



INSENERITEADUSKOND  
Tartu kolledž

**ÜKSIKVAIADE PIIRKANDEVÕIME MÄÄRAMINE  
DÜNAAMILISE PENETRATSIOONI TULEMUSTEST  
KOLME OBJEKTI NÄITEL**

**DETERMINING ULTIMATE BEARING CAPACITY OF  
SINGLE PILES BY DYNAMIC PROBINGS BASED ON  
THREE BUILDING SITES**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Jan Mihkel Leetsaar

Üliõpilaskood: 153874 EAEI

Juhendaja: Lehar Leetsaar, lektor

Tartu, 2020

# AUTORIDEKLARATSIOON

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

Lõputöö alusel ei ole varem kutse- või teaduskraadi või inseneridiplomit taotletud.

Kõik töö koostamisel kasutatud teiste autorite tööd, olulised seisukohad, kirjandusallikatest ja mujalt pärinevad andmed on viidatud.

"....." ..... 201.....

Autor: .....

/ allkiri /

Töö vastab bakalaureusetöö/magistritööle esitatud nõuetele

"....." ..... 201.....

Juhendaja: .....

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

"....." .....201... .

Kaitsmiskomisjoni esimees .....

/ nimi ja allkiri /

# LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

**Üliõpilane:** Jan Mihkel Leetsaar, 153874 EAEI

**Õppekava, peeriala:** EAEI02/12Tartu - Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine

**Juhendaja:** Lektor Lehar Leetsaar

## Lõputöö teema:

Üksikvaiade piirkandevõime määramine dünaamilise penetratsiooni tulemustest kolme objekti näitel

Determining ultimate bearing capacity of single piles by dynamic probings based on three building sites

## Lõputöö põhiküsimused:

1. Kas vaia piirkandevõimet saab määrata Eestis standard penetratsiooni otseste arvutusmeetoditega, kasutades löökpenetratsiooni tulemusi?
2. Millised arvutusmeetodid hindavad kandevõimet kõige lähemale staatiliselt koormatud vaiakatsete tulemustele?

## Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Katseandmete ja kirjanduse süstematiseerimine	20.04.20
2.	Arvutusmeetodite läbi töötamine	08.05.20
3.	Magistritöö koostamine	29.05.20

**Töö keel:** Eesti keel

**Lõputöö esitamise tähtaeg:** 29.05.2020

**Üliõpilane:** Jan Mihkel Leetsaar ..... 29.05.2020

/allkiri/

**Juhendaja:** Lehar Leetsaar ..... 29.05.2020

/allkiri/

# SISUKORD

SISSEJUHATUS .....	5
1 VAIA KANDEVÕIME ARVUTAMINE.....	7
1.1 Vaia staatiline koormuskatse .....	7
1.2 Fundex ja Bauer puurvaiad .....	8
1.3 Löökpenetromeeter katse LP .....	10
1.4 Standardne penetratsioonikatse SPT .....	13
1.5 Uuringute välitööd ja laborkatsed .....	14
1.6 LP tulemuste kombineerimine SPT otseste arvutusmeetoditega .....	14
2 UURIMISKOHTADE KIRJELDUSED .....	17
2.1 Uurimiskoht A .....	17
2.1.1 Geoloogiline ehitus.....	17
2.1.2 Hüdrogeoloogilised tingimused .....	22
2.1.3 Geotehnilised tingimused .....	23
2.2 Uurimiskoht B .....	23
2.2.1 Geoloogiline ehitus.....	23
2.2.2 Hüdrogeoloogilised tingimused .....	26
2.2.3 Geotehnilised tingimused .....	27
2.3 Uurimiskoht C .....	27
2.3.1 Geoloogiline ehitus.....	27
2.3.2 Hüdrogeoloogilised tingimused .....	30
2.3.3 Geotehnilised tingimused .....	30
3 METOODIKA.....	32
3.1 Katsevaiade karakteristikud .....	32
3.2 Staatilised katsevaia proovikoormamised.....	33
3.3 Löökpenetromeeterkatsed.....	34
4 VAIA PIIRKANDEVÕIME ARVUTAMINE.....	36
4.1 Piirkandevõime staatilise vaia proovikoormamisest .....	36
4.2 SPT otseste arvutusmeetoditega arvutamine .....	38
4.2.1 Aoki & De'Alencer (1975).....	39
4.2.2 Meyerhof (1976).....	40
4.2.3 Briaud & Tucker (1988) .....	41
4.2.4 Poulos (1989), Martin (1987), Decourt (1982) Meyerhof (1956) .....	42
4.2.5 Decourt (1995).....	42
4.2.6 Shariatmadari et al. (2008).....	43
5 TULEMUSED JA ANALÜÜS .....	44
KOKKUVÕTE .....	51
SUMMARY.....	53
KASUTATUD KIRJANDUS .....	55

## SISSEJUHATUS

Vundament on hoone aluseks. Koormuse hoonest pinnasele saab jaotada plaat-, lint- või vaivundamendiga. Vundamendi liik sõltub pinnase ehitusgeoloogilistest tingimustest. Oluline aspekt vundamentide projekteerimisel on ökonoomsus. Üledimensioneeritud vundamendid suure ehitusalase pinnaga või koormusega hoonetel tähendavad suuri kulutusi nii tellijale kui ka ehitajale. Lisaks on ülearune materjali kulutamine loodusressursside raiskamine.

Käesolev töö käsitleb vaivundamente. Vaiade kandevõime määramine on tänapäevani olnud katsumuseks geotehnika inseneridele. Aina rohkem arendatakse ja luuakse erinevaid arvutusmudeleid, millega määrata vaiade kandevõimet. Eri meetoditega määratud pinnase omaduste arväärtused võivad olla varieeruvad ning igal juhul tuleb nende usaldusväärsust kriitiliselt hinnata [1]. Aina enam on hakatud kasutama ehitusplatsil tehtavaid katseid ehk väliuuringuid, kuna arenevad katseseadmed ja arusaam pinnase käitumisest. Tavapäraste laborikatsetega tekivad teatud piirangud ning on vaja täiendavaid andmeid väliuuringutest. [2]

Pinnase väliuuringutel kasutatakse mitmesuguseid puurimise liike – löök-, keerd-, vibro- või südamikpuurimist [1]. Puurimise liik sõltub peaaesjalikult pinnase liigist [1]. Eestis on enim kasutatud pinnase penetreerimismeetod oma lihtsuse ja hinna tõttu löökpenetromeeterkatse LP (dynamic probing DP). Penetratsioonitakistust mõõdetakse löökide arvuga kindlaks määratud pikkusega süvistamiseks pinasesse. LP on peamiselt mõeldud jämedateraliste pinnaste läbistamiseks. Seetõttu on katse kasutamine küsitav Eesti saviste ja mölliste pinnaste puhul.

Kõige vanem penetreerimismeetod, mida tänapäevani mujal maailmas kasutatakse, on standardne penetreerimismeetod SPT. Eestis vastav seade puudub ja pole ka varasemaid pinnaseuuringuid, kus oleks katseid tehtud selle meetodiga. Sarnaselt löökpenetratsioonile on katse iseloom lihtne ja madala hinnaga võrreldes teiste penetreerimismeetoditega. Löökidega süvistatakse õhukeseseinalist avatud toruga proovlit, mõõdetakse löökide arv kindlaks määratud pikkuse süvistamisel ja vajadusel saab seadme otsakuga eraldada pinnast. Aastate jooksul on loodud mitmeid arvutusmeetodeid, mis võimaldavad penetromeetri tulemustest määrata vaia kandevõime. [1]

Eesti ehitusgeoloogilistes töodes on väidetud, et kirjanduse andmetel on Rootsi standardi HfA seadmega, mis sarnaneb Eestis kasutatavale löökpenetromeetrile DPSH-

A (EVS-EN ISO 22476-2:2005), saadud löökide arv  $N_{20}$  võrdne SPT seadmega registreeritud löökide arvuga  $N_{30}$ . See võimaldab kasutada SPT jaoks välja töötatud korrelatsioone pinnaseomaduste hindamisel. Eurocode 7 nõuab, et kui geotehniliste parameetrite või tegurite tuletamiseks on kasutatud korrelatsioone, siis peab need korrelatsioonid ja nende rakendatavuse dokumenteerima. Ehitusgeoloogiast ei ole teada, kuidas ja milliseid korrelatsioone on rakendatud. Lisaks pole Eesti pinnaseoludes uurimistöid tehtud, mis kinnitaksid SPT jaoks välja töötatud korrelatsioonide kasutamise võimalikkust.

Eeltoodu valguses on töö küsimused järgnevad:

1. Kas vaia piirkandevõimet saab määrata Eestis standard penetratsiooni otseste arvutusmeetoditega, kasutades löökpenetratsiooni tulemusi?
2. Millised arvutusmeetodid hindavad kandevõimet kõige lähemale staatiliselt koormatud vaiakatsete tulemustele?

Töö põhiosa koosneb viiest peatükist. Esimeses osas antakse ülevaade teoreetilisest taustast. Teises peatükis antakse ülevaade uuritavate objektide geoloogilisest ehitusest. Kolmanda peatüki eesmärk on kirjeldada uurimismetoodikat, kuidas on töödeldud katsetetulemusi, läbi viidud vaiakatsed ja pinnaseuuringud löökpenetreerimistega. Töö neljandas peatükis näidatakse arvutuskäik ühe vaia näitel. Viimases peatükis on koondatud arvutustulemused ning tehtud analüüs.

# 1 VAIA KANDEVÕIME ARVUTAMINE

Vaia kandevõime  $Q_c$  arvutatakse vaia otsa vastupanu  $Q_b$  ja vaia külje hõõrdevastupanu  $Q_s$  summana (EN 1997-2:2007)

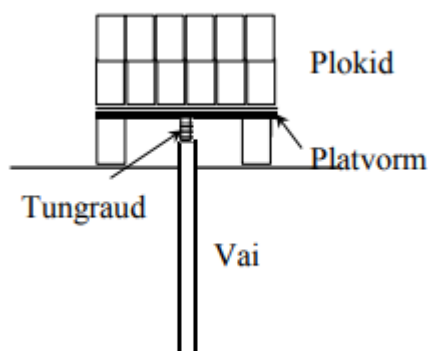
$$Q_c = Q_b + Q_s \quad (1.1)$$

Lõpliku kandevõime saavutamiseks tuleb lahutada ka vaia omakaal. Vaia külje hõõrdevastupanu saamiseks korrutatakse igas pinnasekihis vaia külje erivastupanu  $q_{s,i}$  vaia külje pindalaga  $A_{s,i}$  ja kihtide korrutised summeeritakse. Vaia otsa vastupanu arvutatakse pinnase erivastupanu  $q_b$  korrutamisel vaiapea pindalaga  $A_b$ .

$$Q_s = \sum_{i=1}^{i=n} q_{s,i} \cdot A_{s,i} \quad (1.2)$$

$$Q_b = q_{s,i} \cdot A_b \quad (1.3)$$

## 1.1 Vaia staatiline koormuskatse



**Joonis 1.1** Vaia staatilise koormamise skeem

Vaia kandevõime hindamiseks on kõige täpsem meetod vaia staatiline proovikoormamine. Joonisel 1.1 on näidatud staatilise koormuskatse ideeline skeem. Plokkidega koormamise asemel tehakse katseid ka tõmbele töötavate vaiadega, mille koormus katsevaiadele kantakse tala või fermiga. Vaia koormamisel mõõdetakse paigutisi pideva käiguga mõttkelladega, mis kinnitatakse katsetatavast vaiast piisavalt kaugele – vähemalt 3 m. Vaia koormatakse järjest suureneva koormusega, tavaliselt astmete kaupa, ja mõõdetakse vaia vajumit. Koormusastme suurus valitakse, et eeldatava piirkoomuseni jõutakse 10 astmega. Iga koormusastet hoitakse, kas vajumsie tingliku vaibumiseni või teatud kindla aja (1 või 2 tundi). Tinglikuks vajumise vaibumiseks loetakse, kui vajumise kiirus on alla 0,1 mm tunnis (vaia otsa alla jääb liivpinna või kõva savi) või 0,05 mm tunnis (vaia otsa all on plastne või voola vsavipinnas). Vaia vajumeid registreeritakse iga koormusastme vältel teatud

ajavahemike järel – 10 kuni 15 minutit. Katse tulemuste alusel koostatakse graafikud vajumise sõltuvuse kohta koormusest ja vajumise sõltuvuse kohta ajast igal koormusastmel. [3]

Vaia kandevõime puhul on käsitletud vaiakeha maksimaalset tugevust, vaia piirkandevõime korral pinnase purunemist. Vaia piirkandevõime määramise viise staatilistest vaiakatsete tulemustest on erinevaid. Paljud teadlased on pakkunud ja standardis EVS-EN 1997:2005+A1:2013+NA:2014 on määratud, et vaia piirkandevõime arvestamisel tuleb lähtuda vaia vajumist, mis on 10% vaia otsa läbimõõdust. Kui vaia staatilise proovikormamisega ei jõuta piirkandevõimeni saab kasutada ekstrapoleerimismeetodit. Kõige levinum on Chini (1970) meetod [4].

Chini meetodiga määratakse piirkandevõime, isegi kui vaiu pole koormatud selleni. Osalistest koormus-vajumi väärtustest on võimalik ekstrapoleerides tuletada koormus-vajumi väärtusi kuni piirkandevõimeni. Proovikoormamise õnnestumine ja koormusastmete hulk määrab ekstrapoleeritud väärtuste usaldusväärsuse.

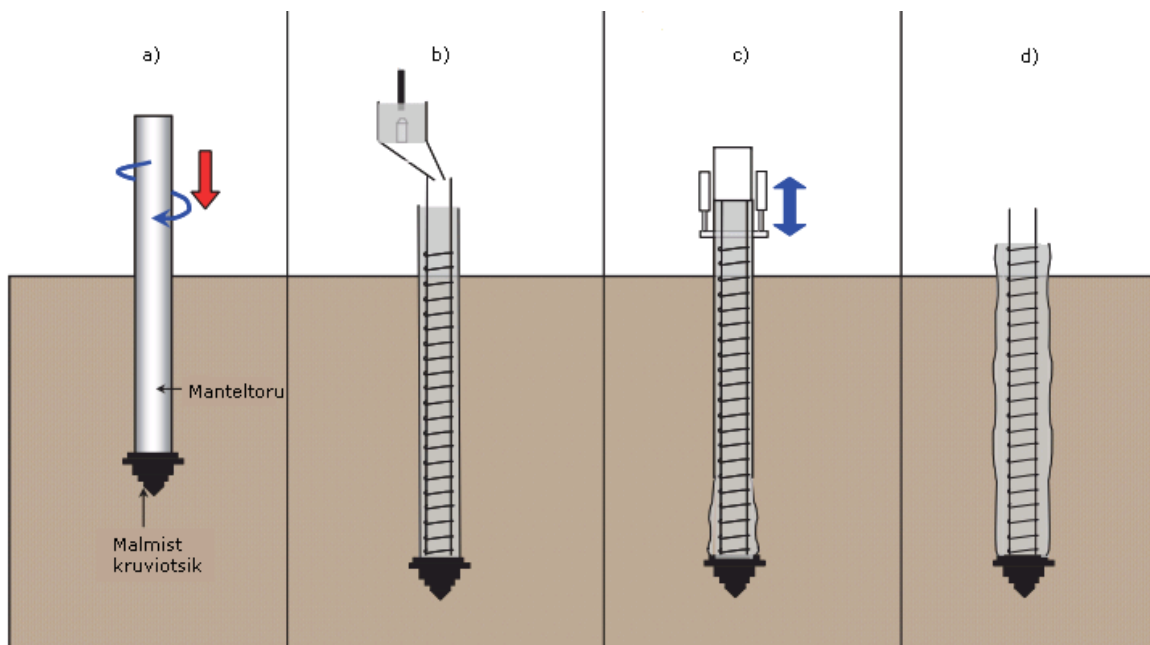
Chini meetod baseerub eeldusel, et koormus-vajumi seos vaiakoormamisel pinnases on hüperboolne. Chin esitas, et koormus-vajumi kõver koostatakse koormus-vajumi  $s/P$  väärtusega seoses vajumiga  $s$ . Järeldub, et  $s$  ja  $s/P$  vaheline sõltuvus on lineaarne. Katseandmete kandmisel graafikule telgedega  $s$  ja  $s/P$  peaksid katseandmed asuma sirgel ja graafiku kaldenurk  $\Delta s/[\Delta(s/P)]$  annab kandevõime suuruse [3]. Olukorras, kus vaia kandevõime määrab ainult vaia külje hõõrdevastupanu või otsa vastupanu, joonistub Chini meetodiga üks küllaltki lineaarne joon. Kui vaia kandevõime määravad külje hõõrde- ja otsa vastupanu, joonistuvad välja kaks lõikuvat sirget. Sirgete kaldenurgad määravad vaia külje hõõrde vastupanu ja kogu vaia vastupanu. Chini vajumise sõltuvust koormusest  $P$  kirjeldab hüperpoolne funktsioon  $s = aP/(R-P)$ , kus  $R$  on sirge lineaarfunktsioonist võetud vaia piirkandevõime ja  $a$  lineaarfunktsioonist leitav parameeter. [3, 5, 6]

## 1.2 Fundex ja Bauer puurvaiad

Vaiade arvutamisel käsitletakse kahte tüüpi vaiu - pinnast tõrjuv ja pinnast teisaldav. Peamine erinevus vaiadel on kandevõimes. Vaia paigaldamisel pinnast tõrjuv vai surutakse pinnasesse, säilib suurem kontakt pinnase ja vaiakeha vahel. Kohapeal valatud pinnast tõrjuvaid vaiu on lihtne rajada kandvatesse kihtidesse erinevatel sügavustel; betoneerimisel on manteltoruga pinnasevee mõju välistatud; mõnel vaiatüübil on kasutatav laiema diameetriga vaiaots. [7, 8]



Fundex kohtvai on pinnast tõrjuv puurvai. Vaia valmistamiseks kruvitakse manteltoru, mille otsas on malmvalust kruviotsik, vajalikule sügavusele pinnasesse. Seejärel paigaldatakse armatuurkarkass ja täidetakse manteltoru betooniga. Paralleelselt betoneerimisega eemaldatakse malmitoru. Vaiapeaks on pinnasesse jäetud malmist kruviotsik (Joonis 1.2). [3, 9]

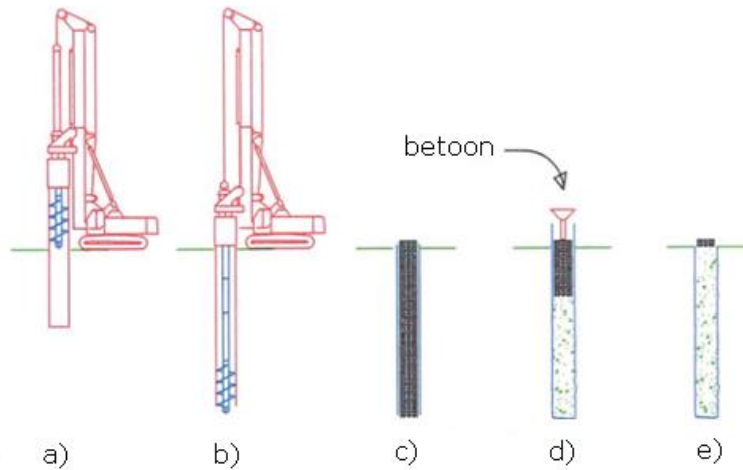


**Joonis 1.2** Fundex puurvaia tehnoloogia

a) puuritakse malmvalust kruviotsik ja manteltoru vajalikule sügavusele; b) saavutatud sügavusel lastakse malmist kruviotsik lahti ja paigaldatakse armatuurkarkass, valatakse betoon; c) eemaldatakse üles-alla võnkliikumise ja vahelduva päripäev-vastupäeva pöörlemistega manteltoru; d) betoon kivistub ja valmib Fundex vai

Valmistakse vaiu kuni 34 sügavusele, vaiakeha läbimõõduga 380, 450 ja 520 mm. Fundex vaiatüübi otsa diameeter on suurem kui vaiakehal. Pinnast läbistades malmist kruviotsik surub pinnast kokku. Kokkusurutud pinnas deformeerub ja vaia küljele pudeneb lahtisem pinnas. See vähendab vaia küljel pinnase hõõrdevastupanu [10].

