (6.4)$$

Pagrindo po pamato padu ribinis stipris, kai pamato pado forma kvadratinė arba apskrita:

$$q_b = 0,5 N_{\gamma e} b \gamma + \alpha_3 N_{qe} d \gamma' , \quad (6.5)$$

čia $N_{\gamma q3}$ – pagrindo ribinio stiprio koeficientas (remiantis Березанцев 1970), priklausantis nuo grunto vidinės trinties kampo ir pamato santykinio gylio, randamas 6.1 lentelėje; $N_{\gamma e}$ ir N_{qe} – pagrindo ribinio stiprio koeficientas erdviniam uždaviniui, priklausantis nuo grunto vidinės trinties kampo, randamas 6.2 lentelėje; α_3 – koeficientas, priklausantis nuo grunto vidinės trinties kampo ir pamato santykinio gylio, randamas 6.3 lentelėje; γ ir γ' – grunto, esančio žemiau ir aukščiau pamato pado, svorio tankis; b – pamato pado plotis; d – pamato gylis.



6.15 pav. Giliojo pamato pagrindo įtempių būvio skaičiuojamoji schema, kai $d/b = 2 \div 4$

6.1 lentelė. $N_{\gamma q3}$ – pagrindo ribinio stiprio koeficientas plokštuminiam uždaviniui, kai šoninio slėgio koeficientas lygus 0,3)

Grunto vidinės trinties kampas φ , °	Santykinis pamato įgilinimas d/b		
	2	3	4
28	36,1	48,7	60,3
30	46,8	61,9	77,7
32	60,4	81,0	100
34	80,8	108	133
36	104	138	170
38	140	185	227
40	185	245	301

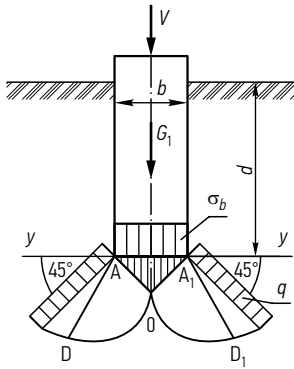
6.2 lentelė Pagrindo ribinio stiprio koeficientas $N_{\gamma e}$ ir N_{qe} (pagal Березанцев 1970)

Grunto vidinės trinties kampas φ , °	Erdvinis uždavinys	
	$N_{\gamma e}$	N_{qe}
28	25,3	24,8
30	34,6	32,8
32	48,8	45,5
34	69,2	64,0
36	97,2	87,6
38	142,5	127,0
40	216,0	185,0
42	317,0	270,0

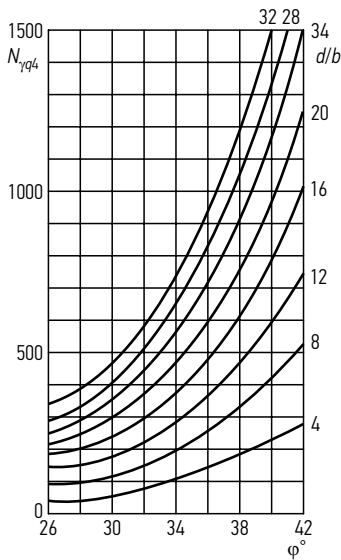
6.3 lentelė. Koeficiento α_3 vertės pagal (Березанцев 1970)

Santykinis pamato įgilinimas d/b	Grunto vidinės trinties kampas φ , °				
	26	30	34	37	40
2	0,87	0,88	0,92	0,91	0,91
3	0,82	0,84	0,87	0,87	0,89
4	0,78	0,80	0,84	0,85	0,87

Pamatų, kurių santykinis gylis $d/b \geq 4$, pagrindo po padu ribinis stiprumas nustatomas pagal pamato nuosėdžių apribojimo sąlygą. Santykinis pamato nuosėdis $s/b = 0,15-0,25$ pasiekiamas, kai grunto plastinių šlyties deformacijų zonos po pamatu paplinta iki kūgio viršaus, kurio sudaromosios eina nuo pamato kraštų pasvirusios 45° kampų į horizontalę (6.16 pav.).



6.16 pav. Giliojo pamato pagrindo įtempių būvio skaičiuojamoji schema, kai $d/b \geq 4$



6.17 pav. Koeficiento N_{gq4} vertės (pagal Березанцев 1970)

Tai įvertinus pagrindo po pamatu ribinis stiprumas kvadratiniam bei apvaliam pamato padui:

$$q_b = N_{\gamma q4} b \gamma, \quad (6.6)$$

čia $N_{\gamma q4}$ – pagrindo ribinio stiprumo koeficientas, randamas iš grafiko 6.17 pav., pagal grunto vidinės trinties kampą φ ir pamato santykinį įgilinimą d/b .

Pagrindo prie pamato šoninio paviršiaus stiprumas. Smėlinių gruntų prie giliųjų pamatų paviršiaus trinties stiprį galima apskaičiuoti taip:

$$q_s = k \sigma_{v,z} \tan \varphi, \quad (6.7)$$

čia $\sigma_{v,z}$ – efektyvusis vertikalus slėgis gilyje z ; k – grunto slėgio į atraminį paviršių koeficientas, priklausantis ne tik nuo grunto, bet ir nuo sąveikos tarp grunto ir polio paviršiaus.

Įvertinę sąryšį tarp šoninio slėgio koeficiento ir trinties tarp grunto ir polio, (6.7) lygtį Bernalis ir Reese (1983) pasiūlė pakeisti paprastesne:

$$q_s = \beta \sigma_{v,z} \leq 200 \text{ kPa}, \quad (6.8)$$

čia

$$\beta = 1,5 - 0,245 \sqrt{z}, \text{ kai } 0,25 \leq \beta \leq 1,20. \quad (6.9)$$

Molinių gruntų ribinis stipris po giliųjų pamatų padu. Anot Skempton (1951), ribinį stiprį galima skaičiuoti pagal formulę:

$$q_b = N_m c_u, \quad (6.10)$$

čia N_m – pagrindo ribinio stiprio koeficientas, apskaičiuojamas pagal formulę

$$N_m = 1.33 (\ln |I_r| + 1), \quad (6.11)$$

I_r grunto standumo indeksas:

$$I_r = \frac{E}{3c_u}, \quad (6.12)$$

čia E – grunto tamprumo modulis nedrenuotomis sąlygomis; c_u – grunto nedrenuotasis sankabumas; N_m koeficientas kinta nuo 7,5 iki 11,7. Ribinis stipris q_b turi būti sumažintas, jeigu santykis $d/b < 3$:

$$q_b = 0.667 \left(1 + 0.1667 \frac{d}{b}\right) N_m c_u. \quad (6.13)$$

Molinių gruntų stiprumas prie giliųjų pamatų šoninio paviršiaus priklauso nuo nedrenuoto sankabumo:

$$q_s = \alpha \cdot c_u, \quad (6.14)$$

čia α – empirinis koeficientas, kuris priklauso nuo grunto savybių ir pamato įrengimo būdo. Giliesiems pamatams pagal Skempton (1951) $\alpha = 0,45$.

Reese, O'Neill (1988), remdamiesi didelio skersmens polių tyrimu, nustatė, kad šoninė trintis 1,5 m polio viršuje ir vienas skersmuo apačioje yra nedidelė, o likusioje dalyje rekomenduoja:

$$\alpha = 0,55, \text{ kai } \frac{c_u}{p_a} \leq 1,5, \quad (6.15)$$

$$\alpha = 0,55 - 0,1 \left(\frac{c_u}{p_a} - 1,5 \right), \text{ kai } 1,5 < \frac{c_u}{p_a} \leq 2,5, \quad (6.16)$$

čia $p_a = 101,3 \text{ kPa}$ atmosferinis slėgis.

6.5. Giliųjų pamatų skaičiavimas veikiant skersinei jėgai bei momentui

Giliuosius pamatus, veikiamus horizontaliaja jėga ir momentu, skaičiuojame įvertindami grunto pasipriešinimą horizontaliesiems poslinkiams. Taip pat, kaip ir poliams, gruntas nagrinėjamas kaip tiesiškai deformuojama aplinka su standumo koeficientu C , einant gilyn didėjančiu pagal tiesinį dėsnį.

Pamato deformacijos grunte priklauso nuo tampriųjų pagrindo savybių ir pamato matmenų. Šią sąveiką galime apibūdinti deformacijų koeficientu α (bedimensinis dydis):

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{EI}} \quad (6.17)$$

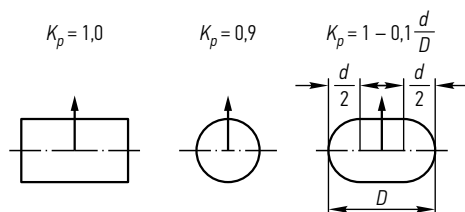
ir sąlyginio pamato įgilinimu $\bar{h}$,

$$\bar{h} = \alpha h \quad (6.18)$$

čia EI – pamato standumas; h – tikrasis pamato įgilinimas; K – proporcingumo koeficientas, imamas pagal 6.4 lentelę; b_p – pamato skaičiuojamasis plotis:

$$b_p = (1 + D) K_p, \quad (6.9)$$

čia D – pamato skerspjūvio projekcija į plokštumą, statmeną apkrovos veikimo kryptį; K_p – koeficientas, kuris įvertina pamato skerspjūvio formą 6.18 pav.



6.18 pav. Pamoto skerspjūvio formos koeficientas K_p

6.4 lentelė. Proporcingumo koeficientai K (Kirillov 1980)

Gruntai	K , MN/m ⁴
Moliai ir priemoliai, kurių $0,75 < I_L \leq 1,00$	0,5–2,0
Moliai ir priemoliai, kurių $0,50 < I_L \leq 0,75$, priesmėliai, kurių $0 < I_L \leq 1,00$, dulkingieji smėliai, kurių $0,60 < e \leq 0,80$	2,0–4,0
Moliai ir priemoliai, kurių $0 \leq I_L \leq 0,50$, priesmėliai, kurių $I_L < 0$, smulkieji smėliai, kurių $0,60 \leq e \leq 0,75$, vidutinio stambumo smėliai $0,55 \leq e \leq 0,70$	4,0–6,0
Moliai ir priemoliai, kurių $I_L < 0$, stambieji smėliai, kurių $0,55 \leq e \leq 0,70$	6,0–10,0
Žvyringieji smėliai, kurių $0,55 \leq e \leq 0,70$, gabaliniai gruntai su smėlio užpildu	10,0–20,0

Jeigu sąlyginis pamato įgilinimas yra $\bar{h} \leq 2,5$, tai nustatant slėgį į gruntą galima pamatą laikyti absoliučiai standžiu ir nekreipti dėmesio į jo deformacijas. Tokio pamato skaičiavimas veikiant skersinei jėgai ir momentui pateikė Kirillov (1980).

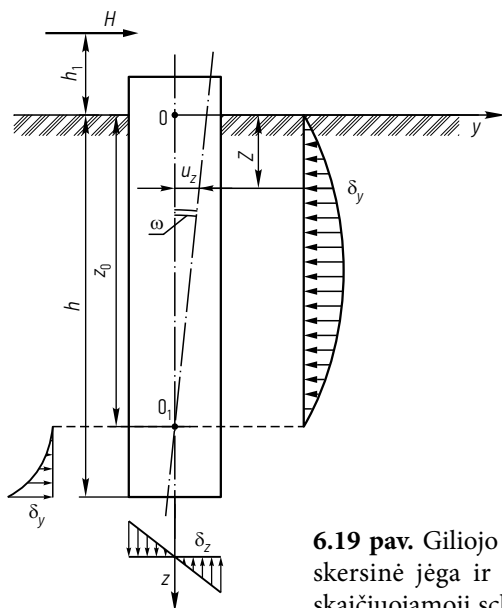
Pamato viršuje (6.19 pav.) veikianti horizontalioji jėga H ir momentas M_0 gali būti pakeisti horizontaliąja jėga nuo pamato viršaus pakelta h_1 atstumu:

$$h_1 = \frac{M_0}{H}. \quad (6.20)$$

Pamatas, kaip standusis kūnas, veikiamas jėgos H , pasisuks apie tašką O_1 kampu ω . Horizontalusis poslinkis gilyje z bus:

$$u_z = (z_0 - z) \operatorname{tg} \omega, \quad (6.21)$$

čia z_0 – taško O_1 gylis.



6.19 pav. Giliojo pamato, kai jį veikia skersinė jėga ir lenkimo momentas, skaičiuojamoji schema

Sukantis pamatui atsiranda kontaktiniai grunto įtempiai šoniniame pamato paviršiuje:

$$\sigma_y = Kz(z_0 - z) \operatorname{tg} \omega \quad (6.22)$$

bei kontaktiniai įtempiai po pamato padu:

$$\sigma_z = C_{pg} y \cdot \operatorname{tg} \omega, \quad (6.23)$$

čia C_{pg} – pagrindo po pamato padu standumo koeficientas vertikaliaja kryptimi:

$$C_{pg} = \frac{5C}{b_{pg}}, \quad (6.24)$$

čia C – standumo koeficientas po 5 m skersmens polio padu; b_{pg} – pamato pado plotis (skersmuo), pamatams su išplatinimu apačioje – didžiausias pamato išplatinimo plotis.

Neuoliniams pagrindams, kai pamato pado gylis, matuojant nuo žemės paviršiaus, $h \leq 10$ m:

$$C = 10K. \quad (6.25)$$

Kai $h > 10$ m,

$$C = hK. \quad (6.26)$$

Nežinioms dydžiams z_0 ir $\operatorname{tg} \omega$ nustatyti sudaromos pusiausvyros lygtys. Horizontaliųjų jėgų ir momentų suma 0 taško atžvilgiu yra lygios 0:

$$H = \int_0^h \sigma_y b_p dz = b_p K \cdot \operatorname{tg} \omega \int_0^h z(z_0 - z) dz = \left(\frac{z_0}{2} - \frac{h}{3} \right) b_p K h^2 \operatorname{tg} \omega.$$

$$\begin{aligned} Hh_1 &= - \int_0^h \sigma_y b_p z dz + \int_{F_{pg}} \sigma_z y dF_{pg} = \\ &= -b_p K \cdot \operatorname{tg} \omega \int_0^h z^2 (z_0 - z) dz + C_{pg} \operatorname{tg} \omega \int_{F_{pg}} y^2 dF_{pg} = \\ &= -b_p K h^3 \left(\frac{z_0}{3} - \frac{h}{4} \right) \operatorname{tg} \omega + C_{pg} I_{pg} \operatorname{tg} \omega, \end{aligned}$$

čia I_{pg} – pado inercijos momentas. Išsprendus šias lygtis gaunama:

$$z_0 = \frac{\beta b_p h^2 (3h - 4h_1) + 12I_{pg}}{2\beta b_p h (2h + 3h_1)}, \quad (6.27)$$

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{12\beta H (2h + 3h_1)}{Kh (\beta b_p h^3 + 36I_{pg})} = \frac{H}{KhA}, \quad (6.28)$$

čia koeficientai:

$$\beta = \frac{Kh}{C_{pg}}, \quad (6.29)$$

$$A = \frac{\beta b_p h^3 + 36 I_{pg}}{12 \beta (2h + 3h_1)}. \quad (6.30)$$

Žinant z_0 ir $\text{tg } \omega$ randami įtempiai prie pamato šoninio paviršiaus ir po padu:

$$\sigma_y = \frac{H}{hA} z (z_0 - z), \quad (6.31)$$

$$\sigma_z = \frac{H}{A\beta} y. \quad (6.32)$$

Kraštiniai įtempiai po pamato padu:

$$\sigma_{\max}^{\min} = \sigma_0 \pm \frac{H}{\beta A} y, \quad (6.33)$$

čia σ_0 – slėgis į gruntą nuo vertikaliosios apkrovos; y – atstumas nuo pado ašies iki labiausiai (arba mažiausiai) apkrauto pado taško.

Jeigu pamato viršuje veikia tik lenkimo momentas M_0 , tada aukščiau užrašytose lygtyse $H = 0$, $h_1 = \infty$ ir $Hh_1 = M_0$. Tada:

$$z_0 = \frac{2}{3} h, \quad (6.34)$$

$$\text{tg } \omega = \frac{\beta M_0}{KhB}, \quad (6.35)$$

$$\sigma_y = \frac{\beta M_0 z}{hB} (z_0 - z), \quad (6.36)$$

$$\sigma_z = \frac{M_0}{B} y, \quad (6.37)$$

čia:

$$B = \frac{1}{36} b_p h^3 \beta + I_{pg}. \quad (6.38)$$

Kraštiniai įtempiai po pamato padu:

$$\sigma_{\max}^{\min} = \sigma_0 \pm \frac{M_0}{B} y. \quad (6.39)$$

Horizontalieji pagrindo įtempiai gyliuose $z = h/3$ ir $z = h$, turi neviršyti reikšmių:

$$\sigma_- \leq \eta_1 \eta_2 \frac{1}{\cos} \left(-\frac{1}{3} \text{tg } \varphi + c \right), \quad (6.40)$$

$$\sigma_h \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi} (\gamma h \text{tg } \varphi + c), \quad (6.41)$$

čia η_1 – tiltų iš skėtriųjų konstrukcijų yra 0,7, o visų kitų statinių – 1,0; η_2 – koeficientas, įvertinantis nuolatinės apkrovos dalį visoje apkrovoje:

$$\eta_2 = \frac{M_p + M_l}{\bar{n} M_p + M_l}, \quad (6.42)$$

čia M_p – momentas nuo nuolatinės apkrovos; M_l – momentas nuo laikinosios apkrovos; $\bar{n}$ – koeficientas lygus 4, kai $\bar{h} \leq 2,5$ ir lygus 2,5, kai $\bar{h} \geq 2,5$, tarpinės reikšmės randamos tiesiškai interpoliuojant.

Lenkimo momentas pamate, gylyje z , kai veikia horizontalioji jėga H :

$$M_z = H(h_1 + z) - \int_0^z b_p \sigma_{y1}(z - z_1) dz_1 = H \left\{ h_1 + z \left[1 - \frac{b_p z^2}{12 A h} (2z_0 - z) \right] \right\}. \quad (6.43)$$

Didžiausias momentas veiks gylyje z_m , kurį galima rasti iš sąlygos:

$$\frac{dM_z}{dz} = 0. \quad (6.44)$$

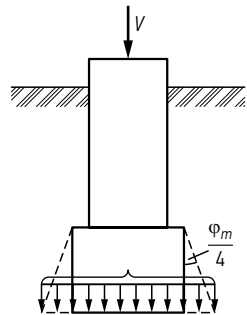
Pagal maksimalų momentą parenkamas pamato skerspjūvis.

Gilieji pamatai sėda, kai jų pagrinda gruntas po pamatu sutankėja. Nuosėdžiai dėl grunto sutankėjimo skaičiuojami pagal anksčiau aptartus nuosėdžių skaičiavimo metodus, imant pamato pado matmenis sąlyginius, kurie didesni už tikruosius, nes tarp pamato šoninio paviršiaus ir grunto veikia trinti. Sąlyginio pamato pado matmenys:

$$l_s = l + 2 \cdot d \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\varphi_m}{4} \right), \quad (6.45)$$

$$b_s = b + 2 \cdot d \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\varphi_m}{4} \right), \quad (6.46)$$

čia d – pamato gylis. Jeigu pamato šoniniame paviršiuje yra paplatėjimų, tai d imamas lygus pirmojo iš apačios paplatėjimo aukščiui (6.20 pav.); φ_m – vidinės trinties kampo svertinis vidurkis d gylio intervale.



6.20 pav. Giliojo pamato su išplatinimu sąlyginio pamato nustatymo schema

6.6. Gręžtinių pamatų projektavimas pagal kūgio penetracinio bandymo duomenis

Ši gręžtinių pamatų skaičiavimo metodika dažnai taikoma Lietuvoje pateikta respublikinėse skaičiavimo normose RSN91-85. Vertikaliąją ašinę jėgą apkrauto gręžtinio pamato pagrindo stipris vertinamas pagal deformacijas. Pamatas turi būti suprojektuotas taip, kad jo nuosėdis ir gretimų pamatų nuosėdžių santykinis skirtumas neviršytų ribinių, nustatytų projektuojamam pastatui:

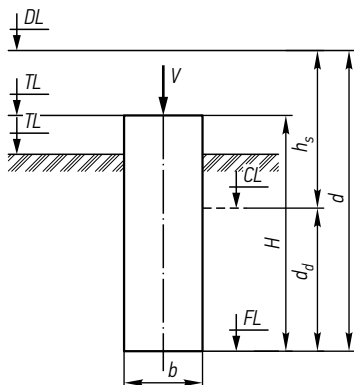
$$s \leq s_{u'}, \quad (6.47)$$

$$\frac{\Delta s}{L} \leq \left(\frac{\Delta s}{L} \right)_{u'}, \quad (6.48)$$

čia s – apskaičiuotas pamato nuosėdis; s_u – ribinis pamato nuosėdis; $\Delta s/L$ – santyki-

nis gretimų pamatų nuosėdžių skirtumas; Δs – gretimų pamatų apskaičiuotų nuosėdžių skirtumas; L – atstumas tarp gretimų pamatų ašių; $(\Delta s/L)_u$ – ribinis santykinis gretimų pamatų nuosėdis.

Ribinė rekomenduojama gretimų pamatų nuosėdžių santykinio skirtumo reikšmė nurodoma pastato projekte.



6.21 pav. Vertikaliaja ašine jėga apkrautas gręžtinis pamatas; TL – pamato viršaus lygis; NL – natūraliojo žemės paviršiaus lygis; FL – pamato pado lygis; CL – pagrindo skaičiuojamasis lygis; DL – projektuojamas žemės paviršiaus lygis; b – pamato skersmuo

Pamatas turi būti suprojektuotas toks, kad slėgis po pamato padu neviršytų pagrindo skaičiuojamojo stiprio:

$$p = \frac{V - F_f}{A_b} \leq q_{bn} \quad (6.49)$$

arba

$$V \leq q_{bn} A_b + F_f, \quad (6.50)$$

čia p – slėgis po pamato padu; V – pamato viršaus lygyje veikianti didžiausia ašinė jėga nuo pastato apkrovų, kai apkrovų dalinis koeficientas $\gamma_F = 1$, nepaisant pamato svorio; F_f – trinties jėga prie pamato šonų; A_b – pamato pado plotas; q_{bn} – pagrindo skaičiuojamasis stipris, kai pamato nuosėdis lygus n % pamato skersmens. Skaičius n , nusakantis, kurią dalį % pamato skersmens sudaro jo nuosėdis, randamas pagal formulę:

$$n = 100 \frac{s}{b}. \quad (6.51)$$

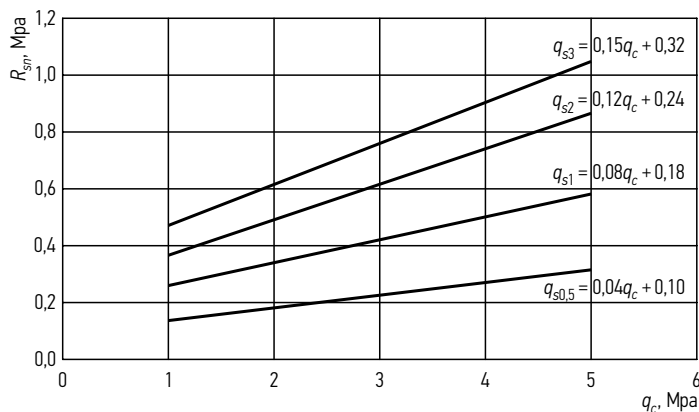
Skaičiuojamasis pagrindo stiprumas parenkamas atsižvelgiant į norimą gauti pamato nuosėdžio didumą. Norint užtikrinti pagrindo ir pastato pastovumą, ribinis pamato nuosėdis turi būti ne didesnis kaip 3 % pamato skersmens

$$s_u \leq 0,03b \quad (6.52)$$

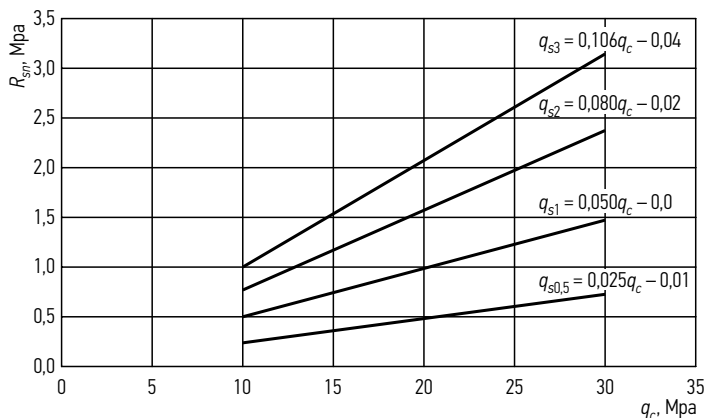
ir

$$q_{bn} \leq q_{b3}, \quad (6.53)$$

čia q_{b3} pagrindo skaičiuojamasis stipris, kai pamato nuosėdis lygus 3 % pamato skersmens.



6.22 pav. Labai smėlingų, labai dulkingų bei smėlingų ar dulkingų moreninių molių pagrindo stiprumo po gręžtinio pamato padu grafikas



6.23 pav. Smėlinių gruntų pagrindo stiprumo po gręžtinio pamato padu grafikas

Moreninių priesmėlių ir priemolių, taip pat smėlių skaičiuojamasis stipris randamas iš koreliacinės priklausomybės grafikų $q_{sn} = f(q_c)$ pagal kūginį grunto stiprumą q_c (6.22, 6.23 pav.). Grunto kūginis stipris q_c nustatomas iš kūgio penetracijų bandymo grafiko:

- kai pagrindą sudaro smėliniai gruntai imant vidutinę vertę $2b$ gylyje žemiau pamato padu;
- kai pagrindą sudaro moliniai gruntai imant vidutinę vertę $1,5b$ gylyje.

Tam pačiam sluoksniui imama mažiausia vidutinė kūginio stiprio reikšmė iš visų kūgio penetracijos bandymo vietų aikštelėje.

Gruntų, kuriems nėra sudaryta koreliacinės priklausomybės grafikų, orientacinis skaičiuojamasis pagrindo stiprumas g_{bn} randamas pagal kūgio penetracijos bandymo duomenis:

$$- \text{ molinių gruntų } q_{bn} \approx 0,1nq_c, \quad (6.54)$$

$$- \text{ smėlinių gruntų } q_{bn} \approx 0,03nq_c, \quad (6.55)$$

kai laikantysis sluoksnis išbandytas pamatų, jo modelių arba įsriegiamu štampu, q_{sn} randamas iš $\frac{s}{b} = f(p)$ grafiko.

Kai po pamato padu stipraus grunto smėlio sluoksnio storis $h_1 \leq 2b$, o giliau slūgso silpnesnis gruntas, imamas redukuotas skaičiuojamasis pagrindo stipris:

$$q_{bn} = q_{bn,2} + \frac{q_{bn,1} - q_{bn,2}}{2b} h_1, \quad (6.56)$$

molinių gruntų, kai $h_1 \leq 1,5b$:

$$q_{bn} = q_{bn,2} + \frac{q_{bn,1} - q_{bn,2}}{1,5b} h_1, \quad (6.57)$$

čia $q_{bn,1}$ – pirmojo, viršutinio laikančiojo sluoksnio po pamato padu skaičiuojamasis stipris; $q_{bn,2}$ – antrojo, silpnesnio laikančiojo sluoksnio po pamato padu skaičiuojamasis stiprumas; h_1 – pirmojo, viršutinio laikančiojo sluoksnio po pamato padu storis.

Dvigubo pamato pagrindo skaičiuojamasis stipris q_{bn} lygus pavienio pamato pagrindo skaičiuojamajam stiprumui:

$$q_{2bn} = q_{bn}. \quad (6.58)$$

Kai pagrindą sudaro gruntai, kurių skaičiuojamasis stipris parenkamas pagal koreliacines priklausomybę su kūginio stipriu, pamato nuosėdis randamas pagal grafikus, pateiktus 6.22 ir 6.23 pav. Kurią pamato skersmens procento dalį n sudaro pamato nuosėdis, gauname pagal tiesių susikirtimo tašką. Viena tiesė braižoma statmena horizontaliajai ašiai per kūginio stiprio q_c reikšmę, kita statmena vertikalijai ašiai, braižoma per tašką, lygų slėgiui p po pamato padu.

Kai laikantysis sluoksnis išbandytas pamatu, jo modeliu arba įsriegiamu štampu, nuosėdis s surandamas iš $\frac{s}{b} = f(p)$ grafiko pagal apskaičiuotą slėgį p po pamatu.

Kai virš tankių vandeningųjų smėlinių gruntų paliekamas vandeniui nelaidus molinio grunto sluoksnis, pamato nuosėdis randamas pagal formulę:

$$s = s_1 + s_2, \quad (6.59)$$

čia s_2 – pamato nuosėdis dėl antrojo (apatinio) vandeningojo sluoksnio deformacijų, randamas pagal (6.51) formulę arba bandant; s_1 – pamato nuosėdis dėl pirmojo (apsauginio) sluoksnio deformacijų randamas pagal formulę:

$$s_1 = 0,1h_o \frac{p}{q_{c1}}, \quad (6.60)$$

čia h_o – viršutinio (apsauginio) sluoksnio po pamato padu storis; p – slėgis po pamato padu; q_{c1} – viršutinio (apsauginio) sluoksnio grunto kūginis stiprumas.

Dvigubo pamato nuosėdis, kai įrengiami du pamatai šalia vienas kito, randamas taip:

$$s_d = 1,3 s, \quad (6.61)$$

čia s – vieno pamato nuosėdis, randamas pagal vieną iš pirmiau pateiktų formulių.

Trinties jėga F_f prie pamato šonų randama pagal kūgio penetracijos bandymu nustatytus trinties stiprio f_s grafikus. Kai zonduojama tenzometriniu zondų ir matuojama kiekvieno grunto sluoksnio vietinės trinties stipris f_{si} :

$$F_f = \pi b \sum_{i=1}^n h_i q_{si}, \quad (6.62)$$

$$q_{si} = \frac{f_{si}}{3}, \quad (6.63)$$

čia q_{si} – pagrindo prie pamato šonų trinties skaičiuojamasis stipris i -tajame sluoksnyje; h_i – pagrindo i -tojo sluoksnio storis;

$$\sum_{i=1}^n h_i = d_d; \quad (6.64)$$

čia d_d – skaičiuojamasis pamato gylis, randamas pagal formulę:

$$d_d = d - h_s, \quad (6.65)$$

čia d – pamato gylis; h_s – pagrindo jautriojo sluoksnio storis.

Nešildomų pastatų pamatų ir šildomų pastatų išorinių pamatų pagrindo jautriojo sluoksnio storis turi būti ne mažesnis kaip skaičiuojamasis sezoninio įšalo gylis d_f :

$$h_s \geq d_f, \quad (6.66)$$

šildomų pamatų vidinių ir su rūšiais pastatų pamatų

$$h_s = 0,5 \text{ m}. \quad (6.67)$$

Jei pamato viršus yra giliau pagrindo jautriojo sluoksnio apačios, skaičiuojamasis pamato gylis lygus pamato aukščiui ($d_d = h_p$).

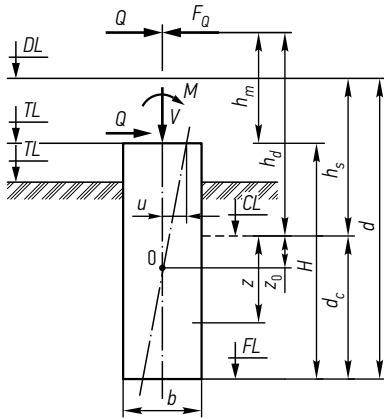
Jei pamatas su paplatintu padu, skaičiuojamasis pamato gylis, apskaičiuojant trinties jėgą prie pamato šonų, mažinamas dydžiu, lygiu paplatinimo aukščio h_r ir paplatinimo konsolės $(b_r - b)/2$ ilgio sumai.

Vertikaliąją ir horizontaliąją jėgą bei momentu veikiamo gręžtinio pamato pagrindas skaičiuojamas pagal ribines deformacijas. Šių apkrovų veikiamo gręžtinio pamato posvyris ir viršaus horizontalusis poslinkis (6.24 pav.) dėl pagrindo deformacijų turi būti:

$$i \leq i_u, \quad (6.68)$$

$$u \leq u_u, \quad (6.69)$$

čia i – apskaičiuotas pamato posvyris; u – apskaičiuotas horizontalusis pamato vir-



6.24 pav. Vertikaliąja ir horizontaliąja jėga bei momentu veikiamas gręžtinis pamatas

šaus poslinkis; i_u – ribinis pamato posvyris; u_u – ribinis horizontalusis pamato viršaus poslinkis.

