

LATVIJAS UNIVERSITĀTE
ĢEOGRĀFIJAS UN ZEMES ZINĀTŅU FAKULTĀTE
ĢEOLOĢIJAS NODAĻA

MORĒNAS NOGULUMU KONSOLIDĀCIJAS SĒŠANĀS
MODELĒŠANA DZELZCEĻA UZBĒRUMIEM

MAGISTRA DARBS

Autors: Līga Salmiņa

Stud. apl. Nr. ls17205

Darba vadītājs: Māris Krievāns Dr. ģeol., Asoc. prof.

RĪGA 2022

SATURS

ANOTĀCIJA	5
ABSTRACT	6
IEVADS	7
1. KONSOLIDĀCIJAS TEORIJA	9
1.1. Konsolidācijas teorijas attīstība	9
1.2. Konsolidācijas princips	11
1.3. Atsperes un virzuļa analogija	12
1.4. Grunts konsolidācija un konsolidācijas pieņēmumi	13
1.4.1. Konsolidācijas teorija	17
1.5. Konsolidācijas posmi.....	18
1.5.1. Pirmskonsolidācijas spriegums un tā noteikšanas metodes.....	20
1.5.2. Konsolidācijas koeficienta noteikšanas metodes.....	23
2. GRUNTS SĒŠANĀS	26
2.1. Sākotnējais spriegums un porūdens spiediens.....	27
2.2. Sprieguma izmaiņas ārējās slodzes ietekmē.....	28
2.2.1. Busneska metode	28
2.2.2. 2:1 metode	29
2.2.3. Daudzslāņu metode.....	30
2.2.4. Vestergārda metode	30
2.3. Deformācijas ietekmes faktors elastīgā vidē	32
3. PAMATU VEIDI	35
3.1. Izplatītākie pamatu veidi	35
3.2. Dzelzceļa uzbērums, ietekmējošie spēki un tā galvenās komponentes	38
3.2.1. Spēki	41

3.2.2. Sliežu ceļa slāņi	42
3.2.3. Pamatnes deformācija.....	42
4. PĒTĪJUMA TERITORIJAS RAKSTUROJUMS	45
4.1. Vidzemes piekrastes ģeoloģiskais un ģeomorfoloģiskais raksturojums	45
4.2. Metsapoles līdzenuma ģeoloģiskais un ģeomorfoloģiskais raksturojums.....	47
4.3. Izpētes punktu ģeoloģiskais raksturojums.....	49
5. MATERIĀLS UN METODEDES.....	50
5.1. Laboratorijas pētījumu metodes	50
5.1.1. Ūdens satura noteikšana	51
5.1.2. Dabiskas un sausas grunts blīvuma noteikšana	52
5.1.3. Grunts cieto daļiņu blīvuma noteikšana	52
5.1.4. Atterberga robežas.....	54
5.1.5. Viendimensiju konsolidācijas testa procedūra	56
5.2. Pirmskonsolidācijas sprieguma noteikšana	66
5.3. Izmantotās grafiskās metodes konsolidācijas koeficienta noteikšanā	66
5.4. Grunts konsolidācijas sēšanās modelēšana izmantojot <i>Settle3</i> programmu	71
6. PĒTĪJUMA REZULTĀTI.....	81
6.1. Grunts fizikālās īpašības.....	81
6.2. Oedometra testa rezultāti.....	82
6.3. Iegūtie konsolidācijas sēšanās rezultāti pēc <i>Settle3</i> modelēšanas programmas	93
7. DISKUSIJA	103
7.1. Grunts fizikālo īpašību un oedometra testa rezultātu interpretācija	103
7.2. Konsolidācijas koeficienta un pirmskonsolidācijas sprieguma vērtību interpretācija.....	105
7.3. Konsolidācijas sēšanās rezultātu interpretācija	108
SECINĀJUMI	111
IZMANTOTĀ LITERATŪRA UN AVOTI	112

PATEICĪBAS	123
PIELIKUMI.....	124

ANOTĀCIJA

Salmiņa L. 2022. Morēnas nogulumu konsolidācijas sēšanās modelēšana dzelzceļa uzbērumiem.

Maģistra darbs. Rīga, Latvijas Universitāte, Ģeogrāfijas un Zemes zinātņu fakultāte. 131 lpp.

Maģistra darbā ir pētīta morēnas nogulumu konsolidācijas sēšanās zem dzelzceļa uzbēruma, kuru ietekmē gan grunts fizikālās īpašības, gan tās deformācijas īpašības, kad uz to tiek pielikts papildu spriegums. Mūsdienās daudz šādu pētījumu ir veikti lielākoties mālainām gruntīm, bet par glaciģenajām gruntīm to ir maz. Darbā tika iegūtas dažādas konsolidācijas koeficienta (c_v) vērtības, pēc dažādām konsolidācijas koeficienta noteikšanas metodēm, kuras ievietojot *Settle3* modelēšanas programmā deva dažādas grunts konsolidācijas sēšanās (S_c) vērtības. Rezultātā tika noskaidrots, ka pētījumā izmantotās konsolidācijas koeficienta noteikšanas metodes nav piemērotas visiem grunts tipiem, kā arī šāda veida grunts sēšanās modelēšana būtu jāveic arī pie dažādiem ģeoloģiskajiem apstākļiem. Grunts konsolidācijas sēšanās vērtības zem uzbēruma būtu jāturpina monitorēt arī pēc 90 dienām, jo atkarībā no grunts tipa mainās arī pilnīgas konsolidācijas laiks.

Atslēgas vārdi: konsolidācijas koeficients, grunts sēšanās, pirmskonsolidācijas koeficients, spriegumi, oedomētri, *Settle3*.

ABSTRACT

Salmina L. 2022. Modelling consolidation settlement of till sediments for railway embankments.

Master thesis. Riga, University of Latvia, Faculty of Geography and Earth Sciences. 131 pp.

The consolidation settlement of till sediments under a railway embankment has been studied in the master's thesis, which is affected by the physical properties of the soil and its deformation characteristics when additional stresses are applied to it. Nowadays, many such studies have been carried out on primarily clayey soils, but few on glaciogenic soils. Different consolidation coefficient values (c_v) were obtained by different consolidation coefficient methods, which, when inserted into the *Settle3* modelling software, gave different soil consolidation settlement values (S_c). As a result, it was found that the consolidation coefficient methods used in the study are not suitable for all soil types. This type of soil settlement modelling should also be carried out under different geological conditions. The settlement values of the soil consolidation under the embankment should continue to be monitored after 90 days, as the time for complete consolidation also varies depending on the soil type.

Keywords: coefficient of consolidation, soil settlement, preconsolidation coefficient, stresses, oedometer, *Settle3*.

IEVADS

Mūsdienās ātrgaitas dzelzceļu infrastruktūras būvniecības jautājumi pēdējā desmitgadē kļūst ar vien aktuālāki, jo īpaši visā Eiropā, Austrumāzijā un Ziemeļamerikā, kā rezultātā īpaša uzmanība tiek pievērsta grunts mehānisko īpašību padziļinātai izpētei (Celik et al. 2013). Viens no būtiskākajiem procesiem ar ko saskaras būvniecības laikā ir grunts konsolidācijas sēšanās, kas norisinās grunts augstās saspiežamības un zemās caurlaidības dēļ (Stuedlein et al. 2012). Konsolidācijas sēšanās var radīt nenovēršamus riskus un bojājumus, ekspluatējot jebkādu inženiertehnisko būvi (t.sk. tilti, ceļi (dzelzceļi), pārraides torņi u.c.). Kā reiz teicis viens no autoriem (*Richard 1995*) (Ural et al. 2020) –” ka gandrīz visas konstrukcijas balstās uz grunti vai iekšā gruntī, tās, kas nebalstās - lido, peld, vai krīt”. Viens no piemēriem ir transporta ceļš Kalifornijā, kur pēc 12 gadiem smago uzbērums ietekmē paguļošā grunts nosēdās pa 1 m. Šajā kontekstā precīzi oedometra testa aprēķini, ko izmanto, lai noteiktu grunts konsolidācijas vērtības ir būtisks posms jebkurai pamatkonstrukciju projektēšanai (Nguyen et al. 2020; Karlsrud et al. 2013). Projektējot būves un to pamatnes par svarīgu ietekmes faktoru ir ne tikai jāuzskata deformācija, bet arī laiks, jo grunts konsolidācijas sēšanās var noritēt no dažām dienām līdz pat vairākiem gadu desmitiem (Ladd 1991).

Glacigēnajām gruntīm, kuru sastāvā ietilpst māla daļiņas var būt vairākas specifiskas īpašības, piemēram, pazemināta slodžu izturība, manāma grunts saspiežamība, paātrināta konsolidēšanās, grunts sēšanās (rukums) tās izzūšanas laikā, kā arī jutīgums pret dinamisko iedarbību, ko ietekmē atkārtota un bieža transporta slodze (Wood 1991). Praktiski jebkādos ģeotehniskos apstākļos, kur zemes klātni veido jeb kāda veida gruntis, kas pakļautas papildus spriegumam, būvējot jaunu vai rekonstruējot esošo dzelzceļa sliežu ceļa klātni un ekspluatējot to pie noteiktas transporta slodzes, tiek prognozēta sēšanās deformācijas laikā, kā rezultātā iespējama uzbērums nogāžu stabilitātes problēmas gan būvniecības, gan tās ekspluatācijas laikā (Arama et al. 2015).

Darbā izmantoti 4 paraugi no diviem urbumiem. Pēc fiziogēogrāfiskā novietojuma viens no urbumiem atrodas Vidzemes piekrastē no kura darbā tiek pētīti 3 iegūtie urbuma seržu paraugi, bet otrs urbums atrodas Metsapoles līdzenumā, kur no šī urbuma tiek pētīts viens iegūtais urbuma seržu paraugs. Darbā no oedometra testa tiek iegūta deformācija laikā, kur šīs iegūtās vērtības izmantotas konsolidācijas koeficienta noteikšanā pēc 4 dažādām metodēm - logaritma – laika, agrīnās stadijas logaritma – laika, hiperbolas un kvadrātsaknes laika metodēm. Šīs vērtības tika izmantotas konsolidācijas sēšanās modelēšanā, izmantojot *Settle3* modelēšanas programmu. Papildus noteiktas pirmskonsolidācijas koeficienta vērtības un katra parauga traucētības pakāpe.

Lai prognozētu dzelzceļa sliežu ceļa klātnes sēšanās ātrumu un deformāciju noteiktā laikā pie dažādām slodzēm, **maģistra darba mērķis** ir modelēt morēnas nogulumu konsolidācijas sēšanos zem dzelzceļa uzbēruma. Lai sasniegtu mērķi, tika izvirzīti vairāki **uzdevumi**:

1. Iepazīties ar izpētes teritorijas ģeoloģiskajiem un ģeotehniskajiem materiāliem;
2. Apzināt un apkopot pieejamo publicēto un nepublicēto literatūru par mālaino grunšu fiziomehāniskajām īpašībām, konsolidāciju un saspiežamību;
2. Veikt iegūto morēnas paraugu sagatavošanu, oedometra testa veikšanai;
3. Noteikt grunts paraugu fizikālās īpašības;
4. Noteikt grunts vertikālās saspiežamības parametrus;
5. Apgūt *Settle3* modelēšanas programmu konsolidācijas sēšanās interpretācijai;
6. Veikt iegūto rezultātu interpretāciju un izdarīt secinājumus.

Maģistra darba ietvaros, darbā izmantoti paraugi, kur ģeoloģiskos izpētes darbus veica *Intergeo Baltic SIA*, bet paraugus izsniedza ģeotehniskā laboratorija *Labs 4 SIA*. Iegūtais paraugu materiāls saistāms ar jaunā dzelzceļa infrastruktūras projekta “*Rail Baltica*” īstenošanu. Iegūtie grunts paraugi tika nogādāti LU Ģeogrāfijas un Zemes zinātņu fakultātes (ĢZZF) Hidroģeoloģijas un inženierģeoloģijas laboratorijā, kurā arī tika veikts šis pētījums.

Darbs satur septiņas nodaļas, no kurām četrās ir apskatīti dažādi teorētiskie jautājumi par grunts konsolidāciju, sēšanos, kā arī apskatīti pamatu veidi, tai skaitā par uzbērumu. Darbā ir iekļauta nodaļa par pētījumā izmantoto materiālu un pielietotām metodēm, kā arī izklāstīti iegūtie rezultāti, bet diskusijas nodaļā ir sniegta rezultātu interpretācija. Darba kopējais apjoms ir 123 lappuses (bez pielikumiem), kā arī pievienoti 8 pielikumi. Darbā iekļautas 17 tabulas, tas ir ilustrēts ar 71 attēlu.

1. KONSOLIDĀCIJAS TEORIJA

Oedometra, jeb konsolidācijas testu izmanto, lai noteiktu zemas caurlaidības grunts konsolidācijas īpašības. Parametri kādus nosaka testa laikā ir:

Grunts saspiežamība ir koeficients, par cik lielā mērā grunts saspiežas, kad to slogo un ļauj tai konsolidēties. Grunts saspiežamību izsaka ar tilpuma saspiežamības koeficientu jeb tilpuma izmaiņu moduli. Ja uz grunti tiek uzlikta slodze, piemēram, konstrukciju pamatu slodze, notiks sēšanās, pat ja pieliktais spriegums nepārsniedz grunts drošo nestspēju jeb grunts konsolidācijas drošības koeficientu. Sēšanās ierobežošana pieļaujamās robežās ir lielāka nozīme pamatu projektēšanā nekā ierobežojumi, ko nosaka no bīdes stiprības izrietošās nestspējas prasības (Head et al. 2011).

Ar laiku saistītais parametrs izteikts kā konsolidācijas koeficients norāda saspiešanās ātrumu un tādējādi arī laika periodu, kurā notiks grunts konsolidācijas sēšanās. Sēšanās smilšainās un grantainās gruntīs notiek īsā laikā (parasti būvniecības gaitā) un šādas gruntis reti rada nopietnas problēmas (Jarett 1967; Yin et al. 2011). Bet sēšanās mālainās gruntīs var notikt daudz ilgākā laika posmā, kas var būt mēneši, gadi, gadu desmiti un pat gadsimti pēc būvniecības pabeigšanas, jo mālainajām gruntīm piemīt zema caurlaidība (Sebai et al. 2016). Tāpēc, svarīgs faktors pamatu projektēšanā ir aplēses par grunts sēšanās ātrumu un laiku, kurā sēšanās būs praktiski beigusies (Head et al. 2011).

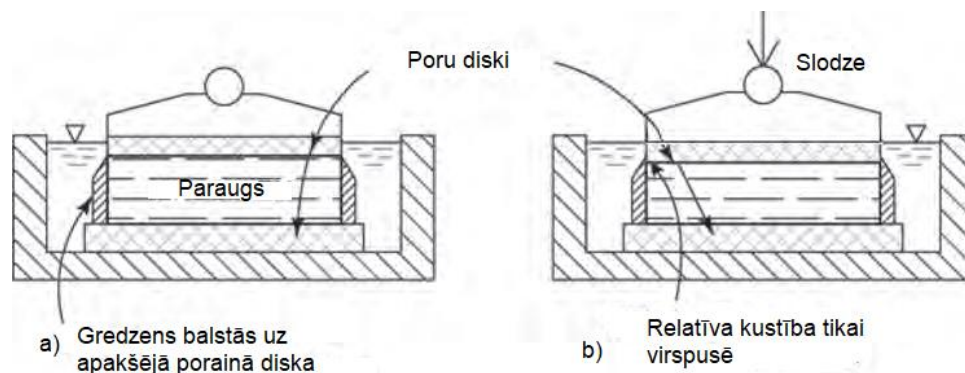
1.1. Konsolidācijas teorijas attīstība

Pirmo reizi uzmanību mālaino grunšu ilgstošo konsolidācijas problēmu pievērsa Terzagi 1925.gadā, Vīnē, publicējot grāmatu “*Erdbaumechanik*” (Terzagi 1925). Terzagi piedāvāja teorētisku pieeju konsolidācijas procesam, kur viņš bija konstruējis pirmo konsolidācijas iekārtu, ko nosauca par oedometru (no grieķu valodas *oidema* – *uzbriešana*). Pagājušā gadsimta 30.gadu sākumā ASV tika veikti dažāda lieluma paraugu konsolidācijas testi, par kuriem ziņoja Kasagrande (1932) (Bartlomiej 2020), Gilbojs (1936) (Mesri et al. 2014) un Rutledžs (1935) (Olek 2018). Konsolidācijas matemātisko teoriju 1936.gadā publicēja Terzagi un Frohlič (Terzagi et al. 1936).

1938.gadā Skempton Londonas Imperiālajā koledžā, pamatojoties uz Kasagrandes principu, izstrādāja oedometru 2,54 cm biežam grunts paraugam, izmantojot velosipēda riteni, lai atbalstītu sijas atsvara svaru. Kompaktāku oedometru priekš parauga 7,62 cm diametrā un 1,905 cm augstumā 1945.gadā izstrādāja Niksons un četri no tiem tika uzstādīti uz viena stenda. Pēc tāda paša principa vadošie testēšanas iekārtu ražotāji izstrādāja citas iekārtas, kur daudzas no tām joprojām tiek izmantotas (Skempton 1944; Hansbo 2015).

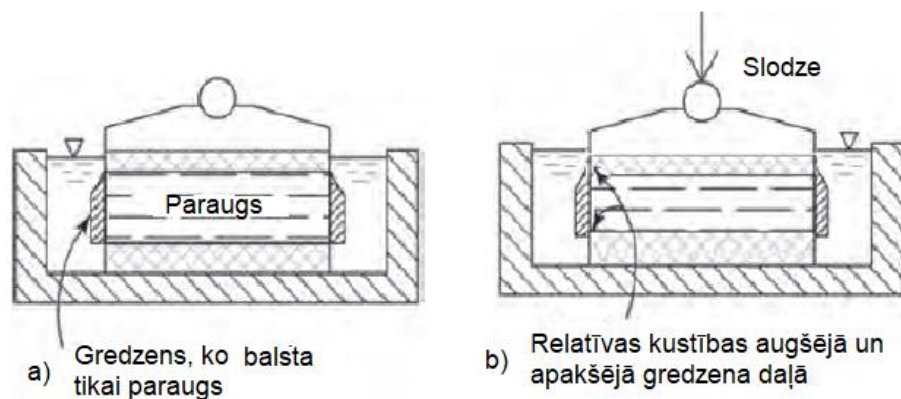
Attiecīgi, kad pēc 1945.gada oedometra testēšana tika atzīta par standarta laboratorijas procedūru, tika izstrādāti divu veidu oedometra šūnu veidi, t.i. fiksētā gredzena šūna un peldošā gredzena šūna (Standard test method .. 1993). Fiksētā gredzena šūnā paraugs tiek ievietots virs apakšējā porainā diska, kura diametrs ir lielāks par parauga diametru. Augšējais poru disks, kas atrodas tieši zem slodzes vāciņa bija frakcionāli mazāks, lai tas varētu iespiesties gredzenā parauga konsolidācijas laikā (1.1. attēls). Konsolidācijas laikā pārvietojas tikai parauga augšējā virsma (Head et al. 2011).

Peldošā gredzena šūnā – gredzens, kurā sākotnēji tika ievietots paraugs, tika izmantots, lai noturētu paraugu testa laikā. Gan augšējais, gan apakšējais poru disks bija nedaudz mazāks par gredzena iekšējo diametru, tāpēc paraugs tika saspiests aptuveni vienādi gan no augšas, gan no apakšas un tika apgalvots, ka sānu berze bija uz pusi mazāka nekā fiksētā gredzena šūnā (1.2. attēls) (Sarsby et al. 1986). Peldošā gredzenveida šūna ir lētāka nekā fiksētā gredzena tipa šūna. Tomēr tās trūkums ir tāds, ka paraugam var izmantot tikai vieglu gredzenu un tāpēc augsta sprieguma ietekmē rodas sānu deformācija, kā arī gredzena svars rada zināmus traucējumus mīkstos mālos. Turklāt šāda veida šūnas nevar pielāgot, lai veiktu tiešus caurlaidības mērījumus (Das 2015).



1.1. attēls. Fiksēta gredzena oedometra konsolidācijas šūnas princips: (a) pirms konsolidācijas; (b) pēc konsolidācijas (Head et al. 2011).

Mūsdienās visbiežāk tiek izmantota fiksētā gredzena šūna un tā ir standarta šūna, kādu izmanto Apvienotajā Karalistē. Paraugs tiek turēts gredzenā, kas precīzi tiek ievietots un stingri nostiprināts ar fiksatoru vai šūnas korpusu. Uzstādīšana un demontāža – tās ir vienkāršas darbības, kas rada risku, ka paraugs var tikt traucēts (Kalinski 2011).



1.2. attēls. Peldošā gredzena oedometra konsolidācijas šūnas princips: (a) pirms konsolidācijas; (b) pēc konsolidācijas (Leonards et al. 2019).

Oedometra preses, kas paredzētas darbam SI mērvienībās tika ieviestas 1971.gadā, un parastajā britu oedometrā izmanto paraugu, kura diametrs ir 75 mm, bet augstums 20 mm. Pēdējā desmitgadē visplašāk tiek izmantoti automātiskie oedometri, kas reģistrē un veic automātisku datu apstrādi, kā arī automātisko drukāšanu un grafisko attēlošanu, kas šobrīd ir komerciāli pieejams (Lambe 1979).

1.2. Konsolidācijas princips

Konsolidācija ir viens no grunts deformācijas procesiem, kurā piesātinātas (daļēji vai pilnībā) grunts tilpums samazinās palielinoties ārējam spriegumam. Konsolidācijas process ilgst tik ilgi, līdz tiek izkliedēts porūdens pārspiediens (Li et al. 2013).

Kad grunts tiek pakļauta konkrētam spriegumam, tās tilpumam ir tendence samazināties, kur piesātinātai gruntij var notikt trīs veidos:

1. Cieto daļiņu saspiešana;
2. Ūdens saspiešana porās starp cietajām daļiņām;
3. Ūdens izplūšana no porām;

Vairumā gadījumu neorganiskajām gruntīm 1. punkta ietekme ir ļoti maza un konsolidācijas teorijā tā netiek ņemta vērā. Organiskajām gruntīm, jo īpaši kūdrai cieto daļiņu saspiežamība var būt ievērojama (Peng et al. 2021). Ūdens saspiežamība ir nenozīmīga salīdzinājumā ar citiem faktoriem, tāpēc 2. punkts tiek ignorēts. Lielākā daļa mālaino grunšu ir pilnībā vai gandrīz pilnībā piesātinātas un tieši šajās gruntīs konsolidācijas process ir visnozīmīgākais. Gaisa klātbūtne porās netiek ņemta vērā; daļēja piesātinājuma pieļaušana padarītu analīzi pārāk sarežģītu praktiskai izmantošanai (Bertoldo et al. 2016). Tāpēc konsolidācijas teorijas

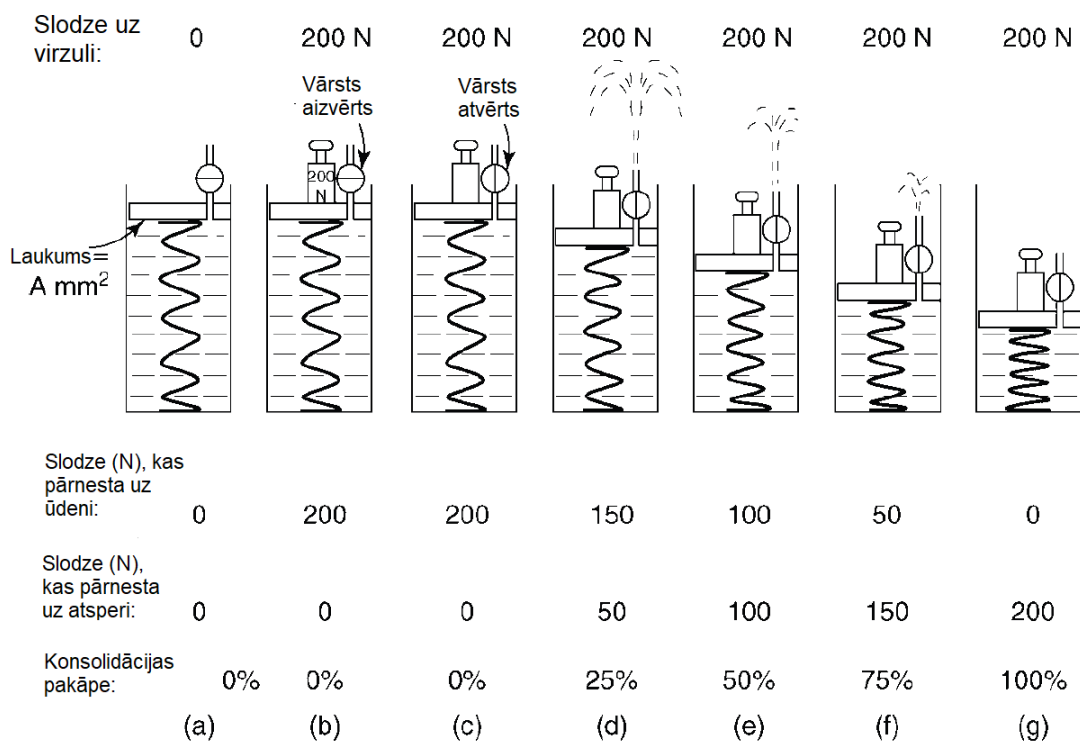
pamatā ir 3. punkts, proti, ūdens izkļūšana jeb “izspiešana” no porām starp grunts skeletu (Head et al. 2011).

Brīvi drenējošā gruntī, piemēram, piesātinātā smilts slānī ūdens izplūst ātri, bet mālā, kur ūdens caurlaidība var būt no desmitiem tūkstošu līdz miljoniem reižu mazāka nekā smiltīm, ūdens kustība notiek daudz lēnāk. Rezultātā ja ūdens kustība notiek daudz lēnāk, tad laiks, kas nepieciešams, lai izspiestu lieko ūdeni uz caurlaidīgajām robežām ir ilgāks, un caurlaidības koeficients ir ievērojami mazāks nekā smilšainām gruntīm. Ar konsolidāciju saistītās tilpuma izmaiņas notiek tikpat lēni un tāpēc sēšanās zem slodzes notiek ilgākā laika periodā. Šo procesu var vizualizēt, izmantojot tālāk aprakstīto mehānisko modeli (Cuduto et al. 2010).

1.3. Atsperes un virzuļa analogija

Terzagi un Peka (1948) aprakstītā modeļa analogijas vienkāršotā versiju ir izveidojis Teilors (1948) (Terzagi et al. 1967). Sākotnēji ir dota cilindriska tvertne, kas aprīkota ar ūdensnecaurlaidīgu, nenozīmīgu masu, kura virsmas laukums ir $A \text{ mm}^2$ un tai ir drenāžas vārsts, kas savienots ar maza diametra izplūdes cauruli. Tvertne ir piepildīta ar ūdeni un starp virzuli, un pamatni ir elastīga saspiežama atsperē (1.3. attēls (a)). Sākotnēji sistēma ir līdzsvarā ar aizvērtu vārstu un bez slodzes uz virzuli. Atsperē nav saspiesta un ūdenī nav pārspiediena. Tad virzulim tiek pielikts 200 N liels svārs (1.3. attēls (b)). Ūdens nevar izplūst, tāpēc virzulim nav iespējams virzīties uz leju un atsperē vēl joprojām netiek saspiesta. Tāpēc lejupvērsto spēku papildina virzuļa augšupvērsta spēks, ko rada papildus spiediens ūdenī. Šo spiedienu sauc par hidrostatisko pārspiedienu un tas ir vienāds ar $200/A \text{ N/mm}^2$. Noteiktā brīdī (laiks = 0) tiek atvērts drenāžas vārsts un tiek uzsākta laika atskaite. Tagad ūdens var sākt izplūst no tvertnes, bet tas notiek lēni, jo izplūdes caurulītes diametrs ir neliels (1.3. attēls (c)). Virzulim lēnām grimstot, arvien lielāku slodzi uzņem atsperē un mazāku – ūdens spiediens (1.3. attēls (d-f)). Visbeidzot pieliktais spēks pilnībā saspiež atsperi un tā uzņem visu slodzi. Ūdenī nav pārspiediena, ir atjaunots līdzsvars un kustība ir pārtraukta (1.3. attēls (g)) (Mesri et al. 1974).

Šajā modelī laiks, kas nepieciešams, lai sasniegtu noteiktu procentuālo saspiešanas pakāpi ir atkarīgs no šādiem faktoriem: drenāžas atveres izplūdes izmēra, ūdens viskozitātes (atkarīga no temperatūras) un no atsperes saspiežamības. Pirmais un otrais faktors norāda ātrumu, ar kādu ūdens var izplūst caur izplūdes atveri. Svarīgs ir trešais faktors, jo atsperē ar lielāku saspiežamību pie 200 N slodzes saīsinātos vairāk un tam būtu nepieciešams vairāk ūdens, lai izplūstu, tāpēc paietu ilgāks laiks, līdz tiktu sasniegts līdzsvars (Head et al. 2011).



1.3. attēls. Atsperes cilindra modelis grunts konsolidācijai (pēc Teilora 1948) (Head et al. 2011).

1.4. Grunts konsolidācija un konsolidācijas pieņēmumi

Iepriekš aprakstītajā 1.3. nodaļā mehāniskā modeļa uzvedība ir analoga grunts uzvedībai konsolidācijas procesā. Modeļa un reālās grunts savstarpēji saistītās īpašības ir apkopotas 1.1. tabulā. Apkopotie pieņēmumi uz kuriem balstās Terzagi konsolidācijas teorija ir:

1. Konsolidācijai pakļautie grunts slāņi ir horizontāli, viendabīgi, vienāda biezuma un laterāli ierobežoti;
2. Grunts ir pilnībā piesātināta (poras ir pilnībā aizpildītas ar ūdeni);
3. Grunts daļiņas un ūdens ir nespiežams;
4. Ir spēkā Darsī likums par ūdens plūsmu caur grunti;
5. Caurlaidības koeficients un citas grunts īpašības paliek nemainīgas pieliktā sprieguma pieauguma laikā;
6. Pieliktais spriegums ir vienmērīgs horizontālā plaknē;
7. Ūdens plūsma notiek tikai vertikālā virzienā (drenāža un saspiešana ir viendimensiju);
8. Efektīvā sprieguma izmaiņas gruntī izraisa atbilstošas poru attiecības izmaiņas un to sakarība ir lineāra sprieguma pieauguma laikā;

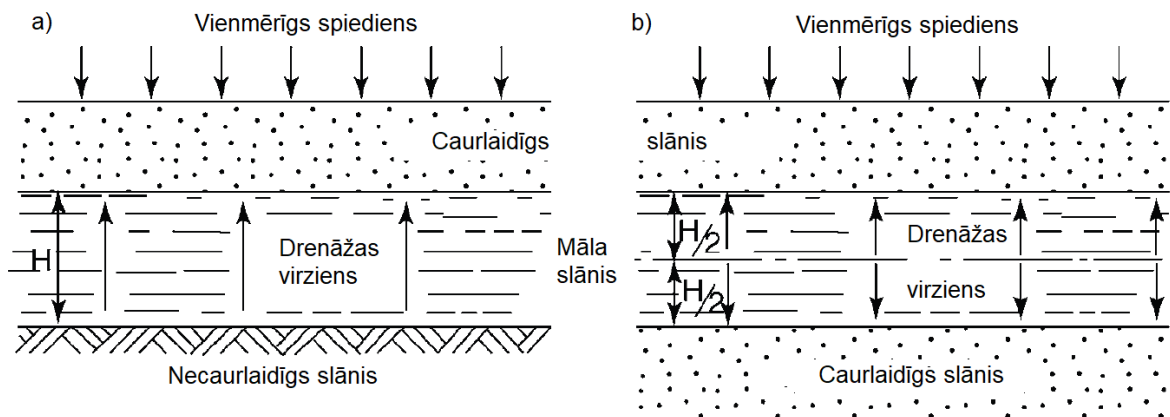
9. Sākotnējais liekais poru spiediens, ko rada slodzes pielikšana ir vienmērīga visā grunts slāņa dziļumā/biezumā;
10. Ilgāku konsolidācijas periodu pilnībā nosaka grunts zemā ūdenscaurlaidība;
11. Viens vai abi māla slānim blakus esošie slāņi ir pilnīgi brīvi drenējoši, salīdzinot ar māla slāni;
12. Grunts svaru var neņemt vērā.

1.1. tabula

Mehāniskā modeļa un grunts īpašību salīdzinājums (Head et al. 2011).

Mehāniskais modelis	Grunts
1. Ūdens izplūdes ātrums atkarīgs no: a) Izplūdes atveres izmēra; b) ūdens viskozitātes; c) caurules izplūdes garuma.	1. Drenāžas ātrums ir atkarīgs no: a) poru lieluma (t.i. caurlaidība); b) porūdens viskozitātes (atkarīgs no temperatūras); c) drenāžas ceļa garuma.
2. Atsperes saspiestamību nosaka: a) saspiestā apjoms; b) laiks līdz tiek sasniegts līdzsvars.	2. Grunts struktūras saspiestamību nosaka: a) konsolidācijas sēšanās apjoms; b) laiks, lai sasniegtu 100% konsolidāciju.
3. sākotnējais spiediens ūdenī	3. Sākotnējais, porūdens pārspiediens, u_0
4. spiediens ūdenī jebkurā laikā t	4. vidējais porūdens pārspiediens u jebkurā laikā t
5. slodze atsperē	5. grunts skeleta radītā slodze
6. galīgā saspiestā procentos.	6. konsolidācija procentos

Spriegums, ko rada ārēji pieliktā slodze sauc par “kopējo spriegumu” un to apzīmē ar σ . Ūdens spiediens porās starp cietajām grunts daļiņām ir pazīstams kā “porūdens spiediens” un to apzīmē ar u vai dažreiz ar u_w . Ja uz piesātinātu mālainu grunti tiek pielikta ārējā slodze, visu šo slodzi sākotnēji uzņem papildus porūdens spiediens, ko sauc par “lieko porūdens spiedienu” jeb “porūdens pārspiedienu”, kas ir vienāds ar kopējo pielikto spriegumu. Ja mālaino slāni ierobežo gruntis no kurām var izplūst ūdens (piemēram, smilšainie slāņi, kas parādīti 1.4. attēlā), porūdens pārspiediens izraisa ūdens izplūšanu no māla slāņa uz blakus esošajiem slāņiem (Baille et al. 2014). Process norisinās lēni, jo māla caurlaidība ir zema. Rezultātā, kad ūdens tiek novadīts uz caurlaidīgākiem slāņiem ar vien lielāka slodzes daļa tiek pārnesta uz grunts “skeletu” un porūdens spiediens attiecīgi samazinās (Hansbo 2015).



1.4. attēls. Māla slānis, kas pakļauts konsolidācijas procesam: (a) Vienvirziena drenāža, H – maksimālais drenāžas ceļš; (b) dubulta drenāža, $H/2$ – maksimālais drenāžas ceļš (Head et al. 2011).

Starpību starp kopējo pielikto spriegumu un porūdens spiedienu jebkurā gadījumā sauc par “efektīvo spriegumu” un tas ir aptuveni vienāds ar spriegumu, ko pārnes grunts “skelets” un tā vienādojums ir;

(1.1)

$$\sigma' = \sigma - u,$$

kas ir viena no fundamentālākajām sakarībām grunts mehānikas jomā. Būtībā konsolidācijas procesu veido pakāpeniska sprieguma pārnese no porūdens uz grunts “skeletu”. Samazinoties porūdens spiedienam efektīvais spriegums palielinās (Rowe et al. 1966).

Jebkurā šī procesa posmā sprieguma pārnese pakāpi sauc par “konsolidācijas pakāpi”, ko izsaka procentos un apzīmē ar U (Head et al. 2011). Ja u_1 = sākotnējais liekais porūdens spiediens un u_w = porūdens pārspiediens laikā t no konsolidācijas sākuma, tad konsolidācijas pakāpi laikā t nosaka pēc formulas

(1.2)

$$U = \frac{u_1 - u_w}{u_1 - u_o} \times 100\%$$

kur u_o ir beigu līdzsvara porūdens spiediens. U vērtību dažkārt dēvē par “procentuālo poru spiediena izkliedi” (Head et al. 2011).

Straujāka porūdens spiediena samazināšanās notiek tuvāk drenāžas virsmām. Ja procentuālā daļa U ir saistīta ar vidējo poru spiedienu laikā t , var pieņemt, ka konsolidācijas pakāpe ir proporcionāla sēšanās pakāpei, kas ir notikusi laikā t . Ja:

ΔH = grunts sēšanās izmaiņas laikā t ;

ΔH_f = grunts sēšanās izmaiņas, kad ir notikusi 100% konsolidācija ($U=100\%$), tad;

(1.3)

$$U = \frac{\Delta H}{\Delta H_f} \times 100\%$$

Ņemot vērā, ka, veicot oedometra testu, netiek veikti porūdens spiediena mērījumi, tad konsolidācijas pakāpe ir jāsaista ar parauga augstuma izmaiņām. Sākuma un beigu nosacījumi ir sekojoši:

Konsolidācijas sākumā,

$$\text{laiks } t = 0, \quad u = u_l, \quad \Delta H = 0 \quad \text{un} \quad U = 0\%$$

Konsolidācijas beigās,

$$t = \infty \text{ (teorētiski)}, \quad u = u_0, \quad \Delta H = \Delta H_f \quad \text{un} \quad U = 100\%$$

Ņemot vērā, ka testa paraugs ir atvērts atmosfērai $u_0 = 0$. Balstoties uz teorijā aprakstīto, 100% konsolidācijas nekad nevar būt pilnībā sasniegta (Davis et al. 1968). Tomēr var aprēķināt beidzamo sēšanās augstumu un novērtēt laiku, kas nepieciešams, lai sasniegtu jebkuru konsolidācijas procentu. Parasti laiks pie 50%, 90% un 95% konsolidācijas, praksē tiek uzskatīts par nozīmīgu (Kalinski 2011).

Dabiskos apstākļos ūdens plūsma un pārvietošanās, kas notiek konsolidācijas laikā, gandrīz vienmēr ir trīs-dimensiju. Trīs-dimensiju ietekmes analīze ir sarežģīta un reti praktiski iespējams modelis, tādējādi to faktiskajā projektēšanā neizmanto. Lielākajai daļai gadījumu Terzagi viendimensiju analīze ir labs pamats priekš grunts sēšanās apjomu novērtēšanas, kas jāinterpretē piesardzīgi. Gadījumos, kad pamati balstās uz salīdzinoši plāna māla slāņa starp caurlaidīgiem slāņiem, tad drenāžas modelis ir ļoti līdzīgs viendimensiju pieņēmumiem (Mesri et al. 1974).

Šajā apakšnodaļā ar simbolu H apzīmē grunts slāņa biezumu vai grunts parauga biezumu testā. Aprēķinot vai izmantojot konsolidācijas koeficientu c_v , būtisks mērījums ir nevis grunts slāņa biezums H , bet gan garākais drenāžas ceļa garums, ko apzīmē ar h . Šie parametri ir vienādi, ja caur mazāk caurlaidīgu grunts slāni drenāža notiek tikai uz vienu caurlaidīgo slāņa pusi un otrs slānis ir mazcaurlaidīgs. Ja caur mazāk caurlaidīgu grunts slāni drenāža notiek uz divu caurlaidīgu slāņu

pusi, tad garākais drenāžas ceļš ir vienāds ar pusi no slāņa biezuma. Tādējādi, 1.4. attēlā (a) $h=H$, bet (b) $h = 0,5H$ (Davis et al. 1968).

Abos gadījumos ir piemērojami tie paši teorētiskie vienādojumi, ja tos izsaka ar h . Simbolu h pēc tam var aizstāt ar H vai $0,5H$ atkarībā no tā, kurš drenāžas ceļa garums tiek piemērots. Standarta oedometra konsolidācijas testā piemēro dubultās drenāžas nosacījumus, kā parādīts 1.4. attēlā (b) (Head et al. 2011).

1.4.1. Konsolidācijas teorija

Vienkāršais māla slāņa konsolidācijas viendimensiju gadījums, kas pakļauts vienmērīgai slodzei, pamatojoties uz 1.4 apakšnodaļas dotajiem pieņēmumiem, Terzagī pierādīja, ka tiek iegūts šāds diferenciālvienādojums (1.4);

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\rho_w g m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}, \quad (1.4)$$

kur u - porūdens pārspiediens laikā t , konkrētā punktā; z – šī punkta vertikālais augstums; k – māla caurlaidības koeficients; m_v – māla tilpuma saspiežamības koeficients; ρ_w – ūdens masas blīvums; g – gravitācijas radītais paātrinājums (Mesri et al. 1974).

Vienādojuma (1.4) labā puse tiek aizstāta ar c_v , ko sauc par konsolidācijas koeficientu, kur (1.5);

$$c_v = \frac{k}{\rho_w g m_v} \quad (1.5)$$

līdz ar to vienādojums (1.4) kļūst par (1.6);

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1.6)$$

Vienādojuma (1.6) atrisinājums izsaka konsolidāciju procentos, U (definēts 1.4. apakšnodaļā), kā funkcija no c_v , h un laika t , kur h ir garākais drenāžas ceļa garums (1.7)

$$\frac{U}{100} = f\left(\frac{c_v t}{h^2}\right) \quad (1.7)$$

Izteiksme $(c_v t/h^2)$ ir bezizmēra skaitlis un to var aizstāt ar laika faktoru T_v (1.8), kur

(1.8)

$$T_v = \frac{c_v t}{h^2}$$

līdz ar to vienādojumu (1.7) var izteikt kā vienādojumu (1.9);

(1.9)

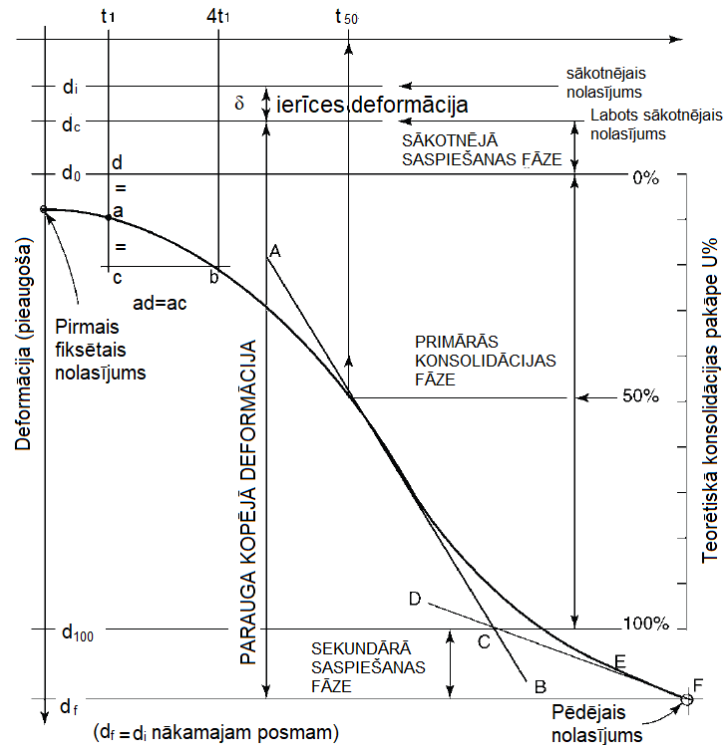
$$\frac{U}{100} = f(T_v)$$

Attiecība starp U un T_v , kura atspoguļo (1.6) vienādojuma atrisinājumu, kā to matemātiski atvasinājis Terzagī (1943) ir grafiski parādīti pielikumā Nr.5. Tāda pati sakarība ir parādīta pielikumā Nr.6, kur U ir attēlots attiecībā pret T_v , izmantojot logaritmisko skalu un pielikumā Nr.7, kur U ir attēlots attiecībā pret T_v kvadrātsakni. Viendimensiju konsolidācijas testā parasti izmanto Nr.6 un Nr.7 pielikumos dotos līknes veidus. Matemātiskā izteiksmē līkne tuvojas asimptotai $U=100\%$, jo laiks tuvojas bezgalībai; tādējādi izriet, ka konsolidācija tuvojas noslēgumam pēc ļoti ilga laika, bet nekad netiek pilnībā sasniegta. Pielikumā Nr.8, tabulas veidā ir dotas T_v un U % izmaiņas, kas ir speciāli izstrādātas un apstiprinātas priekš viendimensiju konsolidācijas testa (Budhu 2010).

Nevienmērīgas slodzes, trīs-dimensiju konsolidācijas un citu nosacījumu gadījumos, kas atšķiras no viendimensiju analīzes, matemātisko vienādojumu rezultātā iegūst dažādas līknes, kas attiecas uz U un T_v , bet darbā tās netiek aplūkotas (Park et al. 2002). Būtiskākais iznākums no vienādojuma (1.7) ir tas, ka pēc noteikta laika sasniegtā konsolidācijas pakāpe ir apgriezti proporcionāla maksimālam drenāžas ceļa garuma kvadrātam. Praktiski tas nozīmē, ka konsolidācijas laiks palielinās atkarībā no māla slāņa biezuma kvadrāta. Piemēram, ja slodzes un citi faktori ir vienādi, laiks, kas nepieciešams, lai sasniegtu 90% konsolidācijas, būs deviņas reizes ilgāks 6 m biežam māla slānim, nekā 2 m biežam tā paša māla slānim (Atkinson 2007).

1.5. Konsolidācijas posmi

Konsolidācijas pakāpi raksturo parauga saspiešanās (t.i. sēšanās) apjoms noteiktā laikā. Sēšanos (grunts deformāciju) attēlo pret laiku logaritmiskā mērogā (log-laika-deformācijas līkne), vai pret laika kvadrātsakni minūtēs (kvadrātsaknes laika deformācijas līkne). Šāda tipa tipiskā laboratorijas līkne attiecīgi ir parādīta, piemēram, 1.5. attēlā un to līdzība ar teorētisko līkni, kas parādīta pielikumā Nr.7 ir acīmredzama (Head et al. 2011).



1.5. attēls. Konsolidācijas fāzes un logaritma-laika-deformācijas līknes analīze: d_i - sākotnējā deformācijas nolāšījuma vērtība, d_c - labota sākotnējā deformācijas nolāšījuma vērtība, d_0 - 0% konsolidācija, d_{100} - kad notikusi 100% grunts primārā konsolidācija, d_f - beigu sekundārā konsolidācija (Head et al. 2011).

Analītiskos nolūkos grunts sablīvēšanos zem slodzes var iedalīt trijās fāzēs – sākotnējā saspiešanās, primārā konsolidācija, sekundārā saspiešanās. Trīs fāzes ir attēlotas uz idealizētas logaritmiskās-laika deformācijas līknes konvencionālo robežu attiecībā (skat. 1.5. attēlu) (Head et al. 2011).

Sākotnējā saspiešana notiek gandrīz vienlaicīgi ar slodzes pieaugumu, kad tiek uzsākts tests un tieši pirms drenāžas sākšanās. Daļēji tas rodas, saspiežot nelielas “gāzes kabatas” esošajās porās. Neliela daļa var būt saistīta ar elastīgo sēšanos, ko var atgūt, kad tiek noņemta slodze. Šī fāze ir atbildīga par novirzi no teorētiskās līknes slodzes pieauguma sākumā. Ļoti caurlaidīgās, relatīvi stingrās gruntīs šajā fāzē nav iespējams izvairīties no drenāžas t.i. primārās konsolidācijas.

Primārā konsolidācija raksturo grunts masīva deformācijas, kas rodas no tilpuma izmaiņām ūdens piesātinātā gruntī, izspiežot ūdeni no grunts porām un to nosaka Terzagi konsolidācijas teorija. Šī fāze ir cieši saistīta ar teorētisko līkni lielākajai daļai mālaino grunšu. Par primārās konsolidācijas beigu robežu var uzskatīt brīdi, kad poru ūdens pārspiediens ir sasniedzis iespējamo

minimālo robežu ($u_e \rightarrow 0$). Ja pēc slodzes noņemšanas gruntij ir piekļuve ūdenim, tad rezultātā gruntij (paraugam) var notikt uzbriešana (Terzagi 1943; Mesri et al. 1974).

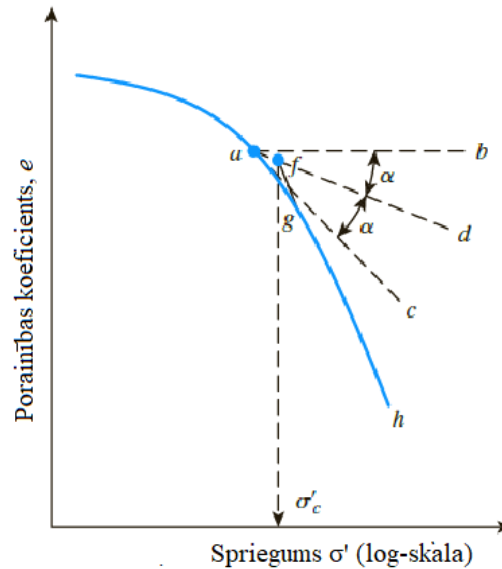
Sekundārā saspiešana turpinās pēc tam, kad primārās fāzes porūdens pārspiediens praktiski ir izkļiedējies. Tiek uzskatīts, ka sekundāro saspiešanos izraisa nepārtraukta daļiņu kustība, kad grunts struktūra pielāgojas pieaugošam efektīvajam spriegumam. Sekundārā saspiešanās parasti nav atjaunojama pēc pieliktās slodzes noņemšanas, lai gan sekundārā uzbriešana ir novērojama, piemēram, kūdrai. Retāk sekundārā saspiešanās tiek saukta arī par šļūdi, kas ir plastiska grunts deformācija pie konstanta grunts efektīvā sprieguma, kura norisinās saistīgu grunts daļiņu sablīvēšanās rezultātā (Terzagi 1943; Mesri et al. 1974).