Baueri kohtvai on pinnast teisaldav/eemaldav/asendav puurvai. Esmalt puuritakse spiraalpuuri või löökpuuriga puurauk ja eemaldatakse pinnas, seejärel paigaldatakse armatuurkarkass ja betoneeritakse. Saab valmistada läbimõõduga 400, 620, 880, 1200, 1500 ja vajadusel ka 1800 mm läbimõõduga vaiu. Vaia pikkus tavaliselt kuni 40m, kuid saab teha ka pikemaid. Suurimat tähelepanu ja hoolikust nõuab vaia põhja puhastamine enne betoneerimist (Joonis 1.3). [3, 11]



**Joonis 1.3** Baueri klassikaline puurvaia tehnoloogia:

a) puuritakse manteloru pinnasesse; b) manteloru stabiliseerib puuri, puuriga pinnas eemaldatakse; c) paigaldatakse armatuurkarkass mantelorusse; d) valatakse betoon ja eemaldatakse manteloru; e) betoon kivistub, valmib vai.

### 1.3 Löökpenetromeeter katse LP

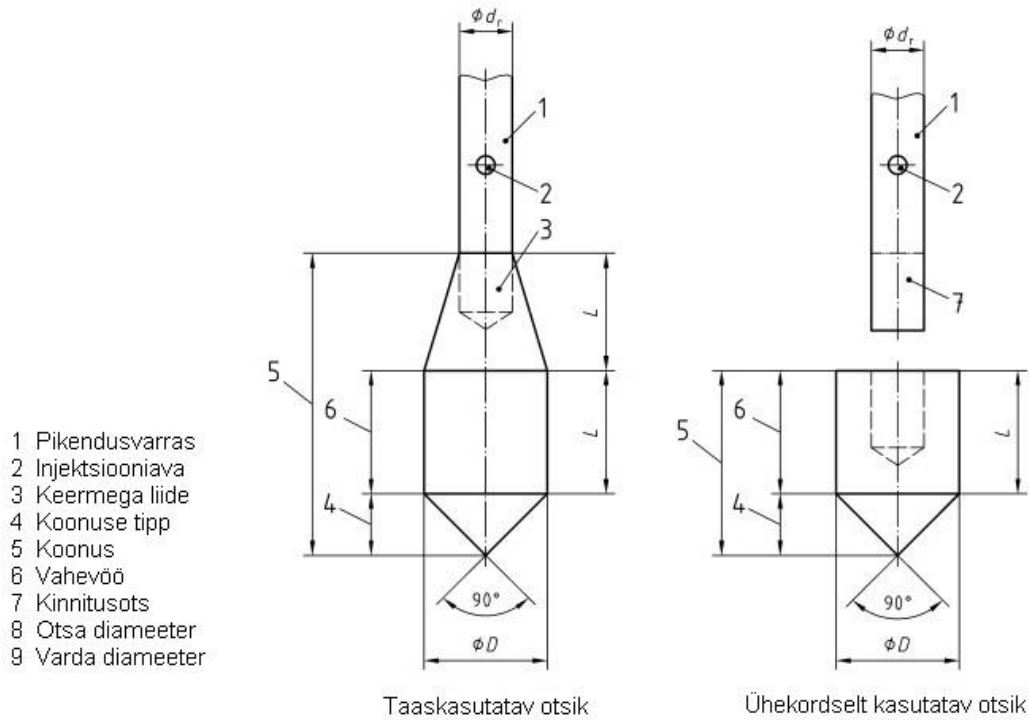
Löökpenetreerimise katse ehk LP või inglise keeles dynamic probing DP on Eestis enim kasutatav dünaamilise penetratsiooni liik. Penetratsioonitakistust mõõdetakse löökide arvuga kindlaks määratud pikkusega süvistamiseks pinnasesse. Tähistatakse  $N_{10}$  või  $N_{20}$  – löökide arv 10 või 20 cm süvistamiseks. Löökpenetromeetreid on erinevat liiki. Löökkide arvu  $N_{10}$  või  $N_{20}$  kõrval interpreteeritakse katsetulemusi otsaku eritakistuse  $r_d$  või dünaamilise takistuse  $q_d$  kaudu. Rammimisseadme kaalu ja koonuse mõõtmete poolest erinevad seadmed:

- kerge löökpenetratsioon (DPL);
- keskmine löökpenetratsioon (DPM)
- raske löökpenetratsioon (DPH)
- väga raske löökpenetratsioon (DPSH-A või DPSH-B)

Nende penetromeetrite mõõtmed ja massid on standardiseeritud EN ISO 22476-2 [1]. Eeltoodute kõrval kasutatakse ka nendest mõningal määral erinevaid seadmeid, näiteks Rootsis standardiseeritud löökpenetromeeter HfA. Eestis kasutatakse peamiselt väga rasket löökpenetratsiooni katset DPSH-A. Eelkõige on löökpenetreerimine mõeldud tugevamate pinnaste läbistamiseks. Nidusates, peeneteralistes ja allpool pinnasevee taset asetsevates pinnastes võivad katsed anda väärased tulemusi. [12]

Löökpenetromeeter koosneb vasarast, alasist, lisatavatest terasvarras ja otsikust ehk koonusest. Koonuseotsikuid on kahte erinevat, üks, mis fikseeritakse varda otsa ja

katse lõpus säilitatakse, teine, ühekordselt kasutatav, mis jäetakse katse lõppedes pinnasesse (Joonis 1.4). Koonusel on  $90^\circ$  kraadine nurk ja silindrikujuline vahevöö, millesse kinnitatakse terasvarras. Vasar, alasi ja terasvardad on kõrgtugevast terasest ja vastavate karakteristikutega, et ei tekiks liigseid deformatsioone ega kulumist varraste pinnasesse ajamisel. Seadme komponentide dimensioonid ja massid vt Tabel 1.1. [13]

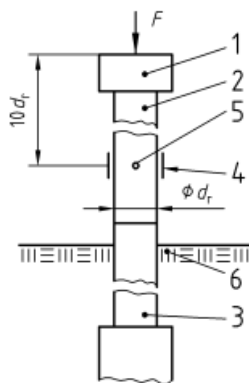


**Joonis 1.4** LP terasotsikute pikilõiked.

Koonus kinnitatakse terasvarda külge, alasi ja haamrilöökidega hakkatakse pinnast vardaga penetreerima. Iga meetri läbimisel lisatakse juurde meetrine varras. Protsessi korratakse, kuni pinnast pole võimalik enam penetreerida või kui on saavutatud uurimuse planeeritud sügavus. Saavutatav sügavus on sõltuv penetreeritava pinnase tihedusest. Tüüpiliselt penetreeritakse 5 kuni 10 meetri sügavusele. [14]

Vasara löögi energiakadude määramine on tähenduslik löökpenetromeetri täpsete lugemite saavutamisel [12]. Varrastele edastatud löögienergia lugemiseks on kasutatav mõõtmisseadmetega varrasjaotis, mis asetatakse haamri löögipunkti alla  $10d_r$  kaugusele ja kinnitatakse alasi ning ajatava varde vahele. [13]

- 1 Alasi
- 2 Mõõteseadme liige
- 3 Ajatav varras
- 4 Tensomeeter (mõõteandur)
- 5 Kiirendusmõõtur
- 6 Maapind
- $F$  Löögikoormus
- $d_t$  Varda diameeter



**Joonis 1.5** Varrasmõõteseadme ideeline skeem

Selles magistritöös on katseid tehtud kahe erineva löökpenetromeetriga. EVS-EN ISO 22476-2:2005 standardi penetromeeterkatsega DPSH-A ja löökpenetromeetriga, mis erineb DPSH-Ast ainult vasara kaalu poolest. Erinev vasara kaal on 50 kg ja seda penetromeetrit käsitletakse antud töös tähisega DPSH.

**Tabel 1.1** Löökpenetromeeri komponentide karakteristikud EVS-EN ISO 22476-2.

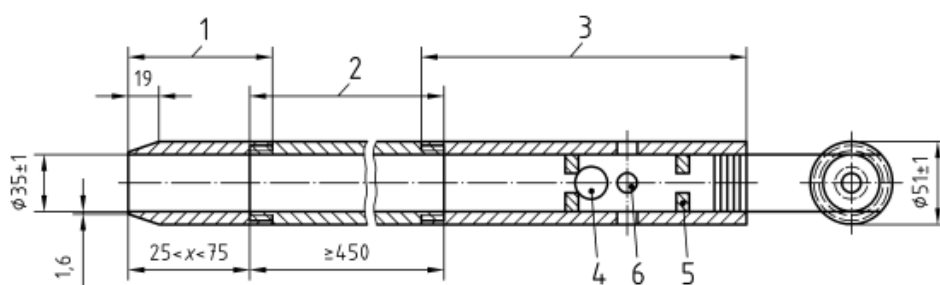
	Sümbol	Ühik	DPSH-A	DPSH-B
<b>Ajamisseadme haamri mass</b>		kg	63,5 ± 0,5	63,5 ± 0,5
<b>langetuskõrgus</b>		mm	500 ± 10	750 ± 20
<b>Alasi diameeter</b>	$d$	mm	$50 < d < 0.5 D_h$	$50 < d < 0.5 D_h^a$
<b>mass (max.)</b>	$m$	kg	18	30
<b>(juhikvarras kaasaarvatud)</b>				
<b>90° Koonuse otsapindala</b>	$A$	cm <sup>2</sup>	16	20
<b>otsa diameeter, uuel</b>	$D$	mm	45 ± 0.3	50.5 ± 0.5
<b>otsa diameeter, kulunud</b>		mm	43	49
<b>vahevöö pikkus</b>	$L$	mm	90 ± 2 <sup>b</sup>	51 ± 2
<b>koonuse otsa pikkus</b>		mm	22.5 ± 0.1	25.3 ± 0.4
<b>otsa lubatud kulumine</b>		mm	5	5
<b>Juhikvardad <sup>c</sup></b>				
<b>mass (max.)</b>	$m$	kg/m	6	8
<b>diameeter (max.)</b>	$d_t$	mm	32	35
<b>varda lubatud hälve</b>		%	0.1	0.1
<b>alla poole 5m mujal</b>		%	0.2	0.2
<b>Töö löögi kohta</b>	$E_n$ $mgh/A$	kJ/m <sup>2</sup>	194	238

<sup>a</sup>  $D_h$  ristküliku kujulise haamri diameeter, väiksem mõõt on võrdeline diameetriga  
<sup>b</sup> asenduskoonusel pole vahevööd; <sup>c</sup> maksimaalne vardapikkus 2 m

## 1.4 Standardne penetratsioonikatse SPT

SPT on välja arenenud Ameerikas. Esimesed standardiseerimise katsed tehti 1920ndate lõpus, 1930ndate alguses. Algselt mõeldud korrelatsioonide saamiseks pinnase löökide ja eeldatava surve all pinnase käitumise vahel. Populaarsuse kasvamisega suurenes ka kasutatavus ja tekkisid erinevad ideed, kuidas kasutada. Aastate jooksul on paljud teadlased ja insenerid püüdnud määrata ja arendada pinnase määramiseks korrelatsioone SPT katsetulemustest. Tänapäeval on katse standardiseeritud ja kasutatav ülemaailmselt pinnaseomaduste määramiseks ning eksisteerivad mitmed arvutusmeetodid, millega arvutada vaivundamentide kandevõimet. [15]

Sarnaselt löökpenetromeetrile, läbistatakse SPTs pinnast terasvarda ja vasaraga. Erinev on SPTs kasutatav teraskoonus (Joonis 1.6), millega on võimalik peale pinnase läbistamise laborikatseks pinnaseproove võtta. [12]



- 1 Proovli ots
- 2 Poolitussilinder
- 3 Haakesead
- 4 Tagasilöögiklapp
- 5 Kuuli takistavad tapid
- 6 4 klapiava
- x Proovli otsa pikkus

**Joonis 1.6** SPT teraskoonuse pikilõige

SPTd teostatakse teralistes ja nidusates pinnastes. Testi vasara kaal on 63,5 kg, mida langetatakse kõrguselt 76 cm. Määratakse löökide arv 30 cm pinnase läbistamiseks  $N_{30}$ . Löökkide arvu lugemi usaldusväärsus sõltub oskusest säilitada igal löögil püsiv löögienergia, millega rammimisseadme terasvarras läbi pinnase lüüakse. Erinevus löögienergiates mõjutab märkimisväärselt löökide arvu ja seega täpsete pinnaseomaduste määramist. [15, 5]

Eeliseid selle seadme puhul on mitmeid: vastupidavus ja lihtsus, on kerge teha korduvaid katseid; saab pinnaseproove mugavalt võtta; on võimalik teostada paljudes erinevates pinnastes; SPT testitulemustest vaia kandevõime arvutamiseks on aastate

jooksul koostatud mitmeid korrelatsioone ja arvutusmeetodeid; pikkaajaline ja empiiriline taust. [15]

## **1.5 Uuringute välitööd ja laborkatsed**

Välitöödeks on puurimine või kaevandite tegemine, penetreerimine (suru-, löök- ja keerdpenetreerimine), välikatsed otseselt pinnase omaduste määramiseks (koorumustplaatkatse, tiivikkatse, pressiomeeterkatse, vaia proovikoormamine, veejuhtivised määramine) [1].

Teadustekstides käsitletakse välikatsete tulemusi kahel meetodil: otsestel ja kaudsetel. Otseste meetoditega on võimalik arvutada vaia kandevõime operatiivselt välitööde tulemustest. Kaudsed meetodid eeldavad pinnaseomaduste määramist läbi laborkatsete ja alles siis vaia kandevõime arvutamist. Laborkatsete tugevaks küljeks on aastate jooksul välja arendatud teooriad, millega saab täpselt määrata vajalikud pinnaseomadused. Pinnaseproovide laborkatseteks võtmisel on siiski mitmeid probleeme. Esiteks on füüsiliselt võimatu pinnast eraldada rikkumatul kujul. Teiseks tuleb proov tervelt laborisse transportida ja lõpuks tekib raskusi pinnaseproovi rikkumatul kujul katseseadmesse asetamisel, lisaks on katseseadmete mõõtjatel eksimise tolerants. Iga etapiga suureneb katsetulemuste ebatäpsuse tekkimise võimalus. Ehituses üritatakse ka võimalikult palju aega kokku hoida. Laborkatsetele kulub aega proovide laborisse viimisel, katsete tegemisel ning tulemuste vormistamisel. Puuduseks on suhteliselt väike uurimise sügavus ja suur maksumus. Puurimisega on võimalik uurida pinnasekihte praktiliselt mistahes sügavuseni. Üldiselt kasutatakse kaudseid meetodeid vähem ja palju veenvam on otseste arvutusmeetodite kasutamine. [2, 16, 17]

## **1.6 LP tulemuste kombineerimine SPT otseste arvutusmeetoditega**

Löökpenetromeeterkatse DPSH-A EVS-EN ISO 22476-2:2005 ühtib Rootsi HfA löökpenetratsioonikatsega ENV 1997-3. Mõlema seadme vasara langemiskõrgus on 0,5 m ja kaal 63,5 kg. Bergdahl ja Ottosson (1984) on tähelepanu pööranud asjaolule, et liivpinnastes on HfA seadme  $N_{20}$  arv (löövide arv 20 cm pinnase läbistamiseks) võrdne standardpenetratsiooni SPT seadmega registreeritud löökide arvuga  $N_{30}$ . See korrelatsioon kehtib, kui SPTs on kasutatud vabalt langevat vasarat ja selle langemiskõrgus on 0,76 m. [18]

Samale korrelatsioonile on viidatud Eestis tehtud ehitusgeoloogilistes uuringutes. SPT ja DPSH-A vastavuse määramiseks pole Eestis teste tehtud.

Vaia kandevõime arvutamiseks on kasutatud 6. üldkasutatavat otsest SPT meetodit (Tabel 1.2) Aoki & De'Alencer (1975), Meyerhof (1975), Briaud & Tucker (1988); Paolos (1989), Martin (1987), Meyerhof (1956) ja Decourt (1982); Decourt (1995) ja Shariatmadari et al. (2008). Paulos, Martin, Meyerhof ja Decourt meetod on selles uurimistöös käsitletud ühe nime all Paolos (1989). [2, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25]

Magistritöös kasutatavates ehitusgeoloogilistes töödes on kasutatud löökpenetromeetreid DPSH-A ja DPSH. DPSH-A löökpenetreerimiste lugemeid on tulemuste esitamisel korrigeeritud. DPSH tulemuste esitamisel ei ole teada, kas lugemeid on korrigeeritud või mitte. Briaud & Tucker (1988) arvutusmeetod näeb ette  $N_{20}$  lugemite väärtuste korrigeerimist mitte kasutada, sest korrektiivmeetodeid on palju ja ükski pole laialt aktsepteeritud [19]. Kuna teistel arvutusmeetoditel lugemite korrigeerimise kohta infot ei leidu, arvutatakse redigeeritud lugemitega nende olemasolul. Uurimistöös arvutatakse Briaudi & Tuckeri meetodil  $N_{20}$  ehk otseste lugemitega kui ka  $N_{red}$  ehk redigeeritud/korrigeeritud lugemitega. Eesmärk on hinnata redigeeritud või redigeerimata lugemite kasutamise põhjendatust Briaud & Tuckeri meetodiga arvutades.

