



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND
Tartu kolledž

**VAIVUNDAMENTIDE KANDEVÕIME LEIDMINE
CPT OTSESTE ARVUTUSMEETODITEGA KAHE
OBJEKTI NÄITEL**

**ANALYSIS OF PILE BEARING CAPACITY BASED ON CPT
DIRECT METHODS ON THE EXAMPLE OF TWO OBJECTS**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Jõrgen Kivila

Üliõpilaskood: 144516EAEI

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.

"....." 2020.

Autor:

/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

"....." 2020.

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

".....".....2020.

Kaitsmiskomisjoni esimees

/ nimi ja allkiri /

Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks¹

Mina Jürgen Kivila (sünnikuupäev: 24.02.1995)

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose Vaivundamentide kandevõime leidmine CPT otseste arvutusmeetoditega kahe objekti näitel (Analysis of pile bearing capacity based on CPT direct methods on the example of two objects), mille juhendaja on Lehar Leetsaar:

1.1 reprodutseerimiseks lõputöö säilitamise ja elektroonse avaldamise eesmärgil, sh Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogusse lisamise eesmärgil kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni;

1.2 üldsusele kättesaadavaks tegemiseks Tallinna Tehnikaülikooli veebikeskkonna kaudu, sealhulgas Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogu kaudu kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni.

2. Olen teadlik, et käesoleva lihtlitsentsi punktis 1 nimetatud õigused jäävad alles ka autorile.

3. Kinnitan, et lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega isikuandmete kaitse seadusest ning muudest õigusaktidest tulenevaid õigusi.

¹Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil.

_____ (alkiri)

_____ (kuupäev)

Tallinna Tehnikaülikool, Tartu kolledž

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: Jõrgen Kivila, 144516EAEI

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

Juhendaja(d): Lektor, Lehar Leetsaar, +372 620 4805

Lõputöö teema:

(eesti keeles) Vaivundamentide kandevõime leidmine CPT otseste arvutusmeetoditega kahe objekti näitel

(inglise keeles) Analysis of pile bearing capacity based on CPT direct methods on the example of two objects

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Ülevaade CPT uuringutulemustest kahel objektil
2. CPT otseste arvutusmeetodite kirjeldus ja näidisarvutuste ülevaade
3. Arvutusmeetodite analüüs ja võrdlus objektil tehtud katseviadega

Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Teemakohaste artiklitega tutvumine, terminite läbitöötamine	26.02.2020
2.	Põhiosa esmase mustandi kirjutamine	27.04.2020
3.	Vaiakatsete alusel vaiade kandevõime leidmine ja CPT uuringute põhjal kandevõime arvutamine	14.05.2020
4.	Tulemuste analüüs ja võrdlus	19.05.2020
5.	Lõputöö põhiosa lõplik korrigeerimine	25.05.2020

Töö keel: eesti keel **Lõputöö esitamise tähtaeg:** „29.” mai 2020. a

Üliõpilane: Jõrgen Kivila “.....”.....2020. a
/allkiri/

Juhendaja: Lehar Leetsaar “.....”.....2020. a
/allkiri/

Programmijuht: “.....”.....2020. a
/allkiri/

SISUKORD

EESSÕNA	7
MÕISTETE JA TÄHISTE LOETELU	8
SISSEJUHATUS	11
1 VAIVUNDAMENDID.....	13
2 PINNASE PROFIIILI LEIDMINE	17
2.1 CPT uuring	18
2.2 Laborikatsed	19
2.3 Objektide pinnased	20
2.3.1 Ahtri tn 3, Tallinn	20
2.3.2 Tehnika tn 5-7, Tartu.....	21
3 METOODIKA.....	23
3.1 Staatiline koormuskatse	23
3.2 Chin-Kondneri ekstrapolatsioon	24
3.3 Nottingham ja Schmertmann (1975, 1978).....	25
3.4 De Ruiten ja Beringen (1979)	27
3.5 LCPC (1982)	28
3.6 Eslami ja Fellenius (1997).....	30
3.7 Aoki ja de Alencar (1975)	31
3.8 Philipponnat (1980)	32
3.9 Eurocode 7-3	34
3.10 Saksa meetod (1976).....	36
3.11 Meyerhof (1976) + Tumay ja Fakhroo (1981).....	38
4 ARVUTUSED.....	40
4.1 Chin-Kondneri ekstrapolatsioon	40
4.2 Nottingham ja Schmertmann (1975, 1978).....	42
4.3 De Ruiten ja Beringen (1979)	43
4.4 LCPC (1982)	45
4.5 Eslami ja Fellenius (1997).....	46

4.6	Aoki ja de Alencar (1975)	47
4.7	Philipponnat (1980)	48
4.8	Eurocode 7-3	49
4.9	Saksa meetod (1976).....	50
4.10	Meyerhof (1976) + Tumay ja Fakhroo (1981).....	51
5	TULEMUSED JA ANALÜÜS	54
	KOKKUVÕTE	61
	SUMMARY.....	62
	KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU	63

EESSÕNA

Magistritöö teema soovitati juhendaja poolt. Töös kasutatud lähteandmed põhinevad kahel objektil tehtud geoloogilistel uuringutel. Objektid asuvad Tallinnas Ahtri tn 3 ning Tartus Tehnika tn 5-7. Geoloogilised uuringud on koostatud vastavalt ettevõtete IPT Projektijuhtimine OÜ ja OÜ REI Geotehnika poolt.

Autor soovib tänada juhendamise eest Lehar Leetsaart, kes aitas nii tehnilise poolega kui motiveerimisega. Samuti tänab autor eelpool nimetatud ettevõtteid alusandmete jagamise ning täpsustavatele küsimustele vastamise eest. Viimaks avaldab autor tänuavaldust ka emale, kes aitas hoida eesmärki silme ees ja sõpradele, kes toetasid töö kirjutamisel ja parandamisel.

Töö koosneb põhiosas viiest peatükist, millest esimene tutvustab vaivundamente ja vaiu üldiselt, et viia lugeja kurssi üldise olukorraga. Teine keskendub pinnase profiili koostamise metodikale ning selle leidmisele läbi erinevate uuringute ja katsete. Samuti toob autor välja näidised magistritöös uuritud kahe objekti pinnastest. Kolmandas peatükis selgitab autor CPT otsestest mõõdistustest vaia kandevõime leidmise metodikat. Arvutuste näidised vastavate meetoditega on neljandas peatükis. Lõplikud kandevõimed on toodud nii tabelis kui graafiliselt viiendas peatükis.

Võtmesõnad: kandevõime, vaivundament, CPT uuring, magistritöö.

Key words: bearing capacity, pile foundation, CPT tests, master's thesis.

MÕISTETE JA TÄHISTE LOETELU

- CFA - pideva spiraalpuuriga valmistatavad vaiad (*continuous flight auger*)
- CPT - surupenetratsiooni katse (*cone penetration test*)
- CPTu - surupenetratsiooni katse koos poorirõhu mõõtmisega
- GOST - NSVL standard (*государственный стандарт*)
- SCPT - seismilise uuringuga surupenetratsiooni katse
- SPT - standard penetratsioonikatse (*standard penetration test*)
- A_t - vaia põhja pindala, m²
- b - vaia keha läbimõõt, m
- C - koefitsient Nottinghami ja Schmertmanni meetodis, mis sõltub ületihenemistegurist OCR
- C_1 - modifikatsioonitegur Meyerhofi meetodis, mis võtab arvesse skaala efekti
- C_2 - modifikatsioonitegur Meyerhofi meetodis, mis arvestab tihedate kihtide läbimist
- C_{LCPC} - koefitsient LCPC meetodis, mis sõltub pinnase ja vaia tüübist
- C_s - koefitsient Unicone meetodis, mis sõltub koonustakistusest ja erihõõrdest
- C_t - koefitsient Unicone meetodis, mis sõltub vaia põhja läbimõõdust
- C_u - dreanimata nihketugevus, kPa
- D - vaia põhja läbimõõt, m
- e - naturaallogaritm ($e = 2,718$)
- F_b - koefitsient Aoki ja de Alencar meetodis, mis sõltub vaia tüübist
- F_s - koefitsient Aoki ja de Alencar meetodis, mis sõltub vaia tüübist
- F_s - koefitsient Philipponnat meetodis, mis sõltub pinnasetüübist
- f_{sa} - aritmeetiline keskmine erihõõre, kPa
- H - Eurocode 7-3 meetodis kõrguste vahe vastavalt joonisele (Joonis 3.7)
- k_b - koefitsient Aoki ja de Alencar meetodis, mis sõltub pinnasetüübist
- K_c - koefitsient Nottinghami ja Schmertmanni meetodis, mis sõltub vaia tüübist
- K_f - koefitsient Nottinghami ja Schmertmanni meetodis, mis sõltub savipinnastes erihõõrdest ja liivpinnastes vaia süvistussügavuse ja läbimõõdu suhtest
- K_f - koefitsient Meyerhofi meetodis, mis sõltub erihõõrdest

- K_{LCPC} - koefitsient LCPC meetodis, mis sõltub pinnase ja vaia tüübist
- L - vaia süvistussügavus
- n - astendaja Meyerhofi meetodis, mis sõltub liivapinnase koonustakistusest
- N_k - koefitsient de Ruiter ja Beringen meetodis
- OCR - ületihenemistegur (*over consolidation ratio*), mis näitab pinnase varasema ja praeguse pinge suhet
- P - koormus, kN
- q_c - koonustakistus, MPa
- q_{ca} - aritmeetiline keskmine koonustakistus väärtus mõjutsoonis, MPa
- $q_{ca,I}$ - aritmeetiline keskmine koonustakistus mõjutsoonis I Eurocode 7-3 meetodis
- $q_{ca,II}$ - aritmeetiline keskmine koonustakistus mõjutsoonis II Eurocode 7-3 meetodis
- $q_{ca,III}$ - aritmeetiline keskmine koonustakistus mõjutsoonis III Eurocode 7-3 meetodis
- q_E - efektiivne ehk ilma poorirõhuta koonustakistus, MPa
- q_{Eg} - efektiivse koonustakistuse geomeetriline keskmine, MPa
- R_f - erihõõrde ja koonustakistuse suhe, %
- R_{pm} - katsevaia mõõdetud kandevõime, kN
- R_p - vaia kandevõime kokku, kN
- R_{pp} - vaia arvutatud kandevõime, kN
- r_s - vaia külje vastupanu, kPa
- r_t - vaia põhja vastupanu, MPa
- s - vajum, mm
- s - vaia põhja kujutegur Eurocode 7-3 meetodis, mis ümarvaia puhul on 1
- u_1 - poorirõhk mõõdetuna koonuse otsal, kPa
- u_2 - poorirõhk mõõdetuna koonuse taga, kPa
- u_3 - poorirõhk mõõdetuna erihõõrde mõõdiku taga, kPa
- α - nakkumise tegur de Ruiter ja Beringen meetodis
- α_p - koefitsient Eurocode 7-3 meetodis, mis sõltub vaia tüübist
- α_s - koefitsient Philipponnat meetodis, mis sõltub vaia tüübist
- α_s - koefitsient Eurocode 7-3 meetodis, mis sõltub vaia ja pinnase tüübist

β - vaia kuju arvestav tegur Eurocode 7-3 meetodis

γ - mahukaal, kN/m³

ΔV - vaia omakaal, kN

SISSEJUHATUS

Viimaste aastatega on ehitusmahud pidevalt kasvanud ning ehituspindala vähenemise tõttu ehitatakse aina rohkem kõrgemaid hooneid. Kõrghooned tehakse aga tihti vaiadele ja selleks, et hinnata korrektselt kandevõimet puutub insener kindlasti kokku mitmete erinevate meetoditega. Töö eesmärk on anda lühikene ülevaade kahe objekti CPT uuringutest ning arvutada vastavalt tulemustele vaiade kandevõimed.

Eestis on vaivundamendid kasutusel juhtudel, kus madalvundamendiga ei saavutata vajalikku kandevõimet või vajumid on ülemäära suured. See tuleb enamasti ette just olukordades, kus on vaja läbistada nõrkasid kihte ja jõuda tugevamatesse. Vaivundamentide projekteerimiseks vajalike algandmete saamiseks on võimalik kasutada mitmeid erinevaid katseid, millest üks on surupenetratsioon. CPT uuringutest saadavaid andmeid saab kasutada otseselt vaia kandevõime leidmiseks.

Uuringuobjektid asuvad Tallinnas Ahtri tn 3 ja Tartus Tehnika tn 5-7. Esimesel objektil on tegemist suhteliselt nõrga pinnasega, alles umbes 20 m sügavusel leidub tugevamaid kihte. Tihe liivakiht on aga CPT uuringul jäänud liiga tugevaks, et seda 20 tonnise seadmega läbistada oleks suudetud. Üle 23 meetri pikad vaiad on seega pinnases, mille parameetreid me täpselt ei tea. Kihid on üldiselt teada geoloogidel, kuid täpne info kuidas vai pinnases käitub on puudulik. Autor on otsustanud sel põhjusel viimast CPT mõõdistuse tulemust korrata kuni vaia põhjani. See tähendab, et viimaseid koonustakistuse ja erihõörde andmeid on arvestatud sügavuse kasvades püsivaks. OÜ Rei Geotehnika poolt tehtud dünaamilise penetratsiooni katsetetulemustest on näha, et pinnas sügavamates kihtides tiheneb ja on tugevam, mistõttu on leitud vaia kandevõime tagavara kasuks. [1][2]

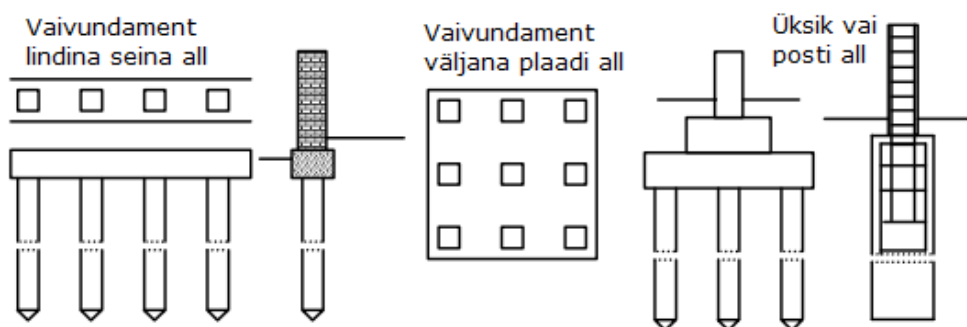
Tartu objektil on tehtud Conviso OÜ poolt eeluuring 2011 aasta septembris, millele järgnes geoloogiline uuring OÜ Rei Geotehnika poolt sama aasta novembris. Tegemist on vana prügimäe asukohaga, kus pealmised 3...5 m on kandevõime seisukohast nõrgad kihid. Seega on mõlemad uuringud soovitanud vaiad rajada vähemalt 10 m sügavusele, et kasutada ära võimalikult tugevat moreenikihti, mis pole liialt sügaval. Selle lamamiseks oleva pinnase tugevus polnud pealmisest kihist märgatavalt suurem, mistõttu vaiade sellele sügavusele rajamine poleks tulnud majanduslikult otstarbekas. [3][4][5]

Vaia üldine kandevõime on põhja ja külje kandevõimete summa. Kõige täpsema tulemuse annab staatilise vaiakatse tulemus, kuid tegemist on kalli katsega ja seetõttu tehakse seda harva. Töö eesmärk on teha algust võrdlusbaasi loomisel, mille abil oleks tulevikus võimalik määrata kandevõime usaldusväärselt ka surupenetratsiooni tulemuste alusel. Tihtipeale ei jõuta staatiliste vaiakatsetega aga piirkandevõimeni, mistõttu on mõlema objekti puhul katsevaide kandevõime leitud Chin-Kondneri

ekstrapolatsiooni abil. Seda on võrreldud CPT otseste arvutusmeetoditega leitud kandevõimetega. Kasutatud meetoditeks on Nottingham ja Schmertmann, de Ruitter ja Beringen, LCPC, Eslami ja Fellenius, Aoki ja de Alencar, Philipponnat, Eurocode 7-3, Saksa meetod ja Meyerhofi meetod liivakihtides koos Tumay ja Fakhroo meetodiga savikihtides. Ühe vaiaga on tehtud igale meetodile vastav kandevõime arvutus, ülejäänud kuue vaia tulemused on koondatud analüüsi peatükis tabelitesse.

1 VAIVUNDAMENDID

Vaiad on suhteliselt pikad ja tavaliselt peened struktuuriosad, mis kannavad peal asuva ehitise koormust sügavale pinnasesse. Tavapäraselt kasutatakse vaiu siis, kui pinnases ei ole võimalik kasutada madalvundamente. Vaiu võib jaotada koormusstiili, siirde või materjali põhjal [6].

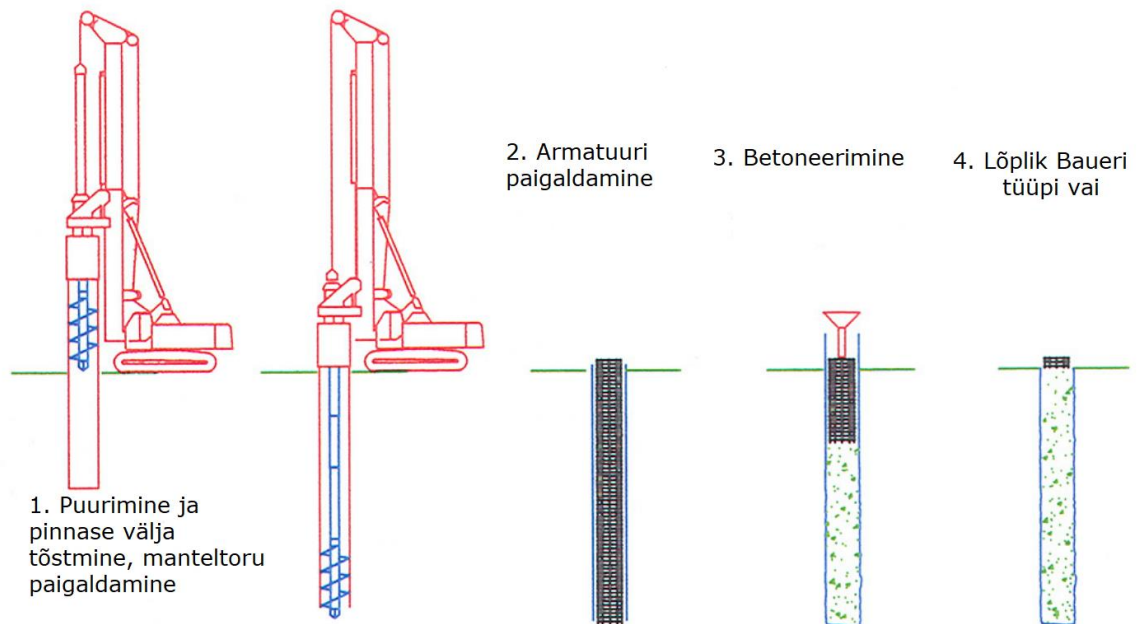


Joonis 1.1 Vaivundamentide liigitus [7]

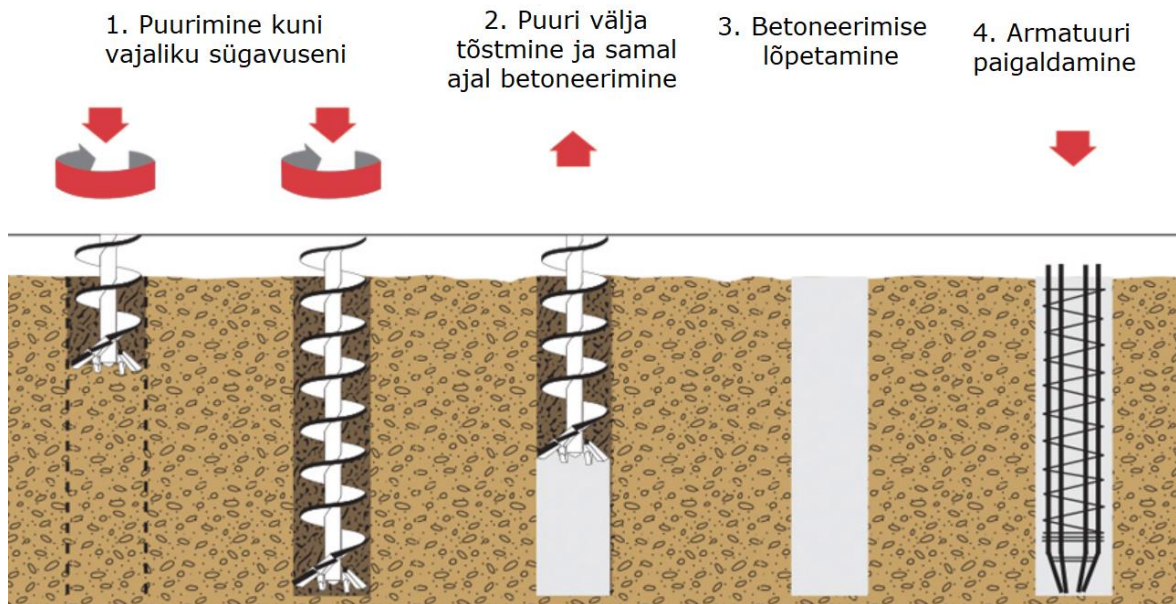
Vaivundament koosneb vaiadest ja rostvärgist, mis seob vaiad tervikuks ja jaotab ehitise raskuse ühtlaselt vaiadele. Vaiad võivad olla üksikud, rühmana posti või ehitise üksikosa all, lindina seinaga all või vaiaväljana kogu hoone all. Joonisel (Joonis 1.1) on näha, kuidas vaiad võivad olla jaotunud ehitise all. Eestis on kasutusel nelja tüüpi vaiu: raudbetoonist valmisvaiad, pinnast asendavad kohtvaiad, pinnast väljatõrjuvad kohtvaiad ja mikrovaiad. [8] Vaivundamendid on laialdaselt kasutusel nõrkade savipinnaste puhul, kus vaiad pressitakse läbi nõrkade savi- ja liivakihtide tugevasse liivamoreeni. Nõukogude perioodil valmistati Eestis põhiliselt 30x30 cm ja 40x40 cm pinnast väljatõrjuvaid betoonvaiu. 1997 aastal levisid juba ka Fundex ja Vibrex tehnoloogiad. [9]

Valmisvaiad on tavaliselt teistest ökonoomsemad, puuduseks on aga rammimisega kaasnevad dünaamilised mõjutused, mis võivad kahjustada läheduses olevaid ehitisi. Samuti on nende kandevõime piiratud väikese ristlõike tõttu [8]. Valmisvaiade transportimisel ja tõstmisel tekib vaia omakaalust paindemoment, mis nõuab tavaliselt suuremat kogust armatuuri, mille tõttu valmisvaiade valmistamise muutub kallimaks.