Vairākos gadījumos grunts deformācijas aplēsēm izmanto tikai primāro konsolidācijas fāzi. Neorganiskiem māliem tā parasti ir visnozīmīgākā no trim fāzēm. Primārās konsolidācijas apjoma noteikšana un primārās konsolidācijas laika līkne kopā ar atvasinātajiem parametriem ir primārais konsolidācijas testa mērķis. Primārā fāze ir vienīgā, ko var pareizi saukt par konsolidāciju. Tomēr kūdrājos un ļoti organiskos mālos lielāka nozīme ir sekundārai saspiešanās fāzei un ja tā notiek ilgākā laika periodā, tā var pārsniegt primārās konsolidācijas apjomu (Budhu 2010).

1.5.1. Pirmskonsolidācijas spriegums un tā noteikšanas metodes

Lai noskaidrotu vai grunts ir normāli konsolidēta vai pārkonsolidēta, ir jānosaka pirmskonsolidācijas spriegums σ'_p (Dias et al. 1995). Gruntis, kas nav stipri pārkonsolidētas, šķietamo pirmskonsolidācijas spriegumu var noteikt ar mērenu slodzi, bet stingrām gruntīm var būt nepieciešama ļoti liela slodze. Ir izstrādātas vairākas metodes, lai noteiktu pirmskonsolidācijas spriegumu σ'_p , pamatojoties uz oedometra testa rezultātiem. Viszināmākā ir Kasagrandes metode, kas ir grafiskā konstruēšanas metode, kas tiek plaši izmantota pamatņu projektēšanā, lai noteiktu σ'_p (Soltani et al. 2019).

Lai noteiktu pirmskonsolidācijas spriegumu pēc Kasagrandes metodes, ir izstrādāti vairāki tā noteikšanas soļi (1.6. attēls); 1.solis: Sākotnēji vizuāli jānosaka punkts *a*, tas ir punkts, kur atrodas minimālais līknes izliekuma rādiuss; 2.solis: jānovelk horizontāla līnija *ab* paralēli x asij; 3.solis: Novelk tangenss līniju *ac*, kas pieskaras līknei; 4.solis: Novelk līniju *ad*, kas ir bisektrise starp leņķi *bac* – leņķis *bad* = leņķi *cad*. 5.solis: Projicē taisnu līniju *gh*, kas pieskaras līknei, iegūstot punktu *f*; 6.solis: Novelkot perpendikulu pret x asi, kas stiepjas no punkta *f* līdz x asij, kur rezultātā tiek iegūts pirmskonsolidācijas spriegums σ'_c (Das et al. 2016).



1.6. attēls. Grafiskā procedūra pirmskonsolidācijas sprieguma noteikšanā (Das et al. 2016).

Pirmskonsolidācijas sprieguma noteikšanas precizitāti ar **Kasagrandes** metodi nosaka tas, cik precīzi e-log tiek noteikts minimālais līknes izliekuma punkts, tāpēc arī metode pēc būtības ir subjektīva (Umar et al. 2017).

Džanbu (*Janbu*) metode nosaka pirmskonsolidācijas spriegumu, salīdzinot izmaiņas ierobežotā modulī M ar pielikto spriegumu σ . Džanbu metodes pamatā ir pieņēmums, ka pārkonsolidētos mālos notiek graudu struktūras izmaiņas vai sabrukums, tad attiecīgi tiek sasniegts pirmskonsolidācijas spriegums σ_{pc} . Tādējādi tiek radītas parauga izmaiņas, kas tiek analizētas ņemot vērā M . Ierobežoto moduli M definē pēc formulas (1.10) (Parada 2018):

(1.10)

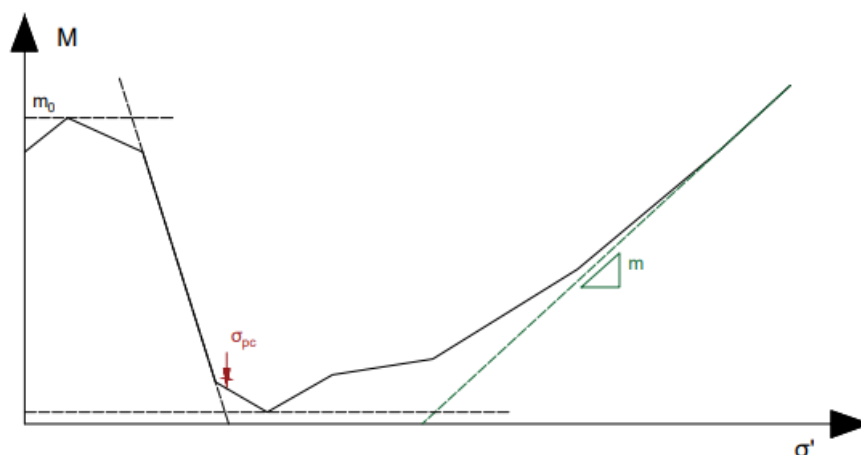
$$M = \frac{\delta\sigma}{\delta\epsilon}, \text{ kur}$$

$\Delta\sigma$ – sprieguma izmaiņas;

$\Delta\epsilon$ - deformācijas izmaiņas.

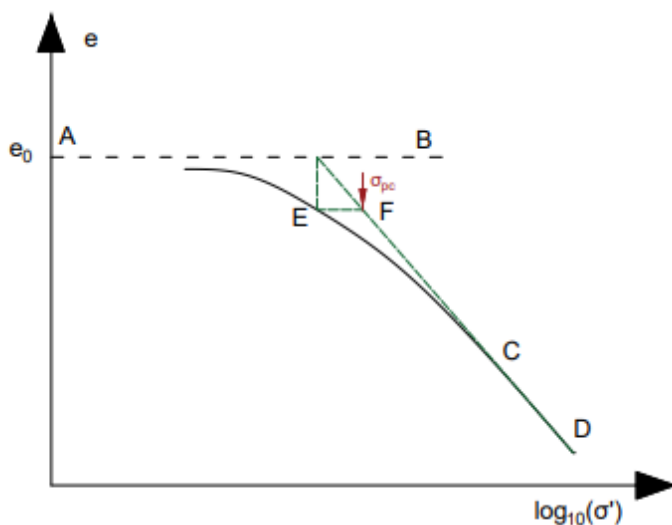
Kā redzams attēlā 1.7. moduļa M vērtības ir relatīvi augstas un nemainīgas diapazonā, kur efektīvā sprieguma vērtības ir nelielas. Palielinoties spriegumam σ un nonākot pirmskonsolidācijas sprieguma zonā σ_{pc} moduļa M vērtības pēkšņi samazinās, sasniedzot minimumu. Visbeidzot, kad paraugs tuvojas normāli konsolidētam stāvoklim un tiecas sekot līnijai, ko nosaka kompresijas indekss C_c , ierobežotais modulis tiecas uz asimptotu m , ko definē pēc formulas 12.11) (Parada 2018):

$$m = \frac{\log(10)}{C_c} \sigma$$



1.7. attēls. Džanbu metode, ko piemēro vispārīgai $M - \sigma$ attiecībai (Parada 2018).

Ar **Pačeکو Silva** (*Pacheco Silva*) metodi pirmskonsolidācijas spriegumu nosaka grafiskā veidā, izmantojot empīrisko konstrukciju uz $\log(\sigma') - e$ līknes. Metode, kas parādīta 1.8. attēlā darbojas sekojoši: 1. Novelk horizontālu līniju AB pie parauga sākotnējā porainības koeficienta (t.i. = 0); 2. Tālāk tiek pagarināta normālās konsolidācijas līkne CD cauri taisnās līknes daļu, līdz šī līkne CD krustojas ar līkni AB; 3. No šī iegūtā krustpunkta velk līniju, kas ir perpendikulāra līnijai AB, iegūstot punktu E. 4. No punkta E velk horizontālu līniju, līdz tā krustojas ar līniju CD – iegūstot punktu F. Krustpunkts F dod pirmskonsolidācijas σ_{pc} vērtību (Parada 2018).



1.8. attēls. Pačeکو Silva izmantotā metode $\log(\sigma') - e$ līknes (Parada 2018).

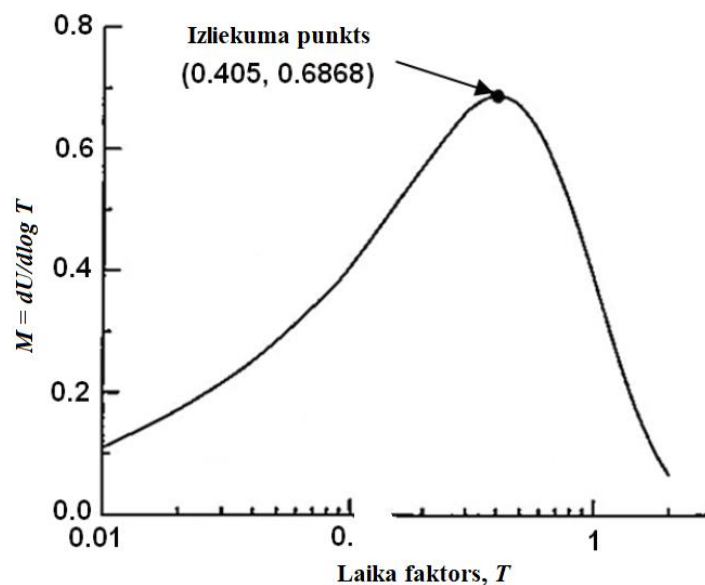
Papildus literatūrā ir pieejamas dažas empīriskās sakarības, lai prognozētu pirmskonsolidācijas spriegumu. Empīriskajās korelācijās tiek ņemts vērā plūstamības indekss, vai bīdes stiprība, kas tiek noteikta lauka pētījumos ar spārņņgriezies metodi (Ozvan et al. 2019).

1.5.2. Konsolidācijas koeficienta noteikšanas metodes

Lai noteiktu konsolidācijas koeficientu c_v mūsdienās ir pieejamas divas standartizētas grafiskās metodes un arī vairākas grafiskas metodes, kas vēl nav apstiprinātas kā ISO metodes, jo pieejamo pētījumu par tām ir nedaudz. Par standarta grafiskajām metodēm tiek uzskatītas logaritma - laika metode, ko ierosināja Kasagrande un Fadums 1940.gadā, bet otra ir kvadrātsaknes - laika metode, ko 1942.gadā publicēja Teilors (Das et al. 2016).

Sridharans 1985.gadā kopā ar Prakašu izstrādāja hiperbolas metodi, bet agrīnās stadijas logaritma – laika metodi 1996.gadā izveidoja Robinsons kopā Allamu (Robinson et al. 1996). Abas šīs nesenās metodes tiek uzskatītas par alternatīvām c_v noteikšanas nestandarta metodēm (Robinson et al. 1996).). Iepriekš minētās metodes plašāk aprakstītas 5.3.apakšnodaļā, kas darbā tiek izmantotas par pamatu, lai noteiktu konsolidācijas koeficientu.

Papildus ir izstrādātas vēl citas c_v noteikšanas metodes, piemēram, kā izliekuma punkta metode, kuru pirmo reizi izstrādājis Kūrs (Cour 1971) (1.9.attēls). Šī metode neprasa grafisku konstruēšanu salīdzinot ar iepriekš minētajām metodēm, tāpēc tā ir labi piemērota datorizētām datu reģistrēšanas sistēmām, kas domātas konsolidācijas koeficienta noteikšanā. Metode balstās uz Terzagi izstrādāto viendimensiju konsolidācijas teoriju (Shukla et al. 2016).



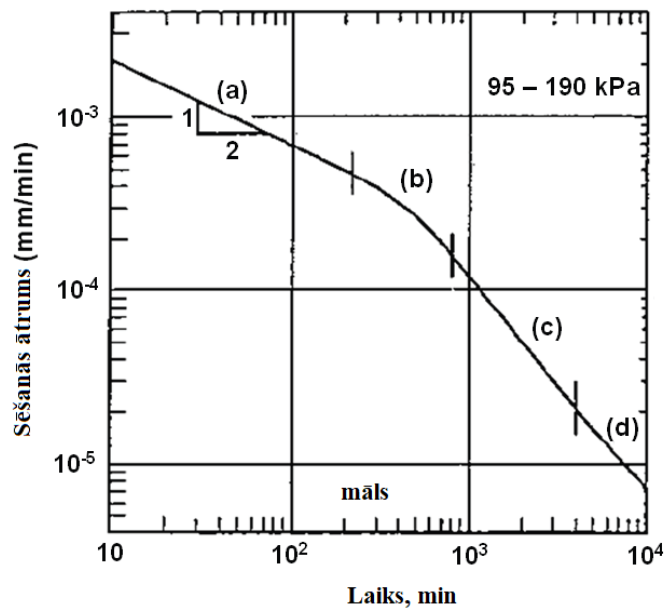
1.9. attēls. $dU/d\log T$ attiecībā pret T (ar autores papildinājumiem Shukla et al. 2016).

Konsolidācijas koeficientu c_v izmantojot ātruma metodi var aprēķināt pēc formulas (1.14).
(1.14)

$$c_v = \frac{T_{70} H^2}{t_{70}} = \frac{0.405 H^2}{t_{70}}, \text{ kur}$$

H – vidējais garākais drenāžas ceļš konsolidācijas laikā;
 t_{70} – laiks, kas aizņem, lai sasniegtu 70% konsolidāciju.

Nedaudz vēlāk Parkins (*Parkin*) 1978.gadā izstrādāja “ātruma metodi” un 1994.gadā to uzlaboja Pandians ar līdzautoriem (Pandian et al. 1994). Šai konsolidācijas koeficienta noteikšanas metodei arī nav nepieciešama grafiskā konstruēšana, tādējādi tā ļauj izvairīties no subjektivitātes, kas raksturīgi ir tieši standarta grafiskajām metodēm (Umar et al. 2017). Ātruma metodes pamatā ir teorētiskās konsolidācijas līknes un eksperimentālās saspiežamības līknes reducēšana, kur tās tiek salīdzinātas līdz ģeometriski identiskai formai, kad mēroga attiecības var noteikt tiešā superpozīcijā. Attēlā 1.10 var redzēt, ka līknei ir trīs izteiktas lineārās daļas (a), (c) un (d), kuras šķir viens pārejas līknes posms (b). Pirmā taisnā līknes daļa (a) attecināma uz konsolidācijas sākumposmu, kur konsolidācija notikusi mazāk par 50%. Otrs lineārais posms (c) ir tieši pirms primārās konsolidācijas beigām un trešais posms (d) attiecas uz sekundārās konsolidācijas sākumu. Tātad (c) posmu var uzskatīt, kad ir notikusi 100% primārā konsolidācija (Shukla et al. 2016).



1.10. attēls. Eksperimentālās ātruma līknes vispārīgie raksturlielumi (ar autores papildinājumiem (Shukla et al. 2016).

Konsolidācijas koeficientu c_v izmantojot ātruma metodi var aprēķināt pēc formulas (1.15).
(1.15)

$$c_v = \frac{0.524H^2}{t_{78}}, \text{ kur}$$

H – vidējais garākais drenāžas ceļš konsolidācijas laikā;

t_{78} – laiks, kas aizņem, lai sasniegtu 78% konsolidāciju.

Autori formulā (1.15) norāda – 78% konsolidācijai atbilstošā T vērtība ir 0.524, bet salīdzinot ar pielikumā Nr.8 tabulā sniegtajām $U\%$ un T vērtībām, tur šis laiks ir norādīts 0.529. Līdzīga situācija ir ar (1.14) formulā norādīto T vērtību. Šīs vērtību atšķirības plašāk nekur nav paskaidrotas.

2. GRUNTS SĒŠANĀS

Galvenā problēma ģeotehniskajā inženierijā ir sēšanās prognozēšana un tās attīstība laika gaitā. Daudzas mūsdienu būvētās konstrukcijas ir jutīgas pret sēšanos, turklāt tās var būt jutīgas pret dažādiem sēšanās veidiem. Piemēram, ceļu un dzelzceļu uzbērumiem var pieļaut lielu sēšanos, pie nosacījuma, ja sēšanās ir vienmērīga un ja ir iespējams pietiekami precīzi prognozēt sēšanos laikā. Šie uzbērumi ir jutīgi pret diferenciālo sēšanos gan garenvirzienā, gan šķērsvirzienā (Fakhraldin 2019).

Jebkura inženiertehniskā būve, kas tiek būvēta uz grunts ir pakļauta grunts sēšanās procesam vai tās riskam. Ārējā slodzes ietekme uz grunts virsmu rada grunts tilpuma izmaiņas. Šo izmaiņu sauc par grunts sēšanos un to ietekmē grunts saspiežamības īpašības. Sēšanās laikā grunts no sākotnējā sprieguma stāvokļa pāriet jaunā stāvoklī, ko rada papildus pieliktā slodze. Šīs pieliktās slodzes radītās sprieguma izmaiņas rada no laika atkarīgu daļiņu velmēšanos, slīdēšanu, sadrupšanu un elastīgo deformāciju ierobežotā ietekmes zonā zem slodzes laukuma (Chong et al. 2016). Sēšanās ir kustību akumulācija interesējošā virzienā (vertikālais virziens) un tiek definēts kā (S_T – *total settlement*) vai (ΔH). Grunts sēšanās izpētes galvenie mērķi ir izpētīt sēšanās uzvedību, noteikt sēšanās vērtību un laiku, un izpētīt sēšanās ietekmi uz konstrukciju stabilitāti (Jayalekshmi et al. 2020).

Projektējot jebkādu konstrukciju parasti tiek pieņemts, ka pamati nekustēsies. Attiecīgi ja konstrukcijā parādās plaisas, tiek pieņemts, ka pamats ir pārvietojies un tas tiek uzskatīts par vienīgo plaisu rašanās iemeslu (Feng et al 2022). Par galvenajām sēšanās komponentēm tiek uzskatītas: daļiņu velmēšanās un slīdēšana, kas rada izmaiņas porainības koeficientā; graudu drupšana, kas nedaudz, bet tomēr izmaina materiālu; grunts daļiņu elastīgā deformācija, kas rada nelielu berzi - attiecīgi, ja pieliktais spriegums tiek noņemts, rezultātā tiek atgūta tikai maza daļa no sēšanās summas (Fakhraldin 2019).

Kopumā slodzes radīto grunts sēšanos iedala trīs kategorijās:

Elastīgā sēšanās (jeb tūlītēja sēšanās) – šo procesu izraisa sausas, mitras un piesātinātas grunts deformācija. Praktiski, šajā fāzē notiek mitruma izmaiņas. Vērts pieminēt, ka elastīgās sēšanās aprēķini galvenokārt balstās uz vienādojumiem, kas iegūti no elastības teorijas (Das 2016).

Primārā konsolidācijas sēšanās – šī procesa laikā notiek tilpuma izmaiņas gruntī, kas ir pilnībā piesātināta. Tilpuma izmaiņas notiek tad, kad no grunts porām tiek izspiests ūdens, ko tas ir aizņēmis (Kaliakin 2017).

Sekundārā konsolidācijas sēšanās – šī fāze norisinās piesātinātās, saistītās un organiskās gruntīs – notiek grunts daļiņu plastiska pārkārtošanās. Šī tiek uzskatīta par papildus kompresijas fāzi, ko izraisa patstāvīgs efektīvais spriegums (Cetin 2004).

Teorētiski, kopējo pamatu sēšanos var izteikt ar summas vienādojumu 2.1., kur katru no dotajiem parametriem būtu atsevišķi jāaprēķina.

(2.1)

$$S_T = S_C + S_S + S_E, \text{ kur}$$

S_T – kopējā sēšanās

S_C – primārā konsolidācijas sēšanās

S_S – sekundārā konsolidācijas sēšanās

S_E – elastīgā sēšanās.

2.1. Sākotnējais spriegums un porūdens spiediens

Sākotnējais kopējais spriegums ir tikai spriegums, ko rada gravitācijas spēks. Jebkurā punktā šo spriegumu nosaka, saskaitot visu slāņu svaru kopā. Jebkura konkrēta slāņa svars ir grunts svars γ reizinot ar slāņa biezumu. Sākotnējais spriegums (2.2) jebkurā punktā ir:

(2.2)

$$\sigma_i = \Sigma \gamma H, \text{ kur}$$

H – slāņa biezums;

γ – grunts īpatnējais svars (nosaka kā piesātinātas grunts svaru, vai kā mitras grunts svaru), atkarībā no tā vai slānis atrodas zem vai virs pjezometriskā līmeņa (ūdens līmeņa) (Rocscience 2021).

Sākotnējais porūdens spiediens jebkurā punktā ir spiediens, ko rada pārklājošais ūdens svars. Ja interesējošā punkta augstums ir z un gruntsūdens līmenis ir z_{wt} augstumā, tad sākotnējais spiediens (2.3) ir:

(2.3)

$$u_i = (z - z_{wt})\gamma_{\text{ūdens}} \quad z > z_{wt}$$

$$u_i = 0 \quad z \leq z_{wt}, \text{ kur}$$

$\gamma_{\text{ūdens}}$ – ūdens īpatnējais svars.

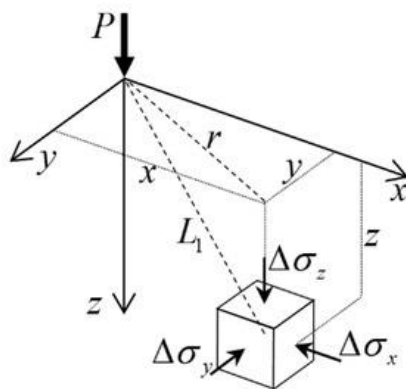
Sākotnējais efektīvais spriegums var tikt aprēķināts no formulām 2.2 un 2.3., kas attiecīgi ir $\sigma_i' = \sigma_i - u_i$ (Rocscience 2021).

2.2. Sprieguma izmaiņas ārējās slodzes ietekmē

Ārējās slodzes, piemēram, uzbērumus vai aizpildījumus var piemērot jebkurā posmā. Šīs ārējās slodzes izraisa sprieguma izmaiņas atkarībā no ārējās slodzes ģeometrijas un lieluma. Sprieguma izmaiņas var aprēķināt ar četrām dažādām metodēm – pēc Businesska metodes (*Boussinesq*), 2:1 metodes, daudzslāņu risinājuma metodes un pēc Vestergārda (*Westergaard*) atrisinājuma metodes (Budhu 2010).

2.2.1. Businesska metode

Businesska metode izmanto elastības teoriju, lai aprēķinātu vertikālo spriegumu zem punktveida slodzes, viendabīgā, daļēji bezgalīgā pustelpā (2.1. attēls) (Song et al. 2015).



2.1. attēls. Spriegumi elastīgā vidē, ko rada punktveida slodze P – darbojas uz daļēji bezgalīgu pustelpu (Pantelidis 2020).

Pielietojot šo metodi ir jāzina sekojoši pieņēmumi – grunts ir nepārtraukta vide, jeb bezgalīga pustelpa; grunts ir homogēna vide, tās īpašības visos virzienos ir vienādas; grunts pašsvars meklējot spriegumu sadalījumu gruntī ārējā spēka ietekmē netiek ņemts vērā; gruntij nav sākuma sprieguma un deformāciju (radīsies tikai pēc slodzes pielikšanas) (Atkinson 2007).

(2.4)

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{2\pi} \left(\frac{3x^2z}{L_1^5} - (1-2\nu) \left(\frac{x^2 - y^2}{L_1 r^2 (L_1 + z)} + \frac{y^2 z}{L_1^3 r^2} \right) \right),$$

(2.5)

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{2\pi} \left(\frac{3y^2z}{L_1^5} - (1-2\nu) \left(\frac{y^2 - x^2}{L_1 r^2 (L_1 + z)} + \frac{x^2 z}{L_1^3 r^2} \right) \right),$$

(2.6)

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}}, \text{ kur}$$

$L_1 = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}, r = \sqrt{x^2 + y^2}$ un ν ir Puasona koeficients (Pantelidis 2020).

Normālsprieguma palielinājums paralēli i -asij, ko rada slodze visā virsmas laukumā var atrast integrējot attiecīgo sprieguma pieaugumu, ko rada punktveida slodze šajā apgabalā:

(2.7)

$$\Delta\sigma_{i,S} = \int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} \Delta\sigma_i(x, y, z)$$

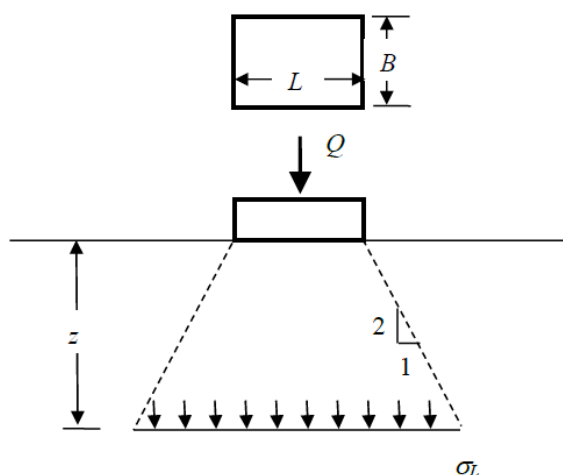
2.2.2. 2:1 metode

Ar 2:1 metodi pieņem, ka pieliktās taisnstūrveida slodzes ietekmes zona ir slīpums 2:1, kā parādīts 2.2. attēlā. Vertikālo slodzes pieaugumu noteiktā dziļumā aprēķina pēc:

(2.8)

$$\sigma_L = \frac{Q}{(B + z)(L + z)}$$

Ja pamatne nav taisnstūra formas, spriegumu aprēķina – aprēķinot slodzes laukumu pie virsmas. Palielinoties dziļumam, laukums uz kuru iedarbojas slodze, palielinās proporcijā 2:1 un attiecīgi samazinās slodzes sprieguma lielums (Song et al. 2015).



2.2. attēls. Vertikālās slodzes grafisks attēlojums pēc 2:1 metodes. B –pamatu platums, L - pamatu garums, z -dziļums (Song et al. 2015).

2.2.3. Daudzslāņu metode

Pilnīgs elastīgais risinājums jebkādas formas pamatam, kas balstās uz slāņainas elastīgas vides. Tiek aprēķināts integrējot punktu slodzes risinājumu (Grīna funkcijas). Jū (*Yue*) 1996. gadā izstrādāja skaitļošanas shēmu, lai efektīvi aprēķinātu punktu slodzes risinājumus, izmantojot Henkela transformācijas (*Yue* 1996). Katra homogēna materiāla ķermeņa elastīgo stāvoli regulē parciālo diferenciālvienādojumu kopums un robežnosacījumu kopums. Šajā homogēnu elastīgu slāņu gadījumā robežnosacījumi ir atbilstošu spriegumu un pārvietojumu nosacījumu kopums. Hankela transformācija tiek izmantota, lai pārveidotu parciālo diferenciālvienādojumu kopumu, kas regulē katru materiāla slāni par parasto diferenciālvienādojumu kopumu un attiecīgos robežnosacījumus par algebriskām izteiksmēm. Jū (*Yue*) atrisināja diferenciālvienādojumu sistēmas ar atbilstošiem robežnosacījumiem līdz algebrisko vienādojumu sistēmu kopai, kur nezināmie ir īpaši konstruētas funkcijas Henkela transformācijas apgabalā. Spriegumus un pārvietojumus var iegūt, izmantojot šo funkciju apgriezto transformāciju kombinācijas. Sakarā ar to, ka Henkela transformācijas domēna funkcijas ir ārkārtīgi sarežģītas, tāpēc tiek izmantotas skaitliskās metodes, kas ir skaitliski ietilpīgas un arī ļoti lēnas (*Rocscience* 2021; *Chong et al.* 2016).

Attiecīgi tiek veiktas divu līmeņu skaitliskās integrācijas; pirmajā aprēķinu līmenī tiek novērtēti punktveida slodzes risinājumi, bet nākamajā aprēķinu līmenī tiek veikta skaitliskā kvadrātūra, lai novērtētu spriegumus un pārvietojumus, ko rada sadalītā slodze konkrētajā apgabalā. Tāpēc autori ir izstrādājuši skaitļošanas metodi, apvienojot abus skaitļošanas līmeņus dažādās secībās. Kā arī ir uzlabojuši skaitlisko precizitāti, pārveidojot apgabala integrāļus par robežintegrāļiem, izmantojot *Vijayakumar, Yacoub un Curran* 2000. gadā izstrādātas metodes. Šī robežu pārrēķina metode arī novērš skaitliskās grūtības, kas saistītas ar punktu slodzes risinājumu singularitāti (*Vijaykumar et al.* 2000).

2.2.4. Vestergārda metode

Busneska metode ir viena no visbiežāk izmantotajām metodēm, lai iegūtu vertikālas slodzes radīto spriegumu sadalījumu. Izstrādājot punktu slodzes formulu, *Busnesks* pieņēma, ka grunts vide ir elastīga, izotropā un viendabīga. Tomēr lielākā daļa grunšu nav ne izotropas, ne viendabīgas (*Song et al.* 2015).

Jāņem vērā, ka praksē sastopamās gruntis sastāv no slāņiem ar atšķirīgām īpašībām. Jo īpaši tad ja grunts vide ir smalki un rupji slāņota, piemēram, materiāls zem ceļa seguma, vai arī ja ir smilts un māla slāņu pārmijas. Daudzi eksperti uzskata, ka Vestergārda metode ļauj labāk novērtēt

sprieguma izmaiņas un sniedz ticamākus rezultātus. Vestergārds pieņēma, ka elastīgu grunts vidi šķērsvirzienā pastiprina daudzas cieši izvietotas horizontālas loksnes ar nenozīmīgu biezumu, bet bezgalīgu stingrību. Šīs loksnes neļauj masai kopumā izjust sānu deformāciju. Tādējādi ir iespējamas tikai vertikālas deformācijas zem tām. Šie pieņēmumi var labāk atspoguļot slāņotas gruntis, kurā mīkstos slāņus pastiprina izturīgi slāņi. Tā izrietošās sekas ir lielāks sānu sprieguma sadalījums, nekā parasti iegūst izmantojot metodes, kas paredz izotropu, elastīgu vidi (Al-Ghafri et al. 2018).

Atšķirībā no Businesska risinājuma Vestergārda vienādojumos tiek iekļauts grunts Puasona koeficients. Ja sānu ierobežojums ir liels, tad Puasona koeficients ir nulle. Turklāt Vestergārda pieņēmumu galvenā ietekme ir tā, ka salīdzinot ar Businesska pieņēmumiem, tiek samazināti spriegumi, kas iegūti tieši zem slodzes centra. Tomēr zināmā attālumā no centra, spriegumi, kas iegūti izmantojot Vestergārda metodi, sāk pārsniegt spriegumus, kas aprēķināti, izmantojot Businesska metodi. Piemēram, rādiusam r un dziļumam z ar Puasona koeficientu $\nu=0,0$ Vestergārda spriegumi ir $2/3$ no Businesska spriegumiem, ja $r/z=0$. Pie $r/z=1,5$ abas metodes dod vienādas vērtības, bet pie vērtībām, kur $r/z > 1,5$ Vestergārda spriegumi ir lielāki (Sridharan et al. 1995).

Līdzīgi kā Businesska vienādojuma gadījumā, spriegumu profiliem ir slēgtas formas izteiksmes 1) vienmērīgi noslogots aplveida laukuma centrs; 2) vienmērīgi noslogoti taisnstūra laukuma stūri. Turklāt abu esošo slodžu ietekmi var pārklāt, lai iegūtu kopējo spriegumu attiecīgajā punktā. Kopumā nogulumu un nogulumieži, piemēram dabiski māla slāņi pastiprina grunts vides ne-izotropo stāvokli. Tādējādi šādos gadījumos Vestergārda metode kalpo kā labākais realitātes modelis. Tomēr praktizējošie ģeoteknikas inženieri bieži dod priekšroku Businesska metodei galvenokārt tāpēc, ka šī metode sniedz konservatīvākus rezultātus. Jebkurā gadījumā analīzes izvēle ir atkarīga no tā, cik lielā mērā lauka apstākļi atbilst modeļa pamatpieņēmumiem (Al-Ghafri et al. 2018).

Gruntij ar Puasona koeficientu ν vertikālais spriegums σ_z , ko rada punktveida slodze Q , kā to aprēķināja Vestergārds ir pēc formulas (2.9):

(2.9)

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} \frac{\frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{1-2\nu}{2-2\nu}}}{\left[\left(\frac{1-2\nu}{2-2\nu} \right) + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}}$$

Vertikālo spriegumu zem aplveida pamatnes centra var iegūt analītiski integrējot 2.6. vienādojumu. Risinājums ir sekojošs pēc vienādojuma (2.10):

(2.10)

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + (a/\eta z)^2}} \right], \text{ kur}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2-2\nu}} \text{ un } q \text{ ir vienmērīga slodze.}$$

Vertikālo spriegumu zem taisnstūra pamatnes stūriem var iegūt analītiski atkal integrējot (2.6.) vienādojumu. Risinājums ir dots sekojošs pēc vienādojuma (2.11):

(2.11)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \cot^{-1} \sqrt{\left(\frac{1-2\nu}{2-2\nu}\right) \left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2}\right) + \left(\frac{1-2\nu}{2-2\nu}\right)^2 \left(\frac{1}{m^2 n^2}\right)}, \text{ kur}$$

$$m = L/z \quad ; \quad n = W/z$$

L – taisnstūra garums;

W – taisnstūra platums;

z – dziļums;

q – vienmērīga pieliktā slodze.

Kvadrāta gadījumā $L = B$ (platums), tātad $m = n$ (Al-Ghafri et al. 2018).

2.3. Deformācijas ietekmes faktors elastīgā vidē

Šmertmans (*Schmertmann*) 1970.gadā izstrādāja nogulumu sēšanās prognozēšanas metodi, kas balstās uz konusa penetrācijas testa rezultātiem (CPT) un paļaujas uz deformācijas ietekmes faktoru, kas ir dziļuma funkcija. Šo metodi tās vienkāršības un uzticamības dēļ plaši izmanto ģeotehnikas inženieri visā pasaulē (Schmertmann 1970). Burlands un Burbridžs (*Burland and Burbridge*) 1985.gadā izstrādāja pus-empīrisko metodi grunts sēšanās aprēķināšanai, kas pēdējā laikā tiek izmantota arvien biežāk (Shahriar et al. 2012).

Deformācijas ietekmes faktora koncepcija ir vienkārša. Ja uz liela laukuma elastīgas pustelpas tiek pielikts vienmērīgs spiediens q , tad iegūtā deformācija jebkurā dziļumā z kļūst par q/E . Ja slodzi piemēro ierobežotā platumā $B(x)$, tad iegūtā deformācija dziļumā z gar centra līniju acīmredzami būs mazāka un to var izteikt ar formulu (2.12):

(2.12)

$$\varepsilon_z = \frac{q}{E_z} I_z, \text{ kur}$$

E_z – elastības modulis dziļumā z ;

I_z – ietekmes faktors dziļumā z (Shahriar et al. 2012).

Pēc teorētiskiem un eksperimentāliem novērojumiem Šmertmans (*Schmertmann*) ierosināja vienkāršotu 2B-0,6 diagrammu, kas parādīta 2.3(a). attēlā. Tajā tiek parādīts, ka pamatu līmenī ietekmes faktors ir 0, tas lineāri palielinās līdz maksimuma 0,6 sasniedzot dziļumu 0,5B un pēc tam lineāri samazinās līdz 0,2B dziļumam, kur atkal ietekmes faktors sasniedz 0 atzīmi (Burland et al. 1985).

Lai ņemtu vērā pamatu formas ietekmi Šmertmans ar līdzautoriem 1978.gadā modificēja aprēķina metodes 2B-0,6 diagrammu, kā parādīts 2.3(b). attēlā. Kvadrātveida un aplveida pamatnēm I_z vērtība pie pamatnes ir 0,1 – tas sasniedz maksimumu dziļumā 0,5B un samazinās līdz 0, dziļumā 2B. Lentveida pamatu gadījumā I_z vērtība pie pamatnes ir 0,2 – tā sasniedz maksimumu, kad $z=B$ un samazinās līdz 0, kad $z=4B$. Ietekmes faktora diagrammu taisnstūra pamatiem var iegūt, interpolējot starp šīm divām minētajām diagrammām. Maksimuma ietekmes faktora vērtību var aprēķināt pēc formulas (2.13):

(2.13)

$$I_{z,peak} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_{net}}{\sigma'_{v0}}}, \text{ kur}$$

q_{net} – “tīrais” pieliktais spiediens;

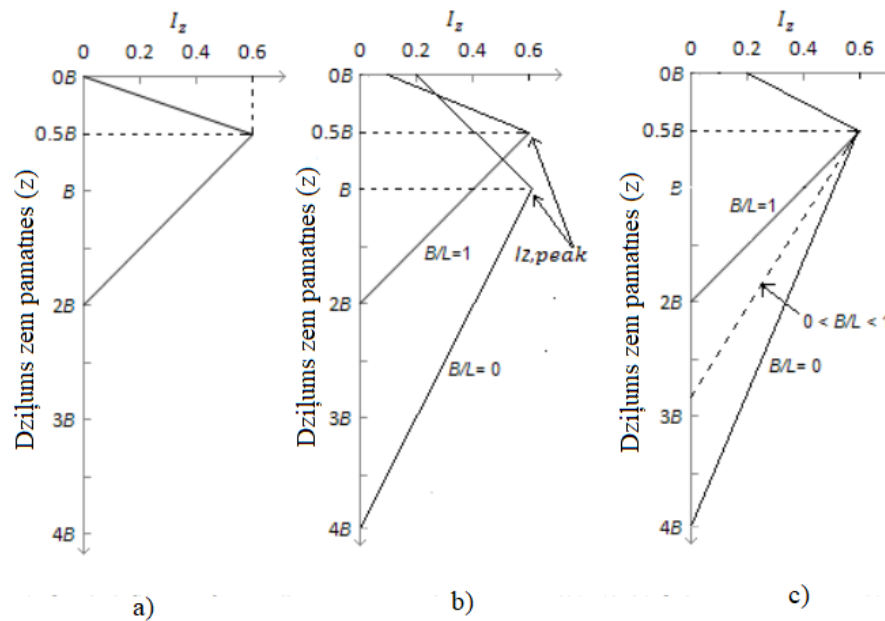
σ'_{v0} – pārslodzes spriegums dziļumā, kurā tiek sasniegts maksimums;

Turklāt Terzagi (*Terzghi*) kopā ar līdzautoriem 1996.gadā ierosināja vēl vienkāršāku ietekmes faktora diagrammu, kas parādīta 2.3(c). attēlā. Kopā viņi ierosināja, ka $I_z = 0,2$ pie pamatnes, bet dziļumā 0,5B $I_z = 0,6$ – tā ir maksimālā vērtība visiem iespējamiem pamatu veidiem.

Ietekmes faktors $I_z=(Z_i)$ apaļajiem un lentveida pamatiem tika saglabāts tāds pats pēc Šmertmaņa 1978.gadā izstrādātās diagrammas, bet taisnstūrveida pamatiem tas interpolēts pēc formulas (2.14):

(2.14)

$$Z_i = 2B[1 + \log(\frac{L}{B})] \text{ for } L/B \leq 10$$



2.3. attēls. Deformācijas ietekmes faktora diagrammas. **a)** Schmertmann (1970), **b)** Schmertmann et al. (1978), **c)** Terzaghi et al. (1996) (Shahriar et al. 2012).

Protams, ir arī citi autori, piemēram Mains (Mayne) kopā ar Poulos, 1999.gadā izstrādāja integrācijas metodi, lai iegūtu deformācijas ietekmes faktoru dažādos dziļumos pamatu sēšanās aprēķināšanai. Autoru piedāvāto metodi var izmantot gan homogēnām, gan ne-homogēnām gruntīm, kuru slāņa biezums var variēt plašā intervālā (Mayne et al. 1999).

Neraugoties uz Šmertmaņa metodes popularitāti, tā tomēr ir ļoti konservatīva un tai trūkst precizitātes. Tāpēc ir daudz iespēju turpināt darbu pie ietekmes faktora diagrammām, tādējādi uzlabojot nogulumu sēšanās prognozēšanu (Shahriar et al. 2012).

Tādējādi, kad tiek iegūts deformācijas ietekmes faktors I_z ir iespējams aprēķināt arī vertikālā sprieguma pieaugumu $\Delta\sigma_z$ interesējošajā dziļumā z . Par pamatu var ņemt Businesska metodi ar 2.1. attēlā parādīto shēmu. Vertikālā sprieguma pieaugumu vēlamajā dziļumā var aprēķināt pēc vienkāršas formulas (2.15):

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} * I_z, \text{ kur} \tag{2.15}$$

P – punktveida pieliktā slodze uz grunti (Atkinson 2007).

3. PAMATU VEIDI

Jebkuru pamatu izbūvē ir maznozīmīgi izpētīt tikai atklāto grunts virsmu, jo grunts stiprība dziļumā nosaka pamatu veidu un prasības to projektēšanā. Nosacījumi par pieņemamu izpētes dziļumu ir balstīti uz teorētisko sprieguma sadalījumu un ietekmes apjomu zem pamatiem. Ļoti būtisks aspekts ir apzināt konstrukcijas radītos spriegumus un iespējamo ietekmes zonu, kam tālāk jau seko konstrukciju veidi, kur attiecīgi tos iedala divās grupās – punktveida konstrukcijās un līnijveida konstrukcijās (Farrar 2004).

Punktveida konstrukcijas – tādām konstrukcijām kā nelielas ēkas, sūkņu stacijas, pārraides torņi un tilta balsti bieži vien pietiek ar vienu ģeotehniskās izpētes urbumu. Lielākām konstrukcijām var būt nepieciešami vairāki ģeotehniskie urbumi un *in situ* mehāniskās izpētes punkti. Ja precīza konstrukcijas atrašanās vieta ir atkarīga no grunts apstākļiem, tad vajadzīgo testa urbumu skaits tiek palielināts. Divi vai trīs testa urbumi un *in situ* mehānisko īpašību izpētes punkti tiek izmantoti, lai veiktu provizorisku izpēti, kā arī, lai noteiktu vispārējos grunts apstākļus. Nelielas konstrukcijas bieži vien nerada lielu slodzi uz pamatiem, bet tomēr izpētes laikā ir jānosaka grunts esošais stāvoklis (Geza 2020).

Līnijveida konstrukcijas – izpētes prasības attiecībā uz sekliem pamatiem, kanāliem, cauruļvadiem un ceļiem, kas ievērojami atšķiras gan pēc lieluma, gan pēc konstrukcijas svarīguma, kā arī no grunts rakstura un novietojuma, kur paredzēts izvietot līnijveida konstrukciju. Atkarībā no nepieciešamības noteikt pazemes apstākļu izmaiņas, attālums starp urbumiem vai citiem izpētes darbiem var atšķirties. Ja šādas konstrukcijas jāizvieto salīdzinoši uz līdzenas virsmas, kur grunts apstākļi ir homogēni, piemēram, līdzenumu apgabalos, tad pamatu izpētes prasībām var pietikt ar mazāku urbumu skaitu, kas izvietoti gar trasi. Atsevišķos gadījumos var būt nepieciešami īpaši pētījumi, piemēram, blīvuma mērījumi cauruļvados, vai mehāniski iegūti monolītu paraugi, lai noteiktu sabrukšanas potenciālu zema blīvuma gruntīs (McCarthy 2002).

3.1. Izplatītākie pamatu veidi

Pamatu izvēles kritēriji ir atkarīgi no grunts un konstrukcijas slodzes, tāpēc pirms pamatu izvēles priekš būvniecības projekta ir jānoskaidro to piemērotību. Pamats pēc teorijas ir celtnes konstruktīvais elements, kura galvenais uzdevums ir uzņemt un sadalīt būves slodzi, un to pārnest uz dabīgu vai mākslīgu būvpamatni. Pamatu dziļumu izvēlās atkarībā no konkrētās grunts īpašībām, sasaluma robežas un gruntsūdeņa līmeņa. Latvijas apstākļos grunts sasaluma robeža parasti ir 1 – 1,2 m dziļumā, bet to ietekmē konkrētās grunts sastāvs. Māliem sasaluma dziļums ir 1,1 m, mālsmiltij un smiltij 1,2 m, rupjai smiltij un grantij 0,5 m. Pamatu tranšeju rok par 10 cm

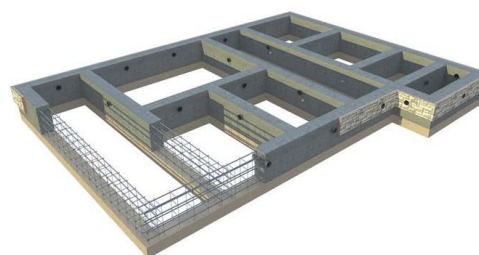
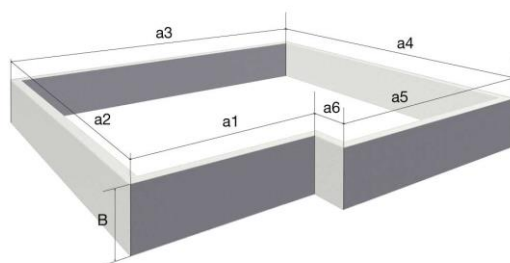
dziļāku, nekā konkrētās grunts caursalšanas josla. Ja pamati ir iebūvēti pa seklu, tos var izcilāt sals un ēku sienās radīsies plaisas (Krūklis u.c. 2008). Smilšainas grunts sasilst dziļāk nekā mālainas. Grunts normatīvā sasaluma dziļuma noteikšanai smilšainām gruntīm var izmantot mālaino grunšu raksturlielumus, lietojot koeficientu 1,2 (atsegtas smilšainas grunts sasaluma dziļuma speciālo novērojumu rezultāti apstiprina šā koeficienta pareizību) (Noteikumi par Latvijas būvnormatīvu .. 2019). Būvniecībā parasti tiek izmantoti dažādi pamatu veidi un tos iedala divās kategorijās – sekļie pamati (pamatu dziļums ir mazāks vai vienāds ar to platumu) un dziļie pamati (pamatu dziļums ir lielāks nekā to platumu) (Patil 2021).

Sekļie pamati – lentveida pamati, plātņveida pamati, stabveida pamati u.c. Šādus pamatus izbūvē vietās, kur tie atrodas nelielā dziļumā (līdz 1,5 m) un spēj izturēt konstrukcijas slodzi. Projektējot seklos pamatus, tiek ņemti vērā divi galvenie kritēriji – nestspēja un sēšanās. Ja pamats balstās uz drenējošas grunts, tiek uzskatīts, ka sēšanās ir lielāka par nestspēju. Par pieņemamu sēšanās robežu sekliem pamatiem tiek uzskatīti 25 mm (Shahriar et al. 2012).

Lentveida pamatus izvēlās situācijās, kad ēkai ir paredzēts veidot masīvas sienas, pārsegumus un arī pazemes stāvu (3.1. attēls). Šie pamati tiek uzskatīti par izturīgiem, kā arī droši ekspluatācijā. Toties tiem ir nepieciešams liels materiālais patēriņš, īpaši ja gruntī sala iedarbības rezultātā veidojas kūkumi. Pamatu platumu aprēķina ņemot vērā grunts nespēju. Zināms, ka mazstāvu ēku radītā slodze ir relatīvi maza, tāpēc būvpamatnes gruntij ar normālu nestspēju lentveida pamatu platumu var izvēlēties aptuveni vienādu ar apšūtās sienas biezumu (McCarthy 2002).

$$A = a_1 + a_2 + a_3 + a_4 + a_5 + a_6$$

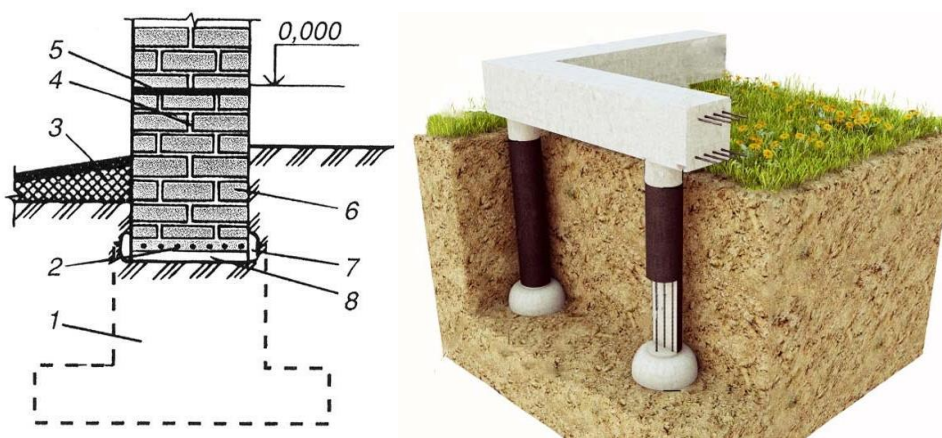
$$B = \min 0,3\text{m} - \max 2,5\text{m}$$



3.1. attēls. Lentveida pamatu konstrukcija. (Dobeles panelis .. S.a.), (Būvekom.lv 2014).

Stabveida pamati – tos visbiežāk pielieto zem karkasu ēku kolonnām un stabiem, un nepārtrauktu sienu balstīšanai, kā arī koka sienām, bet ja ir stabila būvpamatne, tad arī ķieģeļu un

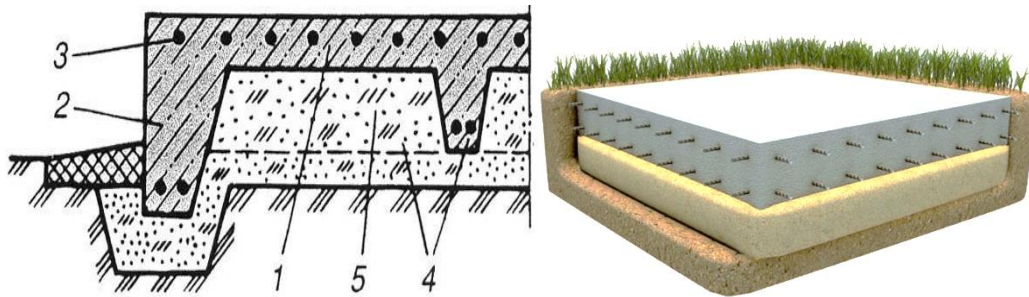
betona sienām (3.2. attēls). Lai nepārtrauktu sienu slodzes nodotu stabveida pamatiem, veido pamatu sijas. Tāpat kā lentveida pamatus, arī stabveida pamatus var būvēt no dažādiem materiāliem: betona, pildbetona, dzelzsbetona, ķieģeļiem, laukakmeņiem u.c. Tomēr šie stabveida pamati ir jūtīgāki pret nevienmērīgāku grunts sēšanos, tāpēc tos nav ieteicams būvēt vājās gruntīs, jo tie slodzes iedarbībā deformējas, kā arī tādās gruntīs, kurās ir nevienmērīga slāņu struktūra. Stabveida pamatu stingums, it sevišķi garenvirzienā ir ievērojami mazāks kā lentveida pamatiem, tāpēc bieži nepieciešams veidos dzelzsbetona režģžogu un dažreiz pat uz stabveida pamatiem ir grūti veidot virspamatu. Piemēram, lentveida pamatiem virspamats tiek veidots pamatu turpinājuma veidā, turpretī stabveida pamatiem tas ir sarežģītāk, jo problemātiska ir telpas aizpildīšana starp pamatu stabiem, sienu un zemi (Noviks 2006).