SPT otsesed meetodid ei arvesta üheselt pinnaseolusid ja vaiatüüpi. Meyerhofi ja Decourti meetodis on külje vastupanu ja otsa vastupanu arvutustes tegur, mis arvestab pinnast eemaldavat või tõrjuvat vaia. Briaud & Tucker ja Paolos meetodis on öeldud, et arvutada tuleb ainult pinnast tõrjuvaid vaiu [19]. Aoki & De'Alencer ja Shariatmadari et al meetodites pole täpsustatud, kas arvestatakse pinnast tõrjuvaid või eemaldaid vaiu. Decourti meetodis on eristatud liiv- ja savipinnased. Paolos meetodis on eristatud liivpinnaseid nidusatest ja niduseta pinnastest. Meyerhof meetod arvestab otsa vastupanu arvutamisel otsa sügavust tihedas pinnases. Kolmel meetodil on infot vaia otsa lugemite arvestamise kohta. Teistel meetoditel ei ole teada ja seetõttu on sarnaselt Briaud & Tucker meetodile arvestatud otsa vastupanu lugemeid ehk löökide arvu keskmist, mis arvestatakse vaiaotsast 4B ülevalt ja 4B alt.

**Tabel 1.2** Otsesed SPT meetodid vaia kandevõime arvutamiseks

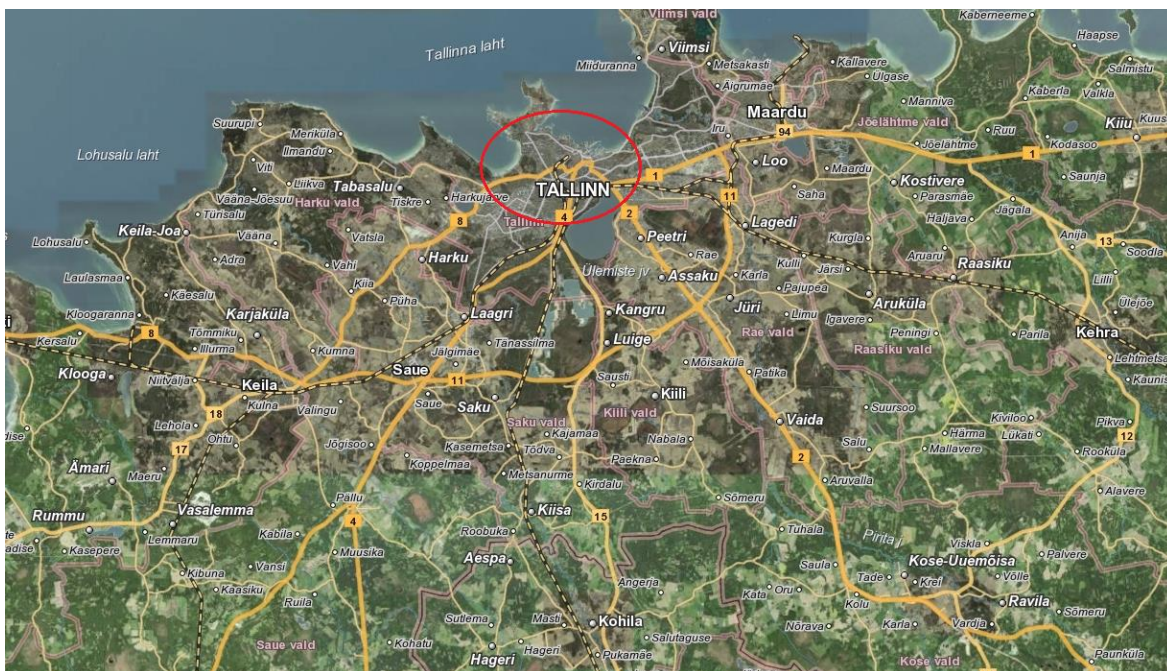
Meetod	Vaia külje ühikvastupanu	Vaia otsa ühikvastupanu
<b>Aoki &amp; De`Alencer (1975)</b>	$q_s = \left(\frac{ak}{3,5}\right) N_s$ <p>Liiv: <math>a=14</math> and <math>k=1</math>, savi: <math>a = 60</math> and <math>k=0,2</math></p>	$q_b = \left(\frac{k}{1,75}\right) N_b$ <p><math>N_b</math>: SPT löökide 3 väärtuse keskmine vaiaotsa juures</p>
<b>Meyerhof (1976)</b>	$q_s = n_s N_s$ <p>Pinnast eemaldav vai: <math>n_s=1</math> Pinnast tõrjuv vai: <math>n_s=2</math></p>	$q_b = 0.4 N_1 C_1 C_2$ <p><math>N_1</math>: <math>N_b</math> vaiaotsa kihi lugemite keskmine väärtus 8D-4D. <math>C_1 = ((B+0.5)/2B)^n</math>: <math>n=1,2,3</math> vastavalt kohev, keskthi ja tihe pinnas kui vaia diameeter (<math>B</math>)&gt;0.5 m, muidu <math>C_1=1</math>. <math>C_2=D/10B</math> kui on penetreeritud (<math>D</math>)&gt;10B tihedasse pinnase kihti, muul juhul <math>C_2=1</math>. <math>D</math> - tiheda pinnasekihi paksus</p>
<b>Briaud &amp; Tucker (1988)</b>	$q_s = \frac{0,1}{\frac{1}{k_s} + \frac{0,1}{r_{s,max} + r_{s,res}}} - r_{s,res}$	$q_b = \frac{0,1}{\frac{1}{k_t} + \frac{0,1}{r_{t,max} + r_{t,res}}} + r_{t,res}$
<b>Paulos(1989) Martin (1987) Meyerhof (1956) Decourt (1982) (arvestatud pinnast tõrjuvate vaiadega)</b>	$q_s = \alpha + \beta N_s$ <p>Nidusad ja niduseta pinnastes: <math>\alpha = 10</math> and <math>\beta = 3.3</math>, <math>3 \leq N \leq 50</math>, <math>f_p \leq 170</math> kN/m<sup>2</sup> Niduseta liivas: <math>\alpha = 0</math> and <math>\beta = 2</math></p>	$q_b = K N_b$ <p>Liiv ja möll: <math>K = 0,35</math> liiv: <math>K = 0,4 - 0,45</math></p>
<b>Decourt (1995)</b>	$q_s = \alpha (2,8 N_s + 10)$ <p>Pinnast eemaldava ja tõrjuva vaiaga savis: <math>\alpha = 1</math> Pinnast eemaldavad vaiad: <math>\alpha = 0,5 - 0,6</math></p>	$q_b = k_b N_b$ <p>Liivas pinnast tõrjuvad ja eemaldavad vaiad: <math>k_b = 0,325</math> Savis pinnast tõrjuvad vaiad: <math>k_b = 0,1</math> Savis pinnast eemaldavad vaiad: <math>k_b = 0,08</math></p>
<b>Shariatmadari et al. (2008)</b>	$q_s = 3,65 N_s$ <p><math>N_s</math>: vaiakülje <math>N</math> väärtuste geomeetriline keskmine</p>	$q_b = 0,385 N_b$ <p><math>N_b</math>: <math>N</math> lugemite geomeetriline keskmine 8D-4D vaia tipu ülevalt ja alt.</p>

$N_s$  on vaia külje  $N$  väärtuste keskmine;  $k_t = 1868400 \cdot (N_b)^{0.0065}$ ;  $N_b$  on SPT löökide keskmine arv 4B ülevalt ja 4B alt vaiapeast;  $k_s = 20000 \cdot (N_s)^{0.27}$ ;  $r_{t,max} = 1975 \cdot (N_b)^{0.36}$ ;  $r_{s,max} = 22.4 \cdot (N_s)^{0.29}$ ;  $r_{t,res} = 557 \cdot L \cdot [(k_s \cdot p)/(A_t \cdot E_p)]^{0.5}$ ;  $r_{s,res} = r_{t,res} (A_t/A_s)$ ;  
 $L$ : vaiapikkus,  $p$ : vaia ümbermõõt,  $A_t$ : vaia otsa pindala,  $E_p$ : vaia elastsusmoodul;  $A_s$ : vaia külje kogupindala



## 2 UURIMISKOHTADE KIRJELDUSED

Kõik kolm uurimiskohta asuvad Põhja-Eestis Tallinnas.



Joonis 2.1 Uurimiskohtade paiknemine.

Anonüümsuse tõttu on tähistatud platsid vastavalt A, B ja C. Iga uurimiskoha kirjelduse lõpus on löökpenetreerimiste tulemuste graafikud paralleelselt määratud kihtide asetusega.

### 2.1 Uurimiskoht A

Tegemist on endise tööstusterritooriumiga, kus osa ehitisi on lammutatud. Maa-ala reljeef on tasane, absoluutkõrgustega 1,6 m...2,6 m. Nõrk langus on kirde suunas. [26]

#### 2.1.1 Geoloogiline ehitus

2005. aastal koostatud geoloogilise aruande andmetel paikneb uuritud ala Tallinna lahte suubuva mattunud vagumuse kohale kujunenud meretasandikul. Vagumus on täitunud liustiku, liustikusulavete ja meresetetega. Kirdesse jääva aluspõhja kõrgendiku ehk Toompea kõviku suhtelisest lähedusest tingituna on nimetatud setete koostis ja levik muutlik nii horisontaal- kui vertikaalsuunas. Uuritud sügavuses (kuni 34 m) esinevad mere, jääjärve ja jääjõe setted. Aluspõhi on esindatud kambriumi sinisavi ja liivakiviga. [26]

Kihid eraldati puurimis- ja penetreerimisandmete järgi ning korrigeeriti labori andmetega. [26]

**Kiht 1 täide:** uuritava ala pindmise kihi moodustab täitekompleks, mis geoloogilistel lõigetel on esitatud ühe kihina. Paikselt on säilinud vana asfaltkate, kohati on ala tasandatud killustikuga. Kattekihtide all esinev täitepinnas on muutlik nii horisontaal- kui vertikaalsuunas. Valdavalt esineb mullane- liivane pinnas ehitusprahiga (pae-, tellise-, betoonitükid, puidujäätmed, vanad müüritised). Täitekompleksi kogupaksus on 0,6...3,2 m. [26]

**Kiht 2 turvas:** õhukeste läätsedena on täitepinnase all säilinud turvas või turvastunud liiv, paiguti puidutükkidega. Kihi paksus on 0,1...0,6 m. Üksikute läätsedena esineb turba all ja peal rohke orgaanilise aine sisaldusega liiv (kiht 3A), mis geneesilt võib olla täide või ka jõesete. [26]

Ülalkirjeldatud pinnaste lamamiks on erineva tiheduse ja paksusega mereliivade kompleks kogupaksusega 5,6...11,2 m. Kompleksi paksus kasvab kirde suunas. Iseloomulik on saue- ja mölliosakeste sisalduse suurenemine sügavusse. Laboriteimide ja penetratsioonikatsete alusel on eraldatud 3 kihti, aluseks on filtratsioonilistele omadustele oluliste fraktsioonide <0,06 mm sisaldus. Paiguti on piirid eraldatud kihtide vahel ebaselged, üleminekulised. [26]

**Kiht 3 möllikas peenliiv:** merelise liivakompleksi ülemine osa koosneb hallistmöllikast peenliivast. Liiva lõimises sisaldub mölli- ja saueosakesi <0,06 mm 7,3...13,6%, sellest saueosakesi (<0,002 mm) alla 1,5%. Liiva orgaanilise aine sisaldus kuumutuskao näol on <1%. Surupenetratsioonikatsete tulemuste järgi on liiva suhteline tihedus keskmine, koonustakistus  $q_c = 6,6$  MPa (üksikpunktides 4...8 MPa). Löökpeneratsiooniga määratud keskmine korrigeeritud löökide arv 20 cm liiva läbimiseks  $N_{20} = 6$ . Keskmine statistiline dünaamiline eritakistus  $P_d = 5,7$  MPa. Kihi paksus on 1,2...4,8 m. [26]

**Kiht 4 mölline peenliiv:** kiht koosneb hallist möllisest peenliivast, kiht sisaldab vähesel määral orgaanilist ainet. Lõimises sisaldub mölli- ja saueosakesi <0,06 mm 15,5...25,1%, sellest saueosakesi (<0,002mm) 2...3%. Orgaanilise aine sisaldus kuumutuskao näol on <1%. Looduslik veesisaldus  $w_N$  on 32,8%. Surupenetratsioonikatsete tulemuste järgi on liiva suhteline tihedus väga madal, koonustakistus  $q_c = 1,4$  MPa. Löökpeneratsiooniga määratud keskmine korrigeeritud

löövide arv 20 cm liiva läbimiseks  $N_{20} = 2$ . Keskmise statistiline dünaamiline eritakistus  $P_d = 2$  MPa. Kihhi paksus on 3,1...4,6 m. [26]

**Kiht 5 savine peenliiv:** kiht koosneb hallist savisest peenliivast, pinnasessisaldub vähesel määral orgaanilist ainet ja möllsavi vahekihikesi. Lõimises sisaldub mölli- ja saueosakesi  $< 0,06$  mm 21,6...26,2%, sellest saueosakesi ( $< 0,002$  mm) 4...20%. Orgaanilise aine sisaldus kuumutuskaos näol on  $< 1\%$ . Looduslik veesisaldus  $w_N$  on 31%. Surupenetratsioonikatsete tulemuste järgi on liiva suhteline tihedus väga madal, koonustakistus  $q_c = 1,5$  MPa. Löökpenetratsiooniga määratud keskmise korrigeeritud löökide arv 20 cm liiva läbimiseks  $N_{20} = 2$ . Keskmise statistiline dünaamiline eritakistus  $P_d = 2$  MPa. Kihhi paksus on 0...3,5 m, piir lasuva ja lamava kihiga on üleminekuline. [26]

Mereliivade lamamiks on merelise geneesiga suhteliselt nõrga kandevõimega savi- ja möllsavipinnased, mis on jaotatud 2-ks kihiks (kihid 6, 6A). Kompleksi kogupaksus on 6...9 m. [26]

**Kiht 6 möllsavi:** mereliste savipinnaste ülemine osa kuulub EVS 1997-1:2003 lisa 9 järgi keskplastsete liivaste möllsavide hulka. Konsistentsilt on pinnasvoolav, üksikute tihedama pinnase ja ka rohke orgaanilise aine sisaldusega vahekihtidega. Lõimises sisaldub mölli- ja saueosakesi  $< 0,06$  mm 43...55%, sellest saueosakesi ( $< 0,002$  mm) 7,1...24,8%. Füüsikalised omadused on järgmised:

- veesisaldus  $w_N = 38,05\%$ ;
- voolavuspiir  $w_L = 34,75\%$
- plastsuspiir  $w_P = 23,6\%$ .

Surupenetratsiooni koonustakistus  $q_c = 0,7$  MPa. Löökpenetratsiooniga määratud keskmise korrigeeritud löökide arv 20 cm liiva läbimiseks  $N_{20} = 1,4$  (0...2). Keskmise statistiline dünaamiline eritakistus  $P_d = 0...2$  MPa. Valdavalt vajusid penetratsioonivardad kihist läbi. Pealispind on 7,6...14 m sügavusel, absoluutkõrgusel -5,2...-12,4 m. Kihhi paksus on 2,4...5,8 m. [26]

**Kiht 6A savi, möllsavi:** alumine osa kuulub EVS 1997-1:2003 lisa 9 järgi keskplastsete savide või möllsavide hulka. Konsistentsilt on pinnas pehme kuni sitke. Lõimises sisaldub mölli- ja saueosakesi  $< 0,06$  mm 82...88%, sellest saueosakesi ( $< 0,002$  mm) 35,1...45,5%. Füüsikalised omadused on järgmised:

- veesisaldus  $w_N = 38,49\%$ ;
- voolavuspiir  $w_L = 46,10\%$ ;
- plastsuspiir  $w_P = 23,3\%$ .

Surupenetratsiooni koonustakistus  $q_c = 1$  MPa. Löökpenetratsiooniga määratud keskmine korrigeeritud löökide arv 20 cm liiva läbimiseks  $N_{20} = 3$  (üksikpunktides 2...5). Keskmine statistiline dünaamiline eritakistus  $P_d = 2,8$  MPa. Kihi paksus on 1,5...6,2 m. [26]

Ülalkirjeldatud kompleksi lamamaiks on merelise ja jääjärvelise geneesiga savimöllpinnas (**Kiht 7**), mis on eraldatud penetratsioonikatsete alusel. [26]

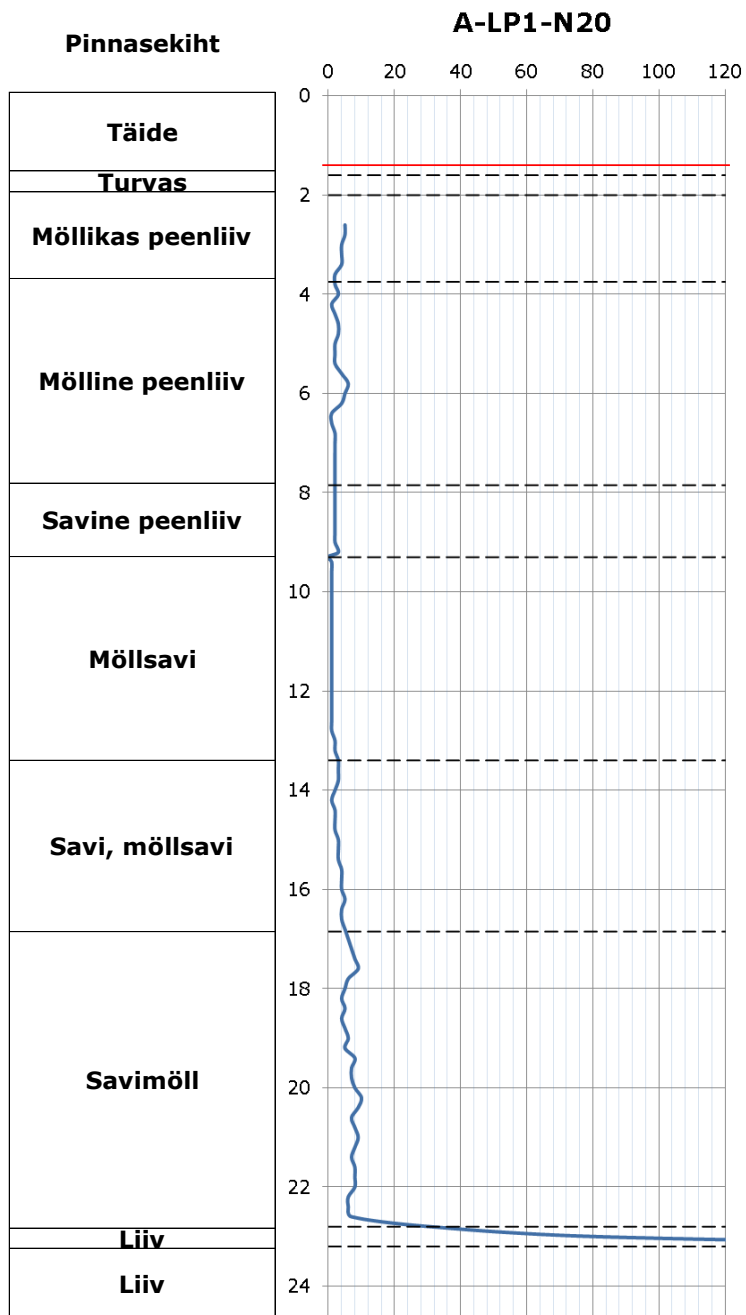
**Kiht 7 savimöll:** Eraldatud kiht on muutliku koostisega. Valdavaks on pruunikashall savimöll kihitatud liivaga ja saviga. Pinnase tihedus sügavusse kasvab, ilmneb varvilisus. Füüsikalised omadused on järgmised:

- veesisaldus  $w_N = 24,74\%$ ;
- voolavuspiir  $w_L = 24,75\%$ ;
- plastsuspiir  $w_P = 18,78\%$ .

