

Santeri Sainio

**TURPEEN SULJETTU
LEIKKAUSLUJUUS
STABILITEETILASKELMISSA**

Diplomityö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
Tim Länsivaara
Marco D'Ignazio
11/2022

TIIVISTELMÄ

Santeri Sainio: Turpeen suljettu leikkauslujuus stabiliteetilaskelmissa
Diplomityö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma
Marraskuu 2022

Suomen rataverkko on rakennettu pääosin 1800-luvun lopussa ja 1900-luvun alkupuoliskolla, jolloin käytössä olleet tekniikka ja resurssit ovat aiheuttaneet sen, että ratoja on entisaikaan perustettu turpeen varaan kelluvana. Tämä tarkoittaa sitä, että rata on perustettu suoraan pohjaan varaan, eikä turvekerrosta ei ole poistettu ratapenkereen alta. Turve on eloperäinen maa-laji, joka koostuu kuolleista suokasvien jäänteistä ja niiden väli-tilan täyttävästä vedestä.

Turvepehmeiköt rataverkolla ovat ongelmallisia, koska turvekerros ratapenkereen alla heikentää radan stabiliteettia eli varmuutta ratapenkereen sortumaa vastaan. Lisäksi radalla tehtävät muutostyöt saattavat johtaa ratapenkereen painumiseen ja jatkuvaan kunnossapitotarpeeseen.

Turpeen leikkausluutta mallinetaan stabiliteetilaskelmissa tavallisesti suljetun leikkauslujuuden avulla, mutta turpeen suljetun leikkauslujuuden luotettava määrittäminen on haastavaa turpeen mineraalimaalajeista poikkeavan rakenteen vuoksi. Turpeen geoteknisiä ominaisuuksia on tutkittu suhteellisen vähän verrattuna mineraalimaalajien vastaaviin ominaisuuksiin.

Turpeen suljettua leikkauslujuutta mitataan Suomessa tavanomaisesti siipikairauksella. Siipikairaus ei kuitenkaan toimi ainakaan vähän maatumeeessa raakaturpeessa optimaalisesti. Tässä tutkimuksessa tutkittiin turpeen suljettua leikkausluutta kolmesta ratapoikkileikkauksesta. Siipikairauksen lisäksi turpeen suljetun leikkauslujuuden määrittämiseen käytettiin ensimmäistä kertaa Suomessa CPTu-kairauksia.

Turpeesta otettiin häiriintyneitä ja häiriintymättömiä näytteitä laboratorionkokeita varten. Laboratoriossa turpeen suljettua leikkauslujuutta tutkittiin ensi kertaa Suomessa DSS-kokeiden avulla. Lisäksi turpeelle tehtiin kolmiakksiaalisia puristuskokeita.

CPTu-kairauksella määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot täsmäivät hyvin samasta pisteestä siipikairalla mitattuihin suljettuihin leikkauslujuuksiin. CPTu-kairaus ei mittaa suoraan maan suljettua leikkauslujuutta, vaan maan suljettu leikkauslujuus lasketaan kairauksen kärkivastuksen perusteella. CPTu-kairauksen otos oli pieni.

Eri tavoin määritettyjä suljetun leikkauslujuuden arvoja vertailtaessa huomattiin, että siipikairauksella mitatut suljetun leikkauslujuuden arvot ovat suurempia, kuin laboratorionkokein määritetyt arvot. Tämä voi johtua turvenäytteiden häiriintymisestä tai niin sanotusta skaalavaikutuksesta. Skaalavaikutuksella tarkoitetaan tarkasteltavan turvenäytteen/kappaleen kokoa, jolla näyttäisi olevan suuri merkitys turpeen suljetun leikkauslujuuden arvoon.

Laboratorionkokeiden perusteella arviottiin turpeen vesipitoisuuteen ja maatumeeisuusasteeseen perustuvaa turpeen suljetun leikkauslujuuden kaavaa, jonka todettiin yliarvioivan turpeen suljettua leikkauslujuutta. Turpeen lujittumista penkereen alla käsittelevä kaava $s_u = 0,4 \cdot \sigma_v$ puolestaan todettiin tutkimuksen tulosten perusteella paikkansa pitäväksi. Laboratorionkokeissa saatiin 5 % muodonmuutostasolla normalisoidun suljetun leikkauslujuuden keskiarvoksi $s_u^{DSS} = 0,36 \cdot \sigma'_v$ ja $s_u^{TX} = 0,53 \cdot \sigma'_v$.

Stabiliteetilaskentoja tehtiin DSS-kokeissa määritettyihin suljettuihin leikkauslujuuksiin perustuen. Lisäksi laskentoja tehtiin suljetun leikkauslujuuden ADP-mallinnuksen avulla penkereen alta, ja myös turpeen laskennalliseen lujittumiseen perustuvalla kaavalla. Laskentamenetelminä käytettiin tavanomaisten ympyränmuotoisien liukupintojen lisäksi vapaamuotoisia liukupintoja.