3.2. attēls. Stabveida pamatu konstrukcija, kas ierīkota zem mūra sienas. 1- pamatu stabs; 2- 6 mm diametra tērauda stiegras cementa javā; 3- ēkas apmale; 4- virspamats; 5- horizontālā hidroizolācija; 6- ķieģeļu pārsedze; 7- nomalis; 8- gaisa sprauga (Noviks 2006; Būvekom.lv 2014).

Plātņveida pamati – tiek veidoti kā viens vesels zem ēkas un uzņem visu tā slodzi. Šos pamatus mēdz arī dēvēt par peldošajiem pamatiem un tos var ierīkot arī gruntīs, kurās sala iedarbības rezultātā veidojas izcilājumi (3.3. attēls). Grunts kūkumošanās spēku iedarbībā plātņveida pamati pārvietojas kopā ar grunti un to deformācija, kas ir neliela, neizraisa plaisu rašanos ēku sienās. Šādi pamati labi pielāgojas grunts kustībām, turklāt tie labi pasargā pagrabtelpas no iespējamo gruntsūdens sūkšanas (Krūklis u.c. 2008). Plātņveida pamatus var būvēt arī uz gruntīm, kas ir izveidoti kā uzbērumi vai gruntīs ar sliktu nestspēju, jo lielā balstlaukuma dēļ, spiediens uz grunti ir mazāks, tāpēc nelielu ēku slodzi, kuras ir būvētas uz šādiem pamatiem, labi iztur arī vājas nestspējas gruntis. Šo pamatu izbūves dziļums nav liels no 20 līdz 40 cm, kuru

konstrukcija ir līdzīga dzelzsbetona pārsegumu konstrukcijai (Noviks 2006). Plātņveida pamatus parasti izmanto vieglām vienkāršām ēkām (McCarthy 2002).



3.3. attēls. Plātņveida pamatu konstrukcijas attēlojums. 1- dzelzsbetona plātne; 2- virspamats; 3- stiegrojums; 4- garenribas un šķērsribas; 5- viendabīga, sablīvēta grunts (Noviks 2006; Būvekoms.lv 2014).

Dziļo pamatu būtība atšķirībā no seklajiem pamatiem ir tāda, ka to iebūves dziļums gruntī ir lielāks, nekā to platums, šie pamati tiek būvēti ļoti dziļi zem zemes virsmas. Pie dziļo pamatu veidiem pieder galvenokārt pāļu pamati, kesoni, gremdakas u.c (Dai et al. 2012).

Pāļu pamati – tos visbiežāk izmanto gadījumos, kad būtiskas slodzes jānodod vājam gruntij. Pāļi var būt izgatavoti no koka, betona, tērauda, dzelzsbetona un arī no dažādām šo materiālu kombinācijām. Slodzes nodošana gruntij ir iespējama divos veidos. Piemēram, pāļi iet caur vāju grunti, atduras cietajos slāņos un nodod tiem būves virszemes daļas slodzes. Slodzes var nodot arī caur tā dēvētajiem piekarpāļiem, kam sānu virsmas saskaras ar grunti aizbēršanas procesā. Izmanto divu veidu pāļus. Iedzenamie pāļi, kas jau iepriekš izgatavoti, tos gruntī iedzen ar veseri vai ar vibrācijas metodi. Tiek lietoti arī pildpāļi, kurus veido ar betonu vai dzelzsbetonu, gruntī aizpildot iepriekš sagatavotus urbumus (Rao 2010). Pāļu pamatu priekšrocības: neliels zemes darbu apjoms; nav jāveic speciāli ūdens novades pasākumi no pamatiem; tiek patērēts mazāk betona (Krūklis u.c. 2008).

3.2. Dzelzceļa uzbērums, ietekmējošie spēki un tā galvenās komponentes

Saskaņā ar Dzelzceļa likumā noteikto, dzelzceļa zemes klātne ir grunts būvju komplekss, kuru iegūst, apstrādājot zemes virsmu, un kurš paredzēts virsbūves novietošanai, sliežu ceļu noturības nodrošināšanai un to aizsardzībai pret atmosfēras ūdeņiem un gruntsūdeņiem (Dzelzceļa .. 1998).

Dzelzceļa zemes klātne visās elektrificējamo dzelzceļu trasēs ir veidota kā uzbērums, kura augstums variē samērā plašā intervālā no mazāk kā 1m, līdz 10m. Uzbēruma augstums un tā

konstrukcija pārsvarā gadījumu atkarīgs no dzelzceļa trases un tai piegulošo teritoriju ģeoloģiskajiem un hidroģeoloģiskajiem apstākļiem, kā arī no iespējamiem plūdu draudiem (SIA Projekts 3i 2014).

Viensliežu posmos uzbēruma platums augšējā virsmā ir vidēji 7,5m (3,5m pa kreisi no centra, 4,0m pa labi no centra). 0,5m paplašinājums paredzēts kabeļu izvietojumam, nodrošinot nepieciešamo sakaru līdzekļu, elektroapgādes u.c. infrastruktūras izvietojumu. Ir gadījumi, kad ir nepieciešams virsējo augsnes kārtu norakt un to aizvietot. Zināmākais izmantojamais materiāls grunts apmaiņai ir smilts, akmeņi vai šķembas, tomēr, ja pēc uzbēruma izveides ir sagaidāmas nevēlamas papildus slodzes izraisītās pamatnes sēšanās, kā arī tehnoloģiski nav iespējams pilnā apmērā atrakt vājos slāņus, tad grunts apmaiņai ir ieteicams izmantot zemāka blīvuma materiālu. Šādi materiāli var būt, piemēram, putupolistirola bloki vai keramzītbetona oļi. Grunts apmaiņai izmantojamais materiāls nedrīkst saturēt organiskas izcelsmes vielas, kā arī tam ir jābūt ar skaidriem fizikāli mehāniskajiem parametriem (grunts gadījumā – optimālais mitruma saturs, blīvums ūdens nepiesātinātā stāvoklī, saiste, iekšējās berzes leņķis, elastības modulis un spiežamības rādītāji) (Li et al. 2019)).

Pagriezienos ar rādiusu 600 m un mazāk, uzbēruma virsmas platums pagrieziena ārmalā tiek paplašināts par vismaz 0,5 m. Divsliežu un vairāksliežu posmos, staciju teritorijās u.c. uzbēruma platums augšējā virsmā attiecīgi pieaug. Uzbēruma pamatuzdevums ir nodrošināt prasībām atbilstošu sliežu ceļu stabilitātes līmeni. Zemes uzbērumu veido no vidēji un rupji graudainas smilts. Uzbērumu nogāžu slīpums pārsvarā ir 1:1,5 (SIA Projekts 3i 2014).

Uzbēruma virsmu veido 20 cm biezs rupju smilšu un grants maisījuma slānis, kas ir drenējošais slānis, to nosedz ne mazāk kā 25 cm biezs šķembu balasta slānis zem gulšņiem. Taisnēs un pagriezienos ar rādiusu lielāku par 300 m galvenokārt tiek lietoti dzelzsbetona gulšņi, bet pagriezienos ar rādiusu mazāku par 300 m – koka gulšņi. Sliežu ceļa taisnajos posmos vidēji ir 1840 gulšņi kilometrā, pagriezienos, ar rādiusu mazāku kā 1200 m vidēji 2000 gulšņu kilometrā. Uzbērumam piegulošajā daļā bieži atrodas grāvji virszemes ūdens plūsmas novadīšanai. Grāvju dziļums un kritums ir mainīgs un atkarīgs no virszemes un gruntsūdens līmeņiem (SIA Projekts 3i 2014).

Tradicionāli dzelzceļa uzbērums tiek veidoti ar balastu. Tomēr, uzbērumu projektēšana bez balasta ir kļuvusi par populāru metodes alternatīvu būvniecībā. Tādas valstis kā Vācija un Japāna šo metodi izmanto kopš 1970. gada. Tradicionāli balastēta dzelzceļa komponentes tiek iedalītas divās apakškategorijs: virsbūve un apakšstruktūra. Virsbūvi veido sliedes, gulšņi un

nostiprināšanas sistēma. Apakšstruktūru veido balasts, subbalasts un pamatne (3.4. attēls) (Alamaa 2016).

3.1. tabula

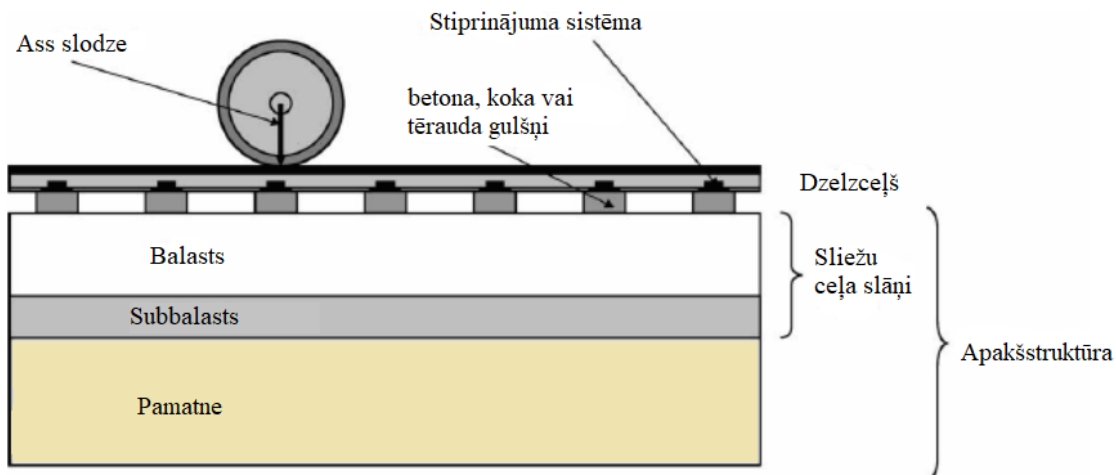
Platsliežu ceļa platuma uzturēšanas normas Latvijā (Dzelzceļa tehniskās .. 2010)

Nr.p.k.	Platsliežu ceļa veids	Gulšņu veids	Platuma pamatnormas, mm				Pieļautās platuma atkāpes, mm	
			Taisnajos iecirkņos	Līknēs ar rādīsu 350 m un lielāku	Līknēs ar rādīsu 300 – 349 m	Līknēs ar rādīsu < 300 m	Ja ātrums ir > 50 km/h	Ja ātrums ir 50 km/h un mazāks
1.	1520 mm	Koka	1520	1520	1530	1540	+6	+10**
		Dzelzsbetona	1520	1520	1520	1540*	-4	-4
2.	1524 mm	Koka	1524	1524	1530	1540	+6 -4	+6 -4

Piezīmes:

- * Līknēs paredzētajiem dzelzsbetona gulšņiem.
- ** platsliežu ceļa platums nedrīkst būt lielāks par 1548 mm.

Sliežu ceļš ir sarežģīta inženiertehniska konstrukcija. Slides balstās uz gulšņiem un stiprinājumi tur gulšņus un slides kopā. Dzelzceļš ideālos apstākļos ir pilnīgi taisns, bez nelīdzenumiem un izciļņiem. Tomēr, tas ir neiespējami reālos apstākļos. Tāpēc ir jāspēj reducēt spēki, kas rodas no neregulāra dzelzceļa. Tā kā riteņi ir stingri, nelokāmi, tad ir jābūt elastīgam dzelzceļa uzbērumam, lai izvairītos no sliežu nodiluma un lai ierobežotu vibrācijas t.i., lai nodrošinātu pieņemamu vilciena braukšanas komfortu (Esmaeili et al. 2022).



3.4. attēls. Vienkāršota sliežu ceļa trase ar tās būtiskākajām komponentēm (Burrow et al. 2007).

Slieidēm ir vairākas funkcijas. Pirmkārt, sliedes vienmērīgi un nepārtraukti vada riteņus. Sliedes darbojas arī kā sijas, kas nodod slodzi no vilcienu uz gulšņiem. Tāpēc slieidēm ir jābūt pietiekami stingrām (Alamaa 2016). Stiprinājuma sistēma notur sliedi pie gulšņiem un novērš kustības, ko izraisa satiksme un sliedes temperatūras izmaiņas. Dažādas stiprinājuma sistēmas var ievērojami atšķirties viena no otras (Hussain et al 2022).

Gulšņi parasti ir izgatavoti no dzelzsbetona/stiegrota betona vai koka, bet var būt arī no tērauda. Gulšņi atšķiras ne tikai pēc materiāla, bet arī pēc izskata. Gulšņiem ir daudz svarīgu funkciju; sadalīt spēku no slieidēm uz pamata konstrukciju, notur stiprinājuma sistēmu tā, lai saglabātu pareizu sliežu ceļa platumu. Lai ierobežotu sliežu kustību, gulšņi jānostiprina pie pamata konstrukcijas (Alamaa 2016).

3.2.1. Spēki

Sliežu ceļa konstrukcijas ir pakļautas mehāniskiem spēkiem: statiskiem, dinamiskiem un termiskiem. Dinamisko slodzi, ko rada braucoši transportlīdzekļi, bieži aprēķina kā koeficientu, kas >1 reizi pārsniedzot statisko slodzi. Starpību starp statisko slodzi un dinamisko slodzi sauc par dinamisko pieaugumu. Augstas frekvences vibrācijas ir dinamiskās slodzes rezultāts. Īpaši pie lieliem ātrumiem vibrācija ietekmēs virsbūves un pamatkonstrukcijas darbību. Temperatūras izmaiņu radītie termiskie spēki paplašina vai sašaurina tēraudu. Ja sliedes nevar izplesties vai sarauties, tas radīs sprieguma palielinājumu slieidēs. Spēkus, kas iedarbojas uz sliežu ceļa konstrukciju var iedalīt trīs virzienos – vertikālajā, sānu un garenvirziena (Li et al. 2019).

Vertikālie spēki ir perpendikulāri sliežu ceļa plaknei un to var izdalīt, kā riteņu radīto spēku un augšupejošo spēku. Vertikālais riteņa spēks kā reakciju izraisa augšupejošo spēku, kas paceļ sliedi uz augšu. Vertikālais riteņa spēks bieži tiek aprēķināts kā smaguma spēks (šai vērtībai ir plašs diapazons atkarībā no tā vai tas ir smags kravas vilciens vai viegls pasažieru vilciens), kas tiek dalīts ar riteņu skaitu, pieskaitot dinamisko variāciju. Šī dinamismā mainība ir atkarīga no trases ģeometrijas (mijiedarbība starp sliežu ceļu un vilcienu, piemēram, atlēciena); riteņu trieciena spēka (piemēram, sliežu savienojumi un riteņu plaknes) – šie spēki var būt lieli un izraisīt vibrāciju sliežu konstrukcijās, ka piemēram, veicina sliežu ceļa nelīdzenumus un balasta nodilumu/pulverizāciju (Esmaeili et al. 2022).

Sānu spēki ir paralēli gulšņu garajai asij. Tos var iedalīt sānu riteņa spēkos un deformācijas jeb izliekuma reakcijas spēkos. Garenvirziena spēks – šie spēki ir paralēli slieidēm un rodas no vilcienu vilces spēka, vilcienu bremzēšanas spēka, sliežu termiskās izplešanās un dzelzceļa sliežu viļņu iedarbības (Selig et al.1994).

3.2.2. Sliežu ceļa slāņi

Sliežu ceļa klātnes slāņi parasti sastāv no balasta un subbalasta (3.4. attēls). Par piemērotu balasta slāni var kalpot dažādi materiāli, piemēram, šķembas, grants un drupināta grants. Tomēr vispiemērotākie balasta materiāli ir magmatiskie ieži (bazalts, diabāzs vai arī granīts). Mazāk piemērotāks materiāls ir “mīkstāki” nogulumieži - kaļķakmens, dolomīts vai citi tiem līdzīgi (Lichtberger 2005).

Izvēloties balasta materiālu, galvenie faktori ir tā pieejamība, pieņemot, ka nepieciešamais materiāls ir atbilstošas kvalitātes un ekonomiski izdevīgs. Taču ir arī citi svarīgi aspekti – iežu izmērs (parasti galvenajam sliežu ceļam izvēlas no 25 līdz 60 mm, bet sekundārajām līnijām izvēlās izmēros no 15 līdz 30 mm), izmēru sadalījums, katra ieža forma, mazizmēra vai pārāk liela izmēra rādītājs (parasti tiek pieļauti 5%) (Alamaa 2016).

Balasta slānim ir vairākas funkcijas, svarīgākās no tām ir uzskaitītas zemāk:

- Balasta slānim ir jāsadala aksiālās slodzes radītie kontaktpēki, lai saglabātu sliežu ceļu vajadzīgajās pozīcijās un uzturētu pieļaujamā līmenī slodzes pamatnes slāni;
- Balastam jādarbojas kā drenāžas slānim;
- Balastam jābūt pietiekami elastīgam, lai izvairītos no sliežu ceļa nodiluma un ierobežotu vibrācijas;
- Balastu var periodiski uzturēt, lai regulētu sliežu ceļa līniju un līmeni, tādējādi atvieglot uzturēšanas darbus;
- Balastā ir poras, kurās var uzglabāt piesārņojošo materiālu (Hussain et al 2022).

Subbalasts ir slānis starp pamatni un balastu (3.4. attēls). Izvēlētais materiāls ir plaši šķīrota drupināta dabiska pildviela vai izdedži/sārņi. Subbalasta galvenās funkcijas ir:

- Atdalīt balasta slāni no pamata slāņa;
- Nepieļaut, ka balasts nodeldē pamatni;
- Darboties kā drenāžas sistēmai; daļēji, lai novadītu ūdens pieplūdi no virsmas un novirzītu ūdeni projām;
- Aizsardzība pret salu;
- Mazināt satiksmes radīto spriegumu (Alamaa 2016).

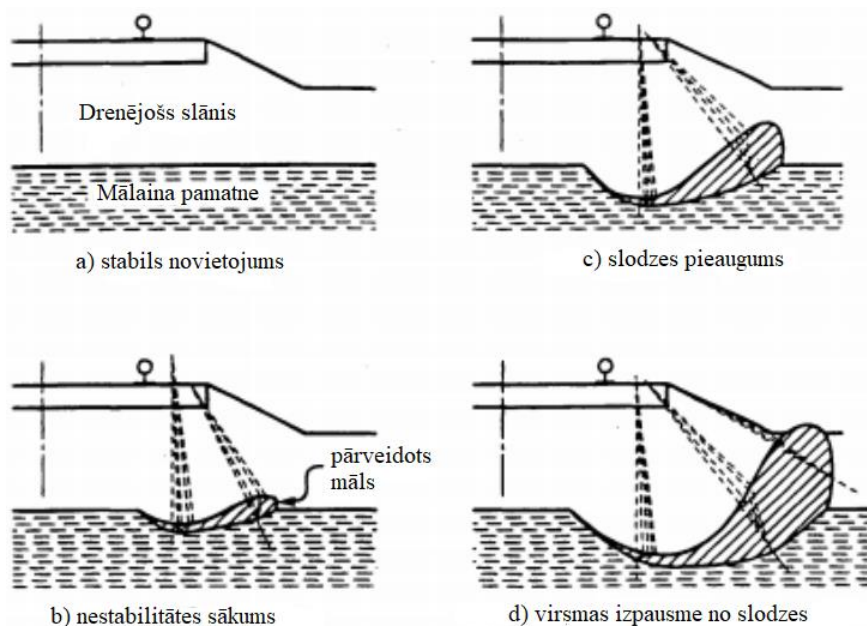
3.2.3. Pamatnes deformācija

Ir zināms, ka ja grunts kvalitāte nav atbilstoša, tā praktiski tiek aizstāta ar stingrāku, izturīgāku materiālu vai attiecīgi tā ir atbilstoši jānostiprina. Papildus atbilstošām zināšanām par grunti ir jābūt arī izpratnei par to, kādi deformācijas veidi var rasties, lai tos novērstu. Ja pamatne

deformējas, tad tā vairs nevar kalpot kā stabila “platforma”, turklāt ir grūti un sarežģīti to nostiprināt, un dārgi to uzturēt (Pieta et al. 2015).

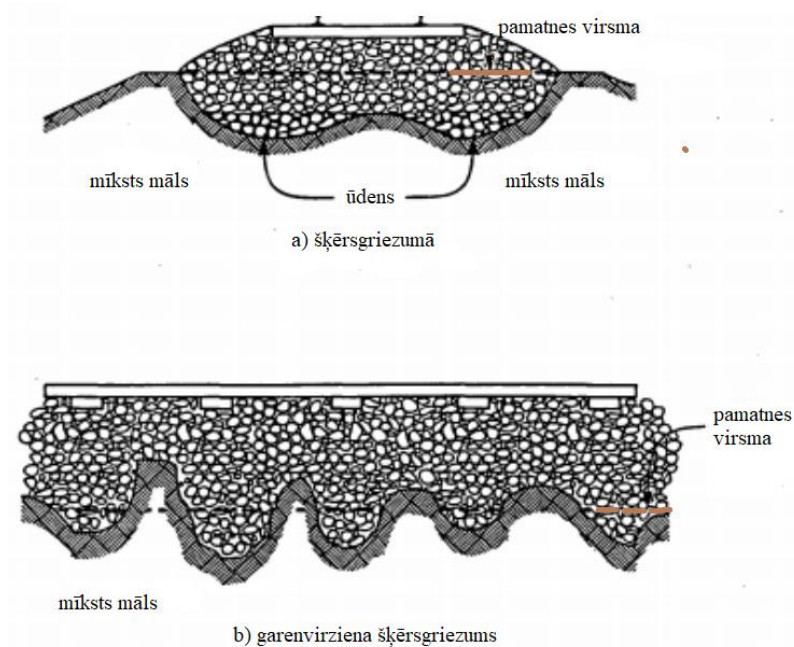
Satiksmes radītais spriegums var izplatīties pat līdz grunts pamatnei, kas nozīmē to, ka pamatne ir svarīga apakšstruktūras daļa, kas rezultātā ietekmē sliežu ceļa veiktspēju un konstrukcijas izturību un sliežu ceļa uzturēšanas darbus. Apakšstruktūra ietekmē nesošās konstrukcijas balsta elastību un sekmē sliežu elastīgo deformāciju riteņa slodzes ietekmē. Sliežu ceļa diferenciālā sēšanās ietekmē arī pamatni (Namdar 2022).

Progresīvā bīdes deformācija un pārmērīga plastiskā deformācija ir divas galvenās problēmas ar kurām mēdz saskarties pamatnes daļa. Šo problēmu kopsaucējs ir tas, ka tās galvenokārt izraisa atkārtota satiksmes slodze. Ir svarīgi ņemt vērā gan satiksmes slodzes lielumu, gan slodzes atkārtojumu skaitu (Badarinath et al. 2021).



3.5. attēls. Progresīvā bīdes deformācija (Alamaa 2016).

Progresīvā bīdes deformācija rodas satiksmes cikliskās slodzes dēļ, kas ir tik liela, ka izraisa grunts nobīdi un pārveidošanos. Protams, grunts tiek nobīdīta uz augšu uz sliežu ceļa pusi, jo šajā virzienā pretestība ir vismazākā (3.5. attēls). Sliežu ceļa uzbērums rada padziļinājumu zem sliežu ceļa, kā rezultātā rodas sliežu ceļa nelīdzenumi. Šo problēmu parasti koriģē pievienojot balastu posmā zem sliežu ceļa, kas samazina slodzi zem sliedēm. Tomēr nedrīkst aizmirst, ka jāpielabo attiecīgi arī padziļinājumi grunts virskārtā. Pretējā gadījumā balasta slānis aizturēs ūdeni un palielinās balasta slāņa tilpumu (Badarinath et al. 2021).



3.6. attēls. Pārmērīga plastiskā deformācija (Alamaa 2016).

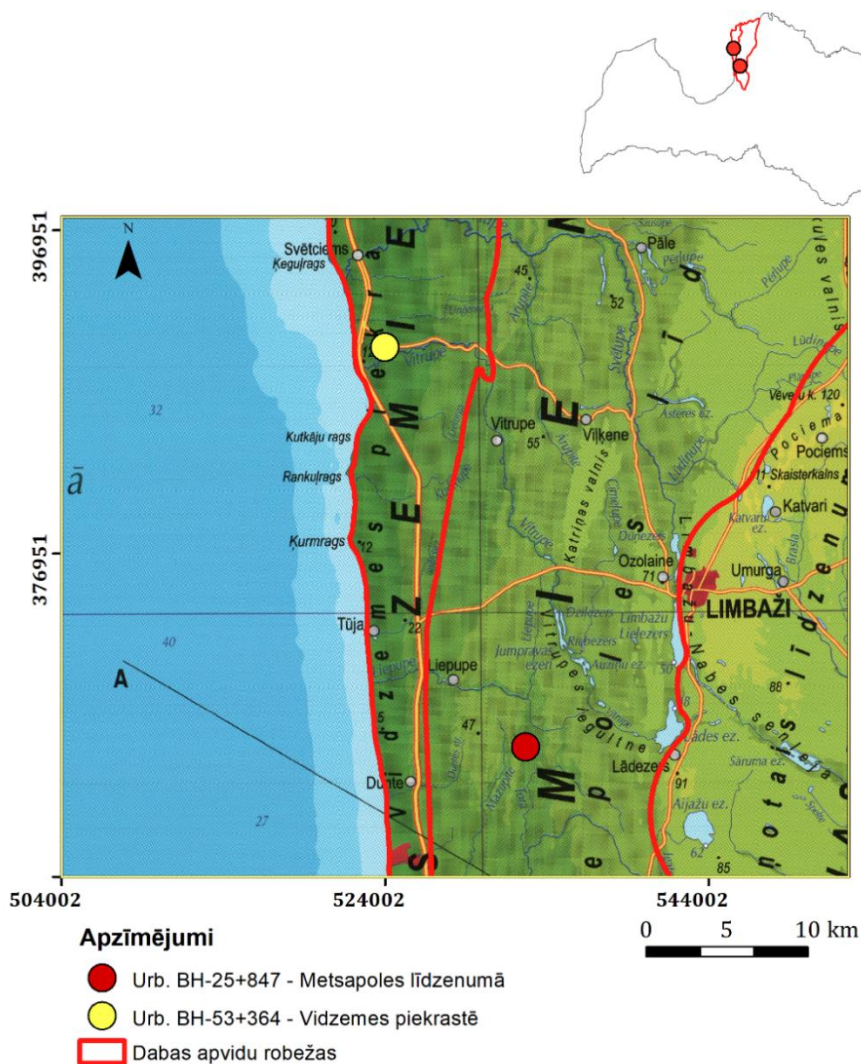
Pārmērīga plastiskā deformācija ir daļēji saistīta ar progresējošo bīdes deformāciju un daļēji ar grunts pakāpenisku konsolidāciju un sablīvēšanos, ko izraisa atkārtota satiksmes slodze. Ja salīdzina ar iepriekš aprakstīto procesu, tad šis process ir ātrāks un straujāks jaunuzbūvētajiem uzbūrumiem (3.6. attēls) (Johnston et al. 2021).

4. PĒTĪJUMA TERITORIJAS RAKSTUROJUMS

Nodaļā ir sniegts vispārējs Vidzemes piekrastes un Metsapoles līdzenuma ģeoloģiskais un ģeomorfoloģiskais raksturojums attiecībā pret pētījumā izmantoto urbumu novietojumu.

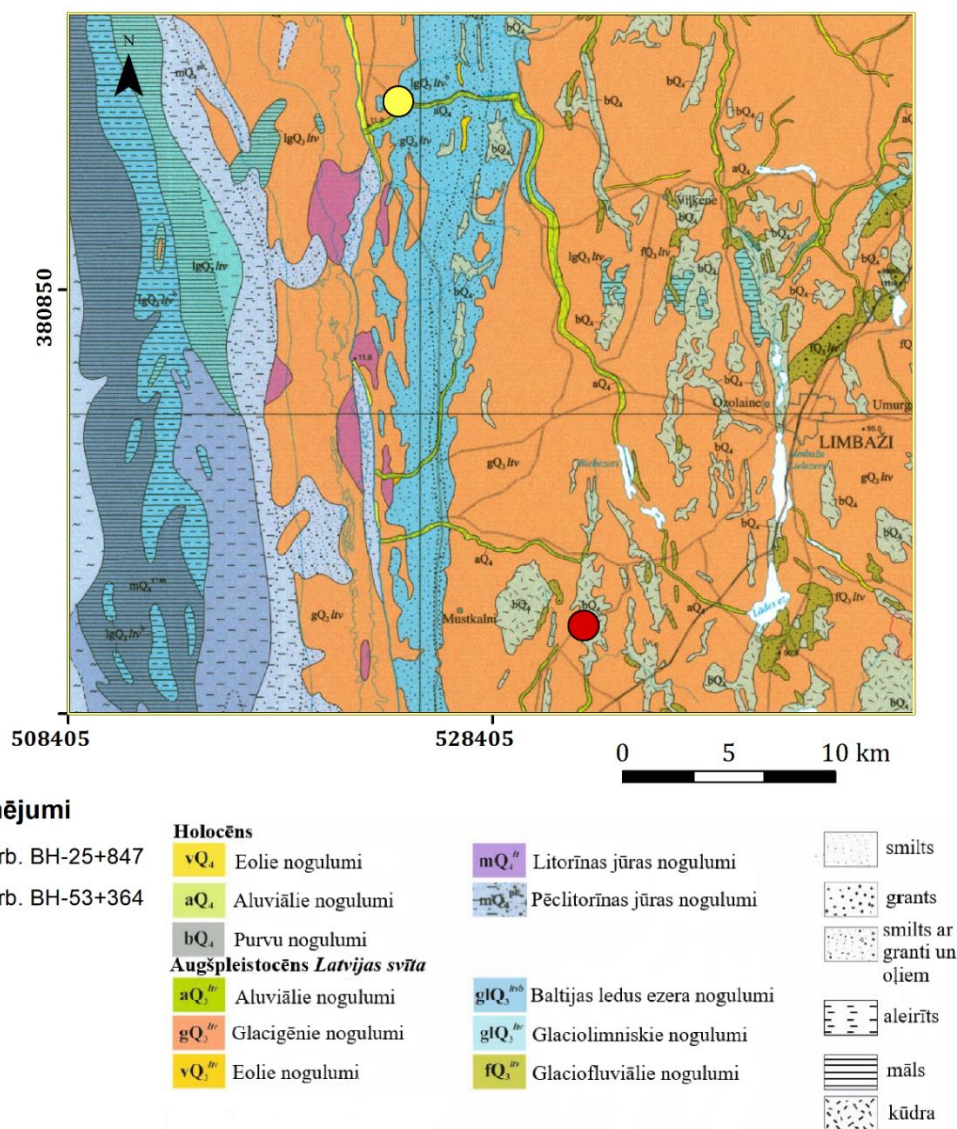
4.1. Vidzemes piekrastes ģeoloģiskais un ģeomorfoloģiskais raksturojums

Vidzemes piekraste ietilpst Piejūras zemienes sastāvā un ietver bijušā Baltijas ledus ezera akumulācijas un abrāzijas līdzenumu. No Metsepoles līdzenuma austrumos to norobežo šī baseina maksimālās transgresijas – BI un BII stadijas krasta veidojumi (Veinbergs 1996). Mūsdienās tie atrodas 40 m vjl. pie Igaunijas robežas un pazeminās līdz 23 m vjl. pie Zvejniekciema (4.1. attēls) (Juškevičs u.c. 2000).



4.1. attēls. Pētījumā izmantoto urbumu fiziogeogrāfiskais novietojums. Par kartes pamatni izmantota karšu izdevniecības Jāņa Sēta Fizioģeogrāfiskā karte mērogā 1:400 000 LU ĢZZF WMS.

Baltijas ledus ezera (glQ3l^{tvb}) nogulumi pārsedz morēnas, vietām glaciofluviālos nogulumus. Tikai vietām tos pārklāj upju (aQ4), purvu (bQ4) vai eolie (vQ4) nogulumi. Rīgas jūras līča krasta tuvumā abrāzijas līdzenumā morēnas nogulumi atsedzas zemes virspusē. To virskārtā sastopami plaši laukakmeņu sakopojumi. Vietām morēna ir pilnībā noskalota un uz devona pamatiežiem uzguļ Baltijas ledus ezera nogulumi (Juškevičs u.c. 2000).



4.2. attēls. Urbumu izvietojums M 1:200 000 kvartāra nogulumu ģeoloģiskajā kartē (ar autores papildinājumiem LVĢD Kvartāra nogulumu karte .. S.a.).

Pamatiežu augšējo daļu pētījumu teritorijā veido vidusdevona Burtnieku svītas (D2br) māls, smilšakmens un aleirolīts. Pamatiežu virsma denudācijas, galvenokārt ledāja erozijas

procesos, ir izlīdzināta un lēzeni pazeminās jūras virzienā (Brangulis 2000). Tās augstumatzīmes mainās no 20-30 m vjl. Vidzemes piekrastes austrumdaļā līdz 0-5 m vjl. Vietām pamatiežu virsmu saposmo senās ielejas, kur dziļums sasniedz līdz pat 70 m pie Kuivižiem (4.3. attēls) (Straume u.c. 1979).

Burtnieku svītas pamatiežus pārsedz kvartāra nogulumi, kuru biezums Vidzemes piekrastē nepārsniedz 10 m, bet vietām, atsevišķās teritorijās mēdz pārsniegt pat 25 m atzīmi. Kvartāra nogulumu pamatnē iegul pēdējā apledojuma morēnas nogulumi (gQ3ltv), kas, kaut arī vietām ir pārskaloti ar Baltijas jūras attīstības stadiju ūdeņiem, tomēr plaši atsedzas Vidzemes piekrastē un tai pieguļošajos apvidos. Morēnas nogulumu biezums pārsvarā nepārsniedz dažus metrus (attēls 4.2.) (Juškevičs u.c. 2000).

4.2. Metsepoles līdzenuma ģeoloģiskais un ģeomorfoloģiskais raksturojums

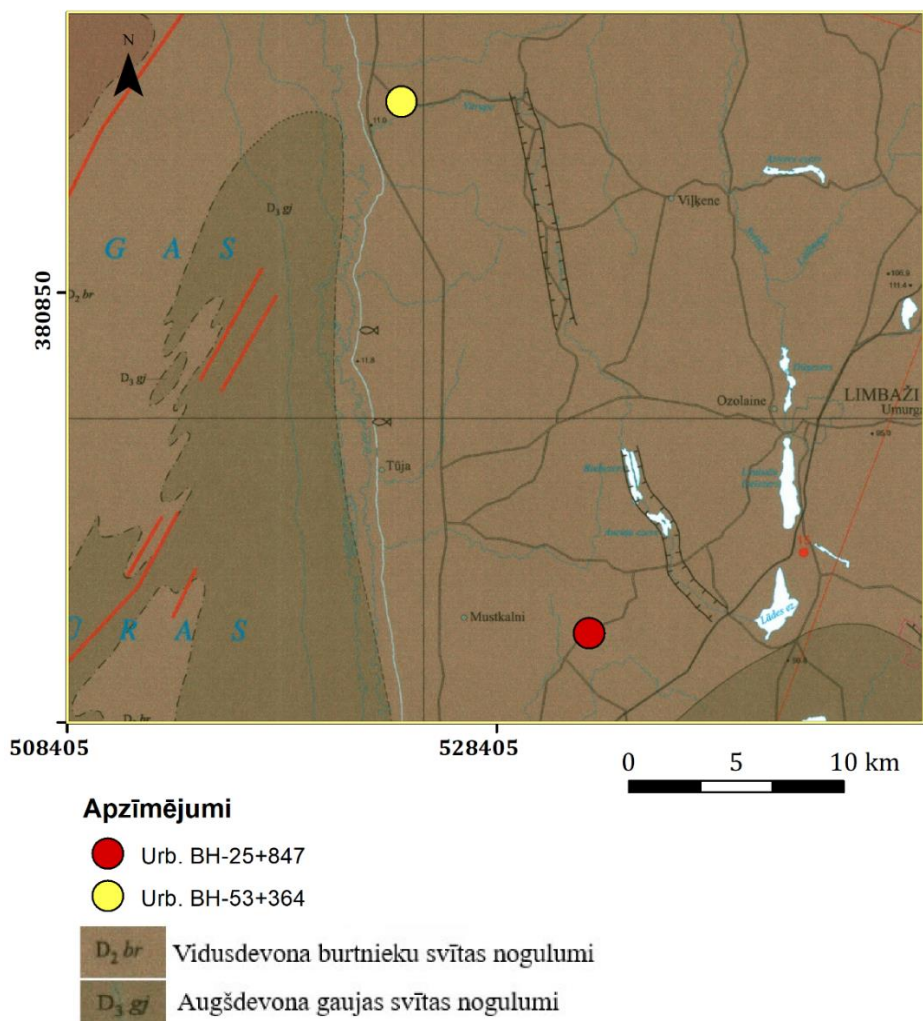
Metsepoles līdzenums ir dabas apvidus, kas atrodas Viduslatvijas zemienes ZA daļā (Zelčs et al. 1989). Tā platība 1658 km² jeb 2,57 % Latvijas teritorijas. Plānskatījumā tas ir garenstiepts, meridionālā virzienā. Šī līdzenuma garums ir ~90 km, platums ap 15 km tā dienviddaļā un centrālajā daļā, un aptuveni līdz 25 km tā ziemeļdaļā. Metsepoles līdzenums robežojas ar Vidzemes piekrasti (rietumos), austrumos ar Burtnieka līdzenumu un Idumejas augstieni, kā arī Ropažu līdzenumu - dienvidos. Līdzenums turpinās arī Igaunijas teritorijā, lai gan teorētiski par tā ziemeļu robežu tiek uzskatīta Latvijas un Igaunijas valsts robeža (4.1. attēls) (Zelčs 1995).

Kvartāra nogulumu biezums lielākajā teritorijas daļā ir no 25 līdz 35 m, lai gan virzienā no līdzenuma centrālās daļas uz ziemeļiem (pie Pāles) tas samazinās līdz pat 10 m un mazāk. Šie nogulumi galvenokārt sastāv no Latvijas apledojuma gaiši brūnas krāsas morēnas, kā arī no dažāda biezuma smilts un grants, retāk aleirītiskiem nogulumiem, kas plašāk pārstāvēti līdzenuma D daļā (attēls 4.2.) (Straume u.c. 1979).

Līdzīgi kā Limbažu viļņotā līdzenuma, kas atrodas DA daļā, arī Metsepoles līdzenuma pamatiežu virsmu galvenokārt veido vidusdevona Burtnieku svītas nogulumi, kas izplatīti līdzenuma ziemeļu un centrālajā daļā, kā arī augšdevona Gaujas svītas, vietām arī Amatas svītas nogulumi, kas iegul teritorijas D daļā (attēls 4.3.) (Brangulis 2000).

Arī Metsepoles līdzenuma sbkvartāra virsmu vietām saposmo ielejveida formas, kas nereti izsekojami arī mūsdienu reljefā upju ieleju un ezeru aizņemtu pazeminājumu veidā. Morfometriski iespaidīgākā – Vitrupes ielejveida formas garums sasniedz ap 30 km, bet tā gultnes dziļums – dziļākajā ZZA galā pie apdzīvotās vietas Vitrupe ir ap 100 m (71 m zjl) Šis ielejveida iegrauzums šķērso Metsepoles līdzenuma centrālo daļu ZZR-DDA virzienā un tā DDA daļā Vitrupes iegultnes

teritorijā atrodas Jumpravmuižas ezeru virkne ar savdabīgiem Jumpravmuižas ezeriem. Līdzīgi arī Svētupes osveida veidojumi atrodas Metsepoles līdzenuma malā, kas ir Limbažu-Nabes senlejas turpinājums uz Z no Limbažiem (Zelčs 1995).



4.3. attēls. Urbumu izvietojums 1:200 000 mēroga pirmskvartāra nogulumu ģeoloģiskajā kartē (ar autores papildinājumiem LVGD Pirmskvartāra karte).

Pēc ģeoloģiskajām un ģeomorfoloģiskajām pazīmēm Metsepoles līdzenums ir klasificējams kā lēzeni viļņots morēnas līdzenums, lai gan D daļā izsekojamas arī atsevišķas platības ziņā nelielas glaciolimmisko nogulumu klātas teritorijas, kas veido plakanu līdzenumu. Metsepoles līdzenuma teritorija raksturojas ar mazāk saposmotu reljefu, kā arī ar mazākām tā hipsometriskā augstuma starpībām.

Metsepoles līdzenumā pārsvarā sastopami augstie purvi, kas radušies, aizaugot senezeriem vai pārpurvojoties reljefa pazeminājumiem un plakanajām ūdensšķirtņu teritorijām. Zemie purvi atrodas ielejveida pazeminājumos un subglaciālajās iegultnēs. Turklāt, augstajos purvos labi izteikts grēdu-liekņu un grēdu-akaču mikroreljefs. Lielākajiem purviem ir vairāki kupoli (Zelčs 1995).

4.3. Izpētes punktu ģeoloģiskais raksturojums

Balstoties uz iegūtajiem urbuma datiem, tos visā tā ieguves dziļumā, veido augšpleistocēna glaciģēnie Latvijas svītas (glQ₃^{ltv}) nogulumi (skat. tabulu 4.1). Urbumam Nr. BH-25+847 virsējo slāņa daļu veido glaciolimniskas izcelsmes nogulumi, kas iegūļ līdz 1,00 m dziļumam no zemes virsmas. Šo slāni veido smalka smilts ar putekļu un organikas piejaukumu, vidēji blīva. Līdz dziļumam 9,15 m iegūļ putekļaina smilts (mālsmilts), ar smalku un rupju smilti, kur sastopami reti grants graudi, zema plastiskuma, oranži brūnā krāsā, blīva. Līdz 14,60 m dziļumam iegūļ smilšains māls (smilšmāls) ar smalku līdz vidēji smalku smilti, reti grants graudi un oļi, zema plastiskuma, tumši pelēkā krāsā, blīvs. Tālāk līdz 19,60 m dziļumam iegūļ putekļains māls (smilšmāls) ar smalku smilti, reti grants graudi ~ 10 cm lielumā, zema plastiskuma, oranži brūnā krāsā blīvs. Līdz 23,20 m dziļumam iegūļ mālaina smilts (mālsmilts) ar smalku un rupju smilti, reti grants graudi un oļi, oranži brūna, blīvs. Urbuma beigu slānī līdz 25,00 m dziļumam iegūļ māls, kur šī slāņa virspusē uzguļ grants un oļi (erodētā daļa), sarkanīgi oranža, stingra.

4.1. tabula

Urbumu paraugošanas intervāls un grunts tips.

Urbuma Nr.	Paraugošanas intervāls, m (no/līdz)	Grunts kods
BH-25+847	0.00-1.00	osifSa
	1.00-9.15	MO-grsiSa
	9.15-14.60	MO-grsaCl
	14.60-19.60	MO-grsiCl
	19.60-23.20	MO-grclSa
	23.20-25.00	R-Rock
BH-53+364	0.00-1.00	sifSa
	1.00-27.50	MO-grsaCl

Urbumu Nr.BH-53+364 veido divi slāņi – no zemes virsmas līdz 1,00 m veido - putekļaina smalka smilts ar retiem grants graudiem, irdena līdz vidēji blīva. Otro slāni visā tā dziļumā no 1,00 m līdz 27,50 m veido smilšains māls (smilšmāls) ar smalku un rupju smilti, granti un oļiem, monolītisks, oranži brūnā krāsā, kur pēc blīvuma - blīva līdz ļoti blīvai (4.1. tabula).

5. MATERIĀLS UN METODEDES

Nodaļā tiek izklāstīts par darbā izmantotām laboratorijas pētījumu metodēm, konsolidācijas koeficienta noteikšanas metodēm un darbā izmantoto modelēšanas programmatūru *Settle3*, kas sniedz iespēju vizualizēt konsolidācijas sēšanos.

5.1. Laboratorijas pētījumu metodes

Maģistra darba ietvaros viendimensiju konsolidācijas tests veikts un fizikālie parametri tika noteikti 4 paraugiem, kas iegūti ar A kategorijas paraugošanas metodi - *Shelby* plānsienu paraugotāju (5.1. attēls). 3 no paraugiem iegūti no urbuma BH-25+847 parauga monolīti Nr.3, Nr.7, Nr.9 (gruntsūdens līmenis – 1,20 m no zemes virsmas), bet 1 urbuma seržu paraugs tika iegūts no urbuma BH-53+364 parauga monolīts Nr.10 (gruntsūdens līmenis – 1,45 m no zemes virsmas). Paraugs Nr.3 iegūts intervālā no 6,50 līdz 6,80 m; Paraugs Nr.7 intervālā no 17,40 līdz 17,75 m; paraugs Nr.9 intervālā no 21,50 līdz 21,85 m un paraugs Nr.10 intervālā no 27,00 līdz 27,30 m (tabula 5.1).

Darba autore lauka darbus neveica, bet tika izmantoti paraugi no akreditētas laboratorijas *Labs4 SIA* un to izmantošana maģistra darba izstrādē tika saskaņota gan ar ģeotehniskās izpētes uzņēmumu *Intergeo Baltic SIA*, un gan ar ģeotehnisko laboratoriju *Labs4 SIA*. Visiem 4 iepriekšminētajiem paraugiem noteiktas Atterberga robežas. Laboratorijas darbi veikti Latvijas Universitātes Ģeogrāfijas un Zemes zinātņu fakultātes inženierģeoloģijas un hidroģeoloģijas laboratorijā.



5.1. attēls. **A)** *Shelby* plānsienu paraugotājs (Diedrichdrill.lv .. S.a.); **B)** 4 seržu intervāla paraugi, kas atbilst 1.kvalitātes klases paraugiem (autores foto).

Pētījumā izmantoto paraugu apraksts.

Urbuma Nr.	Parauga Nr.	Paraugošanas intervāls no-līdz		Parauga apraksts
BH-25+847	3	6.50	6.80	MO-grsiSa. Morēna. Putekļaina SMILTS (mālsmilts), ar smalku un rupju smilti, grants un oļi, oranži brūna, blīva līdz ļoti blīvai
	7	17.40	17.75	MO-grsiCl. Morēna. Putekļains MĀLS (smilšmāls), ar smalku smilti, reti grants graudi, lielākoties monolītisks, zema plastiskuma, oranži brūna, blīva.
	9	21.50	21.85	MO-grclSa. Morēna. Mālaina SMILTS (mālsmilts), ar smalku un rupju smilti, reti grants graudi ar retiem oļiem lielākoties monolītisks, oranži brūna, blīva.
BH-53+364	10	27.00	27.30	MO-grsaCl. Morēna. smilšains MĀLS (smilšmāls) ar smalku un rupju smilti, granti un oļiem, lielākoties monolītisks, oranži brūna, blīva līdz ļoti blīvai.

5.1.1. Ūdens saturs noteikšana

Ūdens saturs paraugiem tika noteikts atbilstoši pēc standarta LVS NE ISO 17892-1:2015 “Ģeotehniskā izpēte un testēšana. Grunts testēšana laboratorijā. 1.daļa: Ūdens saturs noteikšana”. Sākotnēji tika nosverts parauga konteineris, kurā tika iesverts aptuveni 30 g grunts parauga ar precizitāti 0,01 g. Tālāk paraugs tika žāvēts 105° C temperatūrā līdz konstantai masai (5.2. attēls).



5.2. attēls. Ūdens saturs noteikšana paraugiem (autores foto).

Paraugs ir uzskatāms par izžāvētu, ja tā masa pēc 1 h atkārtotas žāvēšanas neatšķīrās vairāk par 0,1%. Izžāvētie paraugi atdzesēšanai tika ievietoti eksikatorā, līdz tie sasniedz istabas temperatūru, un nosvērti. Lai pārliecinātos par rezultātu pareizību, paraugiem tika tests veikts

atkārtoti, lai izvairītos no neprecizitātēm darbā. Starp paraugu dublikātiem tika aprēķināts vidējā vērtība. Ūdens saturs tika aprēķināts pēc formulas (5.1).

(5.1)

$$W = \frac{m_1 - m_2}{m_2 - m_c} \times 100, \text{ kur}$$

m_1 – konteineru masa ar paraugu pirms žāvēšanas, g;

m_2 – konteineru masa ar paraugu pēc žāvēšanas, g;

m_c – tukša konteineru masa, g.

5.1.2. Dabiskas un sausas grunts blīvuma noteikšana

Lai noteiktu grunts dabisko blīvumu sākotnēji ir nepieciešams uzzināt oedometra testa gredzena tilpumu V . Izmantojot bīdmēru nosaka gredzena diametru vismaz 2 vietās un aprēķina tā vidējo vērtību. Tā pat nosaka arī gredzena augstumu (h). Rezultātā par parauga tilpumu tiek pieņemts aprēķinātais gredzena tilpums. Tilpums tiek aprēķināts pēc formulas (5.2).

(5.2)

$$V = \pi r^2 * h$$

Attiecīgi, dabiskas grunts blīvumu ρ var aprēķināt pēc formulas (5.3).

(5.3)

$$\rho = \frac{m}{V}, \text{ kur}$$

m – mitra parauga masa, g;

V – parauga tilpums, cm^3 .

Savukārt sausas grunts blīvums ρ_d tiek aprēķināts pēc formulas (5.4).

(5.4)

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w}, \text{ kur}$$

ρ – dabiskas grunts blīvums, g/cm^3 ;

w – ūdens daudzums, %.