Pinnast asendavatest vaiadest on Eestis enim levinud Baueri ja CFA tüüpi vaiad. Baueri (Joonis 1.2) tüüpi pinnast asendavad vaiad paigaldatakse pinnasesse puuritud auku, mis on mantelitoruga kaitstud. CFA (Joonis 1.3) stiili vaiade külgpind on kaitstud puurispiraali vahele jääva pinnasega, mis betoneerimisel üles tõstetakse. CFA vaiade valmistamine on kiirem Baueri vaiadest, kuna pinnasesse ei pea eraldi sisestama mantelтору [8].



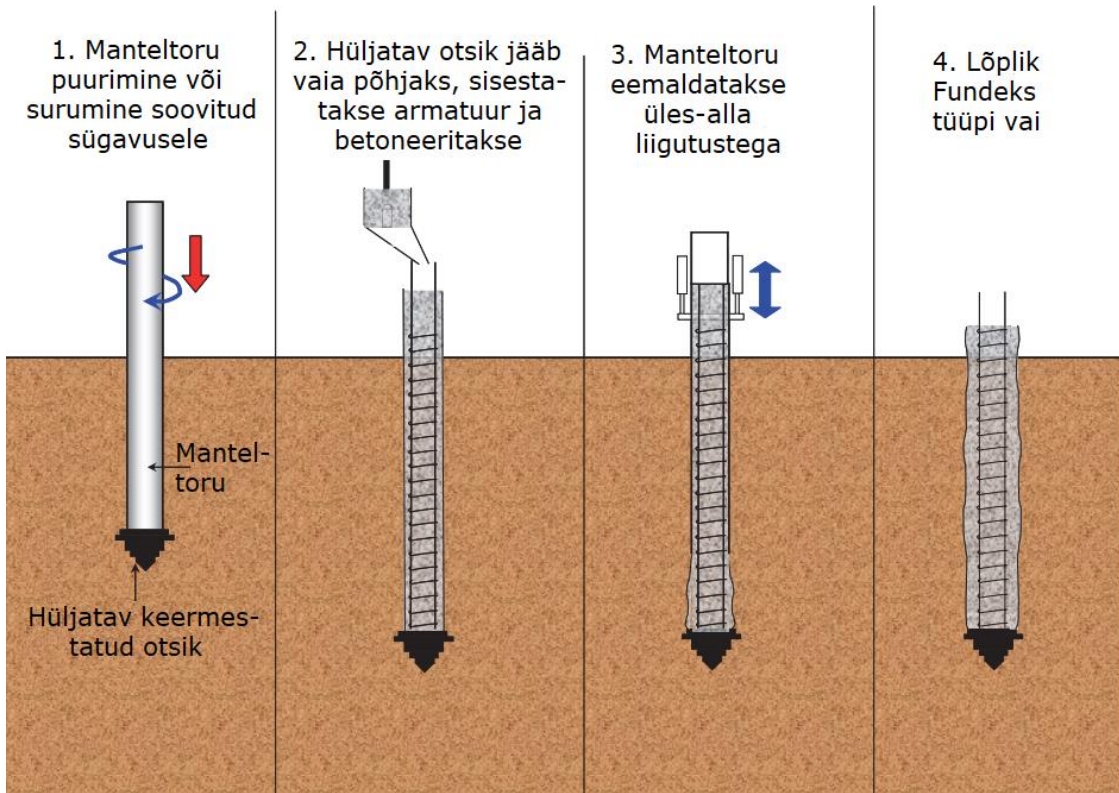
Joonis 1.2 Bauer tüüpi vai valmistamine [7]



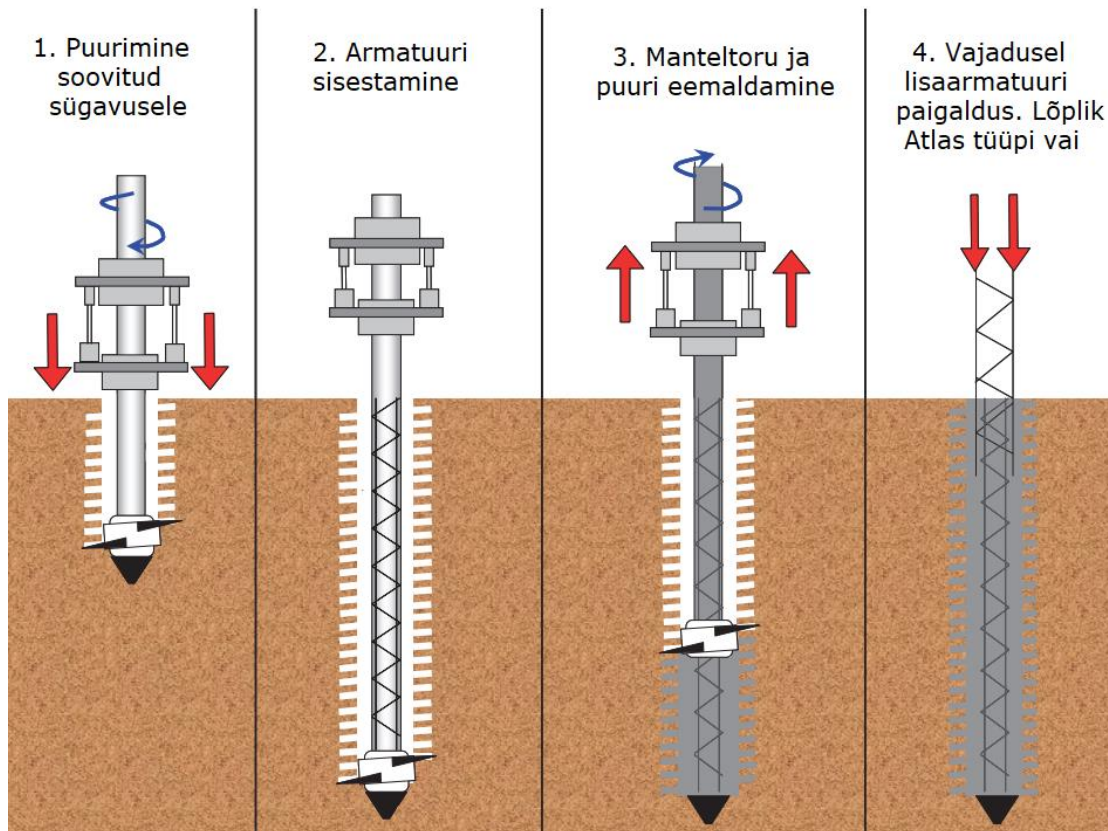
Joonis 1.3 CFA tüüpi vai valmistamine [10]

Sarnaselt valmisvaiadega tihendavad vaia ümbritsevat pinnast ka pinnast väljatõrjuvad kohtvaiad. Fundex (Joonis 1.4) vaia puhul keeratakse manteloru pinnasesse, mille keermetatud terasotsik jääb vaia põhjaks. DSP vaiad valmistatakse samamoodi. Probleemiks osutuvad nende vaiade puhul tugevad pinnasekihid või suured kivid. Sarnane Fundex vaiadele on Atlas vaiatüüp (Joonis 1.5), mida on kasutatud just Tartu objektidel. Pinnast väljatõrjuv on ka Vibrex tehnoloogiaga valmistatav vai, mis erinevalt eelmistest rammitakse pinnasesse. Kohtvaiade eelisteks on võimalus neid kasutada just olemasolevate ehitiste lähistel (v.a. Vibrex vibratsioonide tõttu), suurte koormuste

vastuvõtmise võime (ka horisontaal- ja momentkoormuste korral) ning väiksem sarruse vajadus [8].



Joonis 1.4 Fundex tüüpi vai valmistamine [11]



Joonis 1.5 Atlas tüüpi vai valmistamine [11]

Viimaseks vaiade tüübiks on mikroviad, mis on väiksed vaiad mis puuritakse või keeratakse pinnasesse ja täidetakse tsemendilahusega. See suurendab vaia pindala ja kaitseb korrosiooni eest. Antud vaiad on põhiliselt kasutusel olemasolevate vundamentide tugevdamiseks ning raskesti ligipääsetavates kohtades. [8]

Vaiade käitumine pinnases sõltub nii pinnase mehaanilistest omadustest, olukorrast, vaia süvistamise meetodist ja koormuse iseloomust [6]. Projekteeritud vaivundamendi arvutuskandevõime peab olema suurem teljesuunalisest arvutuskoormusest. Samuti peab olema tagatud vaia materjali enda tugevus ning vaia deformatsioon peab jääma lubatud piiridesse. [8]

Vaiade kandevõimeid võib leida mitmete meetodite, nagu näiteks koormuskatse, dünaamilise penetratsiooni tulemuste, laboratoorsete andmete või objektipõhiste uuringute (nagu CPT) tulemuste analüüsi abil [6].

2 PINNASE PROFIILI LEIDMINE

Iga pinnaseuuringu eesmärgiks on määrata kihtide paksus ja järjestus, hinnata pinnasevee olukorda ning leida pinnase tunnusomadused iga kihi kohta. Andmeid on võimalik saada nii objektipõhiste kui laboratoorsete katsetega. [12]

Põhilised informatsiooniallikad, millest valitakse tavaliselt kolm välja pinnase profiili koostamiseks, on [13]:

- üldine geoloogia hinnang,
- kindla objekti uuringutulemused, eriti pidevatest testidest nagu CPT ja CPTu,
- poorirõhu tulemused (piesomeetriga),
- laborikatsete klassifikatsioon ja pinnase katsetulemused.

Objektipõhine uuring peab hõlmama kõiki pinnasekihte, mis võivad mõjutada projekteeritava ehitise käitumist. Nõrgad savipinnased ja kohevad või orgaanikat sisaldavad liivad tuleb läbida täies ulatuses. Vaivundamendi projekteerimiseks peab uuringuid teostama kolme vaia läbimõõdu või viie meetri võrra sügavamalt kui planeeritud vaiade sügavus. Kalju või poolkalju puhul võib uurimissügavus olla väiksem, kuid piisavalt sügav, et välja selgitada võimaliku murenenud osa paksust. Uuringupunktide hulk ja asukoht peavad võimaldama interpoleerimise abil pinnasekihtide paksuse määramist igas vajalikus punktis. Seega uuringupunktide vahekaugus on tavaliselt 15...40 m. Erilist tähelepanu tuleb pöörata vahetult vundamendi alla jääva pinnase tugevusparameetrite, mahukaalu ja kokkusurutavuse määramisele. Küllaldase täpsusega peab määrama ka tallast kõrgemale jääva pinnase mahukaalu. Uuringute planeerimisel peab arvestama, et optimaalsest väiksemas mahus uuring võib põhjustada ehitismaksumuse tunduvat suurenemist ja ehituskestuse pikenemist [8].

Enamus objektidel tehtavaid uuringumeetodeid sisaldavad perioodilist katsetamist, näiteks standard penetratsioonitest (SPT), tiivikkatse või pressiomeeterkatse. Ainus pidevalt andmeid salvestav objektidel tehtav katse on surupenetratsioon (CPT) [13]. SPT uuringu eeliseks on töövahendi lihtsus, võimalus kasutada väga erinevates pinnastes ja suur kogus olemasolevaid andmeid võrdluseks. Probleemiks on vastupanu mõõdistamine, mis märjas ja kuivas pinnases annab erinevaid tulemusi [15]. Täpsemad on aga CPT katsed iseseisvalt ja koos piesomeetriga (CPTu) või geofoniga (SCPT) [12].

Tihti heidetakse ette, et CPT uuringute hulka ei kuulu pinnaseproovide võtmine, mistõttu on alati soovitatav teha ka lisaks puuraukude laborikatsete jaoks [12]. Tihtipeale projektides, kus esinevad ehitusraskused, segadused ja muud probleemid, on jätetud üldine geoloogia info arvestamata ning on kasutatud vaid puuraukude tulemusi [13].

2.1 CPT uuring

CPT katse sai alguse 1960ndatel ning on lihtne, kiire, majanduslikult otstarbekas, kogub pidevalt andmeid süvistamisel ja võimaldab katsevahendile erinevaid sensoreid kinnitada [13]. Katse käigus surutakse metallist koonust staatilist koormust rakendades pinnasesse, ning sondeerimise käigus mõõdetakse koonustakistust ja erihõõret [6].

Katseseade on tavaliselt 60 kraadise koonuselise põhjaga, mille põhjapindala on 10 cm² ning keha küljes on küljevastupanu mõõdistamiseks 150 cm² ala. Lisasensoreite kasutamisel, näiteks pressiomeeter, on otsa pindala tihti 15 cm². Koonuse maasse surumiseks kasutatakse pikendusvardad ja surumiseks hüdraulilist pressi. Tavapäraselt surutakse katseseade ühe meetriste vahedega pinnasesse, kuid seda on võimalik seda teha ka pausideta surudes. Olenevalt pinnasest ja soovitud sügavusest on vastukaaluks kas raske veok või kerge masin pinnasesse ankurdatult. Sügavale pinnasesse jõudmise vastukaaluks olevad veokid kaaluvad umbes 10...20 tonni (100...200 kN). Tavaliselt on vajalik jõud koonuse piisavale sügavusele (20...30 m tihedas pinnases) surumiseks 100...200 kN, kuid pehmete pinnaste puhul on kasutusel ka väiksemad pressid [12]. Üle 20 tonni koormust tavaliselt ei rakendata nõtkoehu tõttu [14].

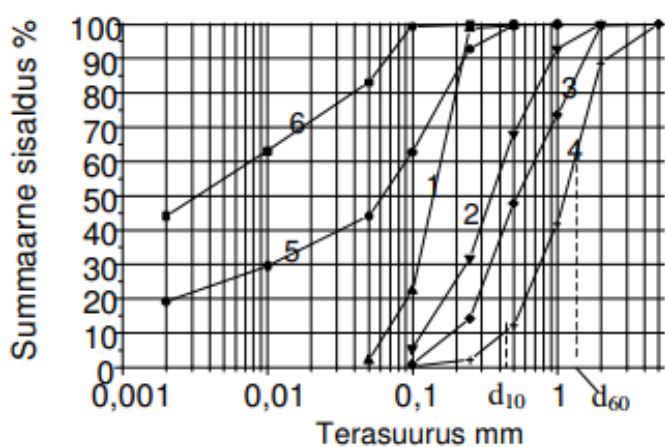
Mõõdetud erihõõrde ja koonustakistuse alusel on võimalik leida tegur R_f , mis näitab nende suhet. Savipinnastes on erihõõrdel tavaliselt suurem mõju kandevõimele kui koonustakistusel ja seega R_f on suhteliselt suur. Liivpinnastes on olukord vastupidine. [6]

Piesomeetriga varustatud CPTu uuringu puhul mõõdetakse ka poorirõhku. Olenevalt piesomeetri asukohast (kas otse koonusel, vahetult selle järel või kaugemal pärast küljevastupanu mõõdikut) saadakse erinev rõhumõõdik vastavalt kas u_1 , u_2 või u_3 . Kõige levinum on u_2 positsioon. [12]

Suurim probleem on CPT katseseadme piisavale sügavusele jõudmine liiga väikse survevõimekuse tõttu. Sügavuse kasvades kasvab ka kogu küljevastupanu, mille vähendamiseks võib kasutada koonusest umbes meetri kaugusel vaiast asuvat suuremat ühendusklaamrit. See aitab augu diameetrit suurendada, mis omakorda vähendab hõõrdumist ülejäänud varrastel. Selle mõistlikuks kasutamiseks peab lisanduv põhja vastupanu olema väiksem eelnevast külje vastupanust. [12]

2.2 Laborikatsed

Kõik meetodid kasutavad oma arvutusvalemites pinnaseliigitusi. Robustselt aga pinnaseid liivadeks ja savideks liigitades on inseneril keeruline teha usaldusväärseid arvutusi. Pinnaste nimetuse aluseks on terastikuline koostis ehk lõimis, mille täpsemaks eristamiseks kasutatakse tihti sõelanalüüsi graafikut, mis annab visuaalselt hea ülevaate pinnasest [6]. Sellel graafikul joone horisontaalne osa viitab osakeste puudumisele ja vertikaalne osa domineerivale fraktsioonile. Mida pikem on graafik, seda ebahütlasema pinnasega on tegemist. Joonisel (Joonis 2.1) on toodud näidised lõimisekõveratest, kus: 1) mölline liiv, 2) peenliiv, 3) keskliiv, 4) kruusliiv, 5) madala plastsusega savi, 6) keskmise plastsusega savi. [16]



Eestis kasutati pikalt endise NSVL GOST süsteeme, kuid hetkel kehtib EVS-EN ISO 14688-2:2018 „Geotehniline uurimine ja katsetamine. Pinnase identifitseerimine ja liigitamine. Osa 2: Liigituspõhimõtted“. Selle alusel jaotatakse pinnased fraktsioonide alusel vastavalt tabelile (Tabel 2.1).