Vapaamuotoiset liukupinnat vaikuttavat olevan turvepehmeiköillä selvästi vaarallisempia, kuin ympyränmuotoiset liukupinnat. Stabiliteetilaskennat tulisi aina tehdä vapaamuotoisilla liukupinnoilla, sillä siten löydetään varmasti vaarallimmman liukupinnan muoto. Liikenneviraston ohjeen mukainen tapa mallintaa pohjamaan lujittumista aiheuttaa ongelmia, kun stabiliteettia laskeaan vapaamuotoisilla liukupinnoilla.

Avainsanat: Turve, geotekniikka, suljettu leikkauslujuus, ratapenkereet

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

ABSTRACT

Santeri Sainio: Undrained shear strength of peat in stability calculations
Master's thesis
Tampere University
Civil Engineering
November 2022

Finland's railway network is mainly built at the end of the 19th century and in the second half of the 20th century. The lack of resources and technique back then has caused the railways to be founded as floating embankments on peat. This means that the track has been founded directly on the subsoil, and the peat layer has not been removed from under the track embankment. Peat is an organic soil, which consists of the remains of dead bog plants and the water that fills the space between them.

Peat soils under the track network are problematic because the layer of peat under the track embankment weakens the stability of the track, i.e. safety against failure of the track embankment. In addition, any modification works on the track may lead to settlement of the track embankment and the need for constant maintenance.

The shear strength of peat is modeled in stability calculations using undrained shear strength, but reliable determination of the undrained shear strength of peat is challenging due to the different structure of peat from mineral soils. The geotechnical properties of peat have not been studied to the same extent as the properties of mineral soils.

In Finland, the undrained shear strength of peat is usually measured using field vane test. However, the field vane test does not work optimally in mildly decomposed raw peat. In this study the undrained shear strength of three track cross-sections was investigated. In addition to field vane tests CPTu soundings were used for the first time in Finland to determine the undrained shear strength of peat.

Disturbed and undisturbed peat samples were taken from the peat for laboratory testing. In the laboratory, the undrained shear strength of peat was studied for the first time in Finland using DSS tests. In addition, triaxial compression tests were performed on the peat.

The undrained shear strength values determined by CPTu soundings matched well with the reduced field vane tests undrained shear strength values measured from the same point. CPTu sounding does not directly measure the undrained shear strength of the soil. The undrained shear strength of the soil is calculated based on the tip resistance of the sounding. The amount of CPTu soundings done in this study was small.

When comparing the undrained shear strength values of different tests, it was noticed that the undrained shear strength values measured by field vane tests are higher than the values determined by laboratory experiments. This may be due to disturbance of the peat samples or the so-called scale effect. The scale effect refers to the size of the examined peat sample, which would seem to have a large effect on the value of the undrained shear strength.

Based on the results of the study, a correlation model for undrained shear strength based on water content and degree of decomposing of the peat was evaluated and found to overestimate the undrained shear strength based on the laboratory tests. On the other hand, the formula $s_u = 0.4 \cdot \sigma'_v$ dealing with the consolidation of peat under the embankment was found to give reliable values based on the results of the study. In the laboratory tests, $s_u^{DSS} = 0,36 \cdot \sigma'_v$ and $s_u^{TX} = 0,53 \cdot \sigma'_v$ were obtained as the average of normalized undrained shear strength at the 5% deformation level.

Stability calculations were made based on the undrained shear strength values of the DSS tests. In addition, calculations were made using the undrained shear strength ADP model under the embankment, and with a formula based on the calculated consolidation of the peat. Both circular and non-circular slip surfaces were evaluated. Non-circular slip surfaces seem to be clearly more dangerous on peat than circular ones. Stability calculations should always be done using non-circular slip surfaces to find the most critical slip surface. The Finnish Transport Agency method for dividing the subsoil into vertical strength zones causes problems in stability analysis with non-circular slip surfaces.

Keywords: Peat, geotechnical engineering, undrained shear strength, railway embankment

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Väyläviraston tilauksesta Sweco Infra & Railin toimeksiantona. Kiitos esihenkilölleni Tuomo Passille Sweco Infra & Railissa ja Hannu Siiralle Väylävirastolta diplomityön mahdollistamisesta ja järkkymättömästä tuesta prosessin aikana. Kokonaisuudessaan tämän diplomityön kirjottamiseen meni noin puolitoista vuotta. Paljon oppia tarttui mukaan tänä aikana.

Kiitos ohjaajilleni Tim Länsivaaralle ja Marco D'Ignaziolle innostavasta asenteesta ja kannustuksesta työn suunnittelun, tulosten analysoinnin ja valmiin työn kirjottamisen aikana. Kiitos myös haasteista, kaikkea ei annettu valmiina niin kun ei pidäkään.

Auli Vanhojan pitkä kokemus alalta ja uskomaton muisti mahdollistivat historiaosion kirjoittamisen, siitä suuri kiitos.

Kiitokset myös kaikille muille työkavereilleni Sweco Infra & Railissa, jotka ovat jaksaneet auttaa tässä projektissa.