5.1.3. Grunts cieto daļiņu blīvuma noteikšana

Paraugu grunts cieto daļiņu blīvums tika noteikts pēc standarta LVS NE ISO 17892-3:2016 “Ģeotehniskā izpēte un testēšana. Grunts testēšana laboratorijā. 3. daļa: Daļiņu blīvuma noteikšana

ar piknometra metodi. Pirms tika veikta cieto daļiņu blīvumu noteikšana, sākotnēji veikta piknometru kalibrācija.

Parauga testēšana

Piknometra testēšanā tika izmantoti iepriekš jau izžāvētie paraugi, kas tika izmantoti ūdens satura noteikšanā. Aptuveni 10 g parauga pārnes uz piknometru, kur klāt pielej destilētu ūdeni, lai tas pārklātu paraugu vismaz 10 – 20 mm biežumā. Paraugs tiek ievietots smilšu vannā, kurā tas tiek karsēts aptuveni 1h, periodiski veicot piknometru sakratīšanu - rezultātā tiek izjaukts grunts skelets un tiek atbrīvota gāzveida komponente. Pēc piknometru karsēšanas paraugam pievieno klāt kontrolšķīdumu un tikai tad to ievietot ūdens vannā. Vanno to tik ilgi, kamēr temperatūra piknometrā ir tāda pati kā ūdens vannā. Būtiski ir piefiksēt ūdens vannas temperatūru gan piknometru kalibrācijas laikā, gan paraugu testēšanas laikā, jo šie parametri tiek izmantoti grunts cieto daļiņu blīvuma noteikšanā. Pēc piknometru vannašanas tam tiek uzlikts vāciņš, rūpīgi nosusināts un nosvērts (5.3. attēls). Rezultātu verifikācijai, katram paraugam nepieciešams veikt vismaz divus testus. Ja rezultātu starpība ir lielāka par 0,03 Mg/m³, tad testu ir jāveic atkārtoti.



5.3. attēls. Piknometri ar paraugu pēc testēšanas (autores foto).

Cieto daļiņu blīvumu ρ_s (Mg/m³) nosaka pēc formulas (5.5).

(5.5)

$$\rho_s = \frac{m_4}{(m_1 - m_0) - (m_3 - m_2)} * \rho_L, \text{ kur}$$

m_0 – sausa piknometra masa, g;

m_1 – piknometra masa ar kontrolšķīdumu, g;

m_2 – piknometra masa ar sausu paraugu, g;

m_3 – piknometra masa ar paraugu un kontrolšķīdumu, g;

m_4 – sausa parauga masa, g;

ρ_L – kontrolšķīduma blīvums atkarībā no temperatūras, Mg/m³.

Ja piknometram ar kontrolšķīdumu (var izmantot kalibrācijas posmā noteikto t °C) nav tāda pati temperatūra kā piknometram ar kontrolšķīdumu un paraugu, tad cieto daļiņu blīvums tiek aprēķināts pēc sekojošas formulas (5.6).

(5.6)

$$\rho_s = \frac{m_4}{[(m_1 - m_0)/\rho_{L1}] - [(m_3 - m_2)/\rho_{L3}]}, \text{ kur}$$

ρ_{L1} – kontrolšķīduma blīvums t °C, kādā noteikts m_1 , Mg/m³;

ρ_{L2} – kontrolšķīduma blīvums t °C, kādā noteikts m_2 , Mg/m³;

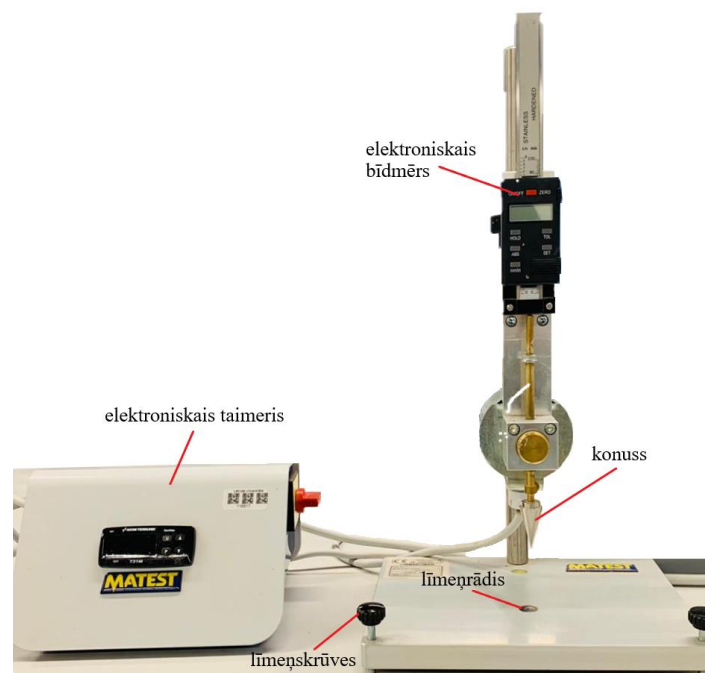
5.1.4. Atterberga robežas

Plūstamības robežas noteikšana

Plūstamības robeža paraugiem tiek noteikta vadoties pēc standarta LVS NE ISO 17892-12:2018 “Ģeotehniskā izpēte un testēšana – Grunts testēšana laboratorijā. 12. daļa: Plūstamības un plastiskuma noteikšana izmantojot krītošo konusu”. Plūstamības robežas noteikšanai *LL* tika izmantots 80 g krītošais konuss ar leņķi 30°. Parauga trauciņa izmērs ir 40 mm augstumā un 55 mm diametrā. Pati krītošā konusa iekārta sastāv no – elektroniskā taimera un elektroniskā bīdmēra (5.4. attēls). Plūstamības robežu ir ieteicams veikt nepārveidotiem paraugiem.

Pirmais solis, kas tiek veikts ir parauga izsijāšana vai izberšana caur 0,4 mm sietu (reprezentatīvi izsijā 200 g parauga). Frakcijas, kas ir lielākas par 0,4 mm – testā neizmanto. Sagatavotajam paraugam pielej klāt destilētu ūdeni tik daudz, lai pirmais konusa penetrācijas dziļums konusam būtu ~ 15 mm. Grunts paraugam ūdeni pievieno pakāpeniski, līdz tiek iegūta viendabīga “pasta”. Paraugš tiek pārņemts uz trauciņu, kas iepriekš tika minēts ar nosauktajiem izmēriem un attiecīgi šī parauga virsma tiek nolīdzināta. Parauga trauciņš zem konusa tiek novietots tieši pa vidu (manuāli jānocentrē) tā, lai tas pieskartos parauga virsmai. Pēc tam tiek nospiesta poga (pie elektroniskā bīdmēra), kas palaiž konusu brīvā kritienā. Automātiski tiek uzsākta laika atskaite 5 sekundes no elektroniskā taimera. Pēc šīm piecām sekundēm automātiski tiek pārtraukta konusa ieģrime, rezultātā no bīdmēra tiek fiksēts (nolasīts) ieģrimes dziļums to pārbīdot uz augšu. Ja konusa penetrācijas dziļums ir robežās no 15 līdz 25 mm, tad parauga virsma tiek nolīdzināta un tests tiek atkal atkārtots. Ja abu šo iepriekš veikto mērījumu dziļums nav lielāks par 0,5 mm, tad no šī trauciņa tiek ievākts ~ 10 g paraugs. Pēc šāda testēšanas principa vienam paraugam tiek veikti četri šādi mērījumi, iegūstot vienam grunts paraugam dažādas mitruma

pakāpes (5.5. attēls). Pēc testa, no trauciņa tiek paņemts un nosvērts paraugs, kas pēc tam tiek ievietots žāvēties žāvskapī 105 °C temperatūrā.



5.4. attēls. Krītošā konusa iekārta *Matest* (autores foto ar papildinājumiem).

Attiecība starp konusa penetrāciju (mm) un ūdens saturu (%) plūstamības robežas noteikšanai tiek attēlota grafiski – kur uz abscisu ass (x ass) konusa penetrācija un uz ordinātu ass (y ass) ūdens saturs, jeb mitrums w %. Par plūstamības robežu LL (w_L) tiek pieņemta tā vērtība, kur ūdens saturs (%) atbilst 20 mm konusa ieegrimes dziļumam.

Plastiskuma robežas noteikšana

Plastiskuma robežu grunts paraugiem tiek noteikta vadoties pēc standarta LVS NE ISO 17892-12:2018 “Ģeotehniskā izpēte un testēšana – Grunts testēšana laboratorijā. 12. daļa: Plūstamības un plastiskuma noteikšana izmantojot rullēšanas metodi”. Testā tiek izmantots ~ 30 g parauga, kas tika izsijāts caur 0,4 mm sietu. No šī parauga tiek veidotas mazas bumbiņas ar plaukstas palīdzību pret stikla virsmu. Tā tiek virpināta līdz brīdim, kad tajā parādās nelielas plaisas. Tad šī bumbiņa tiek sadalīta divās vienādās daļās, kur katra daļa vēl tiek sadalīta papildus trīs daļās. Kopā sanāk sešas daļas, kur katra no daļām tiek rullēta līdz diametram, kas ir 3 mm biezumā – tas ir tas moments, kad paraugam jāsāk jau sadalīties mazākos pavedienos. Rezultātā tiek sasniegts grunts parauga plastiskuma robeža PL , jeb w_p (5.5. attēls).



5.5. attēls. a) Plūstamības robežas noteikšanai izžāvētie paraugi; b) Plastiskuma robežas noteikšanai izžāvētie paraugi (autores foto).

Par plastiskuma robežu PL , jeb w_p tiek pieņemts divu paraugu aprēķinātais vidējais ūdens saturs %.

No šīm iegūtajām plūstamības un plastiskuma robežām ir iespējams aprēķināt plastiskuma indeksu I_p saskaņā ar formulu (5.7), plūstamības indeksu I_L ar formulu (5.8), kā arī konsistences indeksu I_C pēc formulas (5.9).

$$I_p = w_L - w_P \quad (5.7); \quad I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_P} \quad (5.8); \quad I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} \quad (5.9).$$

5.1.5. Viendimensiju konsolidācijas testa procedūra

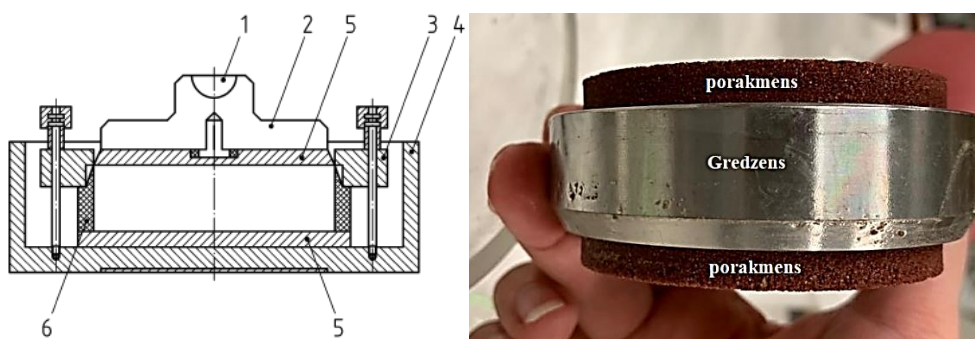
Viendimensiju konsolidācijas tests, jeb oedometra tests tika veikts laboratorijas apstākļos glaciģēnajām gruntīm, kas iegūti ar A kategorijas paraugošanas metodiku - plānsienu paraugotāju (*Shelby* tipa). Serdes pirms testa tika detalizēti izpētītas, lai pārlicinātos, ka paraugu kvalitātes klase atbilst 1. kvalitātes klases paraugiem. Grunts konsolidācijas raukturīpašību noteikšanā izmanto oedometru. Oedometra tests tika veikts atbilstoši ISO TS 17892-5:2004 *Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 5: Incremental loading oedometer test*.

Grunts konsolidācijas tests tika veikts ar 1988.gadā ražotām GOST *VЭPM3 Hidroprojekta* iekārtām (5.6. attēls). Iekārtas darbības princips ir visai vienkāršs – paraugs testa laikā tiek aksiāli slogots, kur slodze uz augšējo porakmeni tiek pielikta ar virzuli. Grunts deformāciju (mm) fiksē mehāniskais indikators (manometrs). Lai uz grunts parauga laukuma palielinātu spiedienu, tika izmantoti atsvari.



5.6. attēls. GOST VЭPM3 Hidroprojekta oedometra iekārtas (autores foto).

Darbā grunts konsolidācijas testam tika izmantota fiksētā gredzena šūna, kurā ievietotais gredzens kopā ar paraugu tiek cieši piestiprināts pie šūnas malām. Praksē visbiežāk izmanto tieši šāda veida gredzena šūnas (5.7. attēls), bet ir pieejama vēl peldošā gredzena šūna, kur paraugs var brīvi pārvietoties vertikālā virzienā un tādējādi testa laikā ūdenim ir brīva pieeja gan augšējam, gan apakšējam porakmenim (1.1. apakšnodaļa).



5.7. attēls. A. Tipiska fiksētā oedometra šūna. Apzīmējumi 1- vertikālā spiediena vieta; 2- slodzes vāciņš; 3- gredzena sānu stiprinājums; 4- šūnas korpuss; 5- porakmeņi; 6- oedometra gredzens. B. gredzens ar diviem porakmeņiem (autores foto ar papildinājumiem).

Pēc standarta gredzena parauga izmēriem ir jāatbilst sekojošās robežās:

- Minimālais pieļaujamais gredzena diametrs (D) 35 mm;
- Gredzena augstums (H) ne mazāks par 12 mm;

- Attiecība (D/H) nedrīkst būt mazāka par 2,5.

Oedometra testam tika izmantots gredzens, kura diametrs nebija mazāks par 71 mm un gredzena augstums ne mazāks par 20 mm. Gredzenam ir jābūt ierobežotam šķērsvirzienā, lai tiktu ierobežota parauga izplešanās slodzes ietekmē, vai arī tam ir pietiekama stingrība, lai nepieļautu iekšējā diametra izplešanos par vairāk nekā 0,05%, kad tas tiek pakļauts maksimālajam horizontālajam spriegumam, kas rodas testa rezultātā. Gredzenam ir jābūt izgatavotam no korozijizturīga metāla vai cita materiāla, kuram ir asa griešanas mala. Tā iekšējai virsmai ir jābūt gludai un tā ir jāiesmērē ar plānu silikona smērvielu vai vazelīnu.

Pirms parauga iegūšanas gredzenā ir jānosaka tā virsmas laukums A , (mm^2) un tilpums V (cm^3), kas būs vienāds ar gredzenā esošo paraugu. Ar bīdmēru izmēra gredzena iekšējo diametru (D) divās vietās un augstumu (H) četrās vietās. Katram parametram atsevišķi izvelk vidējo vērtību. Rezultātā gredzena vidējais augstums tiek pieņemts kā parauga augstums. Gredzens pēc tam tiek nosvērts fiksējot tā masu ar precizitāti 0,01 g.

No iegūtajiem gredzena parametriem ir iespējams aprēķināt virsmas laukumu A , (mm^2) pēc formulas (5.10).

(5.10)

$$A = \pi r^2$$

Attiecīgi pēc tam tiek aprēķināts vertikālais spiediens, kāds darbosies uz $0,004 \text{ m}^2$ lielu parauga laukumu A (m^2) (6.11).

(5.11)

$$p = \frac{F}{A}$$

Paraugu slogošanas pakāpes

Pēc standarta vertikālajam spriegumam jābūt ievērojami lielākam par maksimālo vertikālo spriegumu, kas var rasties *in situ* apstākļos. Sākotnējais pieliktais vertikālais spriegums, kas tiek likts uz paraugu ir atkarīgs no grunts tipa – ja grunts ir mīkstāka tad sāk ar zemāku slogošanas pakāpi, piemēram ļoti mīkstiēm māliem ieteicams izmantot jau sākot no 6 kPa vai 12 kPa, bet stingrām gruntīm parasti sāk ar lielākām slogošanas pakāpēm, ņemot vērā iepriekš minēto maksimālo vertikālo spriegumu *in situ*.

Oedometra testā 3 paraugi tika iegūti no viena urbuma (Nr. BH-25+847), bet ceturtais paraugs no cita urbuma (Nr. BH-53+364) (skat. tabulu 5.1.) Autore vēlas uzsvērt būtisku momentu - katrs individuālais paraugs darbā tiek uztverts kā viendabīgs slānis visā tā dziļumā, neatkarīgi no

tā, ka trīs no tiem iegūti no viena urbuma. Katram grunts paraugam ir savs konkrētais ieguves dziļums, kā arī savas specifiskās īpašības, tāpēc autores darbā izmantotās formulas un metodes tiek pielāgotas iepriekš aprakstītajai situācijai.

Izrietot no iepriekš minētā maksimālais, jeb kopējais vertikālais spriegums viendabīgam slānim konkrētā dziļumā tiek aprēķināts izmantojot formulu (5.12).

(5.12)

$$\sigma_v = \gamma z, \text{ kur}$$

γ – grunts īpatnējais svars, kN/m^3 ;

z – parauga ieguves dziļums, m.

Šajā gadījumā būtiski ir ņemt vērā gruntsūdens līmeni. Ja paraugs ir iegūts dziļumā zem gruntsūdens līmeņa, tad formulā (5.12) tiek izmantots piesātinātas grunts īpatnējais svars γ_{sat} . Tā kā paraugi iegūti zem gruntsūdens līmeņa, tad attiecīgi arī tika izmantota formula (5.13).

(5.13)

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{G_s + e}{1 + e} \right) * \gamma_w, \text{ kur}$$

G_s – grunts daļiņu specifiskais svars;

e – porainības koeficients;

γ_w – ūdens īpatnējais svars – $9,81 \text{ kN/m}^3$.

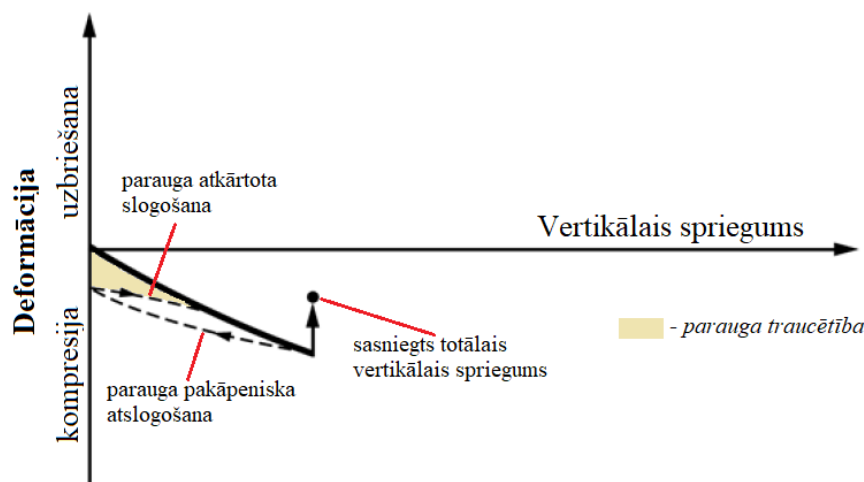
Porainības koeficients tiek aprēķināts pēc formulas (5.14).

(5.14)

$$e = G_s * w$$

Iegūstot katra parauga kopējo vertikālo spriegumu tika iegūta robeža līdz kurai katrs paraugs jānoslogo (*in situ* spriegums) un attiecīgi pēc šīs robežas sasniegšanas paraugs tika pakāpeniski atslogots līdz sākotnējam sprieguma stāvoklim. Tad paraugs atkal tika pakāpeniski slogots, šoreiz pārsniedzot kopējā vertikālā sprieguma vērtību. Šis process tika veikts, lai novērtētu parauga traucētības pakāpi. Pirmās un otrās slodzes pielikšanas cikla starpība sniedz informāciju par parauga traucētību tā iegūšanas laikā (5.8. attēls).

Kad paraugs pārsniedza kopējo vertikālo spriegumu, paraugs tika atkārtoti pakāpeniski atslogots (3 pakāpes zemāk), pēc tam paraugs tika slogots līdz beigām no tās slogošanas pakāpes no kuras tas tika otro reizi atslogots.



5.8. attēls. Grunts deformācijas izmaiņas attiecībā pret pielikto vertikālo spriegumu (ar autores papildinājumiem pēc standarta D4546-14).

Slogošanas pakāpes tika izvēlētas balstoties gan uz standartā norādītām slogošanas pakāpēm, gan arī iekārtas tehniskajos datos norādīto maksimālo pieļaujamo slodzi. Neatkarīgi no tā, ka tās ir glaciģenās grunts, kas pēc būtības nav tik mīksta kā glaciolimniskie māli; darbā par minimālo slogošanas pakāpi visiem četriem paraugiem tika izraudzīti 12,75 kPa, bet par maksimālo 1601,63 kPa. Šāds lēmums tika pieņemts pamatojoties uz to, ka nav svarīgi vienmēr zināt, kas notiek ar grunti tikai pie lielām slodzēm, bet arī jāzina, kas notiek pie mazākām, kā arī pakāpeniska grunts slogošana summāri dod ticamākus un labākus rezultātus. Tāpēc zemāk ir uzskatāmi sniegta informācija par to, kādas slodzes tika izmantotas pētījumā, katram no paraugiem (skat. tabulu 5.2., 5.3. un 5.4.).

5.2. tabula

Slogošanas/atslogošanas pakāpes paraugam Nr. BH-25+847:3 un Nr. BH-25+847:9.

Konsolidācijas process	Spiediens, kPa	Konsolidācijas process	Spiediens, kPa
Slogošana Nr.1	12.75	Slogošana Nr.2	25.50
			51.01
	25.50		102.01
	51.01		201.48
	102.01		102.01
Sasniegts <i>in situ</i> spriegums	158.00	Atslogošana Nr.2	51.01
Atslogošana Nr.1	102.01		25.50

	51.01	Slogošana Nr.3	201.48
	25.50		400.41
	12.75		800.82
			1601.63

5.3. tabula

Slogošanas/atslogošanas pakāpes paraugam Nr. BH-25+847:7.

Konsolidācijas process	Spiediens, kPa	Konsolidācijas process	Spiediens, kPa
Slogošana Nr.1	12.75	Slogošana Nr.2	25.50
	25.50		51.01
	51.01		102.01
	102.01		201.48
	201.48		400.41
Sasniegts <i>in situ</i> spriegums	400.41	Atslogošana Nr.2	201.48
Atslogošana Nr.1	201.48		102.01
	102.01		51.01
	51.01	Slogošana Nr.3	400.41
	25.50		800.82
	12.75		1601.63

5.4. tabula

Slogošanas/atslogošanas pakāpes paraugam Nr. BH-53+364:10.

Konsolidācijas process	Spiediens, kPa	Konsolidācijas process	Spiediens, kPa
Slogošana Nr.1	12.75	Slogošana Nr.2	25.50
	25.50		51.01
	51.01		102.01
	102.01		201.48
	201.48		400.41
	400.41		800.82
Sasniegts <i>in situ</i> spriegums	633.00	Atslogošana Nr.2	400.41
Atslogošana Nr.1	400.41		201.48

	201.48		102.01
	102.01	Slogošana Nr.3	800.82
	51.01		
	25.50		
	12.75		1601.63

Parauga sagatavošana oedometra testam

Sākotnēji no urbuma parauga serdes tika uzmanīgi nodalīts nepieciešamais daudzums parauga aptuveni $2 \times$ gredzena H , kas tiks iespiests gredzenā. Parauga diametram ir jābūt lielākam par gredzena diametru. Tālāk tiek veiktas sekojošas darbības: atdalītā parauga daļa tiek nolikta zem iekārtas (turpmāk - vertikālā spiede) ar kuras palīdzību paraugs tiek iespiests gredzenā (5.9. attēls). Spiežot paraugu gredzenā pēc iespējas ir jāsamazina struktūras traucējumi un jāvērtē, lai gredzenā nerastos lieki tukšumi. Sākumā gredzenu uzspiež nedaudz virs parauga un ar vertikālās spiedes palīdzību gredzenu nedaudz iespiež paraugā – tas tiek darīts ar maziem spiedieniem. Tad ap gredzenu nogriež liekās grunts parauga daļas, tad atkal gredzenu nedaudz iespiež un tā šīs darbības tika atkārtotas tik ilgi, kamēr viss gredzena tilpums bija aizpildīts ar paraugu. Tālāk paraugu nolīdzina līdz gredzena malām un no grunts atgriezumiem tiek paņemts paraugs - grunts sākotnējā ūdens saturs noteikšanai pēc 5.1.1. apakšnodaļā minētās metodikas. Kad paraugs ir nolīdzināts, to nosver ar precizitāti 0,01 g.



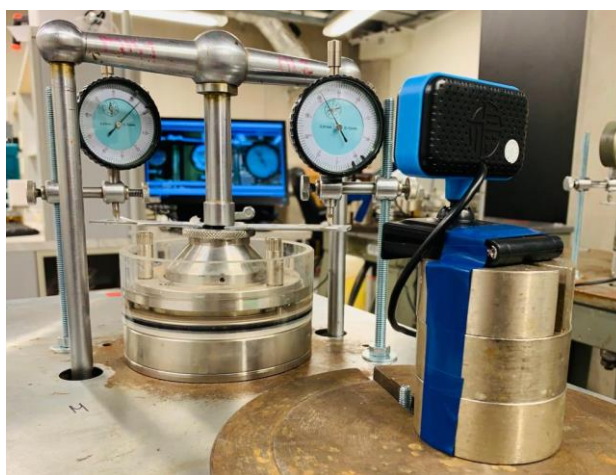
5.9. attēls. Parauga iegūšana gredzenā ar vertikālās spiedes palīdzību (autores foto).

Tālāk ņem porakmeņus, kas iepriekš tika mērcēti ūdenī vismaz 10 minūtes. Pirms liek tos šūnā, tiem jābūt jau piesātinātiem ar ūdeni. Sākumā šūnā ieliek apakšējo porakmeni, kuram virsū tiek uzlikts filtrpapīrs, lai testa laikā grunts sīkās daļiņas neiespiestos porakmens porās, kas var pasliktināt ūdens izplūšanu. Virs šī porakmeņa tiek likts virsū gredzens, kurā ir paraugs un virs parauga vēl viens filtrpapīrs, un tad otrs porakmens. Tad virsū tiek likts gredzena stiprinājums, kas neļauj testa gaitā tam veikt vertikāli peldošās kustības. Virsū tiek uzlikta sloga vāciņš un virs vāciņa tērauda bumbiņa. Beigās šūnā pievieno klāt ūdeni tā, lai šūnu sienā redzami caurumiņi būtu zem ūdens līmeņa.

Sagatavotā parauga slogošana

Pēc paraugu sagatavošanas testam, tie tiek atstāti uz vienu diennakti, lai grunts pilnībā piesātinātos. Pēc 24h veikts oedometra tests ar iepriekš minētajām slogošanas pakāpēm (skat. tabulu 6.2, 6.3, un 6.4). Izvēlētais nolasījuma laika intervāls bija izvēlēts sekojošs: 0, 20, 40 s, 1.20, 2.40, 5.20, 10.40, 21.20, 42.40 min, 1.25, 2.51, 5.41, 11.23, 24.00 h. Par summāro deformāciju tika pieņemts abu manometru vidējā vērtība.

Lai manuālais nolasījums no manometriem būtu precīzāks un ērtāks, katram oedometram tika uzstādīta *Web*-kamera *TakeMe PC 10MPix* un katrai no kamerām iestatot funkciju – lai ik pēc 20 sekundēm veiktu automātisku attēlu uzņemšanu. No uzņemtajiem attēliem tika nolasīta manometros esošā vērtība. Lai nolasījumus varētu veikt attālināti tika papildus uzstādīta attālās piekļuves un tālvadības programma *TeamViewer*, kas ļāva pieslēgties laboratorijā esošajam stacionārajam datoram jebkurā laikā un veikt no tā nolasījumus, kad tas bija nepieciešams (5.10. attēls).



5.10. attēls. Uzstādītā *Web*-kamera *TakeMe PC 10MPix* (autores foto).

Katra slogošanas pakāpe ilga 24 h, lai arī vairumā gadījumu porūdēns pārspiediens izzūd pēc dažām stundām (Head et al. 2011), tomēr ņemot vērā, ka iekārtas nav aprīkotas ar porūdēns mērītājiem, tad slogošanas ilgums veikts pēc standartā norādītajām vadlīnijām. Tad, kad porūdēns pārspiediens izzūd, tas apzīmē sekundārās konsolidācijas sākumu un primārās konsolidācijas beigu posmu.

Testa noslēgumā, pirms atlikušo atsvaru noņemšanas, nepieciešams paraugu atstāt noslogotu ~ vēl 15 minūtes, lai no šūnas varētu iztecēt liekais ūdens. Pēc slogošanas paraugu uzmanīgi izņem no šūnas, no parauga abām virsmām maigi nosusina lieko ūdeni un nosver. Paraugu liek žāvēties 105 °C temperatūrā, kur paraugam pēc slogošanas tiek noteikts beigu mitrums w .

Konsolidācijas tests notiek bez pārtraukuma. Ik pēc 24 stundām spiediens uz paraugu ir jāsamazina vai jāpalielina, atkarībā no slogošanas un atslogošanas pakāpju skaita. Kopumā katra individuālā konsolidācijas testa ilgums noritēja 4 nedēļas.

Veicamie aprēķini pēc paraugu testēšanas

Pēc parauga testēšanas ir jānosaka porainības koeficients e_0 , kāds ir bijis pirms testa, ko nosaka pēc formulas (5.15).

(5.15)

$$e_0 = \frac{H_o - H_s}{H_s}, \text{ kur}$$

H_o – sākotnējais parauga augstums, mm;

H_s – grunts skeleta augstums, mm.

Grunts skeleta augstumu nosaka pēc formulas (5.16)

(5.16)

$$H_s = \frac{M_s}{A \times G_s \times \rho_w}, \text{ kur}$$

M_s – Sausa parauga masa pēc testa, g;

A – parauga virsmas laukums, cm²;

G_s – grunts īpatnējā gravitāte;

ρ_w – ūdens blīvums – 1g/cm³.

Pēc tam katrai slogošanas pakāpei tiek noteikts beigu porainības koeficients e_f , pēc formulas (5.17).

(5.17)

$$e_f = \frac{H_f - H_s}{H_s}, \text{ kur}$$

H_f – parauga augstums pēc katras složošanas pakāpes, mm.

Šīs katras složošanas porainības koeficienta beigu vērtības ir nepieciešamas, lai varētu izveidot grafiku, no kura pēc tam tiek noteikts pirmskonsolidācijas spriegums.

Papildus vēl tika noteiktas paraugu piesātinājuma pakāpes pirms testa (5.22) un pēc testa (5.23). Lai iegūtu abas piesātinājuma pakāpes, tad sākotnēji ir jāaprēķina, kāda ir ūdens masa paraugā pirms testa M_{wi} (g) (5.18) un pēc testa M_{wf} (g) (5.19).

(5.18)

$$M_{wi} = w_i * M_s, \text{ kur}$$

w_i – ūdens saturs pirms testa, g.

(5.19)

$$M_{wf} = w_f * M_s, \text{ kur}$$

w_f – ūdens saturs pēc testa, g.

Pēc tam tiek aprēķināts ūdens augstums pirms testa H_{wi} (mm) (5.20) un pēc testa H_{wf} (mm) (5.21).

(5.20)

$$H_{wi} = \frac{M_{wi}}{A \times \rho_w}$$

(5.21)

$$H_{wf} = \frac{M_{wf}}{A \times \rho_w}$$

Tagad ir iespējams aprēķināt abas piesātinājuma pakāpes %.

(5.22)

$$S_i = \frac{H_{wi}}{H_0 - H_s}$$

(5.23)

$$S_f = \frac{H_{wf}}{H_f - H_s}$$

Papildus tiek aprēķināts tilpuma izmaiņu koeficients m_v (MPa^{-1}) beigu slogošanas pakāpei pēc formulas (5.24).

(5.24)

$$m_v = \frac{H_0 - H_f}{H_0} * \frac{1000}{\sigma'_{v2} - \sigma'_{v1}}, \text{ kur}$$

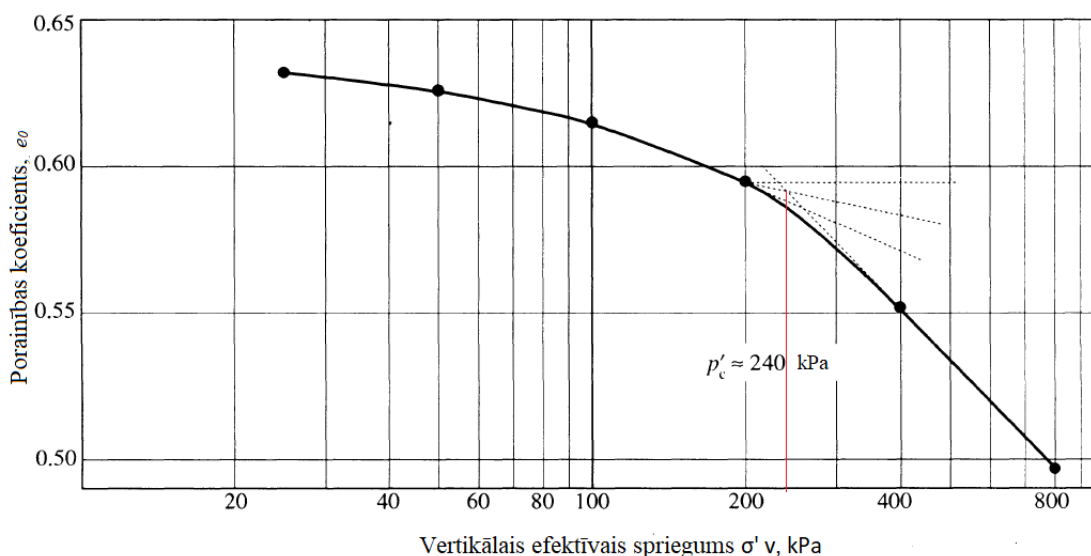
σ'_{v1} – vertikālais efektīvais spriegums iepriekšējā slogošanas pakāpē, kPa;

σ'_{v2} – vertikālais efektīvais spriegums slogošanas pakāpes sākumā, kPa.

5.2. Pirmskonsolidācijas sprieguma noteikšana

Lai arī pirmskonsolidācijas spriegumu var noteikt ar dažādām metodēm (1.5.1. apakšnodaļa), tomēr darbā tika izmantota viena no visplašāk praksē pielietotajām metodēm – Kasagrandes metode, kas tiek uzskatīta par vienu no standartmetodēm (ISO TS 17892-5:2004).

Kasagrandes metodei, lai uzkonstruētu saspiežamības līkni – uz x ass tiek atliktas testā izmantotās sprieguma vērtības, bet uz y ass katras slogojuma pakāpes aprēķinātās porainības koeficienta vērtības (5.11. attēls) (metodes aprakstu skat. 1.5.1. apakšnodaļā).



5.11. attēls. Pirmskonsolidācijas sprieguma noteikšana pēc Kasagrandes metodes ($\sigma'_c = p'_c$).

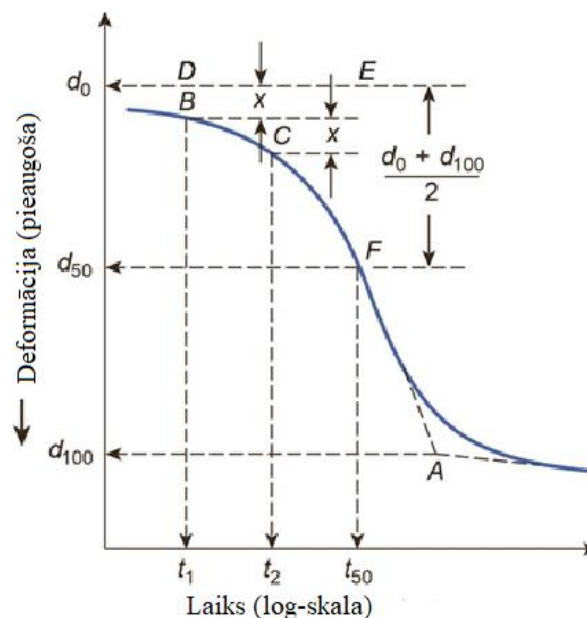
5.3. Izmantotās grafiskās metodes konsolidācijas koeficienta noteikšanā

Konsolidācijas koeficienta c_v vērtības iegūšanai praksē tiek izmantota logaritma-laika metode, vai kvadrātsaknes laika metode (1.5.2. apakšnodaļa). Bet darbā autore kopumā izmantos četras grafiskās konsolidācijas koeficienta (c_v) noteikšanas metodes. Atsaucoties uz 1.5.2.

apakšnodaļā minēto, darbā izmantotas šādas grafiskās metodes: logaritma-laika metode, kvadrātsaknes laika metode (pēc standarta ASTM D2435/D2435M-11), hiperbolas metode un agrīnās stadijas logaritma – laika metode. Turpmāk tekstā ir aprakstīta izmantoto grafisko metožu noteikšanas secība, kādā tiek iegūta vērtība t , kas tālāk sniedz iespēju aprēķināt c_v .

Logaritma laika metode: 1. solis: Ar taisnlīnijām tiek pagarinātas primārās un sekundārās (pie d_{100}) konsolidācijas līknes tā, lai tās krustotos punktā A. Punkts A norāda deformāciju, kad ir notikusi 100% primārā konsolidācija. Tā ir robeža, kad beidzas primārā konsolidācija un sākas sekundārā konsolidācija. 2. solis: Līknes sākuma izliektajā daļā izvēlās laikus t_1 un t_2 (izvēlās t_2 tādu, lai tas būtu 4 reizes lielāks par t_1). Parauga deformācijas starpība laika gaitā $(t_2 - t_1) = x$, attiecīgi iegūstam vertikālo attālumu BC. 3. solis: Nepieciešams uzzīmēt horizontālu līniju DE tā, lai vertikālais attālums BD būtu vienāds ar vertikālo attālumu BC, kas apzīmēts ar x . Rezultātā iegūst d_0 – tā ir deformācija pie 0% konsolidācijas. 4. solis: Attiecīgi šajā solī var noteikt d_{50} – deformāciju pie 50% konsolidācijas. Grafikā ir iekļauta formula pēc kuras iespējams aprēķināt d_{50} . Pagarinot līniju pie d_{50} līdz līknei, tiek iegūts punkts F. Iegūstot F punktu rezultātā tiek iegūts laiks t_{50} pie 50% konsolidācijas (5.12.attēls) (Sharma 2016).

Nemot vērā, ka mērķis ir iegūt konsolidācijas koeficientu, tad tā iegūšanai tiek izmantota formula (5.25). Laika faktoru T_v iespējams nolasīt pielikumā Nr.8. Šajā gadījumā laika faktors T_v pie 50% konsolidācijas pakāpes $U\%$ ir 0.197 (Das et al. 2016).



5.12. attēls. Logaritma – laika metodes shēma konsolidācijas koeficienta noteikšanai (Das et al. 2016).

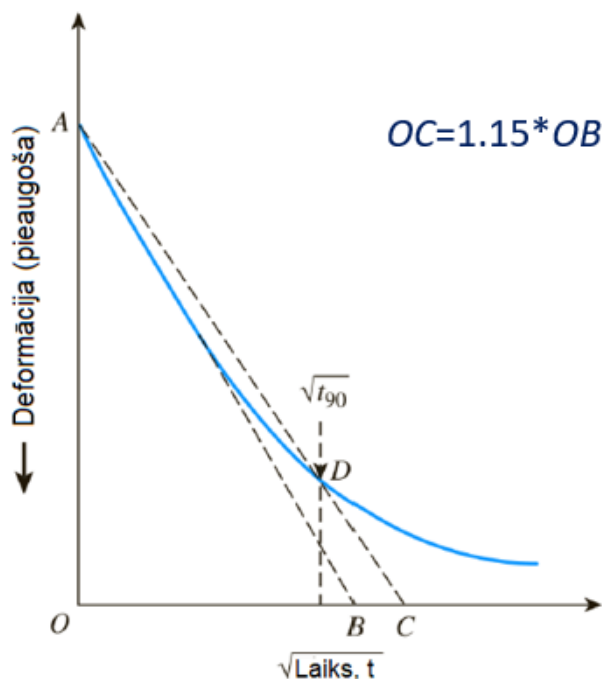
$$c_v = \frac{0.197H_{dr}^2}{t_{50}}, \text{ kur}$$

H_{dr} – vidējais garākais drenāžas ceļš konsolidācijas laikā;

t_{50} – laiks, kas aizņem, lai sasniegtu 50% konsolidāciju.

Kvadrātsaknes – laika metode: Kvadrātsaknes laika metodē pieaugošajai slodzei tiek izveidots deformācijas grafiks pret laika kvadrātsakni (5.13. attēls). 1. solis: Sākotnēji tiek izvilktā līnija AB caur līknes sākuma daļu. 2. solis: Tālāk tiek zīmēta līnija AC tā, lai $OC = 1.15 * OB$. Tiek iegūts D punkts, kas ir AC līnijas un konsolidācijas līknes krustpunkts. Rezultātā tiek iegūta laika kvadrātsakne $\sqrt{t_{90}}$, 90% konsolidācijai (Sharma 2016).

Lai aprēķinātu c_v tiek izmantota formula (5.26). Tā pat kā logaritma – laika metodē laika faktors T_v tiek nolasīts no 8.pielikuma. T_v pie 90% konsolidācijas pakāpes $U\%$ ir 0.848 (Das et al. 2016).



5.13. attēls. Kvadrātsaknes – laika metodes shēma konsolidācijas koeficienta noteikšanai (Das et al. 2016).

(5.26)

$$c_v = \frac{0.848H_{dr}^2}{t_{90}}, \text{ kur}$$

H_{dr} – vidējais garākais drenāžas ceļš konsolidācijas laikā;

t_{90} – laiks, kas aizņem, lai sasniegtu 90% konsolidāciju.

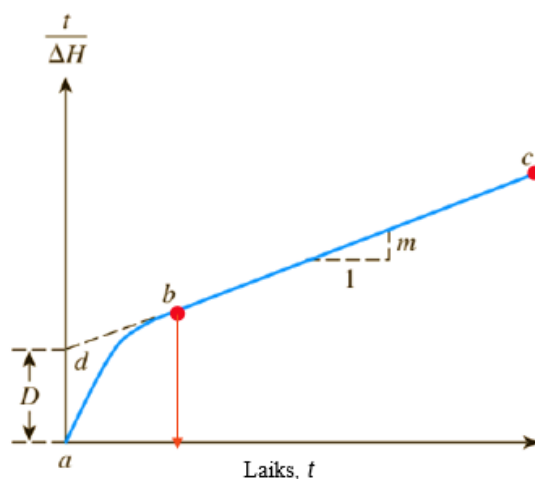
Hiperbolas metode: Izmantojot hiperbolas metodi c_v noteikšanai ir ieteicams izmantot procedūru, kāda ir aprakstīta zemāk (Sharma 2016).

1. solis: sākotnēji tiek uzzīmēts grafiks $\frac{t}{\Delta H}$ pret t tā, kā tas ir parādīts (5.14. attēlā). 2. solis: tiek identificēts taisnās līnijas posms bc , kur tālāk šī līnija tiek projicēta, kā pagarinājums līdz y asij iegūstot krustpunktu d . Rezultātā var noteikt vertikālo augstumu D . 3. solis: tālāk tiek noteikts bc slīpums m – uz taisnās līknes daļas kā parādīts (5.14. attēlā) tiek izvēlētas divas $\frac{t}{\Delta H}$ vērtības b un c , kur pret x asi nosaka $b \rightarrow t = t(b)$ vērtību. m attiecīgi var iegūt, izmantojot (5.27) formulu (Das et al. 2016).

(5.27)

$$m = \frac{c-b}{t(b)}$$

Konsolidācijas koeficientu nosaka pēc (5.28) dotās formulas. Hiperbolas metodi ir diezgan vienkārši izmantot un tā sniedz labus rezultātus, ja U ir no 60% līdz 90% (Das et al. 2016).



5.14. attēls. Hiperbolas metodes shēma konsolidācijas koeficienta noteikšanai (Das et al. 2016).

(5.28)

$$c_v = 0,3 \left(\frac{mH_{dr}^2}{D} \right)$$

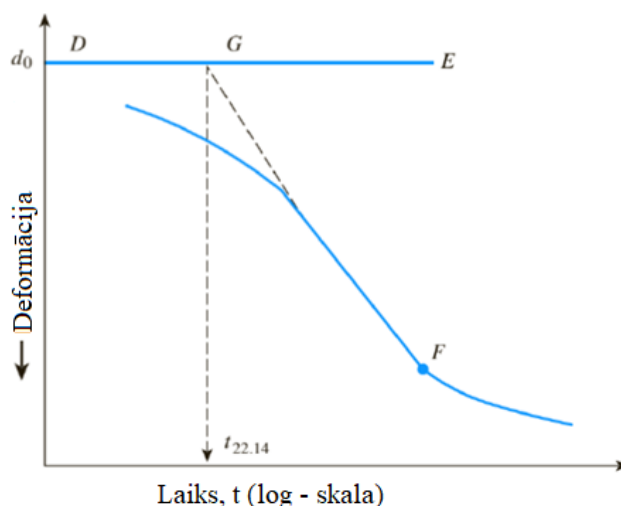
Šajā gadījumā ja $T_v = 0.3$, tad ir notikusi 61,62% konsolidācija.

Agrīnās stadijas logaritma – laika metode: šī ir laika paplašināta logaritma – laika metode un tā balstās uz parauga deformāciju pret laika logaritma grafiku, kā tas ir dots (5.15. attēlā). Šai metodei d_0 tiek noteikta tādā pašā kārtībā, kā logaritma - laika metodei (skat. 5.12. attēls). Pēc šī soļa jāuzzīmē pieskare caur izliekuma punktu F, kur pieskare krustosies ar līniju DE punktā G. Rezultātā tiek noteikts laiks t , kas atbilsts G punktam – tas ir laiks pie 22,14% konsolidācijas (Sharma 2016).

Attiecīgi c_v ir iespējams aprēķināt pēc formula (5.29). T_v pie 22,14% konsolidācijas pakāpes $U\%$ ir 0.0385 (Das et al. 2016).

(5.29)

$$c_v = \frac{0.0385H_{dr}^2}{t_{22.14}}$$



5.15. attēls. Agrīnās stadijas logaritma – laika metodes shēma konsolidācijas koeficienta noteikšanai (Das et al. 2016).

5.4. Grunts konsolidācijas sēšanās modelēšana izmantojot *Settle3* programmu

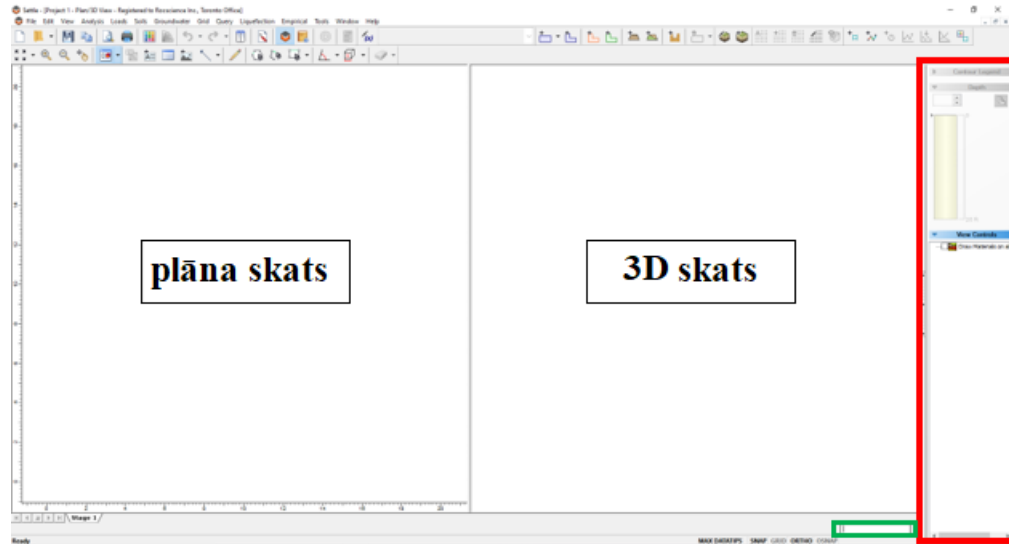
Lai aprēķinātu grunts konsolidācijas sēšanos zem dzelzceļa uzbēruma darbā tika izmantota trīsdimensiju modelēšanas (turpmāk – 3D) programma *Settle3*. Modelēšanas Programma *Settle3* 3D ir izstrādāta, lai varētu modelēt vertikālo grunts sēšanos un konsolidāciju zem zināmas slodzes, piemēram, zem dažādas formas pamatiem (3. nodaļa), uzbērumiem, vai virszemes izrakumiem. *Settle3* apvieno viendimensiju analīzes vienkāršību ar sarežģītāku 3D programmu jaudu un vizualizācijas iespējām. Ar šo programmu ir iespējams izveidot sarežģītus (ne-horizontālus) grunts apstākļus un pamatu profilus, kā arī analizēt rezultātu trīs dimensijās. Programma piedāvā iespēju aprēķināt tūlītēju sēšanos, primāro un sekundāro konsolidāciju, kas ir atkarīgas no laika. Strādājot ar šo programmu ir būtiski ņemt vērā sekojošo:

- *Settle3* aprēķina 3D spriegumus, ko rada pieliktā slodze. Porūdēns spiediens un sēšanās tiek aprēķināta vienā dimensijā, pieņemot, ka izmaiņas notiek tikai vertikālā virzienā. Šāda kalkulācija tiek vispārēji pieņemta ģeotehniskās inženierijas praksē;
- Pamatne var būt tikai elastīga vai cieta. Spriegums, ko rada vienmērīgi elastīga pamatne uz grunti ir nemainīgs, bet pārvietojums vertikālā virzienā (sēšanās) ir mainīgais parametrs. Tikmēr grunts pārvietojums (sēšanās) zem vienmērīgi cietas pamatnes ir konstants, bet spriegumu izmaiņas, ko tie rada uz grunti nav konstantas, bet mainās līdz ar dziļumu;
- Grunts virsma ir 0 (pēc noklusējuma), dziļums ir pozitīvs virzienā uz leju un saspiežamības spriegums arī ir pozitīvs.
- *Settle3* neņem vērā mijiedarbību starp cietām pamatnēm, vai starp cietu un elastīgu pamatni, kas iedarbojas uz grunti. Tiek ņemta vērā tikai elastīgo pamatņu mijiedarbība, kas darbojas uz grunti (2.3. apakšnodaļa). Uzbērumi vai izrakumi tiek uzskatīti par elastīgām pamatnēm.