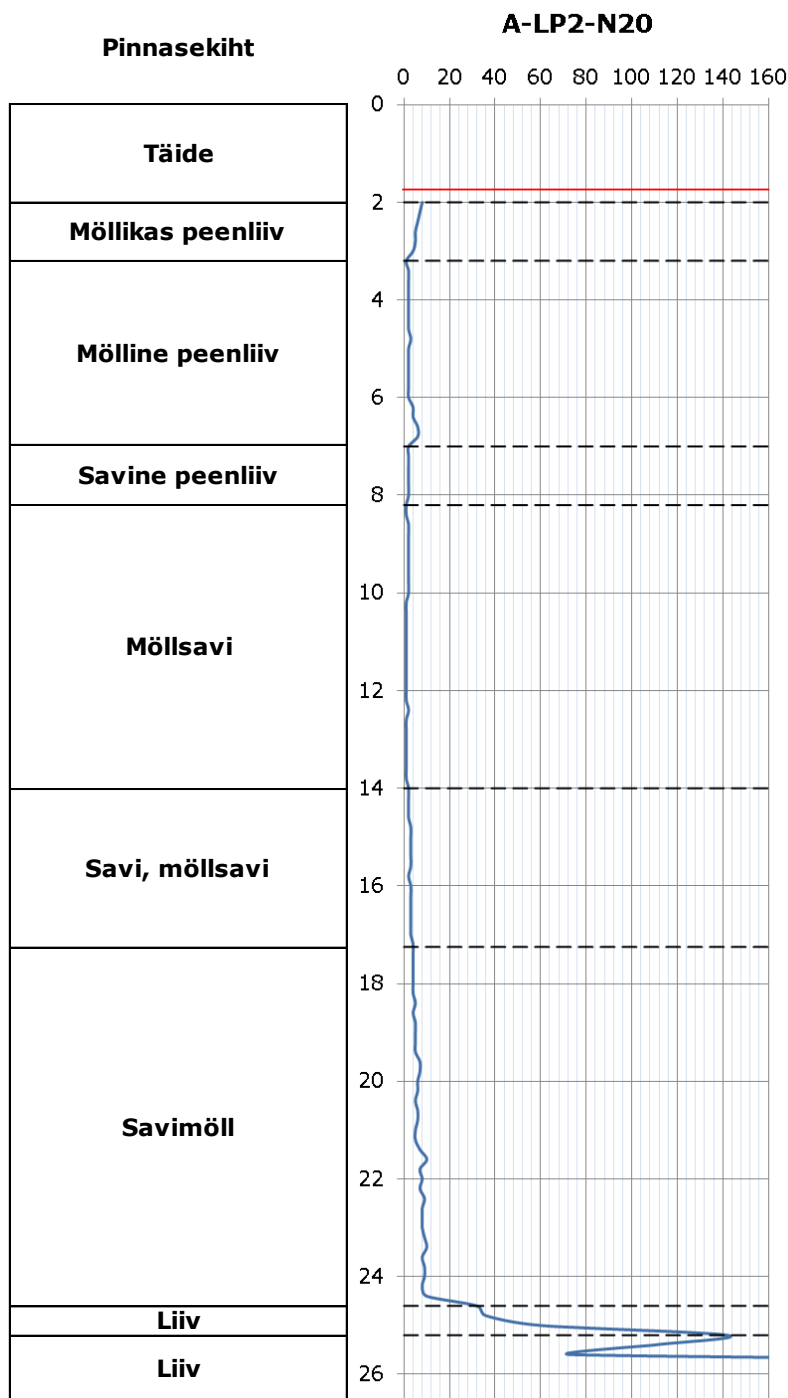
Surupenetratsiooni koonustakistus  $q_c = 3,1$  MPa. Löökpenetratsiooniga määratud keskmine korrigeeritud löökide arv 20 cm liiva läbimiseks  $N_{20} = 6,9$ . Keskmine statistiline dünaamiline eritakistus  $P_d = 6,2$  MPa. Pealispind on langusega põhja ja ida suunas, jäädes 13,6...22,6 m sügavusele, absoluutkõrgusele -11,3...-21 m. Kihi paksus on 5,0...8,5 m. [26]

**Kiht 8 liiv:** eraldatud kiht on muutliku koostisega. Valdavaks on tihe mölline või savine peenliiv, milles liivakivitükke, kruusateri ja veeriseid, üksikuid kõva savi vahekihte (paksusega 2-3 cm kuni 20-30 cm). Surupenetratsiooni koonustakistus  $q_c = 13,8$  MPa, katsed katkestati praktilisel sellel kihil. Löökpenetratsiooniga määratud keskmine korrigeeritud löökide arv 20 cm liiva läbimiseks  $N_{20} = 51$  (üksikpunktides valdavalt 40...60, kihiti 25...85). Keskmine statistiline dünaamiline eritakistus  $P_d = 46$  MPa. Pealispind on langusega põhja ja ida suunas, jäädes 19...29,2 m sügavusele, absoluutkõrgusele -16,7...-27,6 m. Kihi paksus on 0,4...3,4 m. [26]

**Kiht 9 liiv:** nimetatud kiht eraldati löökpenetratsioonikatsete alusel. Valdavaks on väga tihe kesk- kuni peenliiv, milles üksikuid õhukesi möllsavi ja savimölli vahekihikesi. Löökpenetratsiooniga määratud keskmine korrigeeritud löökide arv 20 cm liiva läbimiseks  $N_{20} = 122$  (üksikpunktides 80...>260). Keskmine statistiline dünaamiline eritakistus  $P_d = 110$  MPa. Pealispind on langusega põhja ja ida suunas, jäädes 19,4...31,4 m sügavusele, absoluutkõrgusele -17...-29,8 m. Kihti läbiti 0,2...6,2 m. [26]



**Joonis 2.2** A-LP1 DPSH-A löökpenetreerimise tulemuste graafik.  $N_{20}$  – löökide arv, mis kulus 20 cm pinnasekihi läbistamiseks. Punane joon – pinnasevee tase



**Joonis 2.3** A-LP2 DPSH-A löökpenetreerimise tulemuste graafik.  $N_{20}$  – löökide arv, mis kulus 20 cm pinnasekihi läbistamiseks. Punane joon – pinnasevee tase

### 2.1.2 Hüdrogeoloogilised tingimused

Pinnasevesi oli välitööde ajal (28.06...15.07. 2005.a.) maapinnast 1,20...1,80 m sügavusel, absoluutkõrgusel 0,40...0,75 m. Tegemist on täitekihi alumises osas ja liivakompleksis esineva vabapinnalise veega, mis toitub sademetest. Äravool toimub põhja suunas Tallinna lahte. [26]

Vettpidava möllsavi - savikompleksi all esineb alumine veehorisont. Vesi ilmub puuraukudesse kihist 8 või kihi 7 alumisest, liivaste vahekihtidega osast ning oli survealine. Surve kõrgus oli ca 10 m, mantlites mõõdeti veetase absoluutkõrgustel - 9,35 (PA4)...-10,70 m. [26]

### **2.1.3 Geotehnilised tingimused**

Geotehnilised tingimused on alal keerukad. Täitekihi paksus on 1...3 m. Selle all esineb kohati turbakiht 0,1...0,6 m paksuselt. Rahuldava kandevõimega möllika liivakihi (kiht 3) paksus on 1,2...4,8 m. Sügavamale jäävad muutliku levikuga ja suhteliselt nõrga kandevõimega pinnased (kihid 4...7). Vaiu kandev kiht (kiht 9) on maapinnast 19,4...31,4 m sügavusel, absoluutkõrgusel -17...-29,8 m. [26]

## **2.2 Uurimiskoht B**

Uuritud ala paikneb laugel Põhja-Eesti klindi esisel madalikul. Krundi ümbruses on reljeef tasane, kerge langusega Soome lahe suunas. Maapinna absoluutkõrgused muutuvad alal 6,5...9,2 m piires. [27]

### **2.2.1 Geoloogiline ehitus**

Geoloogiliselt paikneb krunt klindiesisel madalikul, kesklinna aluspõhjalise vagumuse idapoolsel nõlval. Aluspõhja moodustab Alam-Kambriumi Lontova kihistu rohekashall, violetne või kirju savi aleuroliidi ja liivakivi vahekihtidega, mis lasub 35...45 m sügavusel maapinnast. Pinnakatte koosneb liustiku- ja meresetetest. [27]

**Kiht 1 täide:** uuringupunktides esimese kihina asfalt, mille all killustiku või kruusa kiht. Osad uuringupunktid asuvad haljasaladel, mida katab kuni 0,50 m mullakiht. Nende hästi eristuvate kihtide all esineb täitena valdavalt mullasegune liiv mis sisaldab veeriseid, tardkive ja võimalik, et ka muud ehitusprahti. Kihi paksus on 0,45...2,70 m. [27]

**Kiht 2 peenliiv (pLI):** valkjask-halli kuni kollakas-pruuni värvusega, tihe, niiske kuni veeküllastunud peenliiv. Kihi paksus on 12,10...14,90 m ja ta lasub 0,45...2,70 m sügavusel maapinnast. Löökpentreerimisel oli keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 6,0$  ja dünaamiline eritakistus  $P_d = 2,77$  MPa. [27]

**Kiht 3 möll (Mö):** Kihi paksus on 2,2...3,0 m ning ta lasub 13,2...15,8 m sügavusel maapinnast. Löökpenetreerimisel oli keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 4,30$  ja dünaamiline eritakistus  $P_d = 1,7$  MPa. [27]

**Kiht 4 möllsavi (MöSa):** Kihi paksus on 6,8...7,4 m ning ta lasub 15,8...18,8 m sügavusel maapinnast. Löökpenetreerimisel oli keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 3,1$  ja dünaamiline eritakistus  $P_d = 1,15$  MPa. [27]

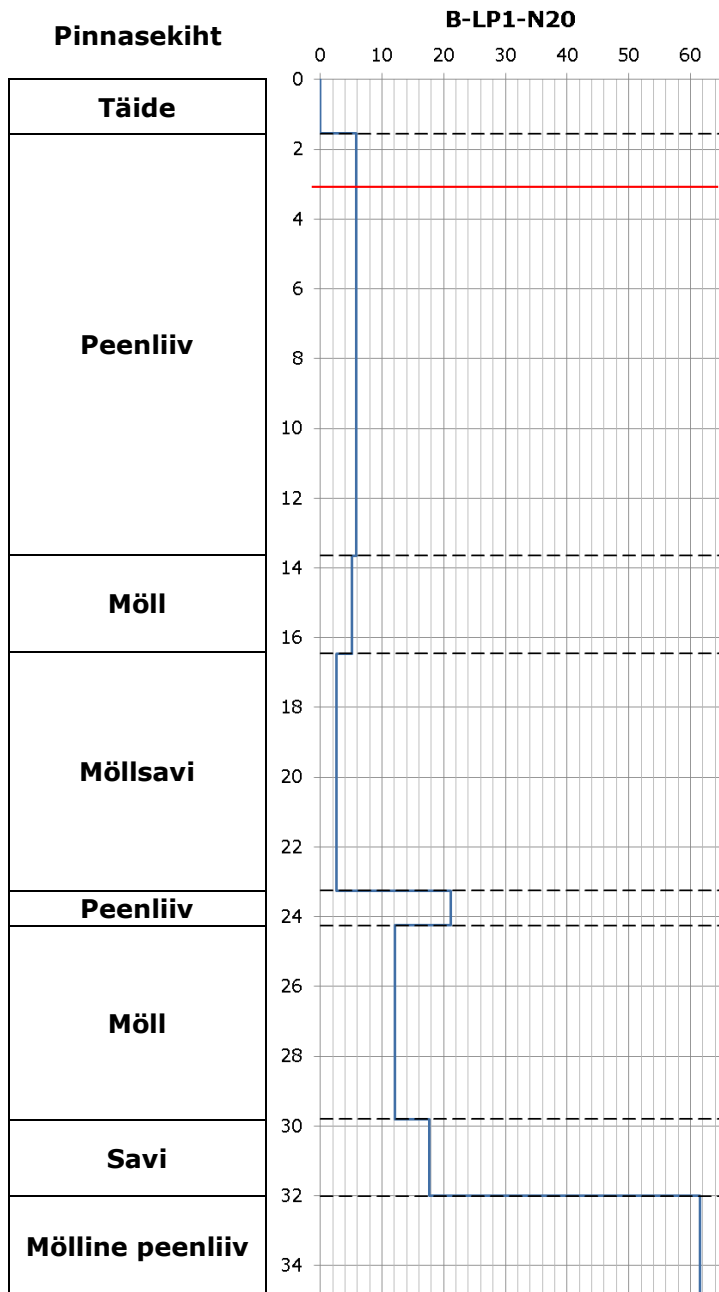
**Kiht 5 peenliiv (pLI):** Kihi paksus on 0,6...2,6 m ning ta lasub 22,8...26,0 m sügavusel maapinnast. Löökpenetreerimisel oli keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 21,3$  ja dünaamiline eritakistus  $P_d = 7,64$  MPa. [27]

**Kiht 6 möll (Mö):** Kihi paksus on 4,2...7,2 m ning ta lasub 23,8...27,8 m sügavusel maapinnast. Löökpenetreerimisel oli keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 11,6$  ja dünaamiline eritakistus  $P_d = 4,05$  MPa. [27]

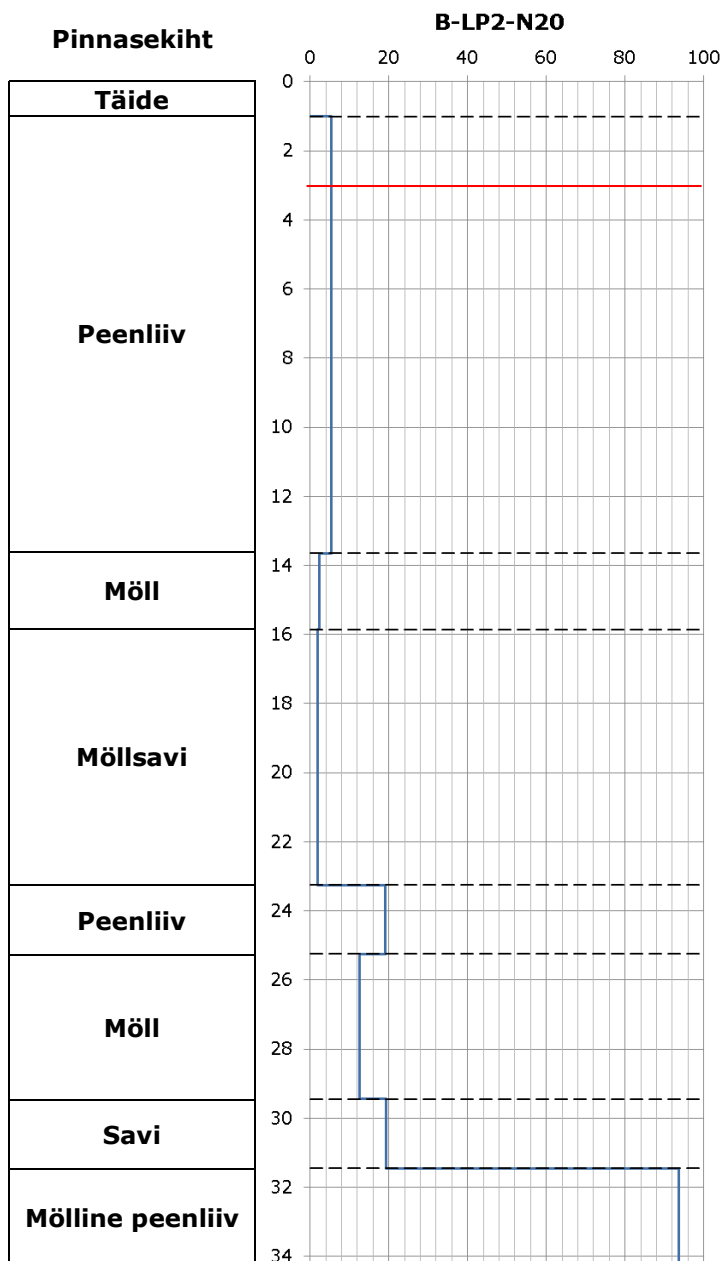
**Kiht 7 savi (S):** Kihi paksus on 4,2...7,2 m ning ta lasub 29,6...33,0 m sügavusel maapinnast. Löökpenetreerimisel oli keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 19,1$  ja dünaamiline eritakistus  $P_d = 6,48$  MPa. [27]

**Kiht 8 mölline peenliiv (möpLi):** Kiht lasub 31,0...34,8 m sügavusel maapinnast. Löökpenetreerimisel oli keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 79,4$  ja dünaamiline eritakistus  $P_d = 26,66$  MPa. [27]





**Joonis 2.4 B-LP1** DPSH löökenetreerimise tulemuste graafik.  $N_{20}$  – löökide arv, mis kulus 20 cm pinnasekihi läbistamiseks. Punane joon – pinnasevee tase



**Joonis 2.5 B-LP2** DPSH löökpenetreerimise tulemuste graafik.  $N_{20}$  – löökide arv, mis kulus 20 cm pinnasekihi läbistamiseks. Punane joon – pinnasevee tase

### 2.2.2 Hüdrogeoloogilised tingimused

Uuringute ajal 18.-21.06.2013 asus pinnasevesi puuraukudes 2,40...4,0 m sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 4,20...4,85 m. Varasemate uuringute käigus (16.07.03) asus pinnasevee tase 1,9...3,4 m sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 5,30...6,40 m. Vabapinnaline pinnasevee lade asub peenliiva kihis (KIHT 2). Pinnasevee liikumine toimub põhja suunas, mere poole. Geotehniliste uuringu autori arvates survetase on viimastel aastatel langenud. Välitööde ajal mõõdetud tase on miinimumtaseme lähedane ning võib tõusta 1 m võrra. [27]

### 2.2.3 Geotehnilised tingimused

Kuni 2,7 m paksuse ehitusaluseks sobimatu pinnaste all (täide) lasub kuni 14,9 m paksune kesktihe peenliiva (kiht 2). Alates 13,2 m sügavuselt maapinnast esineb kuni 10,4 m paksune pehme konsistentsiga savikate möllide kompleks (kihid 3 ja 4). Nende all lasub tihedam kuni 2,6 m paksune peenliiva kiht, mille all esineb kuni 7,2 m paksune pehmeplastne ja voolava mölli kiht. Sitkeplastne savi (kiht 7) lasub kuni 33,0 m sügavusel ja on kuni 2,2 m paksune. Kesktihedate ja pehmete kihtide all esineb 31,0...34,8 m sügavusel tihe möllise peenliiva kiht. Geotehnilised tingimused hoone rajamiseks on keerulised, kuna piisava kandevõimega kiht asub kõige sügavamas kohas 34,8 m maapinnast all pool, absoluutkõrgusel -25,95 m. Pikad, kuni 35 m, vaiad tuleb süvistada 1 m ulatuses peenliiva (kiht 8). Vaiade süvitamisel tuleb valida vibratsioonivaba tehnoloogia. Vaiade kandevõime määramiseks on soovitatav teha vaiakatsed. [27]