Erityskiitos Urho Heikkiselle ja Pekka Kulmalalle maastotöiden suorittamisesta ammattitaitoisesti, ilman tutkimuksia ja näytteitä ei olisi tätä diplomityötäkään.

Äidilleni kiitos valmiin työn oikolukemista.

Yhdessä mennään ja porukalla tehdään, niin kaikki valmistuu aikanaan.

Tampereella, 28.11.2022

Santeri Sainio

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO	1
1.1 Tutkimusongelma.....	1
1.2 Työn sisältö.....	2
1.3 Tavoitteet ja rajaus.....	2
2. SOIDEN JA TURPEEN OMINAISUUDET	4
2.1 Turpeen muodostuminen	4
2.2 Soiden luokittelu.....	7
2.3 Turpeiden luokittelu.....	9
2.4 Turpeen geotekniset ominaisuudet	12
2.4.1 Koostumusominaisuudet.....	13
2.4.2 Routa ja routivuus	17
2.4.3 Painumaominaisuudet	18
2.4.4 Lujuusominaisuudet.....	21
2.4.5 Anisotropia.....	23
2.4.6 Turpeen lujittuminen	24
3. TURPEEN PÄÄLLE RAKENNETUT RADAT	27
3.1 Rataverkon historia	28
3.2 Radan pohjarakentamisen ohjeistus	32
3.3 Ratapenkereen pohjanvahvistusmenetelmät.....	33
3.3.1 Arinat ja vastapenkereet	34
3.3.2 Pohjaantäytöt ja massanvaihdot	36
3.3.3 Pengerpaalutus.....	41
3.3.4 Syvästabilointi.....	42
3.4 Nykytilanne	43
3.4.1 Stabiiliteetti	43
3.4.2 Painumat	45
3.4.3 Pengervärähtely.....	46
3.5 Tulevaisuus.....	47
4. POHJATUTKIMUKSET JA LABORATORIOKOKKEET	50
4.1 Siipikairaus	50
4.2 CPTu-kairaus	54
4.3 Näytteenotto	55
4.4 Laboratoriokokeet	58
4.4.1 Luokituskokeet.....	58
4.4.2 Kolmiaksiaalikokeet	58
4.4.3 DSS-koe	61
4.5 Turpeen leikkauslujuuden arviointi laskennallisesti	63
5. TULOKSET.....	66
5.1 Tutkimuskohteen valinta	66
5.2 Pohjatutkimusohjelma	67

5.3	Pohjatutkimukset.....	69
5.3.1	Siipikairaukset.....	71
5.3.2	CPTu-kairaukset	75
5.3.3	Näytteenotto	79
5.4	Laboratoriokokeet	81
5.4.1	Luokituskokeet.....	82
5.4.2	DSS-kokeet.....	84
5.4.3	Kolmiaksaalikokeet	91
5.4.4	Maatuneisuuden vaikutus suljettuun leikkauslujuuteen	100
5.4.5	Näytteiden häiriintyminen.....	102
5.4.6	Skaalavaikutus.....	104
5.5	Turpeen suljetun leikkauslujuuden arviointi laskennallisesti	104
5.5.1	Vesipitoisuuteen ja maatuneisuuteen perustuva kaava.....	105
5.5.2	Turpeen lujittuminen	113
6.	STABILITEETILASKELMAT	116
6.1	Stabiliteetilaskenta	116
6.2	Laskentamenetelmät ja liukupinnat	118
6.3	Lujittuminen penkereen alla	120
6.4	Stabiliteetilaskennat	121
6.4.1	Turpeen lujuuden mallintaminen	121
6.4.2	Laskentamenetelmät ja liukupinnat	124
6.5	Stabiliteetilaskentojen tulokset	125
7.	JOHTOPÄÄTELMÄT.....	129
8.	YHTEENVETO.....	133
	LÄHTEET	135

LYHENTEET JA MERKINNÄT

ADP	Active-Direct-Passive. Anisotrooppinen maamalli
DSS	Direct simple shear. Edistynyt koetyyppi, jossa konsolidoitu maanäyte leikataan vaakasuunnassa
FEM	Finite element method. Elementtimenetelmä
FOS	Varmuusluku (Factor of safety)
InfraRYL	Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset
LEM	Limit equilibrium method. Lamellimenetelmä
LVM	Liikenne- ja viestintäministeriö
ODF	Ylimoituskertoimen
RMYT	Rautateiden maanrakennustöiden yleinen työselitys
RMYTL	Rautatien maanrakennustöiden yleinen työselitys ja laatuvaatimukset
RATO	Ratatekniset ohjeet
RHK	Ratahallintokeskus
RIL	Rakennusinsinööriliitto
RSU	Ratatyön suojaulottuma
SGY	Suomen geoteknillinen yhdistys
TX	Kolmiaksausliikoe (Triaxial shear test)
YTE	Yhteentoimivuuden tekninen eritelmä