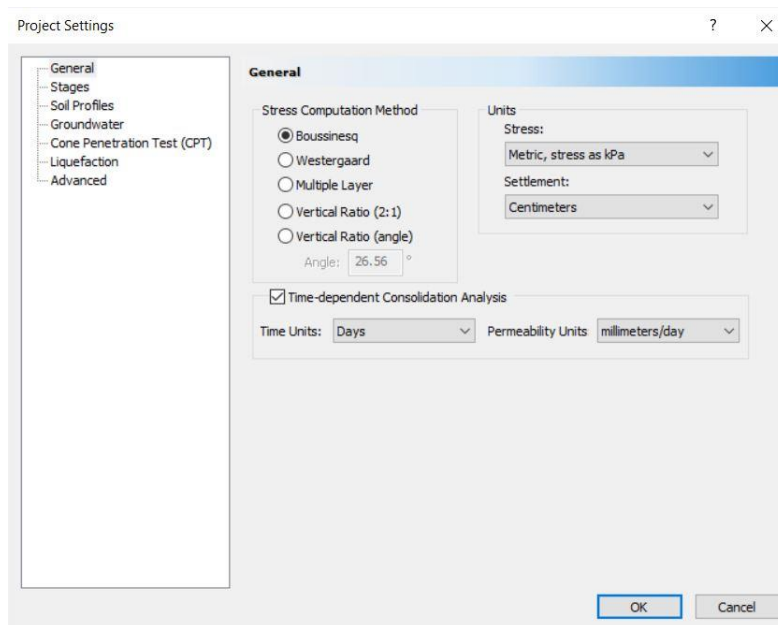
No *Settle3* programmas piedāvātajām modelēšanas funkcijām darbā tiks izmantota primārās un sekundārās konsolidācijas metode (1.5. apakšnodaļa), kas ir atkarīga no laika, lai varētu aprēķināt grunts konsolidācijas sēšanos (2. nodaļa). Par pamatni tiek pieņemts uzbērums, tādējādi tas ir grunts nestspējas ietekmējošais faktors. Grunts nespēju ietekmē gan pašas grunts fizikālie parametri, gan arī papildus uzliktais spriegums uz tās (2.2. apakšnodaļa). Šajā apakšnodaļā tālāk tiek aprakstītas veicamās darbības, lai sasniegtu rezultātu, attiecībā uz izvirzīto mērķi.

Sākotnēji, kad tiek startēta *Settle3* modelēšanas programma atveras primārais logs ar diviem skatiem, kurā, kad tiek izveidots modelis ir iespējams redzēt modeļa plāna skatu un 3D skatu (5.16. attēls).

Plāna skats ir skats uz modeli no augšas un tas tiek šajā darbā izmantots, lai definētu uzbēruma ģeometriju, bet 3D skats ļauj ērti vizualizēt rezultātus trīs dimensijās. Turklāt, 5.16. attēla labā sānu josla nodrošina dažādas skata vadības funkcijas un sniedz informāciju par modeļa apzīmējumiem.



5.16. attēls. *Settle3* 3D modelēšanas programmas saskarne.



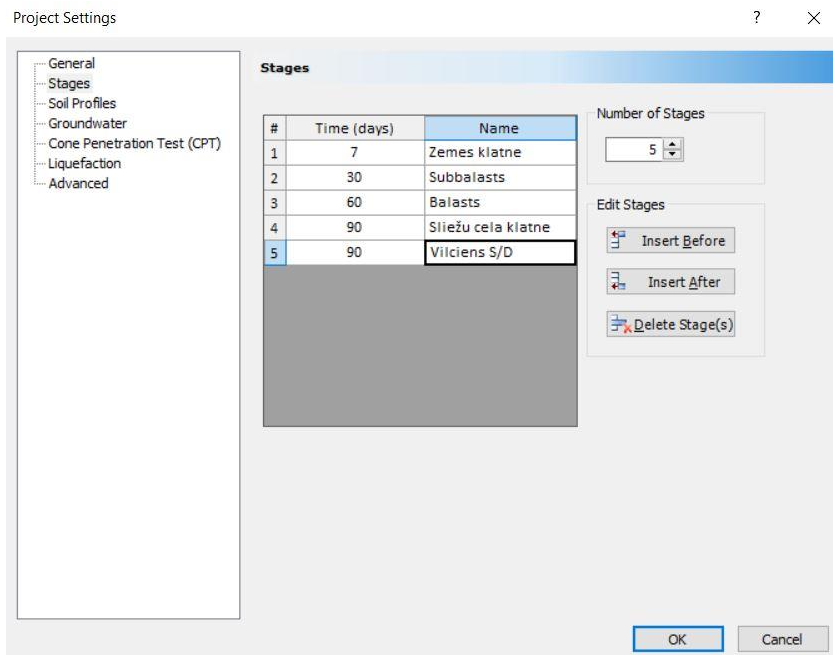
5.17. attēls. Projekta iestatījumu vispārīgā cilne.

Projekta iestatījumi

Dialoglodziņš “projekta iestatījumi” ļauj ievadīt projekta informāciju, iestatīt mērvienību sistēmu un norādīt citus vispārīgos analīzes parametrus. Programmā tiek izvēlēts *Analysis > Project settings* (5.17. attēls).

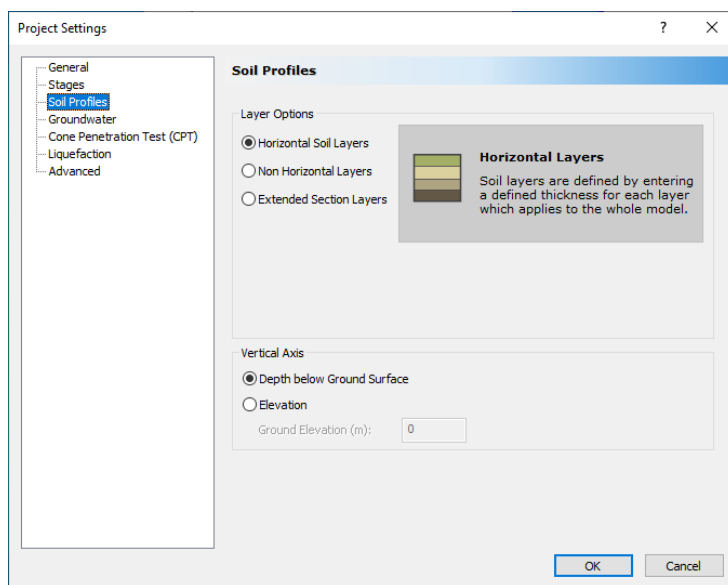
Pie izvēlnes *General* var redzēt vairākas sprieguma aprēķināšanas metodes. Šajā darbā konsolidācijas sēšanās aprēķinos tiek izmantota gan *Busneska* (2.2.1. apakšnodaļa), gan arī *Vestergārda* metode (2.2.4. apakšnodaļa), lai varētu novērtēt abu metožu sprieguma izmaiņu sadalījumu. Papildus tiek iestatītas mērvienības, kur spriegums tiks modelī noteikts kPa, bet sēšanās mm. Kā arī tiek ielikts “ķeksis” pie “*Time dependent Consolidation analysis*”, kur laika vienība tiek izvēlēta – dienas un caurlaidības vienība - mm/dienā.

Pārejot uz izvēlni *Stages* tiek izvēlēts posmu skaits (pēc nepieciešamības) konsolidācijas analīzei. Katram posmam tiek pretī atspoguļots laiks, pēc kāda vēlas analizēt rezultātu (5.18. attēls). Šajā darbā tiek izvēlēti 5 posmi, kur tie tiek reprezentēti sekojoši: 1. posms ($T = 7$ dienas); 2. posms ($T = 30$ dienas); 3. posms ($T = 60$ dienas); 4. posms ($T = 90$ dienas) un 5. posms ($T = 90$ dienas) .



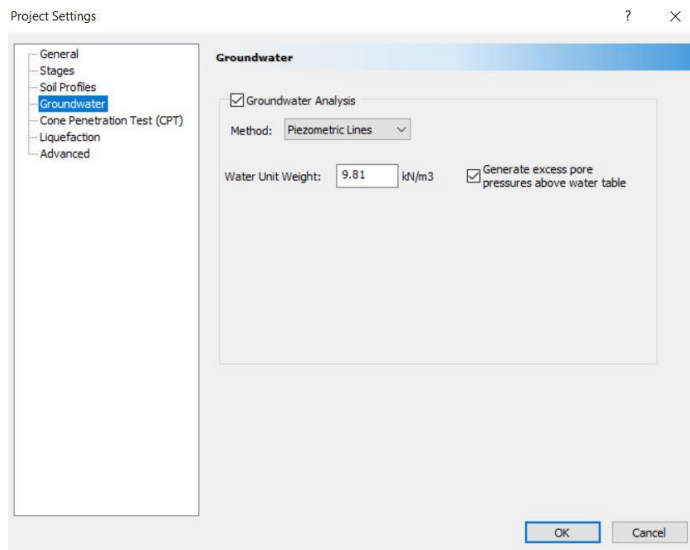
5.18. attēls. Nepieciešamo posmu un laika iestatīšana.

Tālāk tiek pāriets pie sadaļas *Soil Profiles*, kur tiek nodefinēts kādi saguluma slāņi tiks izmantoti modelī (5.19. attēls) un kas tiks attēlots vertikālā virzienā. Darbā tiek izmantots horizontāls slāņa sagulums, jo viens paraugs tiek noteikts kā viens vesels homogēns slānis.



5.19. Tiek nodefinēts grunts profils – horizontāls slāņu sagulums un dziļums.

Tālāk tiek nodefinēts gruntsūdens līmenis, kur tiek izvēlēta metode – *Piezometric lines* un ievadīts ūdens īpatnējais svars, kas ir 9.81 kN/m^3 (5.20. attēls), kā arī ieliek atzīmi par porūdens pārspiedienu virs ūdens līmeņa”.



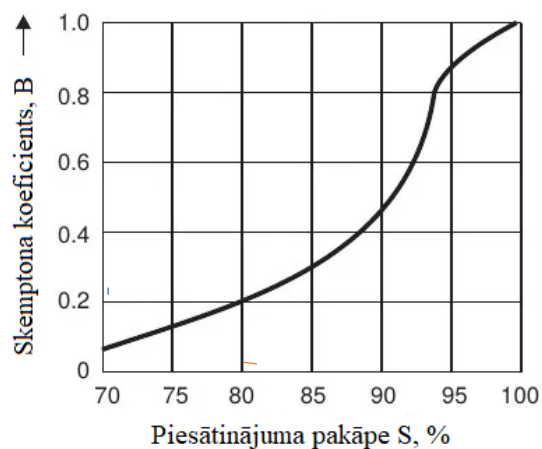
5.20. Gruntsūdens līmeņa definēšana.

Grunts īpašību definēšana

Tālākā darba gaitā, pēc projekta iestatījumiem tiek definētas grunts īpašības (parauga īpašības). Sākumā tiek izvēlēts dialoglodziņš *soils > soils properties*. Ņemot vērā, ka projekta

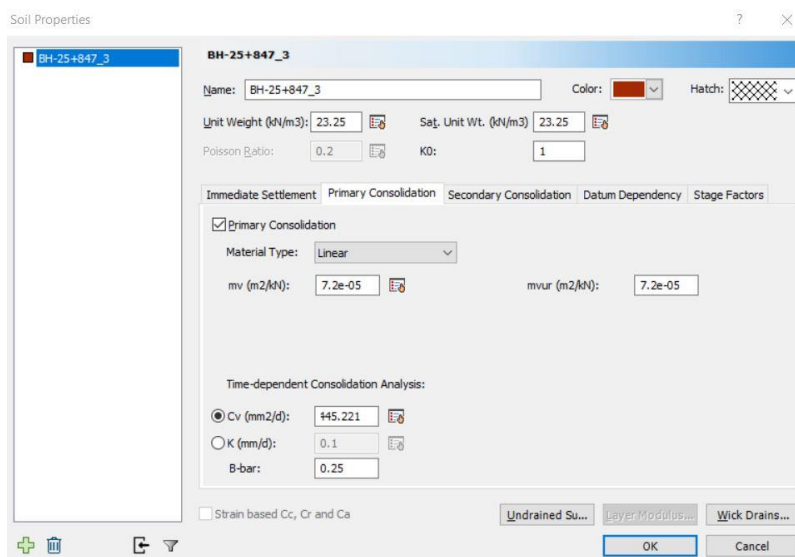
iestatījumos tika ielikta atzīme par konsolidāciju, kas ir atkarīga no laika, tad atverot logu (5.22. attēls) tiek pāriets pie sadaļas *Primary Consolidation*. Sākumā tiek nosaukta grunts, var izmantot arī parauga *ID* numuru.

Turpmākajās darbībās tiek ievadīts piesātinātas grunts īpatnējais svars γ - tas šajā gadījumā tiek aprēķināts izmantojot iepriekš minēto formulu (5.13). Parametrs caurlaidības koeficients k_0 tiek atstāts pēc noklusējuma. Nākamajā solī tiek izvēlēts lineārais materiāla tips, jo tikai pie šī tipa iespējams ievadīt c_v vērtības. Tilpuma izmaiņu koeficients m_v tiek noteikts izmantojot (5.24) formulu. Atslogošanas tilpuma izmaiņu koeficients m_{vur} . Parasti tilpuma izmaiņu koeficients tiek noteikts katrai slogošanas un atslogošanas pakāpei atsevišķi. Šajā darbā tas tiek noteikts, kad konsolidācijas tests tiek pabeigts. Rezultātā m_v tiek pieņemts kā summārais beigu tilpuma izmaiņu koeficients, kas iegūts parauga slogošanas un atslogošanas rezultātā, un tāpēc šie parametri tiek modelī ievadīti identiski. Parametrs B (*B-bar*) tiek dēvēts par Skemptonu poru spiediena koeficientu (Skemptonu koeficients), ko iegūst veicot trīsasu bīdes testu. Tā vērtības parasti ir no 0 – 1 (Sanlon et al. 2021). Šis parametrs ir būtisks tad, kad ir jānosaka grunts stiprība. Kad praksē netiek veikts trīsasu bīdes tests un šī vērtība ir nepieciešama, tad tādām nolūkam ir izstrādāta attiecība, kāda ir parādīta 5.21 attēlā.



5.21. attēls. Skemptonu koeficientu vērtību attiecība pret grunts piesātinājuma pakāpi (Civilengineeringnotes 2021).

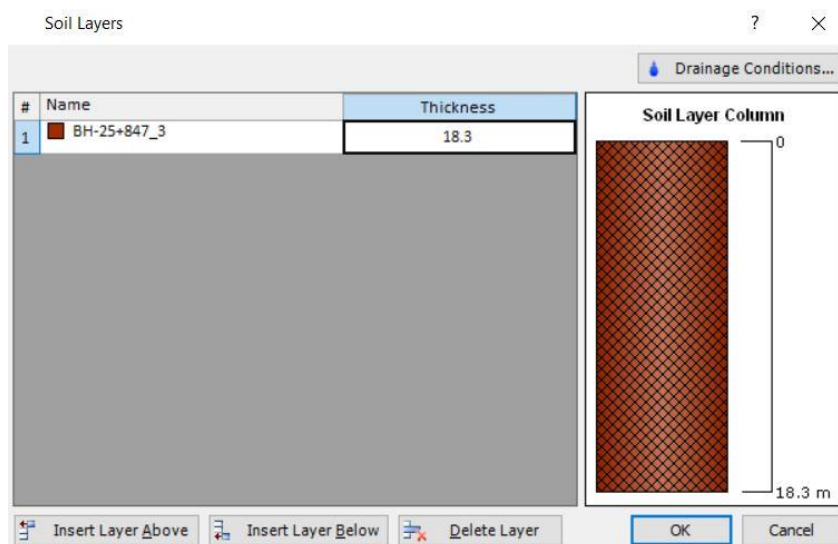
Nemot vērā, ka pētījumā izmantotajiem paraugiem ir noteikta grunts piesātinājuma pakāpe, tad 5.21. attēlā doto attiecību var brīvi izmantot. Darbā tiek izmantota beigu piesātinājuma pakāpe (5.23. formula), kas tiek apzīmēta ar S_f (%), jo tad grunts ir bijusi vispiesātinātākā stāvoklī, kuras vērtības arī ir tuvākas dabā esošajām vērtībām. Vieni no klasiskākajiem piemēriem praksē arī tiek uzskatīti uzbērumi, kuriem Skemptonu poru spiediena koeficientu piemēro.



5.22. attēls. Fizikālo parametru ievade, katram grunts paraugam.

c_v ir konsolidācijas koeficients, kas tika iegūts aprēķinot pēc 5.3.apakšnodaļā četrām aprakstītajām grafiskajām metodēm. Ņemot vērā, ka vienam paraugam tiek iegūtas 4 konsolidācijas koeficienta vērtības, tad arī grunts modeļa izveidē šīs vērtības tiek mainītas. Rezultātā var izvērtēt vai pēc dažādām iegūtām c_v vērtībām m^2/d šīs konsolidācijas sēšanās atšķirības ir būtiskas. Pieņemot, ka grunts visā dziļumā ir homogēna, tad aizpilda tikai vienu šādu logu.

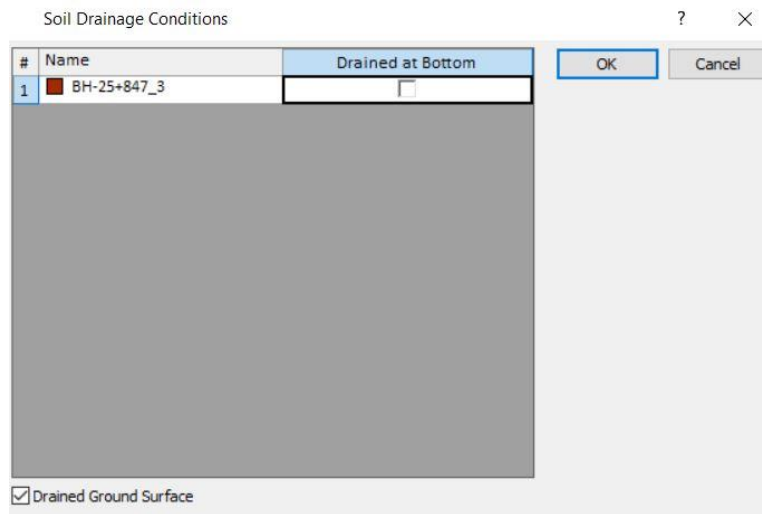
Tālākā darbībā ir jāievada grunts slāņa biezums (attēls 5.23). Izvēlās *Soils* > *Soil Layers*.



5.23. attēls. Grunts slāņa biezuma ievade.

Pēc nepieciešamības grunts slāņa biezumu un slāņu daudzumu (skaitu) var brīvi mainīt. Šajā darbā tiek izmantots viens homogēns grunts slānis (skat. tabulu 5.1., paraugs Nr.BH-25+847_3) un tā dziļums, jeb biezums ir 18,30 m. Zemes virsmas atzīme ir 0,00 m (5.23 attēls).

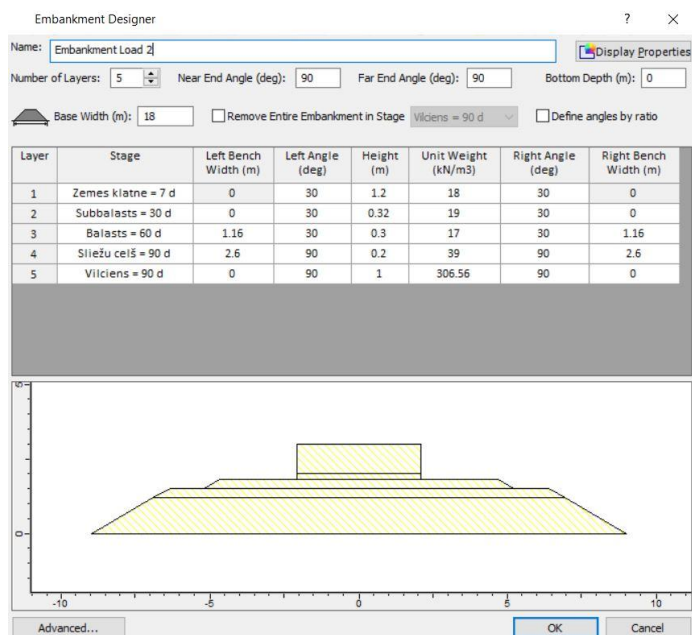
Programmā tiek iestatīti arī grunts drenāžas apstākļi (5.24. attēls). Var iestatīt, ka drenāža notiek tikai pa grunts apakšu, bet šajā gadījumā tiek izmantota drenāža, kur ūdens var brīvi izplūst no grunts (attiecīgi porūdens spiediens pie zemes virsmas ir 0) tāpēc ir jāieliek atzīme pie *Drained ground surface*.



5.24. attēls. Grunts drenāžas apstākļu iestatīšana.

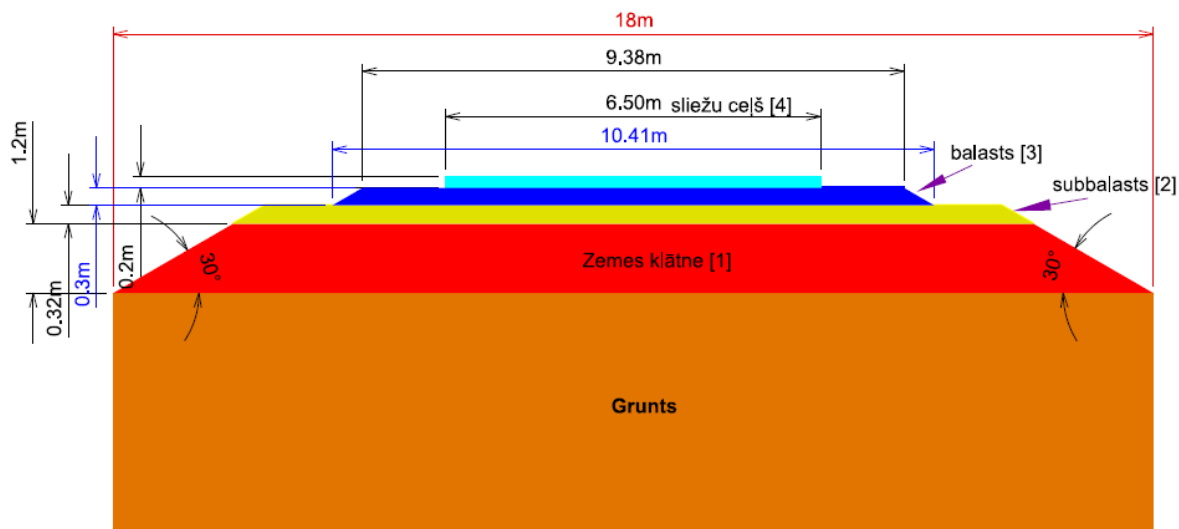
Uzbēruma izveide

Tad, kad ir definēti grunts slāņi (šajā gadījumā - slānis) ir jāizveido uzbēruma modeli. Lai to uzsāktu ir jāizvēlas *Loads > Add Embankment*. Tiek atvērts uzbēruma projektēšanas dialoglodziņš (5.25. attēls). Ievada modeļa nosaukumu, tad attiecīgi uzbēruma slāņu skaitu (*Number of Layers*) – darbā uzbērums, kas tiek klāts uz grunts, veidots no pieciem posmiem. Virs grunts – **1. posms**: ir zemes klātne, kuru veido labi sablīvēta smilts, kas ir spējīga noturēt uzbērumu; **2. posms**: drenējošs slānis (subbalasts) rupjas smilts un grants maisījums; **3. posms**: balasts, ko veido šķembu maisījums zem gulšņiem; **4. posms**: tērauda sliedes; **5. posms**: vilciens, kas tiek skatīts gan pie statiska, gan pie dinamiska stāvokļa.



5.25. attēls. Uzbēruma izveidošana, definējot tā ievades parametrus.

Uzbēruma definēšanai ir jāzina sekojoši parametri: uzbēruma bāzes platums, uzbēruma labās un kreisās malas platums (tie var atšķirties, jo vienā no malām papildus var tikt iebūvēta kabeļu izvietošana, nodrošinot nepieciešamo sakaru līdzekļus, elektroapgādi u.c.), uzbēruma kreisās un labās malas krituma/slīpuma leņķis, uzbēruma augstums, parasti (1 – 10 m robežās), katra slāņa (materiāla) īpatnējais svars γ (kN/m³).



5.26. attēls. Uzbēruma vienkāršotā shēma (izstrādājusi autore).

Kā redzams attēlā 5.26 ir parādīta uzbēruma vienkāršotā shēma ar tā parametriem, kas tika izmantoti uzbēruma modeļa izveidē. Šie parametri tiek izmantoti reālā uzbēruma izveidē, kas pārklās dotos izpētes punktus (urbumus). Uzbēruma shēma tika veidota balstoties uz *Rail Baltica* izstrādātajiem uzbēruma tehniskajiem datiem (Systra group 2018).


Tabulā 5.5 sniegta dati par uzbēruma materiālu, kas tika izmantots uzbēruma posmu veidošanā un tam atbilstošā īpatnējā materiāla svara vērtība. Tā, kā katra īpatnējā svara vērtība un materiāls *Rail Baltica* uzbēruma tehniskajos datos konkrēti netika dots, tad tās, katram uzbēruma posmam tika piemeklētas individuāli (Kamenchukov 2021; WAQTC 2021). Dotā uzbēruma posmu konstruēšanā, praksē parasti tiek izmantots tāds materiāls, kāds ir dots tabulā 5.5.

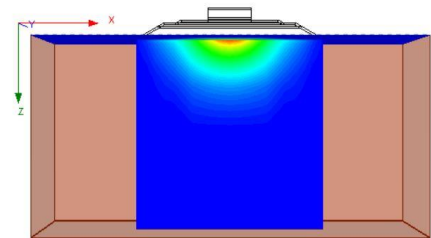
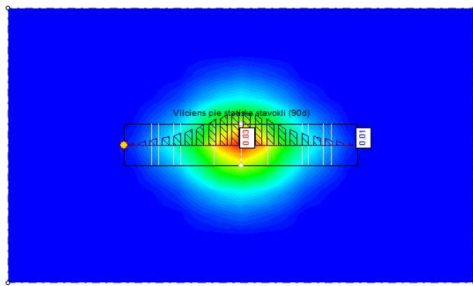
5.5. tabula

Īpatnējais svars uzbēruma katram posmam.

Posma Nr.	γ , kN/m ³	Materiāls
1	18,0	smilts (mitra)
2	19,0	Rupjas smilts un grants maisījums (drenāžas slānis)
3	17,0	Šķembu maisījums
4	7,8	Sliežu ceļa klātne (no tērauda) abos virzienos
5	245.25/306.56	statiska/dinamiska slodze

Dzelzceļa statiskā slodze uz grunti aprēķināta ņemot vērā vilciena ass slodzi, kas ir 25 tonnas. Ass slodze tika reizināta ar 9.81 kN/m³, iegūstot vilciena īpatnējā svara vērtību 245,25 kN/m³. Šī vērtība tiek izmantota, kad vilciens atrodas statiskā stāvoklī, jeb pie ātruma 0 km/h. Ņemot vērā, ka grunts sēšanās jānosaka arī, kad vilciens atrodas kustībā, tad tika aprēķināts kāds ir vilciena īpatnējais svars, kad tas ir kustībā ar ātrumu 200 km/h (kā ātrgaitas vilciens). Literatūrā tiek minēts, ka pie 200 km/h vilciena radītais spriegums uz grunti palielinās ~ par 25% (Lopez et al. 2016). No šī izriet, ka vilciena statiskā stāvokļa svara vērtībai proporcionāli tiek pieskaitīti 25%, kas attiecīgi dod 306,56 kN/m³ (skat. tabulu 5.5).

Material Name	Color	Sat. Unit Weight (kN/m ³)	Material Type	mv (m ² /kN)	C _v (mm ² /d)	B-bar
BH-25+847_3		23.25	Linear	7.2e-05	445.221	0.83



5.27. attēls. Grunts sēšanās vizualizācija zem uzbēruma

Kad visi nepieciešamie parametri ir savādīti, tad ievades datus apstiprina un modeli iekļāj plāna skatā (šīs apakšnodaļas sākumā tika minēts, par ko sauc plāna skatu) (5.27. attēls). Tālāk tiek veikta iegūtā modeļa analīze un salīdzināšana, kas tiek aprakstīta jau rezultātu sadaļā.

6. PĒTĪJUMA REZULTĀTI

Nodaļā tiek ietverti rezultāti par grunts fizikālajām īpašībām t.i. par dabisko mitrumu, daļiņu blīvumu, plasticitātes un plūstamības robežām un par pirmskonsolidācijas spriegumiem, parauga traucētību, konsolidācijas koeficientiem, kā arī par konsolidācijas sēšanās vērtībām, kas iegūtas izmantojot *Settle3* modelēšanas programmu.

6.1. Grunts fizikālās īpašības

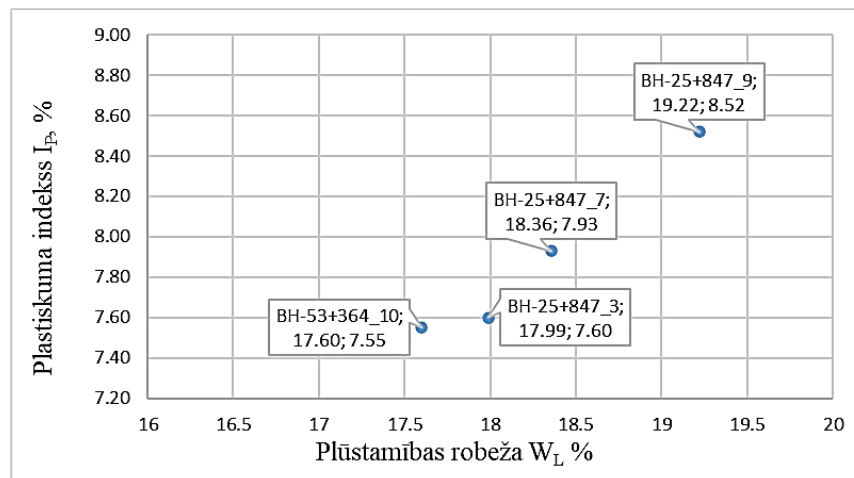
Viszemākā plūstamības robežas vērtība ir paraugam Nr.BH-53+364_10, kas ir 17,60 %, bet augstākā tika iegūta paraugam Nr.BH-25+847_9, kas ir 19,22 %. Attiecīgi vidējā plastiskuma robeža visiem pētījumā izmantotajiem paraugiem ir robežās no 10 līdz 11 %. Paraugi Nr.BH-53+364_10, Nr.BH-25+847_3, Nr.BH-25+847_9 un Nr.BH-25+847_7 pēc konsistences ir noteikti kā ļoti cieti (6.1. tabula).

6.1. tabula

Paraugu fizikālo īpašību parametri

Parauga Nr.	Plastiskuma robeža W_p , %	Plastiskuma indekss I_p , %	Konsistences indekss I_c	Plūstamības rādītājs I_L	Mitruma pakāpe S_r	Porainības koeficients e
BH-25+847_3	10.39	7.60	1.35	-0.35	0.71	0.296
BH-25+847_7	10.43	7.93	1.35	-0.35	0.68	0.303
BH-25+847_9	10.70	8.52	1.38	-0.38	0.73	0.276
BH-53+364_10	10.05	7.55	1.44	-0.44	0.85	0.216

Visiem paraugiem smalko grunšu plastiskuma pakāpe tika noteikta, izmantojot standartu LVS NE ISO 14688-2:2017. Nosakot visu paraugu plastiskumu, tika iegūts, ka grunts klasificējas kā zema plastiskuma māli (*CIL*) (6.1. attēls).



6.1. attēls. Plūstamības robežas un plastiskuma indeksa attiecība, nosakot paraugiem grunts plastiskumu.

Visiem 4 paraugiem papildus tika noteikts cieto daļiņu blīvums ρ_s , kas ir robežās no 2,70 līdz 2,72 Mg/m³. Sausas grunts blīvums ρ_d ir attiecīgi robežās no 2,20 līdz 2,40 Mg/m³, bet dabiskais grunts blīvums ρ_o ir robežās no 2,00 līdz 2,25 Mg/m³ (6.2. tabula).

6.2. tabula

Paraugu fizikālo īpašību parametri

Parauga Nr.	Grunts blīvums Mg/m ³		
	daļiņas	grunts	sausas
	ρ_s	ρ_o	ρ_d
BH-25+847_3	2.72	2.26	2.10
BH-25+847_7	2.70	2.23	2.01
BH-25+847_9	2.72	2.29	2.13
BH-53+364_10	2.71	2.38	2.23

6.2. Oedometra testa rezultāti

Pirms konsolidācijas testa uzsākšanas noteikts parametrs H_i , kas ir parauga sākotnējais augstums. Visiem četriem paraugiem tas ir 20,00 mm. Pētījumā izmantoto paraugu dabiskais mitrums, kas šajā gadījumā tiek apzīmēts ar w_i (sākotnējais mitrums) variē robežās no 6 līdz 8 %. Attiecīgi sākotnējais paraugu tilpums V_i visiem paraugiem ir vienāds, kas ir $7,91 \cdot 10^{-5}$.

Pārējie parametri tiek iegūti konsolidācijas testa beigās, kad oedometra tests noslēdzās. Sausas grunts masa M_s paraugiem ir robežās no 160,00 g līdz 175,00 g. Cieto grunts daļiņu augstums H_s ir robežās no 15,30 līdz 16,30 mm. Sākotnējā ūdens masa M_{wi} testā izmantotajiem paraugiem ir robežās no 11,70 līdz 12,80 g, bet beigu ūdens masa M_{wf} ir robežās no 13,60 līdz 16,00 g. Ņemot vērā, ka grunts testa laikā tika pilnībā piesātināta, tad ūdens masa beigās ir lielāka, nekā tā bija pirms testa uzsākšanas. Šīs ūdens variāciju izmaiņas visiem paraugiem ir ap 2,00 g. Ja runa ir par ūdens augstuma izmaiņām, tad sākotnējais ūdens augstums H_{wi} paraugos bija robežās no 2,90 līdz 3,30 mm, bet pēc testa ūdens augstums H_{wf} paraugos bija robežās no 3,40 līdz 4,05 mm. Augstuma variāciju izmaiņas vidēji visos paraugos ir ap 0,60 mm.

Ja testa sākumā paraugu augstums bija 20,00 mm, tad testa beigās tas viennozīmīgi ir mazāks. Attiecīgi paraugu augstums pēc testa H_f variē robežās sākot no 17,00 – 18,50 mm un to izmaiņas, kas tiek apzīmēts ar $\Sigma \Delta H$ ir robežās no 1,50 līdz 2,90 mm. Vismazākās izmaiņas ir notikušas paraugam Nr.BH-25+847_9, bet vislielākās izmaiņas ir bijušas paraugam Nr.BH-25+847_7. Papildus tika noteikta arī parauga piesātinājuma pakāpe sākumā S_i un beigās S_f . Paraugu sākotnējā piesātinājuma pakāpe bija robežās no 60 līdz 80%, bet beigu piesātinājuma pakāpe bija robežās no 80 līdz 92%. Kā jau šīs apakšnodeļas sākumā tika minēts par parauga tilpuma izmaiņām,

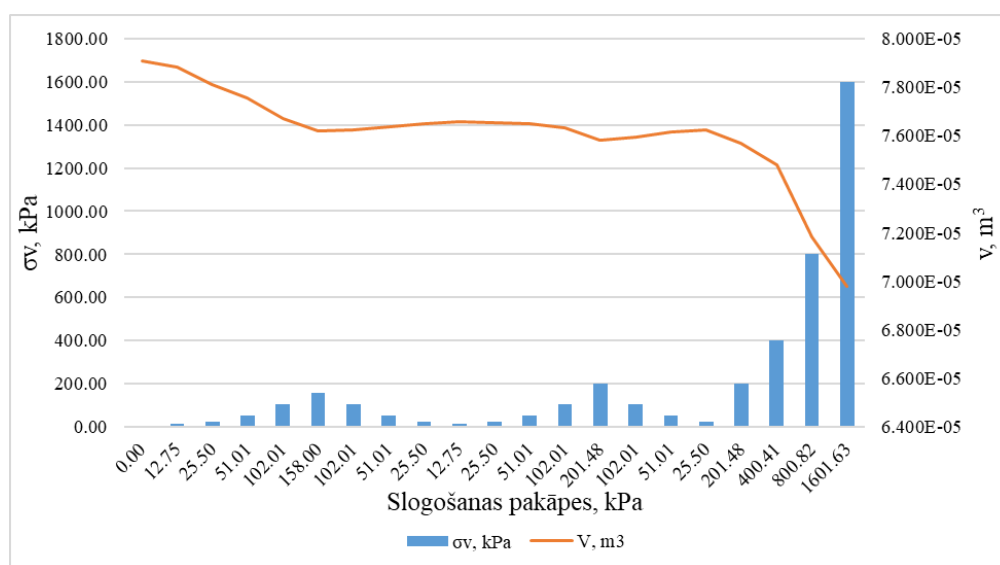
kur sākotnēji tilpums visiem paraugiem ir viens un tas pats, tad beigu tilpuma izmaiņu vērtība ir atšķirīga, ko ietekmē katra parauga uzvedība. Vislielākās tilpuma izmaiņas ir notikušas paraugos Nr.BH-25+847_3, Nr.BH-25+847_7 un Nr.BH-53+364_10, bet vismazākās paraugam Nr.BH-25+847_9, ko labi parāda jau iepriekš minētā parauga augstuma izmaiņu vērtība (skat. 6.3. tabula).

6.3. tabula

Grunts aprēķinātie fizikālie parametri oedometra testa beigās

Parauga Nr.	BH-25+847_3	BH-25+847_7	BH-25+847_9	BH-53+364_10
H_i , mm	20.00	20.00	20.00	20.00
H_f , mm	17.64	17.12	18.48	17.50
M_s , g	165.04	165.32	167.43	173.86
w_i , %	7.72	7.62	7.45	6.75
w_f , %	9.32	8.78	9.50	7.87
H_s , mm	15.32	15.47	15.55	16.21
M_{wi} , g	12.74	12.60	12.47	11.74
M_{wf} , g	15.38	14.51	15.90	13.68
H_{wi} , mm	3.22	3.18	3.15	2.97
H_{wf} , mm	3.88	3.67	4.02	3.46
$\Sigma\Delta H$, mm	2.36	2.88	1.52	2.50
S_i , %	68.66	70.23	70.83	78.30
S_f , %	82.88	80.92	90.29	91.28
V_i , m ³	$7.91 \cdot 10^{-5}$	$7.91 \cdot 10^{-5}$	$7.91 \cdot 10^{-5}$	$7.91 \cdot 10^{-5}$
V_f , m ³	$6.98 \cdot 10^{-5}$	$6.78 \cdot 10^{-5}$	$7.32 \cdot 10^{-5}$	$6.92 \cdot 10^{-5}$
e	0.306	0.293	0.286	0.234

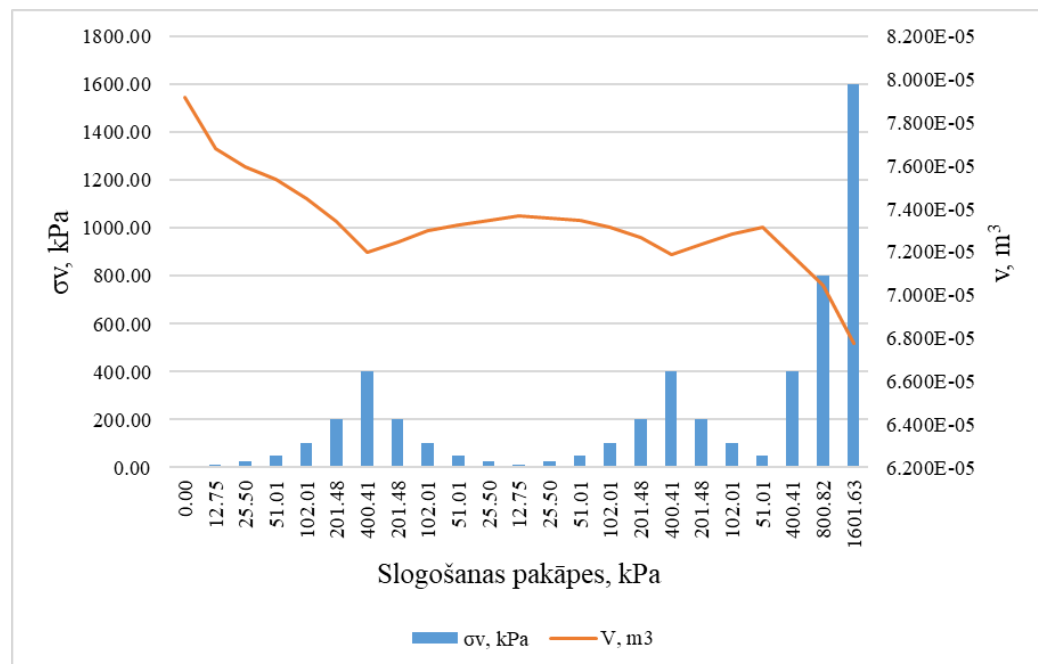
Sākotnējās porainības koeficienta vērtības pirms paraugu sloģošanas ir šādas: paraugam Nr.BH-25+847_3 tā ir 0,306, paraugam Nr.BH-25+847_7 tā attiecīgi ir 0,293, paraugam Nr.BH-25+847_9 tā ir 0,286, bet paraugam Nr.BH-53+364_10 tā ir 0,234.



6.2. attēls. Vertikālā sprieguma un tilpuma izmaiņu attiecība paraugam Nr.BH-25+847_3.

Ja tabulā 6.3. ir parādītas katra parauga tilpuma izmaiņas testa beigās, tad attēlos 6.2, 6.3, 6.4 un 6.5 ir parādītas tilpuma izmaiņas pie katras slogošanas un atslogošanas pakāpes. Attēlos var redzēt, kā mainoties slogošanas pakāpei mainās parauga tilpums. Redzama arī sakarība, ka sākumā un beigās tilpuma izmaiņas ir lielākas, bet slogošanas un atslogošanas posma vidū ir vērojams, ka tilpuma izmaiņas ir diezgan vienmērīgas un nelielas.

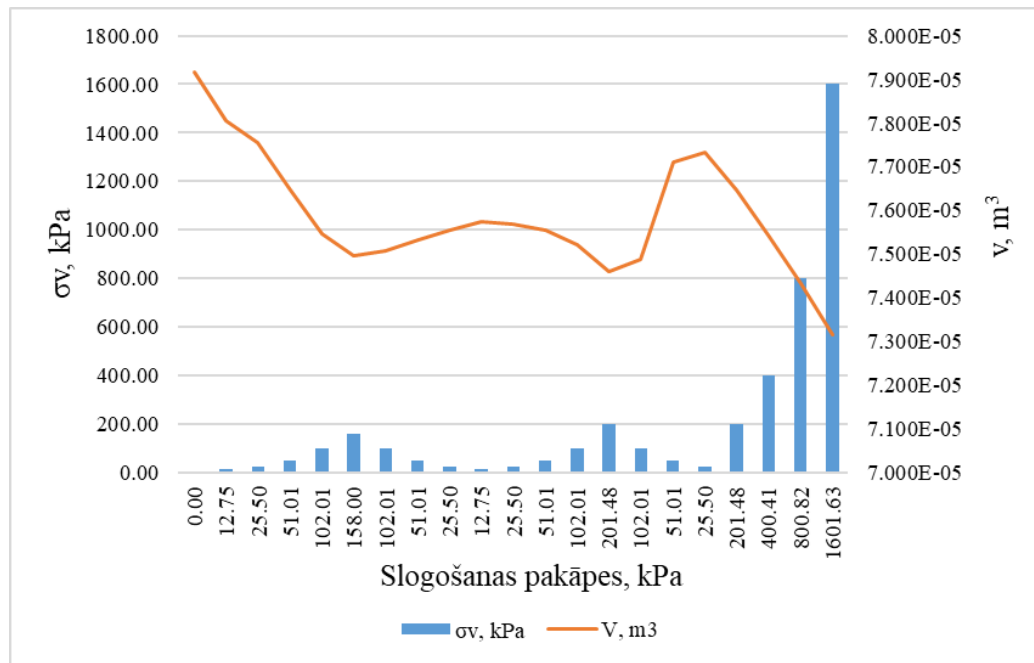
Paraugam Nr.BH-25+847_3 beigu tilpuma izmaiņas uz 0,004 m² laukumu ir 0,0000698 m³, jeb kā ir dots 6.3 tabulā 6,98*10⁻⁵ m³. Paraugam Nr.BH-25+847_7 beigu tilpuma izmaiņas uz 0,004 m² laukumu ir 0,0000678 m³, jeb kā ir dots 6.3 tabulā 6,78*10⁻⁵ m³. Paraugam Nr.BH-25+847_9 beigu tilpuma izmaiņas uz 0,004 m² laukumu ir 0,0000732 m³, jeb kā ir dots 6.3 tabulā 7,32*10⁻⁵ m³. Paraugam Nr.BH-53+364_10 beigu tilpuma izmaiņas uz 0,004 m² laukumu ir 0,0000692 m³, jeb kā ir dots 6.3 tabulā 6,92*10⁻⁵ m³.



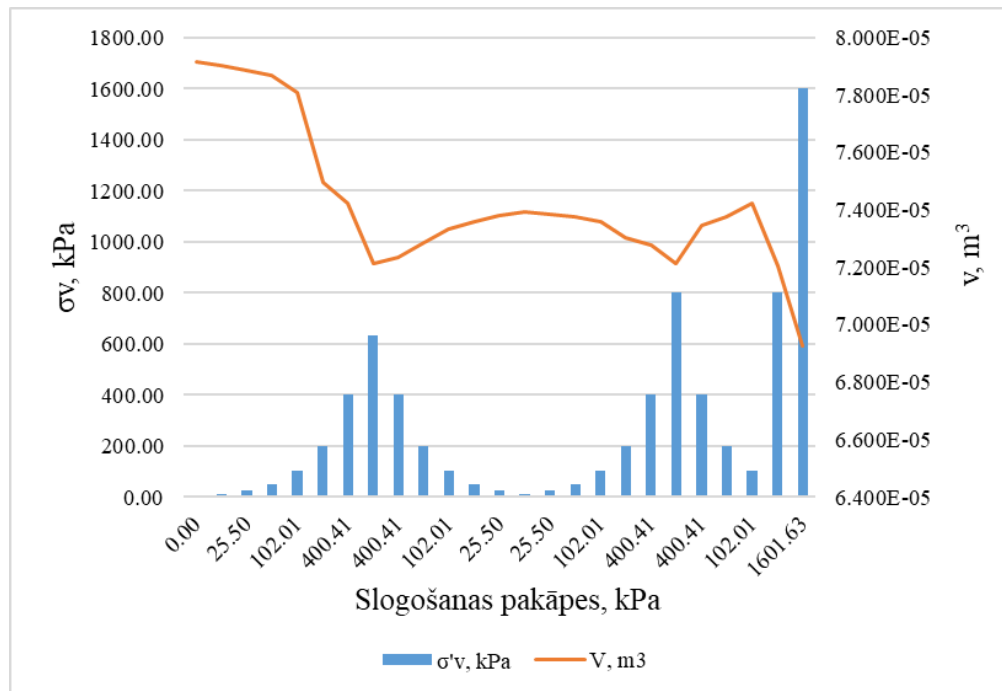
6.3. attēls. Vertikālā sprieguma un tilpuma izmaiņu attiecība paraugam Nr.BH-25+847_7.

Lai gan attēlos 6.4 un 6.5 vidus posmā šīs izmaiņas nav tik lineāras, kā parādīts attēlos 6.2 un 6.3, tomēr saglabājas sakarība, ka parauga slogošanas sākumā un beigās tilpuma izmaiņas ir lielākas. Parauga tilpuma izmaiņas, kas sākumā ir lielākas norāda uz to, ka poru tilpums ir bijis lielāks un ja grunts uzņem papildus slogu tā poras tiek momentāni saspīestas, radot šīs nosacīti lielās tilpuma izmaiņas. Ja runa ir par beigu posmu, tad ja no mazāka pieliktā vertikālā sprieguma pāriet uz 10 reizes lielāku vertikālo spriegumu, kas momentāni izraisa grunts skeleta “šoku”, tad

tilpuma izmaiņas arī būs ievērojami lielākas, jeb pamanāmākas (Cetin 2004). Pielikumā Nr.1 tabulas veidā ir sniegti dati par tilpuma izmaiņām attiecībā pret pielikto vertikālo spriegumu.



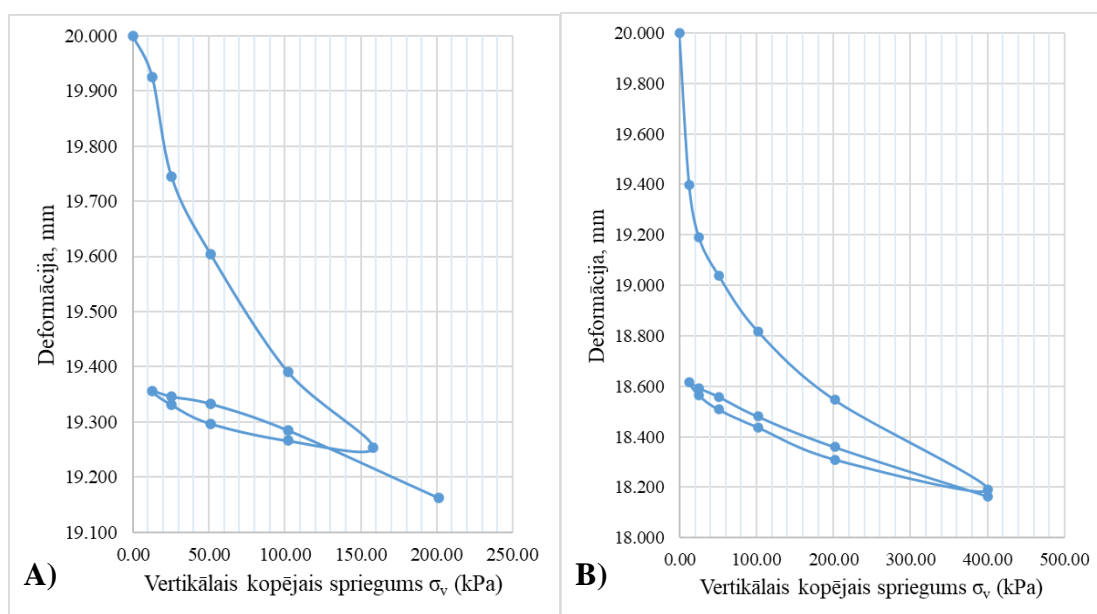
6.4. attēls. Vertikālā sprieguma un tilpuma izmaiņu attiecība paraugam Nr.BH-25+847_9.