Joonis 2.1 Sõelanalüüsi lõimisekõverad [16]

[17]

Tabel 2.1 Pinnaseliigitus Eestis EVS-EN ISO 14688-1:2018 järgi [17]

Pinnaserühm	Fraktsioon	Alafraktsioon	Terasuuruse vahemik, mm
Väga jämedateraline	Suurrahn	-	> 630
	Rahn	-	200 ... 630
	Veeris	-	63 ... 200
Jämedateraline	Kruus	Jämekruus	20 ... 63
		Keskkruus	6,3 ... 20
		Peenkruus	2,0 ... 6,3
	Liiv	Jämeliiv	0,63 ... 2,0
		Keskliiv	0,20 ... 0,63
		Peenliiv	0,063 ... 0,20
Peeneteraline	Möll	Jämemöll	0,020 ... 0,063
		Keskmöll	0,0063 ... 0,020
		Peenmöll	0,0020 ... 0,0063
	Sau	-	< 0,0020

Eslami ja Fellenius on toonud välja, et kuigi kõik meetodid kasutavad arvutustes pinnase liigitust, ei anna ükski neist otseselt pinnasekihtide eristamise võimalust CPT mõõdistustulemustest. Seega peab hindama laborkatsega pinnast ja seejärel kasutama pinnasele vastavaid koefitsiente CPT uuringutulemustega, et leida kandevõimeid. [18] Robertson toob samuti välja, et vaiale on oluline pigem pinnase käitumuslik profiil kui täpne lõimisel põhinev liigitus [19].

2.3 Objektide pinnased

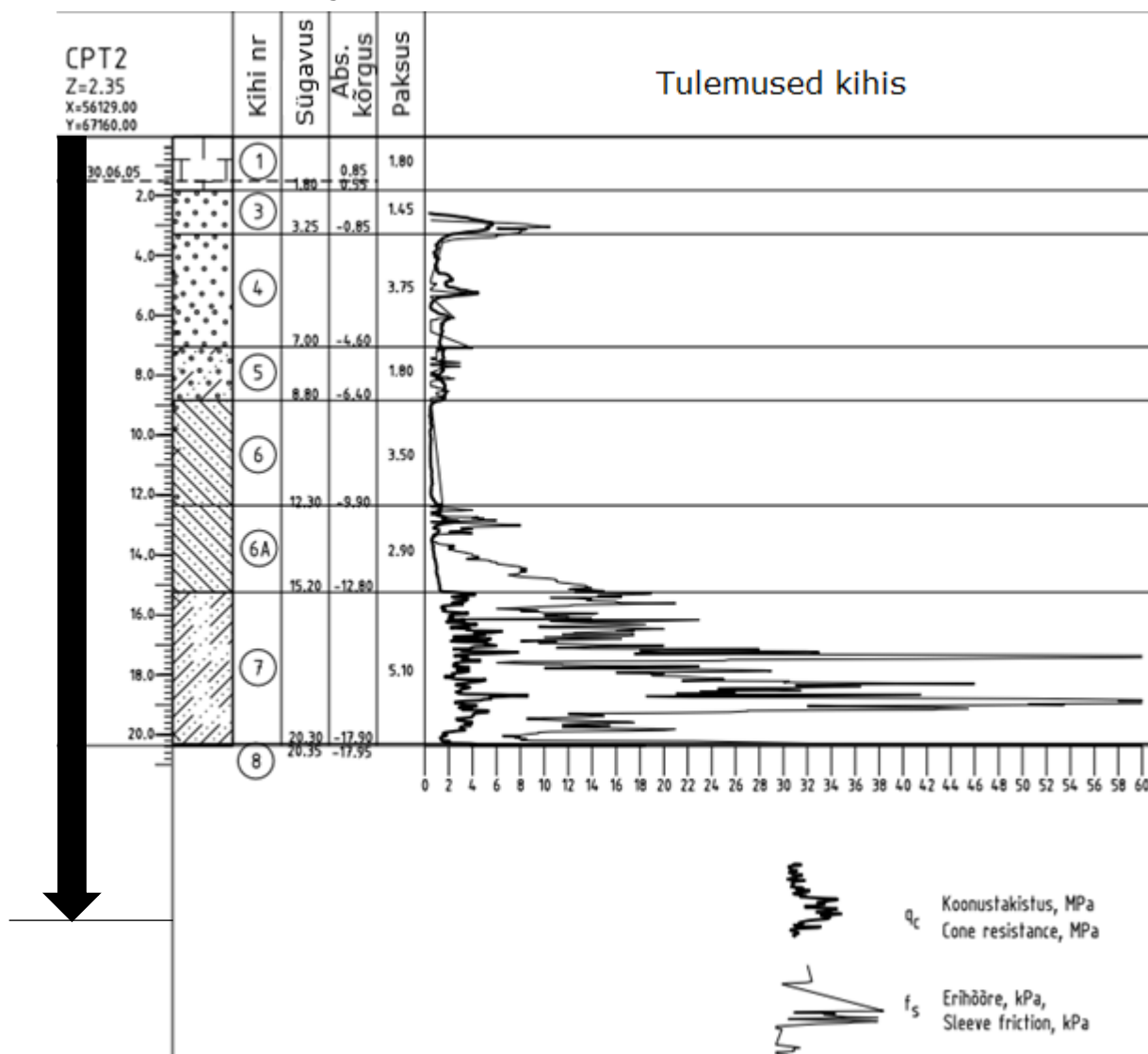
2.3.1 Ahtri tn 3, Tallinn

Üldise geoloogia põhjal on tegemist Tallinna lahte suubuva mattunud vagumuse kohale kujunenud meretasandikuga. Vagumus ehk peamiselt vooluvee kulutatud piklik kitsas laugete veerudega nõgu on täitunud liustiku, liustikusulavete ja meresetetega. Aluspõhjas on esindatud kambriumi sinisavi ja liivakiviga [2].

Täite all on õhukeste läätsedena turvas paksusega 0,1...0,6 m, mille lamamiks on mereliivade kompleks. See on jaotatud omakorda kolmeks vastavalt peenosise sisaldusele: (3) möllikas peenliiv, (4) mölline peenliiv ja (5) savine peenliiv. Mereliivade lamamiks on suhteliselt nõrga kandevõimega savi- ja möllsavi-pinnased. Needki on jaotatud eraldi kaheks, millest esimene on (6) savimölli ja möllsavi segu ning teine (6A) möllsavi ja savi segu. Sellest sügavamale jääb eraldatud kiht muutliku koostisega merelise ja jääjärvelise geneesiga (7) savimöllpinnasest. Alates sügavusest 19...29,2 m võib leida valdavalt (8) möllist või savist peenliiva üksikute kõvade savi vahekihtidega. Enamik katseid selles kihis lõppevad, siiski eraldati ka sellest järgnev (9) kiht dünaamilise penetratsiooni alusel [2].

Peeter Talviku soovitude kohaselt peaks vaiad süvistama tugevasse liivakihti (kiht 9) sügavusele 23,2...31,4 m [2]. Joonisel (Joonis 2.2) on näidatud CPT2 uuringu andmed, millele on lisatud kujundlikult vai nr 3. Katsed on tehtud magistritöös arvutatud vaiadele 1 ja 3 mai 2006 ja vaiadele 5 ja 6 oktoober 2006. [2]

Näidisenä arvatud vaia põhi on 6 meetrit sügavamal uuringu põhjast, seega autor arvestab, et viimased koonustakistuse ja erihõõrde näidud korduvad sügavuse kasvades. Dünaamilise penetratsiooni katsetest tulenevalt pinnas sügavamal tiheneb ehk arvutused on tagavaru kasuks.



Joonis 2.2. Ahtri tn 3 CPT2 uuringupunkti koonustakistus ja erihõõre [1]

2.3.2 Tehnika tn 5-7, Tartu

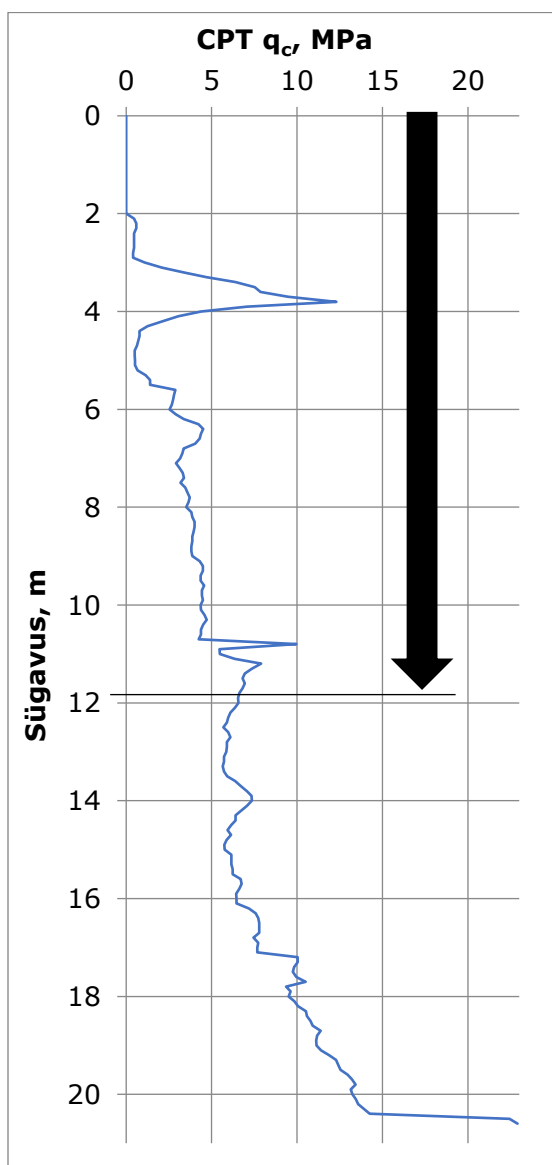
Uuritav ala paikneb Emajõe mattunud ürgoru kohal, jõe lammil. Üldise geoloogia järgi on maapind planeeritud ehitusprahiga tasaseks, kuna seal on olnud varasemalt linna prügimägi [4].

Täitepinnasest sügavamal on turbakiht ligikaudu 0,5...2,1 m. Selle all on õhuke kiht (3) järvelupja, mille lamamiks on omakorda (4) turvas. Erinevalt kiht kahest on neljas kiht halvasti lagunenenud turvas. Soosetete lamamiks on (5) möllikas peenliiv, mida on samuti õhuke kiht. Kiht 6A, 6B ja 6C on sitke väheplastne savine peenliiv. 6A sisaldab osaliselt

ka kruusa, 6C on aga rohke liivaga möllsavi. Viimaseks uuritud kihiks (7) on kõva üliplastne savi [4].

Vastavalt soovitudele tuleks uputuse vältimiseks tõsta maapinda 33,2 meetrini, kaaluda kihtide 2, 3 ja 4 eeltihendamist pooleks aastaks. Majanduslikult on Leinsalu hinnangul mõistlik kasutada vaivundamenti madalvundamendi asemel. Sama lahendust soovitas ka geotehnilises eeluuringus Conviso OÜ. Vaiade hinnanguliseks pikkuseks on 10-13 m ja süvistuspinnaseks kihid 6b ja 6c [4].

Joonisel (Joonis 2.3) on näidatud SP5326A uuringu andmed, millele on lisatud kujundlikult vai nr 78 [5]. Tartu objekti CPT uuringute puhul mõõdeti ainult koonustakistust, mis on aluseks võetud ka kõigis arvutustes.



Joonis 2.3 SP5326A uuringu koonustakistus

3 METOODIKA

Arvutusmeetodid jagunevad otsesteks, kus kasutatakse koonustakistust ja erihõõret, ning kaudseteks, kus koonustakistuse ja erihõõrde alusel määratakse pinnase parameetrid (näiteks dreenimata nihketugevus C_u , hõõrdenurk φ). Tänapäeval leiavad kaudsed meetodid väga vähe kasutust oma ebatäpsuse tõttu. [19] Enamik arvutusmeetodeid saab kasutada vaid neile ettenähtud pinnastes ja vaia tüüpide korral. Siiski on loodud ka üldiseid meetodeid, mida saab kasutada laialdasemalt. CPT uuringute jaoks on need näiteks LCPC ja Unicone meetodid. [20]

Vaia kandevõimeks hinnatakse summat vaia põhja ja külje kandevõimetest. Vaia põhja kandevõime leitakse põhja vastupanu ja põhja pindala korrutisest. Külje pindala summeeritakse vastavalt kihtidele külje vastupanu ja külje pindala korrutistest. Üldine valem on toodud allpool (4.1). [6]

$$R_p = R_t + R_s - \Delta V = r_t * A_t + \sum_{i=1}^n r_{s,i} * A_{s,i} - L * \frac{\pi * b^2}{4} * \gamma, \quad (4.1)$$

kus R_p – vaia kandevõime, kN

R_t – vaia põhja kandevõime, kN

R_s – vaia külje kandevõime, kN

ΔV – vaia omakaal, kN

r_t – vaia põhja vastupanu, MPa

A_t – vaia põhja pindala, m²

$r_{s,i}$ – vaia külje vastupanu kihis, kPa

$A_{s,i}$ – vaia külgpindala kihis, m²

L – vaia pikkus, m

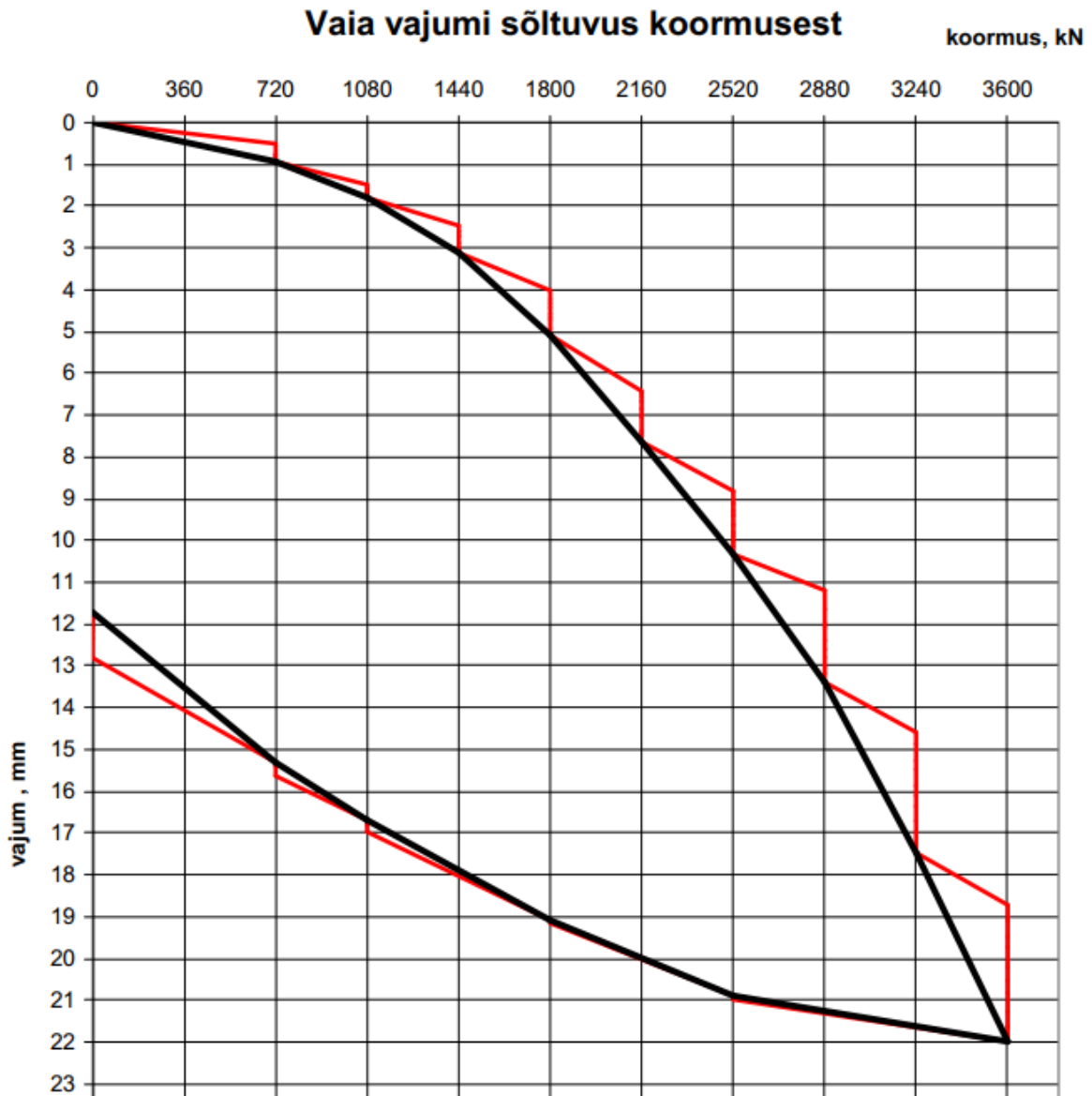
b – vaia keha läbimõõt, m

γ – betooni mahukaal, võetakse tavapäraselt vaia puhul 25 kN/m³

3.1 Staatiline koormuskatse

Kõige täpsem meetod vaia kandevõime hindamiseks on staatiline koormuskatse, mis näitab koormuse-vajumi suhet. Kõrge maksumuse tõttu tehakse staatilist vaiakatset aga väga harva, veel harvem projekteerimistöõde käigus. Lisaks vaia kandevõime täpsele määramisele annab staatiline koormuskatse võimaluse samal objektil läbi viidud surupenetratsioonikatse tulemuste põhjal arvutatud vaia kandevõime võrdlemiseks. [10]

Ahtri tänaval on tehtud koormuskatsed EVS 7.1 p.7.2.1 (1) alusel. Koormusastme kestuseks valiti üks tund ja koormus ei tohi ületada kaheksandikku vaia eeldatavast kandevõimest. Neid kahte arvesse võttes hinnati koormusastmeks 360 kN ja võeti lugemid iga ühe, viie, kümne, 15, 30, 45 ja 60 minuti järel. Alates koormusest 1800 kN muudeti ajalast astet kolme tunni peale ja võeti veel lisaks lugemid 90, 120 ja 180 minuti järel. Koormust eemaldati 720 kN astmetega iga kümne minuti järel. Näidisenä on toodud vaia nr 5 (A3) koormuse-vajumi graafik joonisel (Joonis 3.1). [2]



Joonis 3.1 A3 vaia vajumi sõltuvus koormusest

3.2 Chin-Kondneri ekstrapolatsioon

1970. aastate algul pakkus Chin välja meetodi staatilisest vaiakatsest kandevõime hindamiseks Kondneri 1963 aasta töö põhjal. Selle meetodi kohaselt hindab Chin

koormuse ja vajumi hüperboolset suhet, lisades punktid graafikule, kus ühel teljel on vajum ning teisel vajumi ja vastava koormuse jagatis [21]. Punktide moodustub sirge, mille tõus on Chin-Kondneri ekstrapolatsioon piirkandevõimest. Kandevõime piirkoormus leitakse lõpmatu vajumi järgi, mistõttu on tegemist katse ekstrapolatsiooniga. Fellenius ei soovita võtta kandevõimet suuremaks maksimaalsest katsetatud koormusest. [13]

Vajumi sõltuvust koormusest saab leida valemiga (4.2).

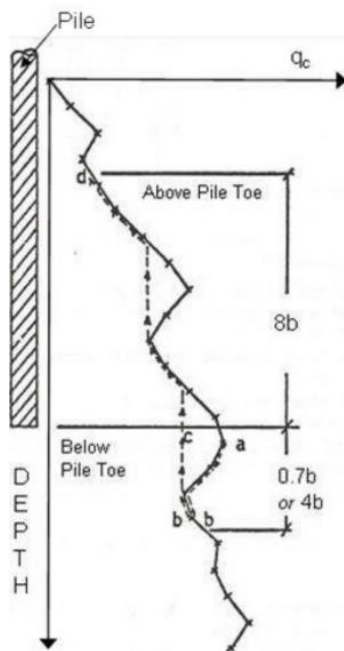
$$s = \frac{P * y}{x - P'} \quad (4.2)$$

kus s – arvutatav vajum
 P – vastav koormus
 x – sirge x väärtus, sirge tõus
 y – sirge y väärtus

3.3 Nottingham ja Schmertmann (1975, 1978)

Nottinghami ja Schmertmanni meetod on koostatud mudelvaiade ja täissuuruses vaiade katsetamisel [13]. Meetodit saab kasutada nii savi kui liivpinnaste puhul. Põhja vastupanu leitakse aritmeetilise koonustakistuse keskmisega suhteliselt suure mõjutsooni ulatuses. Külje vastupanu leidmiseks on kasutusel erihõõre, liivpinnastes võib kasutada ka koonustakistust.