H		von Postin maatumisuusaste
c_v		konsolidaatikerroin
F, Fos		kokonaisvarmuus sortumaa vastaan
s_u	[kPa]	maan suljettu leikkauslujuus
s_v	[kPa]	siipileikkauslujuus
W	[%]	vesipitoisuus
T_f	[kPa]	maan leikkauslujuus
c	[kPa]	maan koheesio
c'	[kPa]	maan tehokas koheesio
R	[%]	Pjajtshenkon maatumisuusaste
q_c	[kPa]	kärkivastus
f_s	[kPa]	vaippakitka
u	[kPa]	huokospaine
z	[m]	korkeusasema, syvyys
γ	[kN/m ³]	maan tilavuuspaino
μ		suljetun leikkauslujuuden redusointikerroin
σ	[kPa]	kokonaisjännitys
σ'	[kPa]	tehokas jännitys
σ_c'	[kPa]	tehokas konsolidaatiojännitys
σ_n'	[kPa]	tehokas normaalijännitys
σ_v'	[kPa]	tehokas pystyjännitys
τ	[kPa]	leikkauslujuus
ϕ	[°]	maan sisäinen kitkakulma
ϕ'	[°]	maan tehokas sisäinen kitkakulma
σ'_{v0}	[kPa]	vallitseva tehokas pystyjännitys

1. JOHDANTO

Suomen rataverkko on rakennettu pääosin 1800-luvun lopussa ja 1900-luvun alkupuoliskolla, jolloin käytössä olleet tekniikka ja resurssit ovat aiheuttaneet sen, että ratoja on entisaikaan perustettu turpeen varaan kelluvana. Tämä tarkoittaa sitä, että rata on perustettu suoraan pohjamaan varaan, eikä turvekerrosta ei ole poistettu ratapenkereen alta. Turve on eloperäinen maalaji, joka koostuu kuolleista suokasvien jäänteistä ja niiden välitilan täyttävästä vedestä.

Nämä turvepehmeiköt rataverkolla ovat ongelmallisia, koska turvekerros ratapenkereen alla heikentää radan stabiiliteettia eli varmuutta radan sortumaa vastaan. Lisäksi radalla tehtävät muutostyöt saattavat johtaa ratapenkereen painumiseen ja jatkuvaan kunnossapitotarpeeseen.

Junien kulkunopeuden kasvu ja liikennekuormien suurentuminen rautateillä vaativat vanhojen rautatiepenkereiden vakavuuden uudelleen arviointia sekä tutkimus- ja suunnitteluperiaatteiden tarkistusta uusien penkereiden rakentamista varten.

Stabiiliteetti- ja painumaongelmat ratapenkereessä johtavat raiteen kunnan huonontumiseen. Raiteen huonon kunnan takia rataosille joudutaan asettamaan nopeusrajoituksia, eikä näin ollen saada hyödynnettyä koko radan kapasiteettia. Pahimmassa tapauksessa stabiiliteettiongelmat johtavat ratapenkereen sortumariskiin. Radan huonontunut kunto korjataan yleensä peruskorjauksella, missä yleensä tavoitteena on saada rata taas alkuperäiseen palvelutasoon.

1.1 Tutkimusongelma

Turpeen geoteknisiä ominaisuuksia ja käyttäytymistä pitkäaikaisen kuormituksen alla on tutkittu melko vähän, ja tieto kuhunkin kohteeseen sopivista lujuus- ja painumaparametreista on jokseenkin epävarmalla pohjalla. Tämä johtaa edelleen epävarmuuteen stabiiliteetti- ja painumalaskennassa.

Turpeen leikkauslujuuden määrittäminen ei ole yksinkertaista. Useat nykyiset leikkauslujuusteoriat ja -mallit ovat kehitetty mineraalimaalajeille. Mineraalimaalajit koostuvat hienonnonesta kiviaineksesta. Turve koostuu kuolleista kasveista, joissa on kuituja, joka vai-

kuttavat suuresti turpeen käyttäytymiseen. Turve on myös voimakkaasti kokoonpuristuvaa ja epähomogeenistä, mikä osaltaan hankaloittaa leikkauslujuuden määrittämistä. Turve on orgaanista materiaalia, jossa tapahtuu jatkuvasti hidasta hajoamista.

Turvepehmeiköillä tehtävien pohjanvahvistusten rakentaminen voi monesti aiheuttaa radalle lisääntyvää kunnossapitotarvetta rakentamisen jälkeisille vuosille, kuten esimerkiksi uudet vastapenkereet voivat aiheuttaa ratapenkereen painumista. Lisäksi on huomioitava, että erilaiset massavaihdot tai stabiloinnit voivat vaatia liikennekatkotarpeita, joten pohjanvahvistusratkaisut tulee suunnitella turvepehmeiköillä tarkasti rataosan liikennöintitarpeet huomioiden.

Uusia ratoja ja ratalinjauksia suunniteltaessa turvekerrokset pyritään poistamaan raiteiden alta. Mikäli turpeen pois kaivaminen ei ole mahdollista turvekerroksen paksuuden vuoksi, perustetaan rata esimerkiksi paalulaatalle.