6.5. attēls. Vertikālā sprieguma un tilpuma izmaiņu attiecība paraugam Nr.BH-53+364_10.

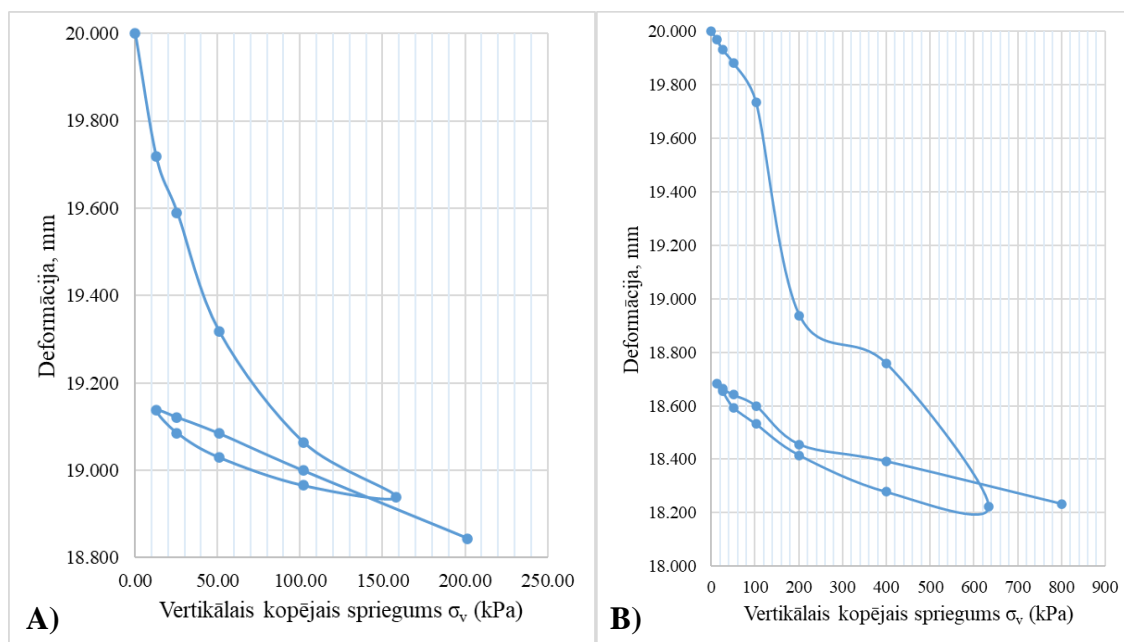
Paraugu traucētība

Pētījumā izmantotajiem paraugiem tika noteikta paraugu traucētība, kas sniedz informāciju par to, kādas izmaiņas notikušas paraugam, kad tas tiek iegūts paraugošanas laikā un transportēts uz laboratoriju. Pielikumā Nr.2 tabulas veidā ir sniegta informācija par datiem, kādi tika izmantoti traucētības līknes konstruēšanā. Sākotnēji paraugu slogo līdz aprēķinātajam *in situ* stāvoklim un tad to atslogo līdz pirmajai vertikālā sprieguma vērtībai un atkal pakāpeniski to slogojot tiek iegūta paraugu traucētība (5.1.5. nodaļa, 5.8. attēls). *In situ* sprieguma vērtības katram paraugam ir sekojošas – paraugam Nr.BH-25+847_3 un Nr.BH-25+847_9 tās ir 158 kPa (5.2. tabula), paraugam Nr.BH-25+847_7 tā ir 400 kPa (5.3. tabula), bet paraugam Nr.BH-53+364_10 tā ir 633 kPa (5.4. tabula). Balstoties uz šo var iegūt, kāda ir traucētības starpība, kas tad arī ir šīs izmaiņas. Ņemot vērā deformācijas izmaiņas, katrai slogošanas pakāpei tika iegūts sekojošas traucētības vērtības, katram paraugam: Nr.BH-25+847_3 tā ir 0,644 mm, bet paraugam Nr.BH-25+847_7 tā ir 1,383 mm (6.6. attēls).



6.6. attēls. Parauga traucētības noteikšana paraugiem: A) paraugs Nr.BH-25+847_3 un B) paraugs Nr.BH-25+847_7.

Attiecīgi paraugam Nr.BH-25+847_9 šīs traucētības izmaiņas ir 0,863 mm, bet paraugam Nr.BH-53+364_10 tā ir 1,318 mm (6.7. attēls). Tātad, vislielākās traucētības izmaiņas ir vērojamas paraugam Nr.BH-25+847_7 un Nr.BH-53+364_10.

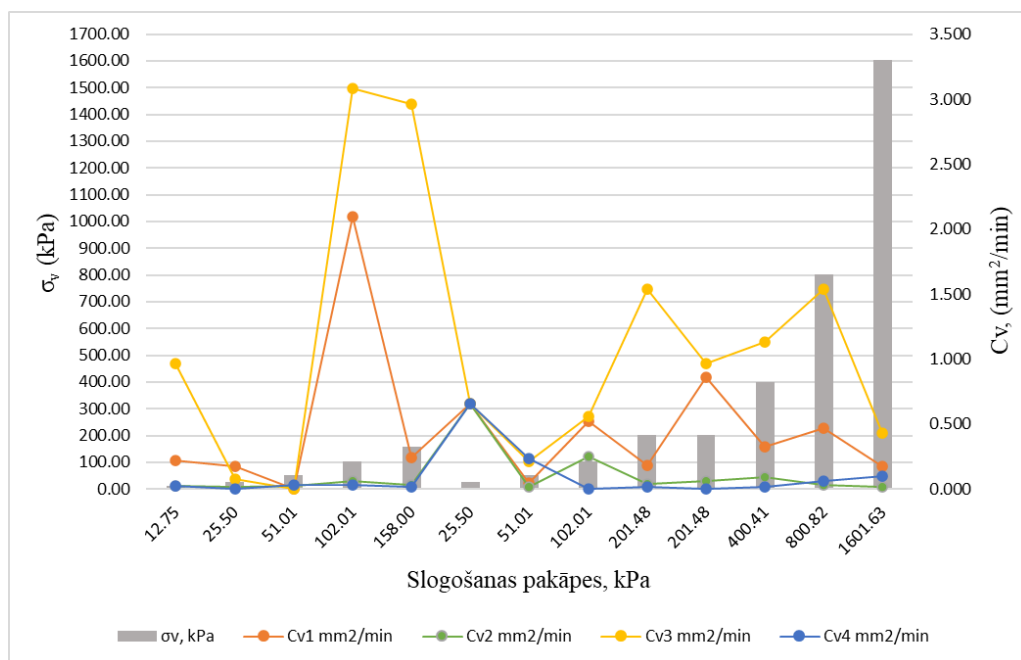


6.7. attēls. Parauga traucētības noteikšana paraugiem: A) paraugs Nr.BH-25+847_9 un B) paraugs Nr.BH-53+364_10.

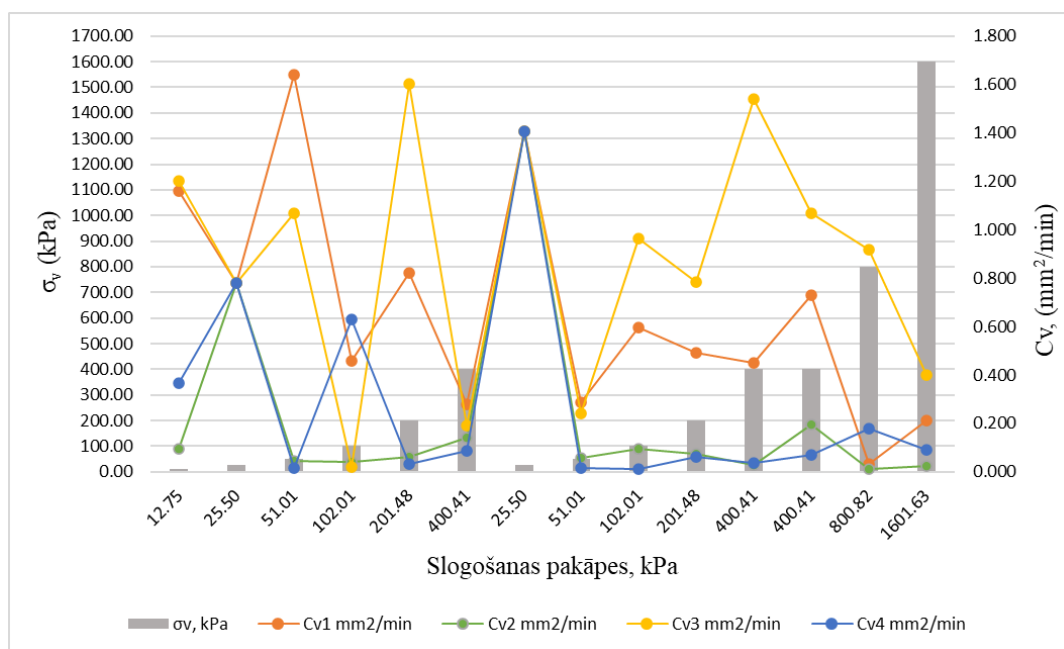
Konsolidācijas koeficienta un pirmskonsolidācijas sprieguma vērtības

5.3. nodaļā tika aprakstīts, ka c_v noteikšanai tika izmantotas 4 metodes – logaritma - laika metode, kvadrātsaknes laika metode, agrīnās stadijas logaritma - laika metode un hiperbolu metode. Katrai slogošanas pakāpei tika izmantotas visas 4 c_v noteikšanas metodes. Attēlos no 6.8 līdz 6.11 ir parādītas konsolidācijas koeficienta vērtības c_v , pie katras slogošanas pakāpes σ_v . Parasti lielākās c_v vērtības tiek iegūtas, izmantojot agrīnās stadijas logaritma – laika metodi, bet vismazākās c_v vērtības tiek iegūtas, izmantojot vai nu kvadrātsaknes laika metodi, vai hiperbolu metodi. Tieši šāda situācija ir redzama attēlos 6.8, 6.9, 6.10 un 6.11. Paraugam Nr.BH-25+847_3 un paraugam Nr. BH-25+847_9 no katras c_v noteikšanas metodes tika iegūtas 13 c_v vērtības (kopā 52), paraugam Nr. BH-25+847_7 pēc katras metodes tika iegūtas 14 c_v vērtības (kopā 56), bet paraugam Nr.BH-53+364_10 pēc katras metodes tika iegūtas 15 c_v vērtības (kopā 60).

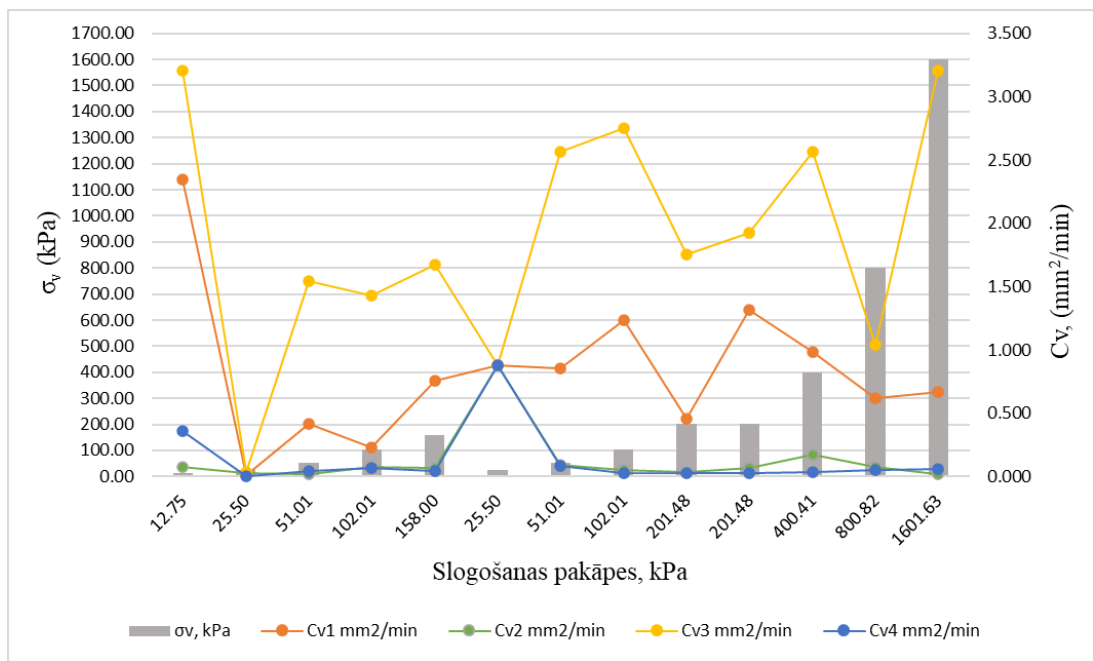
Visiem paraugiem pie atkārtotas 25,50 kPa slogošanas ir vērojama sakarība, kur deformācijas izmaiņas pie dotās pakāpes ir bijusi nemainīga un tādējādi arī c_v vērtības pēc visām šīm metodēm ir vienādas. Ja pie kādas no slogošanas pakāpēm nenotiek deformācijas izmaiņas, tad šī deformācijas vērtība tiek pieņemta par c_v vērtību. Papildus jāpiebilst, ka attēlā 6.11 pie atkārtotas slogošanas pakāpes 51,01 kPa arī nav vērojamas deformācijas izmaiņas, kas rezultatīvi dod vienādu c_v vērtību pie visām 4 metodēm.



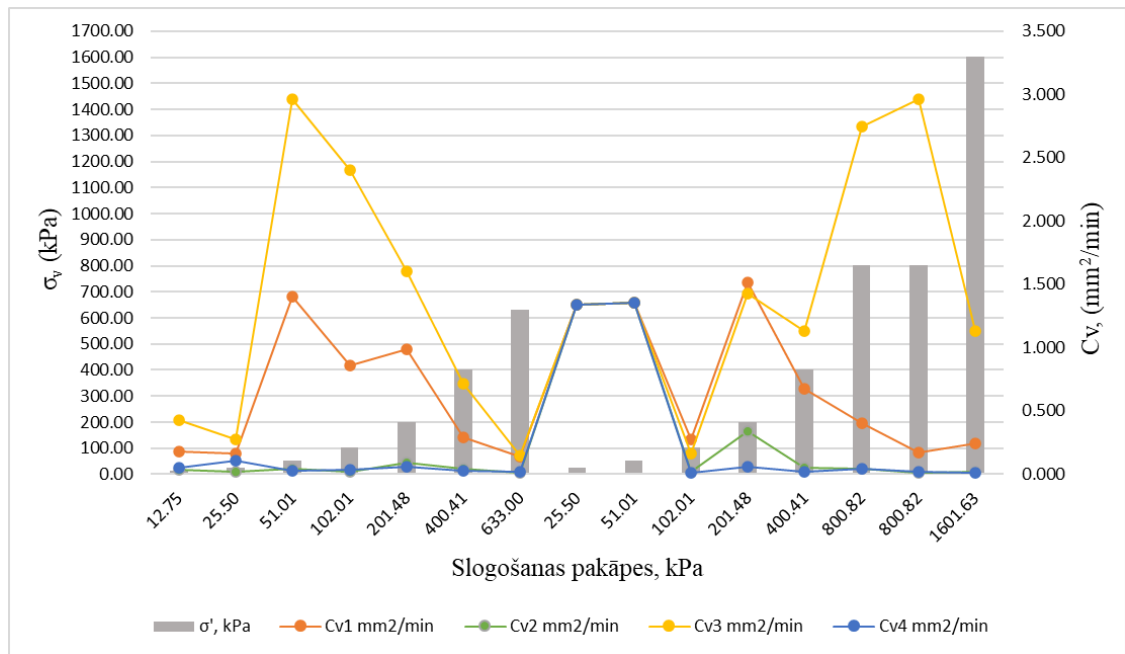
6.8. attēls. Konsolidācijas koeficienta vērtības attiecībā pret pielikto vertikālo spriegumu paraugam Nr.BH-25+847_3. Apzīmējumi: Cv₁ -logaritma-laika metode, Cv₂ -kvadrātsaknes laika metode, Cv₃ -agrīnās stadijas logaritma - laika metode, Cv₄ -hiperbolas metode.



6.9. attēls. Konsolidācijas koeficienta vērtības attiecībā pret pielikto vertikālo spriegumu paraugam Nr.BH-25+847_7. Apzīmējumi: Cv₁ -logaritma-laika metode, Cv₂ -kvadrātsaknes laika metode, Cv₃ -agrīnās stadijas logaritma - laika metode, Cv₄ -hiperbolas metode.



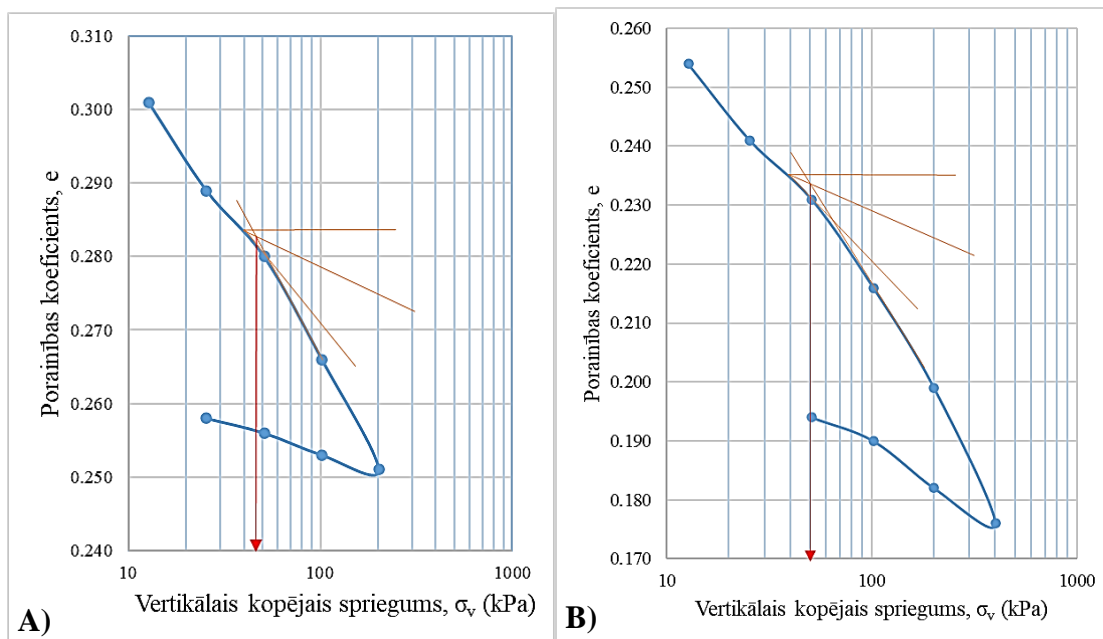
6.10. attēls. Konsolidācijas koeficienta vērtības attiecībā pret pielikto vertikālo spriegumu paraugam Nr.BH-25+847_9. Apzīmējumi: Cv_1 -logaritma-laika metode, Cv_2 -kvadrātsaknes laika metode, Cv_3 -agrīnās stadijas logaritma - laika metode, Cv_4 -hiperbolu metode.



6.11. attēls. Konsolidācijas koeficienta vērtības attiecībā pret pielikto vertikālo spriegumu paraugam Nr.BH-53+364_10. Apzīmējumi: Cv_1 -logaritma-laika metode, Cv_2 -kvadrātsaknes laika metode, Cv_3 -agrīnās stadijas logaritma - laika metode, Cv_4 -hiperbolu metode.

Pētījumā izmantotajiem paraugiem tika noteikta pirmskonsolidācijas sprieguma vērtība, jeb pagātnes maksimālais efektīvais spriegums, kāds uz to ir darbojies (5.2. nodaļa). Paraugiem ar Nr.BH-25+847_3, Nr.BH-25+847_7, un Nr.BH-25+847_9, kas tika iegūti Vidzemes piekrastes teritorijā pirmskonsolidācijas sprieguma vērtības ir zemākas (6.12 (A, B) un 6.13 (A) attēls), salīdzinot ar Metsapoles līdzenumā iegūto paraugu Nr.BH-53+364_10, kuram pirmskonsolidācijas sprieguma vērtība ir salīdzinoši lielāka (6.13 (B) attēls).

Paraugam Nr.BH-25+847_3 pirmskonsolidācijas sprieguma vērtība σ_p ir 47 kPa, paraugam Nr.BH-25+847_7 pirmskonsolidācijas sprieguma vērtība σ_p ir 50 kPa, paraugam Nr.BH-25+847_9 tā ir 30 kPa, bet paraugam Nr.BH-53+364_10 tā attiecīgi ir 108 kPa. Ja pirmskonsolidācijas sprieguma vērtības salīdzina ar *in situ* sprieguma vērtībām, tad *in situ* vērtības ir ievērojami lielākas par grafiski noteikto σ_p vērtību.

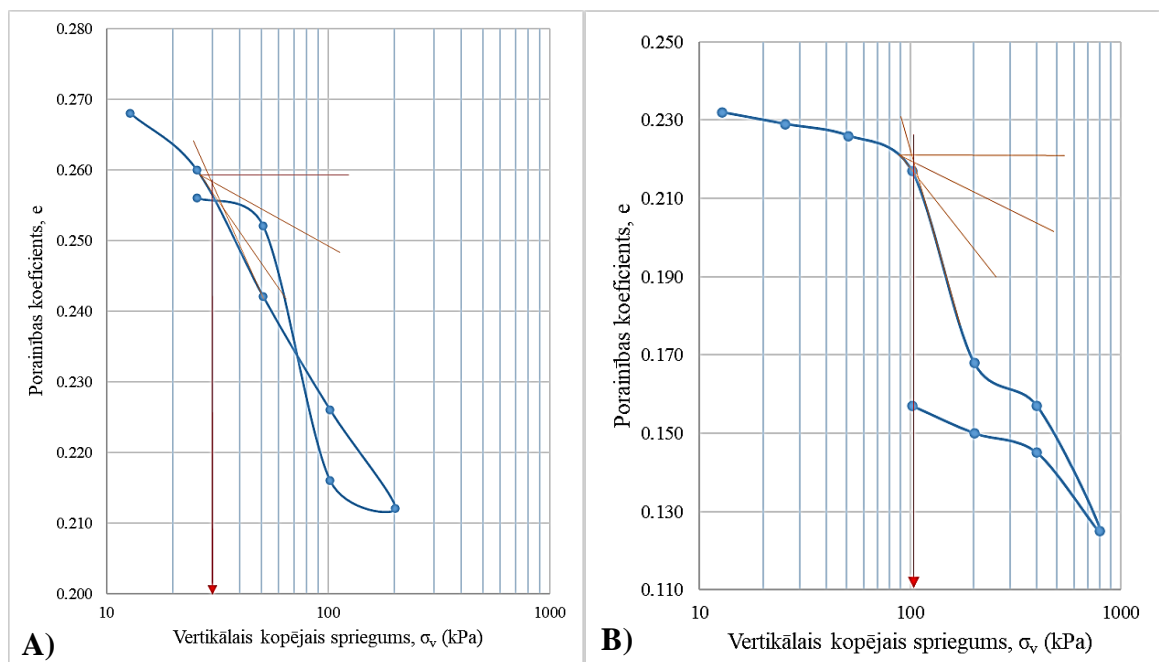


6.12. attēls. Saspiežamības līknes e - $\log \sigma_v$; A) paraugam Nr. BH-25+847_3 un B) paraugam Nr. BH-25+847_7.

Attēlos 6.12 un 6.13 papildus var novērot sakarību – vertikālā sprieguma pieauguma laikā (slogošanas posmā) porainības koeficienta vērtības samazinās, turpretim, ja vertikālā sprieguma pieaugums samazinās uz paraugu (atslogošanas posmā), tad porainības koeficienta vērtības palielinās. Jāpiebilst tas, ka paraugu slogojot un pēc tam atslogojot, tas nekad neiegūs atpakaļ

sākotnējo stāvokli, ko ļoti labi arī parāda iepriekš jau pieminētie paraugu traucētības grafiki (skat. attēlus 6.6 un 6.7).

Papildu akcents ir liekams uz 6.13(A) attēlu, kur kā redzams, ka pie vienas un tās pašas vertikālā sprieguma vērtības 51,01 kPa porainības koeficienta vērtība atslogošanas posmā ir lielāka par sākotnējās slogošanas līknes porainības koeficientu. Pielikumā Nr.3 tabulas veidā ir parādītas vertikālā sprieguma un porainības koeficienta vērtības, kādas tika izmantotas konstruējot saspiežamības līknes.



6.13. attēls. Saspiežamības līknes e - $\log \sigma_v$; A) paraugam Nr. BH-25+847_9 un B) paraugam Nr. BH-53+364_10.

No visiem konsolidācijas koeficientiem, kas iegūti no četrām jau iepriekš minētajām metodēm, modelēšanā par pamatu tika izmantotas tādas c_v vērtības, kas iegūtas pie *in situ* spriegumiem (spriegums, kāds ir darbojies uz grunti dabā). Izrietot no šī tālāk tika proporcionāli aprēķināti spriegumi un c_v vērtības uzbērumam, kurā ietilpst (zemes klātne, subbalasts, balasts un sliežu ceļa klātne) un dzelzceļa ritošajai daļai (gan pie statiskas (S), gan pie dinamiskas (D) slodzes). Aprēķinātās sprieguma un konsolidācijas koeficienta vērtības, katram paraugam ir parādītas 6.4 tabulā, bet tabulā 6.5 ir sniegtas vērtības, kas raksturo grunts modeli katram paraugam. Abās tabulās dotie parametri nosaka to kāda būs vispārējā grunts pretestība pret

uzbērumu. Pētījumā izmantoto paraugu visas iegūtās konsolidācijas koeficienta vērtības, katrai sloģošanas pakāpei ir atspoguļotas pielikumā Nr.4.

6.4. tabula

Modelēšanā izmantotās konsolidācijas koeficienta vērtības.

Paraugs Nr.BH-25+847_3					
	σ_v , kPa	Cv_1 , mm ² /d	Cv_2 , mm ² /d	Cv_3 , mm ² /d	Cv_4 , mm ² /d
<i>in situ</i>	158.00	354.240	44.640	4265.280	27.360
<i>in situ</i> + uzbērums	198.58	445.221	56.105	5360.755	34.387
<i>in situ</i> + uzbērums + vilciens (S) stāvoklī	443.83	523.538	143.654	1806.844	27.135
<i>in situ</i> + uzbērums + vilciens (D) stāvoklī	505.14	595.859	163.498	2056.439	30.883
Paraugs Nr.BH-25+847_9					
	σ_v , kPa	Cv_1 , mm ² /d	Cv_2 , mm ² /d	Cv_3 , mm ² /d	Cv_4 , mm ² /d
<i>in situ</i>	158.00	1091.520	95.040	2410.560	61.920
<i>in situ</i> + uzbērums	198.58	1371.861	119.450	3029.677	77.823
<i>in situ</i> + uzbērums + vilciens (S) stāvoklī	443.83	1572.210	276.134	4097.322	52.673
<i>in situ</i> + uzbērums + vilciens (D) stāvoklī	505.14	1789.392	314.279	4663.320	59.949
Paraugs Nr.BH-25+847_7					
	σ_v , kPa	Cv_1 , mm ² /d	Cv_2 , mm ² /d	Cv_3 , mm ² /d	Cv_4 , mm ² /d
<i>in situ</i>	400.41	398.880	200.160	277.920	122.400
<i>in situ</i> + uzbērums	440.99	439.305	220.445	306.086	134.805
<i>in situ</i> + uzbērums + vilciens (S) stāvoklī	686.24	683.618	343.043	476.311	209.774
<i>in situ</i> + uzbērums + vilciens (D) stāvoklī	747.55	744.694	373.691	518.866	228.516
Paraugs Nr.BH-53+364_10					
	σ_v , kPa	Cv_1 , mm ² /d	Cv_2 , mm ² /d	Cv_3 , mm ² /d	Cv_4 , mm ² /d
<i>in situ</i>	633.00	201.600	14.400	213.120	33.120
<i>in situ</i> + uzbērums	673.58	214.524	15.323	226.783	35.243
<i>in situ</i> + uzbērums + vilciens (S) stāvoklī	918.83	287.482	76.001	4543.551	66.088
<i>in situ</i> + uzbērums + vilciens (D) stāvoklī	980.14	306.666	81.072	4846.725	70.498

Ja gruntī esošais, piemēram, paraugam Nr.BH-25+847_3 *in situ* spriegums ir 158 kPa (skat. tab. 6.4) un ja papildus uz grunti tiek uzlikta slodze, ko rada uzbērums, tad kopējais spriegums šajā gadījumā, kā parādīts 6.4 tabulā ir 198,58 kPa. Toties, ja šim pašam paraugam tiek ņemta vērā uz

uzbēruma novietotā ritošā daļa statiskā stāvoklī, tad šis radītais spriegums uz grunti attiecīgi ir vēl lielāks, kas ir 443,83 kPa, bet dinamiskā stāvoklī spriegums, kas tiek radīts uz grunti ir 505,14 kPa. Līdzīga situācija ir vērojama arī pārējos trīs paraugos Nr.BH-25+847_7, Nr. BH-25+847_9 un Nr.BH-53+364_10. Ja apskata c_v vērtības jebkuram 6.4 tabulā dotajam paraugam, tad var redzēt, ka lielāks spriegums uz grunti nenosaka to, ka šai c_v vērtībai būtu jābūt attiecīgi lielākai, respektīvi, pie lielākas sprieguma vērtības c_v vērtība var būt mazāka, nekā pie mazākas sprieguma vērtības un otrādi.

6.5. tabula

Grunts raksturojošie parametri

Parauga Nr.	BH-25+847_3	BH-25+847_7	BH-25+847_9	BH-53+364_10
B-bar	0.25	0.22	0.40	0.42
mv, m²/kN	7.20E-05	7.40E-05	3.90E-05	7.80E-05
γ, kN/m³	23.25	22.72	22.93	23.20

Kā var redzēt 6.5 tabulā Skemptonā koeficients *B-bar*, katram paraugam ir atšķirīgs, kas ir atkarīgs no grunts piesātinājuma pakāpes *S* % (S_f , %). Tiek noteikts pēc 5. nodaļā norādītā 5.21 attēla. Paraugam Nr.BH-25+847_3 pie piesātinājuma pakāpes vērtības 82,88 %, *B-bar* ir 0,25. Paraugam Nr.BH-25+847_7 pie piesātinājuma pakāpes vērtības 80,92 %, *B-bar* ir 0,22. Paraugam Nr.BH-25+847_9 pie piesātinājuma pakāpes vērtības 90,29 %, *B-bar* ir 0,40. Paraugam Nr.BH-53+364_10 pie piesātinājuma pakāpes vērtības 91,28 %, *B-bar* ir 0,42.

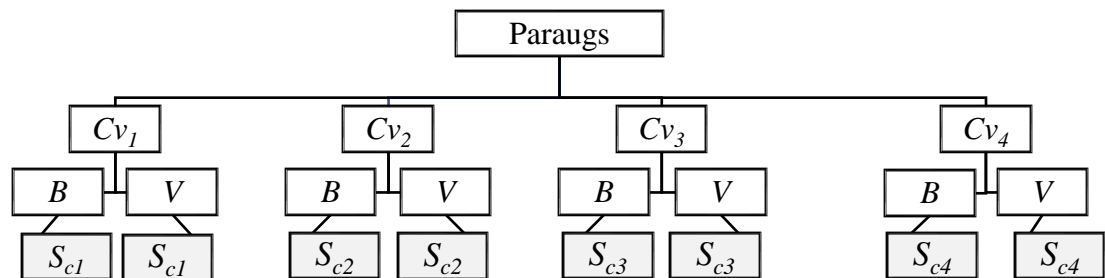
Katram paraugam noteikts summārais beigu tilpuma izmaiņu koeficients *m_v*. Paraugam Nr.BH-25+847_3 tas ir 0,000072 m²/kN, paraugam Nr.BH-25+847_7 - 0,000074 m²/kN, paraugam Nr.BH-25+847_9 - 0,000039 m²/kN, bet paraugam Nr.BH-53+364_10 tas ir 0,000078 m²/kN.

Aprēķināts arī piesātinātas grunts īpatnējais svārs γ pēc formulas (5.13), kur paraugam Nr.BH-25+847_3 tie ir 23,25 kN/m³, paraugam Nr.BH-25+847_7 – 22,72 kN/m³, paraugam Nr.BH-25+847_9 – 22,93 kN/m³, bet paraugam Nr.BH-53+364_10 tie ir 23,20 kN/m³.

6.3. Iegūtie konsolidācijas sēšanās rezultāti pēc *Settle3* modelēšanas programmas

Izmantojot *Settle3* modelēšanas programmu tika iegūtas primārās konsolidācijas sēšanās vērtības *S_c*, cm (6.6, 6.7, 6.8 un 6.9 tabula). Šīs vērtības atspoguļo to, kāda ir grunts sēšanās dinamika zem uzbēruma, gan pie statiskas, gan arī pie dinamiskas slodzes, ko papildus ietekmē uz uzbēruma pieliktā ritošā daļa (vilciens). Katram paraugam izmantotas divas dažādas sprieguma sadalījuma metodes – Businesska (*B*) un Vestergarda (*V*). Rezultātā, pie četrām c_v vērtībām, katram

pētījumā izmantotajam paraugam, iegūstot divas dažādas grunts konsolidācijas sēšanās vērtības (attēls 6.14).



6.14. attēls. Konsolidācijas sēšanās vērtību iegūšanas shēma katram paraugam (autore izveidota shēma).

Tabulās 6.6, 6.7, 6.8 un 6.9, katram paraugam ir parādīta konsolidācijas sēšanās S_c (cm) laikā T , kas izteikta dienās (d). S_c noteikta katram uzbēruma posmam, kur katrs no posmiem pēc laika tiek summēts klāt, iegūstot kopējo grunts konsolidācijas sēšanos. Grunts sēšanās tiek skatīta sekojoši – zemes klātne pēc 7 dienām, zemes klātne ar subbalastu pēc 30 dienām, zemes klātne ar subbalastu un balastu pēc 60 dienām, zemes klātne ar subbalastu, balastu un sliežu ceļa klātne pēc 90 dienām. Pēc šīm iepriekš minētajām 90 dienām tiek skatīta grunts sēšanās, kad slodzi papildus rada vilciens statiskā stāvoklī 0 km/h, kā arī vilciens, kas rada slodzi dinamiskā kustībā pie 200 km/h. Attiecīgi kopējā, jeb maksimālā grunts konsolidācijas sēšanās tiek noteikta tad, kad uz uzbēruma tiek uzlikts vilciena svars, sniedzot divas dažādas maksimālās S_c vērtības, kādas ir parādītas tabulās 6.6, 6.7, 6.8 un 6.9.

Paraugi Nr.BH-25+847_3

Pirmais, ko var novērot, ka pēc Businesska metodes S_c vērtības ir augstākas, nekā tās ir iegūtas pēc Vestergarda metodes. Šādu pašu sakarību var redzēt arī pie pārējiem paraugiem. Arī literatūrā tiek minēts, ka pēc Businesska metodes tiek iegūtas lielākas sēšanās vērtības, salīdzinot ar Vestergarda metodi (skat. 6.6 tabulu). S_{c1} un S_{c2} vērtību atšķirība uzbērumam starp metodēm vidēji veido 0,143 cm, pie S_{c3} tā veido 0,145 cm, bet pie S_{c4} tā veido vidēji 0,142 cm. Bet ja uzbērumu skatās kopā ar vilcienu, kurš ir statiskā stāvoklī tad abu metožu starpība pie S_{c1} un S_{c4} veido 0,710 cm, bet pie S_{c2} un S_{c3} veido 0,720 cm atšķirību. Skatoties uzbērumu kopā ar vilcienu, kas ir dinamiskā stāvoklī tad visām $S_{c1,2,3,4}$ vērtību starpība ir 0,780 cm. Papildus var redzēt, ka

konsolidācijas sēšanās vērtības, ko rada zemes klātne pēc 7 dienām pēc Businesska metodes tās ir vienādas – 0,375 cm un līdzīga situācija ir vērojama arī pēc Vestergarda metodes – 0,266 cm.

Maksimālā konsolidācijas sēšanās pēc Businesska metodes S_{c1} un S_{c2} vērtība ar vilcienu statiskā stāvoklī veido 2,930 cm, S_{c3} tā ir 2,960 cm, bet S_{c4} tā veido 2,210 cm. Turklāt ja analizē konsolidācijas sēšanos, kad vilciens ir dinamiskā stāvoklī (pēc Businesska), tad maksimālās vērtības ir sekojošas - S_{c1} tā veido 3,520 cm, S_{c2} un S_{c4} tās ir 3,510 cm, bet S_{c3} tā veido 3,540 cm. Salīdzinot kāda ir maksimālā konsolidācijas sēšanās starpība starp dinamisku un statisku stāvokli, tad šī vērtību starpība ir sekojoša (pēc Businesska) - S_{c1} un S_{c4} tā veido 0,590 cm atšķirību, bet S_{c2} un S_{c3} atšķirība ir 0,580 cm.

Ja analizē iepriekš minētos parametrus pēc Vestergarda metodes, tad tie ir sekojoši: maksimālā konsolidācijas sēšanās S_{c1} ar vilcienu statiskā stāvoklī ir 2,220 cm, S_{c2} un S_{c4} vērtība ir 2,210 cm, bet S_{c3} tā ir 2,240 cm. Kad vilciens ir dinamiskā stāvoklī, tad maksimālās vērtības S_{c1} ir 2,740 cm, S_{c2} un S_{c4} vērtība ir 2,730 cm, bet S_{c3} tā ir 2,760 cm. Maksimālā konsolidācijas sēšanās starpība starp dinamisku un statisku stāvokli visiem S_c vērtību starpība ir vienāda, kas ir 0,520 cm.

6.6 tabula

Primārās konsolidācijas sēšanās vērtības.

Paraug Nr.BH-25+847_3									
Uzbērums	T, d	S_{c1} , cm		S_{c2} , cm		S_{c3} , cm		S_{c4} , cm	
		metode		metode		metode		metode	
		B	V	B	V	B	V	B	V
zemes klātne	7	0.375	0.266	0.375	0.266	0.375	0.266	0.375	0.266
ar subbalastu	30	0.461	0.330	0.458	0.327	0.473	0.341	0.457	0.327
ar balastu	60	0.531	0.375	0.526	0.370	0.552	0.393	0.525	0.370
ar sliežu ceļa klātni	90	0.603	0.427	0.595	0.420	0.631	0.451	0.594	0.419
ar vilcienu pie (S) stāvokļa	90 (S)	2.930	2.220	2.930	2.210	2.960	2.240	2.920	2.210
ar vilcienu pie (D) stāvokļa	90 (D)	3.520	2.740	3.510	2.730	3.540	2.760	3.510	2.730

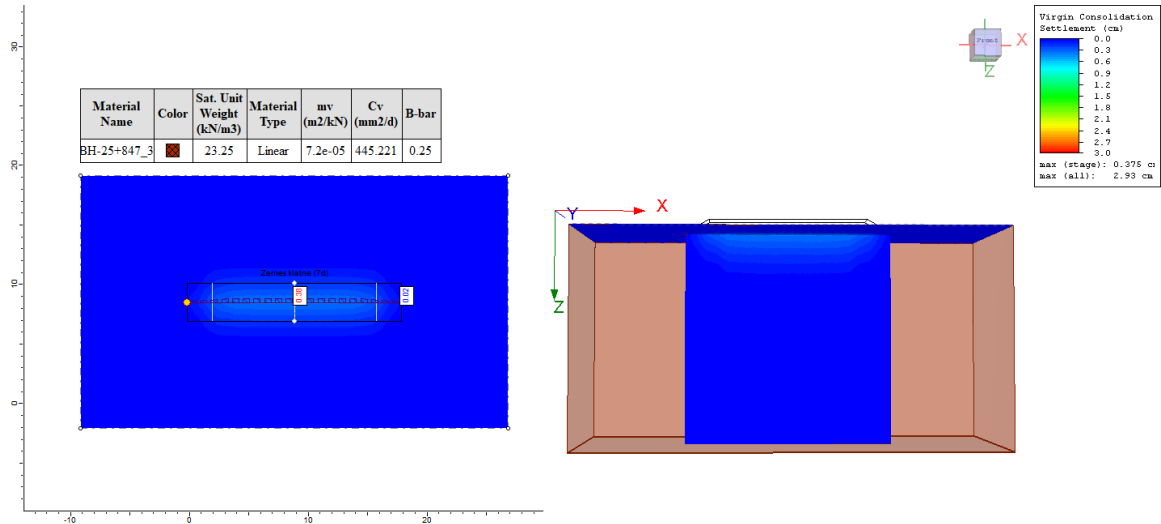
Lai uzskatāmāk vizualizētu konsolidācijas sēšanos, papildus tika izveidoti parauga Nr.BH-25+847_3 modeļi visiem S_{c1} posmiem pēc Businesska metodes, bet pēc Vestergarda metodes ar modeļiem ir attēlotas maksimālās konsolidācijas sēšanās, kas ir pie statiska vilciena stāvokļa un pie dinamiska, no kuriem šīs vērtības arī tika nolasītas.

Pēc Businesska metodes

Attēlā 6.15 ir dota tabulas veidā informācija par grunts ievades parametriem, kas tika minēti jau iepriekš (skat. tabulu 6.5). Var arī redzēt primārās konsolidācijas sēšanās krāsu skalu, kur attēlotas vērtības par cik noslogo grunti zemes klātne, kas ir 0,375 cm un redzama arī ir maksimālā

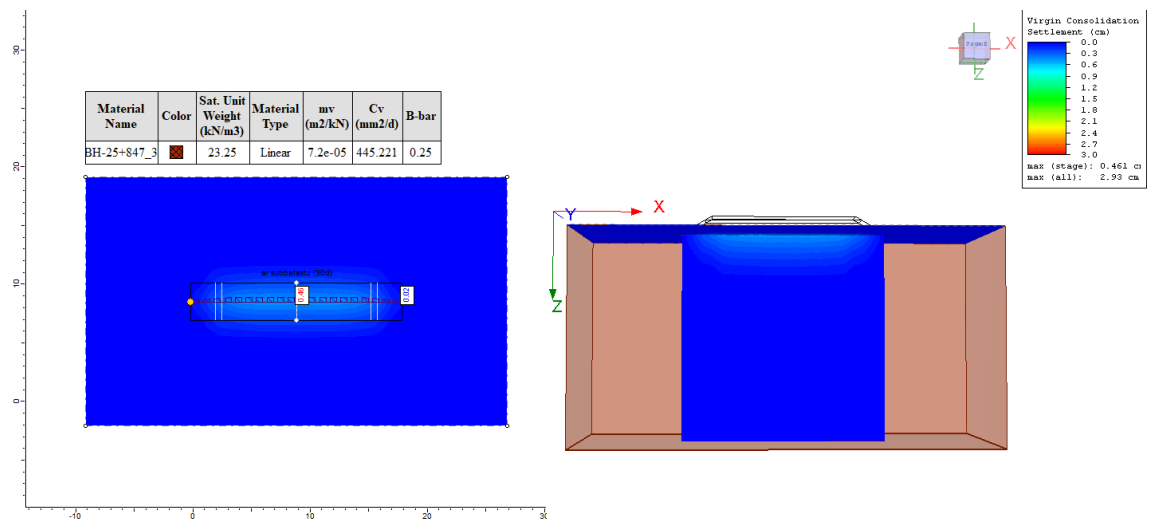
vērtība, par cik nosēžas grunts kopumā pēc šīm 90 dienām. Pa kreisi attēlā var redzēt plāna skatu skatoties no augšas, bet pa labi var redzēt, kā grunts tiek ietekmēta, kad tiek sākotnēji uzlikta zemes klātne.

Šajā un citos gadījumos kopējais laukums, ko veido zemes klātne ir $57,6 \text{ m}^2$, jo platums (horizontālā virzienā) veido 18 m, bet garums (vertikālā virzienā) veido 3,2 m. Platums tika noteikts pēc *Rail Baltica* uzbērums tehniskajiem datiem (Systra group 2018), bet garums tas ir lielums, kas šajā gadījumā var mainīties, jo grunts konsolidācija tiek skatīta šķērsgriezumā.



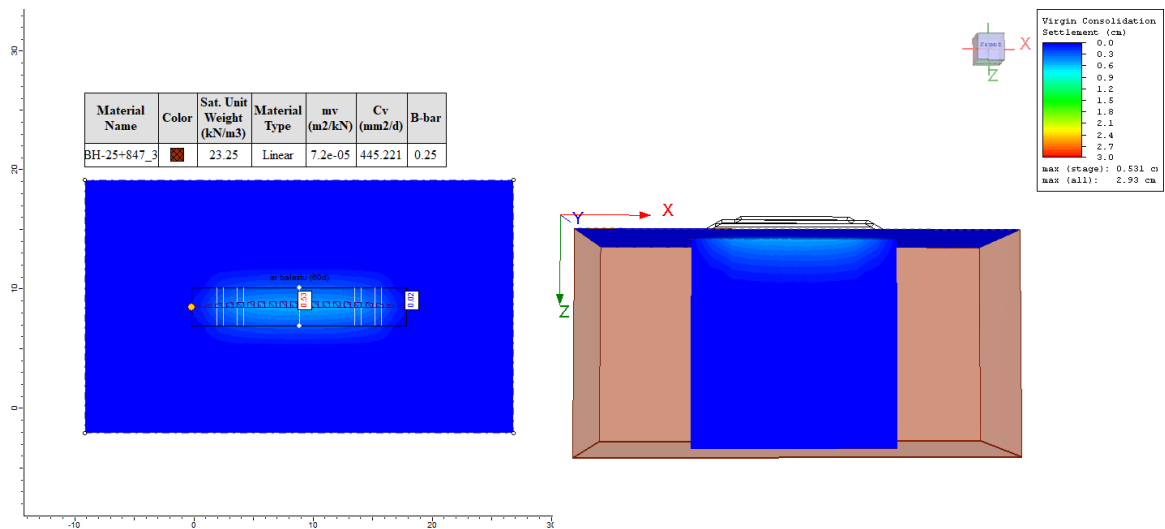
7.15. attēls. Grunts konsolidācijas sēšanās, ko ietekmē zemes klātne.

Virsū zemes klātnei tiek likts subbalasts, kura vērtība kopā ar zemes klātņi veido $0,461 \text{ cm}$ grunts konsolidācijas sēšanos (attēls 6.16), ko arī var apskatīt tabulā 6.6. Starp attēliem 6.15 un 6.16 minimāli var redzēt S_c izmaiņas.



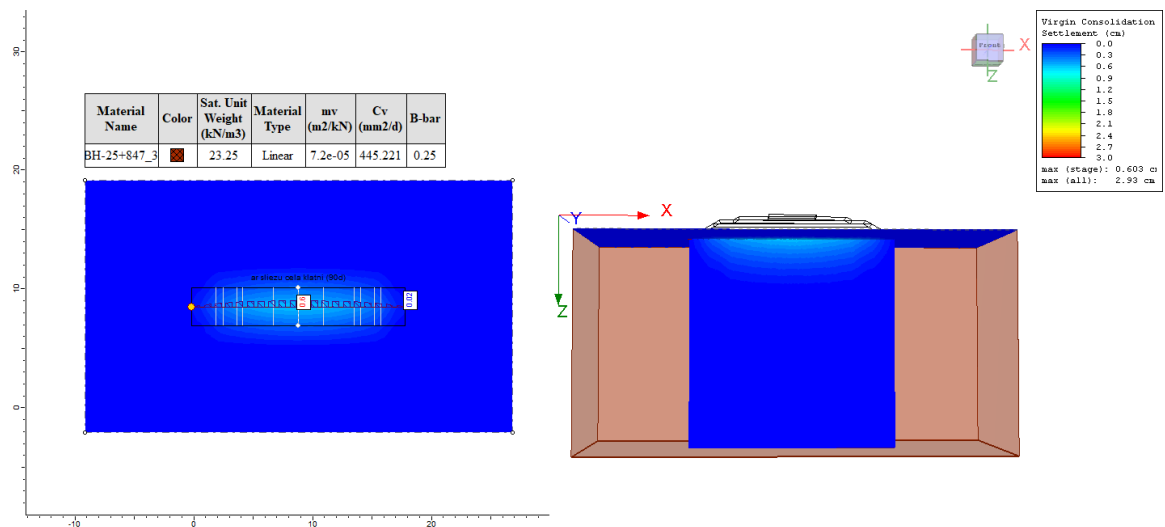
6.16. attēls. Grunts konsolidācijas sēšanās, ko ietekmē zemes klātne kopā ar subbalastu.

Subbalastam tiek likts virsū balasts, kur grunts konsolidācijas sēšanās vērtība kopā ar zemes klātņi un subbalastu veido 0,531 cm. Starp attēliem 6.15 un 6.17 var redzēt jau lielākas S_c izmaiņas.