Pamato posvyris i randamas pagal formulę:

$$i = \frac{u}{z_o + h_p - d_d}. \quad (6.70)$$

Ribiniai posvyriai i_u ir poslinkiai u_u pateikiami antžeminės pastato dalies projekte. Kad pamatas liktų stabilus, ribinis posvyris ir poslinkis turi nevirsyti šių reikšmių:

$$i_u \leq 0,005, \quad (6.71)$$

$$u_u \leq 0,01b. \quad (6.72)$$

Horizontalus poslinkis u , kai $z_o < d_d$ (pamato posūkio centras yra virš pamato pado), randamas taip:

$$u = \frac{4H(1,5h_d + d_d)}{C_h b d_d^2} \left(1 + \frac{h_p - d_d}{z_o} \right) \left(1 - \frac{F_Q}{H} \right), \quad (6.73)$$

kai $z_o \geq d_d$ (sakoma, kad pamatas sukasi apie centrą pamato pado lygyje),

$$u = \frac{\left[3H(h_d + d_d) - 1,5F_f \frac{b}{\pi} \right] h_p}{C_h b d_d^3}, \quad (6.74)$$

čia z_o – pamato posūkio centro gylis nuo skaičiuojamojo pagrindo paviršiaus; H – pamatą veikianti horizontalioji jėga; h_d – pamatą veikiančios horizontaliosios jėgos pridėties taško skaičiuojamasis aukštis nuo pagrindo skaičiuojamojo paviršiaus; F_Q – pamato posūkiui besipriešinančių trinties jėgų atstojamoji; C_h – pagrindo prie pamato šoninio paviršiaus standumo modulis.

Pamato posūkio centro gylis nuo skaičiuojamojo pagrindo paviršiaus z_o apskaičiuojamas taip:

$$z_o = \frac{d_d}{1 + \frac{H\eta - F_Q}{H - F_Q}}, \quad (6.75)$$

čia η – koeficientas, randamas pagal formulę

$$\eta = \frac{1,5h_d}{1,5h_d + d_d} \cdot \frac{0,5d_d}{d_d}. \quad (6.76)$$

Pamatą veikiančios horizontaliosios skaičiuojamosios jėgos pridėties taško aukštis h_d randamas pagal formulę

$$h_d = h_p - d_d + h_m, \quad (6.77)$$

čia h_p – pamato aukštis; h_m – pamato veikiančios horizontaliosios skaičiuojamosios jėgos pridėties taško aukščio prieaugis, pateikus momento poveikį horizontaliąja jėga:

$$h_m = \frac{M}{H}. \quad (6.78)$$

Pamato posūkiui besipriešinančių trinties jėgų atstojamoji F_Q , kai $F_f < V$, lygi:

$$F_Q = \frac{(V - F_f) \mu d_d + 1,5 F_f \frac{b}{\pi}}{2(1,5 h_d + d_d)}, \quad (6.79)$$

kai $F_f \geq V$,

$$F_Q = \frac{1,5 F_f \frac{b}{\pi}}{2(1,5 h_d + d_d)}, \quad (6.80)$$

čia μ – trinties koeficientas tarp pamato pado ir grunto: moreninių, priemolių ir priesmėlių $\mu = 0,35$, smėlinių gruntų $\mu = 0,5$, limnoglacialinių molių $\mu = 0,25$.

Jeigu $F_Q \geq 0,5(\eta + 1)H$, pamatas nepasvyra, jo viršus horizontaliai nepasislenka.

Horizontalusis pagrindo standumo modulis C_h apskaičiuojamas pagal formulę:

$$C_h = \frac{q_{b0,5}}{0,005 \cdot b}, \quad (6.81)$$

čia $q_{b0,5}$ – pagrindo skaičiuojamasis stipris prie pamato šoninio paviršiaus, kai pamato poslinkis lygus 0,5 % pamato skersmens, randamas pagal koreliacines priklausomybes su kūginiu stipriu q_c (6.22 ir 6.23 pav.).

Jeigu pagrindas dvisluoksnis ir pamatas į antrą sluoksnį įgilintas dydžiu h_2 , redukuotas horizontalusis standumo modulis C_h randamas pagal formulę

$$C_h = C_{h1} \left[1 + \left(\frac{C_{h2}}{C_{h1}} - 1 \right) \frac{a^3 + (h_2 - a)^3}{z_o^3 + a^3} \right], \quad (6.82)$$

čia:

$$a = d_d - z_o, \quad (6.83)$$

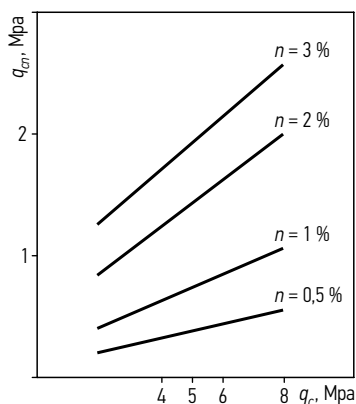
C_{h1} – dvisluoksnio pagrindo viršutinio sluoksnio standumo modulis; C_{h2} – dvisluoksnio pagrindo apatinio sluoksnio standumo modulis.

Lenkimo momentas bet kuriame pamato pjūvyje gylyje z randamas pagal formulę

$$M = H_d (h_d + z) - \frac{2 H_d}{3 d_d^2 z_o} (1,5 h_d + d_d) (3 z_o - z) z^2 - \frac{b^2}{2} q_s z. \quad (6.84)$$

Grunto prie pamato šoninio paviršiaus vidutinis stipris q_s randamas:

$$q_s = \frac{F_f}{\pi \cdot b \cdot d_d}. \quad (6.85)$$



6.25 pav. Plūktinių pamatų pagrindo po padu stiprio priklausomybė nuo q_c (Alikonis *et al.* 1998)

jo stiprio pagal pamato nuosėdį pateiktos 6.25 pav. Plūktinių pamatų projektavimo smėliniuose gruntuose rekomendacijas pateikė A. Alikonis (Alikonis *et al.* 1998)

Gruntų, kuriems nėra sudaryta regresijos lygties grafikų, orientacinis skaičiuojamasis pagrindo stipris randamas pagal kūgio penetracijos bandymo kūginį stiprį q_c :

$$q_{sn} = (0,231 q_c + 0,342n) \text{ th } (0,55n).$$

Gylis (nuo pagrindo skaičiuojamojo paviršiaus), kuriame veikia didžiausias lenkimo momentas, randamas pagal formulę:

$$z_m = z_o - \sqrt{z_o^2 - \frac{\left(1 - \frac{b^2 q_s}{2H_d}\right) d_d^2 z_o}{2(1,5h_d + d_d)}} z. \quad (6.86)$$

Kai pamatai yra išplatinti, sąlyginio pamato matmenys randami pagal 6.24 pav. pateiktą schemą.

Pamatai, kurie įrengiami išplūktose pamatų duobėse, vadinami plūktiniais. Plūktinių giliųjų pamatų, įrengtų smėliniuose gruntuose, pagrindo laikomoji galia skaičiuojama analogiškai kaip gręžtinių giliųjų pamatų. Priklausomybės tarp kūginio stiprio q_c ir plūktinio pamato skaičiuojamo-

7. PAGRINDINIAI PRINCIPAI PROJEKTUOJANT LIAUNUOSIUS PAMATUS

7.1. Liaunųjų pamatų apibūdinimas

Projektuojant pamatus ant deformuojamojo pagrindo pagal jų standumą skirstomi į standžiuosius ir liaunuosius.

Standieji pamatai, veikiami apkrovų, nesideformuoja, jų forma nepakinta. Pagrindo deformacijos po pamato padu kinta tiesiškai. Liaunieji pamatai išlinksta ir deformuojasi kartu su pagrindu. Liaunieji pamatai, besideformuojantys kartu su pagrindu, skaičiuojami įvertinant pagrindo deformacijas.

Iš statybinės mechanikos žinoma (Алексеев 2007), kad lenkiamosios konstrukcijos apytiksliai gali būti skirstomos į liaunąsias ir standžiąsias, atsižvelgiant į konstrukcijų aukščio ir ilgio santykį:

- standžiosios konstrukcijos, kai:

$$h > \frac{l}{3}, \quad (7.1)$$

- liaunosios konstrukcijos, kai:

$$h < \frac{l}{3}. \quad (7.2)$$

Liaunieji pamatai linksta viena arba abiem pado kraštinių kryptimis. Kontaktiniai įtempiai nustatomi įvertinant bendrą pamato ir pagrindo darbą, kuris priklauso ir nuo pamato įlinkio, ir nuo plastinių deformacijų ties pamato kraštais atsiradimo bei vystymosi (7.1 pav.).

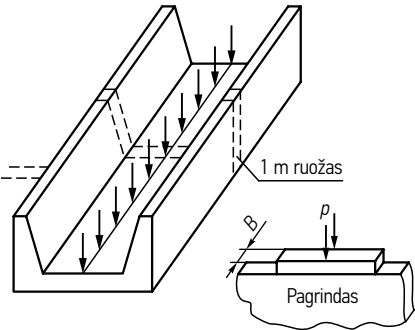
Liauniems pamatams priskiriami visi juostiniai gelžbetoniniai pamatai, gelžbetoniniai pamatai vienai ar kelioms atramoms, kryžminiai pamatai, dėžinės plokštės (jeigu reikia perduoti labai didelius lenkimo momentus, atsirandančius ištisinėse plokštėse), apvalios arba žiedinės formos plokštės, ištisinė plokštė po kolonų grupe.

Liauno pamato įrašų pasiskirstymui turi įtakos: pamato standumas, pagrindo deformacijos ir antžeminių konstrukcijų standumas. Atsižvelgiant į liauno pamato formos, pagrindo ir pamato sąveiką galima analizuoti sprendžiant:

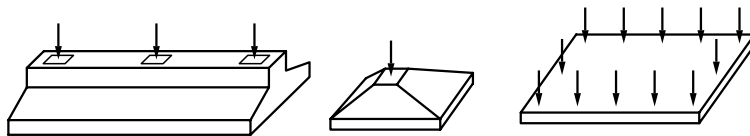
- plokštuminį uždavinį – kai kiekvienas pjūvis pamato ilgyje turi vienodą deformacijų formą (7.2 pav.);
- erdvinį uždavinį – sija ant tampiojo pagrindo (7.3 pav., a) bei plokštė ant tampriojo pagrindo (kai plokštė deformuojasi dviem pamato pado kryptimis (7.3 pav., b, c)).

Pamatų tipas	Liaunasis pamatas $0 < EI < \infty$	Standusis pamatas $EI \approx \infty$
Koncentruota jėga per vidurį		
Dvi vienodos koncentruotos jėgos ties pamato kraštais		
Tolygiai išskirstyta apkrova		
Pastaba	Įtempimai: - - - Vidutiniai — Pagal Vinklerio modelį — Pagal tampraus puservio modeli	

7.1 pav. Kontaktinių įtempių pasiskirstymas po pamato padu



7.2 pav. Plokštuminis uždavinys



7.3 pav. Liaunasis pamatas, kai taikomas erdvinis uždavinys: a – juostinis kolonų pamatas; b ir c – plokštė ant tampraus pagrindo

Sijos ir plokštės ant deformuojamojo pagrindo skaičiuojamos pasitelkus kompiuterines programas. Naudojant programinius paketus būtina pasirinkti deformuojamojo pagrindo rodiklius. Pamatų poslinkiams ir įrašoms skaičiuoti plačiausiai taikomos šios teorijos: vietinių deformacijų ir tampriojo puserdvio (7.4 pav.).

7.2. Vietinių tampriųjų deformacijų teorija

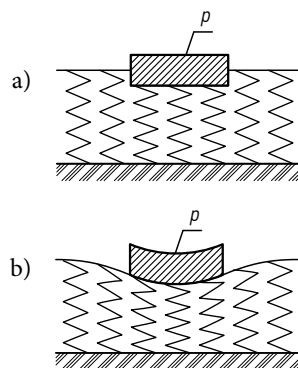
Teorija pagrįsta tiesinės priklausomybės dėsniu tarp pagrindo įtempių ir deformacijų, kurį pirmas pasiūlė 1801 m. akademikas N. Fusas. Šią teoriją 1867 m. E. Vinkleris (Winckler 1867) pritaikė geležinkeliams skaičiuoti. Pagal šią teoriją įtempiai sklinda ir pagrindas deformuojasi tik po pamatu. Schemiškai tokį pagrindą galima pavaizduoti kaip nesusijusias tarpusavyje spyruokles, atremtas į standų, nesideformuojantį sluoksnį (7.4 pav., a). Pagrindas už konstrukcijos ribų nesideformuoja. Pagrindas, apkrautas vienodai paskirstyta apkrova, nelinksta, pamatas nusėda vienodai. Jeigu apkrova paskirstyta nevienodai, spyruoklės susispaudžia skirtingai, atsižvelgiant į joms tenkančią apkrovą.

Kontaktiniai įtempiai taške pagal vietinių tampriųjų deformacijų teoriją tiesiogiai proporcingi pamato nuosėdžiui:

$$\sigma_k = k_s \cdot s, \quad (7.3)$$

čia k_s – pagrindo standumo modulis, kurio dimensija (kN/m^3); s – pamato nuosėdis.

Pagrindo standumo modulis apibūdina pagrindo deformatyvumą veikiant apkrovai per tam tikrą plotą. Teoriniai ir eksperimentiniai tyrimai rodo, kad grunto standumo modulis tam pačiam gruntui yra kintamas ir priklauso nuo pamato standumo, jo pado dydžio ir formos. Standumo modulio nustatymo metodus reglamentuoja standartai: ASTM D 1196(JAV) ir DIN 18134:2001. Pats greičiausias būdas standumo moduliui rasti yra pagrindo bandymas dinaminio štampu. Pagal TP BF – StB, Teil B 8.3 gautoji modulio E_{vd} vertė, MPa, yra lygi standartinio standu-



7.4 pav. Pagrindo modeliai: a – pagal vietinių tampriųjų deformacijų teoriją; b – tampriojo puserdvio teoriją

mo modulio vertei, kN/m^3 . Šiais bandymais nustatomas tik pagrindo paviršiaus, ant kurio įrengiamas pamatas, standumas. Pagrindo standumas tam tikrame gylyje gali būti apskaičiuotas taikant analitines pagrindo deformacijų ir įtempių sąryšio lygtis. Kadangi pagrindo standumo modulis plačiai taikomas skaičiuojant konstrukcijas ant tampriojo pagrindo, dažnai taikomos ir koreliacinės priklausomybės, pvz., standumo modulio nustatymas pagal kūginį grunto stiprį q_c , gautą kūginės penetracijos bandymu (CPT).

Analitinę standumo modulio vertę galima apskaičiuoti pagal (3.9) formulę pamato nuosėdžiams ant tampriojo pagrindo skaičiuoti. Pagrindo deformavimas aprašomas tamprumo moduliu E ir skersiniu deformacijų koeficientu ν . Standumo modulis lygus

$$k_s = \frac{\sigma_k}{s} = \frac{E}{\omega \cdot b \cdot (1 - \nu^2)}, \quad (7.4)$$

čia b – pamato matmuo; ω – koeficientas, įvertinantis pamato formą ir standumą (3.2 lentelė).

Skaičiuojant juostinį pamatą patogiau taikyti parametą – grunto reakcijos modulį, kuris lygus:

$$k = k_s \cdot b, \quad (7.5)$$

čia b – pamato plotis.

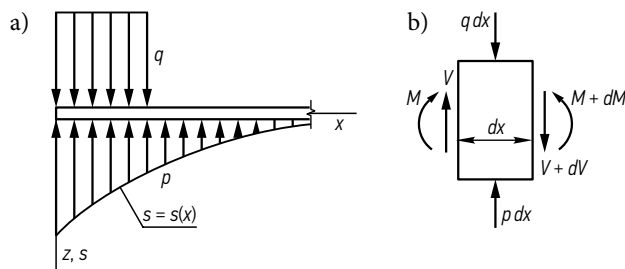
Juostinis pamatas nagrinėjamas kaip sija ant tampriojo pagrindo, kuri nuo išorinių apkrovų poveikio išlinksta (7.5 pav., a). Nagrinėjant sijos elementą (7.5 pav., b) galima užrašyti pusiausvyros lygtį:

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = p(x) - q(x). \quad (7.6)$$

Momentų, skersinių jėgų ir sijos įlinkio sąryšį galima aprašyti šiomis lygtimis:

$$M = -EI \frac{d^2 s(x)}{dx^2}. \quad (7.7)$$

$$V = -EI \frac{d^3 s(x)}{dx^3}. \quad (7.8)$$



7.5 pav. Juostinio pamato skaičiuojamoji schema: a – sijos apkrovimo ir deformacijų schema; b – sijos elementą veikiančios jėgos

Iš lygčių (7.6) ir (7.7) galima gauti diferencialinę lygtį sijai, apkrautai išskirstytąja apkrova:

$$EI \frac{d^4 s(x)}{dx^4} + p(x) = q(x), \quad (7.9)$$

čia EI – sijos standumas; $s(x)$ – vertikalieji poslinkiai; $p(x)$ – grunto pasipriešinimas po sijos padu; $q(x)$ – siją veikianti apkrova; x – horizontalioji ašis išilgai sijos.

Tarus, kad grunto pasipriešinimas po sijos padu $p(x) = k \cdot s(x)$, diferencialinė lygtis sijai ant tampriojo pagrindo būtų:

$$EI \frac{d^4 s(x)}{dx^4} + k \cdot s(x) = q(x). \quad (7.10)$$

Jeigu $q(x) = 0$ ir taikant sijos tamprumo rodiklį, lygu:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}, \quad (7.11)$$

(7.10) lygtis gali būti užrašyta taip:

$$\frac{d^4 s(x)}{dx^4} + 4\beta^4 \cdot s(x) = 0. \quad (7.12)$$

Diferencialinės lygties sprendinys:

$$s(x) = e^{\beta x} (C_1 \sin \beta x + C_2 \cos \beta x) + e^{-\beta x} (C_3 \sin \beta x + C_4 \cos \beta x), \quad (7.13)$$

čia C_1, C_2, C_3, C_4 – integravimo konstantos, nustatomos pagal kraštines sąlygas.

Šios diferencialinės lygties sprendinys leidžia nustatyti liaunajame juostiniame pamate veikiančius lenkimo momentus ir skersines jėgas bei poslinkius bet kuriame pamato pjūvyje. Tiesioginiai sprendiniai gauti kai kuriais prasčiausiais atvejais: ilgai sijai apkrauti koncentruota jėga ir lenkimo momentu, ilgai sijai apkrautai vienoda išskirstyta apkrova, trumpai sijai apkrautai koncentruota apkrova viduryje.

Iš tikrųjų įtempiai sklinda ir pagrindas deformuojasi ne tik pamato pado kontūru apribotoje zonoje, bet ir už jo ribų. To neįvertina vietinių tamprųjų deformacijų metodas. Todėl šį metodą rekomenduojama taikyti, kai skaičiuojama liauna pamato sija, atremta ant labai deformatyvaus grunto ($E \leq 5$ MPa), kurio stiprumas mažas, o apkrova didelė.

Didžiausias šio metodo trūkumas tas, kad standumo modulis vertinamas kaip pastovus dydis. Tačiau realiai standumo modulis kinta priklausomai nuo sijos poslinkių ir gali kisti pagal išilginį sijos pjūvį. Tačiau nežiūrint į tai, kad šis metodas turi trūkumų, jis plačiai taikomas skaičiuojant juostinius pamatus bei plokštes. Rezultatai būna gana tikslūs, jeigu, nustatant pagrindo standumo koeficientą, įvertinamas apkrovos perdavimo plotas ir vidutinio įtempio po pamato padu dydis.

Tobulėjant skaičiavimo metodus, skaičiavimai atliekami taikant kompiuterinę įrangą. Taikant kompiuterines programas atliekami skaičiavimai bet kokios formos liaunam pamatui ir riboto liaunumo pamatui, esant kintamam pagrindo ir sijos standumui.

7.3. Tampriojo puserdvio teorija

Remiantis šia teorija teigiama, kad pamatinė sija ar plokštė guli ant vienalyčio tampriojo arba tiesiškai deformuojamo begalinio puserdvio paviršiaus (7.4 pav.). Vienaalyčio tiesiškai deformuojamo puserdvio deformacinės savybės charakterizuoja tamprumo modulis E ir Puasono koeficientas ν . Įtempiai ir deformacijos sklinda grunte ir už pamato kontūro ribų, o besideformuojančio pagrindo paviršius įlinksta pagal tampriojo įlinko kreivę.

Liauno pamato darbas vertinamas kartu su gruntu, kurio deformacinės savybės charakterizuoja tamprumo modulis E ir Puasono koeficientas ν . Kartu turi būti sprendžiamos dvi lygtys – diferencialinė liauno pamato įlinkio ir deformuojamo puserdvio nuosėdžių. Rasti lygčių sprendinius – sudėtinga problema. Sprendiniai yra gauti pasiūlius supaprastinimus. Sprendinius riboto standumo juostiniams pamatams pasiūlė Gorbunov-Posadov (Горбунов-Посадов 1984), Simvulidi (Симвулиди 1987) ir Žemočkinas (Жемочкин 1962). Gorbunovo-Posadovo ir Simvulidi sprendiniai kontaktiniam slėgiui bei skersinėms jėgoms ir lenkimo momentams pamate, pateikti lentelėse. Žemočkinas pateikė sprendinius pasiremdamas statybinės mechanikos metodais. Pamatą sprendžiamas kaip daugiaatramė statiškai neišsprendžiama sija.

Taikant tampriojo puserdvio metodą, pagrindinis rodiklis, nuo kurio priklauso pagrindo deformacijos, yra pagrindo tamprumo modulis. Prielaida, kad tamprumo modulis nekinta, neatitinka tikrovės, net jei po pamato padu slūgso storas vienodo grunto sluoksnis, nes kuo giliau, tuo gruntas tankesnis, jo tamprumo modulis didėja. Pagal tampriojo puserdvio teoriją deformuojasi visas puserdvis, nors realiai deformacijos grunte einant gilyn ir tolstant nuo pamato gėsta greičiau, nei rodo tamprumo teorijos sprendiniai. Skaičiuojant pagal tamprumo teoriją, kontaktiniai įtempiai ties pamato kraštais tampa be galo dideli, ko iš tikrųjų nėra. Dėl išvardytų priežasčių taikant tampriojo puserdvio teoriją, gaunamos per didelės įrašos pamate. Ši teorija gerai tinka liauniesiems pamatams ir jų pagrindams skaičiuoti, kai pagrindą sudaro mažai spūdus gruntai, kurių kerpamasis stipris didelis. Tobulinant šį metodą buvo pasiūlytas tampraus sluoksnio metodas ir kintančio tamprumo modulio metodas. Pagrindas vertinamas, kaip tamprus riboto storio sluoksnis ant nesideformuojančio pagrindo.

Šiuo metu liauniems ir riboto liaunumo pamatams spręsti dažniau taikomas baigtinių elementų metodas, panaudojant kompiuterines programas.

8. ATRAMINIAI STATINIAI

8.1. Atraminių statinių klasifikacija

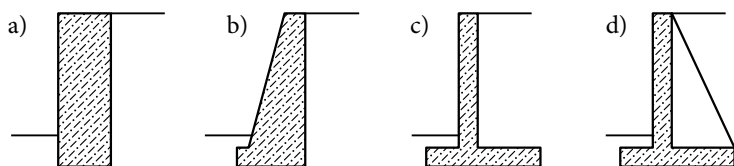
Atraminiai statiniai įrengiami gruntui, uolienai, užpilui ar vandeniui atlaikyti. Atraminiais statiniais laikomos visų tipų sienos ir atraminės sistemos, kurių konstrukciniai elementai turi atlaikyti sulaikomosios medžiagos poveikius.

Projektuojant pagal LST EN 1997-1, atraminius statinius reikėtų suskirstyti į tris pagrindinius tipus: gravitacines sienas, įgilintas sienas ir sudėtinius atraminius statinius.

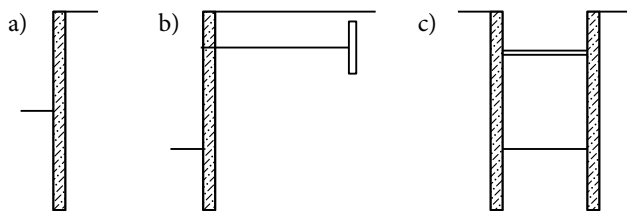
Gravitacinės sienos – tai sienos iš akmenų, betono ar gelžbetonio su išplatintu ar neišplatintu pamatu, iškyša ar kontraforsu. Pačios sienos svoris, kartais su stabilizuojamu gruntui ar uolienai, yra svarbus, nes paremia sulaikomąją medžiagą. Tokių sienų pavyzdžiai yra vienodo ar kintamojo storio gravitacinės betoninės sienos, gelžbetoninės sienos su plokščiais pamatais, sienos su kontraforsais (8.1 pav.).

Įgilintos sienos – tai sienos, kurios yra palyginti plonos, pagamintos iš plieno, gelžbetonio, plastiko ar medžio, palaikomos inkarų, ramsčių ir pasyviojo grunto slėgio. Sienų svoris nėra svarbu, jos turi būti atsparios lenkimui, kurį sukelia sulaikomos medžiagos slėgis. Tokių sienų pavyzdžiai: vienu galu įgilintų įlaidinių plieninių ar gelžbetoninių polių sienos, inkarų palaikomos arba paramstytos plieninės ar gelžbetoninės įlaidinės sienos (8.2 pav.).

Sudėtiniai atraminiai statiniai turi abiejų minėtų atraminių sienų tipų elementų. Tokių sienų įvairovė yra didelė: Tai gali būti užtūros iš dvigubos įlaidinės sienos, gruntiniai statiniai, armuoti plienine armatūra, geotekstile ar skiedinio injekcijomis, statiniai su keliomis eilėmis inkarų ar smaigų.



8.1 pav. Gravitacinių sienų tipai: a – vienodo storio gravitacinė betoninė (mūro) siena; b – kintamojo storio gravitacinė betoninė (mūro) siena; c – gelžbetoninė siena su plokščiais pamatais; d – atraminė siena su kontraforsais



8.2 pav. Įgilintų sienų tipai: a – vienu galu įgilitos (gembinių) įlaidinės sienos; b – inkarų palaikomos atraminės sienos; c – paramstytos įlaidinės sienos

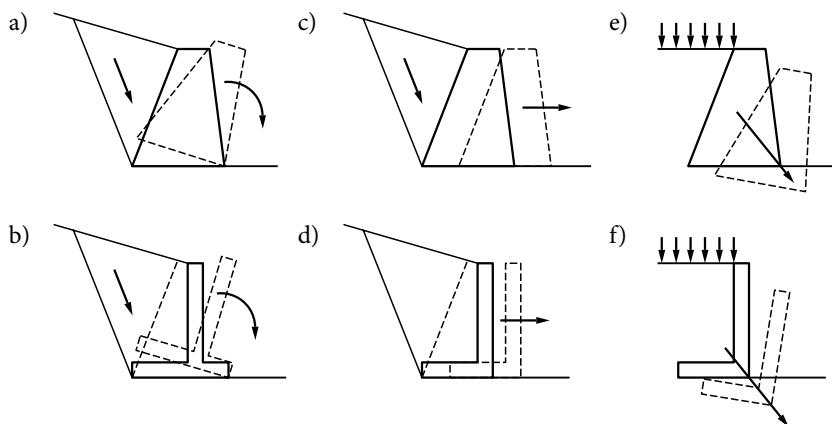
8.2. Pagrindiniai atraminių statinių projektavimo principai

Projektuojant gravitacines sienas ir sudėtinius atraminius statinius, turi būti patikrinti šie suirimo būviai:

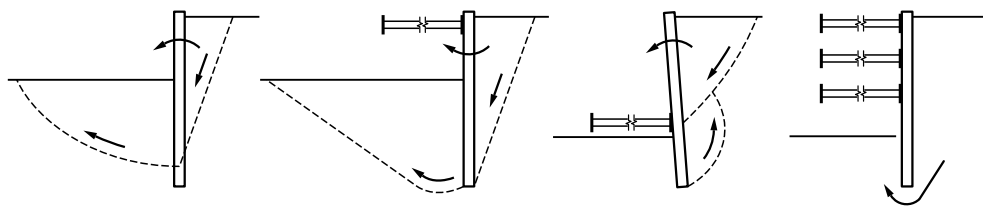
- sienos nuvirtimas (8.3 pav., a);
- irimas dėl sienos slydimo ties padu (8.3 pav., b);
- grunto laikomosios galios netektis po padu (8.3 pav., c).

Kai projektuojamos įgilintosios sienos, reikėtų patikrinti šiuos suirimo atvejus:

- irimas dėl sienos ar jos dalies pasisukimo ir slinkimo (8.4 pav.);



8.3 pav. Gravitacinių atraminių sienų ribinių atvejų pavyzdžiai: a, b – sienos nuvirtimas; c, d – irimas dėl sienos slydimo ties padu; e, f – grunto laikomosios galios netektis po padu

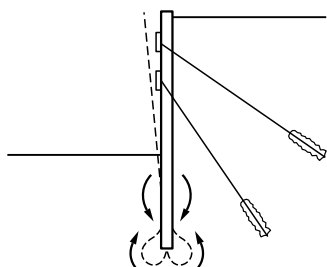


8.4 pav. Įgilintų atraminių sienų irimas dėl pasisukimo ir slinkimo

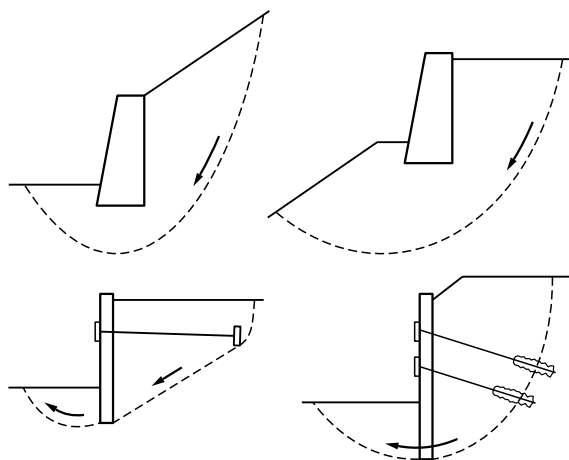
• irimas dėl vertikaliosios pusiausvyros netekties. Jeigu siena gali pajudėti vertikaliai žemyn, skaičiuojant reikia imti didžiausias skaičiuotines išankstinio įtempio jėgų vertes, pavyzdžiui, inkarų įveržimą, jei tos jėgos turi žemyn nukreiptą komponentę (8.5 pav.).

Projektuojant visų rūšių atraminius statinius turi būti atsižvelgta ir įvertinta:

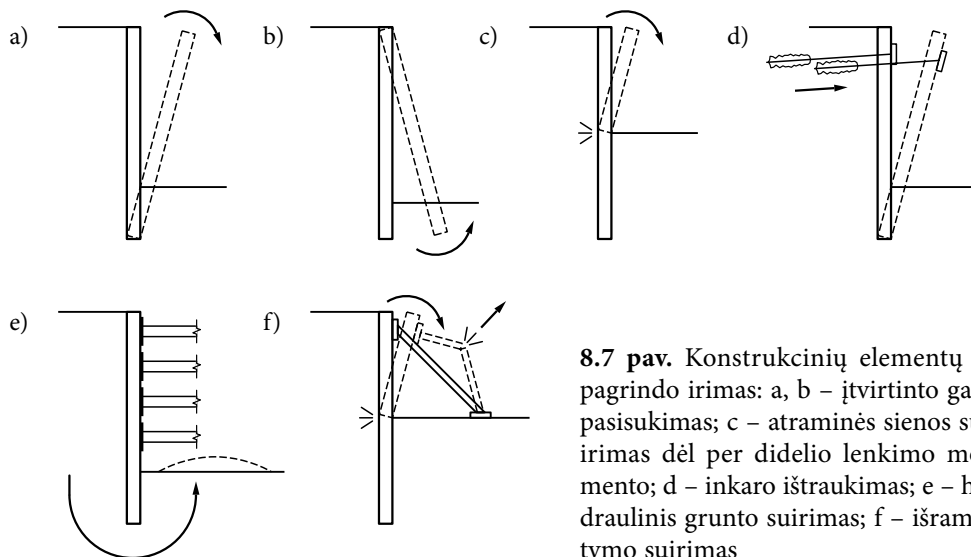
- visuminio stabilumo praradimas (8.6 pav.);
- konstrukcinių elementų, tokių kaip siena, inkaras, atrama, statramsčių spyriai, irimas arba šių elementų jungčių irimas (8.7 pav.). Atraminių statinių, įskaitant ir kartu dirbančius konstrukcinius elementus stipris turi būti patikrintas lai-



8.5 pav. Įgiltintų sienų irimas dėl vertikaliosios pusiausvyros netekties



8.6 pav. Suirimas dėl visuminio stabilumo netekties



8.7 pav. Konstrukcinių elementų ir pagrindo irimas: a, b – įtvirtinto galo pasisukimas; c – atraminės sienos suirimas dėl per didelio lenkimo momento; d – inkaro ištraukimas; e – hidraulinis grunto suirimas; f – išrams-tymo suirimas

- kantis LST EN 1992, LST EN 1993, LST EN 1995 bei LST EN 1996 nurodymų;
- pagrindo ir kartu konstrukcinio elemento irimas;
 - irimas dėl hidraulinio iškilimo ir išgraužų;
 - atraminio statinio judėjimai, galintys sukelti jo griuvimą arba turėti įtakos tiek jam, tiek greta esantiems ir nuo atraminio statinio priklausomiems statiniams ar komunikacijoms;
 - nepageidautinas vandens sunkimasis per sieną ar iš po jos;
 - nepageidautinas grunto dalelių plovimas per sieną ar iš po jos;
 - nepageidautinas gruntinio vandens režimo keitimasis.