## 2.3 Uurimiskoht C

Uuritud ala paikneb laugel Põhja-Eesti madalikul ca 700 meetri kaugusel Kopli lahest. Krundi piires on reljeef tasane, maapinna absoluutkõrgused on 3,0...3,2 meetrit. [28]

### 2.3.1 Geoloogiline ehitus

Geoloogiliselt paikneb krunt Kopli klindilahe vasakpoolisel nõlval. Aluspõjaks on alamkambriumi Lontova kihistu savi ja liivakivi vahekihid, mis lasuvad üldgeoloogiliste andmete põhjal üle 50 meetri sügavusel maapinnast. Uuritud geoloogilises lõikes esinevad tehispinnased, merelise, jääjõelise ja -järvelise päritoluga setted. Välitööde andmete põhjal on eraldatud järgmised pinnasekihid:

**Kiht 1 asfalt:** kogu ala on kaetud 5...10 cm paksuse asfaldikihiga. [28]

**Kiht 2 kruusliiv:** kruusane pinnas ja killustik esineb kogu ala ulatuses teekattes all. Kihi paksus ulatub kuni 20 cm. [28]

**Kiht 3 keskliiv (täide):** kesktihe kuni tihe, must. Pinna sisaldab kohati telliskivitükke, puitu, huumust. Täide esineb kogu ala ulatuses 0,6...1,05 m paksuselt. Löökpentreerimisel oli löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 26$  ja dünaamiline eritakistus  $p_d = 15$  MPa. [28]

**Kiht 4 muld:** kohev, esineb rajatava hoone all 0,2...0,4 m paksuselt. Kihi pealispind lasub 1,0...1,2 meetri sügavusel maapinnast. [28]

**Kiht 5 mölline peenliiv:** kesktihe kuni tihe, mustjashall. Pinnas sisaldab orgaanilist ainet ning esineb kogu ala ulatuses kuni 0,5 meetri paksuselt. Löökpenetreerimisel oli löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 8,6$  ja dünaamiline eritakistus  $p_d = 4,9$  Mpa. [28]

**Kiht 6 mölline peenliiv:** lisandita mölline peenliiv esineb kogu ala ulatuses 2,0...4,8 meetri paksuselt. Pinnase tihedus väheneb sügavusega. Kihi pealispind lasub 1,3...2,0 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 1,1...2,05 meetrit. Löökide arv 20 cm läbimiseks on  $N_{20} = 5,5$  ja dünaamiline eritakistus  $p_d = 2,9$  MPa. [28]

**Kiht 7 möllsavi:** voolav, hall, vähe- kuni keskplastne. Kihi pealispind lasub 3,8...6,5 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel -0,7...-3,25 meetrit. Möllsavi kihi paksus on 1,5...3,4 meetrit. Löökpenetreerimisel oli keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 1$  ja dünaamiline eritakistus  $P_d = 0,5$  MPa. [28]

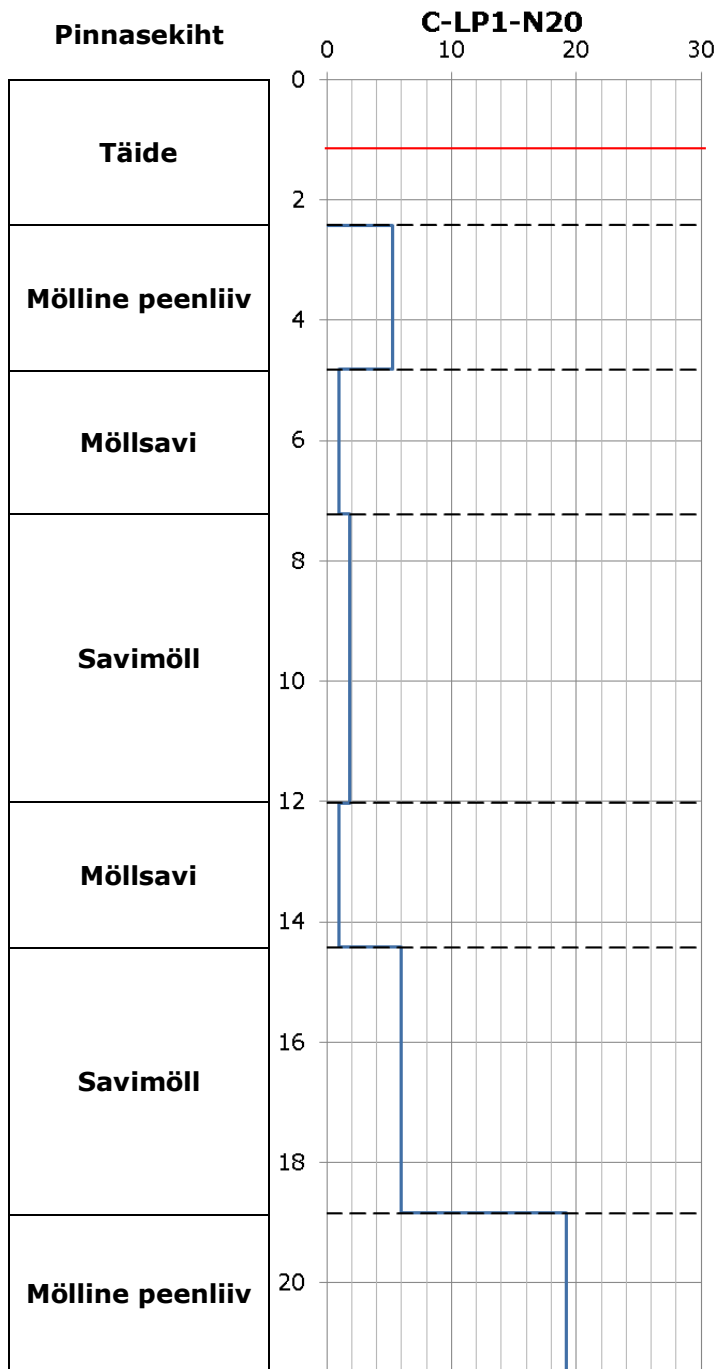
**Kiht 8 savimöll:** pinnas eraldati penetreerimise katse tulemuste alusel kui tugevaim vahekiht. Löökpenetreerimisel oli keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 2,3$  ja dünaamiline eritakistus  $P_d = 1,0$  MPa. Kiht esineb 6,6...8,7 meetri sügavusel maapinnast 2,4...2,8 meetri paksuselt. [28]

**Kiht 9 möllsavi:** pinnas eraldati penetreerimise katse tulemuste alusel kui nõrgem vahekiht. Löökpenetreerimisel oli keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 1$  ja dünaamiline eritakistus  $P_d = 0,4$  MPa. Kiht esineb 9,0...10,0 meetri sügavusel maapinnast 4,2...4,8 meetri paksuselt. [28]

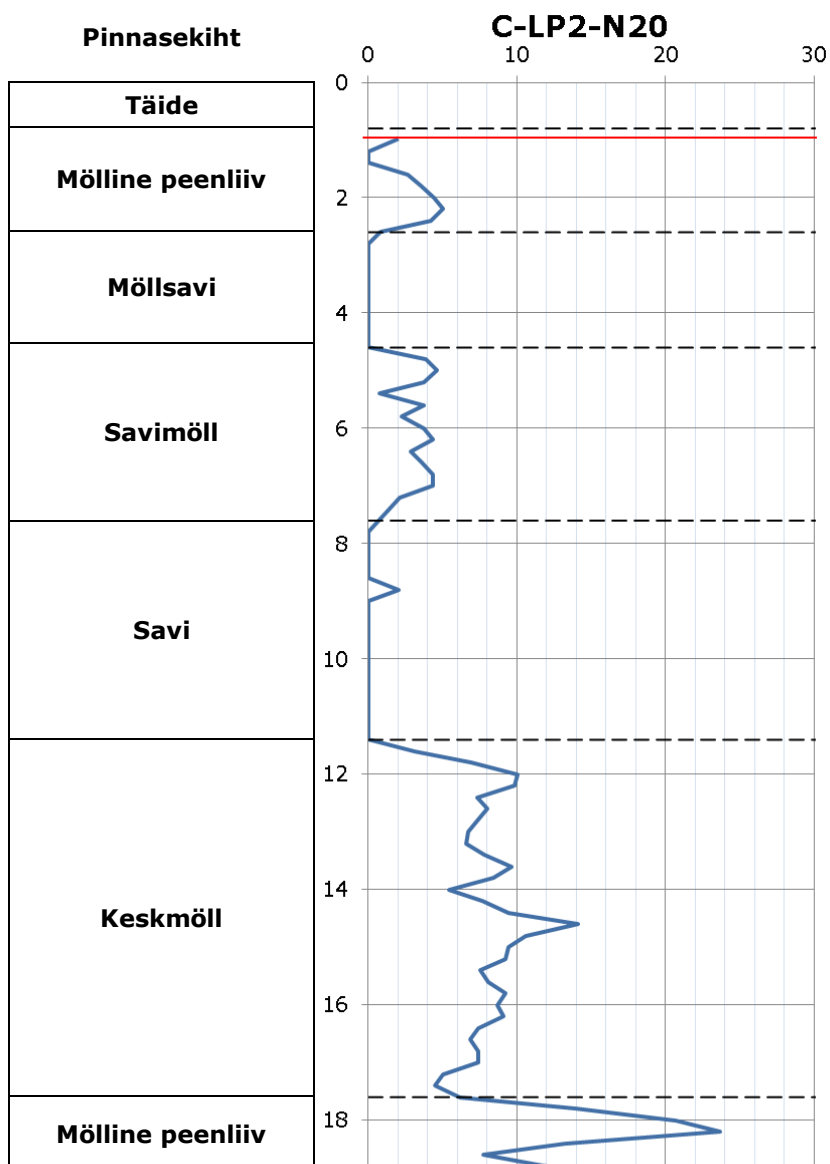
**Kiht 10 savimöll:** pinnas eraldati penetreerimise katse tulemuste alusel kui tugevam vahekiht. Löökpenetreerimisel oli keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 5,0$  ja dünaamiline eritakistus  $P_d = 2,0$  MPa. Kiht esineb 13,4...14,4 meetri sügavusel maapinnast 2,4...3,0 meetri paksuselt. [28]

**Kiht 11 mölline peenliiv:** kesktihe peenliiv esineb 16,0...17,4 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel -12,9...-14,4 meetrit. Kihi paksus on 4,2...7,2 meetrit. Löökpenetreerimisel oli keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 15,7$  ja dünaamiline eritakistus  $P_d = 6,0$  MPa. [28]

**Kiht 12 peenliiv:** Tihe peenliiv esineb 20,8...23,4 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel -17,7...-20,4 meetrit. Löökpenetreerimisel oli löökide arv 20 cm läbimiseks  $N_{20} = 16,3$  ja keskmine dünaamiline eritakistus  $P_d = 9,3$  MPa. [28]



**Joonis 2.6** C-LP1 DPSH löökpenetreerimise tulemuste graafik.  $N_{20}$  – löökide arv, mis kulus 20 cm pinnasekihi läbistamiseks. Punane joon – pinnasevee tase



**Joonis 2.7** C-LP2 DPSH-A löökpenetreerimise tulemuste graafik.  $N_{20}$  – löökide arv, mis kulus 20 cm pinnasekihi läbistamiseks. Punane joon – pinnasevee tase

### 2.3.2 Hüdrogeoloogilised tingimused

Uuringute ajal 06.04.2011 ilmus pinnasevesi puuraugus 0,8 m sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 2,3 meetrit. Mõõdetud tase on maksimumi lähedane ning veerikkal ajal võib tõusta 0,2 meetri võrra. Vettkandvaks kihiks on täiteliiv (keskliiv, kiht 3). Vabapinnaline veelade toitub sademetest ja sõltub merevee tasemest. [28]

### 2.3.3 Geotehnilised tingimused

Geotehnilised tingimused hoone rajamiseks on rasked. Uuritud alal esineb kuni 1,2 meetri paksune tehispinnaste kompleks, mis koosneb keskliivast ja kruusast.

Sügavamal lasub 3,0...5,3 meetri paksune möllise peenliiva kiht, mis sisaldab ülemises osas rohkesti orgaanilist ainet. 3,8...6,5 meetri sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel -0,7...-3,25 meetrit lasub kuni 11,6...12,8 meetri paksune nõrkade savipinnaste kompleks. Kesktihe mölline peenliiv ja tihe peenliiv lasuvad alates 16,0 meetri sügavusel maapinnast. [28]

Antud geotehnilistes tingimustes on hoone otstarbekas rajada vaivundamendile. Vaiad tuleb süvistada möllisesse peenliiva (kiht 11) või peenliiva (kiht 12). [28]

Süvendi rajamisel tuleb arvestada aastaringselt kõrge pinnasevee tasemega ning ette näha veealandus. Otse süvendist pinnasevee pumpamine on keelatud. Süvendi rajamiseks on soovitatav koostada projekt, mis lahendaks seinte püsivuse ja veealanduse probleemi. [28]

## 3 METOODIKA

Igas uurimiskohas on tehtud geoloogilised uuringud, kus on kasutatud löökpenetreerimist DPSH-A ja DPSH. Lisaks on tehtud staatilised vaiade proovikoormamised, et kontrollida projekteeritavate vaiade kandevõimet. Selles uurimistöös on kontrollitud ka SPT ja DPSH korrelatsiooni, et hinnata, kas on võimalik kergema vasara kaaluga seadme lugemitest vaia piirkandevõimet määrata. Nõrgema vasara kaaluga penetreerimistulemustest arvutades saab eeldada, et pinnase läbimiseks kulub rohkem lööke ja SPT arvutusmeetodid ülehindavad tegelikku kandevõimet.

Metoodiline järjestus:

1. Tehti staatiliste vaiadekatsete tulemuste töötlemine.
2. Arvutati SPT otseste meetoditega LP tulemustest vaiade piirkandevõimed.
3. Võrreldi tulemusi

Vaiakatse tulemuste ja arvutusmeetodite tulemuste täpsuse hindamisel kasutatakse statistilist usaldusväärseuse piiri  $\pm 20\%$ . [29]

### 3.1 Katsevaiade karakteristikud

Staatilised proovikoormamised tehti Fundex ja Baueri tehnoloogiaga valmistatud kohtvaiadele. Tabelis 3.1 on näidatud koondatult katsevaiade karakteristikud.

**Uurimiskoha A** vaiatüübiks oli Fundex kohtvai 450/560 mm. Katsetatud vaiade arv 4. 560 mm oli vaiade otsa diameeter, vaiakeha diameeter 450mm, pikkused olid 23,2...27,5 meetrit maapinnast, valmistati betoonist C35/45. [30]

**Uurimiskoha B** vaiatüübiks oli Fundex kohtvai 450/550 mm. Katsetatud vaiade arv 3. Vaiade otsa diameeter oli 550 mm, vaiakeha diameeter 450 mm, pikkused olid 34,7...35,7 m maapinnast, valmistati betoonist C30/37. [31]

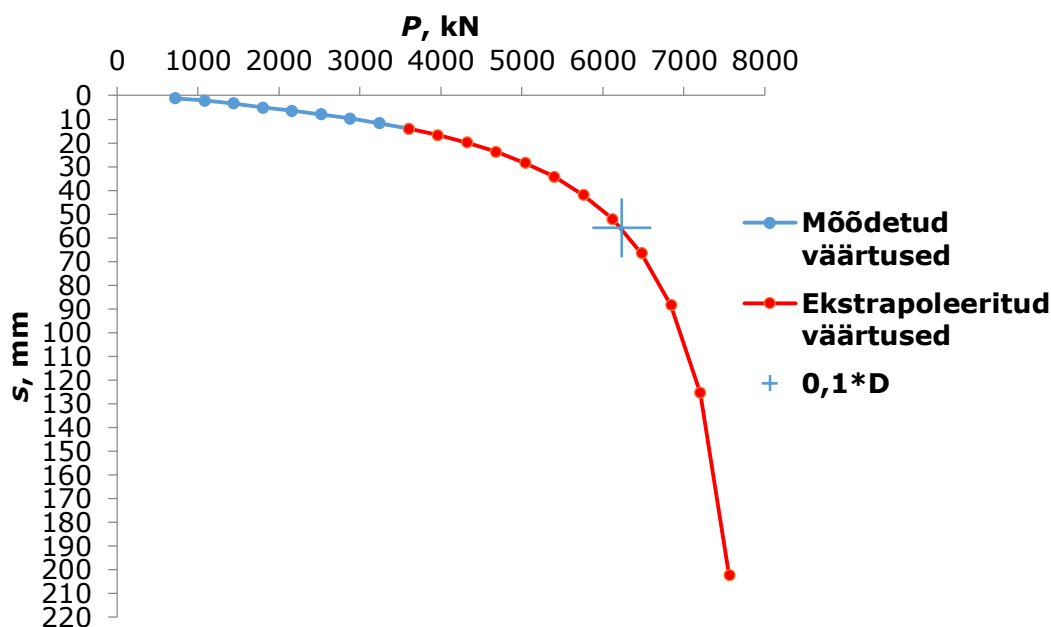
**Uurimiskoha C** vaiatüübiks oli Bauer kohtvai mõõtmetega 508/640 mm. Katsetatud vaiade arv 3. Vaiade otsa diameeter 508 mm, vaiakeha diameeter 640 mm, pikkused olid 20,3...24,5 m maapinnast, valmistati betoonist C25/30. [32]



## 3.2 Staatilised katsevaia proovikoormamised

Vaiu katsetati EVS-EN 1997-1:2006 järgi vastavalt Rahvusvahelise Pinnasemehaanika ja Vundamendiehituse Ühingu soovitusel. Koormusaste kestus 1 tund ja koormusastme suurus mitte üle 1/8 vaia eeldatavast kandevõimest. Mõõtekellade lugemid võeti 1, 5, 10, 15, 30, 45 ja 60 minutit pärast koormuse rakendamist. Vaiade koormamiseks kasutati nelja 200 tonnise jõuarendusega hüdraulilist tungrauda; uurimiskohal A ja C õlipump H400, uurimiskohal B õlipump ENERBACK; ja manomeetrit, mille täpsusklass on 0,4 ja mõõtepiirkond 250 atm. Vaiale rakendatud jõud määrati lähtudes manomeetriga mõõdetud õlisurve, kasutades tungraua tareerimistabeleid. Tungrauale saadi reaktsioon 8 tonnise terasraamilt, millele oli laotud 320 tonni metallraskusi. Vaja vajumeid mõõdeti kolme Maksimov tüüpi traatmõõtekellaga (traadi läbimõõt 0,3 mm, mõõtmistäpsus 0,1 mm). [30, 31, 32]

Uurimiskohas A ja B vaiu piirkandevõimeni ei katsetatud. Vaiade A2 ja C1 katsetamisel viimasel koormusastmel vaiakeha purunes, seetõttu ekstrapoleerimiseks võeti koormusastmed nii, et viimast astet ei arvestatud, kuna ei ole teada, millisel ajahetkel vaiakeha tegelikult purunes. Kuna ühtegi vaia tervelt piirkandevõimeni ei koormatud, saab rakendada Chini meetodit. Joonisel 3.1 on graafik vaia A1 ekstrapoleerimisest.