1.2 Työn sisältö

Ensimmäisessä kappaleessa käsitellään soiden ja turpeen muodostumista sekä turpeen yleisimpiä geoteknisiä ominaisuuksia kirjallisuuskatsauksen muodossa. Kolmas kappale käsittelee Suomen rataverkon historiaa 1800-luvun lopulta aina tähän päivään asti pohjarakentamisen näkökulmasta. Kappaleessa käydään läpi keskeiset radan pohjanvahvistamisessa käytetyt menetelmät ja ohjeet.

Neljännessä luvussa esitellään tutkimuksen kokeellinen osa, joka koostuu pohjatutkimuksista ja laboratoriokokeista. Viidennessä luvussa esitellään pohjatutkimusten ja laboratoriokokeiden tulokset. Kuudennessa luvussa tehdään stabiliteetilaskentoja tavanomaisten tutkimusten kautta saatujen lähtötietojen perusteella sekä tässä työssä tehtyjen tutkimustulosten perusteella. Stabiliteetilaskelmia tehdään tavanomaisella tavalla ja paremmin turvepehmeiköille sopivalla tavalla. Laskentojen tuloksia vertaillaan keskenään.

Lopuksi tutkimuksen tuloksista tehdään johtopäätökset ja mietitään jatkotutkimustarpeita.

1.3 Tavoitteet ja rajaus

Tutkimuksen tavoitteena on selvittää mitkä tekijät vaikuttavat turpeen suljettuun leikkauslujuuteen, millä tavoilla turpeen suljettua leikkauslujuutta voidaan mitata ja miten suljettua leikkauslujuutta voidaan mallintaa mahdollisimman todenmukaisesti stabiliteetilaskemissa.

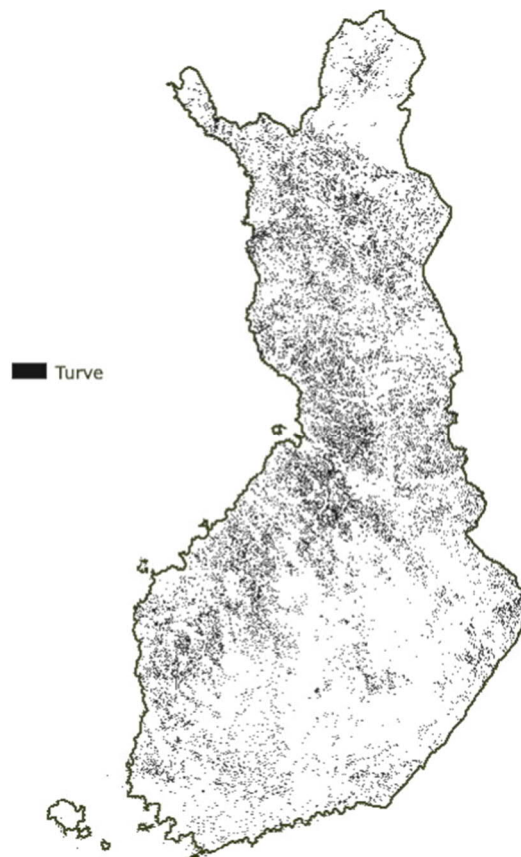
Tutkimuksessa vertaillaan eri pohjatutkimus- ja laboratoriomenetelmillä määritettyjä leikkauslujuusarvoja. Turpeen suljettua leikkauslujuutta mitataan Suomessa yleensä siipikairauksilla. Tässä tutkimuksessa kokeillaan ensi kertaa Suomessa CPTu-kairausta turpeelle. Turvenäytteille tehdään myös laboratoriokokeita, joilla määritetään turpeen suljettu leikkauslujuus.

Tutkimuksen tavoitteena on myös selvittää, miten turpeen ominaisuudet muuttuvat ratapenkereen kuormituksen alaisena pitkällä aikavälillä.

Kun rautatietä suunnitellaan, rakennetaan ja parannetaan, on ratapenkereen vakavuus ja painumat selvitettävä. Tässä työssä rajoitutaan pelkästään turvealueille rakennettujen ratapenkereiden stabiiliteetin ja turpeen ominaisuuksien tarkasteluun.