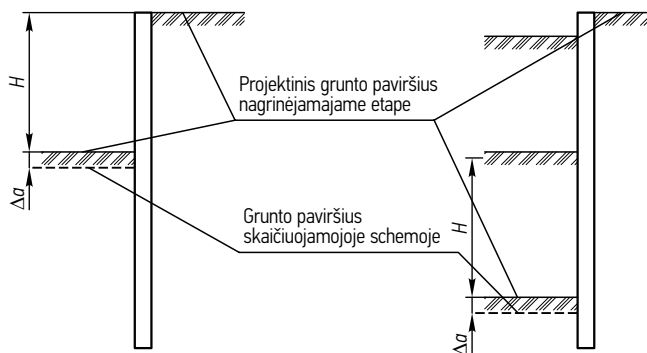
Atliekant ribinio saugos būvio skaičiavimus, kai atraminės sienos stabilumas priklauso nuo grunto, esančio prieš atraminę sieną, pasipriešinimo, šio grunto paviršiaus altitudė (8.8 pav.) turėtų būti sumažinta dydžiu Δa , kurio vertė parenkama, atsižvelgiant į kontrolės lygį statybvietėje įrengiant grunto paviršių iškasoje.

Esant normaliam kontrolės lygiui (LST EN 1997-1):

- gembinių atraminių sienų Δa turėtų būti lygus 10 % sienos aukščio virš iškasos dugno, bet ne daugiau kaip 0,5 m;
- paramstytų sienų Δa turėtų būti lygus 10 % aukščio tarp žemiausios atramos ir iškasos dugno, bet ne daugiau kaip 0,5 m;
- mažesnės Δa vertės, įskaitant ir 0, gali būti taikomos, jei numatyta patikimai kontroliuoti paviršiaus altitudę visą darbų vykdymo laiką.

Parenkant projektines arba charakteristines paviršinio ir požeminio vandens lygio kitimo vertes, reikia remtis vietovės, kurioje bus statomas atraminis statinys, hidraulinių ir hidrogeologinių sąlygų tyrimais, priimant aukščiausią sezoninį vandens lygį.

Projektuojami atraminiai statiniai turi būti tikrinami ribinio saugos būvio atžvilgiu skaičiuotinėms situacijoms, kurioms būdingas tas būvis. Skaičiavimai, atsižvelgiant į ribinius saugos būvius, turi parodyti, kad, įvertinus skaičiuotinius poveikius ar poveikių efektus ir skaičiuotinį atsparumą, pasiekama pusiausvyra. Skaičiuojant atraminius statinius, galima taikyti tokius skaičiavimo metodus, kurie leistų perskirstyti grunto slėgį, atsižvelgiant į pagrindo ir konstrukcinių elementų santykinis po-



8.8 pav. Sienos aukščio skaičiuojamosios reikšmės nustatymo schema

slinkius ir standumus. Kai atraminis statinys įrengiamas smulkiagrūdžiam grunte, turi būti apsvarstyta tiek ilgalaikė, tiek trumpalaikė konstrukcijos elgsena. Tikrinant atraminių sienos saugos ribinį būvį EQU (statinio pusiausvyros ribinis būvis), turi būti taikomas projektavimo atvejis: $A1 + M1 + R2$. Tikrinant atraminių sienų saugos ribinį būvį STR (ribinis būvis dėl konstrukcijos elementų suirimo) ir GEO (ribinis būvis dėl grunto suirimo), turi būti taikomi projektavimo atvejai: $A1 + M1 + R1$ ir $A2 + M2 + R1$.

Daliniai koeficientai A taikomi poveikiams ir poveikių efektams; daliniai koeficientai M – grunto rodikliams; daliniai koeficientai R – atsparumui.

Turi būti patvirtinta, ar nesusidarys ribiniai saugos krūviai dėl suirimo ar pernelyg didelės deformacijos taikant konkrečius kiekvieno projektavimo atvejui skirtus dalinių koeficientų grupių derinius. Parenkant atraminės sienos įgilinimą, vertinant jos ar pagrindo visuminius poslinkius turi būti tikrinamas ribinis statinio pusiausvyros būvis (EQU), t. y. turi būti tenkinama sąlyga:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d}, \quad (8.1)$$

čia $E_{dst;d} = E\{F_d; X_d; a_d\}_{dst}$ – destabilizuojančių poveikių efekto skaičiuotinė vertė; $E_{stb;d} = E\{F_d; X_d; a_d\}_{stb}$ – stabilizuojančių poveikių efekto skaičiuotinė vertė. Skaičiuotinė poveikio vertė:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep}; \quad (8.2)$$

skaičiuotinė medžiagos savybės rodiklio vertė:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}; \quad (8.3)$$

čia F_{rep} – poveikio reprezentacinė vertė; X_k – medžiagos savybės rodiklio charakteristinė vertė. Dalinių koeficientų γ_F reikšmės pateiktos 8.1 lentelėje, o γ_M reikšmės pateiktos 2 skyriuje.

8.1 lentelė. Daliniai koeficientai poveikiams (γ_F), tikrinant ribinį statinio pusiausvyros būvį (EQU) pagal LST EN 1997-1

Poveikis	Žymuo	Vertė
Nuolatinis nepalankus ^a palankus ^b	$\gamma_{G,dst}$ $\gamma_{G,st}$	1,1 0,9
Kintamasis nepalankus ^a palankus ^b	$\gamma_{Q,dst}$ $\gamma_{Q,st}$	1,50
Pastabos: ^a Destabilizuojamasis; ^b Stabilizuojamasis		

Prenkant atraminės sienos konstrukcinių elementų skerspjuvius, projektuojant sujungimo mazgus bei skaičiuojant pagrindo atsparumą, tikrinama sąlyga (STR ir GEO):

$$E_d \leq R_d \quad (8.4)$$

čia $E_d = E\{F_d; X_d; a_d\}$, $R_d = R\{F_d; X_d; a_d\}$.

Daliniai koeficientai gali būti taikomi poveikiams arba jų efektams. Pagrindiniai atraminių sienų poveikiai – aktyvusis bei pasyvusis grunto slėgiai, kintamosios apkrovos uždėtos grunto paviršiuje arba grunto masyve, linijinės apkrovos, vandens slėgis ir kiti veikiantys horizontalieji slėgiai. Daliniai išvardytų poveikių koeficientai priklauso nuo tikrinamo ribinio būvio ir projekcinio atvejo. Pasirenkant dalinius STR ir GEO ribinių būvių koeficientus, nuolatinčius bei kintamuosius poveikius reikia suskirstyti į palankius (pvz.: pasyvusis grunto slėgis, kintamoji apkrova iškasos pusėje ir kt.) bei nepalankius (pvz.: aktyvusis grunto slėgis, papildomas slėgis aktyvaus slėgio pusėje ir kt.). Dalinių koeficientų γ_F ir γ_M reikšmės pateiktos 2 skyriuje.

Kai kurioms skaičiuotinėms situacijoms taikant dalinius koeficientus poveikiams grunte (grunto ar vandens slėgiai), galima gauti nerealias fizikinių požiūriu skaičiuotines vertes. Šiais atvejais dalinius koeficientus galima tiesiogiai taikyti poveikių sukeltiems efektams, nustatytiems iš poveikių reprezentacinių verčių, kai daliniai koeficientai, taikomi poveikių efektams, patiems poveikiams lygūs 1,0.

Konstrukcijos ar mazgo atsparumas R_d skaičiuojamas taikant metodus metalinėms ar gelžbetoninėms konstrukcijoms projektuoti, o pagrindo laikomoji galia taikant metodus geotechninėms konstrukcijoms skaičiuoti.

Tikrinant ribinius tinkamumo būvius turi būti tenkinama sąlyga:

$$E_d \leq C_d \quad (8.5)$$

čia E_d – poveikių efekto skaičiuotinė vertė; C_d – poveikio efekto ribinė skaičiuotinė vertė.

Sienų ir prie jų esančio grunto leidžiamųjų poslinkių ribiniai dydžiai turi būti nustatomi, įvertinant virš jų esančių statinių ir komunikacijų gebą pasislinkti.

Atraminių sienų iškraipymų ir poslinkių vertinimas, iškraipymų ir poslinkių įtaka palaikomiems statiniams bei komunikacijoms visada turi remtis lyginamąja patirtimi. Į tą vertinimą turi įeiti statybos metu atsiradę poveikiai. Jei pradinis apytikris poslinkių vertinimas rodo juos viršijant ribines vertes, projektas turi būti grindžiamas detalesniais tyrimais, įskaitant ir poslinkių skaičiavimą. Detalesni tyrimai, įskaitant ir poslinkių skaičiavimus, turi būti atlikti, kai:

- greta esančios konstrukcijos ir komunikacijos yra labai jautrios poslinkiams;
- nėra pakankamos lyginamosios patirties;
- kai atraminė siena laiko aukštesnį kaip 6 m sankabaus mažo plastiškumo grunto sluoksnį;

- kai atraminė siena laiko aukštesnę kaip 3 m sankabaus didelio plastiškumo grunto sluoksnį;
- kai atraminė siena laiko sankabų gruntą, kuriame yra minkštai plastiško molio sluoksnis arba šis sluoksnis yra po siena.

Skaičiuojant poslinkius, būtina įvertinti pagrindo ir konstrukcinių elementų standumą bei statybos eigą. Medžiagų elgsena skaičiuojant poslinkius, turėtų būti vertinama remiantis lyginamosios patirties duomenimis, taikant tą patį skaičiavimo metodą. Jei remiamasi tiesinės elgsenos metodu, pasirinktos tiek pagrindo, tiek konstrukcinių medžiagų standumo vertės turėtų atitikti apskaičiuotą deformacijos laipsnį. Turi būti vertinama vibracijų įtaka poslinkiams.

8.3. Grunto slėgis į atraminius paviršius

Nustatant grunto slėgius turi būti įvertintas poslinkio pobūdis, dydis ir deformacija, kuri bus imama ir susidarys atraminiame statinyje konkretaus ribinio būvio atveju. Grunto slėgis į atramines sienutes priklauso nuo konstrukcijos deformacijų, todėl egzistuoja glaudus konstrukcijos deformacijų ir slėgių sąryšis. Šio uždavinio sprendimas – sudėtinga problema, kuri gali būti sprendžiama taikant baigtinių elementų metodą. Tačiau gali būti taikomi ir paprastesni skaičiavimo metodai. Grunto slėgiui nustatyti dažniausiai taikomos trys klasikinės teorijos:

- Kulono teorija, aprašanti pusiausvyros sąlygas grunto masyve;
- Rankino teorija, aprašanti įtempius grunto masyve;
- ribinių būvių teorija.

Skaičiuojant grunto slėgį, turi būti įvertinta:

- priekrovos dydis;
- pagrindo paviršiaus nuolydis;
- sienos pasvirimas pagal vertikale;
- vandens lygiai ir sunkimosi jėgos pagrinde;
- sienos poslinkio pagrindo atžvilgiu dydis ir kryptis;
- viso atraminio statinio vertikalioji ir horizontalioji pusiausvyra;
- grunto kerpamojo stiprio rodikliai (vidinės trinties kampas ir sankiba) ir svorio tankis;
- sienos ir visos laikančiosios sistemos standumas;
- sienos šiurkštumas.

Nuo sienos paviršiaus šiurkštumo priklauso kirpimo įtempių dydis, kuris gali būti sutelktas sienos ir pagrindo sąlyčio vietoje. Sąveiką tarp sienutės ir grunto apibūdina rodikliu δ – vadinamuoju trinties kampu.

Betoninių ar plieninių įlaidinių sienų, laikančių smėlį ar žvyrą, skaičiuotinė grunto ir sienos sąlyčio rodiklio vertė $\delta_d = k \cdot \varphi_{cv;d}$. Surenkamojo betono gaminių ar plieninių įlaidinių polių $k \leq 2/3$, monolitinio betono sienų $k \leq 1$. Iš karto po to,

kai jau yra sukalti plieniniai įlaidiniai poliai į molį, nereikėtų vertinti nei adhezijos (sukibimo), nei trinties į sieną. Tai pasireiškia tik po tam tikro laiko. $\phi_{cv;d}$ – vidinės trinties kampas, esant kritiniam būviui.

Grunto slėgio dydžiai ir kryptys turi būti skaičiuojami remiantis pasirinktu projektavimo atveju ir atsižvelgiant į nagrinėjamą ribinį būvį. Jei siena grunto atžvilgiu nejuda, grunto slėgis turi būti skaičiuojamas remiantis rimties įtempių būviu. Nustatant rimties būvį, reikia įvertinti įtempių pagrinde kitimo eigą. Reikėtų laikyti, kad rimties būvis pagrinde paprastai susidaro tuomet, kai atraminio statinio poslinkiai $v \leq h/(2 \cdot 10^5)$ (h – iškasos gylis), esant normaliai konsoliduotam gruntui.

Aktyviojo ir pasyviojo grunto slėgio dydis priklauso nuo atraminės sienos poslinkio (8.9 pav.)

Aktyvusis slėgis – tai mažiausia galima grunto slėgio į atraminę sienutę reikšmė. Kad rastųsi aktyvusis slėgis, pakanka nedidelių atraminės sienos poslinkių $v_a \geq h/(5 \times 10^3)$. Pasyvusis slėgis pasiekia savo maksimalų dydį tik esant kur kas didesniems sienutės poslinkiams $v_p \geq (5 - 10)v_a$.

Grunto rimties slėgio horizontalioji dedamoji randama taip:

$$\sigma'_{h0} = k_0 \cdot \sigma'_{vz}, \quad (8.6)$$

čia k_0 – rimties slėgio koeficientas; σ'_{vz} – efektyvusis vertikalus grunto slėgis gilyje z .

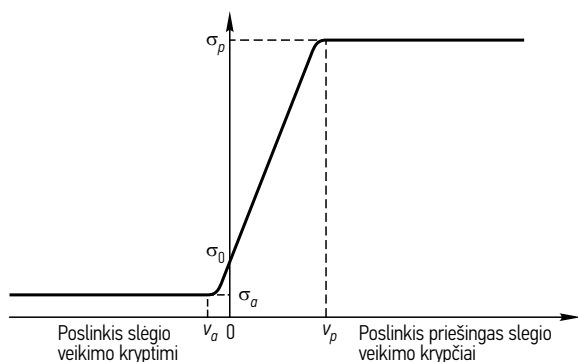
Kai pagrindo paviršius yra horizontalus, rimties slėgio koeficientas k_0 turėtų būti nustatomas taip:

$$k_0 = (1 - \sin \phi') \cdot \sqrt{OCR}, \quad (8.7)$$

$$k_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^\alpha. \quad (8.8)$$

(8.7) formulė netaikytina tada, kai perkonsolidavimo koeficiento OCR vertės labai didelės (LST EN 1997-1). α priklauso nuo perkonsoliduoto grunto tipo ir yra lygus $0,46 \pm 0,06$ (Lancellota, Calavera 1999.).

Jei pagrindo paviršiaus nuolydžio kampas su horizontu sudaro $\beta \leq \phi$, efektyviojo grunto slėgio horizontalioji komponentė σ'_{h0} gali būti siejama su efektyviuoju gam-



8.9 pav. Aktyviojo, pasyviojo ir rimties slėgio priklausomybė nuo poslinkio dydžio

tiniu slėgiu, kai

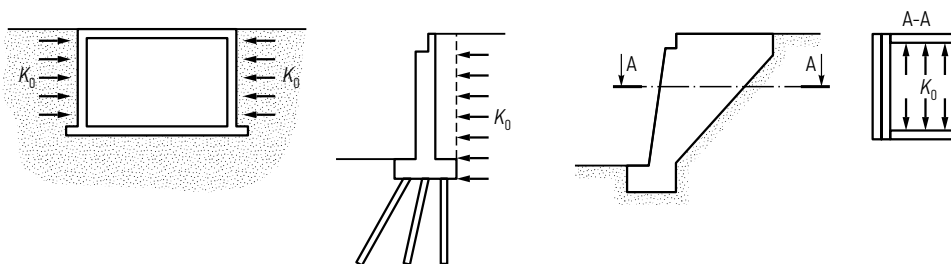
$$k_{0,\beta} = k_0 (1 + \sin \beta). \quad (8.9)$$

Laikoma, kad grunto slėgio atstojamosios jėgos veikimo kryptis yra lygiagreti su pagrindo paviršiumi.

Vertinant sienutės posvirį α (8.11 pav.), rimties slėgis būtų:

$$\sigma_{h;0} = \sigma'_{vz} \sqrt{\sin^2 \alpha + k_0^2 \cdot \cos^2 \alpha}. \quad (8.10)$$

Tipiniai atvejai, kai veikia grunto rimties slėgis pateikti 8.10 pav.



8.10 pav. Konstrukcijos, kuriose veikia rimties slėgis

Tyrimais nustatytos, įvairių gruntų rimties slėgio koeficientų reikšmės pateiktos 8.2 lentelėje.

8.2 lentelė. Rimties slėgio koeficientų reikšmės (Lancellotta 1995)

Gruntas	k_0
Tankusis smėlis	0,35–0,40
Purusis smėlis	0,55–0,60
Minkštas molis	0,50–0,60
Sutankintas molis	1,00–2,00
Sutankintas smėlis	1,00–1,50

Taikant supaprastintus skaičiavimo metodus, aktyvusis grunto slėgis į atraminę sienutę z gylyje lygus:

$$\sigma_a = k_a \cdot \sigma'_{vz} - 2c' \sqrt{k_a}. \quad (8.11)$$

Pasyvusis grunto slėgis gylyje z lygus:

$$\sigma_p = k_p \cdot \sigma'_{vz} - 2c' \sqrt{k_p}, \quad (8.12)$$

čia k_a – aktyviojo grunto slėgio koeficientas; k_p – pasyviojo grunto slėgio koeficientas; c' – grunto sankiba.

Aktyviojo ir pasyviojo grunto slėgio koeficientai priklauso nuo grunto vidinės trinties kampo φ' efektyvios vertės, trinties kampo tarp sienutės ir grunto δ bei sienutės, atraminės plokštumos posvyrio kampo nuo vertikalės α ir grunto šlaito kampo nuo horizontalės plokštumos β (8.11 pav.):

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \alpha_a)}{\cos^2 \alpha_a \cdot \cos(\alpha_a + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - \beta_a)}{\cos(\alpha_a + \delta) \cdot \cos(\alpha_a - \beta_a)}} \right)^2}, \quad (8.13)$$

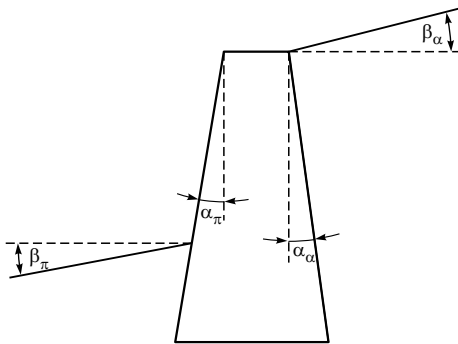
$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi' + \alpha_p)}{\cos^2 \alpha_p \cdot \cos(\alpha_p - \delta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - \beta_p)}{\cos(\alpha_p - \delta) \cdot \cos(\alpha_p + \beta_p)}} \right)^2}. \quad (8.14)$$

Teigiamos sienutės atraminės plokštumos posvyrio kampo nuo vertikalės α ir grunto šlaito kampo nuo horizontalės plokštumos β kampų reikšmės pateiktos 8.11 pav.

Liaunos atraminės sienos dažniausiai projektuojamos vertikalios, čia α_a ir α_p kampai lygūs 0. Tada aktyviojo ir pasyviojo slėgio koeficientai bus:

$$k_a = \frac{\cos^2 \varphi'}{\cos \delta \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - \beta_a)}{\cos \delta \cdot \cos \beta_a}} \right)^2}, \quad (8.15)$$

$$k_p = \frac{\cos^2 \varphi'}{\cos \delta \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - \beta_p)}{\cos \delta \cdot \cos \beta_p}} \right)^2}. \quad (8.16)$$



8.11 pav. Grunto sienutės atraminės plokštumos posvyrio kampo nuo vertikalės ir grunto šlaito kampo nuo horizontalės plokštumos teigiamosios reikšmės

Kai atraminės sienos paviršius yra vertikalus bei lygus, t. y. remiamasi prielaida, kad trinties tarp jos bei grunto nėra, o grunto paviršius yra horizontalus, tai aktyviojo ir pasyviojo slėgio koeficientų skaičiavimo išraiškos supaprastėja:

$$k_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right), \quad (8.17)$$

$$k_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right). \quad (8.18)$$

Kirpimo įtempių dydis tarp sienos plokštumos ir grunto:

$$\tau_{a,v} = \sigma_{a,h} \cdot \operatorname{tg}(\alpha_a + \delta), \quad (8.19)$$

$$\tau_{p,v} = \sigma_{p,h} \cdot \operatorname{tg}(\delta - \alpha_p). \quad (8.20)$$

Skaičiuojant horizontaliąją aktyviojo slėgio komponentę gali būti taikomos ir kitos priklausomybės:

$$\sigma_{a,h} = k_{a,h} \sigma'_{vz} + \frac{c'}{\operatorname{tg} \varphi'} (k_{a,h} \cdot k_1 - k_2), \quad (8.21)$$

čia

$$k_1 = \frac{\cos \alpha_a \cdot \cos \beta_a}{\cos(\alpha_a - \beta_a)}, \quad (8.22)$$

$$k_2 = \frac{\cos(\alpha_a + \delta)}{\cos \alpha_a \cdot \cos \delta}, \quad (8.23)$$

$$k_{a,h} = \frac{\cos^2(\varphi' - \alpha_a)}{\cos \alpha_a^2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - \beta_a)}{\cos(\alpha_a + \delta) \cdot \cos(\alpha_a - \beta_a)}}\right)^2}. \quad (8.24)$$

Sankabumas c' vertinamas tik tada, kai:

$$k_{a,h} \cdot k_1 - k_2 < 0. \quad (8.25)$$

Horizontalioji pasyviojo slėgio komponentė:

$$\sigma_{p,h} = k_{p,h} \sigma'_{vz} + \frac{c'}{\operatorname{tg} \varphi'} \left(k_{p,h} - \frac{\cos(\delta - \alpha_p)}{\cos \delta \cdot \cos \alpha_p} \right), \quad (8.26)$$

čia $k_{p,h}$ – pasyviojo slėgių horizontaliosios komponentės koeficientas:

$$k_{p,h} = \frac{\cos^2(\varphi' + \alpha_p)}{\cos \alpha_p^2 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - \beta_p)}{\cos(\alpha_p - \delta) \cdot \cos(\alpha_p + \beta_p)}}\right)^2}. \quad (8.27)$$

Efektyvaus vertikalojo slėgio reikšmė σ'_{vz} priklauso nuo gylio z , grunto svorio tankio ir apkrovų, esančių grunto paviršiuje. Kai gruntas vienodas, jį randame taip:

$$\sigma'_{vz} = \gamma \cdot z + p - u, \quad (8.28)$$

čia γ – grunto svorio tankis; z – gylis, kuriame nagrinėjamas slėgis; p – tolygiai išskirstyta apkrova, pridėta grunto paviršiuje; u – porinis slėgis.

Jeigu gruntas sluoksniuotas, reikia įvertinti kiekvieno sluoksnio skirtingus svorio tankius:

$$\sigma'_{vz} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i + p, \quad (8.29)$$

čia n – visų grunto sluoksnių skaičius iki nagrinėjamo taško; h_i – i -tojo sluoksnio storis; γ_i – i -tojo sluoksnio grunto svorio tankis. Vandeninguosiuose sluoksniuose, veikiant Archimedo jėgai, grunto svorio tankis sumažėja. Jis vadinamas atsverto grunto svorio tankiu, kuris nustatomas pagal (1.11) formulę.

Didelę įtaką slėgiui turi gruntinis vanduo. Vandeningųjų gruntų sluoksniuose atraminės sienos papildomai veiks hidrostatinis slėgis.

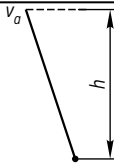
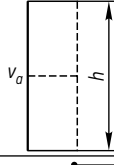
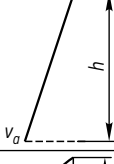
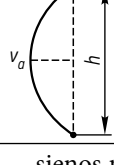
Ribinės grunto slėgių vertės turi būti nustatomos įvertinant grunto ir sienos tarpusavio santykinius judesius ir atitinkamų suirimo paviršių formą.

Skaičiuojant aktyviojo slėgio koeficiento reikšmes, turėtų būti atsižvelgta į poslinkius, kuriems esant bus sukeltas ribinis būvis nuo horizontaliojo aktyviojo slėgio, veikiančio už vertikalosios sienos. Šio poslinkio dydis priklauso nuo sienos poslinkio būdo ir grunto tankio. 8.3 lentelėje pateikti santykio tarp poslinkio ir iškasos gylio dydžiai, kai pasireiškia aktyviojo slėgio ribinė vertė nesankabiuosiuose gruntuose.

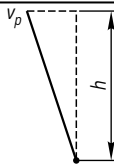
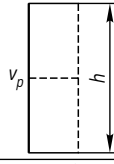
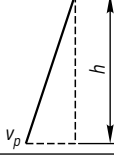
Reikia atkreipti dėmesį į tai, kad nesankabiuose gruntuose ribinis pasyvusis slėgis bus pasiektas, kai atraminės sienos poslinkiai bus gerokai didesni negu veikiant aktyviajam ribiniam grunto slėgiui. 8.4 lentelėje pateikiamas santykis v_p/h , kai pasiekiamas ribinis pasyvusis slėgis (skliausteliuose esant pusei ribinio slėgio). Poslinkių santykiai, pateikti 8.4 lentelėje, turėtų būti padidinti nuo 1,5 iki 2,0 karto, jeigu gruntas yra žemiau gruntinio vandens lygio.

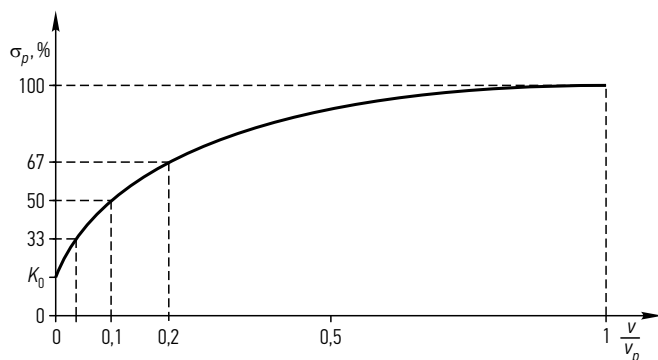
Jeigu yra nepakankamas poslinkis mobilizuotis visai aktyviojo ar pasyviojo slėgio reikšmei, būtina imti tarpines aktyviojo ir pasyviojo slėgio vertes. Aktyviojo grunto slėgio tarpinės vertės tarp rimties būvio ir ribinio būvio gali būti gautos tiesiškai interpoliuojant, o pasyviojo grunto slėgio tarpinės vertės tarp rimties būvio ir ribinio būvio gali būti gautos interpoliuojant, kaip parodyta 8.12 pav.

8.3 lentelė. Santykiai v_a/h pagal LST EN 1997-1

Sienos judėjimo būdas		v_a/h puriųjų gruntų, %	v_a/h tankiųjų gruntų, %
a		nuo 0,4 iki 0,5	nuo 0,1 iki 0,2
b		0,2	nuo 0,05 iki 0,1
c		nuo 0,8 iki 1,0	nuo 0,2 iki 0,5
d		nuo 0,4 iki 0,5	nuo 0,1 iki 0,2
Pastabos: v_a – sienos poslinkis, mobilizuojantis aktyvųjį grunto slėgį; h – iškasos gylis			

8.4 lentelė. Santykiai v_p/h pagal LST EN 1997-1

Sienos judėjimo būdas		v_p/h puriųjų gruntų, %	v_p/h tankiųjų gruntų, %
a		nuo 7 (1,5) iki 25 (4,0)	nuo 5 (1,1) iki 10 (2,0)
b		nuo 5 (0,9) iki 10(1,5)	nuo 3 (0,5) iki 6(1,0)
c		nuo 6 (1,0) iki 15(1,5)	nuo 5 (0,5) iki 6(1,3)
Pastabos: v_p – sienos poslinkis, mobilizuojantis aktyvųjį grunto slėgį; h – sienos aukštis			



8.12 pav. Nesankabiųjų gruntų, grunto pasyviojo slėgio mobilizacija, atitinkanti normalizuotus sienos poslinkius v/v_p (v_p : grunto poslinkis nuo visos pasyviojo slėgio mobilizacijos)

8.4. Vandens slėgis

Prenkant skaičiuotines arba charakteristines laisvojo ir požeminio vandens lygio kitimo vertes, reikia remtis vietovės, kurioje bus statoma atraminė siena, turima informacija. Iškasos pusėje būsimą vandens lygį skaičiuojamojoje schemoje reikia parinkti įvertinus vandens lygio pažeminimą statybos ir eksploatacijos metu.

Vertinant gruntinio vandens režimą, reikia atsižvelgti į galimus grunto laidumo pokyčius, susidarancias užtvaras vandens srautams, dėl ko gruntinio vandens lygis gali pakilti, vandens tekėjimo greitis – padidėti arba sumažėti.

Kai atraminės sienos laiko vidutinio arba mažo laidumo vandeniui gruntą (dulkę ir molį), esantį žemiau gruntinio vandens lygio, turi būti laikoma, kad vandens slėgis po tam tikro laiko veiks sieną. Vandens slėgio vertės turi atitikti vandens lygius šalia sienos, nebent būtų įrengta patikima drenažo sistema arba sustabdyta infiltracija.

Vandens svorio skaičiuotinės vertės randamos atsižvelgiant į tai, ar vanduo gėlas, ar sūrus, jame esančių cheminių teršalų kiekį, kuris gali pakeisti įprastą vandens svorio tankio vertę.

Esant gruntiniam vandeniui, visi kietieji kūnai, esantys vandeningajame sluoksnyje, yra veikiami Archimedo jėgos. Taigi pasyviojo slėgio reikšmė gali labai sumažėti, nes galima vertinti tik vandenyje atsverto grunto svorio tankį.

Gruntinio vandens poveikį galima išreikšti taikant 8.13–8.16 pav. schemas Vandeningų gruntų sluoksniuose atramines sienas papildomai veiks hidrostatinis slėgis:

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h_w, \quad (8.30)$$

čia γ_w – vandens svorio tankis; h_w – vandens stulpo aukštis.

Vandens slėgio pasiskirstymas, kai atraminė sienutė įleista į vandeniui nelaidų gruntą ir gruntinis vanduo yra tik vienoje sienutės pusėje, parodyta 8.13 pav. Kai sienutė įleista į vandeniui nelaidų gruntą, tačiau gruntinis vanduo yra abipus sienutės, vandens slėgio pasiskirstymas pateiktas 8.14 pav.

Kai atraminė sienutė įrengiama vandeniui laidžiamame grunte, dėl vandens tekėjimo galimas hidrodinaminio vandens poveikio efektas. Svorio tankio pokyčiai ir atraminę sienutę slegiančio vandens hidrostatinio poveikio diagrama parodyta (8.15 pav.).

Trumpalaikis porinio vandens slėgio pasiskirstymas, kai tarp laidžių vandeniui sluoksnių yra nelaidus vandeniui sluoksnis, pateiktas 8.16 pav.

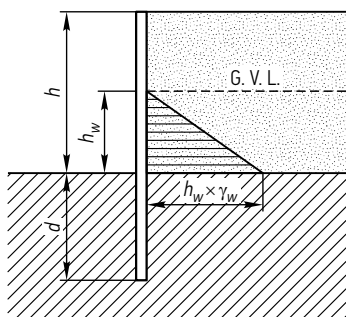
Grunto svorio tankis γ' vandenyje be Archimedo jėgų poveikio, veikiamas ir hidrodinaminių jėgų pakinta dydžiu:

$$\Delta\gamma = i \cdot \gamma_w, \quad (8.31)$$

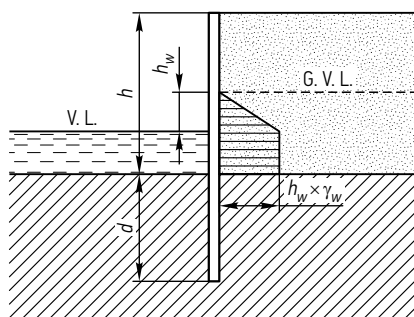
čia i – hidraulinis nuolydis.