Joonis 3.1 Ekstrapoleeritud koormus-vajumi graafik vaia A1 näitel

Uurimiskohas C kolmest vaiakatses kaks purunesid varakult või hakkasid liigselt vajuma katse varajas staadiumis, mistõttu sai uurimiseks kasutada neist ainult ühte.

**Tabel 3.1** Katsevaiade ja võrreldavate löökpenetreerimiste koondinfo.

Vai	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3	C1
Vaia liik	Fundex	Fundex	Fundex	Fundex	Fundex	Fundex	Fundex	Bauer
Vaia pikkus (m)	27,5	26,0	23,2	23,5	35	34,7	35,7	21,1
Vaia keha/otsa diameeter (mm)	450/560	450/560	450/560	450/560	450/550	450/550	450/550	640/508
Maksimaalne koormus vaiakatsel (kN)	3600	3240	3600	2520	3000	3000	3000	1800
Maksimaalne vajum vaiakatsel (mm)	4,9	6,2	22,0	104,9	19,8	12,5	26,4	89,2
LP nimetus	A-LP1	A-LP2	A-LP1	A-LP1	B-LP1	B-LP1	B-LP2	C-LP1/ C-LP2
LP vasara kaal (kg)	63,5	63,5	63,5	63,5	50,0	50,0	50,0	50,0/ 63,5
LP vasara langetuskõrgus (m)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
LP maksimaalne lugemiväärtus (N <sub>20</sub> )	285	472	285	285	62	62	94	37/ 88
LP maksimaalne sügavus (m)	23,6	26,0	23,6	23,6	32,4	32,4	32,4	18,8/ 30,6

### 3.3 Löökpenetromeeterkatsed

Iga uurimiskoha löökpenetromeetri katsed valiti võimalikult lähedale staatiliselt proovikoormatud katsevaiadele.

**Uurimiskohal A** penetreerimissügavus oli 20,0...32,4 m. Löökpenetratsioonikatsed (DP) tehti agregaadiga GEOTECH 504. Kasutati 63,5 kg löögivasarat langetuskõrgusel 0,5 m, vardaid kaaluga 6 kg, koonuse otsikut pindalaga 16 cm<sup>2</sup>. Mõõdeti 20 cm läbimiseks kulunud löökide arvu. Kasutatud seade erineb EPN-ENV 7.3 kirjeldatud seadmest vasara väiksema langetuskõrguse poolest (0,75 m Eesti standardis) ja vastab Rootsi standardi EVN 1997-3; 1995 seadmele HfA. Katsed lõpetati

korrigeeritud löökide arvul  $> 100$ . Löökpeneratsioonikatsete järgi arvutati ka statistiline dünaamiline eritakistus GOST 19912-74 järgi ( $P_d$ ). Katsevaiade ja löökpenetreerimiste vahekaugus 8,0...23,0 m. Kokku tehti katseid 8. [30]

Registreeritud löökide arvu 20 cm läbimiseks korrigeeriti arvestades kasvavat varraste kaalu ja seeläbi kahanevat löögienergiat. Valem redigeerimiseks on kujul

$$N_{ef} = N * a \quad (3.1)$$

kus  $N$  – registreeritud löökide arv 0,2 m läbimiseks

$N_{ef}$  – redigeeritud löökide arv 0,2 m läbimiseks

$$a = K_d / K_o$$

$K_d$  – energia kadu registreeritud sügavusel

$K_o$  – energia kadu sügavusel 0-1,5 m

Energia kadu ( $K_d$  ja  $K_o$ ) arvutati valemist

$$K = [M_h + (e^2 * M_e)] / (M_h + M_e) \quad (3.2)$$

$M_h$  – vasara kaal

$M_e$  – seadme kaal – varraste kaal ja varrastega ühendatud seadme osad

$e$  – vasara efektiivsus  $\sim 0,56$

Varraste hõõret redigeerimisel arvestatud ei ole. Rootsi standard nõuab varraste keeramist katse ajal, mis hõõrde mõju vähendab. [30]

**Uurimiskoha B** penetratsioonikatsete sügavus oli 32,8...37,4 m. Katse käigus määrati löökide arv, mis kulus sondi süvistamiseks 20 cm kohta. Vasara kaal 50kg, langetuskõrgus 0,5mm, koonuse pindala 16 cm<sup>2</sup>, varda kaal 6 kg. Katsevaiade ja löökpenetreerimiste vahekaugus 3,2...12,4 m. Katsete teostamisel ja pinnaste füüsikaliste omaduste määramisel on järgitud standardit EVS-EN 1997-2:2007. Kokku tehti katseid 11. [31]

**Uurimiskoha C** esialgsed löökpenetreerimised tehti sügavusele 31,2...34,0 m ja kasutati Agregaati GM65 GTT. Katse käigus määrati löökide arv, mis kulus sondi süvistamiseks 20 cm kohta. Vasara kaal 50 kg, langetuskõrgus 0,5mm, koonuse pindala 16 cm<sup>2</sup>, varda kaal 6 kg. Hiljem tehti löökpenetreerimine vasara massiga 63,5 kg, GM-65 DPSH-A seadmega. Koonuse pindala 16 cm<sup>2</sup>, langetuskõrgus 0,5 m, penetreerimise sügavus 30,6 m. Katsevaiade ja löökpenetreerimiste vahekaugus 16...24 m. Katsete teostamisel ja pinnaste füüsikaliste omaduste määramisel on järgitud standardit EVS-EN 1997-2:2007. Kokku tehti katseid 6. [32]

## 4 VAIA PIIRKANDEVÕIME ARVUTAMINE

Ühe vaia arvutusviis kehtib kõigidele vaiadele. Näitearvutused on tehtud Excel arvutustabeliga vaiale A1.

### 4.1 Piirkandevõime staatilise vaia proovikoormamisest

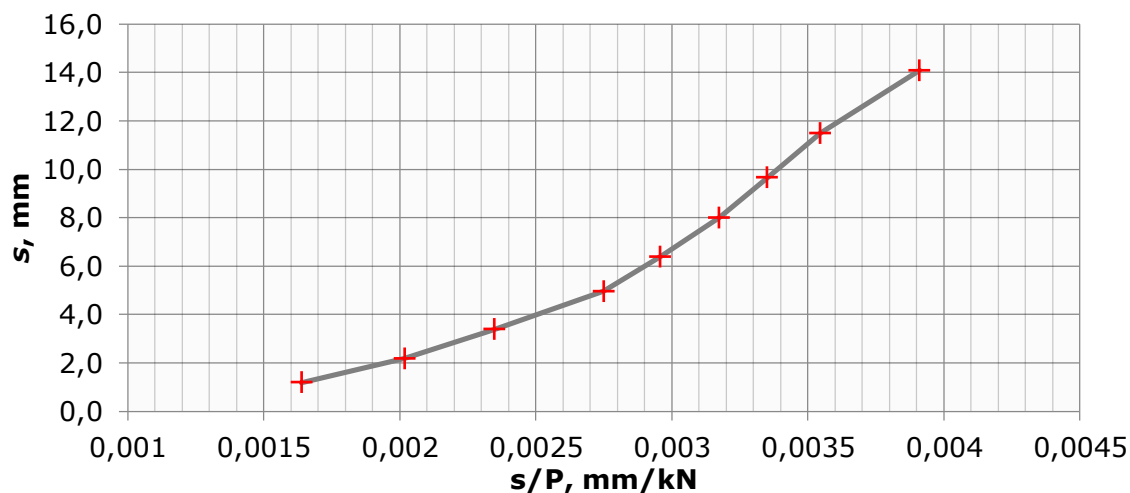
Vaiakatse aruandest on võetud koormusastmete väärtused ja igale koormusastmele vastav vajumi väärtus.

Edasi on välja toodud tehtud arvutuste protsess:

1. Arvutati  $s/P$  väärtused ja koostati  $s/P$  ja  $s$  graafik, et määrata erinevate kaldenurkadega jooned.

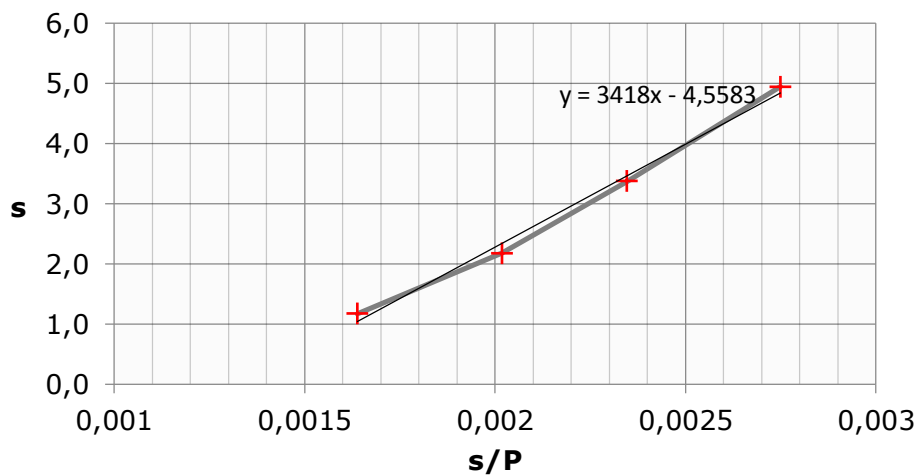
**Tabel 4.1**  $s/P$  arvutustabel

<b>P (kN)</b>	<b>s max (mm)</b>	<b>s/P (mm/kN)</b>
<b>720</b>	1,18	0,001639
<b>1080</b>	2,18	0,002019
<b>1440</b>	3,38	0,002347
<b>1800</b>	4,95	0,00275
<b>2160</b>	6,39	0,002958
<b>2520</b>	8,00	0,003175
<b>2880</b>	9,65	0,003351
<b>3240</b>	11,49	0,003546
<b>3600</b>	14,08	0,003911

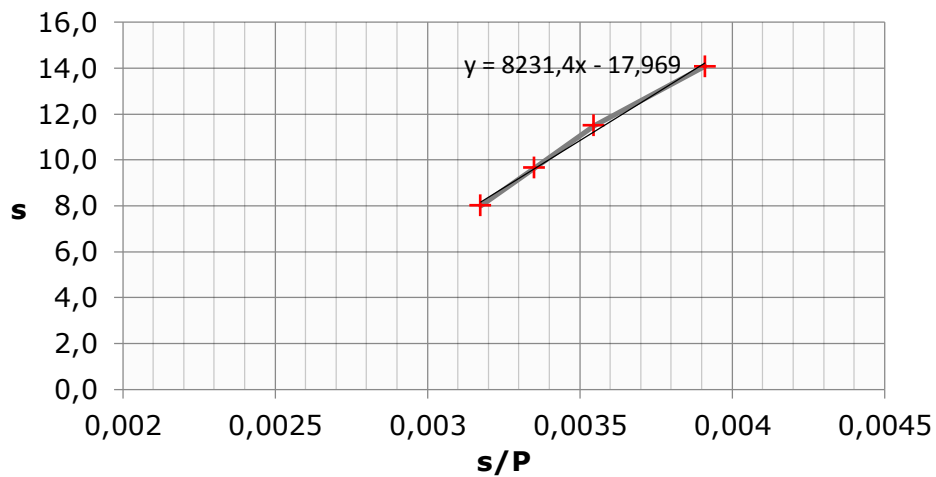


**Joonis 4.1**  $s$  ja  $s/P$  graafik

2. Arvutustabeli Excel abil koostati 2 graafikut, et määrata trendijooned ja nende funktsioonid



**Joonis 4.2** Külje vastupanu lineaargraafik



**Joonis 4.3** Kogu vastupanu lineaargraafik

3. Lineaarfunktsioonidest võeti Chini valemi lähteandmed ja arvutati uued vajumiväärtused  $s = a * P / (R - P)$

**Tabel 4.2** Vajumid Chini valemiga

<b>P (kN)</b>	<b>s Chin (mm)</b>	<b>P (kN)</b>	<b>s Chin (mm)</b>
<b>720</b>	1,22	<b>4680</b>	23,68
<b>1080</b>	2,11	<b>5040</b>	28,38
<b>1440</b>	3,32	<b>5400</b>	34,27
<b>1800</b>	5,07	<b>5760</b>	41,88
<b>2160</b>	6,39	<b>6120</b>	52,08
<b>2520</b>	7,93	<b>6480</b>	66,48
<b>2880</b>	9,67	<b>6840</b>	88,33
<b>3240</b>	11,66	<b>7200</b>	125,44
<b>3600</b>	13,97	<b>7560</b>	202,33
<b>3960</b>	16,66	<b>7920</b>	457,02
<b>4320</b>	19,85		

4. Chini valemit teisendades arvutati piirkandevõime, arvesti piirmäära tingimust vajumist, mis on 10% vaia otsa diameetrist.

Katsevaia otsa diameeter  $B = 560 \text{ mm}$

Piirkandevõime piirmäär  $s = 0,1 * B = 56 \text{ mm}$

$P = s * R / (a + s) = 56 * 8231,4 / (17,969 + 56) = 6232 \text{ kN}$

## 4.2 SPT otseste arvutusmeetoditega arvutamine

1. Määrati kandvad kihid.
2. Arvutati või leiti kihtide  $N_s$  ja otsa  $N_b$  väärtused.
3. Lähtuvalt arvutusmeetodi valemist ja tingimustest arvutati vaia piirkandevõime.

Juhul, kui arvutusmeetodil puudus  $q_s$  väärtuste piirang, kasutati piirväärtust 120 kPa, otsa erivastupanu ei kasutatud suuremat kui 15 MPa. Kihti, kuhu vaiaots toetus, laiendati, kui löökpenetreerimise sügavus ei ületanud vaiaotsa sügavust 4B võrra ehk 4 korda vaiapea diameeter. Vormistatud valemite ja arvutustulemuste vahel on erinevused, mis on tingitud Exceli arvutustabeli tulemuste ümardamisest.

Katsevaia lähteandmed:

Fundex vai on pinnast tõrjuv vai

Otsa diameeter:  $B = 560 \text{ mm}$

Otsa pindala:  $A_b = 0,246 \text{ m}^2$

Vaiakeha diameeter:  $D = 450 \text{ mm}$

Pikkus:  $L = 27,25 \text{ m}$

Betooni mahukaal:  $25 \text{ kN/m}^3$

Omakaal:  $Q_o = \pi * (D/2)^2 * 25 * L = 108 \text{ kN } L = 27,25 \text{ m}$

Kihid (Joonis 2.2):

1. 3 – möllikas peenliiv
2. 4 – mölline peenliiv
3. 5 – savine peenliiv
4. 6 – möllsavi
5. 6A – savi, möllsavi
6. 7 – liiv
7. 8 – liiv
8. 9 – liiv

#### 4.2.1 Aoki & De'Alencer (1975)

$$q_b = \left(\frac{k}{1,75}\right) N_b \quad (4.1)$$

$$q_s = \left(\frac{a * k}{3,5}\right) N_s \quad (4.2)$$

kus  $N_s - N_{20}$  väärtuste keskmine vastavas kihis

$N_b - N_{20}$  väärtuste keskmine vaiaotsast 4B-4B ülevalt ja alt

$a$  – liiva puhul 14, savi 60

$k$  – liiva puhul 1, savi 0,2

**Tabel 4.3** Aoki & De'Alencer (1975) arvutustabel

							kN	
Kiht	Kihi paksus(m)	$N_b$	$N_s$	$q_b$ (MPa)	$q_s$ (kPa)	$Q_s$ (kN)	$Q_b=$	
							$Q_s=$	3695
							$Q_c=$	1146
0	2,40							4732
1	1,20		4,0		16,00	27	liiv	
2	4,15		2,6		10,20	60	liiv	
3	1,45		2,1		8,50	17	liiv	
4	4,10		1,0		3,59	21	savi	
5	3,45		3,1		10,49	51	savi	
6	5,95		6,9		23,54	198	savi	
7	0,60		110,3		120,00	102	liiv	
8	3,95	285,0	285,0	162,9	120,00	670	liiv	
						<b>Kokku:</b>	<b>1146</b>	

Kuna  $q_b > 15 \text{ MPa}$ , siis  $Q_b = q_b * A_b = 15000 * 0,246 = 3695 \text{ kN}$

$Q_c = Q_s + Q_b - Q_o = 3695 + 1146 - 108 = 4732 \text{ kN}$

#### 4.2.2 Meyerhof (1976)

$$q_b = 0,4N_1C_1C_2 \quad (4.3)$$

$$q_s = n_s N_s \quad (4.4)$$

kus pinnast eemaldav vai:  $n_s = 1$

pinnast tõrjuv vai:  $n_s = 2$

$$C_1 = [(B + 0,5)/2B]$$

$n = 1,2,3$  vastavalt kohev, kesktihe ja tihe pinnas kui vaia otsa diameeter  $B > 0.5$  m, muidu  $C_1 = 1$ .

$C_2 = D/10B$  kui on penetreeritud ( $D > 10B$ ) tihedasse pinnase kihti, muul juhul  $C_2 = 1$ .