Põhja vastupanu



Vaia põhja vastupanu r_t on keskmine koonustakistus, mis on arvutatud mõjutsoonis $8b$ põhjast kõrgemal kuni $0,7b$ või $4b$ vastavalt joonisele (Joonis 3.2) [13].

Mõjutsoonile vastav keskmine koonustakistus leitakse viie sammuga. Esimese sammuna leitakse mõjutsoonis kaks koonustakistuse keskväärtust, üks neist põhjast sügavuseni $0,7b$, teine põhjast sügavuseni $4b$. Väiksem keskmine koonustakistus jäetakse alles. Teine samm on leida minimaalseim väärtus eelmises punktis valitud tsoonis. Kolmandaks tuleb arvutada sammu üks ja kaks väärtuste keskmine. Neljandaks leitakse koonustakistuste keskmine vaia põhjast kõrgemale jäävas tsoonis, $8b$ kõrgemal kuni põhjani. Viimaks arvutatakse kolmanda ja neljanda sammu

Joonis 3.2. Põhja vastupanule vastavad mõjutsoonid [13]

Valemiga (4.3) leitakse vaia põhja vastupanu, maksimaalne lubatud põhja vastupanu on 15 MPa [13].

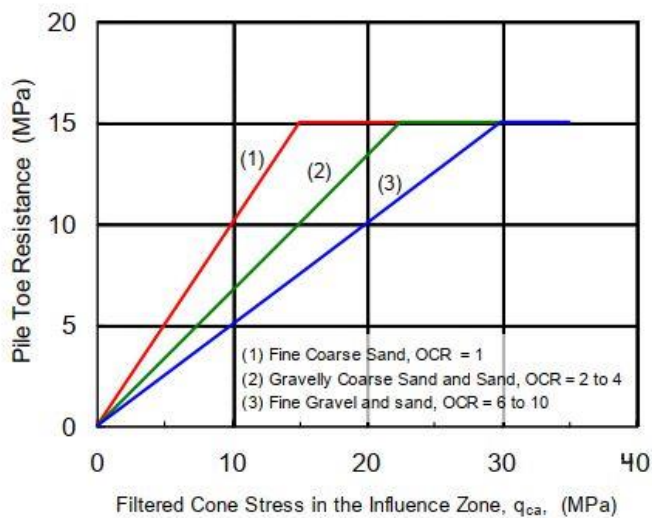
$$r_t = C * q_{ca}, \quad (4.3)$$

kus r_t – vaia põhja vastupanu

C – koefitsient, mis sõltub ületihenemistegurist OCR

q_{ca} – keskmine koonustakistus mõjutsoonis

Koefitsient C jääb vahemikku 0,5...1,0 vastavalt ületihenemistegurile. See määratakse graafiku (Joonis 3.3) abil koonustakistuse ja ületihenemisteguri alusel. Kuigi graafikul on selgitatud, et seda kasutatakse liiva puhul on see tihti kasutusel ka just savipinnaste puhul. [13]



Joonis 3.3. Vaia põhja vastupanu korrigeerimine OCR järgi [13]

Külje vastupanu

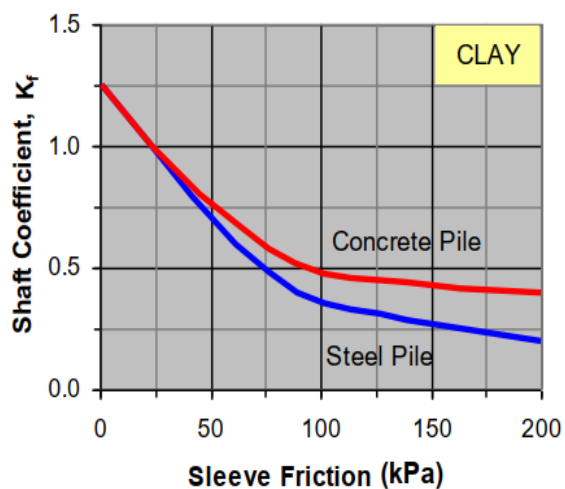
Vaia külje vastupanu r_s leitakse valemi (4.4) järgi. Maksimaalne lubatud külje vastupanu on 120 kPa. [13]

$$r_s = K_f * f_s, \quad (4.4)$$

kus r_s – vaia külje vastupanu

K_f – koefitsient, mis sõltub erihõõrdest

f_{sa} – aritmeetiline keskmine erihõõre



Joonis 3.4. Koefitsient K_f savipinnaste puhul [13]

Savipinnaste puhul sõltub K_f erihõõrdest ja jääb vahemikku 0,2...1,25 vastavalt graafikule (Joonis 3.4). Liivpinnaste puhul määratakse K_f vastavalt sügavuse ja läbimõõdu jagatisele L/b . Sügavuseni kuni $L/b = 8$ arvutatakse K_f koefitsient lineaarse interpoleerimise meetodil nullist 2,5-ni. Vahemikus $L/b = 8...20$ langeb koefitsient 2,5-lt 0,891-ni. Tavaliselt piisab ka, kui kasutada lihtsalt väärtust 0,9 [13].

Teise võimalusena saab liivpinnastes, aga mitte savis, kasutada ka valemit (4.5), mis arvestab vaia tüübist tulenevat koefitsienti ja koonustakistust. Maksimaalne lubatud väärtus on jällegi 120 kPa. [13]

$$r_s = K_c * q_{ca}, \quad (4.5)$$

kus r_s – vaia külje vastupanu

K_c – koefitsient, mis sõltub vaia tüübist

avatud põhjaga terasest vaiad $K_c = 0,008$

suletud põhjaga terasest vaiad $K_c = 0,018$

betonovaiad $K_c = 0,012$

q_{ca} – koonustakistus

3.4 De Ruiter ja Beringen (1979)

Hollandi meetod loodi 1979. aastal, kui de Ruiter ja Beringen esitlesid meetodit, mis põhines Fugro Consultants International ettevõtte kogemusel Põhja meres olevatest vaiadest. See arvutuskeem on sarnane eelnevale liivpinnastes, kuid erineb savipinnaste puhul. [22]

Põhja vastupanu

Vaia põhja vastupanu liivas arvutatakse samamoodi nagu Nottinghami ja Schmertmanni meetodi puhul. Savipinnastes aga leitakse põhja vastupanu nihketugevuse analüüsimisel ja arvutatakse valemiga (4.6). Maksimaalne lubatud põhja vastupanu on 15 MPa. [13]

$$r_t = 5 * C_u = 5 * \frac{q_c}{N_k}, \quad (4.6)$$

kus r_t – vaia põhja vastupanu
 S_u – dreenimata nihketugevus
 q_c – koonustakistus
 N_k – koefitsient vahemikus 15...20, tavaliselt 20.

Külje vastupanu

Liivpinnastes saab leida külje vastupanu igale kihile vastava keskmine erihõorde või koonustakistuse jagatisega. Koonustakistus jagatakse 300-ga. Savipinnaste puhul võib leida külje vastupanu ka dreenimata nihketugevusest S_u vastavalt valemile (4.7). Külje vastupanule on maksimaalne piirang 120 kPa. [13]

$$r_s = \alpha * S_u = \alpha * \frac{q_c}{N_k}, \quad (4.7)$$

kus r_s – vaia külje vastupanu
 α – nakkumise tegur vastavalt 1,0 normaalselt konsolideerunud savidele ja 0,5 ülekonsolideerunud savidele
 S_u – dreenimata nihketugevus
 q_c – koonustakistus
 N_k – koefitsient vahemikus 15...20, tavaliselt 20.

3.5 LCPC (1982)

Seda meetodit kutsutakse ka Prantsuse või Bustamante meetodiks (LCPC tähistab Laboratoire Central des Ponts et Chaussées). See põhineb Bustamante ja Gianceselli eksperimentaalsel tööil Prantsuse kiirtee osakonnas 1982. aastal. Kokku analüüsiti 197 vaiakatset erinevatest vaia tüüpidest. See meetod ei kasuta erihõorde tegurit f_{sa} , vaid kogu vaia kandevõime on leitud vastavalt koonustakistusele ja empiirilistele teguritele. Vaia külje vastupanu piirangud on leitud praktika- ja geoloogiapõhiselt ning seetõttu väga tavapärane on erinevatel inseneridel kas piirangud kaotada või neid kohandada. Samuti kasutatakse palju erinevaid K ja C koefitsiente, mistõttu kohates LCPC meetodil arvutatud vaiade kandevõimeid on harva tegu originaalse Bustamante ja Gianceselli 1982. aastal loodud meetodiga. Tihti on pigem tegemist arvutussüsteemiga, kus CPT koonustakistuse ja kohaliku korrelatsiooni abil on leitud vaia külje ja põhja vastupanud. [13]

Põhja vastupanu

Põhja vastupanu r_t leitakse keskmise koonustakistuse järgi mõjutsoonis 1,5b vaia põhjast kõrgemal kuni 1,5b sügavamal. Seejärel arvutatakse antud keskmisega piirid 0,7 q_{ca} ja 1,3 q_{ca} . Kõik väärtused, mis jäävad sellest vahemikust välja (suuremad ja

väiksemad) heidetakse kõrvale ning leitakse uus keskmine, q_{caa} . Selle koonustakistuse keskmisega leitakse põhja vastupanu vastavalt valemile (4.8). [13]

$$r_t = C_{LCPC} * q_{caa} \quad (4.8)$$

kus r_t – vaia põhja vastupanu

C_{LCPC} – koefitsient vastavalt tabelile (Tabel 3.1)

q_{caa} – eelnevalt selgitatud meetodil leitud keskmine koonustakistus

Tabel 3.1. Vaia põhjavastupanu koefitsiendid LCPC meetodil [13]

Pinnasetüüp	Koonustakistus q_c , MPa	Pinnast asendavad vaiad, C_{LCPC}	Pinnast väljatõrjuvad vaiad, C_{LCPC}
Savi	$\dots < q_c < 1$	0,40	0,50
	$1 < q_c < 5$	0,35	0,45
	$5 < q_c < \dots$	0,45	0,55
Liiv	$\dots < q_c < 12$	0,40	0,50
	$12 < q_c < \dots$	0,30	0,40

Külje vastupanu

Vaia külje vastupanu r_s arvutatakse valemiga (4.9), kus koefitsient K_{LCPC} jääb vahemikku 0,5%...3,0%. Maksimaalne väärtus on erineval pinnase ja vaia tüübi kombinatsioonil erinev ning on esitatud tabelis (Tabel 3.2). [13]

$$r_s = K_{LCPC} * q_c \quad (4.9)$$

kus r_s – vaia külje vastupanu

K_{LCPC} – koefitsient, mis sõltub pinnase ja vaia tüübist vastavalt tabelile (Tabel 3.2)

q_c – keskmine koonustakistus

Tabel 3.2. Koefitsient K_{LCPC} ja maksimaalne lubatud külje vastupanu [13]

Pinnasetüüp	Koonustakistus q_c , MPa	Betoonist vaiad ja pinnast asendavad vaiad, K_{LCPC}	Terasest vaiad, K_{LCPC}	Maksimaalne r_s , kPa
Savi	$\dots < q_c < 1$	0,011	0,033	15
	$1 < q_c < 5$	0,025	0,011	35
	$5 < q_c < \dots$	0,017	0,008	35
Liiv	$\dots < q_c < 5$	0,017	0,008	35
	$5 < q_c < 12$	0,010	0,005	80
	$12 < q_c < \dots$	0,007	0,005	120

3.6 Eslami ja Fellenius (1997)

Meetod põhineb CPTu uuringutel ehk koonustakistusest lahutatakse maha mõõdetud poorirõhk. Samuti on oluline eemaldada normaalist suuresti erinevad ekstreemumid, mida tavapärasel CPT uuringus ei tehta. [13]

Põhja vastupanu

Koonustakistusest tuletatakse efektiivne koonustakistus q_E lahutades esimesest maha mõõdetud poorirõhk u_2 . Põhja vastupanu on geomeetriline keskmine efektiivsest koonustakistusest mõjutsoonis, mis sõltub omakorda pinnase kihistumisest. Kui vai on paigaldatud läbi nõrga pinnase tugevasse siis keskmine leidmise mõjutsoon on vahemikus põhjast 8b kõrgemal kuni 4b sügavamal. Kui aga paigaldatud läbi tugeva pinnase nõrka pinnasesse siis põhjast 2b kõrgemal kuni 4b sügavamal. Vaia põhja vastupanu leitakse valemiga (4.10). [13]

$$r_t = q_{Eg} * C_t, \quad (4.10)$$

kus r_t – vaia põhja vastupanu

q_{Eg} – geomeetriline keskmine efektiivsest koonustakistusest

C_t – koefitsient, mis sõltub vaia põhja läbimõõdust

Koefitsient C_t on enamasti võrdne ühega. Mida suurem on vai, seda suuremat vajumit on vaja, et realiseeruks kogu põhja vastupanu. Seetõttu arvestatav vaia põhja vastupanu väheneb suurema diameetriga. Põhja läbimõõdu $D > 0,4$ m korral tuleb leida C_t järgnevalt. [13]

$$C_t = \frac{1}{3D}, \quad (4.11)$$

kus C_t – koefitsient, mis sõltub vaia põhja läbimõõdust

D – vaia põhja läbimõõt

Külje vastupanu

Vaia külje vastupanu arvutatakse samuti efektiivse koonustakistuse abil korrutades seda pinnasest sõltuva koefitsiendi C_s -ga. Viimane leitakse pinnasetüübi järgi graafiku (Joonis 3.5) ja tabeli (Tabel 3.3) abil. Graafikult leitakse pinnasetüüp koonustakistuse geomeetrilise keskmise q_E ja erihõõrde f_s järgi. Kuna erihõõrde tegur on efektiivse geomeetrilise koonustakistuse keskmisest varieeruvam, siis selle efektiivse keskmise kasutamisel suurt eelist pole. Külje vastupanu leitakse valemiga (4.12). [13]

$$r_s = C_s * q_E, \quad (4.12)$$

kus r_s – vaia külje vastupanu

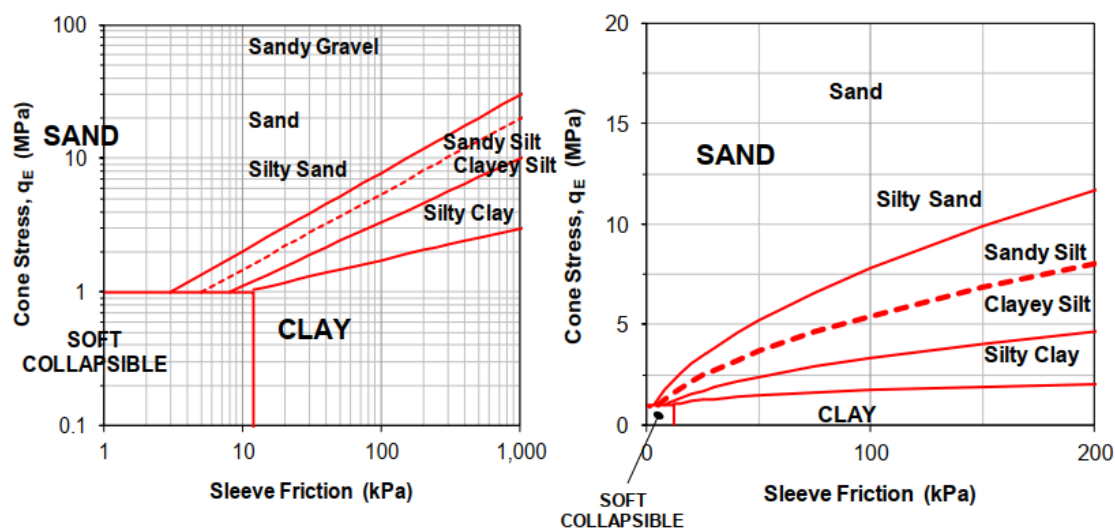
C_s – koefitsient, mis sõltub koonustakistusest ja erihõõrdest (Tabel 3.3)

q_{Eg} – geomeetriline keskmine efektiivsest koonustakistusest

Eslami-Felleniuse meetod eristab liivpinnaste vahel (Tabel 3.3 4a, 4b ja 5), LCPC meetod seda ei tee [13].

Tabel 3.3. Külje vastupanu koefitsient [13]

Pinnasetüüp	Koefitsient C_s
1. Pehme tundlik pinnas	0,08
2. Savi ja/või möll	0,05
3. Mölline savi või savine möll	0,025
4a. Liivane möll	0,015
4b. Mölline liiv	0,010
5. Liiv ja/või liivane kruus	0,004



Joonis 3.5. Eslami-Felleniuse pinnase profiili graafik [13]

Joonisel on kaks graafikut, millest esimese puhul on horisontaalne telg logaritmilises skaalas.

3.7 Aoki ja de Alencar (1975)

Põhja vastupanu

Aoki ja de Alencar pakkusid välja selle meetodi arvutamaks vaia kandevõimet CPT andmetest. Vaia põhja vastupanu leitakse valemiga (4.13). Põhja vastupanu on leitud LCPC meetodil. Põhja vastupanul on maksimaalne lubatud väärtus 15 MPa. [6]

$$r_t = \frac{q_{ca}}{F_b}, \quad (4.13)$$

kus r_t – vaia põhja vastupanu
 q_{ca} – keskmine koonustakistus
 F_b – empiiriline tegur tabelis (Tabel 3.4)

Tabel 3.4. Empiirilised tegurid F_b ja F_s [6]

Vaiatüüp	F_b	F_s
Puuritud	3,5	7,0
Frank tüüpi	2,5	5,0
Terasvai	1,75	3,5
Betoonvai	1,75	3,5

Külje vastupanu

Külje vastupanu leidmiseks kasutatakse samuti koonustakistuse keskmist q_{ca} vastavalt kihtidele valemi (4.14) järgi. Külje vastupanu maksimaalne väärtus on 120 kPa. [6]

$$r_s = q_{ca} * \frac{\alpha_s}{F_s}, \quad (4.14)$$

kus r_s – vaia külghõõrde vastupanu
 q_{ca} – keskmine koonustakistus
 α_s – koefitsient, mis sõltub pinnase tüübist (Tabel 3.5)
 F_s – empiiriline tegur (Tabel 3.4)

Tabel 3.5. Empiirilised α_s väärtused erinevatel pinnasetüüpidel [6]

Pinnasetüüp	α_s , %	Pinnasetüüp	α_s , %	Pinnasetüüp	α_s , %
Liiv	1,4	Liivane möll	2,2	Liivane savi	2,4
Möllikas liiv	2,0	Savikas möll	2,8	Möllikas savi	2,8
Savikas liiv	2,4	Möll	3,0	Möllikas saviliiv	3,0
Mölline liiv	2,8	Savine möll	3,0	Möllsavi	4,0
Savine liiv	3,0	Savimöll	3,4	Savi	6,0

3.8 Philipponnat (1980)

Põhja vastupanu

Philipponnat pakkus välja meetodi leidmaks vaia põhja vastupanu koonustakistuse andmetest valemiga (4.15). Koonustakistus keskmine leitakse kahe sammuna. Esmalt

leitakse kaks aritmeetilist keskmist, üks neist mõjutsoonis 3b põhjast kõrgemal kuni põhjani, ja teine põhjast kuni 3b sügavamal. Seejärel leitakse nende kahe keskmise aritmeetiline keskmine. [6]

$$r_t = q_{ca} * k_b, \quad (4.15)$$

kus r_t – vaia põhja vastupanu

q_{ca} – keskmine koonustakistus selgitatud mõjutsoonis

k_b – empiiriline tegur, mis sõltub pinnase tüübist (Tabel 3.6)

Tabel 3.6. Pinnasetüübi teguri väärtused [6]

Pinnasetüüp	k_b
Kruus	0,35
Liiv	0,40
Möll	0,45
Savi	0,50

Külje vastupanu

Külghõõrde vastupanu leitakse valemiga (4.16).

$$r_s = \frac{\alpha_s}{F_s} * q_{ca}, \quad (4.16)$$

kus r_s – vaia külje vastupanu

α_s – koefitsient, mis sõltub vaia tüübist (Tabel 3.7)

F_s – empiiriline tegur, mis sõltub pinnase tüübist (Tabel 3.8)

q_{ca} – keskmine koonustakistus kihis

Tabel 3.7. Vaia tüübist sõltuv koefitsient α_s [23]

Vaiatüüp	α_s	Maksimaalne r_s , kPa
Pinnast väljatõrjuvad betoonist valmisvaiad ja manteltoruga paigaldatavad kohtvaiad	1,25	120
Pinnast väljatõrjuvad betoonvaiad, $d < 1,5$ m	0,85	100
Pinnast väljatõrjuvad betoonvaiad, $d > 1,5$ m	0,75	80
H-tüüpi vaiad piiratud läbimõõduga	1,1	120
Pinnast väljatõrjuvad terasvaiad	0,6	50
Avatud otsaga terasvai	0,3	25

Tabel 3.8. Koefitsient F_s [6]

Pinnasetüüp	F_s
Savi	50
Möll, liivane savi, savine liiv	60
Pehme liiv	100
Keskmine liiv	150
Tihe liiv ja kruus	200

3.9 Eurocode 7-3

Põhja vastupanu

Vaia põhja vastupanu leitakse valemiga (4.17). Valemis on kaks erinevat mõjutsooni (I ja II on samad, III erinev). Esimene mõjutsoon on vaia põhjast sügavamale kuni $0,7b \dots 4b$ olenevalt, kus selles vahemikus on minimaalne koonustakistuse väärtus. Teine mõjutsoon on $8b$ põhjast kõrgemal kuni vaia põhjani. [7]

$$r_t = \alpha_p * 0,5 * \beta * s * \left(\frac{q_{c,I} + q_{c,II}}{2} + q_{c,III} \right), \quad (4.17)$$

kus r_t – vaia põhja vastupanu

α_p – vaia tüübist sõltuv tegur vastavalt tabelile (Tabel 3.9)

β – vaia kuju arvestav tegur, mis leitakse interpoleerides jooniselt (Joonis 3.6).