Vidutinis hidraulinis nuolydis bus lygus (8.15 pav.):

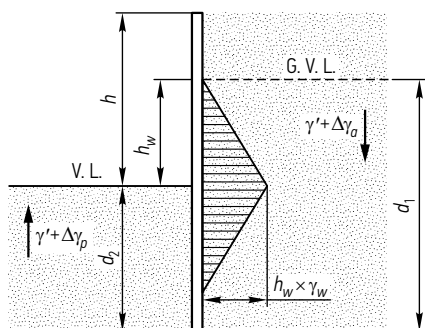
$$i_m = \frac{h_w}{d_1 + d_2}. \quad (8.32)$$



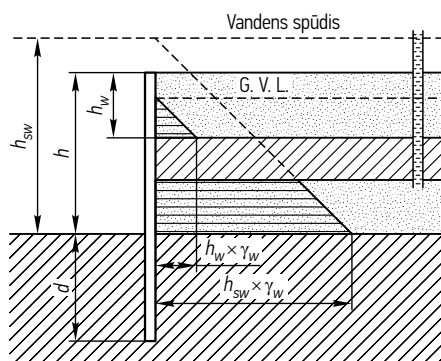
8.13 pav. Vandens slėgio pasiskirstymas, kai atraminė sienutė įleista į vandeniui nelaidų gruntą ir gruntinis vanduo yra tik vienoje sienutės pusėje



8.14 pav. Vandens slėgio pasiskirstymas, kai atraminė sienutė įleista į vandeniui nelaidų gruntą ir gruntinis vanduo yra abipus sienutės



8.15 pav. Vandens slėgio pasiskirstymas, kai atraminė sienutė įleista į vandeniui laidų gruntą



8.16 pav. Vandens slėgio pasiskirstymas, kai tarp laidžių vandeniui sluoksnių yra nelaidus vandeniui sluoksnis

Taikant vidutinį hidraulinių nuolydį (8.32) formulėje gaunami saugesni rezultatai. Tikslesnės hidraulinio gradiento reikšmės gaunamos pagal EAU(2000) rekomendacijas. Hidraulinis gradientas iškasos pusėje (8.15 pav.):

$$i_p = \frac{0,7 \cdot h_w}{d_2 + \sqrt{d_1 \cdot d_2}}. \quad (8.33)$$

Hidraulinis gradientas aktyvinio slėgio poveikio pusėje (8.15 pav.):

$$i_a = \frac{0,7 \cdot h_w}{d_1 + \sqrt{d_1 \cdot d_2}}, \quad (8.34)$$

čia h_w – vandens lygių skirtumas; d_1 – vandens tekėjimo kelias žemyn; d_2 – vandens tekėjimo kelias į viršų.

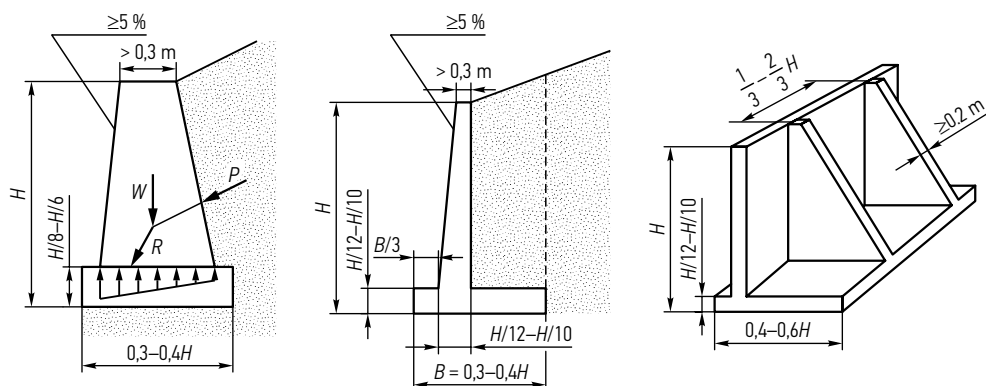
Tekėdamas vanduo padidina slėgį grunte, nepriklausomai nuo grunto laidumo vandeniui. Vandens sunkimasis žemyn padidina svorio tankį γ' dydžiu $\Delta\gamma$, o sunkdamasis aukštyn svorio tankį γ' sumažina dydžiu $\Delta\gamma$. Ekstremaliu atveju grunto sluoksnis iškasoje gali būti iškeltas. Todėl įrengiant iškasas, iš kurių siurbiamas vanduo, turi būti išlaikyti tam tikri saugumo reikalavimai:

$$\eta = \frac{\gamma'}{i_p \cdot \gamma_w}. \quad (8.35)$$

Remiantis LST EN 1997-1 priedo A reikalavimu $\eta > 1,50$, vertinant palankius ir nepalankius poveikius. Pagal EAB (1994) (vokiečių) rekomendacijas smulkiąjam smėliui ir dulkiai $\eta \geq 2,00$, smėliui ir žvyriui $\eta \geq 1,50$.

8.5. Gravitacinių atraminių sienučių projektavimas

Prie gravitacinių sienų priskiriama: betoninės ar mūrinės vienodo bei kintamo storio sienos, gelžbetoninės sienos su plokščiais pamatais, gelžbetoninės sienos su kontraforsais. Rekomenduojamos tokių sienų konstrukcijos ir matmenų proporcijos pateiktos 8.17 pav.



8.17 pav. Gravitacinių sienų konstrukcijos ir matmenų proporcijos

Parinkus atraminės sienos matmenis, turi būti patikrintas ribinis statinės pusiausvyros būvis (EQU), t. y. siena turi nenuvirsti ir nebūti nustumta dėl aktyvinio slėgio poveikio. Gravitacinės sienos skaičiuojamoji schema parodyta 8.18 pav.

Tikrinant atraminės sienas, ar jų neapvers, turi būti tenkinama (8.1) sąlyga.

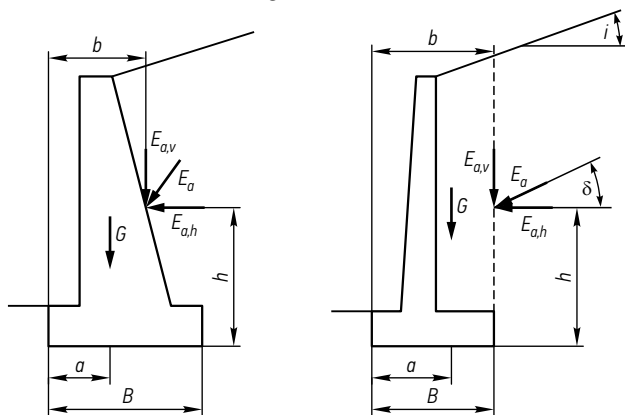
Destabilizuojamasis poveikis bus momentas nuo aktyviojo slėgio atstojamosios poveikio:

$$E_{dst;d} = E_{a;h} \cdot h. \quad (8.36)$$

Stabilizuojamasis poveikis bus momentas nuo aktyviojo slėgio vertikaliosios atstojamosios poveikio ir momentas nuo konstrukcijos svorio:

$$E_{stb;d} = E_{a;v} \cdot b + G \cdot a, \quad (8.37)$$

čia G – atraminės sienos arba atraminės sienos su gruntu, esančiu ant atraminės sienos pado, svoris; $E_{a,h}$ – aktyviojo slėgio atstojamosios horizontalioji dedamoji; $E_{a,v}$ – aktyviojo slėgio atstojamosios vertikalioji dedamoji; a , b ir h – veikiančių jėgų petys taško, apie kurį verčiama atraminė siena, atžvilgiu.



8.18 pav. Gravitacinės sienos skaičiuojamoji schema

Tikrinant nustūmimo sąlygą, destabilizuojamasis poveikis bus aktyviojo slėgio horizontaliosios atstojamosios poveikis:

$$E_{dst;d} = E_{a;h} \cdot h. \quad (8.38)$$

Stabilizuojamąjį poveikį sukels aktyviojo slėgio vertikalioji atstojamoji ir konstrukcijos svoris:

$$E_{stb;d} = (E_{a;v} + G) \cdot \mu, \quad (8.39)$$

čia $\mu = \tan \delta$ – trinties koeficientas tarp atraminės sienos pado ir pagrindo; δ priklauso nuo grunto po sienos pado vidinės trinties kampo ir pado šiurkštumo. Dažniausiai tariama, kad $\delta = \varphi_{cv;d}$.

Tikrinant šias sąlygas pasyvusis slėgis paprastai nevertinamas, nes dažniausiai įrengimo metu gruntas atkasamas iki sienos pado.

Kadangi atraminė siena stabilumui užtikrinti daroma kuo masyvesnė, būtina patikrinti pagrindo po atraminės sienos padu laikomąją galią. Tikrinant šią sąlygą turi būti tenkinama (8.4) sąlyga. Be išvardytų sąlygų, turi būti patikrintas bendrasis pagrindo ir sienos pastovumas bei pagrindo deformacijos.

8.6. Liaunų atraminių sienelių projektavimo principai

Liaunąsias atramines sienas galime skirstyti į:

- gembines;
- įtvirtintas inkarais;
- išramstytas spyriais.

Įtvirtintų inkarais ir išramstytų spyriais atraminių sienų skaičiuojamosios schemas yra vienodos. Liaunoms atraminėms sienutėms skaičiuoti dažniausiai taikomi supaprastinti skaičiavimo metodai. Atraminės sienutės gali būti skaičiuojamos kaip:

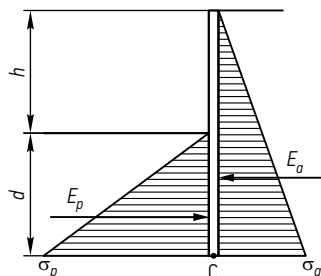
- gembė (gembinės atraminės sienos);
- laisvai paremta ar standžiai įtvirtinta sija (įtvirtintos inkarais ir išramstytos spyriais atraminės sienos).

8.6.1. Gembinės sienutės

Įrengiant šio tipo sienutes iškasos gylis paprastai būna nedidelis. Jis, atsižvelgiant į geotechnines sąlygas, laikančiųjų elementų matmenis, gali siekti 8–9 m. Tačiau nepalankiomis sąlygomis gali būti neekonomiška jas rinktis ir esant 5–6 m iškasos gyliui. Tai atsitinka todėl, kad, veikiant grunto slėgiui sienutėje, susidaro didelis lenkimo momentas, o neprilaikomas viršutinis jos taškas gali horizontalia kryptimi pasislinkti neleistinai daug.

Didžiausias lenkimo momentas veiks tame sienutės pjūvyje, kuriame aktyviojo ir pasyviojo slėgio komponentės tarpusavyje lygios. Atraminės sienutės stabilumą užtikrina pasyvusis grunto slėgis, o įgilinimas d nustatomas sudarant momentų pusiausvyros lygtį apie tašką C (8.19 pav.). Reikiamas atraminės sienos įgilinimas:

$$d_{\text{fak}} = 1,2 \cdot d. \quad (8.40)$$



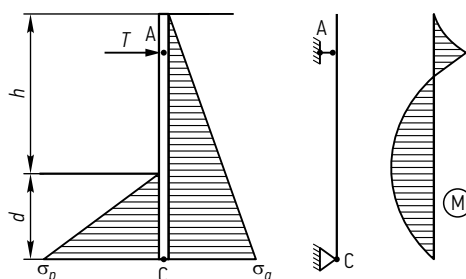
8.19 pav. Supaprastinta gembinės atraminės sienos skaičiuojamoji schema: h – iškasos gylis; d – gylis iki pusiausvyros taško; σ_p ir σ_a – aktyviojo ir pasyviojo slėgio reikšmės; E_a ir E_p – aktyviojo ir pasyviojo slėgio atstojamoji

8.6.2. Liaunosios atraminės sienutės kaip laisvai paremtos sijos skaičiavimas

Įtvirtintos inkarais ar išramstytos atraminės sienutės daug ekonomiškesnės. Jas naudojant galima pasiekti daug didesnius nei su gembinėmis atraminėmis sienomis iškasos gylius h . Šių sienučių stabilumą užtikrina pasyvusis slėgis ir inkarai, kurie gali būti išdėstyti keliais lygiais. Kuo daugiau inkarų lygių pasirenkama, tuo liaunesni gali būti atitvariniai elementai. Tačiau dėstant inkarus, reikėtų įvertinti darbinę inkaro zoną. Įtvirtintų inkarais ir išramstytų spyriais sienučių elgsena, veikiant grunto slėgiui, sudėtinga, nes ji priklauso nuo bendrojo sienutės ir grunto darbo.

Laisvai paremtos sijos skaičiavimo metodo skaičiuojamoji schema pateikta 8.20 pav. Laikoma, kad sija gali laisvai pasisukti taške C.

8.20 pav. Laisvai paremtos sijos skaičiavimo metodo skaičiuojamoji schema: σ_a , σ_p – aktyvinis ir pasyvinis slėgiai; T – horizontalioji jėga, pridėta inkaro įtvirtinimo vietoje

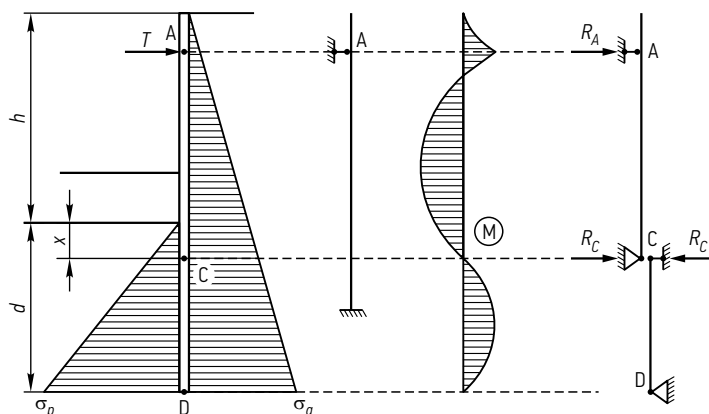


Ilgilinimas d randamas sudarant momentų pusiausvyros lygtį apie inkaro įtvirtinimo tašką A. Jėga T randama iš horizontaliųjų jėgų pusiausvyros lygties.

8.6.3. Liaunos atraminės sienutės kaip standžiai įtvirtintos sijos skaičiavimas

Standžiai įtvirtintos sijos skaičiavimo metodo schema parodyta 8.21 pav. Kad atraminė siena būtų standžiai įtvirtinta, ji į gruntą privalo būti įgilita giliau nei laisvai paremta sienutė. Šis uždavinys gali būti sprendžiamas taikant tampriosios linijos metodą. Metodo esmė – parinkti tokį gylį d , kad taške C lenkimo momentas keistų ženklą ir būtų lygus 0.

8.21 pav. Standžiai įtvirtintos atraminės sienos dviejų sijų metodo skaičiuojamoji schema



Gali būti taikomas ir paprastesnis – dviejų sijų metodas. Taške C sienutė dalijama į dvi sijas. Pirmą nagrinėjama viršutinė sija. Sudaroma momentų pusiausvyros lygtis apie tašką A ir randama reakcija R_C taške C.

Buvo pastebėta, kad taško C gylis x priklauso nuo grunto vidinės trinties kampo φ ir iškasos gylio h . Kai:

$$\varphi = 20^\circ, \quad x = 0,25 h,$$

$$\varphi = 30^\circ, \quad x = 0,08 h,$$

$$\varphi = 40^\circ, \quad x = -0,06 h.$$

Iš horizontaliųjų jėgų pusiausvyros lygties randame sijos reakciją A taške R_A . Ji lygi inkaro tempimo jėgos horizontaliai komponentei T . Radus R_C ir T skaičiuojama apatinė sija, kurioje nežinomieji:

- atstumas nuo taško C iki D;
- reakcija D taške R_D .

Atstumas nuo taško C iki D randamas iš momentų pusiausvyros lygties apie tašką D. Reakcija D taške R_D randama iš horizontaliųjų jėgų pusiausvyros lygties.

Atstumas x gali būti nustatytas taikant formulę:

$$x = \frac{\sigma_a}{\bar{a} \cdot K}, \quad (8.41)$$

čia σ_a – aktyvusis slėgis iškasos dugno lygyje; γ – grunto svorio tankis žemiau iškasos; K – slėgio koeficientas:

$$K = k \cdot k_p \cdot \cos \delta_p - k_a \cdot \cos \delta_a, \quad (8.42)$$

čia k – pasyviojo slėgio mažinimo koeficientas, paprastai imamas lygus 1; k_p, k_a – pasyviojo ir aktyviojo slėgio koeficientai; δ_p, δ_a – trinties kampai tarp sienutės ir grunto aktyviojo ir pasyviojo slėgių pusėse.

9. DIRBTINIAI PAGRINDAI

9.1. Dirbtinių pagrindų įrengimo būdai

Mechaninės gruntų savybės – kerpamasis stipris ir spūdumas, o kartu ir pagrindo stipris – labai priklauso nuo gruntų tankumo. Purūs, silpni gruntai labai suspaudžiami, pagrindo iš tokių gruntų stiprumas menkas, ant jų pastatyti pastatai nusėda daug ir nevienodai. Kai žemės paviršiuje slūgso silpnieji gruntai, galimi keli pagrindų ir pamatų variantai. Tinkamiausias iš jų parenkamas pagal variantų techninio ir ekonominio lyginimo rezultatus.

Vienas iš galimų variantų – dirbtinio pagrindo įrengimas. Dirbtiniai pagrindai – tai įvairiais būdais apdoroti silpnieji labai spūdūs gruntai, padidinant jų stiprumą ir sumažinant spūdumą. Dirbtiniai pagrindai įrengiami, kai statybai skirtame sklype slūgso silpni gruntai: purūs smėliai, tokie plastiški ir takūs moliniai gruntai, durpingi, piltiniai ir panašūs gruntai. Jų stiprumas dažnai būna nepakankamas pastato apkrovai laikyti arba skaičiuojamosios pagrindo ir pastato bendros deformacijos didesnės negu ribinės, o pamatai sėda ilgai.

Dirbtiniams pagrindams įrengti yra įvairių būdų, kuriuos galima suskirstyti į tris grupes:

- 1) grunto tankinimas;
- 2) cheminis grunto stiprinimas;
- 3) konstrukciniai būdai pagrindo darbo sąlygoms gerinti.

Dažniausiai taikomi pirmasis ir trečiasis būdai. Cheminis gruntų stiprinimo būdas labai brangus, dažniau taikomas esamų pastatų pagrindui stiprinti, kai kitos išeities nėra, ar nelaidžioms vandeniui užtvarams sudėtingomis geologinėmis sąlygomis įrengti.

9.2. Dirbtinio pagrindo įrengimas tankinant gruntus

9.2.1. Tanklūs ir netanklūs gruntai

Purių, silpnų gruntų mechanines savybes pagerinti ir pagrindo iš tokių gruntų stiprumą padidinti galima juos sutankinant. Tyrimai ir statybos patirtis rodo, kad sutankinus gruntą, pagrindo stiprumas padidėja 2...3 kartus, jam galima perduoti didelius slėgius. Sutankinto pagrindo stiprumas pasiekia 0,30 MPa ... 0,50 MPa ir

daugiau. Pamatų ant sutankinto pagrindo nuosėdžiai maži ir vienodesni. Ant sutankinto pagrindo dažniausiai statomi minimaliai įgilinti, seklieji pamatai.

Gruntai, kurie sutankinami, taikant dinامينius poveikius, vadinami tankliais. Tanklūs gruntai yra natūraliai slūgsantys ir piltiniai purūs ir vidutinio tankumo, nepaisant jų drėgnio smėliai, išskyrus vandens prisotintus dulkinguosius smėlius. Tanklūs yra ir piltiniai moliniai gruntai, kurių natūralusis drėgnis w mažesnis už plastiškumo drėgnį w_p .

Gruntai, kurie nesutankėja, taikant dinامينius poveikius, vadinami netankliais. Netanklūs gruntai yra natūraliai slūgsantys ir piltiniai moliniai gruntai, kurių gamtinis drėgnis w didesnis už plastiškumo drėgnį w_p , vandens prisotinti dulkingieji smėliai, durpės ir gruntai su organinės medžiagos priemaiša, taip pat dumblas. Dinamiškai jų sutankinti negalima, jie tankinami tik ilgalaikė statine apkrova arba iškasami ir išvežami, vietoje jų pripilamas ir sutankinamas tanklus gruntas.

9.2.2. Tankinimo metodai

Gruntai tankinami dviem būdais – dinamiškai ir ilgalaikė statine apkrova. Dažniausiai gruntai tankinami dinamiškai, nes toks tankinimas efektyvesnis ir spartesnis. Ilgalaikė statine apkrova tankinami vandens prisotinti lėtai tankėjantys gruntai – durpės, dumblas, gruntai su organinės medžiagos priemaiša, moliai.

Tankinant ilgalaikė statine apkrova, natūralus žemės paviršius pastato statybos vietoje apkraunamas pastoviu slėgiu, pvz., pylimu. Apkrovos intensyvumas turi būti lygus slėgiui po projektuojamo pastato pamatais arba 10–50 % už jį didesnis. Apkrova laikoma ilgai, keletą mėnesių ar metų, kol pasiekama sąlyginė tankinamų gruntų stabilizacija arba kol tankinamieji gruntai nusėda tiek, kiek jie nusėstų nuo pastato projekcinės apkrovos per jo eksploatacijos laiką. Tankinamo vandeningojo grunto stabilizacijai paspartinti gali būti įrengiamos vertikaliosios drenos.

Dinaminis gruntų tankinimas skirstomas į paviršinį ir giluminį. Paviršinis tankinimas – kai tankinantis dinaminis poveikis gruntui perduodamas žemės paviršiuje, giluminis – kai tas poveikis gruntui perduodamas per visą tankinamo grunto sluoksnio storį arba kai kuriame jo storio intervale. Paviršiniu tankinimu galima sutankinti grunto sluoksnį iki 6–8 m storio, o jei būtina, galima tankinti ir storesnį, atsižvelgiant į dinaminio poveikio energiją. Giluminiu tankinimu galima sutankinti gruntą iki 25 m gylio. Paviršinis tankinimas paprastas, daugeliu atvejų pamatų statyboje jo pakanka, jei greta nėra apgyvendintų namų ir statinių, kuriems pagrindo virpesiai turėtų neigiamą įtaką.

Dinamiškai tankinti galima įvairios sudėties gruntus – smėlius ir molius, kurių natūralusis drėgnis mažesnis už plastiškumo drėgnį. Gruntų su organinės medžiagos priemaiša ir durpių dinamiškai tankinti negalima Vandeningi sankabieji gruntai nuo dinaminio poveikio praskysta. Gruntų savybė praskysti nuo dinaminio poveikio vadinama tiksotropiškumu. Ji būdinga gruntams, kurių dalelės apsuptos surišo van-

dens plėvele – tai minkštai plastiški, tokiai plastiški bei takūs priemoliai ir moliai, taip pat dulkiniai priesmėliai ir dulkingi smėliai, sunkiai atiduodantys vandenį.

Dinaminio tankinimo efektyvumas priklauso ir nuo grunto soties laipsnio S_r (porų tūrio užpildymo vandeniu laipsnio), nes gruntas tankėja mažėjant jo porų tūriui. Jeigu poros pilnos vandens, gruntas gali tankėti tik išspaudus iš porų vandenį. Kadangi dinaminis gruntų tankinimas – greitas procesas, trunka tik keletą ar kelio-lika minučių, o vandens judėjimo grunte greičiai nedideli, todėl vandens prisotinto grunto dinaminis tankinimas neefektyvus. Gerai tankėja gruntai, kurių soties laipsnis ne didesnis nei 0,7 (tai yra kurių bent 30 % porų tūrio neužpildyta vandeniu).

Geriausiai tankėja įvairaus stambumo smėliai, išskyrus dulkingus, ir žvyrai. Juos galima tankinti bet kokiomis atmosferinėmis sąlygomis. Gerai tankėja ir mažai drėgni moreniniai priesmėliai ir priemoliai. Įšalusių šių gruntų tankinti negalima.

Gruntai geriausiai tankėja, kai jų drėgnis optimalus. Jis nustatomas kiekvienam gruntui laboratoriniais tyrimais Proktoro bandymu. Pakankamai tiksliai laikoma, kad optimalus drėgnis:

stambių ir vidutinio stambumo smėlių $w_0 = 8\text{--}12\%$,

smulkiųjų ir dulkingųjų smėlių $w_0 = 12\text{--}18\%$,

molinių gruntų $w_0 = w_p - (1\text{--}3)\%$ (w_p – molinio grunto plastiškumo drėgnis %).

Tankinamo grunto drėgnis nuo čia pateiktų reikšmių turėtų skirtis ne daugiau kaip 4 %.

Kai tankinamas gruntas per sausas, jo drėgnis mažesnis už optimalų, gruntą reikia drėkinti. Gruntus, kurių drėgnis daug didesnis už optimalų, tankinti galima tik sausu oru, kai juos galima džiovinti. Galima elgtis ir kitaip – ant per daug drėgno grunto paviršiaus pilama 20–30 cm storio skaldos, žvyro, plytų duženų ar sutrupinto betono laužo sluoksnis ir per jį gruntas tankinamas.

Grunto paviršinis tankinimas. Nors paviršinis tankinimas net sunkiais prietaisais retai sutankina storesnį nei 1,0 m grunto sluoksnį, metodas taikomas dažnai. Pavyzdžiui, piltinio grunto deformacinėms savybėms sulyginti. Kai norima sutankinti storesnį grunto sluoksnį, tankinama pasluoksniui.

Dinaminiam tankinimui mechanizmai ir tankinimo technologija parenkami atsižvelgiant į tankinamą gruntą ir reikalingą sutankinimo gylį (9.1 lentelė). Gruntui dinamiškai tankinti yra įvairių mechanizmų. Statant pamatus, jų pagrindas dažniausiai tankinamas plūktuvais ir vibraciniais volais, retai vibracinėmis plokštėmis. Smėlio paklotus galima tankinti ir bet kuriais kitais savaeigiais ar prikabinamais mechanizmais (pneumatiniais volais, pakrautais skreperiais). Tačiau jie tankina tik ploną grunto sluoksnį, jų darbas neefektyvus.

Pagal tankinamo grunto sluoksnio storį parenkami sutankinimo kontrolės metodai. Tikrinant sutankinimo kokybę dinaminio štampu tiriamo sluoksnio storis yra apie 50 cm, todėl jeigu reikia sutankinti storesnį sluoksnį, tankinama pasluoksniui, tikrinant kiekvieno sluoksnio sutankinimo kokybę.

9.1 lentelė. Optimalaus tankinamo sluoksnio storis, cm, priklausomai nuo naudojamų tankinimo mechanizmų

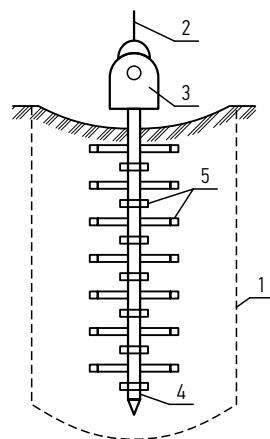
Mechanizmai	Svoris, kN	Sluoksnio storis, cm, kai gruntui reikia sutankinimo koeficiento			
		sankabiojo		biriojo	
		0,95	0,98	0,95	0,98
Volai:					
Priekabos ir puspriekabės su pneumatinėmis padangomis	100	15–20	10–15	20–25	15–20
	250	30–35	25–30	35–40	25–30
	400	40–45	30–35	45–50	35–40
	1000	70–80	45–60	90–100	70–80
Kumšteliniai ir groteliniai	90–180	20–25	15–20	–	–
	250	35–40	25–30	40–50	35–40
Vibraciniai	30	–	–	40–50	25–30
	60–80	–	–	60–70	35–40
	100–120	–	–	80–100	40–50
Vibraciniai-smūginiai	6,8	25–30	15–20	40–45	20–25
	15	40–45	25–30	60–65	35–40
Tankinimo plokštės	20–30	80–90	50–60	100–110	70–80
	120–150	250–300	150–200	300–320	200–220
Vibravimo plokštės	1,2–2,5	–	–	20–30	10–15
	7,5	–	–	35–40	20–25

Giluminis tankinimas vibruojant. Horizontaliai svyruojantis giluminis vibratorius gruntui tankinti buvo sukurtas ir pirmą kartą panaudotas Vokietijoje 1936 m. inžinieriaus J. Kellerio. Tai efektyvus būdas vandens prisotintiems puriesiems smėliams tankinti. Jis gerai tinka stambiems ir vidutinio stambumo smėliams. Dulkingi smėliai vibruojami netankėja. Šiuo būdu smėliai tankinami iki 10÷20m gylio. Tankinant giluminiu vibratoriumi viršutinė grunto dalis (iki 2 m gylio) nesutankinama. Pagrindo tankinimas baigiamas viršutinį sluoksnį sutankinant sunkiu paviršiniu vibratorium.

Giluminio tankinimo vibruojant būdai:

- į gruntą gramzdinamas vibratorius;
- į gruntą gramzdinamas plieninis strypas, prie kurio viršutinio galo standžiai pritvirtintas vibratorius. Kad tankinimo zona būtų didesnė, prie strypo galima tvirtinti skersinius (9.1 pav.).

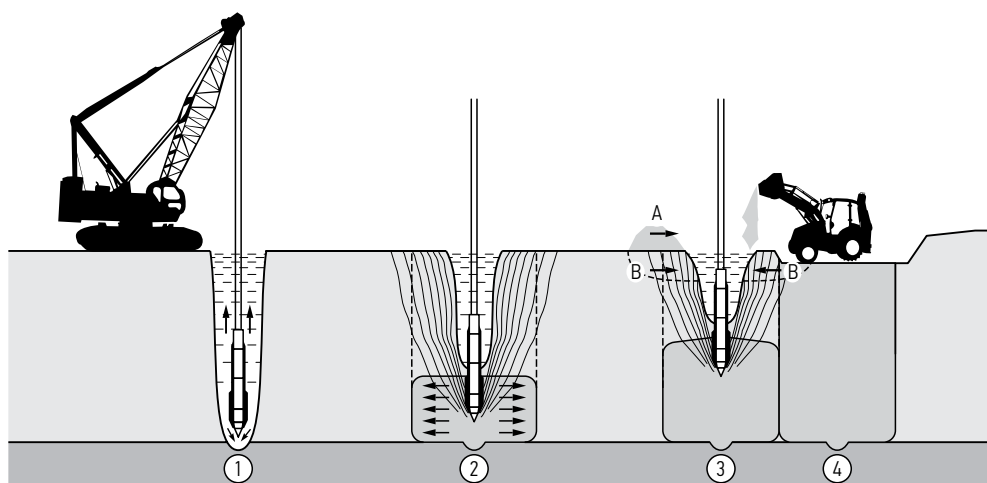
Prieš tankinant sausi smėliai prisotinami vandens. Jis tiekiamas į smėlį įgilintu plieniniu vamzdžiu iki 0,5–0,6 MPa slėgiu. Yra ir specialūs hidrauliniai vibratoriai, kuriais abi operacijos – prisotinamas vandeniu ir tankinamas vibruojant – atlieka-



9.1 pav. Giluminio tankinimo įrankio schema: 1 – sutankinimo zonos riba; 2 – pakabinimo lynas; 3 – vibracinis gilintuvas; 4 – šerdis iš vamzdžio; 5 – privirinti T skerspjūvio skersiniai strypai

mos iš karto. Toks tankinimas vadinamas vibroflotacija. Vibroflotaciją pirmoji pasiūlė ir 1938 m. įgyvendino vokiečių įkurta firma „Keller“ (9.2 pav.).

Purškiant vandenį pro smaigalį vibratorius įglinamas iki tankinamojo grunto pado. Smėlis prie vibratoriaus prisotinamas vandens. Dėl vibracijų sumažėja smėlio kerpamasis stipris, smėlio dalelės persislenka ir tankiau sugula. Pagrindinis vibravimo efektas pasiekiamas traukiant vibratorių iš grunto, gaunama sutankinto grunto kolona. Dėl grunto sutankėjimo prie vibratoriaus susidaro apie 5 m skersmens krateris (įdubimas), kuris užpildomas vietiniu ar atvežtiniu smėliu arba žvyru.



9.2 pav. Biriųjų gruntų tankinimas giluminiais vibratoriais: 1 – prietaiso įglinimas padedant vandeniui; 2 – tankinimo vibruojant pradžia; 3 – smėlio papildomo tūrio užpylimas; 4 – paviršiaus išlyginimas ir tankinimas paviršiniu vibratoriumi (http://www.keller-grundbau.com/download/pdf/en/Keller_10-02E.pdf)

Grunto sutankėjimo apie vibratorių spindulys nustatomas bandant. Jis priklauso nuo vibratoriaus galingumo ir grunto savybių. Lengvų vibratorių sutankinimo spindulys yra 0,5–1 m, sunkių galingų – iki 5–6 m. Vibratorius į gruntą gilinamas šachmatiškai. Jis gilinamas ir ištraukiamas lėtai, kad gruntas spėtų sutankėti. Apie tai, kad gruntas sutankėja, liudija padidėjęs energijos, reikalingos vibravimui, poreikis (tankiame smėlyje vibratoriumi sunkiau judėti).