2. SOIDEN JA TURPEEN OMINAISUUDET

Suot ovat olennainen osa suomalaista luontoa. Suomen pinta-alasta yli 30 % on soita ja soistumia, mikä on suhteellisesti enemmän kuin missään muualla maailmassa. Suo on sekä biologinen että geologinen käsite. Biologian kannalta suo on turvetta muodostava kasviyhdyksunta. Geologisesti suo tarkoittaa turvekerroksia. Biologinen suo voi olla hyvin ohut turvekerrostuma mineraalimaan päällä. Maaperäkartassa suona on kuvattu vähintään metrin paksuinen turvekerros. Tällä kriteerillä mitattuna turvekerrostumien osuus on vain noin puolet edellisestä eli runsaat 15 % Suomen maapinta-alasta. Soiden jakautuminen maamme eri osien kesken on hyvin epätasaista. Kuvassa 1 on esitetty Suomen turvealueet. Suon reunoilla on usein laaja yhtä metriä ohuempi turvekerros, jota ei lasketa turvealueeksi. (Salonen et al. 2002)



Kuva 1. Suomen turvealueet (Haavisto-Hyvärinen & Kutvonen 2007)

2.1 Turpeen muodostuminen

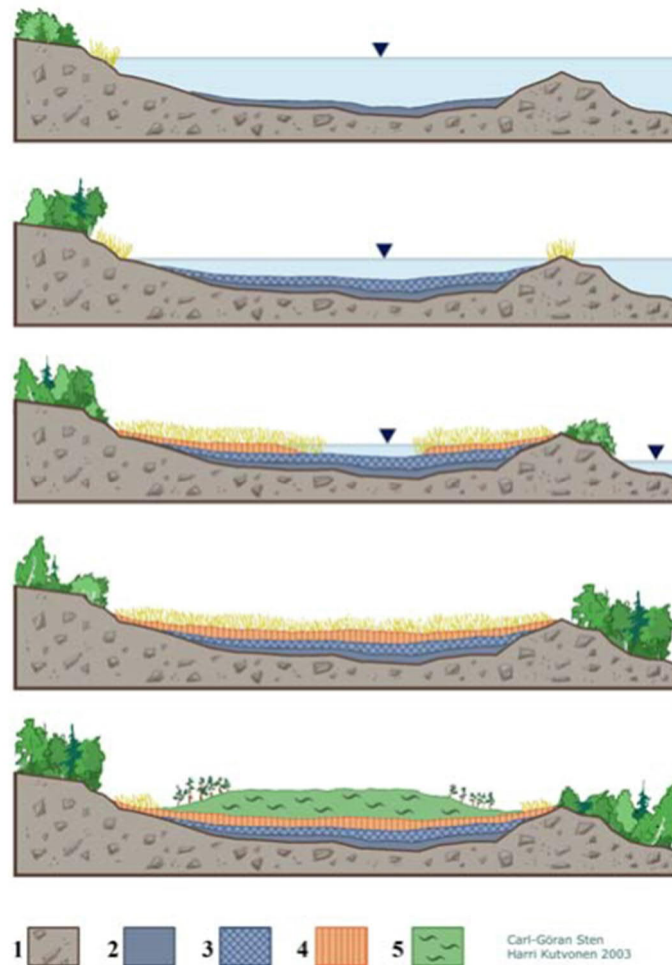
Turvetta muodostuu paikossa, joissa kasvimassaa muodostuu melko runsaasti, mutta kasvijätteen hajoaminen on vielä hidasta. Lauhkea ilmastovyöhyke maapallon molem-

min puolin tarjoaa sopivat olosuhteet turpeen synnylle. Suurin osa soilla kuolleesta kasvimassasta hajoaa kokonaan, mutta arviolta 5 % muuttuu turpeeksi. Etelä-Suomessa kasvimassaa kertyy enemmän kuin Lapissa, johtuen pohjoisen lyhyemmästä kasvukaudesta. Tärkeimmät turvetta muodostavat kasviryhmät ovat sarat ja rahkasammaleet. Lisäksi Suomessa turve koostuu yleisesti ruskosammalten, tupasvillan, puun, varpujen, ruokojen sekä kortteiden jäänteistä. Suurin osa Suomen soista on saraturvevaltaisia, mutta rahkaturvevaltaiset suot ovat lähes yhtä yleisiä. (Salonen et al. 2002)

Soistuminen voi tapahtua kolmella eri päätavalla:

- Merestä kohoava maa soistuu. Kun maankohoamisen seurauksena rannikkoalue nousee merenpinnan yläpuolelle, ensimmäisenä paikalle muodostuu suokasvillisuutta. Tällöin merestä kohonnut maa kuroutuu järveksi, jonka pohja soistuu.
- Metsämaa soistuu suon laajetessa. Maanpinta vettyy niin, että puut kuolevat ja alue soistuu. Metsämaan soistuminen on usein alkanut metsäpalon jälkeen, kun pohjaveden pinta on päässyt nousemaan haihdunnan pienentyessä. Nykyisin tämä soistumistapa on harvinainen metsäojituksen takia.
- Järvi kasvaa umpeen. Kun järven pohjalle kertyy jatkuvasti kuollutta kasvimassa, järvi alkaa pikkuhiljaa mataloitua. Jos kasvijäänteet täyttävät koko järvialtaan, järvestä tulee suo.