Joon 1 tähistab 1,0, iga järgnev joon on 0,1 võrra väiksem.

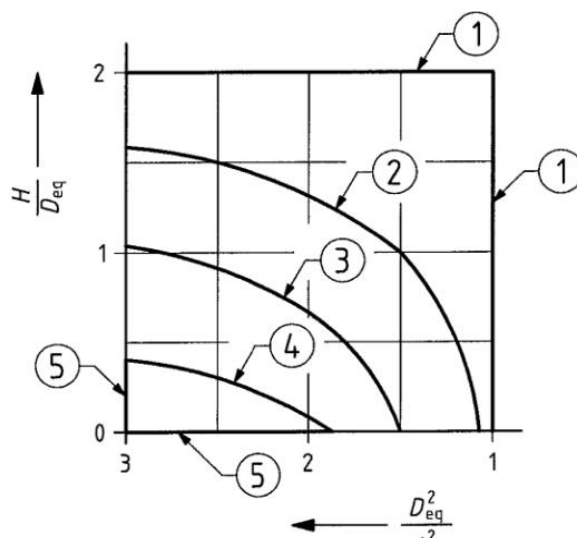
H – kõrguste vahe vastavalt joonisele (Joonis 3.7)

s – vaia põhja kujutegur, mis ümarvaia puhul on 1

$q_{c,I}$ – keskmine koonustakistus mõjutsoonis I

$q_{c,II}$ – keskmine koonustakistus mõjutsoonis II

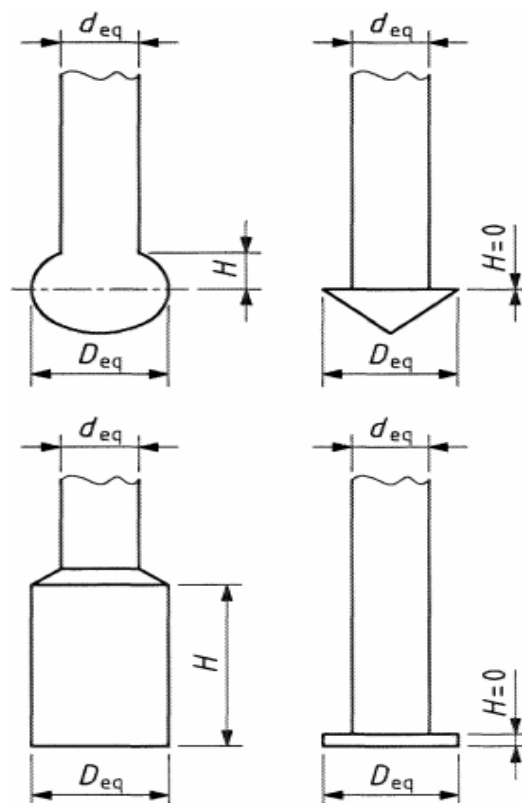
$q_{c,III}$ – keskmine koonustakistus mõjutsoonis III



Joonis 3.6 Koefitsient β [7]

Tabel 3.9. Vaia tüübi koefitsient α_p [7]

Vaia klass või tüüp	α_p
Pinnast väljatõrjuv vai, $b > 150$ mm - rammitav valmisvai - kinnise otsaga süvistatud terastorusse betoneeritud vai, terastoru eemaldatud betoneerimise ajal	1,0 1,0
Pinnast asendav vai, $b > 150$ mm - pideva spiraalpuuriga valmistatav vai - puurvai (puurimisvedeliku abiga)	0,8 0,6



Joonis 3.7 Suurust H selgitav joonis [7]

Külje vastupanu

Külje vastupanu leitakse valemiga (4.18).

$$r_s = \alpha_s * q_{ca}, \quad (4.18)$$

kus r_s – vaia külje vastupanu

α_s – koefitsient, mis sõltub vaia tüübist ja pinnasest (Tabel 3.10)

q_{ca} - keskmine koonustakistus kihis

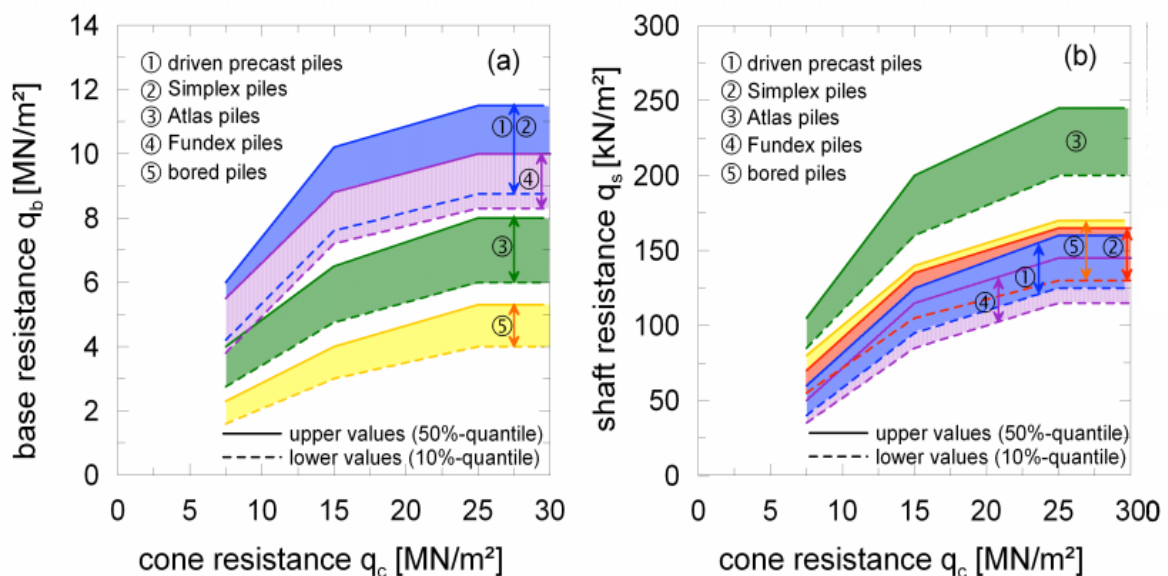
Tabel 3.10. Pinnast väljatõrjuva Fundex vaia puhul koefitsient α_s [7]

Pinnase liik	Koonus- takistus q_{ca} , MPa	α_s
Savi	$3 < \dots$	0,030
	$\dots < 3$	0,020
Möll	-	0,025
Peen- ja keskliiv	-	0,014
Jämeliiv	-	0,010
Kruus	-	0,007
Turvas	-	0,000

3.10 Saksa meetod (1976)

Kempfert ja Beckeri hinnangul on oluline arvesse võtta kandevõime leidmisel vaia süvistamise meetodit. Kokku uurisid mehed üle tuhande vaia ja nende põhjal leidsid empiirilised tegurid kandevõime arvutamiseks. Arvutatud ja mõõdetud kandevõimete võrdlusest tuletati 10% kvantiil ja 50% kvantiil, millest vastavalt esimesest on 90% vaiadest tugevamad, teisest 50%. Vastavalt vaia tüübile ja pinnase nidususele määrati erinevad vastupanu piirid nii külje kui põhja vastupanule. Liivpinnastes on tulemused kokku võetud graafikul (Joonis 3.8). Fundex vaiade väärtused on vastavalt tabelites (Tabel 3.11) (Tabel 3.12). Selle graafiku alusel on hea võrrelda, kui palju võib erineda näiteks vaia põhja kandevõime erinevatel vaiadel. Isegi kui geoloogi andmeid kasutatakse täpselt siis olenevalt Fundex või puuritud kohtvaia põhja kandevõime erinevad tihedas pinnases ($q_c > 25 \text{ MPa}$) kaks korda. Seega saab väita, et vaiatüübi valik on väga oluline.

Nidusates (savikates) pinnastes on võimalik nii põhja kui külje vastupanu leidmiseks kasutada ka drenimata nihketugevust. Mõlemad võimalused on toodud tabelites (Tabel 3.13) (Tabel 3.14) (Tabel 3.15) (Tabel 3.16). [2][24]



Joonis 3.8. Ülemised ja alumised põhja ja külje vastupanu piirid liivpinnastes [2]

Tabel 3.11. Fundex vaia põhja vastupanu piirväärtused liivpinnastes [24]

Suhteline vajum s/D	Põhja vastupanu piirväärtused vastavalt keskmisele CPT koonustakistusele q_{ca} , MPa		
	7,5	15	25
0,02	1,30...1,90	2,50...3,10	3,65...4,35
0,03	1,65...2,50	3,25...3,95	4,65...5,55
0,10	3,80...5,50	7,20...8,80	8,30...10,00

Tabel 3.12. Fundex vaia külje vastupanu piirväärtused liivpinnastes [24]

Keskmine CPT koonustakistus q_{ca} , MPa	Külje vastupanu piirväärtused, kPa
7,5	35...50
15	85...115
25	115...145

Tabel 3.13. Atlas vaia põhja vastupanu piirväärtused liivpinnastes koonustakistuse põhjal [24]

Suhteline vajum s/D	Põhja vastupanu piirväärtused vastavalt keskmisele CPT koonustakistusele q_{ca} , MPa		
	7,5	15	25
0,02	0,95...1,40	1,65...2,30	2,65...3,45
0,03	1,20...1,85	2,15...2,95	3,35...4,45
0,10	2,75...4,00	4,75...6,50	6,00...8,00

Tabel 3.14. Atlas vaia põhja vastupanu piirväärtused liivpinnastes dreenimata nihketugevuse põhjal [24]

Suhteline vajum s/D	Põhja vastupanu piirväärtused vastavalt keskmisele dreenimata nihketugevusele C_u , kPa		
	100	150	250
0,02	0,60...0,80	0,90...1,25	1,30...1,95
0,03	0,75...0,95	1,05...1,50	1,65...2,35
0,10	1,35...1,75	1,80...2,50	2,20...3,25

Tabel 3.15. Atlas vaia külje vastupanu piirväärtused liivpinnastes koonustakistuse põhjal [24]

Keskmine CPT koonustakistus q_{ca} , MPa	Külje vastupanu piirväärtused, kPa
7,5	85...105
15	160...200
25	200...245

Tabel 3.16. Atlas vaia külje vastupanu piirväärtused liivpinnastes dreenimata nihketugevuse põhjal [24]

Keskmine dreenimata nihketugevus C_u , kPa	Külje vastupanu piirväärtused, kPa
60	46...60
150	75...95
250	95...120

3.11 Meyerhof (1976) + Tumay ja Fakhroo (1981)

Meyerhofi meetod põhineb 1951, 1963 ja 1976 aasta uuringutel ja on mõeldud vaiade kandevõime arvutamiseks liivpinnastes [13].

Põhja vastupanu

Vaia põhja vastupanu korrigeeritakse kahe koefitsiendiga C_1 ja C_2 . Need võtavad arvesse skaala efekti mõju ning madalalt süvistatud vaiu tihedas liivpinnase kihtides. Koonustakistuse väärtustest mõjutsoonis $4b$ vaia põhjast kõrgemal kuni $1b$ vaia põhjast sügavamal leitakse aritmeetiline keskmine q_{ca} . Vaia põhja vastupanu leitakse valemiga (4.19). [13]

$$r_t = q_{ca} * C_1 * C_2, \quad (4.19)$$

kus r_t – vaia põhja vastupanu

q_{ca} – koonustakistus eelpool kirjeldatud mõjutsoonis

C_1 – modifikatsioonitegur, mis võtab arvesse skaala efekti

C_2 – modifikatsioonitegur, mis arvestab tihedate kihtide läbimist

$$C_1 = \left(\frac{b + 0,5}{2b} \right)^n, \quad (4.20)$$

kus b – vaia keha läbimõõt

n – astendaja, mis on vastavalt

pehme liivpinnas ($q_{ca} < 5$ MPa) $n = 1$

keskmine liivpinnas ($5 < q_{ca} < 12$ MPa) $n = 2$

tihe liivpinnas ($q_{ca} > 12$ MPa) $n = 3$

$$C_2 = \frac{L}{10b}, \quad (4.21)$$

kus L – vaia pikkus

Kui vaia diameeter on alla 0,5 m siis $C_1 = 1$ ning kui $L < 10b$ siis $C_2 = 1$ [13].

Külje vastupanu

Meyerhofi meetodil pinnast väljatõrjuvate vaiade puhul külje vastupanu võetakse kas võrdseks erihõõrdega f_s või 50% koonustakistusest q_{ca} . Pinnast asendavate vaiade puhul taandatakse tegurid 70% ja 50% peale. Meetodit saab kasutada ainult liivpinnastes. [13]

Tumay ja Fakhroo meetodiga kasutatakse külje vastupanu leidmiseks keskmist erihõõret kihis, mis korrutatakse koefitsiendiga K_f vastavalt valemitele (4.22) ja (4.23). Oluline on ka jälgida mõlemas valemis ühikuid, kus koefitsiendi leidmisel on erihõõre MPa ja külje vastupanu leidmisel kPa. [13]

$$r_s = K_f * f_{sa}, \quad (4.22)$$

kus r_s – vaia külje vastupanu

K_f – empiiriline tegur vastavalt valemile (4.23)

f_{sa} – aritmeetiline keskmine erihõõre kihis, kPa

$$K_f = 0,5 + 9,5 * e^{-90 * f_s}, \quad (4.23)$$

kus K_f – empiiriline tegur

e – naturaallogaritm (2,718)

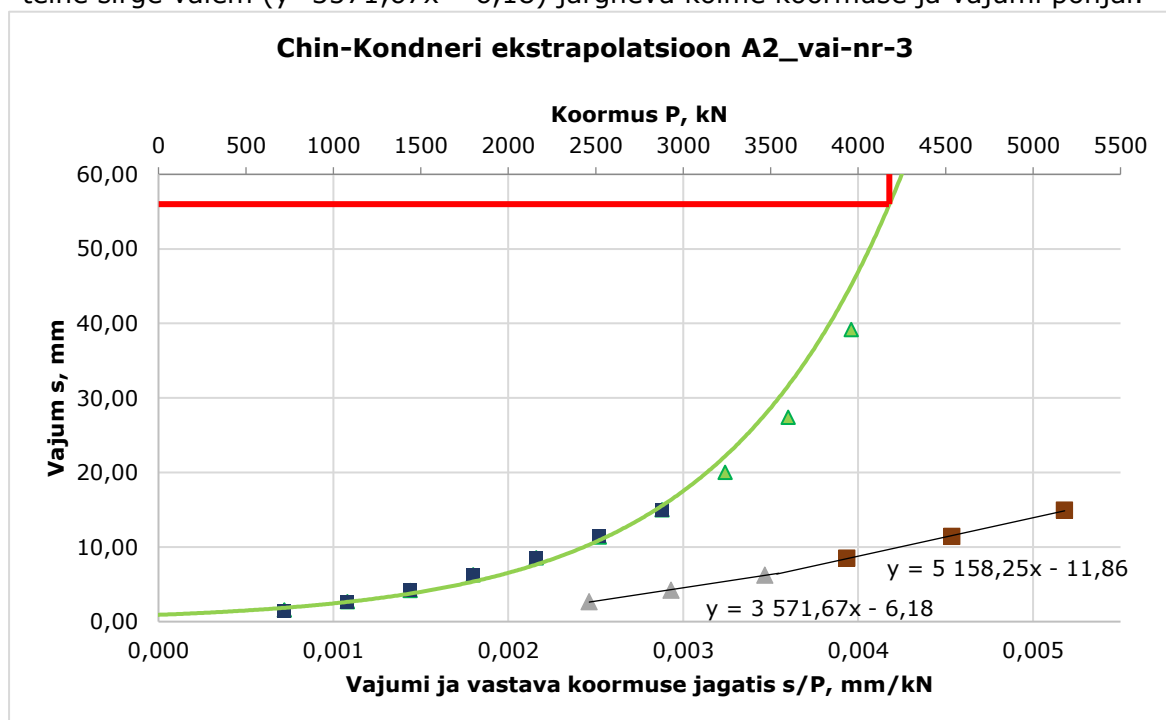
f_{sa} – aritmeetiline keskmine erihõõre kihis, MPa

4 ARVUTUSED

Magistritöös võrreldakse üheksa CPT otsese meetodiga arvatud vaia kandevõimeid staatiliste katsetulemustega objektipõhiselt. Kokku on Ahtri tn 3 objektil neli survevaia ja Tehnika tn 5-7 kolm survevaia, millel katsetulemuste põhjal tehtud arvutustulemusi võrreldakse. Arvutuste peatükis tuuakse välja ühe vaia arvutusnäited, ülejäänud arvutused on leitavad analüüsi peatükis. Arvutusnäidiseks on võetud Ahtri tn 3 objekti vai nr 3, sest see annab arvutustes kõige lähedasemad tulemused katsevaia tulemustele. Sellest olenevalt on võetud ka kihtide liigitus ja paksus CPT2 uuringu põhjal, mis on lähim uuringupunkt. Vai on 26,0 m pikk, keha läbimõõt vaial 0,45 m ja põhja läbimõõt 0,56 m. Arvestades uuringupunkti absoluutkõrgust 2,35 m ja vaia valmistamise absoluutkõrgust 2,10 on vaia põhi hinnanguliselt 0,25 m sügavamal. [1][2]

4.1 Chin-Kondneri ekstrapolatsioon

Möödetud koormus ja vajum on märgitud tabelis (Tabel 4.1) esimeses kahes veerus, nende põhjal on koostatud graafik (Joonis 4.1). Kolmas veerg on arvatud ning teise ja kolmanda veeru põhjal on koostatud kaks sirget (hallid kolmnurksed punktid ja pruunid ruudukujulised punktid), vastavad valemid on lisatud joonte kõrvale. Esimene sirge valem ($y=3287,22x - 5,28$) on leitud 2.-4. möödetud koormuse ja vajumi alusel, teine sirge valem ($y=3571,67x - 6,18$) järgneva kolme koormuse ja vajumi põhjal.