Giluminio tankinimo technologija sėkmingai naudojama tiek mažai drėgnuose gruntuose, tiek ir vandeninguose, kai aukštas gruntinio vandens lygis. Vibratoriai parenkami pagal laboratorinius tyrimais sudarytą tankinamo smėlio vibrokompresinę kreivę, rodančią poringumo koeficiento e priklausomybę nuo virpesių pagreičio. Problemų gali kelti sankabaus grunto tarp sluoksniai smėlyje, kurie neleidžia papildomam smėlio kiekiui laisvai pasiekti jam skirtą vietą.

Giliojo tankinimo kokybė tikrinama statiniu kūgio penetracijos arba dinaminio penetracijos bandymu, bandant prieš tankinimą ir po to.

Giluminis dinaminis (smūginis) grunto tankinimas. Smėliniai ir moliniai gruntai gali būti tankinami smūgiais, mėtant svarstį iš tam tikro aukščio (9.3 pav.). Smūgiuojama po 3–5 kartus į vieną vietą. Sutankinimo kokybės kontrolė atliekama taip pat, kaip ir giluminiam vibraciniam tankinimui – penetracijos bandymais.

Smėlinius gruntus šiuo metodu galima sutankinti iki tankios būsenos, kai tankumo rodiklis $I_D > 0,67$.

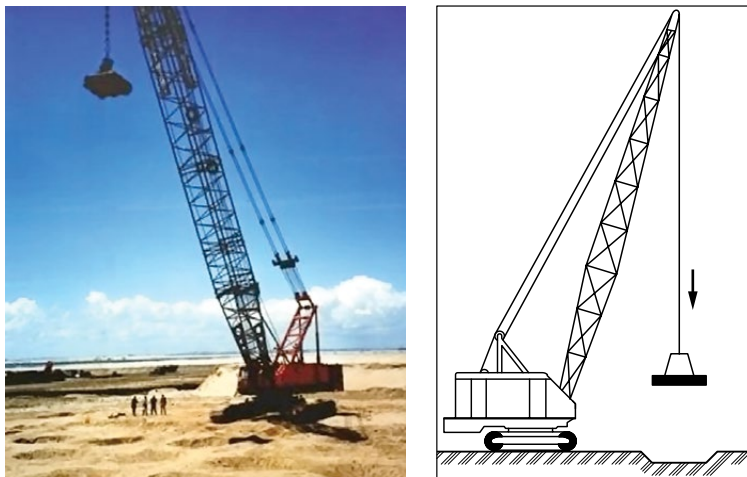
Sutankinimo grunto sluoksnio storis t , tankinant plūktuvu, gali būti apskaičiuotas pagal formulę (Šimkus, Furmonavičius 1989):

$$t = \alpha \cdot \sqrt{(0,1 \cdot G \cdot h)}, \quad (9.1)$$

čia t – sutankinimo gylis; α – empirinis sutankinimo koeficientas, priklausantis nuo tankinamo ir giliau slūgsančio grunto (9.2 lentelė); G – plūktuvo svoris; h – plūktuvo kritimo aukštis. Tankinant plūktuvu sutankinamo grunto storis gali siekti 12 m.

Smūgių skaičiaus didinimas kiekviename taške neduoda užčiuopiamos naudos. Geriau parinkti daugiau smūgiavimo taškų, nei didinti jų skaičių. Pagal smūgiavimo taškų skaičių, išsidėstymą ir smūgių skaičių skaičiuojamas energijos poreikis kaip ekonominis rodiklis. Sukaupia patirtis dar neleidžia tiksliai prognozuoti, kiek tam ar kitam gruntui sutankinti prireiks energijos, todėl reikia prieš pradedant smūginio tankinimo darbus atlikti bandomuosius tankinimus.

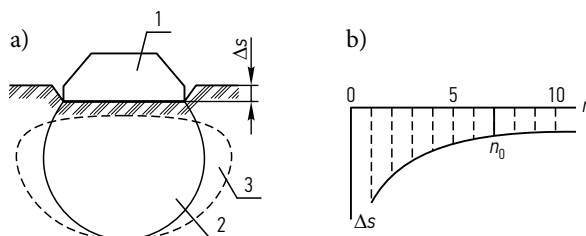
Prieš pradedant darbus statybos aikštelėje sudaroma tankinimo programa, atliekant bandomąjį tankinimą. Po kiekvieno plūktuvo kritimo matuojamas paviršiaus po plūktuvu nusėdimas. Pagal matavimus braižoma priklausomybė tarp smūgių skaičiaus ir nusėdžių (9.4 pav.). Kai nusėdimų prieaugis tampa pastovus (tai būna po 6–12 smūgių), tai rodo, kad sutankinimo zona ne gilėja, o plečiasi į šonus. Tankinant smūgių skaičius į vieną vietą neturėtų viršyti skaičiaus, kai tankinama zona nustoja gilėti.



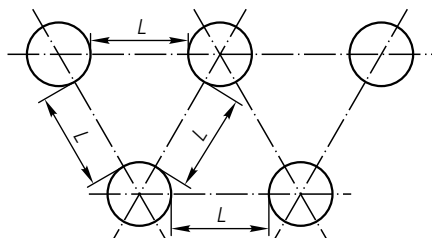
9.3 pav. Grunto tankinimas plūktuvu (<http://kshitija.wordpress.com/2006/09/29/soil-compaction/>)

9.2 lentelė. Empirinio sutankinimo koeficiento α reikšmės

Tankinamas gruntas	α
Smėlis ant standaus pagrindo (tankaus smėlio, kieto molinio grunto)	1,0
Smėlis ant vidutinio standumo pagrindo (vidutinio tankumo smėlio, plastiškų molinių gruntų)	0,75
Smėlis ant mažo standumo pagrindo (puraus smėlio, takiųjų molinių gruntų)	0,50
Piltiniai moliniai gruntai ant standaus pagrindo (tankaus smėlio, kieto molinio grunto)	0,50
Piltiniai moliniai gruntai ant mažo standumo pagrindo (puraus smėlio, tankaus molinio grunto)	0,35



9.4 pav. Priklausomybė tarp smūgių skaičiaus ir nuosėdžių: a – plūktuvas ir sutankinto grunto zona; b – grunto paviršiaus nusėdimo prieaugių priklausomybės nuo smūgių skaičiaus grafikas; 1 – plūktuvas; 2 – sutankinto grunto zona; 3 – sutankinto grunto išspaudimas į šonus



9.5 pav. Plūktuvo mėtymo schema:
 L – atstumas tarp plūktuvo pėdsakų

Plūktuvu tankinama ciklais. Pirmame cikle atstumas L tarp smūgio taškų parenkamas didesnis, kad būtų sutankinama sluoksnio apačia. Atstumas $L = 0,5t$ smėliuose, $L = t$ moliniuose gruntuose (t – tankinamo sluoksnio storis). Smūgių skaičius priklauso nuo tankinamo grunto purumo. Dažniausiai būna 5–9 smūgiai.

Antrame cikle atstumas mažinamas: $L = 0,25t$ smėliuose, $L = t/3$ moliniuose gruntuose. Trečiame cikle tankinamas paviršinis sluoksnis. Plūktuvą mėtomas, iš 2–3 m aukščio po 2–3 kartus, kad pėdsakai dengtų vienas kitą. Paskutinį ciklą galima pakeisti volavimu. Orientacinis suminis visų ciklų smūgių skaičius smėliuose – 10, molinguosiuose gruntuose – 15, vandeninguosiuose smėliuose – 18.

Kuo mažesnis grunto laidumas vandeniui, tuo ilgesni turėtų būti intervalai tarp smūgių, kad būtų pasiektas konsolidacijos efektas. Kai kuriais atvejais racionalu smūginį tankinimą derinti su giluminiu vibravimu.

Būtina atkreipti dėmesį, kad smūginis gruntų tankinimas priimtinas tik statant naujus statinius aplinkoje, kurioje nėra kitų pastatų, nes šiuo atveju dinaminiai poveikiai aplinkai labai dideli.

Tankinimas ekologiniu požiūriu yra puikus metodas, nes jame naudojamos tik gamtinės medžiagos, jokių dirbtinių priedų nereikia.

Tankinimas sprogdinant. Dulkiniai vandens prisotinti smėliai ir lioso gruntai gali būti tankinami sprogdinant. Į gręžinio dugną nuleidžiamas sprogstamosios medžiagos užtaisas. Jei spinduliu R vadintume atstumą, kurio ribose dėl sprogdinimo grunto susispaudimas viršija 1 cm, gautume priklausomybę:

$$R = K_3 \sqrt[3]{C}, \quad (9.2)$$

čia C – sprogmens masė, kg; K_3 – koeficientas, kuris, priklausomai nuo grunto tankumo rodiklio, vidutinio stambumo smėlio yra nuo 6 iki 8, o smulkiame smėliui – nuo 7 iki 25.

Kad galima būtų nustatyti priimtina sprogmenų išdėstymo eiliškumą, patariama pjezometrais stebėti porinio vandens slėgį smėlyje tarp sprogmenų. Naują sprogmenų grupę rekomenduojama sprogdinti, kai porinio vandens slėgio padidėjimas dėl anksčiau sprogdintos sprogmenų grupės jau bus praėjęs.

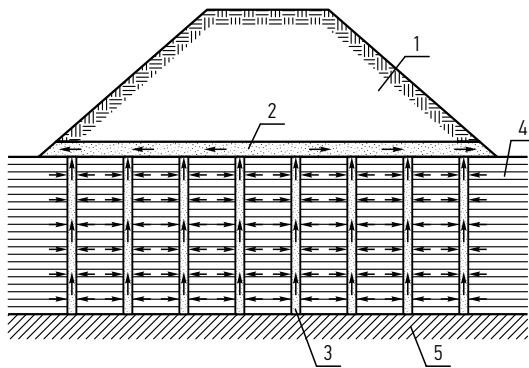
Tankinimas apkrova. Tai universalus tankinimo būdas, tinkamas visiems gruntams nepaisant to, koks jų drėgnumas. Vandens prisotinti gruntai gali būti racionaliai pagerinami, juos konsoliduojant užpildu papildomu svoriu (smėliu arba iš kitos pamatų duobės iškastu bet kokių gruntu). Šiam procesui reikia pakankamai laiko. Kai tik nuosėdžių stebėjimas parodo, kad pasiektas trokšamas rezultatas, užpildas

gruntas nukasamas ir išvežamas. Konsolidaciją kontroliuoti paprasčiausia matuojant nuosėdžius. Niveliacijos markės įrengiamos žemės paviršiuje prieš užpylimą. Pilant gruntą, jos paaukštinamos kiek reikia, kad būtų matomos. Nuo pažeidimų užpylimo metu markių stiebus apsaugo atitinkamo skersmens vamzdžiai.

Bet kuriuo atveju tarp užpilo ir konsoliduojamo grunto būtinas horizontalus 0,3–0,5 m storio drenuojančio grunto (smėlio, žvyro arba skaldos) sluoksnis (9.6 pav.).

Konsolidacijai pagreitinti įrengiamos vertikaliosios drenos dažniausiai gaminamos iš sintetinių medžiagų arba kartono (9.7 pav.). Jos įspraudžiamos į gruntą, kurį norima konsoliduoti.

9.6 pav. Vertikalių smėlio drenų įrengimas pylimo pagrindui: 1 – pylimas; 2 – smėlio drenažinis sluoksnis; 3 – vertikalios drenos; 4 – silpnas molis; 5 – vandeniui nelaidus pagrindas. Rodyklėmis parodyta vandens tekėjimo kryptis iš pagrindo į vertikalias drenas (smėlio poliūs) ir drenažinį sluoksnį



a)



b)



c)



9.7 pav. Vertikaliosios drenos konsolidacijai pagreitinti. a – įrengtų drenų laukas; b – drenos; c – drenos ritinys
(<http://www.p3planningengineer.com/productivity/soil%20improvement/plastic%20drain%20method/plastic%20drain%20method.htm>)

Konsolidacijai pagreitinti naudojamos ir smėlio arba žvyro drenos, kurias sudėtingiau įrengti ir kurios, esant dideliems nuosėdžiams, gali būti pažeidžiamos. Vertikaliųjų drenų įrengimo teorija (Gusmann 1990) leidžia suskaičiuoti racionalų atstumą tarp drenų.

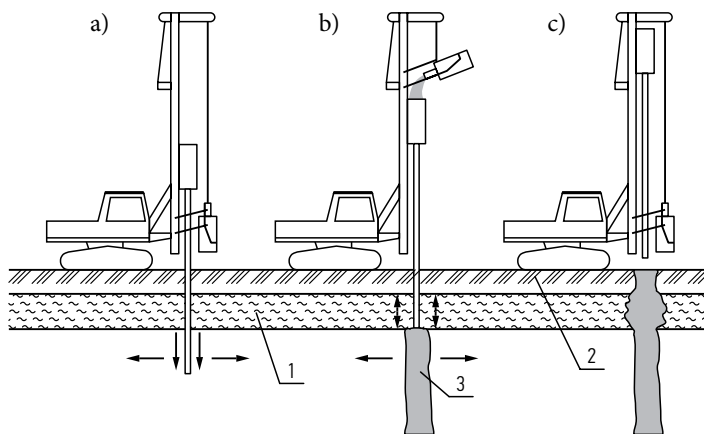
Tankinimas skaldos (žvyro) kolonomis. Molinis gruntas negali būti sutankintas taip paprastai kaip smėlinis (vibruojant arba smūgiuojant), ypač jei tas molinis gruntas prisotintas vandens. Tokie plastiški ir tikių molinių gruntų, taip pat gruntų su organinės medžiagos priemaiša ir dumblo konsolidacijai pagreitinti įrengiamos skaldos kolonos (stulpai), kurie ne tik pagreitina gruntų konsolidaciją, bet ir sustiprina pagrindą.

Skaldos kolonos įrengiamos kylant iš apačios į viršų (9.8 pav.). Vibravimo metu įspraudžiant kolonų užpildą (skaldą, žvyrą ar žvyringąjį smėlį) iš vibratoriaus viduje esančios ertmės į sankabų gruntą, naudojamas grįžtamasis judesys (du žingsniai į viršų, vienas žemyn). Tai leidžia sutankinti išpiltą gruntą ir padidinti kolonos skersmenį.

Tokių kolonų įrengimas vibruojant moliniame grunte kartais vadinamas vibraciniu grunto pakeitimu, nors šis terminas nelabai tikslus – vietinis gruntas ne pakeičiamas, o nustumiamas į šoną, pripildydami vibratoriaus sudarytą ertmę rupiu užpildu.

Pageidautina, kad tas užpildas būtų skalda arba žvyras, nors išimtiniais atvejais galėtų būti naudojamas ir smėlis, jei atgabenti rupesnę užpildą būtų per daug sudėtinga ir per brangu.

Skaldos kolonos įrengiamos projekte numatytose vietose. Inventorinis plieninis 30–50 cm skersmens vamzdis su specialiu užsidarančiu ir atsiderančiu smaigaliu



9.8 pav. Skaldos kolonų įrengimas giluminiais vibratoriais: a – vibratorius įgramzdinamas į sankabųjį gruntą; b – vibruojant atidaroma apatinė anga ir išpilama bei sutankinama skalda; c – skaldos kolona baigta; 1 – silpnescio grunto sluoksnis; 2 – stipresnio grunto sluoksnis; 3 – skaldos kolona

įgilinamas į gruntą vibratoriumi per visą pagrindo deformacijų zonos gylį arba iki stipraus grunto, kai silpno grunto sluoksnis plonesnis negu deformacijų zona.

Įgilinant inventorinį vamzdį, gruntas sutankėja, kaip ir kalant poli, maždaug 3 d zonoje (čia d – vamzdžio skersmuo). Vanduo iš grunto išspaudžiamas per gretimas anksčiau pagamintas skaldos kolonas, todėl gruntas gerokai sutankėja.

Gruntui iki reikiamo tankumo sutankinti vienetinis skaldos kolonų skerspjuvio plotas (tankinamo pagrindo viename m^2) turi būti:

$$A = \frac{e - e_t}{1 + e} = \frac{\rho_{dt} - \rho_d}{\rho_{dt}}, \quad (9.3)$$

čia e ir ρ_d – natūralaus tankinamo grunto poringumo koeficientas ir sausojo grunto tankis; e_t ir ρ_{dt} – reikalingas sutankinto grunto poringumo koeficientas ir sausojo grunto tankis.

Reikalingas skaldos kolonų skaičius visam pagrindui sutankinti:

$$n = \frac{A \cdot A_1}{A_2}, \quad (9.4)$$

čia A_1 – tankinamo pagrindo plotas; A_2 – inventorinio vamzdžio skerspjuvio plotas.

Kad ilgai nepablogėtų įrengtų kolonų vandens laidumo savybės, dažnai polius įrengia su apsauginiais geotekstiliniais apvalkalais, ypač jei naudojamas ne žvyringas, o smulkesnis smėlis..

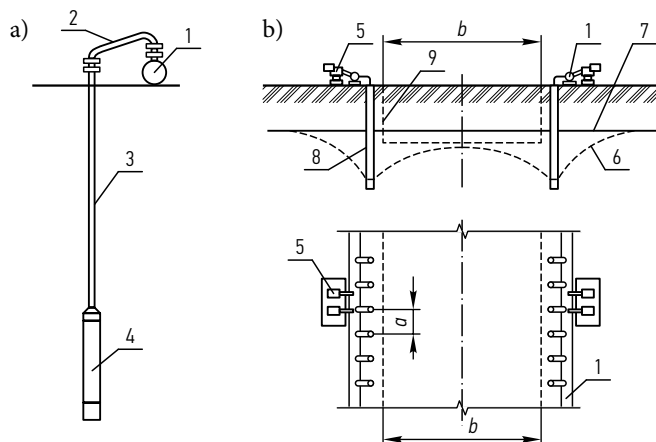
Tankinimas pažeminant gruntinio vandens lygį. Išankstinę statinę apkrovą galima suteikti ir pažeminant gruntinio vandens lygį. Šiuo atveju mažėja porų tūris, didėja tankis ir stiprumo rodikliai.

Taip tankinami smėliai ir kai kurie priesmėliai, kurių porose vanduo yra laisvas. Pažeminus gruntinio vandens lygį, panaikinamas grunto daleles veikiantis vandens atsveriantis poveikis, jų masė padidėja. Tai tolygu grunto apkrovimui išorine paskirstyta apkrova. Remiantis tuo principu, randamas reikalingas gruntinio vandens lygio pažeminimo gylis. Gruntinio vandens lygį pažeminti galima drenažu arba adatiniais filtrais (9.9 pav.).

Tankinimas elektroosmoso metodu. Molinių gruntų tankinimas skaldos kolonomis, apkrova ir įrengiant drenažą kartais būna neefektyvus. Šiuose gruntuose visas vanduo arba didelė jo dalis yra surištas, todėl drenažu ar adatiniais filtrais jo kartais negalima iš grunto pašalinti.

Leidžiant pastovią elektros srovę per molinius gruntuos, dumblą, dulkį, gruntuose vanduo nuo anodo juda prie katodo, o smulkios molio dalelės juda priešinga kryptimi – anodo link. Toks vandens tekėjimas, veikiant elektros srovei, vadinamas elektroosmosu, o kietųjų grunto dalelių judėjimas – elektroforeze.

Jeigu ties katodu susirenkantis vanduo bus išsiurbiamas, tai gruntas sausės ir tankės. Kad būtų padidintas vandens atidavimo efektas, šalia elektroosmoso gruntas

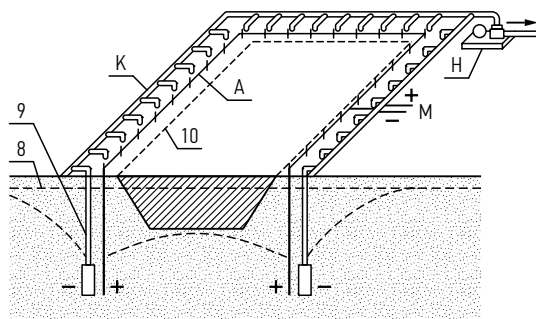


9.9 pav. a – adatinis filtras; b – vandens pažeminimo adatiniais filtrais sistema; 1 – kolektorius; 2 – lanksti žarna; 3 – vamzdis; 4 – filtras; 5 – siurblys; 6 – depresinė kreivė; 7 – gruntinio vandens lygis; 8 – adatinis filtras; 9 – pamatų duobė (Основания... 1991)

vakuumuojamas – uždedant vakuumą ant katodo (adatinio filtro). Vandens siurbimo efektyvumas padidinamas kartu naudojant adatinius filtrus bei nusausinimą elektra. Tuo tikslu lygiagrečiai su adatinių filtrų išdėstymo linija į tą patį gylį išspaudžiame strypą. Vamzdžiai sujungiami su teigiamo krūvio šaltiniu (9.10 pav.). Adatiniai filtrai įjungiami į tinklą, prijungiant juos prie neigiamo poliaus.

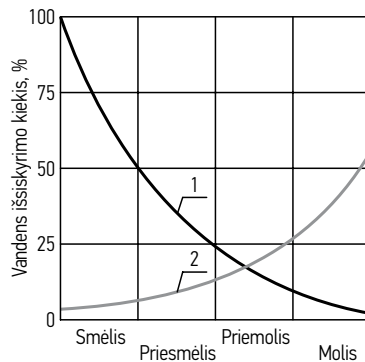
Elektros energijos poreikis – nuo 2 iki 10 kWh vienam kubiniam metrui sausinamo grunto adatinių filtrų apribotame plote. Pastovi 30–60 V įtampos elektros srovė pro gruntą leidžiama keletą dienų, drėgnumas sumažėja 30–40 % nuo pradinio drėgnio. Kad nusausintų 1 m³ grunto, suvartoja 30–60 kWh elektros energijos.

Per gruntą leidžiama elektros srovė sudaro galimybę adatiniais filtrais pašalinti ir fiziškai surištą vandenį – daleles supančios hidratinės plėvelės plonėja, gruntas tankėja.



9.10 pav. Tankinimas elektroosmoso būdu: 8 – gruntinio vandens lygis; 9 – adatinis filtras – katodas; 10 – pamatų duobė; A – anodas; K – katodas; M – generatorius; H – siurblys (Основания... 1991)

9.11 pav. parodytas išskiriamo vandens kiekis iš skirtingų gruntų, kai juos veikia pastovi elektros srovė ir vakuumas. Veikiant smėlius, nepaisant to, kad jų yra didelis filtracijos koeficientas, elektroosmosu išskiriamas tik nedidelis vandens kiekis. Iš molių, kai dalelių, mažesnių nei 0,001 mm, yra iki 30 %, tomis pačiomis sąlygomis išskiriama iki 50 % bendro juose esančio vandens kiekio.



9.11 pav. Vandens kiekis, išskirtas skirtingais drenavimo metodais, atsižvelgiant į grunto tipą: 1 – vakuumė; 2 – elektroosmosu

9.2.3. Pamatų ant sutankinto pagrindo projektavimas ir sutankinimo kokybės kontrolė

Sutankinto pagrindo forma ir matmenys plane bei storis turi užtikrinti pastato stabilumą ir sudaryti normalias sąlygas pamatams ant jo statyti. Kai pastato laikančiųjų konstrukcijų (kolonų, sienų) pamatų daug ir jie arti vienas kito, gruntas tankinamas ar smėlio paklotas įrengiamas po visu pastatu ištiesai. Kai pamatai išdėstyti eilėmis, o tarp jų atstumai dideli, gruntas tankinamas ar smėlio paklotas įrengiamas po pamatų eilėmis.

Pramoniniams pastatams, kurių pirmame aukšte yra technologiniai įrenginiai, gruntas tankinamas ar smėlio paklotas įrengiamas po visu pastatu. Stambiaplokščiems ir monolitiniams gyvenamiesiems namams, kurių laikančiųjų sienų pamatai arti vienas kito, gruntas tankinamas ar smėlio paklotas įrengiamas taip pat po visu namu. Sutankinto grunto zonos ar smėlio pakloto matmenys plane turi būti didesni už pamato pado plotį (kai tankinama po kolonų eilę) arba už pastato plotį ir ilgį (kai tankinama po visu pastatu), kad tankintas gruntas ar pakloto smėlis nebūtų išspaus-tas iš po pamato horizontalia kryptimi į greta slūgsantį silpną gruntą.

Sutankinto grunto sluoksnio storis t turi būti toks, kad įtempimai silpname, ne-tankintame grunte žemiau tankintojo grunto zonos (žemiau smėlio pakloto) būtų ne didesni už netankinto grunto skaičiuojamąjį stiprį.

Projektuojant pamatus ant tankintojo pagrindo, pirmiausia turi būti žinoma, koks gruntas bus tankinamas. Jeigu tankinamas natūraliai slūgsantis gruntas, turi būti žinoma jo granulometrinė sudėtis ir būvis. Jeigu tankinamas atvežtas smėlis, projekte turi būti nurodyta, koks smėlis turi būti atvežamas. Skaičiuojamasis tankinamo grunto stipris q_d skaičiuojamas pagal formulę:

$$q_d = \frac{q_c}{\beta_d}, \quad (9.5)$$

čia q_c – tankintojo grunto kūginis stipris; β_d – empirinis koeficientas, rodantis koreliacinę priklausomybę, tarp tankintojo grunto kūginio stiprumo ir pagrindo iš to grunto skaičiuojamojo stiprumo (9.3 lent.).

Maksimalios tankinto grunto kūginio stiprio ir grunto stiprio reikšmės, gautos specialiais tyrimais ir patikslintos statybos patirtimi, surašytos 9.3 lentelėje (Šimkus, Furmonavičius 1989).

Sutankinto pagrindo skaičiuojamojo stiprio $q_{d\max}$ reikšmės 9.3 lentelėje duotos juostinių pamatų pagrindui. Atskirųjų kvadratinių ir stačiakampių pamatų sutankinto pagrindo skaičiuojamasis stipris $q_{d\max}$ yra 1,3 karto didesnis, negu pateikta 9.3 lentelėje.

9.3 lentelė. Empirinio koeficiento β_d ir tankinto grunto stiprio vertės

Nr.	Gruntai	β_d	$q_{c\max}$, MPa	$q_{d\max}$, MPa
Natūraliai slūgsantys ir piltiniai smėliai				
1	Žvyringasis smėlis ir žvyras	30	21	0,7
2	Rupusis smėlis	30	18	0,6
3	Vidutinio rupumo smėlis	30	15	0,5
4	Smulkusis smėlis	25	10	0,4
5	Dulkingasis smėlis	25	6	0,3
Moliniai piltiniai				
6	Moreninis priemolis, kurio $I_L < 0,25$	15	6	0,4
7	Moreninis priemolis, kurio $0,25 \leq I_L \leq 0,50$	15	3	0,2
8	Kiti moliniai gruntai, kurių $W < W_p$	15	3	0,2

Kad sutankinto pagrindo skaičiuojamasis stipris būtų apskaičiuoto didumo q_d , pagrindas turi būti sutankintas taip, kad jo grunto projekcinė kūginio stiprio reikšmė q_c po sutankinimo būtų:

$$\beta_d \cdot q_d \leq q_c \leq q_{c,\max}. \quad (9.6)$$

Parinkus pamato pado matmenis, skaičiuojamos pagrindo ir pastato bendros deformacijos gruntų mechanikoje žinomais metodais. Pamatų ant sutankinto pagrindo nuosėdžius skaičiuoti geriausia sumavimo metodu.

Pamatų nuosėdžiams skaičiuoti reikalinga sutankinto pagrindo arba smėlio pakloto grunto deformacijų modulio reikšmė E randama pagal sutankinto grunto kūginį stiprį q_c , remiantis tokiomis koreliacinėmis priklausomybėmis:

– smėlių:

$$E = 3 \cdot q_c, \quad (9.7)$$

– priesmėlių:

$$E = 5 \cdot q_c, \quad (9.8)$$

– priemolių ir molių:

$$E = 7 \cdot q_c. \quad (9.9)$$

Giliau, po tankintojo grunto sluoksniu ar po smėlio paklotu slūgsančių natūralių, nesutankintų gruntų deformacijų modulio reikšmės E gali būti apskaičiuotos naudo-

jantis tomis pačiomis priklausomybėmis pagal natūralaus grunto kūginį stiprumą, nustatytą juos tiriant kūgio penetracijos bandymu.

Pagrindo sutankinimo kokybė gali būti nustatoma pagal sutankinimo rodiklį D_{Pr} . Grunto sutankinimo rodiklis D_{Pr} apskaičiuojamas padalijus faktinį grunto sausąjį tankį γ_d iš Proktoro tankio γ_{Pr} (LST EN 13286-2:2004). Proktoro tankis nustatomas tiriant tankinamą gruntą proktoro bandymu.

9.4 lentelė. Rekomenduojamos sutankinimo rodiklio D_{Pr} reikšmės

Paskirtis	Sutankinimo rodiklis
Pastatų ir statinių pamatų pagrindai, pagrindai sunkiai technologinei įrangai ir grindims su tolygiai išskirstyta apkrova, didesne nei 0,15 MPa	0,98–0,95
Pastatų ir statinių pamatų pagrindai, pagrindai vidutinio svorio technologinei įrangai ir grindims su tolygiai išskirstyta 0,05–0,15 MPa apkrova, taip pat pagrindams po vidinių konstrukcijų pamatais	0,95–0,92
Pastatų ir statinių pamatų pagrindai, pagrindai lengvai technologinei įrangai ir grindims su tolygiai išskirstyta apkrova, mažesne kaip 0,05 MPa.	0,92–0,90
Pylimai: viršutinė dalis (gylis iki 1,5 m skaičiuojant nuo paviršiaus); apatinė dalis (gylis nuo 1,5 m iki 6,0 m skaičiuojant nuo paviršiaus) Neužstatytos teritorijos	1–0,95 0,95–0,90 0,90–0,88

Jeigu gruntų tankio matavimai ir Proktoro bandymai (pvz., remiantis medžiagų savybėmis), bus sunkiai įvykdomi ar pareikalaus daug laiko, arba nurodytiems žemės darbams nebus atlikti reikiama apimtimi, gali būti taikomi netiesiogiai charakterizuojantys sutankinimo būklę tyrimo metodai:

- 1) statinis grunto sutankinimo tyrimas štapu (pagal LST 1360.5:1995), nustatant deformacijų modulį E_{v1} po pirmo apkrovimo ir deformacijų modulį E_{v2} po antro pakartotinio apkrovimo;
- 2) dinaminis grunto sutankinimo tyrimas štapu (šis prietaisas gali būti naudojamas bandant stambiagrūdžius ir įvairiagrūdžius gruntuos, kurių grūdėliai ne didesni kaip 63 mm), nustatant dinaminę deformacijų modulį E_{vd} ;
- 3) grunto sutankinimo tyrimas penetracijos būdu: įkalant arba išspaudžiant zondus, arba juos įvibruojant (vandens pralaidų tranšėjose);
- 4) radioizotopinis metodas.

Tankinimo kontrolės rezultatai taikant 2, 3 ir 4 pozicijose nurodytus tyrimo metodus gaunami greitai, nes bandymai atliekami trumpai, o sutankinimo kokybė matoma iškart po bandymo. Bandymų apimtys nurodomos techninėse specifikacijose. Atlikus bandomuosius grunto sutankinimus, turi būti nustatytas pasirinktais metodais gautų rezultatų ir techniniame projekte nurodytų reikalaujamų reikšmių ryšys.

Jeigu šis ryšys nebuvo nustatomas, galima naudoti žinomų, anksčiau atliktų tyrimų duomenis bei patirtimi pagrįstus orientacinius rezultatus.

Taikant statinį grunto sutankinimo bandymą štampu pagal LST 1360.5:1995, galima naudotis 9.5 ir 9.6 lentelių duomenimis.

9.5 lentelė. Stambiagrūdžių gruntų sutankinimo rodiklio D_{Pr} ir deformacijos modulio E_{v2} orientacinės tarpusavio priklausomybės

Gruntų grupės žymėjimas pagal LST1331:2002	Sutankinimo rodiklis D_{Pr} , %	Deformacijos modulis E_{v2} , MPa
ŽG, ŽP	>100	>100
	>98	>80
	>97	>70
ŽB, SB, SG, SP	>100	>80
	>98	>70
	>97	>60

Gruntų sutankinimui įvertinti nustatomi papildomi reikalavimai E_{v2} / E_{v1} santykiui. Turi būti laikomasi 9.5 lentelėje pateiktų dydžių.

9.6 lentelė. Santykio E_{v2} / E_{v1} priklausomybės nuo sutankinimo rodiklio orientacinės vertės

Sutankinimo rodiklis D_{Pr} , %	E_{v2} / E_{v1}
>100	<2,3
>98	<2,5
>97	<2,6

Labai greitai pagrindo kokybė gali būti patikrinta:

- dinaminio štampu;
- naudojant specialų matavimams skirtą volą.

Tikrinant tankinimą šiais metodais, iš anksto bandomaisiais tankinimais turi būti nustatytas sutankinimo rodiklis arba remiamasi jau turima patirtimi (arba literatūroje rastomis priklausomybėmis 9.7 lentelė).

Nurodymai apie bandymo metodus turi būti įtraukti į projekto technines specifikacijas.