Kaksi ensin mainittua soistumistapaa on muodostanut noin 90 % Suomen suoalasta, ja tästäkin valtaosa on syntynyt merestä kohoavalle maalle. Järvien umpeenkasvu on tuottanut vain noin 5–10 % maamme suoalasta. Kuvassa 2 on kuvattu prosessi, jossa matala merenlahti kuroutuu ensin altaaksi, jonka suokasvillisuus sitten valtaa ajan kuluessa. (Salonen et al. 2002)



Kuva 2. Matalan merenlahden kuroutuminen järveksi ja edelleen soistuminen (Haavisto-Hyvärinen & Kutvonen 2007)

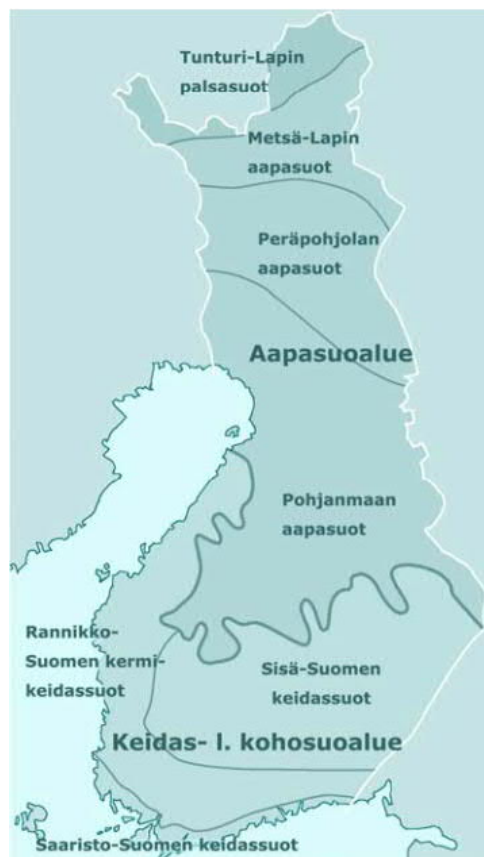
Suomessa soistuminen ja turpeen kerrostuminen alkoi viimeisimmän jääkauden lopulla noin 12 000 vuotta sitten, kun mannerjää oli vetäytynyt maamme alueelta. Ensimmäisenä soita alkoi muodostua Itä-Suomen vedenkoskemattomille alueille. Läntisen Suomen vedenkoskemilla alueilla soistuminen alkoi vaiheittain, kun kukin maa-ala nousi vedenpinnan yläpuolelle. Suomen syvimmillä soilla sijaitsevat pohjaturpeet ovat pääosin noin 10 000 vuotta vanhoja, mutta esimerkiksi Joutsenon Konnunsuon pohjaturpeet ovat syntyneet jo 12 000 vuotta sitten. (Salonen et al. 2002)

Turvekerrosten paksuus on tyypillisesti muutamia metrejä, mutta alueellista ja paikallista vaihtelua esiintyy paljon. Tiettävästi paksuin turvekerros on löytynyt Tammelan Torronsuolta, jossa turpeen paksuus on noin 12 metriä. Paksuimmat turvepatjat muodostuvat suurelta osin heikosti maatumesta rahkaturpeesta. Paksuturpeisia soita on melko paljon Lounais-Suomessa, missä turpeen kasvua edistävät pitkä kasvukausi ja melko suuri sademäärä. Lounais-Suomessa soiden keskisyvyys onkin maan suurin, 3,7 metriä. Pohjois-Karjalassa soiden keskisyvyys on 2,4 metriä ja Pohjois-Pohjanmaan aapasooilla 2,2

metriä. Turvekerrostumat keskimäärin ohenevat pohjoista kohti siirryttäessä, mutta Lapissa voidaan tavata 5–6 metrin syvyisiä soita. Koko Suomessa turpeen keskimääräinen paksuus on 1,7 metriä. (Salonen et al. 2002) Vaikka turvetta usein sanotaan uusiutuvaksi luonnonvaraksi, uutta turvetta kertyy erittäin hitaasti, noin 1 mm vuodessa. (Jääskeläinen 2011)