Joonis 4.1 Chin-Kondneri ekstrapolatsioon A2_vai-nr-3

Tabel 4.1. Katsetulemused ja tuletatud vajum

Koormus P, kN	Mõõdetud vajum s, mm	Mõõdetud vajumi ja vastava koormuse jagatis s/P, mm/kN	Tuletatud vajum s, mm
0	0	0	0
720	1,44	0,002000	1,56
1080	2,66	0,002463	2,68
1440	4,22	0,002931	4,17
1800	6,24	0,003467	6,27
2160	8,50	0,003935	8,54
2520	11,43	0,004536	11,32
2880	14,92	0,005181	14,99
3240	-	-	20,03
3600	-	-	27,39
3960	-	-	39,18
4320	-	-	61,10

Roheline trendijoon näitab koormuse ja vajumi vahelist suhet, sinised kastpunktid on katsest mõõdetud tulemused. Esimesed neli tuletatud vajumi väärtust graafikul on leitud esimese valemiga, järgnevad neli teise valemiga. Kasutades teise sirge valemit on leitud valemiga (4.1) koormus, mis vastab vajumile $s/D = 0,1$. Viimane näitab koormust, mille rakendumisel vaia vajum on võrdne 10% vaia läbimõõdust. Kasutatud on selleks valemit (4.2), tulemus on lisatud ka graafikule punase joonega.

$$P = \frac{s * x}{y + s} = \frac{56,0 * 5158,25}{11,86 + 56,0} = 4257 \text{ kN} \quad (4.1)$$

kus P – vajumit tekitav koormus

s – valitud vajum, vastavalt 10% vaia läbimõõdust

x – sirge x väärtus, sirge tõus

y – sirge y väärtus

Hinnanguline kandevõime on võetud suurem lõplikust koormusest kuigi Fellenius seda ei soovita, sest katsetusel ei jõutud vaia purunemiseni ega lõpmatu vajumini [13].

4.2 Nottingham ja Schmertmann (1975, 1978)

Põhja kandevõime

Vaia põhja kandevõime jaoks on koonustakistuste keskmine leitud tabeliga (Tabel 4.2).

Tabel 4.2. Vaia nr 3 koonustakistuse väärtused

Sügavus, m	Keskmine koonustakistus q_c , MPa	Väikseim koonustakistus q_c , MPa	Keskmine koonustakistus q_c , MPa	Keskmine koonustakistus ehk q_{ca} , MPa
26,25...26,57 m	18,47	18,47	18,47	18,47
26,25...28,05 m	18,47			
26,25...28,05 m	-	18,47		
22,65...26,25 m	-	-	18,47	

Ületihenemistegur $OCR = 1$ ehk põhja vastupanu on võrdne koonustakistusega. Vaia põhja kandevõime leitud valemiga (5.3).

$$r_t = C * q_{ca} = 1 * 18,47 = 18,47 > 15,00 \rightarrow 15,00 \text{ MPa} \quad (5.2)$$

$$R_t = r_t * A_t = 15,0 * \frac{\pi * D^2}{4} = 15,0 * \frac{\pi * 0,56^2}{4} * 1000 = 3694,5 \text{ kN} \quad (5.3)$$

Külje kandevõime

$L/b = 26/0,45 = 57,8 > 20$, seega $K_f = 0,891$. Külje vastupanu ja vastav kandevõime on leitud erihõõrde alusel tabelis (Tabel 4.3). Arvestamata on jäetud täite külje kandevõime osa ning kihid 6, 6A ja 7 on hinnatud savikihitideks.

Tabel 4.3. Külje kandevõime erihõõrdest

Kihi sügavus, m	Kihi paksus, m	Keskmine erihõõre f_{sa} , kPa	Vaia külje vastupanu r_s , kPa	Vaia külge-pindala kihi paksuses, m^2	Vaia külje kandevõime kihis, kN
1,80 – 3,25	1,45	9,30	8,29	2,05	16,99
3,25 – 7,00	3,75	0,95	0,85	5,30	4,49
7,00 – 8,80	1,80	1,92	1,71	2,54	4,35
8,80 – 12,30	3,50	0,00	0,00	4,95	0,00
12,30 – 15,20	2,90	10,37	11,93	4,10	48,89
15,20 – 20,30	5,10	42,64	34,11	7,21	245,95
20,30 – 26,25	5,95	181,00	120,00	8,41	1009,39
Kokku:					1330,06

Tegemist on Fundex tüüpi vaiaga ehk betoonvai, $K_c = 0,012$. Külje kandevõime koonustakistuse alusel on lisatud tabelisse (Tabel 4.4). Savikihtides ei saa külje kandevõimet koonustakistusest arvutada, seega nendes kihtides kandevõime on null.

Tabel 4.4. Külje kandevõime koonustakistusest

Kihi sügavus, m	Kihi paksus, m	Keskmine koonustakistus q_{cr} , MPa	Vaia külje vastupanu r_s , kPa	Vaia külge-pindala kihi paksuses, m^2	Vaia külje kandevõime kihis, kN
1,80 – 3,25	1,45	3,90	46,80	2,05	95,93
3,25 – 7,00	3,75	1,44	17,28	5,30	91,61
7,00 – 8,80	1,80	1,51	18,12	2,54	46,11
8,80 – 12,30	3,50	0,55	-	4,95	0,00
12,30 – 15,20	2,90	1,07	-	4,10	0,00
15,20 – 20,30	5,10	3,31	-	7,21	0,00
20,30 – 26,25	5,95	18,47	120,00	8,41	1009,39
				Kokku:	1243,04

Kui lisada teisele variandile savi kihtide kandevõime erihõõrdest tulenevalt siis kogu külje kandevõime tuleb vastavalt $1243,04 + 294,84 = \mathbf{1537,9 \text{ kN}}$. See annab katsevaiale kõige lähedasema tulemuse. Lõpliku kandevõime saamiseks külje ja põhja kandevõimed summeritakse ning lahutatakse maha vaia omakaal.

$$\Delta V = L * \frac{\pi * b^2}{4} * \gamma = 26,0 * \frac{\pi * 0,45^2}{4} * 25 = \mathbf{103,4 \text{ kN}} \quad (5.4)$$

Vaia lõplik kandevõime valemiga (5.5).

$$R_p = R_t + R_s - \Delta V = 3694,5 + 1537,9 - 103,4 = \mathbf{5129 \text{ kN}} \quad (5.5)$$

4.3 De Ruitter ja Beringen (1979)

Põhja kandevõime on eelmise meetodiga leitud, $R_t = \mathbf{3694,5 \text{ kN}}$.

Külje kandevõime

Tabeliga (Tabel 4.5) on leitud külje kandevõime erihõõrde alusel, tabeliga (Tabel 4.6) koonustakistuse jagatise alusel.

Tabel 4.5. Külje kandevõime erihõrdest

Kihi sügavus, m	Kihi paksus, m	Keskmine erihõõre kihis f_{sa} , kPa	Vaia külje vastupanu r_s , kPa	Vaia külge-pindala kihi paksuses, m^2	Vaia külje kandevõime kihis, kN
1,80...3,25	1,45	9,30	9,30	2,05	19,06
3,25...7,00	3,75	0,95	0,95	5,30	5,04
7,00...8,80	1,80	1,92	1,92	2,54	4,89
8,80...12,30	3,50	0,00	0,00	4,95	0,00
12,30...15,20	2,90	10,37	10,37	4,10	42,51
15,20...20,30	5,10	42,64	42,64	7,21	307,43
20,30...26,25	5,95	181,00	120,00	8,41	1009,39
				Kokku:	1388,33

Tabel 4.6. Külje kandevõime koonustakistuse jagatisest

Kihi sügavus, m	Kihi paksus, m	Keskmine põhja vastupanu jagatis $q_c/300$, kPa	Vaia külje vastupanu r_s , kPa	Vaia külge-pindala kihi paksuses, m^2	Vaia külje kandevõime kihis, kN
1,80...3,25	1,45	13,00	13,00	2,05	26,65
3,25...7,00	3,75	4,80	4,80	5,30	25,45
7,00...8,80	1,80	5,03	5,03	2,54	12,81
8,80...12,30	3,50	1,83	1,83	4,95	9,07
12,30...15,20	2,90	3,57	3,57	4,10	14,62
15,20...20,30	5,10	11,03	11,03	7,21	79,55
20,30...26,25	5,95	61,57	61,57	8,41	517,88
				Kokku:	686,02

Tabelite (Tabel 4.5 ja Tabel 4.6) põhjal on näha, kuidas koonustakistuse jagatisest tulenev külje vastupanu on poole väiksem erihõõrde põhjal arvutatust. Katsevaiale lähedasem tulemus on erihõõrde järgi.

Vaia lõplik kandevõime valemiga (5.6).

$$R_p = R_t + R_s - \Delta V = 3694,5 + 1388,3 - 103,4 = \mathbf{4979 \text{ kN}} \quad (5.6)$$

4.4 LCPC (1982)

Põhja kandevõime

Mõjutsooni vahemikus 25,58...26,93 m on keskmine koonustakistus $q_{ca} = 18,47$ MPa. Vahemiku $0,7q_{ca} \dots 1,3q_{ca}$ tuleb 12,93...24,01 MPa. Uuring ei ole jõudnud aga vastavale sügavusele, seega ei saa ekstreemseid väärtuseid välja arvata. Fundex vaiatüüp on pinnast väljatõrjuv, liivpinnases koonustakistusega 18,47 on koefitsient $C_{LCPC} = 0,4$.

$$r_t = C_{LCPC} * q_{caa} = 0,4 * 18,47 = 7,39 \text{ MPa} \quad (5.7)$$

Kuna meil on tegemist liivpinnase ja surutud vaiaga tuleb põhja vastupanuks $r_t = 2,11$. Põhja kandevõime valemiga (5.8).

$$R_t = r_t * A_t = 7,39 * \frac{\pi * D^2}{4} = 7,39 * \frac{\pi * 0,56^2}{4} * 1000 = \mathbf{1819,7 \text{ kN}} \quad (5.8)$$

Külje kandevõime

Vaia külje kandevõime leidmiseks on kasutatud tabelit (Tabel 4.7).

Tabel 4.7. Külje kandevõime koonustakistusest

Sügavus, m	Paksus, m	Keskmine koonustakistus q_c , MPa	Vaia külje vastupanu r_s , kPa	Vaia külgepindala kihi paksuses, m^2	Vaia kandevõime kihis, kN
1,80...3,25	1,45	3,90	39,00	2,05	79,95
3,25...7,00	3,75	1,44	24,48	5,30	129,78
7,00...8,80	1,80	1,51	25,67	2,54	65,32
8,80...12,30	3,50	0,55	6,05	4,95	29,94
12,30...15,20	2,90	1,07	26,75	4,10	109,67
15,20...20,30	5,10	3,31	35,00	7,21	252,35
20,30...26,25	5,95	18,47	120,00	8,41	1009,39
				Kokku:	1676,39

Vaia lõplik kandevõime valemiga (5.9).

$$R_p = R_t + R_s - \Delta V = 1819,7 + 1676,4 - 103,4 = \mathbf{3393 \text{ kN}} \quad (5.9)$$

4.5 Eslami ja Fellenius (1997)

Kuna antud objektil ei ole tehtud CPTu uuringut siis on kasutatud seda meetodit lihtsustatult, lahutades koonustakistusest maha neutraalne poorirõhk u_0 .

Põhja kandevõime

Antud geoloogilises uuringus ei tehtud poorirõhu mõõtmist, seega on arvestatud koonustakistusest maha neutraalne poorirõhk. Neutraalne poorirõhk on leitud vee mahukaalu (10,0 kN) ja sügavuse korrutisel. Vai nr 3 on paigaldatud läbi nõrga pinnase mistõttu mõjutsoon on 22,65...28,05 m. Efektive koonustakistuse geomeetiline keskmine selles tsoonis on 18,22 MPa. Kuna vaia põhja läbimõõt $D = 0,56 > 0,4$ m siis leitakse korrelatsiooniteguri valemiga (5.10).

$$C_t = \frac{1}{3 * D} = \frac{1}{3 * 0,56} = 0,595 \quad (5.10)$$

Põhja vastupanu on leitud valemiga (5.11).

$$r_t = q_{Eg} * C_t = 18,22 * 0,595 = 10,84 \text{ MPa} \quad (5.11)$$

Vaia põhja kandevõime on leitud valemiga (5.12).

$$R_t = r_t * A_t = 10,84 * \frac{\pi * D^2}{4} = 10,84 * \frac{\pi * 0,56^2}{4} * 1000 = \mathbf{2669,9 \text{ kN}} \quad (5.12)$$

Külje kandevõime

Vaia külje kandevõime leidmiseks vajalikud koefitsiendid on leitud tabeli (Tabel 4.8) alusel.

Tabel 4.8. Pinnase liigitus A2 vaia jaoks

Sügavus, m	1,80... 3,25	3,25... 7,00	7,00... 8,80	8,80... 12,30	12,30... 15,20	15,20... 20,30	20,30... 26,25
Keskmine geomeetiline koonustakistus q_c , MPa	3,23	1,25	1,42	0,43	0,87	2,91	18,24
Keskmine erihõõre f_{sa} , kPa	9,30	0,95	1,92	0,00	10,37	42,64	181,00
Koefitsient C_s	0,004	0,004	0,004	0,08	0,08	0,015	0,004

Kasutades eelnevaid koefitsiente C_s on leitud külje kandevõime tabeli (Tabel 4.9) abil.

Tabel 4.9. Külje kandevõime koonustakistusest

Sügavus, m	Paksus, m	Keskmine geomeetiline koonustakistus q_c , MPa	Vaia külje vastupanu r_s , kPa	Vaia külge-pindala kihi paksuses, m^2	Vaia kandevõime kihis, kN
1,80...3,25	1,45	3,23	32,29	2,05	66,19
3,25...7,00	3,75	1,25	18,77	5,30	99,49
7,00...8,80	1,80	1,42	21,25	2,54	54,08
8,80...12,30	3,50	0,43	21,56	4,95	106,68
12,30...15,20	2,90	0,87	43,30	4,10	177,54
15,20...20,30	5,10	2,91	145,32	7,21	1047,75
20,30...26,25	5,95	18,24	72,95	8,41	613,61
				Kokku:	2165,34

Vaia lõplik kandevõime valemiga (5.13).

$$R_p = R_t + R_s - \Delta V = 2669,9 + 2165,3 - 103,4 = \mathbf{4732 \text{ kN}} \quad (5.13)$$

4.6 Aoki ja de Alencar (1975)

Põhja kandevõime

LCPC meetodil leitud põhja vastupanu $q_{ca} = 18,47$ MPa ja kuna tegemist on betoon-vaiaaga siis F_b on 1,75.

$$r_t = \frac{q_{ca}}{F_b} = \frac{18,47}{1,75} = 10,55 \text{ MPa} \quad (5.14)$$

$$R_t = r_t * A_t = 10,55 * \frac{\pi * D^2}{4} = 10,55 * \frac{\pi * 0,56^2}{4} * 1000 = \mathbf{2598,5 \text{ kN}} \quad (5.15)$$

Külje kandevõime

Külje kandevõime leidmiseks on pinnas liigitatud tabeli (Tabel 4.10) alusel ning külje kandevõime tabeli (Tabel 4.11) abil.

Tabel 4.10. Pinnase liigitus A2 vaia jaoks

Sügavus, m	1,80... 3,25	3,25... 7,00	7,00... 8,80	8,80... 12,30	12,30... 15,20	15,20... 20,30	20,30... 26,25
Koefitsient a_s , %	2,0	2,8	3,0	4,0	6,0	3,4	2,0

Tabel 4.11. Külje kandevõime koonustakistusest

Sügavus, m	Paksus, m	Keskmine koonustakistus q_{cr} , MPa	Vaia külje vastupanu r_s , kPa	Vaia külge-pindala kihi paksuses, m^2	Vaia kandevõime kihis, kN
1,80...3,25	1,45	3,90	22,29	2,05	45,68
3,25...7,00	3,75	1,44	11,52	5,30	61,07
7,00...8,80	1,80	1,51	12,94	2,54	32,94
8,80...12,30	3,50	0,55	6,29	4,95	31,10
12,30...15,20	2,90	1,07	18,34	4,10	75,20
15,20...20,30	5,10	3,31	32,15	7,21	231,83
20,30...26,25	5,95	18,47	105,54	8,41	887,79
Kokku:					1365,61

Vaia lõplik kandevõime valemiga (5.16).

$$R_p = R_t + R_s - \Delta V = 2598,5 + 1365,61 - 103,4 = \mathbf{3961\ kN} \quad (5.16)$$

4.7 Philipponnat (1980)

Põhja kandevõime

Mõjutsoonis 25,58...26,25 m on keskmine koonustakistus $q_{ca} = 18,47$ MPa, sama on ka mõjutsoonis 26,25...26,93 m. Lõplik keskmine $q_{ca} = 18,47$ MPa. Tegemist on liivpinnasega seega vaia põhja vastupanu on leitud valemiga (5.17) ja põhja kandevõime valemiga (5.18).

$$r_t = q_{ca} * k_b = 18,47 * 0,40 = 7,39\ MPa \quad (5.17)$$

$$R_t = r_t * A_t = 7,39 * \frac{\pi * D^2}{4} = 7,39 * \frac{\pi * 0,56^2}{4} * 1000 = \mathbf{1820,2\ kN} \quad (5.18)$$

Külje kandevõime

Vaia külje kandevõime jaoks on leitud vastavad koefitsiendid tabelis (Tabel 4.12), kandevõimed on kihtide kaupa leitud tabelis (Tabel 4.13).

Tabel 4.12. Pinnase liigitus A2 vaia jaoks

Sügavus, m	1,80... 3,25	3,25... 7,00	7,00... 8,80	8,80... 12,30	12,30... 15,20	15,20... 20,30	20,30... 26,25
Koefitsient F_s	100	100	100	50	50	60	150

Tabel 4.13. Külje kandevõime koonustakistusest

Sügavus, m	Paksus, m	Keskmine koonustakistus q_{ca} , MPa	Vaia külje vastupanu r_s , kPa	Vaia külge-pindala kihi paksuses, m^2	Vaia kandevõime kihis, kN
1,80...3,25	1,45	3,90	48,75	2,05	99,93
3,25...7,00	3,75	1,44	18,00	5,30	95,43
7,00...8,80	1,80	1,51	18,88	2,54	48,03
8,80...12,30	3,50	0,55	13,75	4,95	68,04
12,30...15,20	2,90	1,07	26,75	4,10	109,67
15,20...20,30	5,10	3,31	68,96	7,21	497,19
20,30...26,25	5,95	18,47	120,00	8,41	1009,39
				Kokku:	1927,67

Vaia lõplik kandevõime valemiga (5.19).

$$R_p = R_t + R_s - \Delta V = 1820,2 + 1927,7 - 103,4 = \mathbf{3645 \text{ kN}} \quad (5.19)$$

4.8 Eurocode 7-3

Põhja kandevõime

Kuna tegurid α_p ja s on võrdsed ühega on vaja leida vaid β . Vastavalt joonisele (Joonis 3.6) on $H = 0$.

$$\frac{D_{eq}^2}{b_{eq}^2} = \frac{0,56^2}{0,45^2} = 1,549 \quad (5.20)$$

Antud tulemus on hinnanguliselt joone 3 ristumine x-teljega, ehk $\beta = 0,8$.

$$r_t = 1 * 0,5 * 0,8 * 1 * \left(\frac{18,47 + 18,47}{2} + 18,47 \right) = 14,78 \quad (5.21)$$

$$R_t = r_t * A_t = 14,78 * \frac{\pi * D^2}{4} = 14,78 * \frac{\pi * 0,56^2}{4} * 1000 = \mathbf{3640,3 \text{ kN}} \quad (5.22)$$

Külje kandevõime

Vaia külje kandevõime leidmiseks on pinnas liigitatud tabelis (Tabel 4.14) ja külje kandevõime leitud tabelis (Tabel 4.15).