Pagal LST 1360.6:1995 ištyrus gruntuos, galima prognozuoti deformacijos modulio E_{v2} vertes (žr. 9.9 lentelę).

9.7 lentelė. Sutankinimo rodiklio, deformacijų modulio ir dinaminio deformacijų modulio priklausomybės

Grunto grupės pagal LST 1331:2002 lt 4.27.6 lentelę	Sutankinimo rodiklis D_{PR} , %	Deformacijų modulis E_{v2} , MPa	Dinaminis deformacijų modulis E_{vd} , MPa
ŽG, ŽP, ŽD ¹⁾ , ŽM ¹⁾	≥103	≥120	≥60
ŽG, ŽP, ŽD, ŽM	≥100	≥100	≥50
	≥98	≥80	≥40
	≥97	≥70	≥35
	≥100	≥80	≥40
ŽB, SB, SG, SP	≥98	≥70	≥35
	≥97	≥60	≥32
	≥100	≥70	≥35
Mišrus gruntas ŽD ²⁾ , ŽM ²⁾ , SD, SM	≥97	≥45	≥25
	≥100	≥70	≥35
Smulkus gruntas: D, M Mišrus gruntas ŽD ₀ , ŽM ₀ , SD ₀ , SM ₀	≥97	≥45	≥25
	≥95	≥30	≥20

Pastabos: ¹⁾ŽD/ŽM – gruntai, turintys ne daugiau kaip 7 % mažesnių nei 0,063 mm dalelių;

²⁾ŽD/ŽM – gruntai, turintys nuo 7 iki 15 % mažesnių nei 0,063 mm dalelių.

9.8 lentelė. Grunto grupės pagal LST 1331:2002 lt

	Dalelių kiekis		Grupė		Žymuo
	≤0,063 mm	≤2 mm			
Rupūs gruntai	Iki 5 %	Iki 60 %	Žvyras	Vienodos sanklodos žvyras	ŽB
				Nuoseklios sanklodos žvyras	ŽG
				Pakopinės sanklodos žvyras	ŽP
		Per 60 %	Smėlis	Vienodos sanklodos žvyras	SB
				Nuoseklios sanklodos žvyras	SG
				Pakopinės sanklodos žvyras	SP
Mišrieji gruntai	Nuo 5 % iki 30 %	Iki 60 %	Dulkingasis žvyras	Nuo 5 % iki 15 % ≤0,063 mm	ŽD
				Nuo 15 % iki 40 % ≤0,063 mm	ŽD ₀
			Molingasis žvyras	Nuo 5 % iki 15 % ≤0,063 mm	ŽM
				Nuo 15 % iki 40 % ≤0,063 mm	ŽM ₀
		Per 60 %	Dulkingasis smėlis	Nuo 5 % iki 15 % ≤0,063 mm	SD
				Nuo 15 % iki 40 % ≤0,063 mm	SD ₀
			Molingasis smėlis	Nuo 5 % iki 15 % ≤0,063 mm	SM
				Nuo 15 % iki 40 % ≤0,063 mm	SM ₀

9.9 lentelė. Įvairiagrūdžių ir smulkiagrūdžių gruntų, kurių porose yra ne daugiau kaip 12 % oro, orientacinės deformacijos modulio E_{v2} vertės, atsižvelgiant į šių gruntų poringumą n ir drėgnį w

Poringumas n , %	Grunto drėgnis w , %	Deformacijos modulis E_{v2} , MPa
$n < 30$	$7 < w < 15$	$E_{v2} > 45$
$30 < n < 36$	$10 < w < 20$	$20 < E_{v2} < 45$
$n > 36$	$w > 15$	$E_{v2} < 20$

Grunto sutankinimo kokybė gali būti nustatoma kūgio penetracijos bandymu (CPT). Tyrimo taškai išdėstomi atsižvelgiant į gruntų savybių kaitą ir pastato konstrukciją. Tikrinant pastatų su juostiniais pamatais sutankinto pagrindo kokybę, zonduojama stačiakampio tinklo susikirtimo taškuose. Atstumai tarp taškų – 3–10 m. Karkasinių pastatų pagrindas zonduojamas ties kolonų centrais. Pagrindas zonduojamas giliau negu $3b$ (b – pamato plotis, skersmuo). Zondavimo gylį ir taškų išdėstymą zondavimui pasirenka vadovaujantysis geotechnikas. Kokybės kontrolės laikas po tankinimo priklauso nuo tankinamo grunto:

- Smėlinių gruntų tankinimo kokybė gali būti tikrinama tuojau po sutankinimo.
- Vandeningų dulkingų smėlių ir priesmėlių sutankinimo kokybė tikrinama 12–30 parų po sutankinimo.
- Molių ir priemolių sutankinimo kokybė tikrinama po 7–10 parų.

Sutankinto pagrindo kokybė kontroliuojama dviem rodikliais. Pirmasis – sutankinto pagrindo trinties stiprio didumas f_{si} turi būti ne mažesnis kaip 2,5 % to paties grunto kūginio stiprio, t. y. turi būti tenkinama sąlyga:

$$f_{si} \geq 0,025 \times q_c, \quad (9.10)$$

Jeigu ši sąlyga netenkinama, galima pasiegti dvejopai: arba papildomai tankinti pagrindą, kol bus tenkinama (9.10) sąlyga, arba šios sąlygos netenkinančio sutankinto pagrindo skaičiuojamąjį stiprį q_d nustatyti bandant tankintąjį gruntą štampu ar eksperimentiniu pamatu.

Antrasis sutankinto pagrindo kokybės rodiklis – tankintojo grunto kontrolinis kūginis stipris q_c , nustatomas tiriant sutankintą pagrindą kūgio penetracijos bandymu. Jis turi tenkinti (9.6) sąlygą.

Jeigu visuose taškuose, kuriuose sutankintas pagrindas kontrolei tirtas kūgio penetracijos bandymu, (9.6) sąlyga tenkinama, tai rodo, kad pagrindas sutankintas gerai, ant jo galima statyti pamatus. Jeigu kurioje nors sutankinto pagrindo zonoje ta sąlyga netenkinama, gruntą reikia tankinti kartotinai.

Gali būti, kad ir kartotinai tankinamas gruntas nesutankėja iki reikiamo tankumo. Tai rodo, kad gruntas netanklus. Tokį gruntą reikia iškasti, pakeisti kitu, tankliu, ir sutankinti iki reikiamo tankumo. Galima sutankinto pagrindo skaičiuojamąjį stiprumą q_d apskaičiuoti pagal pasiektą sutankinto pagrindo grunto kūginį stiprį q_c

naudojantis (9.5) formule ir parinkti kitą pagrindo įrengimo technologiją ar kitą pamatų konstrukciją.

Norint objektyviai ir patikimai suprojektuoti sutankintą pagrindą, ypač sudėtingomis inžinerinėmis geologinėmis sąlygomis paprastai daromas bandomasis tankinimas (eksperimentas). Juo patikrinama galimybė sutankinti konkretų gruntą, patikslinti tankinimo technologiją, sutankinto sluoksnio storį, sutankinto pagrindo stiprumą ir kitus rodiklius.

9.3. Cheminis pagrindo stiprinimas

Gruntų stiprumas ir spūdumas daug priklauso nuo sankabumo tarp mineralinių dalelių. Silpnųjų gruntų sankabumą galima padidinti cheminiais metodais. Į gruntą įšvirkščiamas rišamosios medžiagos tirpalas. Jam sukietėjus, gruntas virsta dirbtiniu akmeniu, kurio gniuždomasis stipris – 2–10 MPa. Gruntai stiprinami visame pagrindo deformacijų zonos gylyje arba tik silpnąjo grunto sluoksniu, esantis toje zonoje.

Cheminio gruntų stiprinimo metodai įvairūs, jie priklauso nuo to, kokia rišamoji medžiaga tam naudojama:

- cementavimas;
- silikatinimas dviem tirpalais;
- silikatinimas vienu tirpalu;
- silikatinimas aktyvinant gruntą dujomis;
- stiprinimas polimerinėmis dervomis;
- elektrocheminis stiprinimas.

Rišamosios cheminės medžiagos injektuojamos į gruntą. Injekcijos esmė : pagrindo savybių pakeitimas, paveikus dispersinį gruntą adhezinių (klijavimo) savybių turinčiomis medžiagomis ir pavertus jį dirbtine uoliena, tvirta ir nelaidžia vandeniui.

Yra dvi pagrindinės injekcinio gruntų stiprinimo kryptys:

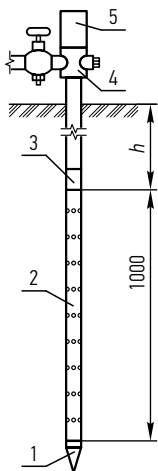
- porų (grunto tuštumų) injekcija, dar vadinama mažo slėgio injekcija;
- didelio slėgio injekcija, kitaip vadinama čiurkšline arba srautine injekcija.

9.3.1. Mažo slėgio injekcijos

Injekcinis gruntų stiprinimas – vienas racionalių būdų pastatų pagrindams pagerinti. Injektuojant mažu slėgiu (iki 1,0 MPa) į pagrindą mažo klampumo (artimo vandens klampumui) tirpalą, kietėjančią grunte ir sudarantį tarp dispersinių dalelių kristalinius ryšius, gaunama tvirta, nelaidi vandeniui dirbtinė uoliena. Panašiai gamtoje birusis smėlis gali virsti sucementuotu natūraliais cementais smiltainiu.

Stabilizuojamojo tirpalo stengiamasi nesuardyti grunto struktūros. Injektuojamas kuo mažesniu slėgiu tirpalas užpildo poras ir atlieka savo darbą – stiprina gruntą.

Šis metodas galimas gruntuose, kurių poros gana didelės ir į jas galima įšvirkšti koloidinius rišamųjų medžiagų tirpalus. Tokie gruntai yra smėliai, kurių filtracijos



9.12 pav. Mažo slėgio injekcijų injektorius: 1 – smailas antgalis; 2 – perforuotas vamzdis; 3 – sujungimo mova; 4 – trišakis; 5 – galva

koeficientas didesnis kaip 1,0 m/parą. Molinių gruntų poros visai mažos, pilnos sujungtojo vandens, todėl tie gruntai galėtų būti stiprinami tik elektrocheminiu būdu.

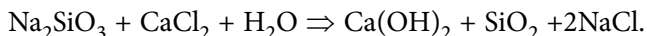
Visų cheminio gruntų stiprinimo metodų technologija vienoda. Į gruntą kalamas injektorius – plieninis storasienis 38–42 mm skersmens vamzdis su uždaru smaigaliu. Aparatinis 1–1,5 m ilgio vamzdžio galas perforuotas (9.12 pav.). Injektorių galima įkalti iki 15 m gylio. Jeigu reikia gruntus stiprinti giliau, gręžiamas gręžinys ir injektorius kalamas gręžinyje. Per injektorių į gruntą su slėgiu išvirkščiamas rišamosios medžiagos tirpalas. Slėgis priklauso nuo injektoriaus įkalimo gylio, būna 0,5–3 MPa, o gali būti iki 3–5 kartų didesnis negu įtempimas tame gylyje nuo viršutinių grunto sluoksnių svorio. Sustiprinto grunto aplink injektorių spindulys priklauso nuo grunto poringumo ir rišamosios medžiagos tirpalo klampumo. Jis būna lygus 0,3–1,0 m.

Į vienalytį gruntą skiedinys išvirkščiamas palaipsniui gilinant injektorių ruožais, lygiais jo perforuotos dalies ilgiui. Sluoksniuotuose gruntuose stiprinti pradama nuo vandeniui labiausiai laidaus sluoksnio. Viršutinis 1–1,5 m storio sluoksnis žemės paviršiuje lieka nesustiprintas.

Cementavimu stiprinami gruntai, kurių laidumo vandeniui koeficientas $k > 50$ m/parą – tai žvyrai, žvyringieji smėliai. Cementuojami ir supleišėję uoliniai gruntai. Šis būdas dažnai taikomas ir kaip priešfiltracinė priemonė.

Injektuojamas portlandcemenčio skiedinys, panaudojant aukštų klasių cementą. Skiedinio konsistencija parenkama pagal porų didumą, vandens ir cemento santykis būna 0,4 iki 10. Kai poros didelės, į skiedinį pridedama smulkaus smėlio. Sustiprinto grunto spindulys apie injektorių yra $r = 0,5\text{--}1$ m ir priklauso nuo granulometrinės smėlio sudėties. Sustiprinto grunto stipris yra iki 2–3,5 MPa.

1886 m. Vokietijoje P. Jeziorskis užpatentavo laidžių vandeniui uolienu stiprinimo metodą, pagal kurį į rupųjį arba vidutinio rupumo smėlį paeiliui injektuojami du tirpalai – natrio silikatas (skystasis stiklas) ir kalcio chloridas. Sąveikaudami grunto porose, šie tirpalai duoda silicio rūgšties gelį, kuris suteikia smėliui stiprumo ir nelaidumo vandeniui:



Susidaro rišamoji medžiaga – silicio rūgšties gelis, kuris sukietėjęs tampa netirpus. Tirpalai grunte reaguoja greitai, kietėjimo procesas prasideda tuojau pat ir tęsiasi keletą dešimčių minučių. 1 m³ grunto sustiprinti sunaudojama 300–400 l skystojo stiklo.

Silikatinant dviem tirpalais (Joosteno metodas), stiprinami gruntai, kurių laidumo vandeniui koeficientas yra 2–80 m/parą – tai rupūs ir vidutinio rupumo smėliai. Sustiprinto grunto spindulys apie injektorį – 0,3–1 m, grunto stipris – iki 2–5 MPa.

Greta Joosteno metodo ketvirtajame dešimtmetyje ekonomiškai išsivysčiusiose šalyse buvo taikomi ir kiti injekciniai pagrindų stiprinimo būdai: Fransua (*Francois*) metodas (naudojamas natrio silikato ir aliuminio sulfato mišinys), Rodijo (*Rodio*), skystasis stiklas su kalkių pienu) ir kiti.

1939 m. rusų mokslininkas V. Sokolovičius smulkiesiems ir dulkingiesiems smėliams, kurių laidumo vandeniui koeficientas 1–2 m/parą ir silikatizacija dviem tirpalais netinka, pasiūlė silikatizacijos vienu tirpalu metodą.

Esminis skirtumas tarp silikatizacijos dviem tirpalais ir silikatizacijos vienu tirpalu tas, kad pirmuoju atveju reakcijoje dalyvausiantys tirpalai į gruntą injektuojami paeiliui (reakcija prasideda grunte), o antruoju atveju tirpalai sumaišomi dar prieš injektuojant (gelio susidarymo reakcija prasideda žemės paviršiuje stovinčioje mišyklėje, vyksta ir baigiasi grunte).

Į gruntą injektuojamas tirpalas, sudarytas iš koloidinio natrio silikato (skystojo stiklo) ir specialaus priedo – kietiklio. Jis mažina skystojo stiklo klampumą, sudaro su juo vandenyje netirpstantį silicio hidrogelį. Tirpalo receptūros įvairios, kietikliu naudojamos rūgštys ir šarmai, taip pat organiniai reagentai. Skystasis stiklas su kietikliu reaguoja lėtai, todėl į gruntą injektuojamas iš anksto pagamintas vienas tirpalas. Sukietėja per keletą valandų. Taip sustiprinto grunto spindulys apie injektorį yra 0,3–1 m, grunto stiprumas – 2–3 MPa.

Efektyvus cheminio gruntų stiprinimo metodas – silikatinimas dujomis. Gruntas pro injektorius prisotinamas anglirūgštės, tada išvirkščiamas koloidinis natrio silikato tirpalas, o paskui vėl anglirūgštė. Tirpalas kietėja greitai – per 2–3 min. Svarbiausias šio metodo pranašumas tas, kad stiprinamo grunto spindulys apie injektorius padidėja iki 50 %, o grunto stiprumas – iki dviejų kartų, palyginti su kitais silikatinimo metodais. Silikatinimas dujomis tinka stiprinti rupiuosius, vidutinio rupumo ir smulkiuosius smėlius, kurių laidumo vandeniui koeficientas 1–50 m/parą. 1 m³ smėlio sustiprinti sunaudojama 300–350 l skystojo stiklo ir 4–6 kg anglirūgštės.

Smulkieji ir dulkingi smėliai, kurių filtracijos koeficientas 0,5–8 m/parą ir kuriuose yra ne daugiau kaip 2 % molio priemaišų stiprinami polimerinėmis dervomis. Sintetinės dervos – tai palyginti nedidelės molekulinės masės organiniai polimerai (oligomerai), kurie kietėdami virsta netirpiais ir nelydziais erdvinės struktūros polimerais. Iš daugybės sintetinių dervų gruntams stiprinti labiausiai tiko karbamidinės, akrilinės, furaninės, rezorcininės ir uretaninės dervos.

Karbamidinės (karbamido formaldehidinės) dervos gaunamos polikondensuojantis karbamidui (šlapalui) su formaldehidu. Jos turi termoreakcinių savybių: didesnėje, o tam tikromis sąlygomis ir normalioje temperatūroje pereina iš takios būsenos pradžioje į klampiai takią, o vėliau į kietą, netirpią ir negrižtamą būseną.

1929 m. anglų chemikas V. Karazersas (*Carruthers*) pasiūlė polimerus skirti į polikondensacinius ir polimerizacinius. Anot Karazerso, polikondensaciniai yra tie polimerai, kurie gaunami iš polifunkcionalių monomerų, o jų gavimo metu išsiskiria mažos molekulinės masės produktai (pavyzdžiui, vanduo). Polimerizaciniai – tie polimerai, kurie susidaro iš monomerų, neišskirdami kokių nors produktų. Karbamidinė derva – polikondensacinis polimeras. Karbamidinę dervą gruntams tvirtinti pirmasis tyrė amerikiečių inžinierius G. Lautonas. 1947 m. šia derva jis sutvirtino vandeningą smėlį naftos gręžinyje. Kaip dervos kietiklį jis naudojo amonio chloridą.

Vėliau karbamidine derva buvo stiprinami gruntai įvairiose šalyse. Ji gerai sutvirtindavo smulkųjį smėlį ir stambesnius smėlinius gruntus: suteikdavo didelį atsparumą gniuždymui (iki 10 MPa), nelaidumą vandeniui, ilgaamžiškumą. Kietikliais būdavo naudojami druskos rūgštis (3 arba 5 procentų), organinės 6 % rūgštynių rūgštis, geležies chlorido (18 %) tirpalai. Pagrindinis karbamidinių dervų trūkumas, ilgą laiką ribojęs jų taikymą požeminėje statyboje ir mažai ventiliuojamose patalpose – formaldehidas, kuris yra nuodingas, erzina žmogaus uoslę bei akis net esant žemai koncentracijai. Mokslininkų atlikti tyrimai buvo sėkmingi: pavyko rasti papildomą medžiagą, kurią įdėjus į karbamidinę dervą laisvojo formaldehido kiekis gerokai (iki 25 kartų) sumažėdavo. Šios modifikuotos karbamidinės dervos atitinka griežtus sanitarinius reikalavimus ir gali būti taikomos tiek pamatų, tiek požeminėje statyboje.

Akrilinės dervos – tai akrilo ir metakrilo rūgščių amidų, nitrilų bei eterių polimerai ir kopolimerai. Apie galimybę naudoti akrilines dervas gruntams stiprinti pirmieji pranešė amerikiečiai F. Hauzeris ir E. Danenbergas. Nuo 1950 m. akrilamidinės receptūros geotechnikų sėkmingai naudojamos pagrindams stiprinti. Žymiausios jų yra amerikiečių AM-9, PWG, Q-Seal, AC-400, AV-100, japonų „Sumisoil“. Akrilamidinės receptūros leisdavo gauti silpną, bet nelaidų vandeniui gelį (sukietėjusį želatinizacijos procese tirpalą). Ekologiniu požiūriu kai kurios jų nebuvo švarios. Naujos akrilinės dervos atitinka šių dienų sanitarinius reikalavimus ir gali būti taikomos statyboje pagrindams tvirtinti.

Kitos sintetinės dervos pagrindams stiprinti naudotos rečiau. Sustiprinto grunto spindulys apie injektorius – 0,4–0,8 m, grunto stiprumas – iki 1–5 MPa. 1 m³ grunto sustiprinti sunaudojama apie 400 l dervos tirpalo.

9.3.2. Srautinis injektavimas

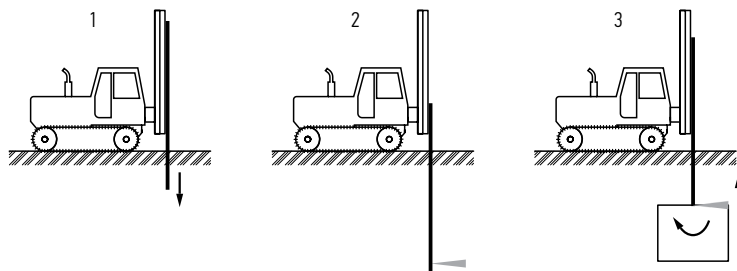
Šiuo būdu galima stiprinti įvairios granulometrijos gruntus. Srautiniam injektavimui naudojama cemento suspensija yra ekologiniu požiūriu visiškai švari. Į gruntą injektuojant dideliu slėgiu cemento suspensiją, gaunamas cemento ir grunto mišinys, kuris sustingęs virsta gruntbetonu – stipria ir ilgaamže medžiaga. Gruntbetoną galima suformuoti beveik iš visų gruntų. Srautinis injektavimo procesas susideda iš dviejų fazių.

Pirmoji fazė: *gręžimas* (9.13 pav.). Gręžiama specialia įranga, dažniausiai paplau-
nant vandeniu. Gręžimo vamzdžiai turi būti pritaikyti dideliame slėgiui. Gali būti
naudojami ir maži mobilūs gręžimo agregatai, skirti gręžti pastato viduje. Kai pasie-
kiamas projektinis gylis, perjungiama nuo gręžimo prie injekcijos.

Antroji fazė: *injektavimas*. Srautinis injektavimas – tai pagrindų stiprinimo meto-
das, kai didelio slėgio čiurkšlė gilumoje suardo natūralią grunto struktūrą, o paskui
suteikia jam naują kokybę: paverčia iš dispersinio grunto uoliniu.

Didelio slėgio injekcijai naudojama cemento suspensija yra netoksiška medžiaga,
todėl stiprinant pagrindą šiuo metodu nėra pavojaus, kad dėl injekcijos gruntas ir
gruntiniai vandenys bus užteršti nuodingosiomis medžiagomis. Ekologiniu požiūriu
didelio slėgio injekcijai naudojama receptūra yra švari.

Srautinis injektavimas dideliu slėgiu gali būti pritaikomas bet kokiems dispersi-
niams gruntams stiprinti. Aišku, smėliniuose gruntuose srautinė injekcija yra efek-
tyvesnė nei moliniuose arba gruntuose su organinės medžiagos priemaiša.



9.13 pav. Srautinės injekcijos technologijos eiliškumas: 1 – gręžimas; 2 – pasiekus projektinį
lygį, injektavimo pradžia; 3 – injektuojama monitorių keliant ir sukant



9.14 pav. Didelio slėgio čiurkšlė turi milžinišką energiją, todėl injekcijos baigiamos 50 cm
žemiau žemės paviršiaus
([http://nonideal2.blogspot.com/2012/09/
ground-improvement-techniques.html](http://nonideal2.blogspot.com/2012/09/ground-improvement-techniques.html))

Tai, kas gaunama cemento suspensijai supjausčius gruntą ir su juo susimaišius, vadinama gruntbetonio kolona. Skersmuo priklauso nuo grunto tipo, injektavimo laiko ir purkštuko, per kurį injektuojamas cementinis skiedinys.

Porų injekcija ir srautinis injektavimas dideliu slėgiu paremtos skirtingais principais. Porų injekcijos metu gruntą tvirtinantis tirpalas, kurio klampumas artimas vandens klampumui, specialiai išspaudžiamas į poras kuo mažesniu slėgiu, kad nesusardytų natūralios grunto struktūros, o tik užpildytų esančias poras (tuštumas) ir jose sukietėtų, suklijuodamos atskiras grunto kietąsias daleles į vieną monolitą. Srautinis injektavimas dideliu slėgiu – priešingai ardo esamą grunto struktūrą ir vėliau paverčia cemento skiedinio ir grunto mišinį tvirtu grunto betonu.

Porų injekcijos pranašumas – šiuo metodu nė viename etape gruntas nesusilpninamas. Naudojant srautinį injektavimą dideliu slėgiu, čiurkšlė suardo esamus struktūrinius grunto ryšius, susidaro skystas gruntas, cemento ir vandens mišinys. Vėliau cemento suspensijos čiurkšlės suardytas gruntas susicementuoja, pavirsdamas gruntbetoniui (9.15 pav.).

Didelio slėgio injekcija gali būti trejopa:

- 1) vienfazė (per vieną vamzdį į gruntą purškiama tik cemento suspensija);
- 2) dvifazė (per du vamzdžius vienas kitame tiekiamas cemento suspensija ir oras; į gruntą purškiama oro apsupta cemento suspensija);
- 3) trifazė (per tris vamzdžius vienas kitame tiekiamas vanduo, oras ir cemento suspensija; į gruntą pro viršutinį purkštuką purškiamas oro apsuptas vanduo, o pro apatinį purkštuką – cemento suspensija).



9.15 pav. Srautinės injekcijos būdu suformuotos gruntbetonio kolonos paviršius būna labai nelygus (<http://www.dallagassa.com/templates/index.php?id=64&menu=35>)



9.16 pav. 2008 m. pasiektas didelio slėgio injekcijos Lenkijos rekordas 3,80 m skersmens gruntbetonio kolona (www.keller.com.pl/aktualnosci.html)

Vienfazė ir dvifazė technologijos taikytinos smėliams, o trifazė sukurta specialiai moliniams ir gruntams su organinės medžiagos priemaiša. Dvifazė injekcija leidžia gauti beveik dvigubai didesnę gruntbetonio kolonos skersmenį, lyginant su vienfazė (atitinkamai 0,7–1,0 m ir 1,5–2,0 m). Puriuose smėliuose galimi ir didesni matmenys (9.16 pav.).

Srautinės injekcijos slėgis būna apie 400 bar (40 MPa), bet techninės galimybės leidžia jį prireikus padidinti iki 800 bar.

Neigiama srautinės injekcijos savybė – daug purvo. Kai atliekama injekcija, palei injektorių dėl labai didelio slėgio iš kiaurymės grunte veržiasi cemento suspensijos ir grunto dalelių mišinys. Šios suspensijos tekėjimas yra vienas iš kontrolinių rodiklių, kad injektavimo procesas vyksta tinkamai.

9.3.3. Elektrocheminis stiprinimas

Metodas pagrįstas elektroosmoso principu, t. y. leidžiant pro gruntą pastovią elektros srovę, jame esantys elektrolitai juda katodo link. Rišamoji medžiaga molekulinį tirpalų pavidalu įnešama į gruntą elektros srove. Elektrocheminis metodas tinka priemoliams ir moliams stiprinti, kurių filtracijos koeficientas visai mažas, mažesnis kaip 1 m/parą.

Į gruntą sukalami elektrodai taip pat, kaip tankinant gruntą elektroosmoso metodu. Skirtumas tik tas, kad anodai irgi yra plieniniai perforuoti vamzdžiai su uždaru smaigaliu. Į juos pilami daugiavalenčių metalų druskų tirpalai, juos elektros srovė įneša į gruntą. Jame vyksta jonų mainų reakcija, nuo to kinta molinio grunto savybės. Molinio grunto, prisotinto Al ar Fe trivalenčiais katijonais, stiprumas didėja, spūdumas mažėja, jis nebebrinksta. Tuo pat metu, veikiant elektros srovei, mažėja grunto drėgnumas, didėja jo tankumas. Galima tuo būdu į gruntą įnešti ir natrio silikato (skystojo stiklo) tirpalo – silikatinimas elektra.

Elektrocheminis grunto stiprinimo metodas ypač brangus ir sudėtingas, todėl labai retai taikomas. Taip sustiprinto grunto spindulys apie elektrodus mažas, stiprinti reikia ilgai, suvartojama daug elektros energijos.

9.4. Konstrukciniai metodai pagrindui gerinti

Silpnųjų gruntų, sudarančių pastatų pagrindą, stiprumą ir pastovumą galima padidinti įvairiais konstrukciniais metodais. Jais sumažinami silpnajam gruntui perduodami įtempiai, padidinamas silpno grunto atsparumas išspaudimui iš po pamato ir kt.

Sutankintų paklotų įrengimas. Žemės paviršiuje slūgsantys tokie plastiški ir takūs moliniai, durpės ar gruntai su organinės medžiagos priemaiša, kuriuos tankinti ar stiprinti cheminiais būdais sudėtinga ir brangu arba negalima, iškasami ir išvežami, o jų vietoje įrengiamas smėlio, žvyro paklotas. Kai silpno grunto gylis siekia tik kelis metrus, šio grunto pakeitimas kitu, tinkamesniu gruntu kur kas pigesnis ir efektyvesnis būdas. Jis priima pamato apkrovą ir paskirsto ją didesniame plote, dėl

to po paklotu slūgsančiam silpnajam gruntui perduodami nedideli įtempiai. Smėlio paklotas veikia ir kaip drenuojantis sluoksnis – vandens prisotintas gruntas greičiau tankėja ir stiprėja.

Sutankinto ar smėlio pakloto po pamatu plotis randamas pagal formulę:

$$b_d = b + 2 \times t \times \operatorname{tg} \alpha, \quad (9.11)$$

čia b – pamato pado plotis; t – sutankinto grunto sluoksnio ar smėlio pakloto storis; α – įtempių sklidimo kampas (9.17 pav.).

Kampas α , kuriuo sklinda sutankintame grunte pamato apkrovos sukelti įtempiai, priklauso nuo grunto. Laikoma, kad $\alpha = 30\text{--}45^\circ$, rupesniems smėliams mažesnis, smulkesniems – didesnis.

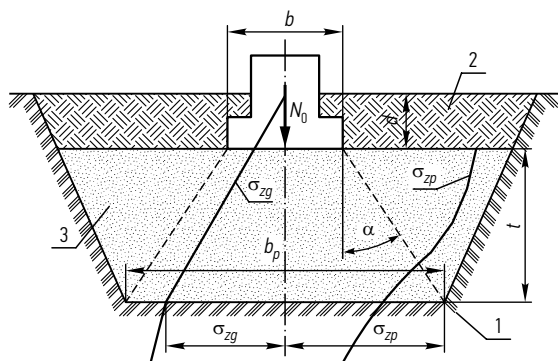
Sutankinto pagrindo ar smėlio pakloto storis t nustatomas skaičiuojant pagal pamatų perduodamos apkrovos didumą, kartu atsižvelgiant į inžinerines geologines sąlygas.

Esant žemam gruntinio vandens lygiui (tai yra sausoje pamatų duobėje) naujas gruntas pasluoksniui klojamas ir tankinamas. Dirbant vandenyje, birusis gruntas pilamas į vandenį ir tankinamas giluminiais vibratoriais.

Atliekant ekonominius skaičiavimus, svarbu žinoti, kur ir kaip brangiai gali būti suverstas iškastas gruntas, iš kur gauti pakeisti reikalingo grunto (tai gali būti žvyras, smėlis, pramoninis šlakas, suskaldytos griaunamų pastatų plytų mūro ir betono skalda), kaip jis gali būti sutankintas, ar reikės žeminti gruntinio vandens lygį, ar reikės stiprinti pamatų duobės šlaitus.

Gruntą pakeisti racionalu esant nedideliam (2–4 m) gyliui, bet ir šiuo atveju neretai ekonomiškėsi giliųjų pamatų įrengimas. Kitaip yra statant vandenyje, kur net iki 25 m gylio dėl efektyvaus kasimo apsimoka keisti gruntą (Smoltczyk 2003).

Rupaus grunto poliai po pamatais leidžia gauti stabilizuotą pagrindą, ant kurio galima kloti sekliuosius pamatus (9.18 pav.), atsižvelgiant į tai, kad šio pagrindo skaičiuojamasis stipris yra apie 400 kPa.



9.17 pav. Smėlio paklotas: 1 – silpnasis gruntas; 2 – piltinis vietinis gruntas; 3 – sutankintas smėlis

Po pamatu smėliniai poliai išdėstomi šachmatiškai, atstumas tarp jų ašių – 0,9–1,2 m. Pamato duobės dugne, po pamatu, įrengiamas drenuojamasis smėlio sluoksnis iš grunto pro smėlinius polius išsifiltravusiam vandeniui nuleisti (9.18 pav.).

Galima vietoje rupiojo grunto polių naudoti betono kolonas, įrengiamas vibratoriumi grunte. Nedidelis žvyro kiekis reikalingas tik polio padui suformuoti, o toliau pro vibratoriaus ertmę į gruntą tiekiamas betonas. Gaunamas betoninis polis, kuris stabilizuoja pagrindą ir perduoda apkrovą žemesniems grunto sluoksniams.