$D$  – tiheda pinnasekihi paksus

**Tabel 4.4** Pinnase tihedus vastavalt SPT penetreerimise löökide arvule  $N_{30}$ . [15]

	Löökide arv
Väga kohev	0-4
Kohev	5-10
Kesktihe	11-30
Tihe	31-50
Väga tihe	50+

$$n = 3$$

$$D = 4,55 \text{ m}$$

$$C_1 = [(0,56 + 0,5)/(2*0,56)]^n = 0,848$$

$$C_2 = 1$$

**Tabel 4.5** Meyerhof (1976) arvutustabel

Kiht	Kihi paksus(m)	$N_b$	$N_s$	$q_b$ (MPa)	$q_s$ (kPa)	$Q_s$ (kN)		kN
							$Q_b =$	3695
							$Q_s =$	903
							$Q_c =$	4489
0	2,40							
1	1,20		4,0		8,00	14	liiv	
2	4,15		2,6		5,10	30	liiv	
3	1,45		2,1		4,25	9	liiv	
4	4,10		1,0		1,05	6	savi	
5	3,45		3,1		3,06	15	savi	
6	5,95		6,9		6,87	58	savi	
7	0,60		110,3		120,00	102	liiv	
8	3,95	285,0	285	96,6425	120,00	670	liiv	
				<b>Kokku:</b>		<b>903</b>		

Kuna  $q_b > 15 \text{ MPa}$ , siis  $Q_b = q_b * A_b = 15000 * 0,246 = 3695 \text{ kN}$

$$Q_c = Q_s + Q_b - Q_o = 3695 + 903 - 108 = 4489 \text{ kN}$$



#### 4.2.3 Briaud & Tucker (1988)

$$q_s = \frac{0,1}{\frac{1}{k_s} + \frac{0,1}{r_{s,max} + r_{s,res}}} - r_{s,res} \quad (4.5)$$

$$q_b = \frac{0,1}{\frac{1}{k_t} + \frac{0,1}{r_{t,max} + r_{t,res}}} + r_{t,res} \quad (4.6)$$

$k_s$  -  $N_s$  - vaia külje N väärtuste keskmine;

$N_b$  - SPT löökide keskmine arv 4B ülevalt ja 4B alt vaiapeast;

$L$ : vaiapikkus,  $p$ : vaia übermõõt,  $A_t$ : vaia otsa pindala,

$A_s$ : vaia külje kogupindala, arvestades kandvaid kihte

$$A_t = 0,159 \text{ m}^2$$

$$A_s = 24,85 \cdot 1,41 = 35,13 \text{ m}^2$$

$$N_b = 285$$

$$N_s = 53,6$$

$$k_t = 1868400 \cdot (N_b)^{0,0065} = 1938324$$

$$k_s = 20000 \cdot (N_s)^{0,27} = 58602$$

$$r_{t,max} = 1975 \cdot (N_b)^{0,36} = 15112$$

$$r_{s,max} = 22,4 \cdot (N_s)^{0,29} = 71$$

$$r_{t,res} = 557 \cdot L \cdot [(k_s \cdot p)/(A_t \cdot E_p)]^{0,5} = 1713$$

$$r_{s,res} = r_{t,res} (A_t/A_s) = 8$$

$$q_s = \frac{0,1}{\frac{1}{58602} + \frac{0,1}{71 + 8}} - 8 = 70,0 \text{ kPa}$$

$$q_b = \frac{0,1}{\frac{1}{1938324} + \frac{0,1}{15112 + 1713}} + 1713 = 17194 \text{ kPa}$$

Kuna  $q_b > 15 \text{ MPa}$ , siis  $Q_b = q_b \cdot A_b = 15000 \cdot 0,246 = 3695 \text{ kN}$

$$Q_c = Q_s + Q_b - Q_o = 3695 + 2460 - 108 = 6046 \text{ kN}$$

#### 4.2.4 Poulos (1989), Martin (1987), Decourt (1982) Meyerhof (1956)

$$q_s = \alpha + \beta N_s \quad (4.7)$$

$$q_b = KN_b \quad (4.8)$$

*kus* Liiv ja möll:  $K = 0,35$

savi:  $K = 0,4 - 0,45$

Nidusates ja niduseta pinnastes:  $a = 10$  and  $\beta = 3.3, 3 \leq N \leq 50, q_s \leq 170 \text{ kN/m}^2$

Niduseta liivas:  $a = 0$  and  $\beta = 2,$

**Tabel 4.6** Paulos (1989), Martin (1987), Decourt (1982) arvutustabel

Kiht	Kihi paksus(m)	$N_b$	$N_s$	$q_b$ (MPa)	$q_s$ (kPa)	$Q_s$ (kN)		kN
							$Q_b =$	<b>3695</b>
							$Q_s =$	<b>1275</b>
							$Q_c =$	<b>4861</b>
0	2,40							
1	1,20		4,0		8,0	14	liiv	
2	4,15		2,6		5,1	30	liiv	
3	1,45		2,1		4,3	9	liiv	
4	4,10		1,0		13,5	78	savi	
5	3,45		3,1		20,1	98	savi	
6	5,95		6,9		32,7	275	savi	
7	0,60		110,3		120,0	102	liiv	
8	3,95	285	285,0	99,75	120,0	670	liiv	
						<b>Kokku:</b>	<b>1275</b>	

Kuna  $q_b > 15 \text{ MPa}$ , siis  $Q_b = q_b * A_b = 15000 * 0,246 = 3695 \text{ kN}$

$Q_c = Q_s + Q_b - Q_o = 3695 + 1275 - 108 = 4861 \text{ kN}$

#### 4.2.5 Decourt (1995)

$$q_s = \alpha (2.8 N_s + 10) \quad (4.9)$$

$$q_b = k_b N_b \quad (4.10)$$

*kus* Liivades või savides pinnast tõrjuvad vaiad ja savides pinnast eemaldavad

vaiad:  $\alpha = 1$

Liivades pinnast eemaldavad vaiad:  $\alpha = 0,5 - 0,6$

Liivas pinnast tõrjuvad ja eemaldavad vaiad:  $k_b = 0,325$

Savis pinnast tõrjuvad vaiad:  $k_b = 0,1$

Savis pinnast eemaldavad vaiad:  $k_b = 0,08$

**Tabel 4.7** Decourt (1995) arvutustabel

Kiht	Kihi paksus(m)	$N_b$	$N_s$	$q_b$ (MPa)	$q_s$ (kPa)	$Q_s$ (kN)	kN	
							$Q_b=$	
0	2,40						$Q_b=$	<b>3695</b>
							$Q_s=$	<b>1352</b>
							$Q_c=$	<b>4939</b>
1	1,20		4,0		21,2	36		liiv
2	4,15		2,6		17,1	101		liiv
3	1,45		2,1		16,0	33		liiv
4	4,10		1,0		12,9	75		savi
5	3,45		3,1		18,6	91		savi
6	5,95		6,9		29,2	246		savi
7	0,60		110,3		120,0	102		liiv
8	3,95	285	285,0	92,63	120,0	670		liiv
						<b>Kokku:</b>	<b>1352</b>	

Kuna  $q_b > 15 \text{ MPa}$ , siis  $Q_b = q_b * A_b = 15000 * 0,246 = 3695 \text{ kN}$

$Q_c = Q_s + Q_b - Q_o = 3695 + 1352 - 108 = 4939 \text{ kN}$

#### 4.2.6 Shariatmadari et al. (2008)

$$q_s = 3.65 N_s \quad (4.11)$$

$$q_b = 0.385 N_b \quad (4.12)$$

kus  $N_s - N_{20}$  väärtuste geomeetriline keskmine vastavas kihis

$N_b - N_{20}$  väärtuste geomeetriline keskmine vaiaotsast 4B-4B ülevalt ja alt

**Tabel 4.8** Shariatmadari et al. (2008) arvutustabel

Kiht	Kihi paksus(m)	$N_b$	$N_s$	$q_b$ (MPa)	$q_s$ (kPa)	$Q_s$ (kN)	kN	
							$Q_b=$	
0	2,40						$Q_b=$	<b>3695</b>
							$Q_s=$	<b>1139</b>
							$Q_c=$	<b>4725</b>
1	1,20		3,8		14,0	24		liiv
2	4,15		2,3		8,3	49		liiv
3	1,45		2,1		7,7	16		liiv
4	4,10		1,1		3,9	23		savi
5	3,45		2,9		10,5	51		savi
6	5,95		6,7		24,4	205		savi
7	0,60		81,9		120,0	102		liiv
8	3,95	254,463	285,0	97,97	120,0	670		liiv
						<b>Kokku:</b>	<b>1139</b>	

Kuna  $q_b > 15 \text{ MPa}$ , siis  $Q_b = q_b * A_b = 15000 * 0,246 = 3695 \text{ kN}$

$Q_c = Q_s + Q_b - Q_o = 3695 + 1139 - 108 = 4725 \text{ kN}$

## 5 TULEMUSED JA ANALÜÜS

Tulemused on kokku pandud tabelitesse (5.1...5.9) ja koostatud on graafikud (joonised 5.1...5.3). Iga uurimiskoha kohta on eraldi tabelite ja graafikute järel tehtud analüüs. Viimases lõigus on analüüsitud kõiki vaiu koos. Meetodite ees on protsendiline suhtarv, mis on arvutatud staatilise vaiakatse tulemustest ja näitab kui palju meetod üle- või alahindas vaia piirkandevõimet. Punaseks värvitud kastis hindavad kandevõimet kõige väiksemalt, kollases kõige suuremalt. Miinus märgiga suhtarv tähendab, et arvutusmeetodi kandevõime tulemus on alla poole staatilise vaiakatse tulemusest. Jämedas trükis arvud tähendavad suhtarvu, mis näitab staatilise vaiakatse ja meetodite arvutustulemuste erinevust usaldusväärsuse võrdlusvahemikus  $\pm 20\%$ .

### Uurimiskoht A

**Tabel 5.1** Vai A1 koondtulemused

	Meetod	Qb (kN)	Qs (kN)	Qc (kN)	
	<b>Staatilised vaiakatsed 0,1*B</b>	-	-	<b>6232</b>	
-32%	Aoki & De`Alencer	3695	1146	4732	A-LP1
-39%	Meyerhof	3695	903	4489	A-LP1
-3%	Briaud & Tucker Nred	3695	2460	6046	A-LP1
3%	Briaud & Tucker N20	3695	2851	6437	A-LP1
-28%	Poulos, Martin, Decourt	3695	1275	4861	A-LP1
-26%	Decourt	3695	1352	4939	A-LP1
-32%	Shariatmadari	3695	1139	4725	A-LP1

**Tabel 5.2** Vai A2 koondtulemused

	Meetod	Qb (kN)	Qs (kN)	Qc (kN)	
	<b>Staatilised vaiakatsed 0,1*B</b>	-	-	<b>4265</b>	
1%	Aoki & De`Alencer	3695	713	4304	A-LP2
-7%	Meyerhof	3695	405	3996	A-LP2
20%	Briaud & Tucker Nred	3695	1714	5306	A-LP2
23%	Briaud & Tucker N20	3695	1924	5516	A-LP2
4%	Poulos, Martin, Decourt	3695	867	4458	A-LP2
5%	Decourt	3695	886	4477	A-LP2
-1%	Shariatmadari	3695	649	4240	A-LP2

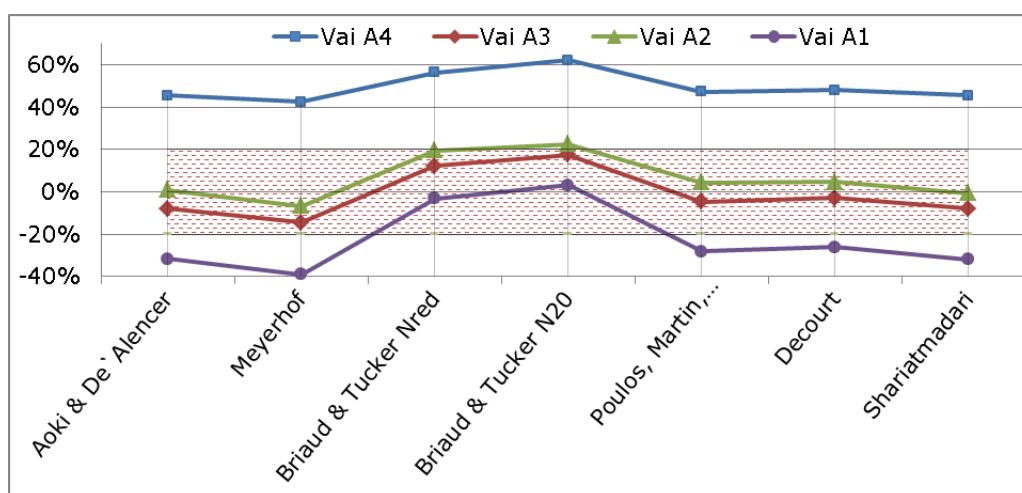
**Tabel 5.3** Vai A3 koondtulemused

	Meetod	Qb (kN)	Qs (kN)	Qc (kN)	
	<b>Staatilised vaiakatsed 0,1*B</b>	-	-	<b>4572</b>	
-8%	Aoki & De`Alencer	3695	637	4240	A-LP1
-14%	Meyerhof	3695	394	3996	A-LP1
12%	Briaud & Tucker Nred	3695	1609	5212	A-LP1
18%	Briaud & Tucker N20	3695	1942	5545	A-LP1
-5%	Poulos, Martin, Decourt	3695	766	4368	A-LP1
-3%	Decourt	3695	844	4446	A-LP1
-8%	Shariatmadari	3695	630	4232	A-LP1

**Tabel 5.4** Vai A4 koondtulemused

	Meetod	Qb (kN)	Qs (kN)	Qc (kN)	
	<b>Staatilised vaiakatsed 0,1*B</b>	-	-	<b>2330</b>	
46%	Aoki & De`Alencer	3695	688	4289	A-LP1
42%	Meyerhof	3695	445	4048	A-LP1
56%	Briaud & Tucker Nred	3695	1739	5340	A-LP1
62%	Briaud & Tucker N20	3695	2569	6170	A-LP1
47%	Poulos, Martin, Decourt	3695	817	4418	A-LP1
48%	Decourt	3695	894	4495	A-LP1
46%	Shariatmadari	3695	681	4282	A-LP1

Kõigil arvutustel on vaia otsa kandevõime 3695 kN.



**Joonis 5.1** Uurimiskoha A (DPSH-A) vaiakatsete ja arvutusmeetodite erinevused protsentuaalselt. Alahindavad on miinus märgiga.

Kuna vaia otsa vastupanu tulemusi tuli kõigi meetodite puhul piirata 15 MPa otsa ühikvastupanuga, on meetodite erinevus sõltuv ainult hõõrdevastupanust ja

omakaalust. Tulemustest selgub, et vaiade A2 ja A3 arvutustulemused hindasid kõige täpsemalt vaia kandevõimet. Kõikidel vaiadel on Briaud & Tucker meetod hinnanud kandevõimet suuremalt võrreldes teiste meetoditega, Meyerhof meetod kõige väiksemalt. A1 tulemused alahindasid kandevõimet keskmiselt 32% ja A4 tulemused ülehindasid 50%. Vaia A4 vaiakatse koormamisel hakkas vai pärast neljandat koormusastet ja 5 mm vajumi saavutamist järsult kasvama. Seitsmenda koormusastme juures oli vai vajunud 104,9 mm. Sellest on võimalik järeldada, et vaia ots oli sattunud nõrgemasse aluskihti, ja seetõttu selle katsevaia tulemusi meetoditega võrdlemiseks ei kasutata. Kui välja arvata Briaud & Tucker meetod, siis meetodite kandevõimete suhtarvude kõikumine on väike, 6-13%. Kõigi kolme vaia puhul on Briaud & Tucker meetod redigeeritud lugemitega andnud tulemusi 20% piirides. Aoki & De'Alencer, Paolos, Decourt ja Shariatmadari meetodid on vaiade A2 ja A3 puhul kandevõimet hinnanud staatilise vaiakatse tulemuse lähedale, aga vai A1 puhul alahindavad suurelt. Briaud & Tucker redigeeritud ja redigeerimata tulemuste vahe oli 3-6%. Redigeeritud lugemitega arvatud Briaud ja Tucker meetod hindas kandevõimet üle, aga lähemale, kui redigeerimata lugemitega.

## Uurimiskoht B

**Tabel 5.5** Vai B1 koondtulemused

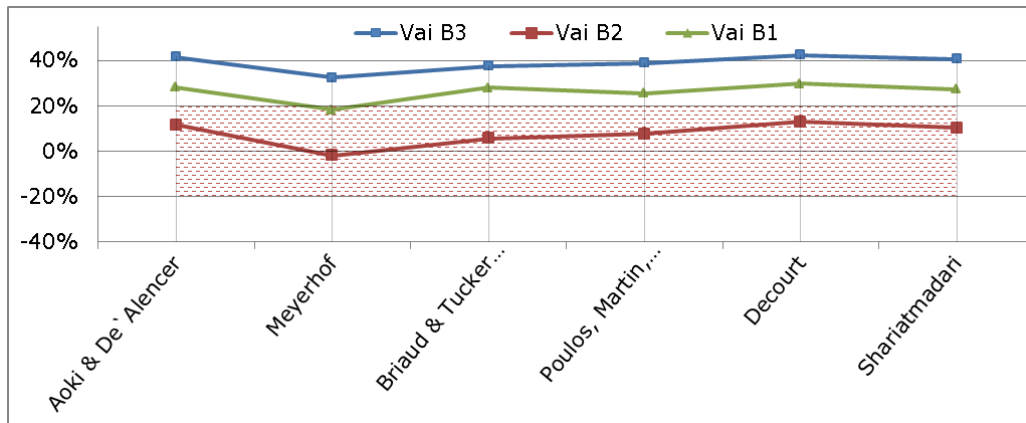
	Meetod	Qb (kN)	Qs (kN)	Qc (kN)	
	<b>Staatilised vaiakatsed 0,1*B</b>	-	-	<b>3846</b>	
28%	Aoki & De`Alencer	3564	1941	5362	B-LP2
<b>18%</b>	Meyerhof	3564	1277	4699	B-LP2
28%	Briaud & Tucker N20	2935	2547	5340	B-LP2
25%	Poulos, Martin, Decourt	3564	1738	5160	B-LP2
<b>30%</b>	Decourt	3564	2049	5470	B-LP2
27%	Shariatmadari	3564	1873	5295	B-LP2

**Tabel 5.6** Vai B2 koondtulemused

	Meetod	Qb (kN)	Qs (kN)	Qc (kN)	
	<b>Staatilised vaiakatsed 0,1*B</b>	-	-	<b>4558</b>	
<b>11%</b>	Aoki & De`Alencer	3564	1724	5150	B-LP2
<b>-2%</b>	Meyerhof	3564	1043	4469	B-LP2
<b>6%</b>	Briaud & Tucker N20	2828	2136	4826	B-LP2
<b>8%</b>	Poulos, Martin, Decourt	3564	1506	4932	B-LP2
<b>13%</b>	Decourt	3564	1812	5238	B-LP2
<b>10%</b>	Shariatmadari	3564	1657	5082	B-LP2

**Tabel 5.7** Vai B3 koondtulemused

	Meetod	Qb (kN)	Qs (kN)	Qc (kN)	
	<b>Staatilised vaiakatsed 0,1*B</b>	-	-	<b>3040</b>	
41%	Aoki & De`Alencer	3564	1758	5183	B-LP1
<b>32%</b>	Meyerhof	3564	1077	4501	B-LP1
37%	Briaud & Tucker N20	2835	2162	4857	B-LP1
39%	Poulos, Martin, Decourt	3564	1540	4965	B-LP1
<b>42%</b>	Decourt	3564	1846	5270	B-LP1
41%	Shariatmadari	3564	1691	5115	B-LP1



**Joonis 5.2** Uurimiskoha B (DPSH) vaiakatsete ja arvutusmeetodite erinevused protsentuaalselt. Alahindavad on miinus märgiga.