Tabel 4.14. Pinnase liigitus A2 vaia jaoks

Sügavus, m	1,80... 3,25	3,25... 7,00	7,00... 8,80	8,80... 12,30	12,30... 15,20	15,20... 20,30	20,30... 26,25
Koefitsient α_s	0,014	0,014	0,014	0,020	0,020	0,030	0,010

Tabel 4.15. Külje kandevõime koonustakistusest

Sügavus, m	Paksus, m	Keskmine koonustakistus q_{ca} , MPa	Vaia külje vastupanu r_s , kPa	Vaia külge-pindala kihi paksuses, m^2	Vaia kandevõime kihis, kN
1,80...3,25	1,45	3,90	54,60	2,05	111,92
3,25...7,00	3,75	1,44	20,16	5,30	106,88
7,00...8,80	1,80	1,51	21,14	2,54	53,79
8,80...12,30	3,50	0,55	11,00	4,95	54,43
12,30...15,20	2,90	1,07	21,40	4,10	87,74
15,20...20,30	5,10	3,31	99,30	7,21	715,95
20,30...26,25	5,95	18,47	120,00	8,41	1009,39
				Kokku:	2140,10

Vaia lõplik kandevõime valemiga (5.23).

$$R_p = R_t + R_s - \Delta V = 3640,3 + 2140,1 - 103,4 = 5677 \text{ kN} \quad (5.23)$$

4.9 Saksa meetod (1976)

Põhja kandevõime

Ahtri tn 3 objektil on tegemist Fundex vaiadega seega on kasutatud vastavaid tegureid tabelitest (Tabel 3.11) ja (Tabel 3.12). Tehnika tn 5-7 objektil on sarnasus rohkem Atlas vaia tüübiga, mistõttu seal on kasutatud teisi tegureid.

Chin-Kondneri meetodil ekstrapoleeritud leitud vaia kandevõime 4257 kN on leitud tingimusel, millal koormusest tekib vajum 56 mm. See on võrdne suhtelise vajumiga $s/D = 0,10$. LCPC meetodil leitud keskmise koonustakistuse $q_{ca} = 18,47$ MPa alusel on interpoleeritud vahepealsed väärtused.

$$r_{t,min} = \frac{r_{t,25} - r_{t,15}}{q_{c,25} - q_{c,15}} * (q_{ca} - q_{c,15}) + r_{t,15} = \frac{8,3 - 7,2}{25 - 15} * (18,47 - 15) + 7,2 \quad (5.24)$$

$$= 7,58 \text{ MPa}$$

$$r_{t,max} = \frac{10,0 - 8,8}{25 - 15} * (18,47 - 15) + 8,8 = 9,22 \text{ MPa} \quad (5.25)$$

Leitud on mõlema põhja vastupanuga kandevõime ning nende keskmine.

$$R_{t,1} = r_{t,min} * A_t = 7,58 * \frac{\pi * D^2}{4} = 7,58 * \frac{\pi * 0,56^2}{4} * 1000 = \mathbf{1867,0 \text{ kN}} \quad (5.26)$$

$$R_{t,2} = 9,22 * \frac{\pi * 0,56^2}{4} * 1000 = \mathbf{2270,9 \text{ kN}} \quad (5.27)$$

$$R_t = \frac{R_{t,1} + R_{t,2}}{2} = \frac{1867,0 + 2270,9}{2} = \mathbf{2069,0 \text{ kN}} \quad (5.28)$$

Külje kandevõime

Koonustakistuse kaudu leitud kandevõime arvutus on koondatud tabelis (Tabel 4.16).

Tabel 4.16. Külje kandevõime koonustakistusest

Sügavus, m	Paksus, m	Keskmine koonustakistus q_{ca} , MPa	Alumine r_s piir, kPa	Ülemine r_s piir, kPa	Vaia külgpindala kihi paksuses, m^2	Vaia alumine kandevõime piir kihis, kN	Vaia ülemine kandevõime piir kihis, kN
1,80...3,25	1,45	3,90	0	0	2,05	0,00	0,00
3,25...7,00	3,75	1,44	35	50	5,30	185,55	265,07
7,00...8,80	1,80	1,51	35	50	2,54	89,06	127,23
8,80...12,30	3,50	0,55	35	50	4,95	173,18	247,40
12,30...15,20	2,90	1,07	35	50	4,10	143,49	204,99
15,20...20,30	5,10	3,31	35	50	7,21	252,35	360,50
20,30...26,25	5,95	18,47	95,4	125,4	8,41	802,47	1054,82
Kokku:						1646,10	2260,01

$$R_s = \frac{R_{s,1} + R_{s,2}}{2} = \frac{1646,1 + 2260,0}{2} = \mathbf{1953,1 \text{ kN}} \quad (5.29)$$

Vaia lõplik kandevõime valemiga (5.30).

$$R_p = R_t + R_s - \Delta V = 2068,7 + 1953,1 - 103,4 = \mathbf{3918 \text{ kN}} \quad (5.30)$$

4.10 Meyerhof (1976) + Tumay ja Fakhroo (1981)

Põhja kandevõime

Vaia pikkus $L = 26,0 > 10 * 0,45 = 4,5 \text{ m}$ ehk $C_2 = 1$. Tegur C_1 astendaja on $n = 3$, sest tegemist on tiheda liivpinnasega, mille koonustakistus on 18,47 MPa.

$$C_1 = \left(\frac{b + 0,5}{2b} \right)^n = \left(\frac{0,56 + 0,5}{2 * 0,56} \right)^3 = 0,848 \quad (5.31)$$

Keskmine koonustakistus mõjutsoonis 24,45...26,70 jääb uuringupunkti põhjast sügavamale, seega on võetud keskmiseks viimane väärtus, 18,47 MPa. Põhja vastupanu on leitud valemiga (5.32) ja kandevõime valemiga (5.33).

$$r_t = q_{ca} * C_1 * C_2 = 18,47 * 0,848 * 1,000 = 15,66 \text{ MPa} \quad (5.32)$$

$$R_t = r_t * A_t = 15,66 * \frac{\pi * D^2}{4} = 15,66 * \frac{\pi * 0,56^2}{4} * 1000 = \mathbf{3857,1 \text{ kN}} \quad (5.33)$$

Külje kandevõime

Tulemused on toodud kihtide kaupa tabelites (Tabel 4.17) (Tabel 4.18).

Tabel 4.17. Külje kandevõime erihõõrdest liivakihtides Meyerhofi meetodil

Kihi sügavus, m	Kihi paksus, m	Keskmine erihõõre f_{sa} , kPa	Vaia külje vastupanu r_s , kPa	Vaia külge-pindala kihi paksuses, m^2	Vaia külje kandevõime kihis, kN
1,80 – 3,25	1,45	9,30	9,30	2,05	19,06
3,25 – 7,00	3,75	0,95	0,95	5,30	5,04
7,00 – 8,80	1,80	1,92	1,92	2,54	4,89
8,80 – 12,30	3,50	0,00	-	4,95	0,00
12,30 – 15,20	2,90	10,37	-	4,10	0,00
15,20 – 20,30	5,10	42,64	-	7,21	0,00
20,30 – 26,25	5,95	181,00	120,00	8,41	1009,39
Kokku:					1038,38

Tabel 4.18. Külje kandevõime koonustakistusest liivakihtides Meyerhofi meetodil

Kihi sügavus, m	Kihi paksus, m	Keskmine koonustakistus q_{ca} , MPa	Vaia külje vastupanu r_s , kPa	Vaia külge-pindala kihi paksuses, m^2	Vaia külje kandevõime kihis, kN
1,80 – 3,25	1,45	3,90	1,95	2,05	4,00
3,25 – 7,00	3,75	1,44	0,72	5,30	3,82
7,00 – 8,80	1,80	1,51	0,76	2,54	1,93
8,80 – 12,30	3,50	0,55	-	4,95	0,00
12,30 – 15,20	2,90	1,07	-	4,10	0,00
15,20 – 20,30	5,10	3,31	-	7,21	0,00
20,30 – 26,25	5,95	18,47	12,66	8,41	106,47
Kokku:					116,22

Liivpinnaste jaoks annab lähedasema tulemuse vaiakatsese erihõõrdest leitud külje kandevõime. Savikihtides on külje kandevõime leitud Tumay ja Fakhroo meetodil. Tulemused on koondatud tabelisse (Tabel 4.19).

Tabel 4.19. Külje kandevõime erihõõrdest savikihtides Tumay ja Fakhroo meetodil

Kihi sügavus, m	Kihi paksus, m	Keskmine erihõõre f_{sa} , kPa	Vaia külje vastupanu $r_{s,r}$, kPa	Vaia külge-pindala kihi paksuses, m^2	Vaia külje kandevõime kihis, kN
1,80 – 3,25	1,45	9,30	-	2,05	0,00
3,25 – 7,00	3,75	0,95	-	5,30	0,00
7,00 – 8,80	1,80	1,92	-	2,54	0,00
8,80 – 12,30	3,50	0,00	0,00	4,95	0,00
12,30 – 15,20	2,90	10,37	43,93	4,10	180,11
15,20 – 20,30	5,10	42,64	30,05	7,21	216,66
20,30 – 26,25	5,95	181,00	-	8,41	0,00
Kokku:					396,77

Vaia külje kandevõime valemiga (5.34).

$$R_s = R_{s,1} + R_{s,2} = 1038,38 + 396,77 = \mathbf{1435,2 \text{ kN}} \quad (5.34)$$

Vaia lõplik kandevõime valemiga (5.35).

$$R_p = R_t + R_s - \Delta V = 3857,1 + 1435,2 - 103,4 = \mathbf{5189 \text{ kN}} \quad (5.35)$$

5 TULEMUSED JA ANALÜÜS

Kokku on magistritöös arvatud seitsme vaia kandevõime üheksa meetodiga. Arvutustes on kasutatud igale katsevaiale lähimat CPT uuringut, mille mõõdistuste alusel on otsese meetodiga leitud vaia kandevõime. Arvutuslikud meetodid on valitud pinnastele sobivuse ja nende populaarsuse põhjal. Valitud meetoditeks on Nottingham ja Schmertmann, de Ruitter ja Beringen, LCPC, Eslami ja Fellenius, Aoki ja de Alencar, Philipponnat, Eurocode 7-3, Saksa meetod ning Meyerhof + Tumay ja Fakhroo. Kõikide meetodite puhul rakendati põhja ja külje vastupanu piire vastavalt 15 MPa ja 120 kPa. Ilma piiranguteta olid tihedad liivakihid Ahtri tn 3 objektil tugevalt ülehinnatud.

Arvatud kandevõimet on võrreldud katsevaia koormamistulemustega, millel on kasutatud Chin-Kondneri ekstrapoleerimist. Kandevõimeks on hinnatud koormus, millega tekib vajum, mis on võrdne 10% vaia läbimõõdust.

Tabelites (Tabel 5.1) (Tabel 5.2) (Tabel 5.3) on välja toodud vaia koormuskatse tulemus ning iga meetodi puhul arvatud R_t (põhja kandevõime), R_s (külje kandevõime) ja R_p (põhja ja külje kandevõimed summeritud ja maha lahutatud vaia omakaal). Neljas veerg näitab mõõdetud ja arvatud kandevõimete jagatist ning viies absoluutset erinevust protsentides. Viimase veeru põhjal on moodustatud objektipõhised graafikud (Joonis 5.1) (Joonis 5.2). Graafikute horisontaalsel teljel on vastav arvutusmeetod ning vertikaalsel teljel erinevus protsentides katsevaia ekstrapoleeritud kandevõimest. Lisaks on graafikutel märgistatud ära 20% erinevus.

Tabel 5.1. Kandevõimete tulemused (1)

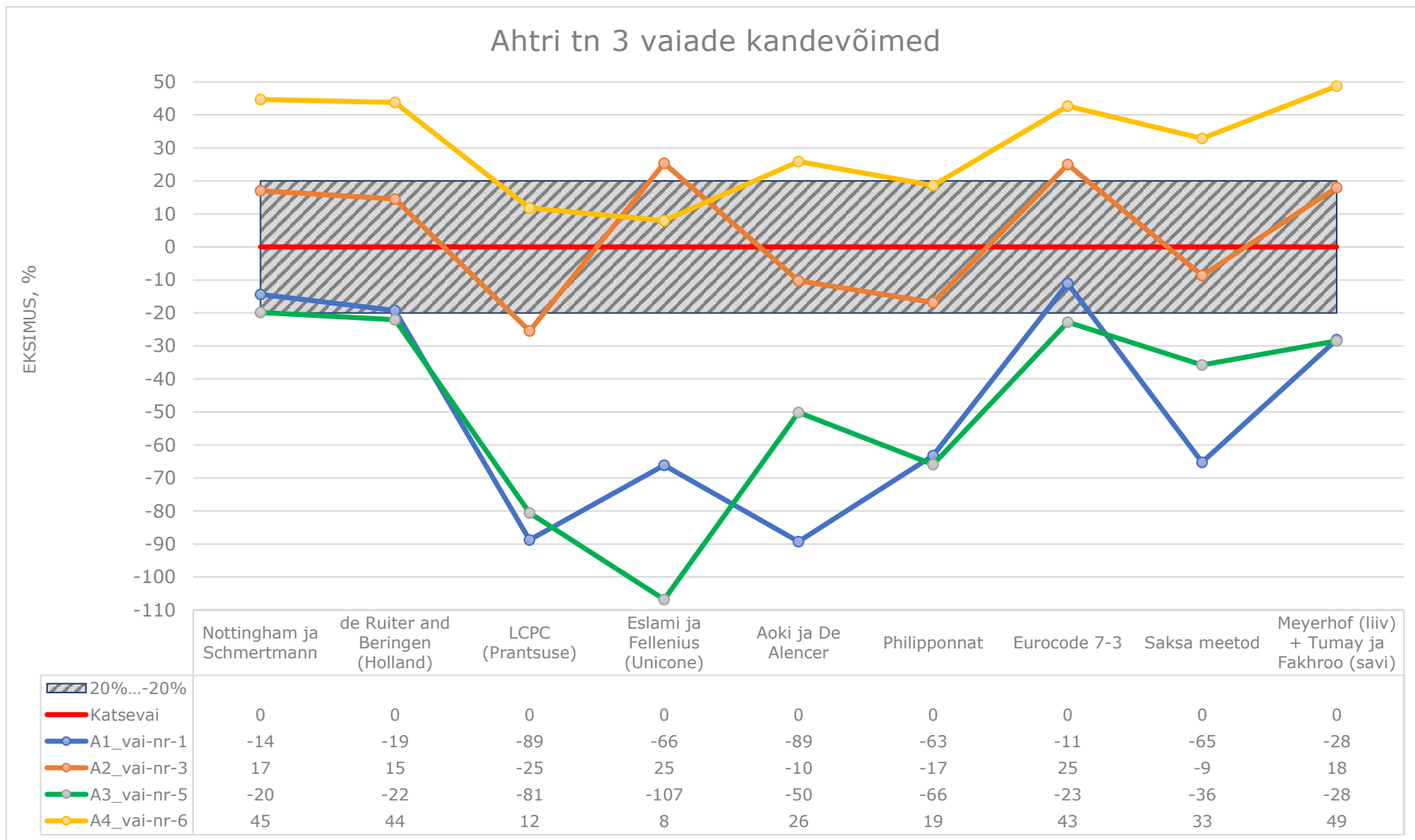
Meetod	R_t , kN	R_s , kN	R_p , kN	R_{pm}/R_{pp}	Absoluutne viga, %
Vaia koormuskatse (s/D = 10%)			6229	1,0000	0
Nottingham ja Schmertmann	3695	1861	5447	1,1437	-14
de Ruitter and Beringen (Holland)	3695	1637	5222	1,1928	-19
LCPC (Prantsuse)	1529	1880	3299	1,8880	-89
Eslami ja Fellenius (Unicone)	2236	1622	3749	1,6616	-66
Aoki ja de Alencar	2184	1216	3291	1,8927	-89
Philipponnat	1529	2398	3817	1,6318	-63
Eurocode 7-3	3058	2661	5610	1,1104	-11
Saksa meetod	1787	2091	3769	1,6525	-65
Meyerhof (liiv) + Tumay ja Fakhroo (savi)	3241	1732	4863	1,2809	-28

Tabel 5.2. Kandevõimete tulemused (2)

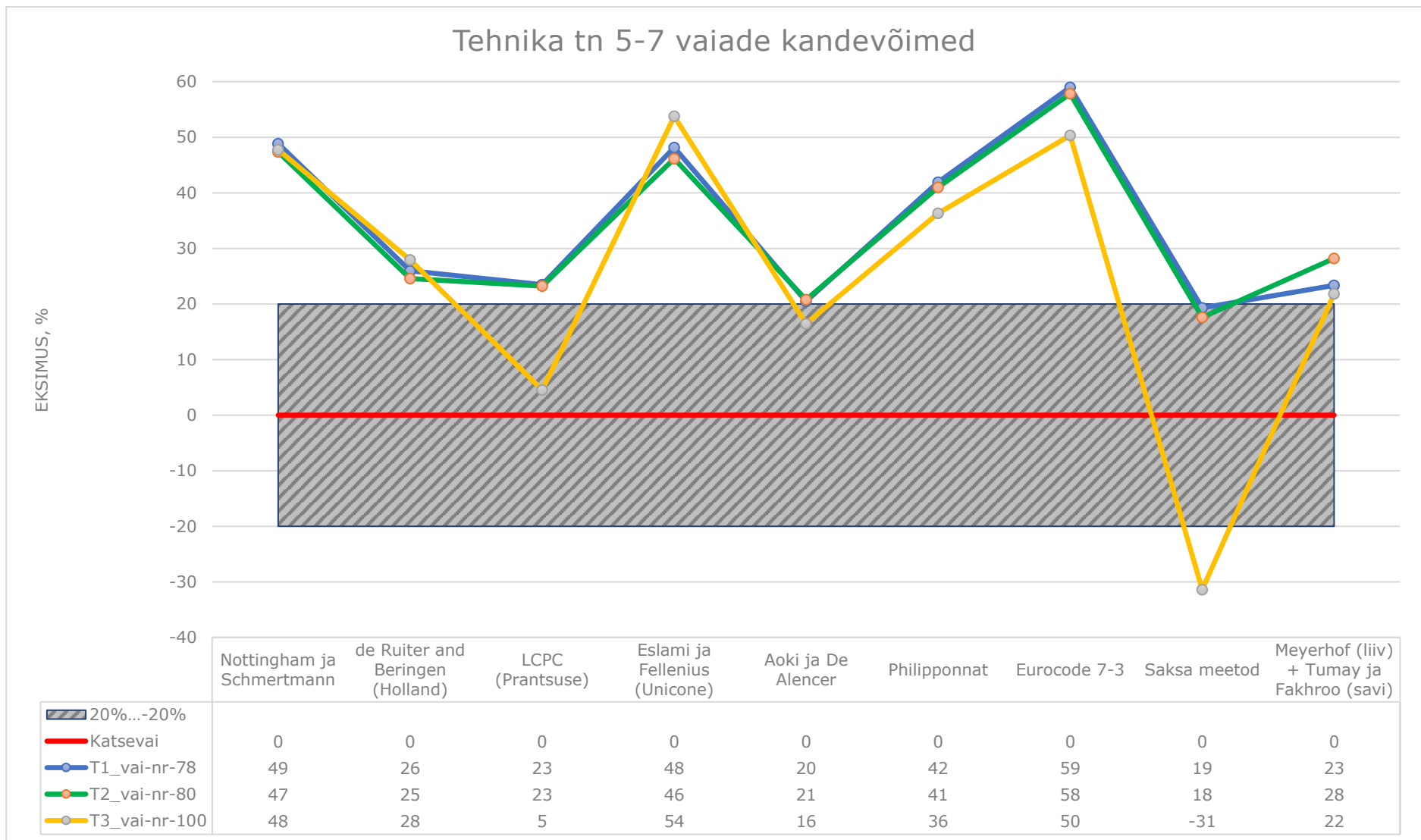
	Meetod	R_t	R_s	R_p	R_{pm}/R_{pp}	Absoluutne viga,
		kN	kN	kN		%
A2_CPT2_vai-nr-3_Ahtri-tn-3	Vaia koormuskatse (s/D = 10%)			4257	1,0000	0
	Nottingham ja Schmertmann	3695	1861	5129	0,8300	17
	de Ruiten and Beringen (Holland)	3695	1388	4979	0,8549	15
	LCPC (Prantsuse)	1820	1676	3393	1,2548	-25
	Eslami ja Fellenius (Unicone)	2671	3138	5705	0,7462	25
	Aoki ja de Alencar	2600	1366	3862	1,1023	-10
	Philipponnat	1820	1928	3644	1,1682	-17
	Eurocode 7-3	3639	2140	5676	0,7500	25
	Saksa meetod	2069	1953	3918	1,0864	-9
	Meyerhof (liiv) + Tumay ja Fakhroo (savi)	3857	1435	5188	0,8205	18
A3_CPT4_vai-nr-5_Ahtri-tn-3	Meetod	R_t	R_s	R_p	R_{pm}/R_{pp}	Absoluutne viga,
		kN	kN	kN		%
	Vaia koormuskatse (s/D = 10%)			4527	1,0000	0
	Nottingham ja Schmertmann	3101	768	3777	1,1986	-20
	de Ruiten and Beringen (Holland)	3101	768	3709	1,2206	-22
	LCPC (Prantsuse)	1731	868	2507	1,8060	-81
	Eslami ja Fellenius (Unicone)	1062	1219	2189	2,0680	-107
	Aoki ja de Alencar	2473	635	3016	1,5011	-50
	Philipponnat	1731	1089	2728	1,6594	-66
	Eurocode 7-3	2481	1299	3688	1,2275	-23
Saksa meetod	2043	1383	3334	1,3579	-36	
Meyerhof (liiv) + Tumay ja Fakhroo (savi)	2813	804	3525	1,2844	-28	
A4_CPT4_vai-nr-6_Ahtri-tn-3	Meetod	R_t	R_s	R_p	R_{pm}/R_{pp}	Absoluutne viga,
		kN	kN	kN		%
	Vaia koormuskatse (s/D = 10%)			2296	1,0000	0
	Nottingham ja Schmertmann	3380	865	4152	0,5530	45
	de Ruiten and Beringen (Holland)	3380	797	4084	0,5622	44
	LCPC (Prantsuse)	1731	965	2602	0,8824	12
	Eslami ja Fellenius (Unicone)	1319	1269	2495	0,9203	8
	Aoki ja de Alencar	2473	718	3097	0,7413	26
	Philipponnat	1731	1185	2823	0,8133	19
	Eurocode 7-3	2704	1395	4006	0,5731	43
Saksa meetod	2043	1470	3420	0,6714	33	
Meyerhof (liiv) + Tumay ja Fakhroo (savi)	3669	901	4476	0,5130	49	