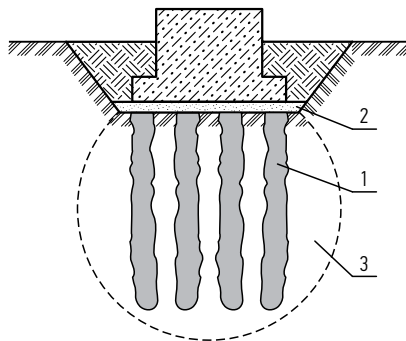
Spraustasienės sudaro sąlygas išvengti grunto išspaudimo iš po pamato. Be to, simetriškai jas įrengus stipriai sumažėja ir horizontalūs grunto poslinkiai. Gruntų, apribotų spraustasienėmis, pagrindinės deformacijos yra vertikaliąja kryptimi.

Konstruktinis sprendimas 9.19 pav. pateiktu atveju: pamatų pado kontūru 1 per silpnąjį gruntą 4 įsraudžiami spraustasienės elementai 2, kurių padas turi pasiekti stiprų gruntą 3. Sprautasienės viršus neturi pajudėti horizontalia kryptimi, dėl to jis sujungiamas su pamato padu.

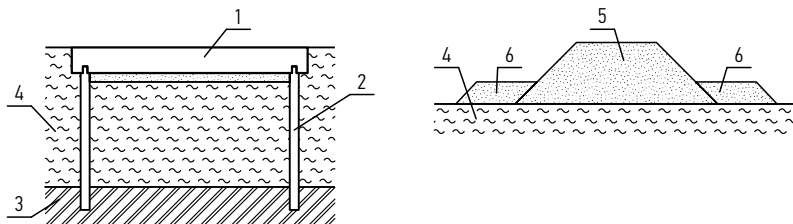
Žinoma, jeigu yra didelis silpno grunto sluoksnis, reikia laukti didelių pamato nuosėdžių, tačiau pagrindo pastovumas šiuo metodu gali būti užtikrintas.

Priekrovos, kaip ir pirmiau minėtas būdas, taip pat leidžia išvengti grunto išspaudimo iš po pamato. Tačiau išspaudimas atsiranda, kai yra išnaudota pagrindo po padu laikomoji galia, o tai neleistina visoms konstrukcijoms. Šį metodą tikslinga taikyti, kai reikia padidinti pagrindo laikomąją galią.

Gruntų armavimas. Jo esmė – į gruntą įkomponuoti jį armuojantys elementai (9.20 pav.), kuriais gali būti polimeriniai ar metaliniai tinklai, juostos ar atskiri strypai. Gruntų armavimas vis plačiau taikomas statyboje.



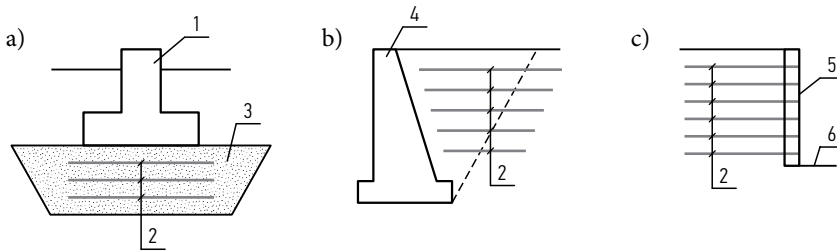
9.18 pav. Smėliniais poliais sutankintas pagrindas: 1 – smėlinis polis; 2 – drenuojamasis smėlio sluoksnis; 3 – sutankinto grunto zona



9.19 pav. Sprautasienės ir priekrovos metodų pavyzdžiai: 1 – pamato kontūras; 2 – sprautasienė; 3 – stiprusis gruntas; 4 – silpnasis gruntas; 5 – kelio pylimas; 6 – priekrovos pylimas



9.20 pav. Geotinklas skaldos sluoksnyje
(<http://www.agrinets.com/geo-synthetics.html>)



9.21 pav. Grunto armavimas: a – po sekliuoju pamatu; b – ties atramine siena užpilamo grunto; c – pamatų duobės sienos; 1 – pamatas, 2 – armavimo elementai; 3 – smėlio paklotas; 4 – atraminė siena; 5 – surenkamasis apdailinis paviršius; 6 – pamatų duobės dugnas

Dėl armavimo elementų tempiamojo stiprumo ir gero sukibimo su gruntu jie gali padidinti pagrindo laikomąją galią bei atraminių sienų ir šlaitų pastovumą (9.21 pav.).

Konstrukciniai metodai gali būti taikomi praktiškai visada, nes jie tinkami esant įvairioms grunto savybėms.

10. PASTATŲ PAMATŲ PAGRINDO SUSTIPRINIMAS

10.1. Stiprinimo sąlygos

Tvarkant ir saugant architektūrinį paveldą vyksta senų pastatų renovavimo darbai ir sostinėje, ir kituose miestuose. Renovuojami ne tik istorinę vertę turintys pastatai, bet ir daug kitų senesnių pastatų miestų centruose. Paspirtėjusią senų pastatų renovaciją lėmė labai didelė naudingo ploto kvadratinio metro kaina miestų centruose. Dažniausiai keičiama renovuojamų pastatų naudojimo paskirtis, todėl gali keistis jų pamatų apkrova. Dėl šios priežasties reikia sustiprinti tokių pastatų pamatus, pasirenkant tinkamiausius ir ekonomiškiausius pamatų ar pagrindo po jais stiprinimo būdus. Nesustiprinus pamatų, pastatų sienos neišvengiamai pleišėja dėl pamatų nuosėdžių. Jų gali atsirasti dėl inžinerinių geologinių sąlygų ypatumų ir dėl žmogaus techninės veiklos įtakos praeityje bei šiuo metu. Miestuose žmogaus techninės veiklos įtaka (statinių apkrovos, vibracijos, gruntinio vandens lygio pokyčiai) ypač didelė.

Inžinerinių geologinių sąlygų įtaka. Miestų senamiesčiuose, kur yra daugiausia senų pastatų, virš natūralių mineralinių gruntų susikaupė nemažas piltinių gruntų sluoksnis, vadinamas kultūriniu sluoksniu. Miestai dažnai kūrėsi prie upių, todėl nemažos dalies senamiesčio pastatų pagrindą sudaro įvairios aliuvinės nuogulos, virš kurių aptinkamas gruntas su organinės medžiagos priemaišomis, ir kultūrinis sluoksnis, kuris inžinerinėse geologinėse ataskaitose vadinamas piltiniu gruntu. Pasak K. Dundulio (1997), piltinis gruntas dengia 2 proc. šalies teritorijos, organinės kilmės gruntas – 8 proc. Šie gruntai nėra tinkami pamatams įrengti. Natūraliai ledynų suformuoti smėlio ir molio dariniai yra stiprūs ir tinka pamatams įrengti. Senvagių nuogulose aptinkamas smėlis, užterštas organinės medžiagos priemaišomis, kurios labai blogina šio grunto savybes, nėra tinkamiausias pamatų pagrindas.

Techninės žmogaus veiklos įtaka. Žmogaus veikla pakeitė natūralų reljefą ir gruntinio vandens srautų tekėjimą. Tai turėjo įtakos gruntinio vandens lygio kitimui bei pamatų pado įrengimo gyliui (Medzvieckas, Gadeikis 2002). Užpylus griovus ir upelius vandens lygis pakilo, todėl dalies senamiesčio pastatų pamatai buvo įrengti piltiniame grunte. Praėjusiame amžiuje, pradėjus įrenginėti komunikacijų trasas, susiformavo drenažo sistemos ir vandens lygis kai kuriose vietose nukrito (vietomis net daugiau nei 1 metru). Pasikeitus gruntinio vandens lygiui, pastatų pamatai, įrengti

piltiniame grunte, nusėdo, nes padidėjo grunto po pamato padu spūdumas. Pastatų, kurių pamatai įrengti piltiniame grunte, sienos smarkiai pleišėja, ypač sienos pastatų, kurių pamatų apkrovos buvo didinamos. Kai kuriuose nevienalaikės statybos pastatuose dalis senesnių sienų sumūryta ant pamatų, atremtų į natūralų pagrindą, o dalis – ant pamatų, įrengtų piltiniame grunte, todėl nuosėdžių skirtumas ypač didelis, o sienose matomi nemaži plyšiai. Ten, kur pamatai remiami į natūraliuosius gruntus, pastatai nepleišėja arba įtrūkia labai nedideli, nors kai kuriose vietose pamatų apkrovos gana smarkiai padidėja.

Daugiau nuosėdžių dažnai atsiranda tada, kai padidėja dinaminis poveikis pastatų pamatams, ypač jei jie įrengti silpnuose gruntuose (Dundulis, Gadeikytė, Medzvieckas 2002). Miestuose dėl žmogaus veiklos padidėjo gruntinio vandens užterštumas. Užterštame grunte pradeda veisti mikroorganizmai. Jie ir jų veiklos produktai sumažina grunto stiprį (Дашко 2000).

Jei rekonstruojamame pastate jau yra atsiradę plyšių, dėl pamatų nuosėdžių arba naujos apkrovos viršija pagrindo laikomąją galią, pamatus būtina stiprinti. Galimi du pamatų stiprinimo būdai:

- sustiprinamas pagrindas, didinant jo laikomąją galią;
- keičiama pamatų konstrukcija, perskirstant slėgį į pagrindą.

10.2. Pastatų pamatų pagrindo sustiprinimas

Remiantis pastatų renovavimo patirtimi galima teigti, kad daugeliu atvejų pamatų, įrengtų ant natūralaus mineralinio grunto, stiprinti nebūtina. Dažnai pagrindo laikomoji galia būna didesnė už renovuoto pastato pamatų apkrovas. Pirmiausia turi būti nustatytas pagrindo stiprumo išnaudojimo laipsnis, t. y. grunto įtempio po pamatu santykis su pagrindo skaičiuojamuoju stipriu, imant nepakitusius grunto savybių rodiklius. Daugeliu atvejų pagrindo po pastato pamatais stiprumas būna pakankamas ir galima didesnė pamatų apkrova. Seniau statytų pastatų pamatuose yra mažas grunto stiprio išnaudojimo laipsnis, nes anksčiau projektuojant pamatus buvo laikomasi tam tikrų labai bendrų taisyklių. Tyrimai rodo, kad daugeliu atvejų pagrindo stiprumas naudojamas neracionaliai, jo naudojimo laipsnis dažnai būna ne didesnis kaip 0,5, retai iki 0,8. Todėl rekonstruojamų pastatų pagrindui galima perduoti gana didelę papildomą apkrovą nestiprinant pagrindo gruntų ir nedidinant pamato matmenų. Be to, pastebėta, kad per ilgą pastatų eksploatavimo laikotarpį pagrindas po pamatais įgyja naujų savybių. Tai galima nustatyti atliekant tyrimus prieš pastatų renovavimą. Gruntas tankėja, tačiau, kaip rodo tyrimai, nedaug ir priklauso nuo pastato eksploatavimo laiko bei slėgio po pamatais. Kaip teigia Konovalovas (Коновалов 1986), esant 0,25–0,3 MPa slėgiui, eksploatuojant pastatą, pastatytą smėlio grunte, iki 50 metų, smėlio poringumo koeficientas sumažėja apie 9 proc., eksploatuojant daugiau kaip 50 metų – apie 13 proc., o pastatytą molio grunte – ati-

tinkamai 7 proc. ir 10 proc. Molio gruntai po eksploatuojamais pastatais sutankėja mažiau nei smėlio gruntai. Intensyviausiai gruntas tankėja iki $0,5B$ (B – pamato plotis) gylyje. Sutankėjusio grunto sluoksnio po pamato padu storis – apie 1,0–2,0B. Sutankėjusio grunto zonoje smėlyje padidėja vidinis trinties kampas φ , o molyje – sankabumas c . Priklausomai nuo eksploatavimo laiko ir pagrindo, grunto pastatų pagrindo stipris padidėja nuo 1,1 iki 1,5 karto.

Konovalovas (Коновалов 1988) siūlo natūraliems gruntams, paveiktiems ilgalaikės apkrovos, įvesti koeficientus, padidinančius leistiną slėgį į pagrindą:

$$q_r^H = k \times m \times q^H, \quad (10.1)$$

čia m – koeficientas, įvertinantis esamą pamato slėgio ir apskaičiuoto leistinojo slėgio santykį p_o/q^H ($q^H = R^H$ apskaičiuotam pagal SNiT 2.02.01-83 (7) formulę. Kai $p_o/q^H > 0,8$ $m = 1,3$; kai $p_o/q^H = 0,7$ – $0,8$ $m = 1,15$; kai $p_o/q^H < 0,7$ $m = 1,0$); k – koeficientas, priklausantis nuo apskaičiuoto ir leistinojo ribinio nuosėdžio santykio s/s_{rib} (kai $s/s_{rib} < 0,7$, koeficiento k reikšmės yra tokios: 1,4 – stambiojo ir vidutinio stambumo smėlio; 1,2 – smulkiojo smėlio; 1,1 – dulkių; 1,2 – molio gruntų, kai konsistencijos rodiklis $I_L \leq 0$; 1,1 – molio gruntų, kai $I_L \leq 0,5$ ir eksploatavimo laikas – daugiau kaip 15 metų).

Renovuojamų pastatų pagrindai ir pamatai turi atitikti saugos bei tinkamumo ribinius būvius, veikiant pavojingiausiai apkrovų deriniui. Specialių projektavimo normų pagrindams ir pamatams rekonstruoti nėra, todėl reikia vadovautis šalyje patvirtintomis sekliųjų bei polinių pamatų projektavimo normomis, įvertinant pakitusias gruntų savybes. Dažniausiai pagrindas stiprinamas po sekliaisiais pamatais.

Vertinant renovuojamų pastatų sekliųjų pamatų projekcinę laikomąją galią R_d turi būti patenkinta sąlyga:

$$V_d \leq R_d, \quad (10.2)$$

čia V_d – vertikaloji apkrova, įvertinant visas statinio apkrovas, įskaitant pamatų svorį, bet kokio užpilo svorį ir vandens slėgius – tiek palankius (kėlimo slėgis, veikiantis pamatų padą), tiek nepalankius (vertikaliąją apkrovą didinantis slėgis). LST EN 1997-1:2006 standarte sekliems pamatams pateikti du projektavimo deriniai:

1-asis derinys: $A1 + M1 + R1$,

2-asis derinys: $A2 + M2 + R1$.

Laikomosios galios R_d skaičiavimas pateiktas 4 skyriuje.

Ilgalaikiai stebėjimai rodo, kad daugelio pastatų nuosėdžiai nedideli ir daug mažesni už ribinius. Renovuojamų pastatų nuosėdžiai apskaičiuojami tik nuo papildomų apkrovų, kurių atsirastų renovavus pastatą. Nuosėdžiai turi atitikti sąlygą:

$$\Delta s \leq s_{lim}, \quad (10.3)$$

čia Δs – papildomi nuosėdžiai po pastato rekonstrukcijos; s_{lim} – ribiniai nuosėdžiai.

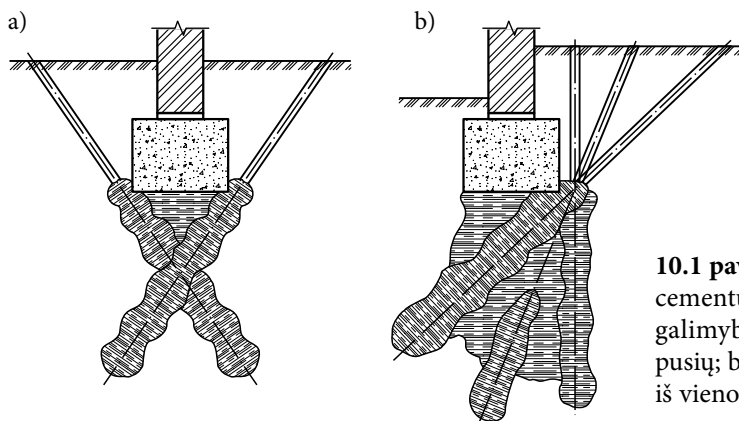
Vertinant rekonstruojamų statinių nuosėdžius galima atsižvelgti į ribas, pateiktas 10.1 lentelėje.

10.1 lentelė. Esamų pastatų ribiniai poslinkiai (Ильичев 2001)

Pastato konstrukcija	Statinio kategorija	Maksimalus nuosėdis, cm	Santykinis skirtumas, $\Delta s/L$
Statiniai su mūrinėmis laikančiosiomis sienomis	I	4,0	$2 \cdot 10^{-3}$
	II	3,0	$1 \cdot 10^{-3}$
	III	1,0	$7 \cdot 10^{-4}$
	IV	0,4	$4 \cdot 10^{-4}$
	IV*		
Istoriniai statiniai ir architektūros paminklai su mūrinėmis laikančiosiomis sienomis	I	–	–
	II	1,0	$6 \cdot 10^{-4}$
	III	0,4	$4 \cdot 10^{-4}$
	IV	0,2	$1 \cdot 10^{-4}$
	IV*		

Lentelėje pastatai pagal savo būklę skirstomi į grupes: I – pastatai, kurių sienose nėra pastebimų defektų; II – pastatai, kurių sienose nėra pastebimų defektų, tačiau vietomis sienose matomi nedideli įtrūkiai; III – sienose matomi įtrūkiai; IV – sienose matomi plyšiai, horizontalios linijos kreivos, sienos nevertikaliai; IV* – avarinės būklės statiniai. Istoriniai pastatai ir architektūros paminklai nepriskirtini I kategorijai.

Cheminis pagrindo stiprinimas. Jei pagrindo stipris nepakankamas, jis gali būti sustiprintas surišant kietąsias grunto daleles. Į gruntą injektuojama rišamoji medžiaga. Stingdama ji padidina pagrindo laikomąją galią ir sumažina jo spūdumą. Po pamatu suformuojamas stipresnio grunto masyvas (10.1 pav.).



10.1 pav. Pagrindo stiprinimas cementuojant gruntą: a – yra galimybė injektuoti iš abiejų pusių; b – galima injektuoti tik iš vienos pusės

Pamatams stiprinti labiausiai tinka gruntai, laidūs vandeniui, nes stiprinant tam tikri tirpalai ar dujos užpildo grunto poras. Nors šis pagrindo stiprinimo būdas ir turi tam tikrų pranašumų, praktiškai jis taikomas gana retai, nes yra gerokai brangesnis už kitus pamatų stiprinimo būdus. Stiprinant pagrindus, gruntų dalelės gali būti surištos cementu, silikatais, dervomis.

Stiprinant gruntą cementu, silikatais, dervomis apytikris injektuojamo mišinio kiekis Q , remiantis Berlinovu (Берлинов 1988), apskaičiuojamas taip:

$$Q = a \times n \times V, \quad (10.4)$$

čia a – koeficientas, priklausantis nuo injektuojamo grunto (0,5 – rupiojo ir vidutinio rupumo smėlio; 1,2 – smulkiojo ir dulkingojo smėlio); n – grunto poringumas; V – sutvirtinto masės tūris.

Pagrindą stiprinti cheminiu būdu yra brangu. Dažnai pamatų laikomoji galia didinama keičiant pamatų konstrukciją, juos paplatinant, pagilinant arba sustiprinant poliais.

10.3. Pastatų pamatų stiprinimas keičiant konstrukciją

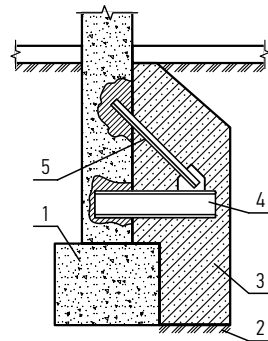
Pamatų laikomoji galia gali būti didinama platinant pamatų padą arba apkrovas perduodant giliau esančiam stipresniam pagrindo sluoksniui. Keičiant pamatų konstrukciją turi būti užtikrintas pastato stabilumas. Pamatų konstrukcija keičiama:

- platinant pamatų padą;
- gilinant pamatą;
- stiprinant pamatus poliais.

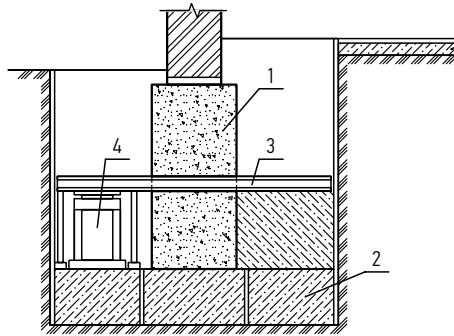
Norint sumažinti pamatų slėgį į pagrindą, platinamas pamatų padas. Pamatai stiprinami platinant padą, kai įrengiamos vienos arba dvišios apkabos. Apkaba prie esamų pamatų tvirtinama standžiai. Pamate iškalamas sprauskelis arba įrengiamos skersinės sijos (10.2, 10.3 pav.). Prieš platinant pamatus, rekomenduotina prie esamų pamatų sutankinti gruntą.

Jei po paplatinimo gruntas iš anksto neapspaudžiamas, paplatinimas veiksmingas tik tada, kai pamatai papildomai nusėda. Kuo didesni nuosėdžiai, tuo labiau slegiamas gruntas po paplatinimu. Slėgis po pamatų padu pasiskirsto nevienodai (10.4 pav.). Didėjant nuosėdžiams slėgis vienodėja.

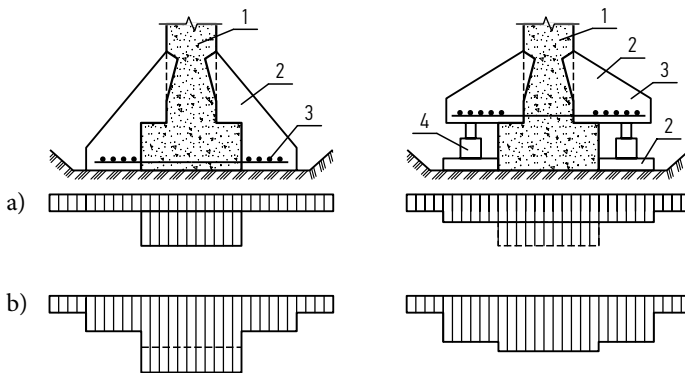
Paplatinimą galima išnaudoti ir nesant papildomų nuosėdžių, o vykdant išankstinį apslėgimą (10.5 pav.). Po išankstinio apslėgimo slėgis po pamatais suvienodėja, sumažėja pamatų nuosėdžiai.



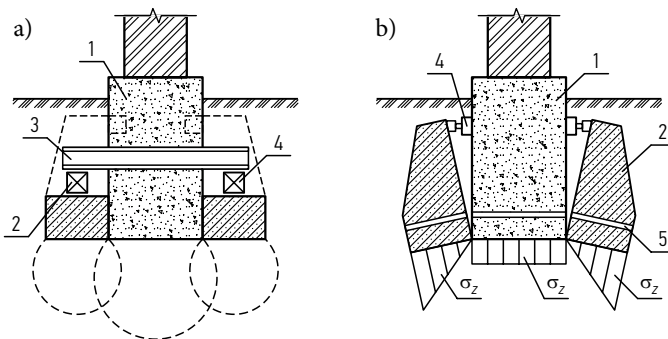
10.2 pav. Pamatų stiprinimas platinant jų padą iš vienos pusės: 1 – esami pamatai; 2 – tankintasis gruntas; 3 – betoninis paplatinimas; 4 – atraminė sija; 5 – spyris



10.3 pav. Pamatų pado platinimas: 1 – esami pamatai; 2 – betoninis paplatinimas; 3 – atraminė sija; 4 – domkratas gruntui apspausti



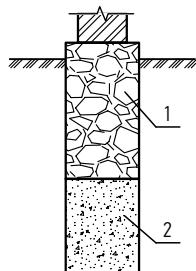
10.4 pav. Slėgio pasiskirstymas po pamatų padu: a – be išankstinio apspaudimo; b – su apspaudimu; 1 – esamas pamatas; 2 – pamato paplatinimas; 3 – sąryšio strypas; 4 – domkratas gruntui apspausti



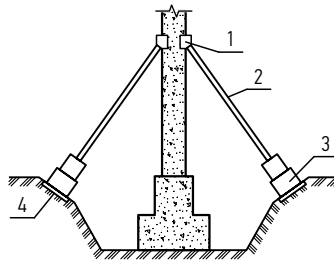
10.5 pav. Išankstinis paplatinimo apslėgimas: 1 – esamas pamatas; 2 – betoninis paplatinimas; 3 – atraminė sija; 4 – domkratas gruntui apspausti; 5 – sąryšio strypas

Pamatų padas pagilinamas, kai reikia pažeminti rūšio grindų lygį žemiau pamatų pado arba atremti pamatų padą į stipresnį pagrindo sluoksnį (ypač kai stipresnis sluoksnis yra negiliai). Pamatai gilinami nedidelėmis iškasomis laikantis eiliškumo arba įrengiant laikinas atramas (10.6, 10.7 pav.). Taikant šį metodą atsiranda nemažų papildomų pamatų nuosėdžių, dėl kurių padidėja esami plyšiai ir gali atsiverti naujų.

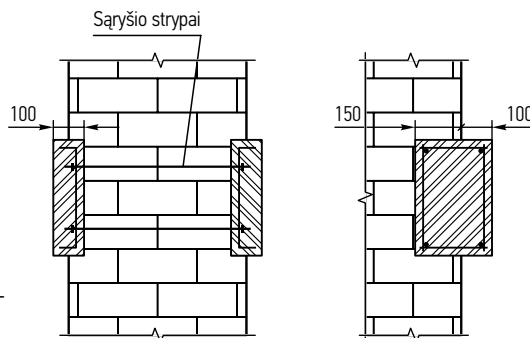
Norint sumažinti papildomų nuosėdžių pasekmes, rekomenduotina sienose, po kuriomis gilinamas pamatų padas, įrengti standumo juostas (10.8 pav.).



10.6 pav. Pamatų pado pagilinimas: 1 – esamas pamatas; 2 – pagilinimas



10.7 pav. Pamatų pado pagilinimas, įrengiant atramas



10.8 pav. Skersiniai standumo juostų pjūviai

Standumo juostos gali būti gelžbetoninės arba iš metalo profiliuotųjų. Paplatinti arba pagilinti pamatai turi atitikti du ribinius būvius – saugos ir tinkamumo. Tinkrinant saugos ribinį būvį turi būti tenkinama (10.2) sąlyga. Laikomosios galios R_d skaičiavimas pateiktas 4 skyriuje.

Paplatintų pamatų nuosėdis skaičiuojamas įvertinus papildomas apkrovas, kurių atsiras renovavus pastatą. Pagilintų pamatų nuosėdžiai turi būti skaičiuojami nuo viso pastato apkrovų. Gilinamų pamatų nuosėdžiai būna nevienodi, todėl sienose atsiveria daugiau plyšių. Įrengus standumo juostas nuosėdžiai suvienodėja, todėl papildomų plyšių atsivers mažiau arba jų visai nebus.

10.4. Pamatų stiprinimas poliais

Efektyviausias ir dažniausias pamatų stiprinimo būdas yra polių įrengimas. Po stiprinamu pamatu arba šalia jo įrengiami poliai, kurie perima visą apkrovą arba dalį apkrovos, perduodamos esamiems pamatams. Pamatams sustiprinti labiausiai tinka gręžininiai, spaustiniai, sriegtiniai ir injekciniai poliai.

Sustiprinant pastato pamatus, poliai turi perimti visą sienų apkrovą arba papildomą apkrovą, kuri atsiras renovavus pastatą. Polių projektinė laikomoji galia apskaičiuojama laikantis LST EN 1997-1:2006 nuorodų. Siekiant įrodyti, kad polis visais derinių atvejais saugiai atlaikys projektines gniuždomąsias apkrovas, turi būti patenkinta nelygybė:

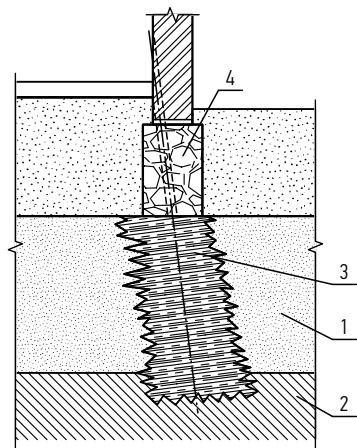
$$F_{c,d} \leq R_{c,d}, \quad (10.5)$$

čia $F_{c,d}$ – projektinė polio apkrova; $R_{c,d}$ – projektinė polio laikomoji galia.

Polių laikomoji galia gali būti apskaičiuota taip:

- pagal bandymų statine apkrova rezultatus;
- empiriniais arba analiziniais skaičiavimo metodais, kai skaičiuojant remiamasi grunto tyrimo duomenimis;
- remiantis patirtimi stebint panašių polinių pamatų elgseną, jei ši prielaida paremta aikštelės tyrinėjimo rezultatais ir pagrindo bandymais.

Stiprinant pamatus gręžtiniais poliais, šalia pamato daromas 200–400 mm skersmens gręžinys, kuris užpildomas betonu. Norint užtikrinti polio vientisumą, gręžinys daromas su apsauginiu vamzdžiu. Į gręžinį įstačius armatūros karkasą, pilamas betonas pamažu ištraukiant apsauginį vamzdį. Įrengus visus polius, daromas rostverkas, per kurį esamų pamatų apkrovos perduodamos poliams. Pamatai stiprinami abipus jų įrengiant polius. Įrengti polius pastato išorėje galima su bet kokia gręžimo įranga, tačiau vidinėje pastato dalyje gręžtinius polius įrengti sunkiau, nes reikia specialios gręžimo įrangos arba gręžinius tenka daryti rankiniu būdu. Jei molinguose gruntuose gręžiniai negilūs, poliai gali būti įrengiami be apsauginio vamzdžio.



10.9 pav. Pamatų stiprinimas srautinio injektavimo poliais: 1 – silpnasis gruntas; 2 – pakankamo stiprio gruntas polio padui įremti; 3 – srautinio injektavimo polis; 4 – esamas pamatas

Naujas pamatų stiprinimo būdas – stiprinimas srautinio injektavimo poliais. Stiprinant šiuo būdu nereikia įrengti rostverko. Pamate išgręžiama anga, pro kurią į gruntą įgręžiamas vamzdis su monitoriumi. Per besisukantį vamzdį į gruntą 30–40 MPa slėgiu injektuojama cemento suspensija, suformuojant cementgrunčio polius (10.9, 10.10 pav.).

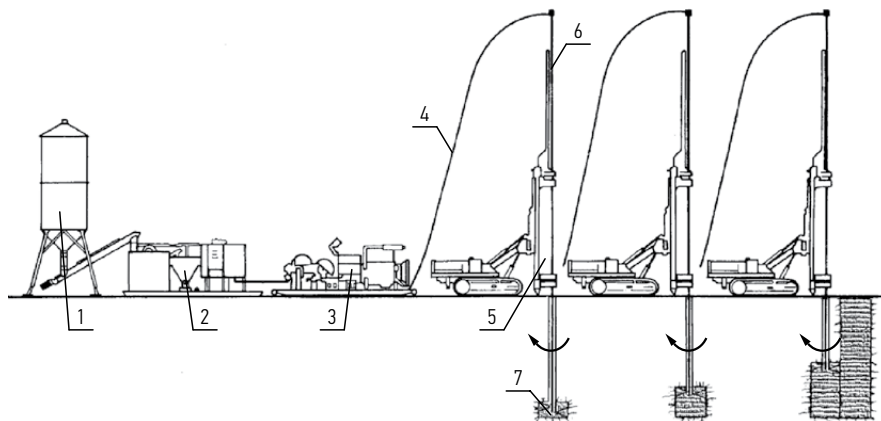
10.10 pav. Srautinio injektavimo polių įrengimas pastato rūsyje (<http://www.structuremag.org/article.aspx?articleid=1029>)



Srautinio injektavimo poliams įrengti reikia specialios įrangos, kurią sudaro trys pagrindiniai agregatai:

- cemento ir vandens skiedinio maišyklė, kurioje ruošiamas reikiamo santykio (masių) cemento ir vandens skiedinys. Pagal grunto rūšį ir būsimą sucementuoto grunto stiprį šis santykis kinta nuo 0,7 iki 1,0;
- labai didelio slėgio siurblys, kuris reikiamu slėgiu pumpuoja sumaišytą skiedinį;
- gręžimo staklės su gręžimo ir injektavimo vamzdžiais bei antgaliais. Jomis injektavimo antgalis įleidžiamas į projekte numatytą gylį. Paskui sukant ir pamažu keliant į viršų skiedinys injektuojamas į gruntą. Kėlimo greitis apskaičiuojamas pagal cemento kiekį, kurį reikia įpurkšti į gruntą.

Visi agregatai vieni su kitais sujungti. Pagrindiniai įrenginiai ir injektavimo eiliškumas parodyti 10.11 pav.