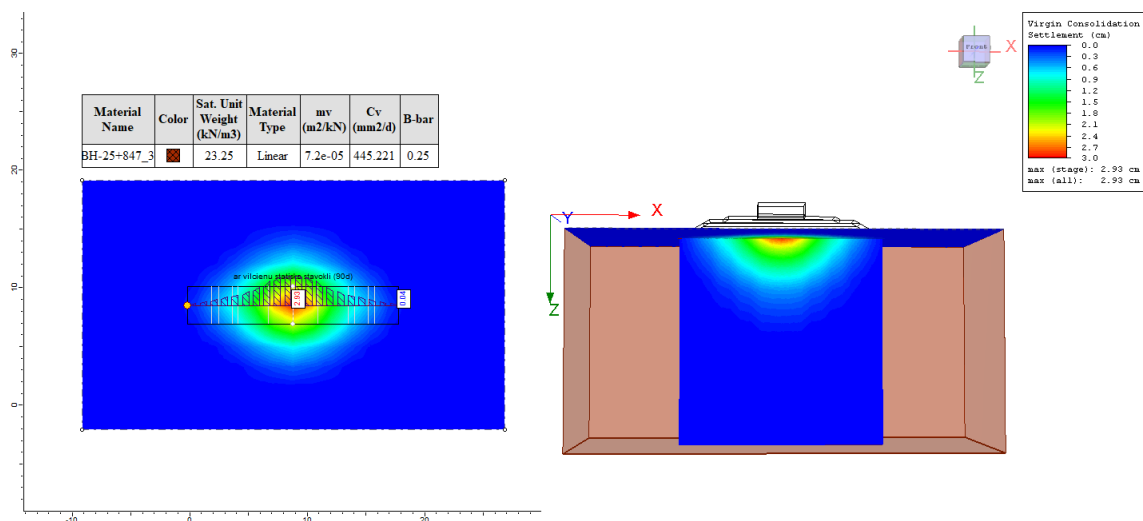
6.17. attēls. Grunts konsolidācijas sēšanās, ko ietekmē zemes klātne kopā ar subbalastu un balastu.

Tālāk uz balastu jau tiek likta virsū sliežu ceļa klātne, kur grunts konsolidācijas sēšanās vērtība kopā ar zemes klātņi, subbalastu un balastu veido 0,603 cm.



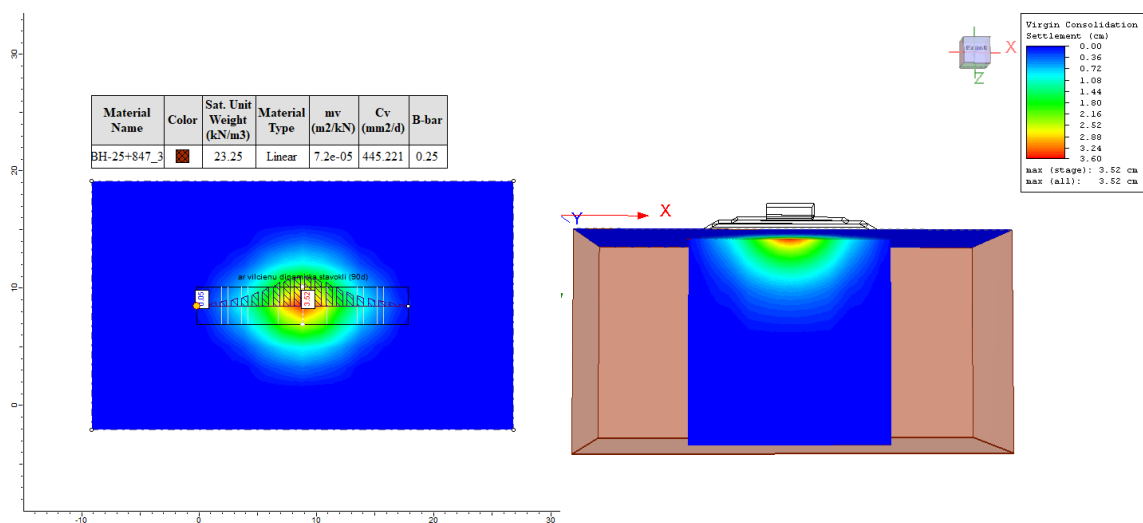
6.18. attēls. Grunts konsolidācijas sēšanās, ko ietekmē zemes klātne kopā ar subbalastu, balastu un sliežu ceļa klātņi.

Visbeidzot virs sliežu ceļa klātnes tiek modelēts vilciena radītais spriegums uz grūti un uz uzbērumu, kad tas ir statiskā stāvoklī (attēls 6.19). Tā radītā maksimālā grūti konsolidācijas sēšanās ir 2,93 cm pēc 90 dienām. Attēls parāda arī to, ka attālāk no centra (uz sāniem) un dziļumā grūti sēšanās ietekme nav tik liela kā tā ir centrā, jo lielākā slodze tomēr tiek koncentrēta centrālajā daļā.



6.19. attēls. Grūti konsolidācijas sēšanās, ko ietekmē zemes klātne kopā ar subbalastu, balastu, sliežu ceļa klātņi un vilcienu statiskā stāvoklī.

Šajā gadījumā (attēls 6.20) virs sliežu ceļa klātnes tiek modelēts vilciena radītais spriegums uz grūti un uz uzbērumu, kad tas ir dinamiskā stāvoklī. Tā radītā maksimālā grūti konsolidācijas sēšanās ir 3,52 cm pēc 90 dienām. Visas iepriekš minētās S_{c1} vērtības ir dotas arī 6.6 tabulā.

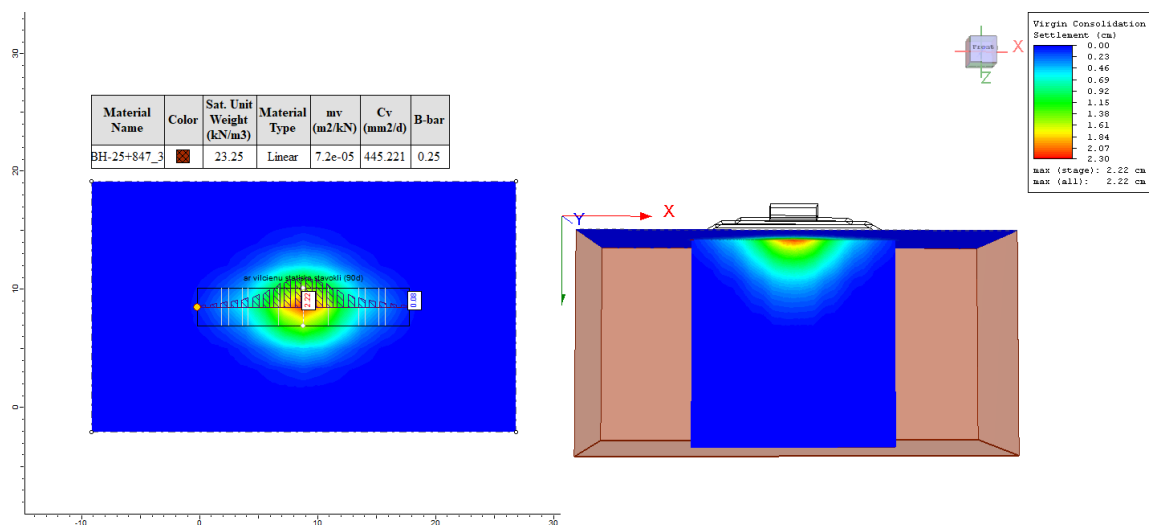


6.20. attēls. Grūti konsolidācijas sēšanās, ko ietekmē zemes klātne kopā ar subbalastu, balastu, sliežu ceļa klātņi un vilcienu dinamiskā stāvoklī.

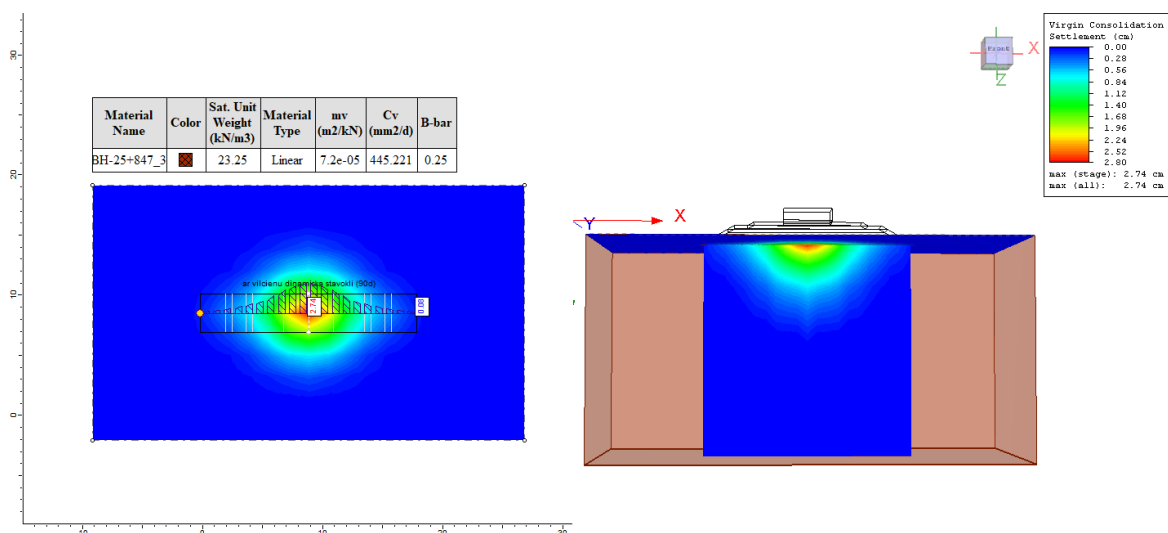
Pēc Vestergarda metodes

Pēc Vestergarda metodes ir parādīti modeļi, kur notiek grunts maksimālā konsolidācijas sēšanās, kad vilciens ir statiskā stāvoklī un dinamiskā stāvoklī, jo katra uzbēruma posma radītā konsolidācijas sēšanās izkliede ir neliela un S_{c1} vērtības, katram uzbēruma posmam var redzēt 6.6 tabulā.

Attēlā 6.21 var redzēt maksimālo grunts konsolidācijas sēšanos, kad vilciens atrodas statiskā stāvoklī. Uzbēruma un vilciena radītā sprieguma ietekmē grunts sēšanās notiek pa 2,22 cm.



6.21. attēls. Grunts konsolidācijas sēšanās, ko ietekmē zemes klātne kopā ar subbalastu, balastu, sliežu ceļa klātņi un vilcienu statiskā stāvoklī.



6.22. attēls. Grunts konsolidācijas sēšanās, ko ietekmē zemes klātne kopā ar subbalastu, balastu, sliežu ceļa klātņi un vilcienu dinamiskā stāvoklī.

Attēlā 6.22 var redzēt maksimālo grunts konsolidācijas sēšanos, kad vilciens atrodas dinamiskā stāvoklī. Uzbēruma un vilciena radītā sprieguma ietekmē grunts sēšanās notiek pa 2,74 cm.

Paraugs Nr.BH-25+847_7

Pēc dotās 6.7 tabulas S_{c1} vērtību atšķirība uzbērumam starp metodēm vidēji veido 0,160 cm, pie S_{c2} un S_{c3} tā veido 0,159 cm, bet pie S_{c4} tā veido vidēji 0,161 cm. Bet ja uzbērumu skatās kopā ar vilcienu, kurš ir statiskā stāvoklī tad abu metožu starpība pie S_{c1} un S_{c2} veido 0,770 cm, bet pie S_{c3} un S_{c4} veido 0,780 cm atšķirību. Skatoties uzbērumu kopā ar vilcienu, kas ir dinamiskā stāvoklī tad visām $S_{c1,2,3,4}$ vērtību starpība ir 0,740 cm. Papildus var redzēt, ka konsolidācijas sēšanās vērtības, ko rada zemes klātne pēc 7 dienām pēc Businesska metodes tās ir vienādas – 0,401 cm, bet pēc Vestergarda metodes – 0,285 cm.

Maksimālā konsolidācijas sēšanās pēc Businesska metodes S_{c1} vērtība ar vilcienu statiskā stāvoklī veido 3,150 cm, S_{c2} un S_{c4} tā veido 3,140 cm, bet S_{c3} tā ir 3,160 cm. Kad vilciens ir dinamiskā stāvoklī tad maksimālās konsolidācijas sēšanās vērtības ir sekojošas; S_{c1} tā veido 3,770 cm, S_{c2} un S_{c4} tās ir 3,760 cm, bet S_{c3} tā veido 3,780 cm. Maksimālā konsolidācijas sēšanās starpība starp dinamisku un statisku stāvokli (pēc Businesska) visiem S_c vērtību starpība ir vienāda, kas ir 0,620 cm.

6.7 tabula

Primārās konsolidācijas sēšanās vērtības.

Paraugs Nr.BH-25+847_7									
Uzbērums	T, d	S_{c1} , cm		S_{c2} , cm		S_{c3} , cm		S_{c4} , cm	
		metode		metode		metode		metode	
		B	V	B	V	B	V	B	V
zemes klātne	7	0.401	0.285	0.401	0.285	0.401	0.285	0.401	0.285
ar subbalastu	30	0.504	0.355	0.499	0.350	0.508	0.358	0.498	0.350
ar balastu	60	0.581	0.405	0.572	0.396	0.588	0.411	0.571	0.396
ar sliežu ceļa klātņi	90	0.659	0.462	0.646	0.450	0.668	0.469	0.645	0.449
ar vilcienu pie (S) stāvokļa	90 (S)	3.150	2.380	3.140	2.370	3.160	2.380	3.140	2.360
ar vilcienu pie (D) stāvokļa	90 (D)	3.770	2.930	3.760	2.920	3.780	2.940	3.760	2.920

Turklāt ja apskatās pēc Vestergarda metodes, maksimālā konsolidācijas sēšanās S_{c1} un S_{c3} ar vilcienu statiskā stāvoklī ir 2,380 cm, S_{c2} tā ir 2,370 cm, bet S_{c4} vērtība ir 2,360 cm. Kad vilciens ir dinamiskā stāvoklī, tad maksimālās konsolidācijas sēšanās vērtības S_{c1} ir 2,930 cm, S_{c2} un S_{c4}

vērtība ir 2,920 cm, bet S_{c3} tā ir 2,940 cm. Maksimālā konsolidācijas sēšanās starpība starp dinamisku un statisku stāvokli S_{c1} un S_{c2} ir 0,550 cm, bet S_{c3} un S_{c4} tās ir 0,560 cm. Tas nozīmē to, ka pie dinamiska stāvokļa grunts sēšanās būs lielāka, nekā pie statiska stāvokļa, tādējādi, spriegums, kas tiek radīts uz grunti arī ir lielāks, nekā tad, kad tas ir statiskā stāvoklī.

Paraugs Nr.BH-25+847_9

Pēc dotās 6.8 tabulas S_{c1} , S_{c2} , S_{c3} un S_{c4} vērtību atšķirība uzbērumam starp Businesska un Vestergarda metodēm vidēji veido 0,065 cm. Ja uzbērumu skatās kopā ar vilcienu, kurš ir statiskā stāvoklī tad abu metožu starpība pie S_{c1} un S_{c3} veido 0,314 cm, pie S_{c2} starpība starp abām metodēm ir 0,316 cm, bet pie S_{c4} starpību veido 0,317 cm atšķirība. Skatoties uzbērumu kopā ar vilcienu, kas ir dinamiskā stāvoklī tad visām $S_{c1,2,3,4}$ vērtību starpība ir 0,340 cm. Konsolidācijas sēšanās vērtības, ko rada zemes klātne pēc 7 dienām pēc Businesska metodes tās ir vienādas ar 0,163 cm, bet pēc Vestergarda metodes – 0,116 cm.

Šajā gadījumā jāpiezīmē, ka maksimālā konsolidācijas sēšanās vērtības ar vilcienu statiskā stāvoklī pēc Businesska metodes S_{c1} , S_{c2} , S_{c3} un S_{c4} ir vienādas, kas ir 1,280 cm. Attiecīgi, kad vilciens ir dinamiskā stāvoklī, tad arī šīs maksimālās konsolidācijas sēšanās vērtības visiem $S_{c1,2,3,4}$ ir vienādas, kas ir 1,530 cm. Maksimālā konsolidācijas sēšanās starpība starp dinamisku un statisku stāvokli (pēc Businesska) visām $S_{c1,2,3,4}$ vērtībām to starpība ir vienāda, kas ir 0,250 cm.

Turklāt ja modelē pēc Vestergarda metodes, maksimālā konsolidācijas sēšanās S_{c1} un S_{c3} ar vilcienu statiskā stāvoklī ir 0,966 cm, S_{c2} tā ir 0,964 cm, bet S_{c4} vērtība ir 0,963 cm. Kad vilciens ir dinamiskā stāvoklī, tad maksimālās konsolidācijas sēšanās vērtības visiem $S_{c1,2,3,4}$ ir vienādas, kas ir 1,190 cm. Maksimālā konsolidācijas sēšanās starpība starp dinamisku un statisku stāvokli S_{c1} un S_{c3} ir 0,224 cm, S_{c3} tā ir 0,226 cm, bet S_{c4} tā ir 0,227 cm.

6.8 tabula

Primārās konsolidācijas sēšanās vērtības.

Paraugs Nr.BH-25+847_9									
Uzbērums	T, d	S_{c1} , cm		S_{c2} , cm		S_{c3} , cm		S_{c4} , cm	
		metode		metode		metode		metode	
		B	V	B	V	B	V	B	V
zemes klātne	7	0.163	0.116	0.163	0.116	0.163	0.116	0.163	0.116
ar subbalastu	30	0.206	0.145	0.204	0.144	0.205	0.145	0.204	0.143
ar balastu	60	0.238	0.166	0.236	0.164	0.237	0.165	0.235	0.163
ar sliežu ceļa klātņi	90	0.270	0.190	0.267	0.187	0.268	0.188	0.266	0.186
ar vilcienu pie (S) stāvokļa	90 (S)	1.280	0.966	1.280	0.964	1.280	0.966	1.280	0.963
ar vilcienu pie (D) stāvokļa	90 (D)	1.530	1.190	1.530	1.190	1.530	1.190	1.530	1.190

Paraugs Nr.BH-53+364_10

Dotajā 6.9 tabulā konsolidācijas sēšanās S_{c1} un S_{c3} vērtību atšķirība uzbērumam starp Busineska un Vestergarda metodēm vidēji veido 0,120 cm, bet S_{c2} un S_{c4} tā ir 0,119 cm. Ja uzbērumu skatās kopā ar vilcienu, kurš ir statiskā stāvoklī, tad abu metožu starpība pie S_{c1} ir 0,600 cm, pie S_{c2} un S_{c3} veido 0,670 cm, bet pie S_{c4} starpība starp abām metodēm ir 0,590 cm. Skatoties uzbērumu kopā ar vilcienu, kas atrodas dinamiskā stāvoklī, tad visām $S_{c1,2,3,4}$ vērtību starpība ir 0,650 cm. Konsolidācijas sēšanās vērtības, ko rada zemes klātne pēc 7 dienām pēc Busineska metodes tās ir vienādas ar 0,314 cm, bet pēc Vestergarda metodes – 0,223 cm.

Šajā gadījumā maksimālā konsolidācijas sēšanās vērtība ar vilcienu statiskā stāvoklī pēc Busineska metodes S_{c1} ir 2,460 cm, S_{c2} tā ir 2,520 cm, S_{c3} tā attiecīgi ir 2,530 cm, bet S_{c4} tā ir 2,450 cm. Turklāt, kad vilciens ir dinamiskā stāvoklī, tad maksimālās konsolidācijas sēšanās vērtības S_{c1} un S_{c3} ir 2,950 cm, bet S_{c2} un S_{c4} tās ir 2,940 cm. Maksimālā konsolidācijas sēšanās vērtību starpība starp dinamisku un statisku stāvokli (pēc Busineska) S_{c1} un S_{c4} ir 0,490 cm, bet S_{c2} un S_{c3} tās ir 0,420 cm.

Pēc Vestergarda metodes, maksimālā konsolidācijas sēšanās S_{c1} , S_{c3} un S_{c4} , kur vilciens ir statiskā stāvoklī vērtība ir 1,860 cm, bet S_{c2} tā ir 1,850 cm. Kad vilciens ir dinamiskā stāvoklī, tad maksimālās konsolidācijas sēšanās vērtības S_{c1} un S_{c3} ir 2,300 cm, bet S_{c2} un S_{c4} tās ir 2,290 cm. Maksimālā konsolidācijas sēšanās starpība starp dinamisku un statisku stāvokli S_{c1} , S_{c2} un S_{c3} ir 0,440 cm, bet S_{c4} tā ir 0,430 cm.

6.9 tabula

Primārās konsolidācijas sēšanās vērtības.

Paraugs Nr.BH-53+364_10									
Uzbērums	T, d	S_{c1} , cm		S_{c2} , cm		S_{c3} , cm		S_{c4} , cm	
		metode		metode		metode		metode	
		B	V	B	V	B	V	B	V
zemes klātne	7	0.314	0.223	0.314	0.223	0.314	0.223	0.314	0.223
ar subbalastu	30	0.388	0.279	0.384	0.274	0.388	0.279	0.384	0.275
ar balastu	60	0.449	0.318	0.441	0.311	0.449	0.318	0.442	0.312
ar sliežu ceļa klātņi	90	0.510	0.362	0.499	0.353	0.510	0.363	0.501	0.354
ar vilcienu pie (S) stāvokļa	90 (S)	2.460	1.860	2.520	1.850	2.530	1.860	2.450	1.860
ar vilcienu pie (D) stāvokļa	90 (D)	2.950	2.300	2.940	2.290	2.950	2.300	2.940	2.290

7. DISKUSIJA

Maģistra darba izstrādes laikā iegūtie rezultāti ļauj izvērtēt un salīdzināt konsolidācijas koeficienta noteikšanas metožu priekšrocības un trūkumus, kā arī noteikt grunts konsolidācijas sēšanos zem uzbēruma, kur sēšanās papildus tiek vērtēta divos iespējamajos apstākļos, kad vilciens atrodas statiskā un dinamiskā stāvoklī. Kopumā morēnas nogulumiem tika apzinātas iespējamās deformācijas vērtības laikā, papildus pieliktā sprieguma ietekmē.

7.1. Grunts fizikālo īpašību un oedometra testa rezultātu interpretācija

Rezultātu sadaļā (skat. 6.1. apakšnodaļu) redzams, ka grunts fizikālo parametru savstarpējā attiecību variācija pētījumā izmantotajiem paraugiem ir neliela. Izejot no šī, ir jāņem vērā arī iegūto paraugu teritoriju ģeoloģija un ģeomorfoloģija, kur to ieskats sniegts 4.nodaļā. Trīs no pētījumā izmantotajiem paraugiem Nr.BH-25+847_3, Nr.BH-25+847_7 un Nr.BH-25+847_9 iegūti Metsapoles līdzenumā no viena urbuma, dažādos dziļumos, kas aprakstīti 5.nodaļā. Bet paraugs Nr.BH-53+364_10 iegūts Vidzemes piekrastes teritorijā, kur tā iegūšanas dziļums no visiem paraugiem ir vislielākais ~27,00 m. Ņemot vērā šo parametru (iegūšanas dziļumu) ir manāma sakarība, ka paraugi, kas iegūti nelielā dziļumā (Metsapoles līdzenuma teritorijā) to porainības koeficientu vērtības ir lielākas attiecībā pret paraugu, kas iegūts lielākā dziļumā (Vidzemes piekrastes teritorijā). To parāda arī katra parauga dabiskais grunts blīvums, kur urbuma Nr.BH-25+847 paraugiem tas ir mazāks attiecībā pret urbuma Nr.BH-53+364 paraugu (skat. 6.1 apakšnodaļu). Būtiski ir arī apzināt jebkuras grunts plūstamības robežu, kas atbilst tādām dotās mālainās grunts mitrumam w_L , kuru nedaudz pārsniedzot grunts pāriet plūstošā stāvoklī (Jyothsna et al. 2020). Pamatojoties uz šo parametru paraugiem no urbuma Nr.BH-25+847, lai sasniegtu plūstamības robežu mitruma saturs var būt nedaudz lielāks, attiecībā pret paraugu, kas iegūts no urbuma Nr.BH-53+364 (skat. 6.1 apakšnodaļu). Šo varētu skaidrot ar to, ka lielākā dziļumā, kur gruntīm ir lielāks dabiskais blīvums ir nepieciešams mazāks mitruma saturs, lai tās sasniegtu plūstamības stāvokli. Papildus jāņem vērā tas, ka līdz ar dziļumu palielinās arī gruntī esošais spriegums, kura rezultātā ja grunts mitrums palielinās izmainās arī tajā esošais spriegums, radot grunts daļiņu pārkārtošanos un rezultātā sasniedzot grunts plūstamības robežu (Cetin 2004). Šādas situācijas parasti rodas no pēkšņām sprieguma stāvokļa izmaiņām, kur materiāls, kas parasti ir ciets - pāriet vai uzvedas kā šķidrums (Kaliakin 2017).

Turklāt, papildus jāņem vērā drupšanas robeža (plastiskuma robeža), kas atbilst tādām grunts mitrumam w_P , kuru nedaudz samazinot, plastiskā grunts masa, izrullējot (izveltnojot) to auklas veidā, pārstāj būt plastiska un sāk drupt. Vadoties pēc šī (skat. 6.1 apakšnodaļu) paraugiem,

kas iegūti no urbuma Nr.BH-25+847 drupšanas robeža tiek sasniegta ātrāk attiecībā pret paraugu, kas iegūts no urbuma Nr.BH-53+364. Starp urbumiem vidējā grunts mitruma atšķirība pie kāda tiek sasniegta drupšanas robeža ir $\sim 0,46\%$. Pamatojoties uz iepriekš minēto, jāatzīmē tas, ka dabiskais mitrums visiem paraugiem tika noteikts mazāks par grunts mitrumu, pie kāda tiek sasniegta drupšanas robeža. Šāda situācija var veidoties gadījumos, kad paraugam dabiskais mitruma saturs netiek noteikts pēc parauga iegūšanas, nogādājot to laboratorijā (Tanaka 2000). Pēc šī var spriest sekojošo, ka patiesais dabiskais grunts mitrums paraugiem ir lielāks, nekā tāds, kāds tas ir noteikts (skat. apakšnodaļu 6.2).

Oedometra testa beigās katram paraugam ir zināms, par cik milimetriem tā grunts skelets ir pakļāvies saspiežamības procesam. Grunts saspiežamību ietekmējošo parametri ir norādīti 1.4 apakšnodaļā. Gruntis, kurām tilpuma izmaiņas ir vislielākās attiecīgi arī būs tās, kas visvairāk pakļaujas deformācijai. Šīs izmaiņas ir dotas arī 6.3 tabulā. Šajā gadījumā paraugs, kuram notikušas vislielākās deformācijas izmaiņas ir paraugs Nr.BH-25+847_7 (2,88 mm). Pārējiem paraugiem šīs izmaiņas ir nedaudz mazākas; paraugam Nr. Nr.BH-25+847_3 (2,36 mm), paraugam Nr.BH-25+847_9 (1,52 mm), bet paraugam Nr.BH-53+364_10 (2,50 mm). Ja apskatās tikai paraugus, kas ņemti no viena urbuma dažādos dziļumos, tad to saspiežamības rādītājam, palielinoties dziļumam vajadzētu būt mazākam, bet ne vienmēr tas tā būs (Tanaka et al. 2002). Tas, kāpēc paraugam Nr.BH-25+847_7 (vidējais ieguves dziļums 17,58 m) deformācija ir lielāka, par paraugu Nr.BH-25+847_3 (vidējais ieguves dziļums 6,65 m), iespējams, skaidrojams ar nelielajām plastiskuma indeksa atšķirībām. Ja paraugam Nr.BH-25+847_3 tā ir 7,60 %, tad paraugam Nr.BH-25+847_7 tā ir 7,93 %. Kā var novērot, tad paraugam Nr.BH-25+847_9, kas nāk no tā paša urbuma, deformācijas izmaiņas ir vismazākās, lai gan plastiskuma indekss ir lielāks par paraugu Nr.BH-25+847_7. Tas varētu norādīt uz to, ka ar dziļumu šāds paraugs tiek mazāk ietekmēts, neatkarīgi no plastiskuma indeksa. Lai šīs izmaiņas būtu lielākas, tad pieliktajam spriegumam, kas darbojas uz grunti arī jābūt lielākam (Chong et al. 2016).

Apakšnodaļā 6.2 tika atspoguļoti arī rezultāti par paraugu traucētību. Likumsakarīgi, ka vislielākā paraugu traucētība tika iegūta paraugiem, kuri iegūti no lielāka dziļuma. Paraugam Nr.BH-25+847_7 tā ir 1,383 mm, bet paraugam Nr.BH-53+364_10 tā ir 1,318 mm. Gruntis, kas tiek izceltas no lielāka vai attiecīgi no mazāka dziļuma momentāni zaudē dabisko spriegumu, kas ir darbojies *in situ* apstākļos (Tanaka et al. 2006). Paragi, kas tiek iegūti nelielā dziļumā (tuvāk zemes virsmai) *in situ* spriegums nav tik liels, tāpēc arī grunts traucētība ir mazāka, kāda ir paraugiem Nr.BH-25+847_3 (0,644 mm) un Nr.BH-25+847_9 (0,863 mm). Parauga traucētība

noteikšana ir aprakstīta 5.1.5 apakšnodaļā. Paraugu traucētību pēc būtības ietekmē urbšanas darbi, transportēšanas un grunts parauga iegūšanas darbi, rezultātā grunts paraugs vairāk vai mazāk tiek ietekmēts un to uzskatāmi parāda deformācijas līknes izmaiņas 6.2 apakšnodaļā. Traucētība tiek uzskatīta par būtisku tamdēļ, ka tā tiešā veidā ir saistīta ar grunts stiprību un deformāciju (Hight 1992). Parasti gruntis, kurām ir lielāka traucētības pakāpe pirmskonsolidācijas spriegumu un konsolidācijas koeficientu vērtības ir mazākas, bet saspiežamības indekss lielāks (Xu et al. 2018). No pilnīgas parauga traucētības nav iespējams izvairīties. Lai no tās izvairītos ir jāizmēģina izvēlēties metodi, kas rada vismazākās vibrācijas, kā arī pēc iespējas jāizvēlas īsākais paraugu transportēšanas ceļš, jo jebkurā no gadījumiem tas var radīt nevēlamas sekas, kas neļauj paraugu izmantot tālākām darbībām (Napper et al. 2009).

7.2. Konsolidācijas koeficienta un pirmskonsolidācijas sprieguma vērtību interpretācija

Konsolidācijas koeficientu interpretācija

Pēc četrām konsolidācijas koeficienta noteikšanas metodēm (skat. 5.3 apakšnodaļu), katrai sloģošanas pakāpei tikai iegūtas četras dažādas konsolidācijas koeficienta vērtības (skat. 6.2 apakšnodaļu). Piemēram, ja apskatās 6.4 tabulu paraugam Nr.BH-25+847_3 pie *in situ* sprieguma 158 kPa, tad var redzēt diezgan lielu iegūto c_v vērtību variāciju. Šī dažādās c_v vērtības pie viena un tā paša sprieguma, kas tiek radīts uz grunti, sniedz rezultātā dažādas konsolidācijas sēšanās vērtības. Tāpēc pirms izvēlās kādu no c_v noteikšanas metodēm ir jāizvērtē tās piemērotību pētāmajai gruntij un pirms tiek izmantota, kāda no metodēm ir jāzina gan katras metodes priekšrocības, gan arī tās trūkumi (Li et al. 2016). Rezultātos tika aprakstīts (skat. 6.2. apakšnodaļu), ka vislielākās c_v vērtības sniedz agrīnās stadijas logaritma-laika metode (apvieno log-laika un infleksijas (ieliekuma) punkta metodi), tad logaritma-laika metode, bet vismazākās c_v vērtības sniedz kvadrātsaknes laika metode un hiperbolas metode (abas sniedz viena otrai diezgan tuvas vērtības). Visiem morēnas paraugiem visvienkāršāk bija izmantot metodes, kā kvadrātsaknes laika metodi un hiperbolas metodi. Turklāt, problēmas c_v noteikšanā radīja logaritma-laika metode un agrīnās stadijas logaritma-laika metode. Ja kvadrātsaknes-laika un hiperbolas metodes bija vienkārši izmantot pie jebkādam deformācijas izmaiņām (lielām vai mazām), tad pie mazām deformācijas izmaiņām log-laika un agrīnās stadijas log-laika metodēm c_v vērtības bija sarežģītāk noteikt. Noteikšanas problēmas rodas tad, kad no oedometra datiem neveidojas S-veida līkne, vai pietuvināta S-veida līkne. Tā apgrūtina noteikt robežu, kur beidzas primārā konsolidācija un sākās sekundārā konsolidācija, kā arī laiku, kas ir pie 50% konsolidācijas. Turklāt, agrīnās stadijas log-laika metodei pie mazām deformācijas izmaiņām ir sarežģīti noteikt laiku pie 22.14%

konsolidācijas, jo primārās konsolidācijas līknes posms ne vienmēr ir lineārs, bet gan lineāri laužts. Piemēram, mālainajām gruntīm, kas ir normāli konsolidētas, deformācijas log-laika līkne no oedometra testa datiem pārsvarā ir S-veida, tādējādi c_v ir diezgan vienkārši noteikt pēc logaritma-laika un agrīnās stadijas logaritma-laika metodes. Ņemot vērā iepriekš minēto, c_v vērtību variācija notiek, jo to tieši ietekmē subjektīvais spriedums, kur atradīsies konkrētais līknes deformācijas punkts (Tang et al. 2011) Rezultātā, lai nerastos sava veida problemātika c_v noteikšanā, tad logaritma laika un agrīnās stadijas logaritma laika metodes piemērotas viegli konsolidējamām gruntīm, kā māliem vai gruntīm, kuras procentuāli veido liela daļa mālainās grunts daļiņas. Turpretī, hiperbolas un kvadrātsaknes laika metodes piemērotas gan cietām, gan mīkstām gruntīm (Singh 2007) jo to vērtības jau parāda, ka to precizitāte c_v noteikšanā ir ļoti tuva viena otrai. Var atzīmēt arī to, ka nelielās grunts deformācijas izmaiņas viennozīmīgi pastiprināja morēnā esošie grants un oļu graudi. Ņemot vērā, ka testā tika izmantoti divi manometri katrai konsolidācijas sūnai, tad papildus varēja konstatēt nevienmērīgu paraugu deformāciju, ko visticamāk arī ietekmēja atsevišķi rupjas grants graudi.

1.5.2 apakšnodaļā minēts, ka par standarta metodēm praksē tiek uzskatītas – logaritma-laika metode un kvadrātsaknes-laika metode. Autori (Shukla et al. 2016.) uzsver, ka abu šo metožu priekšrocība ir tā, ka testam turpinoties, var iegūt vizuālu priekšstatu par konsolidācijas gaitu. Šajā gadījumā iepriekšminētā pētījuma autori nepaskaidro, ka pie mazākām deformācijas izmaiņām, izmantojot logaritma-laika metodi (grūti konsolidējamām gruntīm) c_v vērtības noteikt ir sarežģīti vai pat neiespējami, jo maģistra darbā autore saskārās arī ar šādu problemātiku. Diskutējot par hiperbolas metodi, tad atsevišķi pētnieki min, ka tās būtiskākais ierobežojums ir tas, ka nav iespējams tieši iegūt sākotnējo konsolidācijas vērtību (Feng 2001), bet kā jau šajā darbā tika piezīmēts, šīs c_v vērtības ir tuvas kvadrātsaknes-laika metodes vērtībām, kas dod nelielu šo koeficientu variāciju.

Agrīnās stadijas logaritma-laika metodei par vienu no priekšrocībām tiek uzskatīta, ka atšķirībā no standarta metodēm un hiperbolas metodes, tā sniedz lielākas c_v vērtības (Robinson et al. 1996) Ja ņem vērā to, ka gruntij paraugošanas un izcelšanas laikā tiek atbrīvots esošais efektīvais pārslodzes spriegums, notiekot parauga izplešanās, tad tā rezultātā agrīnās stadijas logaritma-laika metode norāda c_v vērtības, kas ir tuvākas *in situ* apstākļiem. Tāpēc tiek ieteikts laboratorijā iegūtās c_v vērtības salīdzināt ar laukā iegūtajām c_v vērtībām, tomēr jāpiebilst, ka šāda tipa pētījumi ir sporādiski un par tiem nav plaši ziņots, salīdzinot ar ierosināto metožu skaitu.

Pieejamo laboratorisko testu rezultātu par grunts konsolidācijas īpašībām literatūrā ir gana daudz, turpretī, salīdzinošo lauka datu ir maz. Šie ierobežotie salīdzinājumi par kuriem tiek ziņots literatūrā (Shukla et al. 2016; Buggy et al. 2016), liecina, ka c_v vērtības, kas iegūtas ar standarta metodēm veiktajos odometra testos, patiesi neatspoguļo grunts uzvedību *in situ* un ir daudz mazākas nekā tās, kas faktiski iegūtas *in situ* apstākļos.

Pirmskonsolidācijas spriegumu interpretācija

Pirmskonsolidācijas sprieguma vērtība σ_p ir svarīgs lielums ģeotehniskajā inženierijā, jo īpaši, lai noteiktu paredzamo pamatu un uzbērumu sēšanos. Kad vertikālais spriegums uz paraugu kļūst lielāks par maksimālo pagātnes efektīvo spriegumu, porainības koeficienta izmaiņas ir daudz lielākas (Wang et al. 2016). Konstruētajos grafikos pētījumā izmantotajiem paraugiem tie ir tie posmi, kur līknes ir ar visstāvāko slīpumu (skat. 6.2. apakšnodaļu). Pirmskonsolidācijas sprieguma vērtības iegūtas izmantojot Kasagrandes piedāvāto metodi, lai gan mūsdienās ir pieejamas vēl citas, iespējams, precīzākas metodes (skat. 1.5.1. apakšnodaļu).

Paraugiem, kas iegūti no urbuma Nr.BH-25+847 pirmskonsolidācijas sprieguma vērtības ir visai mazas no 30 – 50 kPa. Bet paraugam, kas iegūts no urbuma Nr.BH-53+364 šī vērtība ir ~ divas reizes lielāka (108 kPa). Iegūtās zemās pirmskonsolidācijas sprieguma vērtības parasti norāda uz augstu porūdens spiedienu (Ajmera et al. 2018).

Rezultātu attēlā 6.13 (A) redzams, ka paraugam Nr.BH-25+847_9 pie vertikālā sprieguma 51,01 kPa porainības koeficienta iegūtā vērtība atslogošanas posmā ir lielāka par sākotnējās slogošanas līknes porainības koeficientu. Šādu parādību varētu skaidrot ar to, ka, iespējams, ir notikusi parauga uzbriešana, rezultātā palielinoties porainības koeficienta vērtībai (Di et al. 2004). Pārējiem paraugiem šāda parādība netika novērota.

Pirmskonsolidācijas sprieguma vērtības, salīdzinot ar *in situ* noteiktajām sprieguma vērtībām ir mazākas. Ja σ_p paraugam Nr.BH-25+847_3 ir 47 kPa, bet *in situ* spriegums attiecīgi veido 158 kPa. Tas, kāpēc rodas šādas atšķirības, visticamāk, ir saistāms ar paraugu traucētību, kur realitātē σ_p vērtībai vajadzētu būt lielākai, nekā tā ir noteikta pēc Kasagrandes metodes (Tanaka 2000). Šajā gadījumā šāda sakarība, kad *in situ* spriegums ir lielāks par σ_p ir novērojama visos paraugos. Jebkura vērtība vai parametrs, kas tiek noteikta pēc jebkādas grafiskās metodes būtu jāvērtē ar kritisku pieeju, jo tā noteikšana līdzīgi kā ar konsolidācijas koeficienta noteikšanas metodēm ir visai subjektīva (Umar et al. 2017).

Pēdējo desmit gadu laikā, lai noteiktu pirmskonsolidācijas koeficientu daudzas inženierzinātņu jomas ir sākušas izmantot mākslīgo neironu tīklu (*MNT*). Pētnieki uzsver (Xia et

al. 2014), ka izmantojot programmu *Statistica*, tika izstrādāts MNT modelis, lai noteiktu pirmskonsolidācijas spriegumu vērtības, konkrēti mālainām gruntīm. Rezultātā, salīdzinot ar grafiskajām metodēm, modelis sniedza lielāku determinācijas koeficientu, zemāku standartnovirzes koeficientu, zemāku vidējo absolūto kļūdu un zemāku vidējo kvadrātisko kļūdu (Celik et al. 2004). Tātad, modeļa rezultāti sniedza precīzākas pirmskonsolidācijas sprieguma vērtības, nekā grafiskās metodes. Jāpiezīmē, ka literatūrā nav daudz pieminēta mākslīgā neironu tīkla izmantošana, lai noteiktu pirmskonsolidācijas spriegumu vērtības. MNT modeļa izveide ir sarežģīta, jo tajā pastāv daudz mainīgo lielumu, kā arī ne vienmēr IT speciālistiem ir pietiekamas ģeotehniskās zināšanas un ģeotehniķiem pietiekamas IT prasmes, līdz ar to praksē vairāk pieturās pie grafisko metožu izmantošanas.

7.3. Konsolidācijas sēšanās rezultātu interpretācija

Pēc 6.3. apakšnodaļā sniegtajiem visu četru paraugu grunts konsolidācijas sēšanās rezultātiem ir izveidojusies sakarība atkarībā no iegūtajām paraugu deformācijas izmaiņām. Apakšnodaļā 7.1 tika sniegts katra parauga ieguves dziļums no kurienes izriet, ka ar dziļumu vajadzētu grunts sēšanās ietekmei būt mazākai, kā arī pie mazāka ir grunts porainības koeficienta, paraugs ir grūtāk saspiežams. Šajā gadījumā, ja salīdzina starp paraugiem, kur notiek vislielākā grunts konsolidācijas sēšanās, tad tā ir sekojoša; vislielākā grunts sēšanās tiek novērota paraugam Nr.BH-25+847_7, tad paraugam Nr.BH-25+847_3 (visseklāk iegūtais paraugs) un tad paraugam Nr.BH-25+847_9. Iepriekš norādītie paraugi, kā jau tika minēts iegūti no viena urbuma. Apakšnodaļā 8.1 aprakstīts, ka paraugam Nr. BH-25+847_7 bijušas vislielākās deformācijas izmaiņas un pamatojoties uz šo arī grunts konsolidācijas sēšanās izmaiņas ir vislielākās. Jo lielākas ir deformācijas izmaiņas testa laikā, jo lielāka būs grunts sēšanās (Crawford et al. 1991; Salem et al. 2014). Turklāt, paraugam Nr.BH-53+364_10 konsolidācijas sēšanās vērtības ir nedaudz zemākas par paraugu Nr.BH-25+847_3, bet ne lielākas par paraugu Nr.BH-25+847_7.

Apstiprinājās literatūrā uzsvērtais (Fox 2003; Fitriana 2021), ka pie lielākām konsolidācijas koeficienta c_v vērtībām, norisinās lielāka grunts konsolidācijas sēšanās S_c . Kā arī ja salīdzina starp metodēm (Busineska un Vestergārda) iegūtās S_c vērtības, tad pēc Busineska metodes tās visiem paraugiem ir lielākas. Ņemot vērā, ka Busineska metode ir vairāk domāta homogēnām gruntīm (skat. 2.nodaļu), tad primāri šajā gadījumā būtu jāņem vērā šīs metodes iegūtās sēšanās vērtības (Alibrahim et al. 2022). Tas ir pamatojams ar to, ka modeļa izveides procesā, grunts visā tā dziļumā tika uzskatīta par viendabīgu.

Tika konstatēti arī gadījumi, kad pie dažādām c_v vērtībām maksimālās grunts sēšanas vērtības iegūtas identiskas. Piemēram, paraugam Nr.BH-25+847_3 pie tādām vērtībām, kad $c_{v1} = 523,538 \text{ mm}^2/\text{d}$ un $c_{v2} = 143,654 \text{ mm}^2/\text{d}$ S_c vērtība pie statiskas vilciena slodzes (pēc Businesska) ir 2,930 cm. Rezultātu sadaļas 6.3. apakšnodaļā ir novērojami vairāki šādi gadījumi, kad pie dažādām c_v vērtībām ir iegūti vienādi sēšanas rezultāti. Konkrēti šādas situācijas var izskaidrot ar to, ka, visticamāk, pastāv konsolidācijas koeficientu vērtību intervāli no/līdz, kad grunts konsolidācijas sēšanas izmaiņas ir vienādas, vai arī tās ir salīdzinoši nelielas, bet tās tad ir jāskata katram grunts tipam individuāli, veicot papildus pētījumus.

Jāpiezīmē, ka uzbērumam, ko veido zemes klātne, katram paraugam sākotnējās grunts konsolidācijas sēšanas vērtības ir vienādas, kas dota pēc 7 dienām, nodalot, protams, pēc Businesska un Vestergārda metodes (skat. 6.3. apakšnodaļu), lai gan c_v vērtības ir dažādas. Turklāt uzbēruma nākamajiem posmiem, kas tiek konstruēti uz zemes klātnes - subbalastam, balastam un sliežu ceļa klātnei šīs vērtības atšķiras. Pēc autores domām, iespējams, ka zemes klātnes izraisītā grunts sēšanas ir pielīdzināma procesam, ko sauc par grunts momentānu sēšanos, kur pēc 7 dienām grunts sēšanas nostabilizējas līdz, šajā gadījumā, identiskām vērtībām.

Ja vēlreiz apskatās c_v vērtības, kas iegūtas pēc četrām dažādām noteikšanas metodēm un pārejot pie to iegūtajām S_c vērtībām, tad to atšķirība vidēji svārstās, piemēram, pēc Businesska metodes paraugam Nr.BH-25+847_3 ap 0,04 cm, bet pēc Vestergarda metodes ap 0,02 cm (pie statiska vilciena stāvokļa). Līdzīga situācija vērtību atšķirībā ir arī pie dinamiska stāvokļa. Arī pārējiem paraugiem ir līdzīga situācija, kur kopumā netiek pārsniegta 0,1 cm grunts konsolidācijas sēšanas atšķirību robeža.

Literatūrā papildus tika minēts, ka par pieņemamu sēšanas robežu sekliem pamatiem tiek uzskatīti 25 mm (skat. 3.1.apakšnodaļu). Attiecīgi ja šajā kontekstā runā par uzbērumu, tad šeit konsolidācijas sēšanas vērtības paraugiem ir nedaudz lielākas, gan pie statiskas, gan pie dinamiskas slodzes, bet konkrēti paraugam Nr.BH-25+847_9 šajā gadījumā 25 mm robežu nepārsniedz. No šī izriet, ka visdrošākā grunts uzbērumam ir tāda, kāda ir paraugam Nr.BH-25+847_9, bet par mazāk stabilu uzbēruma pamatu varētu uzskatīt grunti, kāda ir paraugam Nr.BH-25+847_7.

Atsevišķos literatūras avotos (Buggy et al. 2016) minēts, ka ir ļoti reti gadījumi, kad glaciģēno grunšu sēšanas vērtības var pārsniegt 60 mm, līdz ar to glaciģēnās gruntis tiek uzskatītas kā viena no labākajām uzbēruma atbalsta struktūrām. Iepriekšminētā avota autori arī uzsver, ka par glaciģēnajām gruntīm pašlaik ir ļoti maz pētījumu, kurām tiek noteikta grunts konsolidācijas sēšanas. Darba autore piekrīt šādam apgalvojumam, jo lielākoties tika konstatēts, ka šādos

pētījumos tiek izmantotas glaciolimniskas vai limniskas ģenēzes mālainās gruntis. Turklāt citā pētījumā (Benamghar et al. 2017), kurā tika testētas piesātinātas, mālainas gruntis, kas satur ģipsi, maksimālās konsolidācijas sēšanās vērtības pēc dažādām metodēm (*Terzagi, Asaoka, Tan un Chunlin*) tika iegūtas visai līdzīgas un to atšķirība vidēji veidoja 0,758 cm. Pie šādām gruntīm konsolidācijas sēšanās vērtības iegūtas ap 20 cm.

Autore vēlās uzsvērt, ka grunts sēšanos ietekmē arī paša uzbēruma svars un uz uzbēruma ritošā konstrukcijas daļa, kas katrā šādā pētījumā sniedz atšķirīgus rezultātus. Konkrēti šajā gadījumā ir būtiski apzināt, vai starp pētījumā izmantotajām c_v metodēm un izmantotajām sprieguma sadalījuma metodēm (Busineska un Vestergārda) iegūto S_c vērtību variācija ir liela.

SECINĀJUMI

Pētījuma rezultāti un to analīze ļauj izdarīt vairākus secinājumus par morēnas nogulumu konsolidācijas sēšanos zem dzelzceļa uzbēruma.

1. Kamerālo pētījumu rezultāti ļauj secināt, ka pētījumā izmantotās konsolidācijas koeficienta noteikšanas metodes nav piemērotas visām gruntīm. Logaritma - laika metode un agrīnās stadijas logaritma laika metode piemērota gruntīm, kuras % saturu veido lielākoties māls. Hiperbolas un kvadrātsaknes laika metode ir piemērota gan mīkstām, gan arī cietām gruntīm.

2. Sprieguma sadalījuma noteikšanas metožu rezultāti un analīze ļauj secināt, ka piemērotākā sēšanās aprēķinu metodika glaciģēnām gruntīm ir Businesska metode, jo pirmkārt, tā sniedz lielākas sēšanās vērtības, kas rezultātā sniedz arī grunts sēšanās rezervi pie attiecīgā sprieguma, un otrkārt, tā ir piemērojama gan homogēnām gruntīm, gan neviendabīgām gruntīm.

3. Pētījumu rezultātā iegūtie modelēšanas rezultāti parāda, ka morēnas nogulumiem grunts konsolidācijas sēšanās, zem dzelzceļa uzbēruma pie statiski un dinamiski radītās vilciena slodzes, noslēgsies 90 dienās, nepārsniedzot 40 mm robežu.

4. Konsolidācijas sēšanās rezultātus būtiski ietekmē testējamo paraugu traucētības pakāpe, ja paraugs ir stipri traucēts, tad sēšanās apjomi būs augstāki nekā faktiskie, līdz ar to veicot, oedometra testu obligāti jāveic paraugu atjaunošana, kas līdz ISO standartu ieviešanai Latvijā grunts mehānikas laboratorijās netika veikta.