Tabel 5.3. Kandevõimete tulemused (3)

T1_SP5326A_vai-nr-78_Tehnika-tn-5-7	Meetod	R_t , kN	R_s , kN	R_p , kN	R_{pm}/R_{pp}	Absoluutne viga, %
	Vaia koormuskatse (s/D = 10%)				575	1,0000
Nottingham ja Schmertmann		674	481	1124	0,5116	49
de Ruiten and Beringen (Holland)		674	134	777	0,7405	26
LCPC (Prantsuse)		389	394	751	0,7653	23
Eslami ja Fellenius (Unicone)		645	496	1109	0,5185	48
Aoki ja de Alencar		444	310	723	0,7953	20
Philipponnat		310	712	990	0,5808	42
Eurocode 7-3		582	852	1402	0,4101	59
Saksa meetod		185	559	713	0,8070	19
Meyerhof (liiv) + Tumay ja Fakhroo (savi)		762	20	750	0,7664	23
T2_SP5326A_vai-nr-80_Tehnika-tn-5-7	Meetod	R_t , kN	R_s , kN	R_p , kN	R_{pm}/R_{pp}	Absoluutne viga, %
Vaia koormuskatse (s/D = 10%)				577	1,0000	0
Nottingham ja Schmertmann		669	459	1096	0,5264	47
de Ruiten and Beringen (Holland)		669	127	765	0,7543	25
LCPC (Prantsuse)		407	375	751	0,7678	23
Eslami ja Fellenius (Unicone)		633	469	1071	0,5386	46
Aoki ja de Alencar		465	294	728	0,7921	21
Philipponnat		326	683	977	0,5903	41
Eurocode 7-3		577	823	1368	0,4216	58
Saksa meetod		185	546	700	0,8240	18
Meyerhof (liiv) + Tumay ja Fakhroo (savi)		816	19	804	0,7180	28
T3_SP5329A_vai-nr-100_Tehnika-tn-5-7	Meetod	R_t , kN	R_s , kN	R_p , kN	R_{pm}/R_{pp}	Absoluutne viga, %
Vaia koormuskatse (s/D = 10%)				792	1,0000	0
Nottingham ja Schmertmann		971	578	1516	0,5224	48
de Ruiten and Beringen (Holland)		971	161	1099	0,7208	28
LCPC (Prantsuse)		499	363	830	0,9548	5
Eslami ja Fellenius (Unicone)		968	778	1713	0,4624	54
Aoki ja de Alencar		571	410	948	0,8356	16
Philipponnat		399	878	1244	0,6369	36
Eurocode 7-3		830	798	1595	0,4966	50
Saksa meetod		185	451	603	1,3140	-31
Meyerhof (liiv) + Tumay ja Fakhroo (savi)		1022	24	1013	0,7817	22



Joonis 5.1. Ahtri tn 3 vaiade kandevõimed



Joonis 5.2. Tehnika tn 5-7 vaiade kandevõime

Enne meetodite omavahelist hindamist on tungivalt soovitatav kõrvutada ka arutatud ja mõõdetud kandevõimeid [25]. Kui seda võrdlust ei tehta võib kandevõime olla tegelikkuses kordades väiksem või suurem arutatust. A4 vaia puhul tuleb see hästi välja, kus kõik meetodid ülehindavad vaia kandevõimet, isegi need, mis teiste puhul tugevalt alahindavad (Unicone, LCPC, Philipponnat). Tänu võrdlusele on aga võimalik hinnata ja leida põhjuseid, miks kindel meetod andis vale tulemuse.

Suur kandevõime kõikumine tuleneb tihti sellest, et meetodid ei ole selle konkreetse pinnase jaoks mõeldud [26]. Arvutusmeetoditest kõige suurem varieeruvus tulemuste vahel on Unicone meetodil, mis alahindab A3 vaia 107% ja ülehindab A2 vaia 25%. Parimaid tulemusi Ahtri tn 3 objektil on leitud de Ruiteri ja Beringeni meetodil ning Eurocode 7-3 meetodil, mis mõlemad jäävad vahemikku 66%. Mainimist väärib veel Nottinghami ja Schmertmanni meetod, mis samuti hindab lähedaselt vaia kandevõimet. Jättes arvestamata vaia A4, millel tekkisid väga suured vajumid madala koormuse juures, hindab just Nottinghami ja Schmertmanni meetod kõik tulemused 20% piiresse. Üldjoones hindavad meetodid kandevõimet pigem madalamaks kui tegelik.

Tehnika tn 5-7 objektil on tulemused ühtsemad. Suurim erinevus on Saksa meetodi puhul 50%, väikseim aga Nottinghami ja Schmertmanni puhul 3%. Graafikult on selgelt näha, et kõik meetodid ülehindavad vaia kandevõimet 20...60%. Teistest rohkem ülehindavad just Nottingham ja Schmertmann, Unicone, Philipponnat ja Eurocode 7-3 meetodid. See võib olla põhjustatud sellest, et katsevaia hakati pärast valmimist liiga ruttu koormama. Vaia kandevõime sõltub peale koormuse-vajumi kõvera ka n.ö. puhkeperioodist, mille jooksul poorirõhk pinnases hajub. Eriti oluline on ootamine savikates pinnastes, kus süvistamisel tekivad plastsed deformatsioonid, ümberpaigutumine ja poorirõhu muutus. Pärast teatud aega poorirõhk tasakaalustub, efektiivpinge kasvab ja vaia keha ümber toimub konsolideerumine, mis omakorda suurendab külje kandevõimet. Madala läbilaskvusega savipinnastes võib istumisperiood olla mitu päeva. Togliani uurimustööde põhjal on ajaline mõju vaiadele seega tihtipeale põhjuseks miks CPT meetoditel arutatud kandevõime üle- või alahindab katsetatud vaia kandevõimet. [26]

Metsa sõnul näiteks Tallinna moreenpinnaste puhul täheldati kuu ajaga külje vastupanu kasvu 20-lt 100-le kPa. Kambriumi sinisavide puhul oli kasv kuuga lausa 10 korda. See kasv tuleneb pinnaseosakeste jäigast ühendusest ja süvistamisel pinnasestruktuuri lõhkumisest. Puhkeaeg võimaldab pinnase struktuuridel paraneda ja kinnituda ka vaia külge, mis märgatavalt suurendab vaia külje vastupanu. [9]

Ahtri tn 3 objekti põhjal saab hinnata, et kui uuringutega ei jõuta planeeritud vaia sügavuseni, siis on kandevõime hindamine ebatäpne. Teisel objektil, kus arvutused

erinevate meetoditega ülehindasid vaiakatse tulemusi, võis põhjuseks olla katsevaiade liiga kiire koormamine.

Rohkem kui 800 vaial põhineva uuringu põhjal hindas Kempfert erinevate vaiatüüpide ja süvistusmeetodite alusel kandevõime jagunemist vaia otsa ja külje vahel. Fundex vaiade puhul tuleneb kandevõime ligi 73% põhja vastupanust, samas kui Atlas vaiadel on samaks teguriks 44% [27]. Võrreldes külje ja põhja kandevõimeid, siis Kempferti andmetele sarnaseid tulemusi annavad neli meetodit – Nottingham ja Schmertmann, Hollandi meetod, Aoki ja de Alencar meetod ning Meyerhof + Tumay ja Fakhroo. Ülejäänud meetoditega on külje kandevõime Ahtri tn objektil suhteliselt võrdelise osakaaluga põhja kandevõimest või suurem. Teisel objektil on võrdlusest välja jäetud Meyerhof + Tumay ja Fakhroo meetod, sest koonustakistusest külje kandevõime leidmine annab tegelikkusele mittevastavad tulemused. Reaalsemaid tulemusi annavad aga sellel objektil LCPC, Nottingham ja Schmertmann, Aoki ja de Alencar ning Unicone meetodid. Saksa meetodiga ja Philipponnati meetodiga hinnatakse külje kandevõimet kaks korda suuremaks põhja kandevõimest. Autor soovib siiski rõhutada, et kui kandevõime tuleb staatilisele koormuskatsele lähedane, siis ei tasuks seda vääraks hinnata, kui kahe komponendi suhe ei ole Kempferti tulemustele vastav.

Antud tulemuste põhjal siiski lõplikult ühte kindlat meetodit välja valida ei õnnestu, pigem saab tulevikus kasutada võrdlemiseks ja võrdlusbaasi loomiseks. Tark oleks alati võrrelda erinevaid meetodeid ja neid kõrvutada, sõnavad Mayne ja Niazi, et võrrelda nende omavahelisi kooskõlasid ja lahknevusi ka objektipõhiselt. Samuti on mõistlik tuletada tulemustest kohalikele pinnastele tuginevaid empiirilisi tegureid, mis aitaksid hinnata just näiteks Saksa meetodi puhul ülemisi ja alumisi piire. [20]

KOKKUVÕTE

Otsesed CPT arvutusmeetodid on enamasti objektipõhised ja loodud empiirilised tegurid iga pinnasetüübi jaoks erinevad. Seetõttu on mõistlik kasutada kõiki meetodeid ka Eesti pinnaste puhul, et leida millised neist annavad kõige täpsemaid tulemusi. Töö eesmärk teha võrdlusbaasi loomisega algust sai autori arvates täidetud.

Magistritöös üheksa meetodiga leitud kandevõimed varieerusid rohkesti katsetatud vaiade kandevõimest. Kindlasti on sellel oma osa ka katsevaiade mõõdetud kandevõime ekstrapoleerimises, kuna esiteks võib ekstrapoleerimine vea anda. Teiseks ei soovitata kasutada ka kandevõimeks vaiakatsel kasutatud koormusest suuremat. Suurim probleem on CPT katsega vajalikule sügavusele jõudmine. Näiteks Ahtri tn 3 objektil ei jõutud ühegi sondeerimisega vaia põhjast sügavamale ning seetõttu on selliste andmete põhjal määratud kandevõimed väga hinnangulised ja ei pruugi vastata tegelikkusele. Andmete vähesuse tõttu on keeruline teha ühte kindlat valikut, kuid saab välja tuua üldiseid trende, mis uuritud objektide põhjal esile tulid.

Nii Tallinna kui Tartu objekti puhul andis vähima varieeruvusega tulemusi just Nottinghami ja Schmertmanni meetod. Ahtri tn 3 vaiade puhul oli levinud trendiks kandevõime alahindamine. Tehnika tn 5-7 objektil on katsetatud vaia kandevõime ligi 30% väiksem arvutatust. Mets toob oma uuringus välja, et arvestama peab ka aja mõju, mida saab teha vaiale pikemat puhkeaega andes. Just savikates pinnastes on see oluline tegur, kus külje vastupanu võib tänu sellele märgatavalt kasvada. Teise põhjusena, miks Tartu objektil mõõdetud kandevõime olla arvutatust väiksem, on seotud vaia kiire süvistamisega.

Analüüsi peatükis on võrreldud ka arvutusmeetodite põhiselt külje ja põhja kandevõimete vahekorda. Fundex vaiadel, mis on kasutusel Tallinna objektil, peaks olema veidi üle kahe kolmandiku põhja kandevõime ning üks kolmandik külje kandevõime. Sellele suhtele sarnaseid tulemusi andsid neli meetodit: Nottingham ja Schmertmann, Hollandi meetod, Aoki ja de Alencar meetod ning Meyerhof + Tumay ja Fakhroo. Teisel objektil kasutusel olevatele Atlas vaiadele sobilike tulemusi andsid LCPC, Nottingham ja Schmertmann, Aoki ja de Alencar ning Unicone meetodid. Kuigi käesolevas töös ei tulnud välja trend külje ja põhja kandevõimete vahekorra, soovitab autor siiski seda otsida ja jälgida ka järgmistes sarnastes uurimustöodes.

SUMMARY

Direct CPT methods are usually site-based and depend on the soil type. For that reason, it is also useful to use all of the methods in Estonian soils to find the most accurate ones. The author feels that the objective to start making a database for comparison was fulfilled.

In this Master's thesis the pile capacities calculated with nine methods varied greatly from measured pile capacities. The extrapolation of measured pile's data definitely has a role in the variation, because the extrapolation itself might give a mistake. Secondly, it is not recommended to extrapolate outside of measured force. The biggest problem with CPT tests is reaching the necessary depth. For example, in Ahtri tn 3 site none of the tests reached below pile's base, which makes the calculated capacity an estimation and might not be relevant to reality. It is difficult to point out one specific method due to the lack of data, but some overall trends can be spotted in both sites.

In both Tallinn and Tartu site the method with the least variability was Nottingham and Schmertmann. The pile capacities in Ahtri tn 3 site were mostly underestimated. In Tehnika tn 5-7 site the measured capacity is 30% less than calculated. Mets brings out in his studies that one has to take into account time, which can be done by letting the pile rest for a longer period of time. It is important especially in clayey soils, where sleeve friction can increase severalfold. As another reason for why measured capacity was lower from the calculated one might be connected to fast pile emplacement.

Base resistance and sleeve friction are also compared by methods in the analysis chapter. For Fundex piles, which are used for the site in Tallinn, the base resistance should give about $2/3$ of the pile capacity while sleeve friction gives about $1/3$. Four methods gave similar results: Nottingham and Schmertmann, the Dutch method, Aoki and de Alencar, Meyerhof + Tumay and Fakhroo. Results similar to the Atlas piles, which are used in the other site, were received from LCPC, Nottingham and Schmertmann, Aoki and de Alencar and Unicone methods. Although a trend did not appear in this thesis, the author recommends searching for it in similar works.

KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU

- [1] Talviste, P. (2005). *Geotehnika aruanne, töö nr 05-05-0501*.
- [2] Leinsalu, T. (2006). *Tallinn Ahtri tn 3 vaiakatse aruanne, töö nr 1798-06*.
- [3] Oras, R. (2011). *Geotehniline eeluuring*. Laokompleksi kavandamine Tehnika tn 5/7 Tartu.
- [4] Leinsalu, T. (2011). *Ehitusgeoloogilise uuringu aruanne, töö nr 2951-11*.
- [5] Leinsalu, T. (2012). *Laokompleks Tartu Tehnika tn 5/7 vaiakatse aruanne, töö nr 3075-12*.
- [6] Titi, H. H., Abu-Farsakh, M. Y. (1999). *Evaluation of Bearing Capacity of piles from CPT data*.
- [7] Parts, A. (2017). *Üksikvaia kandevõime määramine*. TTÜ konspektid. Kasutatud 15.05.2020, <http://staff.ttu.ee/~aldur/Vundament/>
- [8] Jaaniso, V. (2014). *Ehituskonstruktori käsiraamat – pt. 9 Geotehnika*. Kirjastus: Ehitame.
- [9] Mets, M. (1997). *The Bearing Capacity of a Single Pile – Experience in Estonia*. Design of Axially Loaded Piles – European Practice, de Cock & Legrand (eds). Balkema, Rotterdam, 115-132.
- [10] *CFA Piles*. Ground Development LTD koduleht. Kasutatud 23.05.2020, <https://grounddevelopments.co.uk/piling/cfa-piling/>
- [11] Basu, P., Prezzi, M., Basu, D. (2010). *Drilled Displacement Piles – Current Practice and Design*. DFI Journal: The Journal of the Deep Foundations Institute, 4(1), 3-20.
- [12] Lunne, T et al. (2002). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Padstow: CRC Press.
- [13] Fellenius, B. H. (2020). *Basics of Foundation Design*. Sidney: lulu.com.
- [14] Meigh, A. C. (2013). *Cone Penetration Testing: Methods and Interpretation*. Kirjastus: Elsevier
- [15] Guen, O. (2014). *Correlation between SPT and CPT*. Master's thesis, NTNU.
- [16] Jaaniso, V. (2011). *Pinnasemehaanika*.
- [17] EVS-EN ISO 14688-2:2018. *Geotehniline uurimine ja katsetamine. Pinnase identifitseerimine ja liigitamine. Osa 2: Liigituspõhimõtted*.

- [18] Eslami, A., Fellenius, B. H. (1999). *Pile Capacity Estimated from CPT data – Six Methods Compared*. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 91-94.
- [19] Robertson, P. K. (2009). *Interpretation of cone penetration tests – a unified approach*. Canadian Geotechnical Journal, 46(11), 1337-1355.
- [20] Mayne, P. W., Niazi, F. S. (2009). *Evaluating Axial Elastic Pile Response from Cone Penetration Tests*. DFI Journal – The Journal of the Deep Foundations Institute, 3(1), 3-12.
- [21] Abdelrahman, G. E., Shaarawi, E. M. Abouzaid, K. S. (2003). *Interpretation of Axial Pile Load Test Results for Continuous Flight Auger Piles*. Emerging Technologies in Structural Engineering Proceedings of the 9th Arab Structural Engineering Conference, Abu Dhabi, 791-802.
- [22] Obeta, I. N., Onyia, M., Obiekwe, D. (2018). *Comparative analysis of methods of pile-bearing capacity evaluation using CPT logs from tropical soils*. Journal of the South African Institution of Civil Engineering, 60(1), 44-55.
- [23] Niazi, F. S., Mayne, P. W. (2013). *Cone Penetration Test Based Direct Methods for Evaluating Static Axial Capacity of Single Piles*. Geotechnical and Geological Engineering, 31(4), 979-1009.
- [24] *Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ – EA-Pfähle*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Arbeitskreis Pfähle. Kirjastus: John Wiley & Sons, 2007
- [25] Briaud, J.-L., Tucker, L. M. (1988). *Measured and Predicted Axial Response of 98 Piles*. Journal of Geotechnical Engineering, 114(9), 984-1001.
- [26] Togliani, G., Reuter, G. R. (2014). *CPT/CPTu Pile Capacity Prediction Methods – question time*. 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing. Las Vegas, 993-1002.
- [27] Kempfert, H.-G., Becker, P. (2010). *Axial Pile Resistance of Different Pile Types Based on Empirical Values*. Proceedings of Geo-Shanghai, 149-154.