10.11 pav. Įranga labai didelio slėgio cemento injekcijoms daryti ir injektavimo eiliškumas: 1 – cemento saugykla; 2 – mišinio ruošiamoji; 3 – labai didelio slėgio siurblys; 4 – labai didelio slėgio žarna; 5 – gręžimo staklės; 6 – injektavimo vamzdžiai; 7 – injektavimo pradžia (<http://www.soilcrete.co.th/diagram.html>)

Srautinio injektavimo polių įrengimas paremtas grunto ardymo ir jo maišymo su cementu principu. Injektuojant labai dideliu slėgiu (apie 40 MPa) per mažo skersmens (2–5 mm) purkštukus cemento ir vandens mišinys purškiamas į gruntą. Dideliu (200–250 m/s) greičiu per purkštuką besiveržianti mišinio srovė suardo gruntą tokiu atstumu, koku pajėgia ardyti, ir maišo jį su cementu. Sukant injektavimo vamzdį, suformuojamas cilindro formos cemento ir grunto mišinio masyvas. Jam sukietėjus susiformuoja dirbtinis akmuo, vadinamoji cementgrunčio kolona. Cementgrunčio kolonos gniuždomasis stipris priklauso nuo grunto sudėties ir cemento kiekio jame (10.12 pav.).

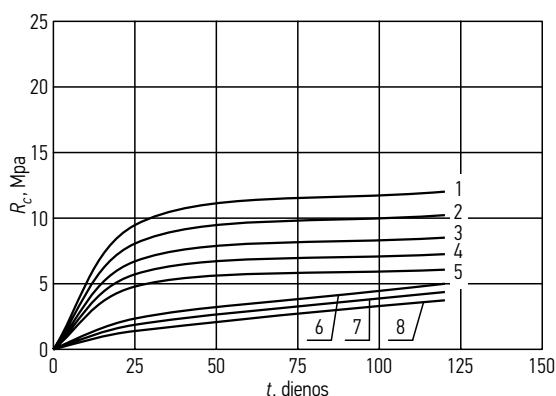
Cementgrunčio kolonos gniuždomasis stipris paprastai yra 2–20 MPa. Didesnioji reikšmė gaunama injektavus į žvyrą, mažesnioji – į molį.

Cementgrunčio kolonos skersmuo priklauso nuo pradinio grunto tankio, jo sudėties, injekcinio skiedinio slėgio, purkštukų skersmens ir kiekio, injektavimo trukmės bei būdo. Jis gali būti 0,4–3,0 m.

Injektavimas vyksta taip:

- į gruntą gręžiant iki reikiamo gylio, įleidžiamas injektavimo antgalis;
- sukant jį ir pamažu keliant į viršų, injektuojamas vandens ir cemento mišinys;
- injektuoti baigiama, kai pasiekiamas reikiamas lygis, bet ne aukščiau kaip 0,5 m nuo žemės paviršiaus.

Cementgrunčio kolona įgyja reikiamą stiprumą praėjus 20–60 dienų po injektavimo. Kietėjimo laikas priklauso nuo grunto: smėlyje kietėjimo trukmė – mėnuo; kuo daugiau grunte dulkio ir molio dalelių, tuo ilgesnis kietėjimo laikas. Molyje reikiamas stipris pasiekiamas ne mažiau kaip po dviejų mėnesių. Injektuojant žiūrima, kad visą laiką tekėtų perteklinis mišinys. Jei dėl kokių nors priežasčių mišinys nustoja



10.12 pav. Cementgrunčio gniuždomojo stiprio priklausomybė nuo grunto tipo, bandymo laiko ir cemento kiekio: 1–5 – 300 kg/m³; 6–7 – 390 kg/m³; 8 – 530 kg/m³; cementgrunčio užpildai: 1 – smėlis su žvyru; 2 – smėlis; 3 – dulkingasis smėlis; 4 – smėlingasis dulkis; 5 – dulkis; 6 – molingasis dulkis; 7 – dulkingasis molis; 8 – molis

tekėti, galvutė iškeliamą aukštyn, pravaloma gręžinio skylė ir injektuojama toliau. Iš atsitiktiniu būdu parinktų polių surenkamas ištakų mišinys ir suformuojami bandiniai cementgrunčio kolonos medžiagos stipriui nustatyti.

Tikrinant srautinio injektavimo polių laikomąją galią, pirmiausia reikėtų išsiaiškinti, ar polio medžiagos stipris ir skerspjuvio plotas pakankamas, kad atlaikytų projektines apkrovas. Pamatų, sustiprintų srautinio injektavimo būdu, laikomosios galios skaičiavimo metodo parinkimas priklauso injekcijos ilgio. Kai cementgrunčio kolonos ilgio ir skersmens santykis $d/b \leq 2$, pamatų pagrindo laikomoji galia skaičiuojama kaip sekliųjų pamatų.

Kai cementgrunčio kolonos ilgio ir skersmens santykis $2 \leq d/b \leq 5$, pamato laikomąją galią reikėtų skaičiuoti pagal RSN 91-85, tik šiuo atveju laikomoji galia šoniniu paviršiumi imama didesnė. Šoninės trinties stipris neturėtų būti mažinamas tris kartus.

Kai polio ilgio ir skersmens santykis $d/b > 5$, pagrindo laikomąją galią galima skaičiuoti pagal LST EN 1997-1:2004 nuorodas poliams.

Srautinio injektavimo polių laikymo galią galima skaičiuoti taikant specialius skaičiavimo metodus. Bustamante ir Gouvenot (2001) siūlymu gniuždomo cementgrunčio polio pagrindo laikomoji galia:

$$Q_u = Q_{ub} + Q_{us}, \quad (10.6)$$

čia Q_{ub} – laikomoji galia padu:

$$Q_{ub} = q_{b,vid} \cdot A_b, \quad (10.7)$$

$$q_{b,vid} = \frac{\sum_{i=1}^n q_{c,i} \cdot k_{s,i} \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n l_i}, \quad (10.8)$$

čia $k_{s,i}$ – i -tojo sluoksnio koreliacijos koeficientas tarp kūginio stiprio q_c ir pagrindo po polio padu stiprio priklauso nuo grunto pavadinimo: molio – 0,4–0,6, dulkio – 0,3–0,5, smėlio – 0,15–0,3, žvyro – 0,25; $q_{c,i}$ – i -tojo sluoksnio kūginis stipris po polio galu, pagrindo po polio padu vidutinis stipris imamas iš intervalo 1 skersmuo į viršų ir 4 skersmenys į apačią. Jeigu iš karto po padu esančio grunto pagrindo stiprumas q_b mažesnis nei $q_{b,vid}$, toliau imama mažesnioji reikšmė; A_b – polio skerspjuvio plotas

Laikomoji galia ties polio šonais:

$$Q_{us} = \sum_{i=1}^n (A_{si} \cdot q_{si}), \quad (10.9)$$

čia A_{si} – polio šoninio paviršiaus plotas i -tajame sluoksnyje:

$$A_{si} = \pi \cdot D \cdot l_i, \quad (10.10)$$

čia D – polio skersmuo; l_i – i -tojo sluoksnio storis; q_{si} – šoninė trintis, kuri pri-

klauso nuo grunto tipo ir kūginio stiprio: smėlio $q_s = 0,01 \cdot q_c + 0,04$, žvyro $q_s = 0,0125 \cdot q_c + 0,05$, dulkio $q_s = 0,027 \cdot q_c + 0,0438$, molio $q_s = 0,0162 \cdot q_c + 0,0503$.

Polio skaičiuojamoji laikomoji galia:

$$Q_d = \frac{Q_{ub}}{\gamma_{jb}} + \frac{Q_{us}}{\gamma_{js}}, \quad (10.11)$$

čia γ_{jb} – atsargos koeficientas pagrindo po padu laikomajai galiai ($\gamma_{jb} = 2$); γ_{js} – atsargos koeficientas šoninei trinčiai ($\gamma_{js} = 2,5$).

Labai efektyvus ir patikimas stiprinimo būdas yra stiprinimas spaustiniais poliais. Spaustiniai poliai gali būti įrengiami iš karto po esamais pamatais arba šalia esamų pamatų, papildomai įrengiant rostverką, kuriame paliekamos angos poliams įspausti (10.13 pav.). Poliai į gruntą įspaudžiami sekcijomis, kurių ilgis priklauso nuo įspaudimo įrangos tipo. Spausti baigiama, kai, pasiekus projekcinę įspaudimo jėgą, polis nustoja smigti. Poliai įspaudžiami hidrauliniiais domkratais (10.14 pav.).

Įspaudimo įranga paprasta ir nedidelė, todėl polius nesudėtinga įrengti ir pastato išorėje, ir viduje. Pamatų sutvirtinimo konstrukcija parodyta 10.15 pav.

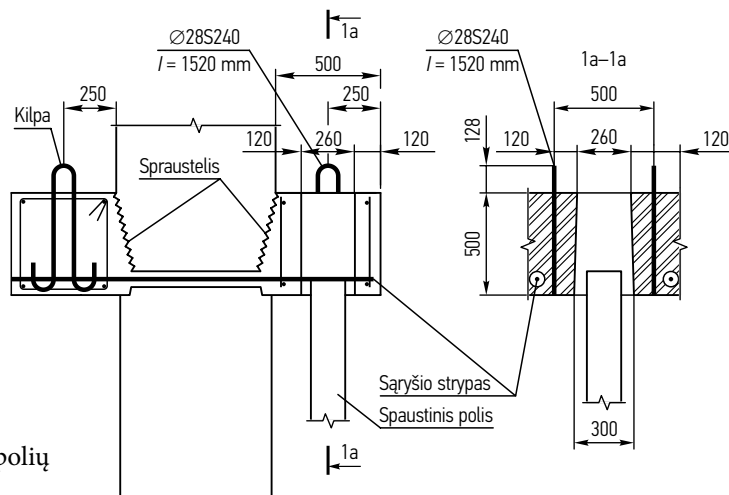
Pamatai stiprinami dviem etapais. Pirmajame etape išbetonuojamas rostverkas su įspaudimo angomis ir inkaravimo kilpomis. Rostverkas betonuotas iš C20/25 klasės betono, naudojant išilginę S400 klasės armatūrą, inkaravimo kilpos S240 klasės armatūros. Rostverko padėtis ir armavimas nurodomi projekte. Antrasis pamatų stiprinimo etapas vyksta po 28 parų, sukietėjus betonui. Šiame etape įspaudžiami Ø159 arba Ø219 mm skersmens metaliniai poliai su 5–6 mm storio sienute.



10.13 pav. Rostverko spaustiniams poliams įrengimas



10.14 pav. Polių įspaudimo dviem hidrauliniiais domkratais įranga



10.15 pav. Spaustinių polių rostverko konstrukcija

Įspaudus vamzdis užpildomas C20/25 klasės betonu. Poliai suspaudžiami projekte numatytose vietose. Sudaromas kiekvieno polio įspaudimo pasas, kuriame užfiksuojama polio įspaudimo vieta, polio (metalinio vamzdžio) skersmuo, sienutės storis, ilgis ir įspaudimo grafikas. Grafike fiksuojama įspaudimo jėgos pokytis spaudžiant polį.

Tvirtinimo darbų eiliškumas:

- iki reikiamo gylio atkasami pamatai. Pamatų atkasimo lygis – ne žemiau esamų pamatų pado;
- esamuose pamatuose iškertami akmenys, trukdantys įspausti polius. Rostverko įrengimo vietoje nuo pamatų nuvalomos žemės, iškalamas spraustelis ir pragražiamos angos sąryšio strypams;
- sustatomi karkasai, inkaravimo kilpos, dėžės būsimų polių angoms ir betonuojamas rostverkas;
- sukietėjus betonui (praėjus 28 paroms po užbetonavimo), įspaudžiami poliai (metaliniai vamzdžiai). Įspaudžiant matuojama įspaudimo jėga;
- polis baigiamas spausti, kai nustoja smigti, pasiekus reikiamą įspaudimo jėgą ir gylį;
- įspaudus polis nupjaunamas 35 cm žemiau rostverko viršaus, o įspaudimo anga ir polis užbetonuojami gerai suvibruojant betoną.

Įspaudus polis turi atlaikyti projektines gniuždomąsias apkrovas F_{cd} . Polio laikomoji galia R_{cd} apskaičiuojama pagal įspaudimo jėgą ir turi tenkinti nelygybę (10.5):

$$R_{cd} = \frac{\alpha \cdot F_{isp}}{\gamma_R}, \quad (10.12)$$

čia α – koreliacijos koeficientas (vandens prisotintame smulkiajame smėlyje $\alpha = 0,6$, nevandeningame $\alpha = 0,7$, vidutinio rupumo ir stambesniame $\alpha = 0,8$); γ_R – patikimumo

koeficientas (išsraustinių polių, projektuojant pagal 1 derinį, $\gamma_R = 1,0$, projektuojant pagal 2 derinį $\gamma_R = 1,3$); F_{isp} – išspaudimo jėga. Išspaudimo jėga F_{isp} priklauso nuo projektuotojo pasirinktos projektinės apkrovos poliui F_{cd} , kuri turi tenkinti (10.5) sąlygą.

Norint įvertinti pamatų stiprinimo darbų sąnaudas, reikia nustatyti orientacinį spaustinių polių ilgį, kuris priklauso nuo inžinerinių geologinių sąlygų ir reikiamos išspaudimo jėgos. Polis turi būti praspauštas pro piltinius gruntus ir gruntus, užterštus organinės medžiagos priemaišomis. Polis baigiamas spausti, kai nustoja smigti, pasiekus reikiamą išspaudimo jėgą. Orientacinį polių ilgį galima nustatyti pagal reikiamą išspaudimo jėgą ir kūgio penetracijos (CPT) bandymų duomenis. Polio išspaudimas panašus į statinę penetracijos bandymą (CPT), todėl statinę penetraciją galima vertinti kaip polio išspaudimo modelį. Tada orientacinis polio ilgis nustatomas iš lygties:

$$F_{isp} = q_c A_b + C_p \sum_{i=1}^n f_{si} h_i, \quad (10.13)$$

čia q_c – kūginis stipris polio pado lygyje, nustatytas atliekant CPT bandymą; A_b – polio skerspjūvio plotas; C_p – polio skerspjūvio perimetras; f_{si} – šoninės trinties stipris grunto i -tajame sluoksnyje, nustatytas pagal CPT duomenis; h_i – tam tikro i -tojo sluoksnio storis.

Orientacinis polio ilgis bus lygus:

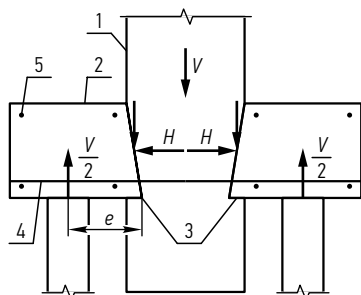
$$l_p = \sum_{i=1}^n h_i. \quad (10.14)$$

Išspaudimo polių rostverkas turi būti suarmuotas taip, kad atlaikytų sienos apkrovas (10.16 pav.) ir apkrovas, kurios atsiras išspaudimo metu (10.17 pav.).

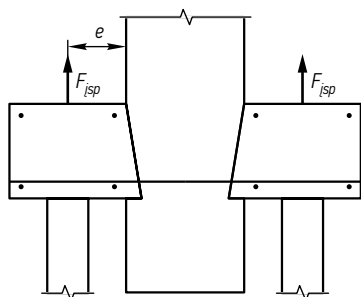
Išilginė armatūra skaičiuojama taip pat, kaip nekarpytosios sijos, apkrautos išskirstyta vertikaliąja ir horizontaliąja apkrova. Veikiant vertikaliosioms jėgoms rostverkas kaip replės spaus esamus pamatus.

Sąryšio strypas turi atlaikyti lenkimo momento poveikį, kuris atsiras išspaudžiant polį. Spauستelis neturi nusikirpti išspaudžiant polį ir eksploatuojant pastatą.

Dažniausiai poveikis išspaudimo metu didžiausias, nes išspaudimo jėga didesnė nei projektinė polio apkrova.



10.16 pav. Sienos poveikis rostverkui:
1 – esamas pamatas; 2 – rostverkas;
3 – sprauستelis; 4 – sąryšio strypas;
5 – išilginė armatūra



10.17 pav. Poveikis rostverkui išspaudimo metu

LITERATŪRA

- Alikonis, A.; Furmonavičius, L.; Amšiejus, J. 1998. *Plūktinių pamatų projektavimo smėliuose gruntuose rekomendacijos*. Vilnius: Technika. 19 p.
- ARCELOR_Piling_Handbook. Prieiga per internetą: <http://www.arcelor.com/sheetpiling/Documentation/Files/ARCELOR_Piling_Handbook.pdf>.
- ASTM D1196–93. *Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements*. 2004.
- Berezantzev, V. G.; Khristoforov, V.; Golubkov, V. 1961. Load bearing capacity and deformation of pile foundation, in *Proceeding of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, vol. 2: 11–15.
- Bernal, J.; Reese, L. C. 1983. *Study of the Lateral Pressure of Fresh Concrete as Related to the Design of Drilled Shaft*. Research Report 308-1F, University of Texas, Austin.
- Boussinesq, J. 1885. *Application des potentiels a l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Gauthier-Villard, Paris.
- Broms, B. B. 1964 Lateral resistance of piles in cohesive soils, *Journal of the Soil Mechanic and Foundation Division*, ASCE 90(SM2): 27–63.
- Broms, B. B. 1964. Lateral resistance of piles in cohesionless soils, *Journal of the Soil Mechanic and Foundation Division*, ASCE 90(SM3): 123–156.
- Bustamante, M.; Gouvenot, D. 2001. Dimensionnement des colonnes de jet grouting comme element porteur et d'ancrage, in *Proceeding of the Fifteenth International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering XVth/ CSMGE*. Stambul 27–31 August, 2777–2782.
- Carter, M., 1983. *Geotechnical Engineering Handbook*. Pentech Press.
- Černius, B. 2008. *Pamatų projektavimo pagal 7 Eurokodą vadovas: mokomoji knyga*. Kaunas: Technologija. 123 p.
- Černius, B. 2010. *Seklieji pamatai: mokomoji knyga*. Kaunas: Technologija. 76 p.
- Coulomb, C. A. 1776. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs, a la architecture, *Mem. Acad. Roy. Div. Sav.* vol. 7: 343–387.
- Designers' guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design- general Rules*. Series editor H. Gulvanessian. 2004. Thomas Telford. 215 p.
- DIN 18134. *Determining the Deformation and Strength Characteristics of Soil by Plate Loading Test*. 2001. Deutsches Institut für Normung.
- Duncan, J. M.; Evans Jr., L. T.; Ooi, P. S. K. 1994. Lateral load analysis of single piles and drilled shaft, *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE* 120(5): 1018–1033.
- Dundulis, K. 1997. *The Lithuanian Unified Soil Classification System*. Vilnius: Lithuanian Geological Society Publ. 86 p.
- Dundulis, K.; Gadeikytė, S.; Medzvieckas, J. 2002. Technogeninės mechaninės apkrovos poveikio geologinei aplinkai įvertinimas, *Litosfera* 6: 77–81.
- Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- u. Grundbau e.V.* 1994. 3rd ed. Berlin: Ernst & Sohn.
- Flamant, A. 1892. *Sur la répartition des pressions dans un solide rectangulaire chargé transversalement*. *Compte. Rendu. Acad. Sci. Paris*, vol. 114: 1465.

- Fleming, K.; Weltman, A.; Randolph, M.; Elson, K. 2007. *Piling Engineering*. 3rd ed. Taylor & Francis. 409 p.
- Guide to Retaining Wall Design (Geoguide 1)*. 1993. 2nd ed. Geotechnical Engineering Office. Hong Kong. 267 p.
- Hanna, A. 1981. Foundation on strong sand overlying weak sand, *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 107(7): 915–927.
- Hanna, A. 1987. Finite element analysis of footings on layered soil, *Mathematical Modeling* 9(11): 813–819.
- Hansbo, S. 1981. Consolidation of fine-grained soil by using prefabricated drains, in *Proc. 10th ICSMFE I*, 667–682.
- Hansen, J. B. 1970. A revised and extended formula for bearing capacity, *Bulletin No 28*: 5–11.
- Hetenyi, M. 1946. *Beams on Elastic Foundation*. Ann Arbor: The University of Michigan Press.
- Kabailienė M. 2006. *Gamtinės aplinkos raida Lietuvoje per 14 000 metų*. Vilnius: Vilniaus universiteto leidykla. 471 p.
- Lancellotta, R. 1995. *Geotechnical Engineering*. Rotterdam, Brookfield: A. A. Balkema. 436 p.
- Lancellotta, R.; Calavera, J. 1999. *Fondazioni*. Milano: McGraw-Hill Libri Italia. 611 p.
- LST 1445:1996. *Geotechnika = Geotechnics: Gruntų klasifikacija ir identifikacija*. 1-asis leid. Vilnius, 1996.
- LST EN 1997-1:2006 lt. *Eurokodas 7. Geotechninis projektavimas: 1 dalis. Pagrindinės taisyklės*. Vilnius, 2006.
- LST EN 1997-2. *Eurokodas 7. Geotechninis projektavimas: 2 dalis. Pagrindo tyrinėjimai ir bandymai: Lietuvos standartas = Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing*. Vilnius, 2009.
- LST EN ISO 13793 *Šiluminės statinių charakteristikos. Pamatų šiluminių parametrų apskaičiavimas siekiant išvengti pamatų peršalimo*. Vilnius, 2002.
- LST EN ISO 14688-1:2007 lt. *Geotechniniai tyrinėjimai ir bandymai. Gruntų atpažintys ir klasifikavimas: 1 dalis. Atpažintys ir aprašymas (ISO 14688-1:2002)*. Vilnius 2007.
- Mackevičius, R. 2009. *Geotechnikos naujosios technologijos neakivaizdininkams: mokomoji*. Vilnius: Technika. 95 p.
- McClelland, B.; Focht, Jr. J. A. 1958. Soil modulus for laterally loaded piles, *Transactions ASCE*, Vol. 123: 1049–1086.
- Medzvieckas, J.; Gadeikis, S. 2002. Senų pastatų inžinerinių geologinių sąlygų įvertinimas ir nuosėdžių analizė, *Litosfera* 6: 71–76.
- Medzvieckas, J.; Sližytė, D. 2008. *Liaunų atraminių sienų skaičiavimas: metodikos nurodymai*. Vilnius: Technika. 61 p.
- Medzvieckas, J.; Sližytė, D. 2009. *Pastatų pamatų stiprinimas: mokomoji knyga*. Vilnius: Technika. 48 p.
- Medzvieckas, J.; Sližytė, D. 2010. *Geotechnikos kursinio projekto metodikos nurodymai: mokomoji knyga*. Vilnius: Technika. 72 p.
- Meyerhof, G. 1963. Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Canadian Geotechnical Journal* 1(1): 16–26.
- Meyerhof, G. 1974. Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay, *Canadian Geotechnical Journal* 11(2): 223–229.
- Merifield R. S. and Nguyen V. Q. 2006. Two and three-dimensional bearing capacity solutions for footings on two-layered clays. *Geomechanics and Geoengineering* 1(2): 151–162.

- MSR 1-89. 1989. *Pamatai ant sutankinto pagrindo (projektavimas ir statyba)*. EPSS „Monolitas“. Vilnius. 31 p.
- O'Neil, M.; Reese, L. C. 1999. *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*. Report No. FHWA-IF- 99-055. Prepared for U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, McLean, VA, in cooperation with ADSC: The International Association of Foundation Drilling.
- Olsen, R. A. 1997. *Consolidation Under Time-Dependent Loading*. ASCE J. GE Div. 103.
- Pastatų konstruktoriaus ir statybininko žinynas*. 2009. Kaunas: Naujasis lankas. 1517 p.
- Paškevičius, J.; Grigelis, A. 1988. *Juozas Dalinkevičius*. Vilnius: Mokslas. 349 p.
- Poulos, H. G.; Davis, E. H. 1980. *Pile Foundation Analysis and Design*. New York. Wiley.
- R33-02 „Automobilių kelių inžineriniai geologiniai tyrinėjimai“. 2002. Vilnius.
- Randolph, M. F. 1981. The response of flexible piles to lateral loading, *Geotechnique* 31(2): 247–259.
- Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways*. 2000. 7th ed. Berlin: Ernst & Sohn.
- Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*. API Recommended Practice 2A(RP-2A). 17th ed. 1987. American Petroleum Institute.
- Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design*. API Recommended Practice 2A(RP-2A WSD). 20th edn. 1993. American Petroleum Institute.
- Reese, L. C.; Van Impe, W. F. 2001. *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*. Rotterdam: A. A. Balkema.
- Reese, L. C.; Isenhower, W. M.; Wang, S.-T. 2006. *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Reese, L. C.; O'Neill, M. W. 1988. *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, Mclean, VA.
- Rekomendacijos racionaliems pamatams projektuoti ir statyti bei prognozuoti pamatų vystymosi kryptis Lietuvos sąlygomis. 4 dalis LTSR gruntų kilnumo tyrimai. Ataskaita*. 1988. Vilnius: LTSR liaudies švietimo ministerija, Vilniaus inžinerinis statybos institutas, Pagrindų ir pamatų katedra.
- Rekomendacijos žemės ūkio pastatų Lietuvos TSR gruntinėse sąlygose pagrindų ir pamatų projektavimo ir statybos tobulinimui. Ataskaita*. 1985. Vilnius: Lietuvos TSR aukštojo ir specialiojo vidurinio mokslo ministerija, Vilniaus inžinerinis statybos institutas, Pagrindų ir pamatų katedra.
- Rowe, R. K. 2001. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*. Boston: Kluwer Publ.
- RSN 156-94 *Statybinė klimatologija*. 1995. Vilnius. 136 p.
- RSN 91-85. *Respublikinės statybos normos. Gręžtinių pamatų projektavimas*. 1987. Vilnius.
- Schmertmann, J. H. 1970. Static Cone to Compute Static Settlement Over Sands. *Proceedings*, ASCE, vol. 96, Paper No. SM3, May, pp. 1011 – 1043.
- Šimkus, J.; Alikonis, A.; Sidauga, B. 1973 *Lietuvos TSR gruntų statybinės savybės*. Vilnius: Mintis.
- Šimkus, J. 1978. *Gruntų mechanika, pagrindai ir pamatai. Poliniai pamatai*. Paskaitų konspektas. Vilnius. VISI. 66 p.

- Šimkus, J. 1984. *Gruntų mechanika, pagrindai ir pamatai*: vadovėlis. Vilnius: Mokslas. 271 p.
- Šimkus, J. 1987. *Gręžtinių pamatų projektavimas ir statyba. Gruntų tyrimas statiniu zondavimu*. Vilnius: VISI. 63 p.
- Šimkus, J.; Furmonavičius, L. 1989. *Nauji efektyvūs pamatai*: mokomoji knyga. Vilnius: VISI. 84 p.
- Šimkus, J.; Furmonavičius, L.; Zykus, J., Zakarevičius, V., Vaičaitis, J., Alikonis, A. 1985. *Monolitiniai grunte betonuojami pamatai*. Vilnius: Mokslas. 112 p.
- Skempton, A. W. 1951. The Bearing Capacity of Clays, in *Proceedings, Building Research Congress, Division I*. London, 180–189.
- Smolczyk, U. (Ed.). 2002–2003. *Geotechnical Engineering Handbook*. Berlin: Ernst & Sohn. 3 t.
- Statybos inžinieriaus žinynas*. 2004. Vilnius: Technika. 1095 p.
- Terzaghi, K. 1925. *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*. Verlag Deuticke, Wien.
- Terzaghi, K. 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. New York: Wiley.
- Terzaghi, K. 1955. Evaluation of coefficient of subgrade modulus, *Geotechnique* V: 297–326.
- Terzaghi, K.; Peck, R. B.; Mesri, G. 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd edn. New York: Wiley. 336 p.
- Timishenko, S. P. 1941 *Strenght of Materials. Part II. Advanced Theory and Problems*. 2nd edn, 10th printing. New York: D. Van Nostrand.
- TP BF – StB, Teil B 8.3. *Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau. Forschungsgesellschaft für strassen und Verkehrswesen*. 2003. Köln. Deutschland.
- Vadluga, R. 2003. *Gelžbetoniai bokštiniai statiniai*. Vilnius : Technika. 68 p.
- Vesič, A. S. 1973. Analysis of ultimate load on shallow foundation, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 99, Paper No. SM1, Jan., 45–73.
- Wieghard, K. 1922. *Über den Balken auf nachgiebiger Unterlage „Zeitchiff für Angew. Mathematik und Mechanik“*. Bd.2, H, 3.
- Winkler, E. 1867. *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*. Verlag Dominicus, Prag.
- Алексеев, С. И. 2007. *Основания и фундаменты*: учебное пособие для студентов вузов. СПб: Петербургский государственный университет путей сообщения. 111 с.
- Барштейн, М. Ф.; Бородачев, Н. М.; Блюмина, Л. Х., et al. 1981. *Динамический расчет сооружений на специальные воздействия*. Под ред. Б. Г. Коренева, И. М. Радиновича. Москва: Стройиздат. 215 с.
- Березанцев В.Г. 1970. *Расчет оснований сооружений*. Ленинград: Стройиздат.
- Березанцев, В. Г. 1960. *Расчет прочности оснований сооружений*. Л. – М.: Госстройиздат.
- Березанцев, В. Г. 1970. *Расчет оснований сооружений*. Ленинград: Стройиздат.
- Березанцев, В. Г. 1966. Определение предельного сопротивления песчаных грунтов под концом сваи с помощью статической пенетрации, *Основания, фундаменты и механика грунтов* 4: 25–27.
- Берлинов, М. В. 1988. *Основания и фундаменты*. Москва: Высшая школа. 319 с.
- Гильман, Л. М. 1934. *К вопросу об определении напряжений на поверхности упругой среды*. Тр. ЛИИПС, вып. 1.
- Горбунов-Посадов, М. И.; Маликова, Т. А.; Соломин, В. И. 1984. *Расчет конструкций на упругом основании*. 3-е изд. Москва: Стройиздат. 679 с.

- Дашко, Р. Э. 2000. *Микробиота в геологической среде: ее роль и последствия. Материалы годичной сессии «Сергеевские чтения»*. Москва: Геос, вып. 2.
- Жемочкин, Б. Н. 1962. *Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании*. 2-е изд. Москва: Госстройиздат.
- Зурнаджи, В. А.; Николаев, В. В. 1967. *Механика грунтов, основания и фундаменты*. Москва: Высшая школа. 416 с.
- Ильичев, В. А.; Коновалов, П. А.; Никифорова, Н. С. 2001. Влияние строительства заглубленных сооружений на существующую историческую застройку в Москве, *Основания, фундаменты и механика грунтов* 4: 19–24.
- Кириллов, В. С. 1980. *Основания и фундаменты: учебник для вузов*. 2-е изд. Москва: Транспорт. 392 р.
- Коновалов, П. А. 1986. Проблемы упрочнения оснований и усиление фундаментов реконструируемых зданий, *Основания, фундаменты и механика грунтов* 26: 3–5.
- Коновалов, П. А. 1988. К вопросу о допуске давлении на грунты оснований, обжатых длительно действующей нагрузкой, *Труды ин-ста*. Москва: ВНИИОПС, вып. 90, 3–9.
- Коновалов, П. А. 2000. *Основания и фундаменты реконструируемых зданий*. 4-ое изд. Москва: ВНИИТПИ. 318 с.
- Основания и фундаменты: справочник*. Под ред. Г. И. Швецова. 1991. Москва: Высшая школа. 384 р.
- Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)* НИИОСП им Герсеванова. 1986. Москва: Стройиздат.
- Симвулиди, И. А. 1987. *Расчет инженерных конструкций на упругом основании*. 5-ое изд. Москва: Высшая школа.
- СНиП 2.02.01-83* *Основания зданий и сооружений*. 2006. Москва: ФГУП ЦПП. 48 с.
- Соколовский, В. В. 1960. *Статика сыпучей среды*. Изд. 3-е Физматгиз.
- Справочник проектировщика: сложные основания и фундаменты*. Под ред. Ю. Г. Трофименкова. 1969. Москва: Издательство литературы по строительству. 272 с.
- Цытович, Н. А. 1983. *Механика грунтов*. Москва: Высшая школа.
- Цытович, Н. А.; Березанцев, В. Г.; Далматов, Б. И.; Абелев, М. Ю. 1970. *Основания и фундаменты: (краткий курс): учебник для инженерно-строительных вузов*. Москва: Высшая школа. 384 с.

Leidiny parengtas ir išleistas už Europos socialinio fondo lėšas vykdant projektą „Transporto ir civilinės inžinerijos sektorių mokslo, verslo ir studijų integralumo didinimas (TRANCIV)“, VP1-2.2-ŠMM-09-V-01-008

Danutė SLIŽYTĖ, Jurgis MEDZVIECKAS,
Rimantas MACKEVIČIUS

PAGRINDAI IR PAMATAI

Vadovėlis

Redaktorė *Rita Malikėnienė*
Maketuotojas *Gintautas Bancevičius*
Viršelio dizaineris *Rokas Gelažius*

2012 11 29. 12,90 aut. l. Tiražas 150 egz.
El. versija pagal leidinio identifikatorių: doi:10.3846/1355-S
Vilniaus Gedimino technikos universiteto
leidykla „Technika“, Saulėtekio al. 11, 10223 Vilnius
<http://leidykla.vgtu.lt>
Spausdino UAB „Ciklonas“,
J. Jasinskio g. 15, 01111 Vilnius
<http://www.ciklonas.lt>