5. Pēc literatūras analīzes secināts, ka morēnas nogulumiem konsolidācijas sēšanās pētījumi tiek veikti reti, kas pamatojams ar to, ka šāda tipa gruntis tiek uzskatītas par grūti saspiežamām un stabilām, tomēr jāņem vērā arī reģionālā ģeoloģiskā uzbūve un morēnas nogulumu neviendabība, kas atšķiras dažādos apgabalos un reljefa formās.

6. Pamatojoties uz konsolidācijas koeficienta vērtībām, kas iegūtas ar dažādām metodikām, lai pēc iespējas mazinātu subjektīvismu koeficienta noteikšanā, darba autore iesaka izvērtēt katram grunts tipam vispiemērotāko c_v noteikšanas metodi, nevis formāli vadīties pēc metodes popularitātes.

IZMANTOTĀ LITERATŪRA UN AVOTI

Publicētā literatūra

- Alamaa, A. 2016. High-speed railway embankments – a comparison of different regulations. *Department of Civil and Architectural Engineering. Division of Soil and Rock Mechanics. KTH Royal Institute of Technology. Stockholm. 73.*
- Arama, Z. A., Cinicioglu, S. F., Öser, C. 2015. Analysis of embankment widening problems. Paper presented at the Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development - Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE 2015, 7 3821-3826.
- Ajmera, B., Tiwari, B., Nassrudin, L. T. 2018. Effect of plasticity and effective normal stress on coefficient of consolidation and hydraulic conductivity of fine-grained soils having different pore fluid salinities. Paper presented at the *Geotechnical Special Publication, , 2018-March*(GSP 295) 84-93. doi:10.1061/9780784481585.009.
- Alibrahim, B., Uygur, E. 2022. Nonlinear calculation method for one-dimensional compression of soils. *Arabian Journal for Science and Engineering, 47*(4), 4865-4877. doi:10.1007/s13369-021-06270-7.
- Atkinson, J. 2007. The Mechanics of Soils and Foundations 2nd Edition. *CRC Press.* 480. ISBN-10:0415362563.
- Al-Ghafri, H.H.I., Javid, A.M. 2018. Comparative Analysis of Rigid Pavement Using Westergaard Method and Computer Program. *College of Engineering and Architecture, University of Nizwa.* 2(2). 19-30.
- Badarinath, R., Naggar, H. 2021. Effects of construction sequence and pace on the stability of high embankments founded on soft marine clay. *Transportation Geotechnics.* Vol.30. 1-13. ISSN 2214-3912.
- Bartlomiej, O. 2020. Critical Reappraisal of Casagrande and Taylor Methods for Coefficient of Consolidation. *KSCE Journal of Civil Engineering.* 23.
- Baille, W., Tripathy, S., Schanz, T. 2014. Effective stress in clays of various mineralogy. *Vadose Zone Journal, 13*(5) doi:10.2136/vzj2013.06.0112.
- Bertoldo, F., Callisto, L. 2016. Effect of Consolidation on the Behaviour of Excavations in Fine-grained Soils. *Procedia Engineering.* Vol.158. 344-349. ISSN 1877-7058.

- Benamghar, A., Boudjellal, M. 2017. Comparative study of four consolidation settlement estimation methods of a railway embankment. *MATEC Web of Conferences* 120. DOI: 10.1051/matecconf/201712006002. 1-15.
- Brangulis, A.J. 2000. Pirmskvartāra nogulumu. Krāj.: Latvijas ģeoloģiskā karte, mērogs 1: 200 000, 43. lapa – Rīga, 53. lapa – Ainaži, paskaidrojuma teksts un kartes. Valsts ģeoloģijas dienests, Rīga, lpp. 5 – 10.
- Budhu, M. 2010. Soil Mechanics and Foundations 3rd Edition. *Wiley*. 780. ISBN-10:0470556846.
- Burland, J.B., Burbridge, M.C. 1985. "Settlement of foundations on sand and gravel", *Institution of Civil Engineers*, 78 (1), 1325-1381.
- Buggy, F., Kissane, P. 2016. The performance of road embankments on glacial deposits in Ireland.
- Burrow, M., Bowness, D., Ghataora, G. 2007. A comparison of railway track foundation design methods. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 221(1). doi:10.1243/09544097JRRT58. 1-12. *Advances in transportation geotechnics 3. Dublin, Ireland*. Vol.143. 1443-1450.
- Celik, S., Tan, O. 2004. Determination of preconsolidation pressure with artificial neural network. *Civil Engineering and Environmental Systems*. Vol.22. 217-231.
- Cetin, H. 2004. Soil-particle and pore orientations during consolidation of cohesive soils. *Engineering Geology*, 73(1-2), 1-11. doi:10.1016/j.enggeo.2003.11.006.
- Clementino, V.R. 2005. Discussion of "An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomarine clays". *Canadian Geotechnical Journal*. Vol.42(3). doi:10.1139/T05-010. 972-974.
- Cour, F.R. 1971. "Inflection point method for computing C_v ." *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97(SM5), 827-831.
- Clausen, U., Voll, R. 2013. A comparison of North American and European railway systems Why Europe needs particular optimization models for railway freight traffic. *European transport reaserch review*. Vol.5. 129-133.
- Chong, S., Santamarina, J. C. 2016. Soil compressibility models for a wide stress range. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(6) doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001482.
- Crawford, C. B., Campanella, R. G. 1991. Comparison of field consolidation with laboratory and in situ tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(1), 103-112. doi:10.1139/t91-011.

- Cuduto, D., Yeung, R.M., Yeung, M., Kitch, W. 2010. Geotechnical Engineering: Principles & Practices 2nd Edition. *Pearson*. 794. ISBN-10:0132368684.
- Dai, G., Gong, W. 2012. Application of bi-directional static loading test to deep foundations. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. Vol.4 (3). 269-275. ISSN 1674-7755.
- Das, M.B., Sobhan, K. 2016. Principles of geotechnical engineering. *Ninth edition. California State University, Sacramento, USA*. 845.
- Das, M.B. 2015. Soil Mechanics Laboratory Manual 9th Edition. *Oxford University Press*, 352. ISBN-10 : 0190209666.
- Davis, H.E., Poulos, G. H. 1968. The use of elastic theory for settlement prediction under three-dimensional conditions. *Geotechnique*. Vol.18(1). 67-91.
- Di Maio, C., Santoli, L., Schiavone, P. 2004. Volume change behaviour of clays: The influence of mineral composition, pore fluid composition and stress state. *Mechanics of Materials*, 36(5-6), 435-451. doi:10.1016/S0167-6636(03)00070-X.
- Dias Junior, M. S., Pierce, F. J. 1995. A simple procedure for estimating preconsolidation pressure from soil compression curves. *Soil Technology*, 8(2), 139-151. doi:10.1016/0933-3630(95)00015-8.
- Esmaeili, M., Sabbaghi, M., Kharaghani, M. 2022. Three-dimensional numerical simulation of the geometrical dimension pile group effects on the critical speed of high-speed railway track (Case study: Tehran- Isfahan high speed railway track). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol.156. 1-12. ISSN 0267-7261.
- Farrar, A.J. 2004. Guidelines for performing foundation investigations for miscellaneous structures. *U.S. Department of the interior Bureau of Reclamation*. 119.
- Fakhraldin, K.M. 2019. Chapter two. Soil settlement. *University of Kufa, Civil engineering department*. 27-53.
- Feng, S., Lei, H. 2022. A settlement prediction model considering tidal loading and traffic loading of soft soil subgrade. *Computers and Geotechnics*. Volume 144. ISSN 0266-352X.
- Feng, T. W. 2001. Using a $\sqrt{t_60}$ method to determine the coefficient of consolidation of two clays. Paper presented at the *Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering Conference*, 2 413-416.
- Fox, J.P. 2003. Consolidation and settlement analysis. *Purdue University*. 1-15.

- Fitriana, E., Aspar, N.A.W., Arthono, A., Fiantika, T. 2021. Prediction analysis on coefficient of consolidation values in improved soft clays. *Department of Civil Engineering*. Vol.15, No 3. 136-144.
- Geza, L. 2020. Cells and building structures. Part I.: Cells – point-like, line-like and surface-like bodies – building structures. *International Review of Applied Sciences and Engineering*. 11. 10.1556/1848.2020.20011.
- Hansbo, S. 2015. Chapter 2 - Experience of Consolidation Process from Test Areas with and without Vertical Drains. *Ground Improvement Case Histories*. 33-82. ISBN 9780081001929.
- Head, H.K., Epps, J.R. 2011. Manual of Soil Laboratory Testing Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility tests. *Third edition. Scotland, UK*. 512.
- Hight, D.W. 1992. A review of sampling effects in clays and sands. Proc. Int. Conf. Offshore Foundations and Site Investigation, pp. 115-146.
- Hussain, R., Ravi, K. 2022. Investigating biochar-amended soil as a potential lightweight material for embankments. *Ecological Engineering*. Vol.180. 1-8. ISSN 0925-8574.
- Jarett, M.P. 1967. Time dependent consolidation of sensitive clay. *Materials research and standards*. Vol.7. 300-304.
- Jayalekshmi, S., Elemathi, V. 2020. A review on correlations for consolidation characteristics of various soils.
- Johnston, I., Murphy, W., Holden, J. 2021. A review of floodwater impacts on the stability of transportation embankments. *Earth-Science Reviews*. Vol.215. 1-15. ISSN 0012-8252
- Kaliakin, N.V. 2017. Chapter 2 - Example Problems Related to Soil Identification and Classification. *Soil Mechanics*. 51-92. ISBN 9780128044919.
- Juškevičs, V., Āboltiņš, O. 2000. Kvartāra nogulumu karte. *Krāj.:* Āboltiņš, O., Kuršs, V. (red.), *Latvijas ģeoloģiskā karte, Mērogs 1:200 000, 43. lapa – Rīga, 53. lapa – Ainaži, paskaidrojuma teksts un kartes*. VĢD, Rīga, 68 lpp. t., 2 k.
- Jyothsna, V., Robinson, R. G., Banerjee, S. 2020. One-dimensional consolidation stress and atterberg limits of reconstituted fine-grained soils. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 14(8), 978-985. doi:10.1080/19386362.2018.1550923.
- Kamenchukov, A., Ukrainskiy, I., Nikolaeva G. 2021. Improving the stability of high embankment slopes on weak foundations. Russia. 1-11.

- Kalinski, E.M. 2011. Soil Mechanics Lab Manual, 2nd Edition. *General & Introductory Civil Engineering and Construction*. 208. ISBN: 978-0-470-55683-2.
- Karlsrud, K., Hernandez-Martinez, F. G. 2013. Strength and deformation properties of norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(12), 1273-1293. doi:10.1139/cgj-2013-0298.
- Ladd, C. C. 1991. Stability evaluation during staged construction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(4), 540-615. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:4(540).
- Lambe, T.W. 1979. Soil mechanics, SI version (Series in soil engineering). Paperback – International edition. 553.
- Leonards, A.G., Girault, P. 2019. A study of the one-dimensional consolidation test. *Purdue University*. Indiana. 1-7.
- Li, C., Xie, K. 2013. One-dimensional nonlinear consolidation of soft clay with the non-darcian flow. *Journal of Zhejiang University: Science A*, 14(6), 435-446. doi:10.1631/jzus.A1200343.
- Li, D., Hyslip, J., Sussmann, T., Chrismer, S. 2019. Railway Geotechnics 1st Edition. *CRC Press*. 574. ISBN-10:0367866595.
- Li, J., Fang, R., Li, L., Tang, J. 2016. Study of mechanical properties of soil around jacked piles considering variable consolidation coefficient. *Yantu Lixue/Rock and Soil Mechanics*, 37(3), 679-686 and 710. doi:10.16285/j.rsm.2016.03.009.
- Lopez, L.F., Cui, J.Y., Calon, N., Aguiar, C.S., Oliveira, P.M., Zhang, T. 2016. Track-bed mechanical behaviour under the impact of train at different speeds. *Soils and Foundations*, Volume 56, Issue 4. 627-639. ISSN 0038-0806.
- Lichtberger, B. 2005. Track compendium: formation, permanent way, maintenance, economics. Hamburg, Germany: *Eurailpress*. 621.
- Mayne, P.W., Poulos, H.G. 1999. Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125(6), 453-460.
- McCarthy, F.D. 2002. Essentials of Soil Mechanics and Foundations: Basic Geotechnics (6th Edition) Subsequent Edition. *Pearson College Div*. 788. ISBN-10:0130303836.
- Mesri, G., Feng, T.W. 2014. Consolidation of soils. *Geotechnical Special Publication*. Vol.233, 322–337.

- Mesri, G., Rokhsar, A. 1974. Theory of consolidation for clays. *ASCE J Geotech Eng Div*, 100(Gt8), 889-904.
- Namdar, A. 2022. Impact of soil crack on embankment seismic resistance. *Procedia Structural Integrity*. Vol.39. 47-56. ISSN 2452-3216.
- Napper, C., Howe, S., Dumroese, P.D. 2009. Soil disturbance. Field guide. *U.S. Department of Agriculture*. 112.
- Nguyen, C., Tran, T., Dao, V.T. 2020. Consolidation analysis with application of constant rate of strain consolidation tests for vietnam clays. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(1), 833-847. doi:10.1007/s10706-019-01068-9.
- Noviks, J. 2006. Ģimenes māja I. SIA "Tehniskā grāmata", Rīga. 264.
- Olek, B.S. 2018. Consolidation analysis of clayey soils using analytical tools. *Acta Geotechnica Slovenica*. Vol. 2018, No 2, 58–73.
- Ozvan, A., Ozvan, E. E., Akkaya, İ., Akın, M., Akın, M. K. 2019. A study of the relationship between the pressuremeter modulus and the preconsolidation pressure around a thrust fault. *Environmental Earth Sciences*, 78(20) doi:10.1007/s12665-019-8597-1.
- Pantelidis, L. 2020. Strain Influence Factor Charts for Settlement Evaluation of Spread Foundations based on the Stress–Strain Method. *Department of Civil Engineering and Geomatics, Cyprus University of Technology*. 28.
- Pandian, N. S., Sridharan, A., Kumar, K. S. 1994. "Improved velocity method for the determination of coefficient of consolidation." *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 17(1), 113-118.
- Parada, R.A.J. 2018. Comparative analysis on the methods for determination of consolidation and creep parameters using custom software. Master Thesis. *Aalborg University*. 146.
- Robinson, R.G., Allam, M.M. 1996. "Determination of coefficient of consolidation from early stage of log-t plot." *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 19(3), 316-320.
- Park, H.K., Benerjee, K.P. 2002. Two- and three-dimensional soil consolidation by BEM via particular integral. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. Vol.191. 3233-3255. ISSN 0045-7825.
- Peng, B., Feng, R., Wu, L., Shen, Y. 2021. Controlling conditions of the one-dimensional consolidation test on peat soil. *Applied Sciences (Switzerland)*, 11(23) doi:10.3390/app112311125.

- Pieta, A., Krawiec, K. 2015. Random Set Method Application to Flood Embankment Stability Modelling. *Procedia Computer Science*, Vol.51. 2668-2677. ISSN 1877-0509.
- Rao, K.V.S.N. 2019. Foundation Design: Theory and Practice 1st Edition, Kindle Edition. *Wiley*. 544.
- Robinson, R. G., Allam, M. M. 1996. Determination of coefficient of consolidation from early stage of log t plot. *Geotechnical Testing Journal*, 19(3), 316-320. doi:10.1520/gtj10358j.
- Rocscience Inc. 2021. Settle3. *Settlement and consolidation analysis. Theory manual*. Toronto. 61.
- Rowe, W.P., Barden, L. 1966. Geotechnique. A new consolidation cell. Vol.12(2). 162-170.
- Sanlon, P., Sivakumar, V., Solan, B., Tripathy, S., Mackinnon, P., Donohue, S., Ramaiah, B. J. 2021. Assessment of skempton's pore water pressure parameters B and A using a high-capacity tensiometer. *Geotechnique*, 71(2), 110-119. doi:10.1680/jgeot.18.P.191.
- Salem, M., El-Sherbiny, R. 2014. Comparison of measured and calculated consolidation settlements of thick underconsolidated clay. *Alexandria Engineering Journal*, 53(1), 107-117. doi:10.1016/j.aej.2013.11.002.
- Sarsby, R. W., Vickers, B. 1986. SIDE FRICTION IN CONSOLIDATION TESTS ON FIBROUS PEAT. Paper presented at the *ASTM Special Technical Publication*, 485-489.
- Straume, J. 1979. Geomorfologiya. In: Misāns, J., Brangulis, A., Danilāns, I., Kuršs, V. (eds.), *Geologischeskie stroyenie i poleznye iskopayemye Latvii*. Zinātne, Rīga, s. 297-439.
- Stuedlein, A.W., Kramer, S.L., Arduino, P., Holtz, R.D. 2012. Geotechnical characterization and random field modeling of desiccated clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(11), 1301-1313. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000723.
- Sebai, S., Belkacemi, S. 2016. Consolidation coefficient by combined probabilistic and least residuals methods. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.39, No.5, 891–897.
- Selig, E.T., Waters, J.M. 1994. Track geotechnology and substructure management. London, England: *Thomas Telford publications*. 447.
- Shahriar, A.M., Sivakugan, N., Das, M.B. 2012. Strain Influence Factors for Footings on an Elastic Medium. *School of Engineering and Physical Sciences. James Cook University*. Australia. 1-6.
- Sharma, K.R. 2016. A Laboratory Manual on Soil Mechanics: Testing and Interpretation 0th Edition, Kindle Edition. *I K International Publishing House*. 188. ASIN:B01M70PKL7.

- Shen, Z., Jin, D., Pan, Q., Yang, H., Chian, C.S. 2021. Effect of soil spatial variability on failure mechanisms and undrained capacities of strip foundations under uniaxial loading. *Computers and Geotechnics*. Vol.139. 1-17. ISSN 0266-352X.
- Shukla, K.S., Sivakugan, N., Das, M.B. 2016. Methods for determination of the coefficient of consolidation and field observations of time rate of settlement — an overview. *International Journal of Geotechnical Engineering*. DOI: 10.3328/IJGE.2009.03.01.89-108.
- SIA Projekts 3i. 2014. *Latvijas dzelzceļa tīkla elektrifikācijas Ietekmes uz vidi novērtējuma ZIŅOJUMS [I.sējums]*. Rīga. VAS Latvijas dzelzceļš. 299.
- Singh, S. K. 2007. Diagnostic curve methods for consolidation coefficient. *International Journal of Geomechanics*, 7(1), 75-79. doi:10.1061/(ASCE)1532-3641(2007)7:1(75).
- Skempton, A. W. 1944. Notes on the compressibility of clays. *Quarterly Journal of the Geological Society*. Vol.100. 119-135.
- Standard test method for one-dimensional consolidation properties of soils. 1993. *Annual Book of ASTM Standards 04.08*, pp. 313-324.
- Soltani, A., Taheri, A., Deng, A., Azimi, M. 2019. A note on determination of the preconsolidation pressure. *Journal of Testing and Evaluation*, 47(6) doi:10.1520/JTE20170689.
- Song, J., Gu, C., Gu, H., Wang, S. 2015. Derivation Method for the Foundation Boundaries of Hydraulic Numerical Simulation Models Based on the Elastic Boussinesq *Solution*. *Mathematical Problems in Engineering*. Vol.2015. 1-8.
- Sridharan, A., & Prakash, K. (1995). Limitations of conventional analysis of consolidation settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(6), 517. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:6(517).
- Systra group. 2018. Rail Baltica – Design Guidelines. *Key examples of cross sections included in the Design Guidelines*.1-10.
- Tanaka, H. 2000. Sample quality of cohesive soils: Lessons from three sites, ariake, bothkennar and drammen. *Soils and Foundations*, 40(4), 57-74. doi:10.3208/sandf.40.4_57.
- Tanaka, H., Ritoh, F., Omukai, N. 2002. Quality of samples retrieved from great depth and its influence on consolidation properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(6), 1288-1301. doi:10.1139/t02-064.
- Tanaka, H., Tanaka, M. 2006. Main factors governing residual effective stress for cohesive soils sampled by tube sampling. *Soils and Foundations*, 46(2), 209-219. doi:10.3208/sandf.46.209.

- Tang, Y., Meng, G., Gong, J. 2011. Study on consolidation coefficient by different test methods
doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.308-310.1778.
- Terzaghi, K. 1925. *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*. Deuticke, Wien.
- Terzaghi, K., Fröhlich, O. K. 1936. *Theorie der Setzung von Tonschichten; eine Einführung in die analytische Tonmechanik*. Deuticke, Leipzig.
- Terzaghi, K. 1943. Theoretical soil mechanics. Wiley, New York. ISBN: 978-0-470-17276-6. 528.
- Umar, M., Sadrekarimi, A. 2017. Accuracy of determining pre-consolidation pressure from laboratory tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(3), 441-450. doi:10.1139/cgj-2016-0203.
- Ural, N., Kucuker, U. 2020. Determination of Pre-Consolidation Pressure by Different Method. *Department of Civil Engineering, Bilecik Şeyh Edebali University*. Turkey. 10(1) 36-43.
- Veinbergs, I. 1996. *Baltijas baseina attīstības vēsture leduslaikmeta beigū posmā un pēcduslaikmetā pēc Latvijas piekrastes un tai pieguļošās akvatorijas pētījumu materiāliem*. Latvijas Universitātes Ģeoloģijas institūts, Rīga, 127 lpp.
- Vijaykumar, S., Yacoub, T.E., Curran, J.H., 2000. A node-centric indirect boundary element method: three-dimensional displacement discontinuity, *Comput. Struct*, 74, 687-703.
- Wang, Q., Kong, Y., Zhang, X., Ruan, Y., Chen, Y. 2016. Mechanical effect of pre-consolidation pressure of structural behavior soil. *Xinan Jiaotong Daxue Xuebao/Journal of Southwest Jiaotong University*, 51(5), 987-994. doi:10.3969/j.issn.0258-2724.2016.05.023.
- WAQTC. 2021. Embankment and base in-place density. Participant workbook. *Transportation Technician Qualification program*. 272.
- Wood, M.D. 1991. Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics 1st Edition. *Cambridge University Press*. 488. ISBN-10:0521337828.
- Xu, B., Zhang, N. 2018. Determination of compression curve of in-situ soil considering soil disturbance. *Atlantis press. Advances in Engineering Research*. Vol.162. 213-216.
- Xia, Y., Wu, C. 2014. A neural network method to calculate the pre-consolidation stress of soil. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19(Z7), 17797-17804.
- Yin, Z., Karstunen, M., Chang, C. S., Koskinen, M., Lojander, M. 2011. Modeling time-dependent behavior of soft sensitive clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(11), 1103-1113. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000527.
- Yue, Z. Q., 1996. On elastostatics of multilayered solids subjected to general surface traction, *Quart. J. Mech. Appl. Math.* 49 (Part 3), 471-499.

Zelčš V. 1995. Metsepoles līdzenums. Kavacs G. (red.). Latvijas daba. Enciklopēdija. 3. sējums. „Latvijas enciklopēdija”, Rīga. 230 – 232.

Zelčš, V., Šteins, V. 1989. Latvijas daba un fiziogēogrāfiskie rajoni. Zinātne un tehnika. 1.sēj.

Kartogrāfiskie avoti

Fizioģeogrāfiskā karte. S.a. *Karšu izdevniecības Jāņa Sēta Fizioģeogrāfiskā karte mērogā 1:400 000*. LU ĢZZF WMS. Sk. 13.04.2022. Pieejams <http://kartes.geo.lu.lv/ows/gzzf>

LVĢD Kwartāra nogulumu karte. S.a. *Latvijas Valsts Ģeoloģijas Dienesta Kwartāra nogulumu karšu mozaīka M1:200 000*. LU ĢZZF WMS. Sk. 13.04.2022. Pieejams <http://kartes.geo.lu.lv/ows/gzzf>

LVĢD Pirmskvartāra. S.a. *Valsts Ģeoloģijas Dienesta Pirmskvartāra nogulumu karšu mozaīka mērogā 1:200 000*. LU ĢZZF WMS. Sk. **13.04.2022**. Pieejams: <http://kartes.geo.lu.lv/ows/gzzf>

Interneta resursi

Būvekoms.lv. 2014. Pamati. Sk.10.04.2022. Pieejams: <http://www.buvekoms.lv/raksti/pamati/>

Civilengineeringnotes.com. 2021. Skempton's Pore Pressure Parameters. Sk.06.05.2022. Pieejams: <https://civilengineeringnotes.com/skemptons-pore-pressure-parameters/>

Dobeles panelis. S.a. *Siltinātie lentveida pamatu betona veidņi*. Sk.10.04.2022. Pieejams: <https://www.dobelespanelis.lv/Siltinatie-lentveida-pamatu-betona-veidni/DP-Pamati-50-120-50-1>

Diedrichdrill.lv. S.a. Sk.14.04.2022. Pieejams: <https://www.diedrichdrill.com/tooling/thin-wall-samplers/shelby-t/shelby-tubes/>

Krūklis, V., Fatjanovs, S. 2008. Pamati ģimenes mājai. Kādus izvēlēties? Sk.10.04.2022. Pieejams: <https://abc.lv/raksts/pamati>

Normatīvie akti

Dzelzceļa tehniskās ekspluatācijas noteikumi. Latvijas Republikas Ministru Kabineta noteikumi Nr.724. Pieņemts 03.08.2010.

Dzelzceļa likums. Pieņemts 01.04.1998. Latvijas Republikas Saeima.

ISO TS 17892-5:2004 *Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 5: Incremental loading oedometer test*.

ASTM D2435/D2435M-11 *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*.

LVS EN ISO 17892-1. 2015. *Ģeotehniskā izpēte un testēšana. Grunts testēšana laboratorijā*.

1.daļa: Ūdens satura noteikšana. Latvijas Standarts.

LVS EN ISO 17892-3. 2016. *Ģeotehniskā izpēte un testēšana. Grunts testēšana laboratorijā.*

3.daļa: Daļiņu blīvuma noteikšana. Latvijas Standarts.

LVS EN ISO 17892-12. 2018. *Ģeotehniskā izpēte un testēšana - Grunts testēšana laboratorijā.*

12.daļa: Plūstamības un plastiskuma noteikšana. Latvijas Standarts.

Noteikumi par Latvijas būvnormatīvu LBN 003-19 "Būvklimatoloģija". Latvijas Republikas
Ministru Kabineta noteikumi Nr.432. Pieņemts 17.09.2019.

PATEICĪBAS

Izsaku lielu pateicību maģistra darba vadītājam Asoc. prof., Dr. ģeol. Mārim Krievānam par sagādāto materiālu pētījuma izstrādē, par efektīvāku darba pieeju laboratorijas darbu norisē un, protams, par konsultatīvo atsaucību un ieteikumu sniegšanu maģistra darba izstrādē.

Lielu paldies izsaku arī kursa biedriem Inesei Grīnbaumai par emocionālo atbalstu un Artūram Baikovam par atbalstu laboratorijas darbos.

PIELIKUMI

1. pielikums. Tīlpuma izmaiņu dati pret pielikto vertikālo spriegumu, katram paraugam.

Paraugš Nr.BH-25+847_3			Paraugš Nr.BH-25+847_7			Paraugš Nr.BH-25+847_9		
σ_v , kPa	V, m ³	Kons. posms	σ_v , kPa	V, m ³	Kons. posms	σ_v , kPa	V, m ³	Kons. Posms
0.00	7.910E-05	0	0.00	7.917E-05	0	0.00	7.917E-05	0
12.75	7.885E-05	S1	12.75	7.678E-05	S1	12.75	7.805E-05	S1
25.50	7.813E-05		25.50	7.596E-05		25.50	7.754E-05	
51.01	7.758E-05		51.01	7.537E-05		51.01	7.646E-05	
102.01	7.673E-05		102.01	7.449E-05		102.01	7.546E-05	
201.48	7.619E-05		201.48	7.341E-05		201.48	7.546E-05	
158.00	7.619E-05	<i>IN SITU</i>	400.41	7.201E-05	<i>IN SITU</i>	158.00	7.496E-05	<i>IN SITU</i>
102.01	7.624E-05	A1	201.48	7.247E-05	A1	102.01	7.507E-05	A1
51.01	7.636E-05		102.01	7.298E-05		51.01	7.532E-05	
25.50	7.650E-05		51.01	7.326E-05		25.50	7.554E-05	
12.75	7.660E-05		25.50	7.348E-05		12.75	7.575E-05	
25.50	7.656E-05	S2	12.75	7.369E-05	S2	25.50	7.569E-05	S2
51.01	7.650E-05		25.50	7.359E-05		51.01	7.554E-05	
102.01	7.631E-05		51.01	7.346E-05		102.01	7.520E-05	
201.48	7.583E-05		102.01	7.315E-05		201.48	7.459E-05	
102.01	7.596E-05	A2	201.48	7.267E-05	A2	102.01	7.487E-05	A2
51.01	7.614E-05		400.41	7.189E-05		51.01	7.710E-05	
25.50	7.626E-05		201.48	7.238E-05		25.50	7.734E-05	
201.48	7.571E-05	S3	102.01	7.285E-05	S3	201.48	7.648E-05	S3
400.41	7.482E-05		51.01	7.313E-05		400.41	7.543E-05	
800.82	7.184E-05		400.41	7.181E-05		800.82	7.432E-05	
1601.63	6.980E-05		800.82	7.047E-05		1601.63	7.317E-05	
			1601.63	6.775E-05				

Paraugš Nr.BH-53+364_10		
σ'_v , kPa	V, m ³	Kons. posms
0.00	7.914E-05	0
12.75	7.902E-05	S1
25.50	7.887E-05	
51.01	7.867E-05	
102.01	7.810E-05	
201.48	7.494E-05	
400.41	7.423E-05	
633.00	7.211E-05	<i>IN SITU</i>
400.41	7.233E-05	A1
201.48	7.287E-05	
102.01	7.333E-05	
51.01	7.357E-05	
25.50	7.382E-05	
12.75	7.393E-05	S2
25.50	7.385E-05	
51.01	7.377E-05	
102.01	7.360E-05	
201.48	7.303E-05	A2
400.41	7.278E-05	
800.82	7.216E-05	
400.41	7.348E-05	A2
201.48	7.376E-05	
102.01	7.422E-05	
800.82	7.206E-05	S3
1601.63	6.924E-05	

2. pielikums. Traucētības grafiku izveidē izmantotie dati, katram paraugam.

Pauga Nr.BH-25+847_9			Pauga Nr.BH-25+847_3		
σ_v , kPa	ΔH_{fvid} , mm	Kons. posms	σ_v , kPa	ΔH_{fvid} , mm	Kons. posms
0.00	20.000	0	0.00	20.000	0
12.75	19.718	S1	12.75	19.926	S1
25.50	19.590		25.50	19.745	
51.01	19.317		51.01	19.605	
102.01	19.064		102.01	19.391	
158.00	18.939	<i>IN SITU</i>	158.00	19.254	<i>IN SITU</i>
102.01	18.965	A1	102.01	19.266	A1
51.01	19.029		51.01	19.297	
25.50	19.085		25.50	19.331	
12.75	19.137		12.75	19.356	
25.50	19.121	S2	25.50	19.346	S2
51.01	19.084		51.01	19.333	
102.01	18.999		102.01	19.285	
201.48	18.844		201.48	19.162	

Pauga Nr.BH-53+364_10		
σ_v , kPa	ΔH_{fvid} , mm	Kons. posms
0.00	20.000	0
12.75	19.969	S1
25.50	19.932	
51.01	19.880	
102.01	19.736	
201.48	18.938	
400.41	18.758	
633.00	18.224	<i>IN SITU</i>
400.41	18.278	A1
201.48	18.415	
102.01	18.532	
51.01	18.593	
25.50	18.654	
12.75	18.682	S2
25.50	18.663	
51.01	18.641	
102.01	18.600	
201.48	18.456	
400.41	18.393	
800.82	18.234	

Pauga Nr.BH-25+847_7		
σ_v , kPa	ΔH_{fvid} , mm	Kons. posms
0.00	20.000	0
12.75	19.398	S1
25.50	19.191	
51.01	19.040	
102.01	18.818	
201.48	18.546	
400.41	18.191	A1
201.48	18.310	
102.01	18.437	
51.01	18.508	
25.50	18.564	S2
12.75	18.617	
25.50	18.593	
51.01	18.559	
102.01	18.480	
201.48	18.359	
400.41	18.163	

3. pielikums. Vertikālā sprieguma un porainības koeficienta izmantotās vērtības saspiežamības līknes konstruēšanai, katram paraugam.

BH-25+847_3		BH-25+847_7		BH-25+847_9		BH-53+364_10	
σ_v , kPa	e	σ_v , kPa	e	σ_v , kPa	e	σ_v , kPa	e
0.00	0.306	0.00	0.293	0.00	0.286	0.00	0.234
12.75	0.301	12.75	0.254	12.75	0.268	12.75	0.232
25.50	0.289	25.50	0.241	25.50	0.260	25.50	0.229
51.01	0.280	51.01	0.231	51.01	0.242	51.01	0.226
102.01	0.266	102.01	0.216	102.01	0.226	102.01	0.217
201.48	0.251	201.48	0.199	201.48	0.212	201.48	0.168
102.01	0.253	400.41	0.176	102.01	0.216	400.41	0.157
51.01	0.256	201.48	0.182	51.01	0.252	800.82	0.125
25.50	0.258	102.01	0.190	25.50	0.256	400.41	0.145
		51.01	0.194			201.48	0.150
						102.01	0.157

4. pielikums. Konsolidācijas koeficienta vērtības, kas iegūtas pie katras slogošanas pakāpes, pēc 4 dažādām metodēm, katram paraugam.

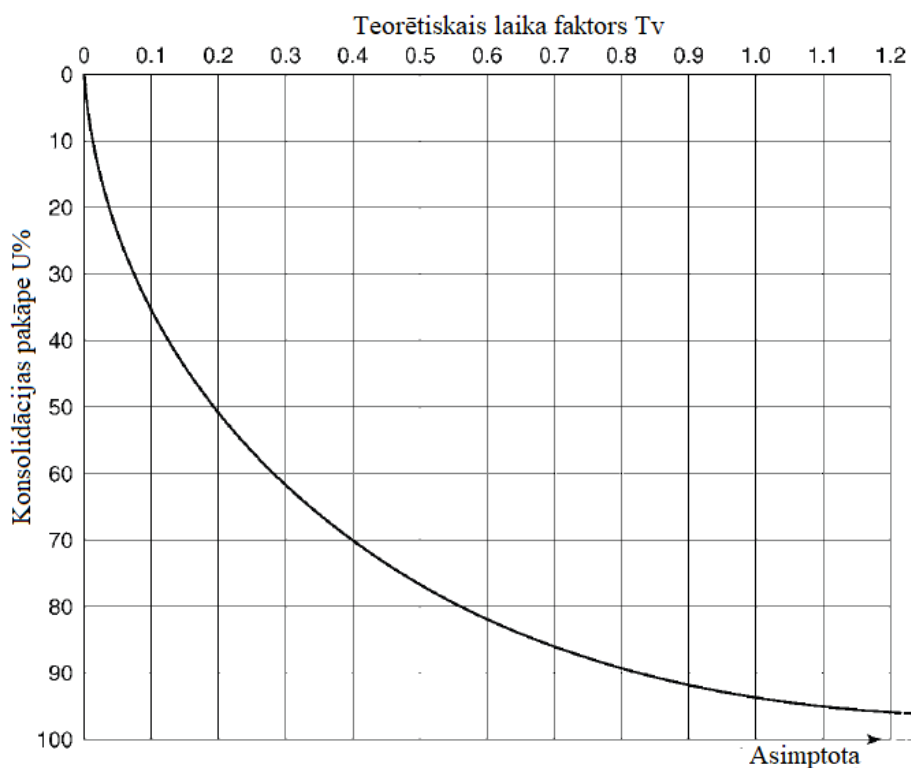
Pauga Nr.BH-25+847_3									
σ_v , kPa	log-laika metode		kvadrātsaknes laika		agrīnās stadijas log-		hiperbolu metode		Slogošanas posmi
	Cv_1 mm ² /min	Cv_1 mm ² /d	Cv_2 mm ² /min	Cv_2 mm ² /d	Cv_3 mm ² /min	Cv_3 mm ² /d	Cv_4 mm ² /min	Cv_4 mm ² /d	
12.75	0.219	315.360	0.027	38.880	0.963	1386.720	0.022	31.680	S1
25.50	0.176	253.440	0.017	24.480	0.077	110.880	0.002	2.160	
51.01	<i>n</i>	<i>n</i>	0.023	33.120	<i>n</i>	<i>n</i>	0.032	46.080	
102.01	2.096	3018.240	0.061	87.840	3.080	4435.200	0.028	40.320	
158.00	0.246	354.240	0.031	44.640	2.962	4265.280	0.019	27.360	<i>IN SITU</i>
25.50	0.654	941.760	0.654	941.760	0.654	941.760	0.654	941.760	S2
51.01	0.046	66.240	0.013	18.720	0.214	308.160	0.238	342.720	
102.01	0.518	745.920	0.252	362.880	0.558	803.520	0.004	5.760	
201.48	0.179	257.760	0.037	53.280	1.540	2217.600	0.013	18.720	
201.48	0.857	1234.080	0.059	84.960	0.963	1386.720	0.005	7.200	S3
400.41	0.328	472.320	0.090	129.600	1.132	1630.080	0.017	24.480	
800.82	0.469	675.360	0.028	40.320	1.540	2217.600	0.064	92.160	
1601.63	0.173	249.120	0.014	20.160	0.428	616.320	0.100	144.000	

Paraugs Nr.BH-25+847_7									
σ_v , kPa	log-laika metode		kvadrātsaknes laika metode		agrīnās stadijas log-laika metode		hiperbolās metode		Slogošanas posmi
	Cv_1 mm ² /min	Cv_1 mm ² /d	Cv_2 mm ² /min	Cv_2 mm ² /d	Cv_3 mm ² /min	Cv_3 mm ² /d	Cv_4 mm ² /min	Cv_4 mm ² /d	
12.75	1.159	1668.960	0.096	138.240	1.203	1732.320	0.368	529.920	S1
25.50	0.780	1123.200	0.780	1123.200	0.780	1123.200	0.780	1123.200	
51.01	1.642	2364.480	0.047	67.680	1.069	1539.360	0.016	23.040	
102.01	0.458	659.520	0.041	59.040	0.020	28.800	0.631	908.640	
201.48	0.821	1182.240	0.063	90.720	1.604	2309.760	0.031	44.640	
400.41	0.277	398.880	0.139	200.160	0.193	277.920	0.085	122.400	<i>IN SITU</i>
25.50	1.408	2027.520	1.408	2027.520	1.408	2027.520	1.408	2027.520	S2
51.01	0.286	411.840	0.057	82.080	0.241	347.040	0.016	23.040	
102.01	0.597	859.680	0.096	138.240	0.963	1386.720	0.012	17.280	
201.48	0.493	709.920	0.074	106.560	0.786	1131.840	0.063	90.720	
400.41	0.448	645.120	0.030	43.200	1.540	2217.600	0.037	53.280	
400.41	0.730	1051.200	0.195	280.800	1.069	1539.360	0.070	100.800	S3
800.82	0.033	47.520	0.010	14.400	0.917	1320.480	0.177	254.880	
1601.63	0.210	302.400	0.022	31.680	0.401	577.440	0.089	128.160	

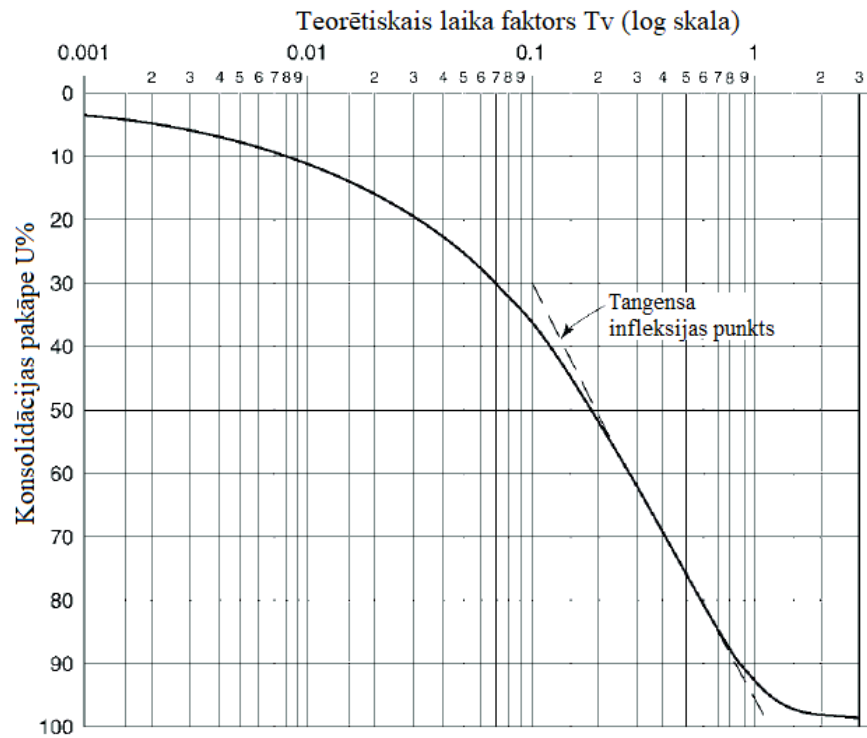
Paraugs Nr.BH-25+847_9									
σ_v , kPa	log-laika metode		kvadrātsaknes laika metode		agrīnās stadijas log-laika metode		hiperbolās metode		Slogošanas posmi
	Cv_1 mm ² /min	Cv_1 mm ² /d	Cv_2 mm ² /min	Cv_2 mm ² /d	Cv_3 mm ² /min	Cv_3 mm ² /d	Cv_4 mm ² /min	Cv_4 mm ² /d	
12.75	2.345	3376.800	0.075	108.000	3.208	4619.520	0.360	518.400	S1
25.50	0.008	11.520	0.023	33.120	0.036	51.840	0.004	5.760	
51.01	0.419	603.360	0.022	31.680	1.540	2217.600	0.047	67.680	
102.01	0.229	329.760	0.074	106.560	1.426	2053.440	0.065	93.600	
158.00	0.758	1091.520	0.066	95.040	1.674	2410.560	0.043	61.920	<i>IN SITU</i>
25.50	0.879	1265.760	0.879	1265.760	0.879	1265.760	0.879	1265.760	S2
51.01	0.857	1234.080	0.090	129.600	2.567	3696.480	0.083	119.520	
102.01	1.231	1772.640	0.048	69.120	2.750	3960.000	0.029	41.760	
201.48	0.458	659.520	0.039	56.160	1.750	2520.000	0.027	38.880	
201.48	1.313	1890.720	0.069	99.360	1.925	2772.000	0.028	40.320	S3
400.41	0.985	1418.400	0.173	249.120	2.567	3696.480	0.033	47.520	
800.82	0.616	887.040	0.078	112.320	1.041	1499.040	0.054	77.760	
1601.63	0.668	961.920	0.021	30.240	3.208	4619.520	0.057	82.080	

Paraugs Nr.BH-53+364_10									
σ_v , kPa	log-laika metode		kvadrātsaknes laika metode		agrīnās stadijas log-laika metode		hiperbolās metode		Slogošanas posmi
	Cv_1 mm ² /min	Cv_1 mm ² /d	Cv_2 mm ² /min	Cv_2 mm ² /d	Cv_3 mm ² /min	Cv_3 mm ² /d	Cv_4 mm ² /min	Cv_4 mm ² /d	
12.75	0.182	262.080	0.036	51.840	0.428	616.320	0.053	76.320	S1
25.50	0.166	239.040	0.019	27.360	0.275	396.000	0.104	149.760	
51.01	1.407	2026.080	0.043	61.920	2.962	4265.280	0.029	41.760	
102.01	0.857	1234.080	0.017	24.480	2.406	3464.640	0.039	56.160	
201.48	0.985	1418.400	0.092	132.480	1.604	2309.760	0.057	82.080	
400.41	0.294	423.360	0.043	61.920	0.713	1026.720	0.031	44.640	
633.00	0.140	201.600	0.010	14.400	0.148	213.120	0.023	33.120	<i>IN SITU</i>
25.50	1.337	1925.280	1.337	1925.280	1.337	1925.280	1.337	1925.280	S2
51.01	1.359	1956.960	1.359	1956.960	1.359	1956.960	1.359	1956.960	
102.01	0.277	398.880	0.022	31.680	0.160	230.400	0.013	18.720	
201.48	1.515	2181.600	0.339	488.160	1.426	2053.440	0.057	82.080	
400.41	0.679	977.760	0.051	73.440	1.132	1630.080	0.022	31.680	
800.82	0.402	578.880	0.046	66.240	2.750	3960.000	0.040	57.600	
800.82	0.174	250.560	0.012	17.280	2.962	4265.280	0.022	31.680	S3
1601.63	0.246	354.240	0.017	24.480	1.132	1630.080	0.012	17.280	

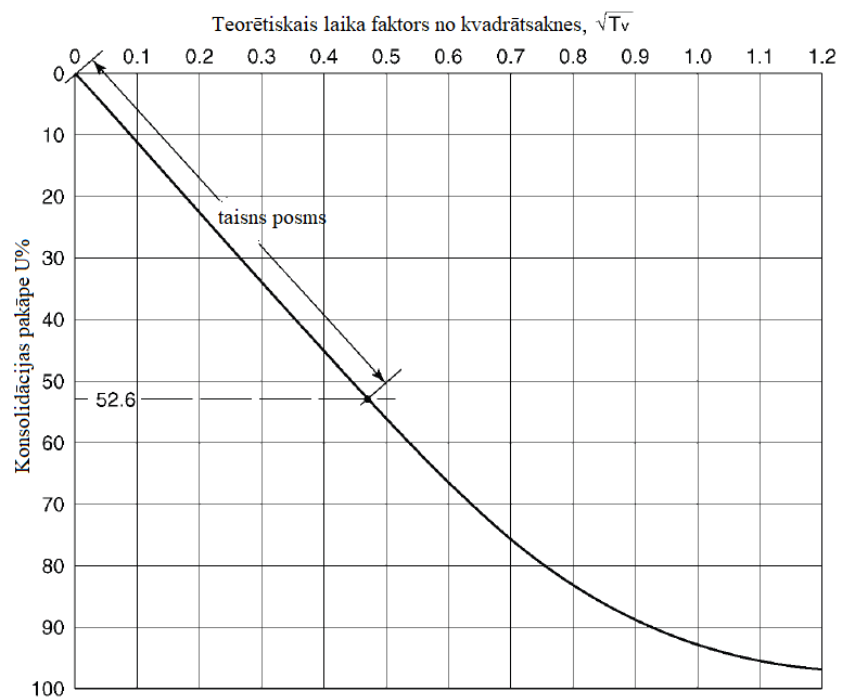
5. pielikums. Laika faktors T_v , kas saistīts ar konsolidācijas pakāpi U % (Head et al. 2011).



6. pielikums. Laika faktors T_v (logaritmiskā skala), kas saistīts ar konsolidācijas pakāpi U % (Head et al. 2011).



7. pielikums. Laika faktors no kvadrātsaknes $\sqrt{T_v}$, kas saistīts ar konsolidācijas pakāpi U % (Head et al. 2011).



8. pielikums. Laika faktora T_v un konsolidācijas pakāpes U % izmaiņas (Das et al. 2016).

U (%)	T_v	U (%)	T_v	U (%)	T_v	U (%)	T_v
0	0	26	0.0531	52	0.212	78	0.529
1	0.00008	27	0.0572	53	0.221	79	0.547
2	0.0003	28	0.0615	54	0.230	80	0.567
3	0.00071	29	0.0660	55	0.239	81	0.588
4	0.00126	30	0.0707	56	0.248	82	0.610
5	0.00196	31	0.0754	57	0.257	83	0.633
6	0.00283	32	0.0803	58	0.267	84	0.658
7	0.00385	33	0.0855	59	0.276	85	0.684
8	0.00502	34	0.0907	60	0.286	86	0.712
9	0.00636	35	0.0962	61	0.297	87	0.742
10	0.00785	36	0.102	62	0.307	88	0.774
11	0.0095	37	0.107	63	0.318	89	0.809
12	0.0113	38	0.113	64	0.329	90	0.848
13	0.0133	39	0.119	65	0.340	91	0.891
14	0.0154	40	0.126	66	0.352	92	0.938
15	0.0177	41	0.132	67	0.364	93	0.993
16	0.0201	42	0.138	68	0.377	94	1.055
17	0.0227	43	0.145	69	0.390	95	1.129
18	0.0254	44	0.152	70	0.403	96	1.219
19	0.0283	45	0.159	71	0.417	97	1.336
20	0.0314	46	0.166	72	0.431	98	1.500
21	0.0346	47	0.173	73	0.446	99	1.781
22	0.0380	48	0.181	74	0.461	100	∞
23	0.0415	49	0.188	75	0.477		
24	0.0452	50	0.197	76	0.493		
25	0.0491	51	0.204	77	0.511		

Maģistra darbs „Morēnas nogulumu konsolidācijas sēšanās modelēšana dzelzceļa uzbūrumiem” izstrādāts LU Ģeogrāfijas un Zemes zinātņu fakultātē.

Ar savu parakstu apliecinu, ka pētījums veikts patstāvīgi, izmantoti tikai tajā norādītie informācijas avoti un iesniegtā darba elektroniskā kopija atbilst izdrukai.

Autors: Līga Salmiņa

_____ 24./05./2022.
paraksts datums

Rekomendēju darbu aizstāvēšanai

Zinātniskais vadītājs: amats, zinātn. grāds Vārds Uzvārds

_____ ./././2022.
paraksts datums

Recenzents: amats, zinātn. grāds Vārds Uzvārds

Darbs iesniegts Ģeoloģijas nodaļas lietvedībā

Nodaļas lietvede *Indra Baltmane*

_____ ./././2022.
paraksts datums

Noslēguma darba aizstāvēšanas rezultāti:

Maģistra darbs aizstāvēts ģeoloģijas maģistra akadēmisko studiju gala pārbaudījumu komisijas sēdē

2022./././ . protokola nr. vērtējums
gads, datums, mēnesis

Sekretārs

_____ ./././2022.
paraksts datums