Kuna vaia otsa vastupanu tulemusi tuli kõigi meetodi, väljaarvatud Briaud & Tuckeri, puhul piirata 15 MPa otsa ühikvastupanuga, on meetodite erinevus sõltuv ainult hõõrdevastupanust ja omakaalust. Uurimiskoha B arvutustulemused, välja arvatud vaia B2 Meyerhof meetod, ülehindavad kandevõimet. Meetodeid omavahel võrreldes andis Meyerhofi meetod kõige väiksemaid tulemusi ja Aoki & De`Alencer ning Decourt kõige suuremaid. Vaia B2 tulemused on kõik 20% piiris, keskmiselt ülehindasid piirkandevõimet 8%. Vaia B3 meetodite tulemused ülehindavad piirkandevõimet kõige rohkem, keskmiselt 39%. Vaia B1 arvutustulemused ülehindavad staatilise vaiakatse tulemusi keskmiselt 26%. Meyerhof meetod hindas ainukesena alla 20%. Varieeruvus meetodite suhtearvude vahel on 10-15%. Ühel vaial kolmest hindasid kõik meetodid tulemusi alla 20%. Kahel vaial on Meyerhofi meetod hinnanud 20% piirides. 50 kg vasara kaaluga löökpenetromeetriga arvutades annavad meetodid vaiati ühtlasi tulemusi. Näha on ka, et meetodid ülehindavad kandevõimet.

## Uurimiskoht C

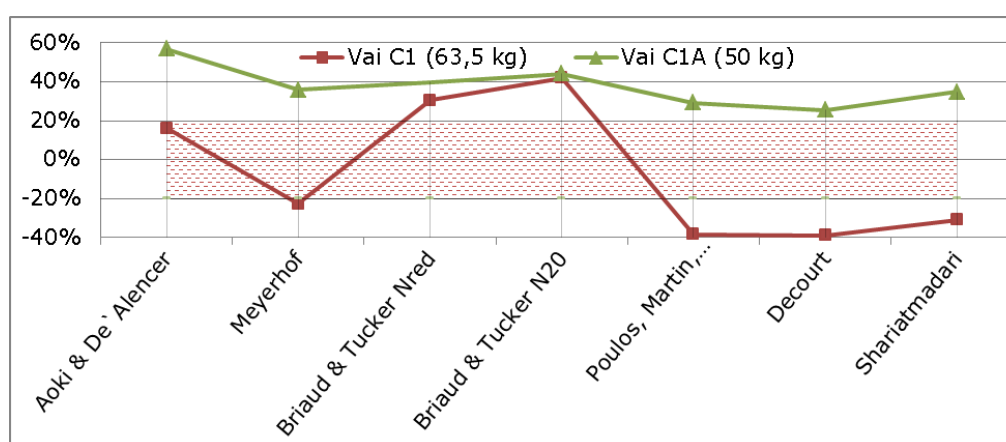
**Tabel 5.8** Vai C1 koondtulemused

	Meetod	Qb (kN)	Qs (kN)	Qc (kN)	
	<b>Staatilised vaiakatsed 0,1*B</b>	-	-	<b>1634</b>	
<b>16%</b>	Aoki & De`Alencer	1449	655	1952	C-LP2
-23%	Meyerhof	1320	164	1333	C-LP2
30%	Briaud & Tucker Nred	1263	1236	2348	C-LP2
<b>42%</b>	Briaud & Tucker N20	1263	1432	2812	C-LP2
-38%	Poulos, Martin, Decourt	887	445	1182	C-LP2
<b>-39%</b>	Decourt	824	505	1178	C-LP2
-31%	Shariatmadari	802	598	1248	C-LP2



**Tabel 5.9** Vai C1A koondtulemused

	Meetod	Qb (kN)	Qs (kN)	Qc (kN)	
	<b>Staatilised vaiakatsed 0,1*B</b>	-	-	<b>1634</b>	
57%	Aoki & De`Alencer	2938	985	3772	C-LP1
36%	Meyerhof	2444	248	2541	C-LP1
44%	Briaud & Tucker N20	1568	1499	2916	C-LP1
29%	Poulos, Martin, Decourt	1800	660	2309	C-LP1
26%	Decourt	1671	674	2194	C-LP1
35%	Shariatmadari	1744	907	2500	C-LP1



**Joonis 5.3** Uurimiskoha C (DPSH-A ja DPSH) vaiakatsete ja arvutusmeetodite erinevused protsentuaalselt. Alahindavad on miinus märgiga.

Uurimiskoha C Baueri tehnoloogiaga valmistatud katsevaia võrreldi kahe erineva löökpenetreerimisega, DPSH-A(C1) ja DPSH(C1A). C1 arvutustulemused ülehindavad ja alahindavad kandevõimet, vaia suurima ja väikseima suhtearvu vahe on 81%, meetodid keskmiselt alahindavad kandevõimet 6%. Ainult Aoki & De`Alencer meetod hindas kandevõimet 20% piiris. C1A arvutustulemused ülehindasid kandevõimet keskmiselt 38%. Võrreldes C1ga on varieeruvus väiksem. DPSH korral arvutustulemused ülehindasid 38%. DPSH-Aga arvutatud tulemused suurelt ülehindasid ja alahindasid vaia piirkandevõimet. Ehitusgeoloogiast (Joonis 2.6) on näha, et vai asub valdavalt all pool pinnasevee taset ja savikas pinnases. Löökpentreerimine on ettenähtud teraliste ja nidusate pinnaste penetreerimiseks. Meetodid ei ole üheselt määratud vahet tegema pinnast tõrjuval ja eemaldaval vaial. Sellest võib olla tingitud DPSH-Aga arvutatud vaia kandevõime suur kõikumine. Löökpentreerimised annavad ebatäpseid tulemusi pinnastes, mis on savistes ja all pool pinnasevee taset.

Uurmiskohas A ja B seitsmel vaial hindas Meyerhofi meetod kõige väiksemalt kandevõime väärtusi. Neljal korral seitsmest jäi tulemus ka 20% piiri. Uurimiskohtade vaiatüübi võrdlusel DPSH-A tulemustest arvutades on näha, et pinnast tõrjuva vaia puhul meetodite arvutustulemused kõiguvad vähem kui pinnast eemaldava vaia korral. DPSH tulemustest arvutades ühel vaial neljast kandevõime tulemused jäid 20% piiridesse, ülejäänud ülehindasid 26% kuni 39%.

## KOKKUVÕTE

Töö põhieesmärk oli välja selgitada, kas vaia piirkandevõimet saab määrata Eestis standard penetratsiooni SPT otseste arvutusmeetoditega, kasutades löökpenetratsiooni DPSH-A tulemusi. Lisaks hinnati, millised arvutusmeetodid hindavad kandevõimet kõige lähemale staatiliselt koormatud vaiakatesete tulemustele. Töös arvutati nii redigeeritud kui ka redigeeritud lugemitega löökpenetromeetri tulemustest.

Kolmel erineval ehitusplatsil A, B ja C on tehtud vaiakatsed ja ehitusuuringud löökpenetreerimistega. Võrreldi seitsme katsevaia tulemusi ja löökpenetreerimisest arvutatud kandevõimeid kuue erineva SPT otseste meetodiga: Aoki & De'Alencer (1975), Meyerhof (1975), Briaud & Tucker (1988); Paolos (1989), Decourt (1995) ja Shariatmadari et al. (2008). Vaiakatesete tulemusi ekstrapoleeriti Chini (1970) meetodiga ja piirkandevõimeks võeti koormus, mille vajum oli 10% vaiaotsa diameetrist.

Katsetatud vaiade sügavused varieerusid 20,7...35,7 m. Penetreerimisi tehti sügavusele 18,8...32,4 m. Kõikides uurimiskohtades oli pinnasevee tase 1...3 m sügavusel maapinnast. Uurimisplatsi A pinnas peamiselt mälline, vaiade toetus liivastes kihtides. Uurimisplatsi B pinnas valdavalt mälline, vaiade otsa toetused mällises peenliivas. Uurimiskoha C vai valdavalt savikas pinnases ja vaiaots mällises peenliivas.

Magistritööst selgus, et tulemused sõltuvad geoloogilisest ehitusest ja vaia liigist. Läbivalt hindas Meyerhofi meetod kandevõimet väiksemaks kui teised meetodid. Meetodit, mis hindaks täpselt iga vaia piirkandevõimet, ei olnud. Kuid uurimiskohas A andis Briaud & Tucker meetod redigeeritud lugemitega kõigi kolme vaia puhul arvutustulemused 20% piires. DPSH ehk 50 kg vasara kaaluga löökpenetreerimise tulemustest arvutatud kandevõime tulemused ülehindasid staatilise katsevaia tulemusi.

Eesti ehitusgeoloogilistes aruannetes on väidetud, et SPT ja DPSH-A löökide arvu vastavus võimaldab kasutada SPT jaoks välja töötatud korrelatsioone pinnaseomaduste hindamisel. Eestis pole selle väite kinnitamiseks uurimistöid tehtud. Töös analüüsitud nelja vaia tulemustest saab järeldada, et DPSH-A löökide arvu kasutamisel SPT otsestes arvutusmeetodites on võimalik vaia piirkandevõimet määrata, täpsusega  $\pm 20\%$ . Tulemustest selgub, et kandevõime määramine on võimalik vaid teatud pinnaseoludes. Tallinnas tehtud seitsme vaiakatse näitel ei saa

väita, et SPT korrelatsioonid on võimalik kasutada üle Eesti ja kõikides pinnaseoludes. SPT korrelatsioonide paremaks hindamiseks on vaja Eestis teha rohkem sarnaseid uuringuid, kus kombineeritakse SPT otseste meetodite löökpenetromeetri lugemeid ja võrreldakse neid staatiliselt koormatud vaiakatsete tulemustega.

## SUMMARY

The main objective of this research was to find out whether the ultimate bearing capacity of the pile can be determined in Estonia by SPT direct methods using the results of DPSH-A. In addition, which methods predicted ultimate bearing capacity closest to static load test results. The results were calculated from the DPSH-A with both, correlated and uncorrelated readings.

Pile tests and geotechnical investigations have been carried out on three different building sites A, B and C. The results of seven test piles and ultimate bearing capacities calculated from dynamic probing by six different SPT direct methods were compared. The six methods were: Aoki & De'Alencer (1975), Meyerhof (1975), Briaud & Tucker (1988); Paolos (1989), Decourt (1995) and Shariatmadari et al. (2008). The results of the pile load tests were extrapolated by the Chin's method (1970) and the ultimate bearing capacity was assigned to be the load of a settlement that is 10% of the pile tip diameter.

The depths of the tested piles varied from 20,7 to 35,7 m. Penetrations were made to the depths of 18,8 to 32,4 m. At all study sites, the groundwater level was 1 to 3 metres below the ground surface. Study site A piles dwelled mainly in silty soil, pile tip being supported by sand. Study site B piles mainly in silty soil, pile tip supported by silty fine sand. Study site C pile predominantly in clayey soils and pile tip in fine sand.

The master's thesis established that the results depend on the geological structure and the type of pile. Throughout, the Meyerhof method estimated the load capacity to be lower than the other methods. There was no method that would accurately assess the ultimate bearing capacity of each pile. However, in study site A, the Briaud & Tucker method with correlated readings predicted bearing capacities for all three piles at the 20% range. The ultimate bearing capacities calculated from the readings of DPSH with a 50 kg weight hammer all overestimated static pile load tests by 26-39%.

Estonian geotechnical reports have stated that the corresponding number of blows of SPT and DPSH-A allows the correlations developed for SPT to be used in the assessment of soil properties. No research has been conducted in Estonia to confirm this statement. From the results of the four piles analyzed in the thesis, it can be concluded that by using the number of DPSH-A blows in SPT direct calculation methods, it is possible to determine the ultimate bearing capacity of the pile with an accuracy of  $\pm 20\%$ . The results show that the bearing capacity can only be determined

on certain soils. On the example of seven pile load tests made in Tallinn, it cannot be said that SPT correlations can be used all over Estonia and on all distinct soils. In order to better assess the correlations of SPT, it is necessary to conduct more similar studies in Estonia, where the combining of DPSH-A readings in SPT direct methods is used and the calculations are compared with the results of static pile load tests.

## KASUTATUD KIRJANDUS

- [1] V. Jaaniso, „Ehitusgeoloogilised uuringud,” [Võrgumaterjal]. Available: [https://www.ttu.ee/public/e/ehitusteaduskond/Instituudid/Ehitiste\\_projekteerimise\\_instituut/Oppematerjalid/Valdo\\_Jaaniso/Ehitusgeoloogilised\\_uuringud\\_pm\\_11.pdf](https://www.ttu.ee/public/e/ehitusteaduskond/Instituudid/Ehitiste_projekteerimise_instituut/Oppematerjalid/Valdo_Jaaniso/Ehitusgeoloogilised_uuringud_pm_11.pdf). [Kasutatud 10 03 2020].
- [2] N. Shariatmadari, A. Eslami ja M. Karimpour-Fard, „Bearing Capacity of driven piles in sand from SPT-applied to 60 cast histories,” *Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering*, kd. 32, pp. 125-140, 2008.
- [3] A. Parts, „5 Vaivundamendid,” 18 04 2013. [Võrgumaterjal]. Available: <http://staff.ttu.ee/~aldur/Vundament/5-2%20Vaivundamendid%20D.pdf>. [Kasutatud 13 04 2020].
- [4] F. Chin, „Estimation of the ultimate load of piles from test not carried to failure,” %1 *Second Southeast Asia Conference on Soil Engineering*, Singapore, 1970.
- [5] A.-H. S. Azm, T. Fouad ja A. Mokhtar, „Comparison between measured and predicted values of axial end bearing and skin capacity of piles bored in cohesionless soils in the Arabian Gulf Region,” *Geotechnical and Geological Engineering*, kd. 21, pp. 47-62, 2003.
- [6] G. E. Abdelrahman, „Prediction of Ultimate Pile load from Axial load Tests and penetration Tests,” *The Egyptian Geotechnical Journal of Soil Mechanics*, kd. 10, 2002.
- [7] A. S. Vesić, *Design of Pile Foundations*, kd. 42, Durham, North Carolina: Duke University, 1977.
- [8] C. Viggiani, A. Mandolini ja R. Gianpiero, *Piles and Pile Foundations*, Oxon: Spon Press, 2012.
- [9] B. P ja B. D. Prezzi M, „Drilled Displacement Piles,” *DFI Journal*, kd. 4, nr 1, pp. 3-20, 2010.
- [10] H.-G. Kempfert, „Axial pile resistance of different pile types based on empirical values,” %1 *GeoShanghai*, Reston, 2010.
- [11] BAUER, „BAUER Bored Piles,” 11 2018. [Võrgumaterjal]. Available: [http://www.bauer-egypt.com/export/shared/documents/pdf/bst/print/905\\_015\\_2\\_BAUER-Bored-Piles\\_en.pdf](http://www.bauer-egypt.com/export/shared/documents/pdf/bst/print/905_015_2_BAUER-Bored-Piles_en.pdf). [Kasutatud 13 4 2020].

- [12] U. Bergdahl, „Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16 with Reference Test Procedures CPT-SPT-DP-WST,“ Swedish Geotechnical Institute, Linköping, 1989.
- [13] E.-E. I. 22476-2:2005, „Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 2: Dynamic probing,“ 2005.
- [14] R. Geotechnics, „RSA Geotechnics,“ RSA Geotechnics, 2020. [Vörgumaterjal]. Available: [sa-geotechnics.co.uk/site-investigation/dynamic-probing/](http://sa-geotechnics.co.uk/site-investigation/dynamic-probing/). [Kasutatud 23 05 2020].
- [15] G. G. Goble ja H. Aboumatar, „Dynamic Measurements on Penetrometers for Determination of Foundation Design,“ 11 1994. [Vörgumaterjal]. Available: <https://www.codot.gov/programs/research/pdfs/1994-research-reports/penetrometers.pdf>. [Kasutatud 17 04 2020].
- [16] R. Campanella, W. Stewart ja R. Jackson, „Use of in situ tests in pile design,“ %1 *SMFE*, Rio de Janeiro, Brazil, 1989.
- [17] B. Wrana, „Pile Load Capacity - Calculation Methods,“ *Studia Geotechnica et Mechanica*, kd. 37, nr 4, pp. 83-93, 2015.
- [18] U. Bergdahl, G. Hult ja E. Ottosson, „Spread footing in sand. Calculation of bearing capacity and settlements,“ Statens Geotekniska Institut, Linköping, 1986.
- [19] J.-L. Briaud ja L. Tucker, „Piles in Sand: A Method Including Residual Stresses,“ *Journal of Geotechnical Engineering*, kd. 110, pp. 1666-1680, 1984.
- [20] G. G. Meyhof, „Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils,“ *Journal of Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, kd. 82, nr SM1, pp. 1-19, 1956.
- [21] G. Meyerhof, „Bearing capacity and settlement of pile foundations,“ *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, kd. 102, nr GT3, pp. 195-228, 1976.
- [22] L. Decourt, „Prediction of load-settlement relationships for foundations on the basis of the SPT-T,“ %1 *Ciclo de Conferencias Internacionales*, Mexico, 1995.
- [23] L. Decourt, „Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT,“ %1 *ESOPTZ*, Amsterdam, 1982.
- [24] N. Aoki ja D. De'Alencar, „An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles,“ %1 *Fifth Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, 1975.
- [25] H. G. Paolos, „Pile behaviour-theory and application,“ *Geotechnique*, kd. 39, nr 3, pp. 365-415, 1989.



- [26] P. Talviste, „05-05-0501 Geotehnika aruanne,“ IPT Projektijuhtimine OÜ, Tallinn, 2005.
- [27] R. Raudsepp, M. Mets ja S. Tarros, „2535 Geotehnilised uuringud,“ AS Geotehnika Inseneribüroo, Tallinn, 2013.
- [28] R. Raudsepp ja J. Mussatova, „2431 Geotehnika aruanne,“ AS Geotehnika Inseneribüroo, Tallinn, 2011.
- [29] M. Amirmojahedi ja M. Abu-Farsakh, „Evaluation of Direct Pile-CPT Methods for Estimating the Ultimate Capacity of Driven Piles,“ %1 *ResearchGate*, Louisiana, 2019.
- [30] T. Leinsalu ja U. Järve, „1798-06 Vaiakatsete aruanne,“ OÜ REI Geotehnika, Tallinn, 2006.
- [31] R. Enni ja T. Leinsalu, „3390-14 Vaiakatse aruanne,“ OÜ REI Geotehnika, Tallinn, 2014.
- [32] T. Leinsalu ja R. Enni, „3074.I-12 Vaiakatsete aruanne,“ OÜ REI Geotehnika, Tallinn, 2012.
- [33] L. S. Sterling, *The Art of Agent-Oriented Modeling*, London: The MIT Press, 2009.
- [34] A. Benali, A. Nechnech ja A. Bouafia, „Bored Pile Capacity by Direct SPT Methods Applied to 40 Case Histories,“ *Civil and Environmental Research*, kd. 5, pp. 118-122, 2013.
- [35] I. Shooshpasha, „Prediction of the Axial Bearing Capacity of Piles by SPT-based and Numerical Design Methods,“ *Geomate*, kd. 4, nr 2, pp. 560-564, 2013.
- [36] M. Karimpour-Fard, „Estimation of vertical bearing capacity of piles using the results of CPT and SPT tests,“ *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, kd. 4, pp. 1055-1062, 2013.
- [37] J. Knutsson, „Evaluating Undrained Shear Strength of Clay With DPSH-A,“ *Geotechnical Engineering*, Lund, 2018.