2.2 Soiden luokittelu

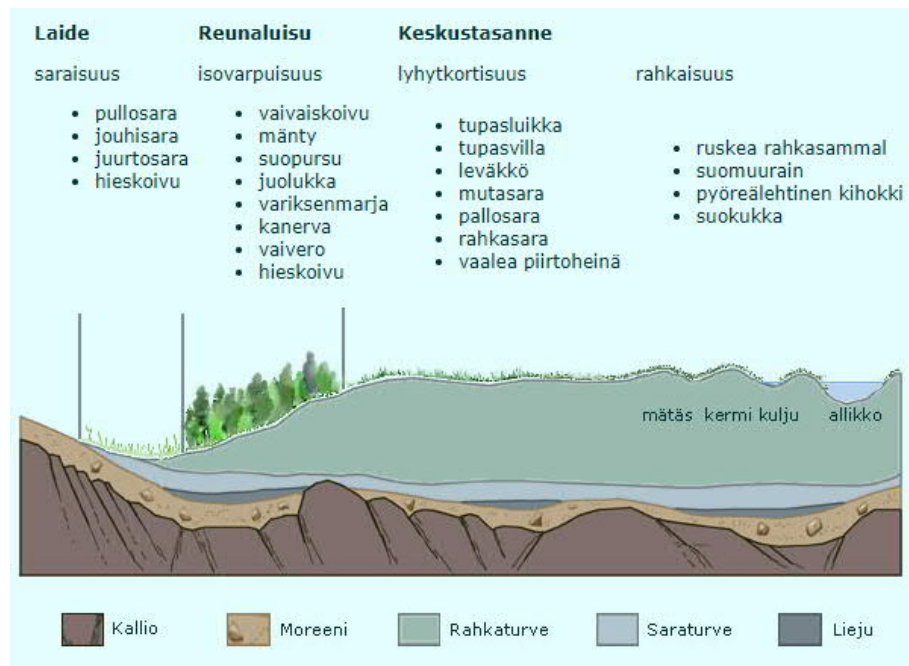
Suomen suot voidaan jakaa niiden ravinnetalouden mukaan kahteen päätyyppiin: kohosoihin ja aapasoihin. Nämä päätyypit muodostuvat useista erilaisista suotyypeistä, joiden ominaisuudet määrittyvät paikallisen ilmaston ja pohjasuhteiden mukaan. Suoyhdistelmätyypit voidaan jakaa kuvan 3 mukaan karkeasti koho- ja aapasuoalueeseen. Kohosoita eli keidassoita on enimmäkseen Etelä-Suomessa, ja Keski- ja Pohjois-Suomessa aapasoita. Maaperäkartassa turpeet jaetaan sara- ja rahkaturpeisiin turpeen alkuperäisen kasvikoostumuksen mukaan. (Haavisto-Hyvärinen & Kutvonen 2007) (Salonen et al. 2002)



Kuva 3. Suomen suoyhdistymätyypit (Haavisto-Hyvärinen & Kutvonen 2007)

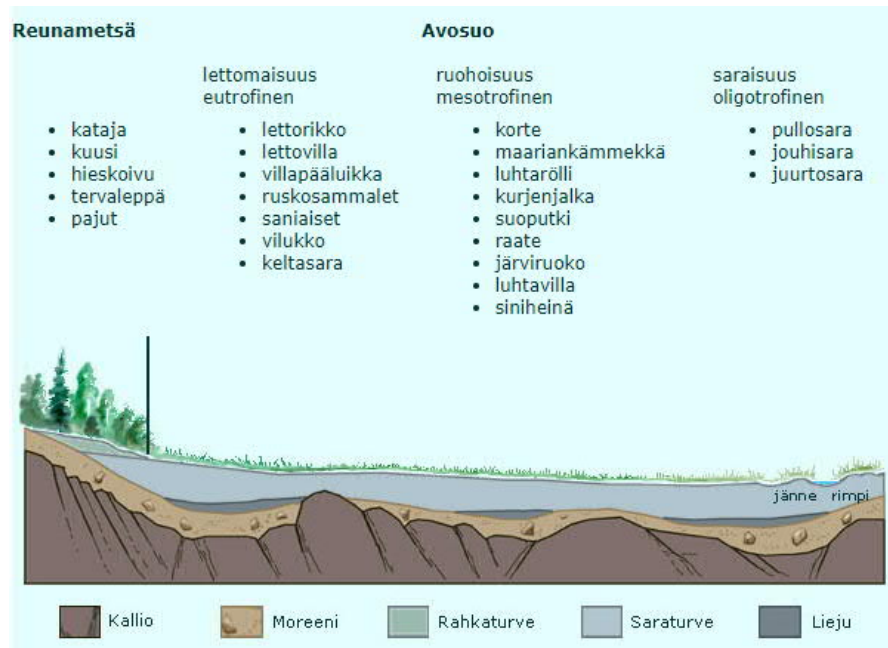
Keidas- eli kohosoiille on tyypillistä se, että turpeen kasvu on kohottanut suon keskiosan reunoja korkeammalle. Kohosuot ovat vähäravinteisia soita, jotka saavat tarvitsemansa

veden sadannasta, koska vain sadevesi pystyy kastelemaan keskiosan kohoumaa. Kohosoiden keskusta on yleensä rahkaturvetta ja laidat saraturvetta. Kohosuon rakenne on esitetty kuvassa 4. (Salonen et al. 2002) (Haavisto-Hyvärinen & Kutvonen 2007)



Kuva 4. Kohosuon rakenne ja kasvillisuus (Haavisto-Hyvärinen & Kutvonen 2007)

Aapasuot saavat tarvitsemansa veden lumen sulamisvesistä ja viereisten kosteikkojen virtausvesistä. Aapasuot ovat pääosin tasaisia tai hieman koveria ja suo ei nouse ympäröivän mineraalimaakerroksen yläpuolelle, toisin kuin kohosoissa. Aapasuot ovat yleensä saraturvevaltaisia. Aapasuon rakenne on esitetty kuvassa 5. (Salonen et al. 2002) Aapasoihin saattaa kulkeutua virtausvesien mukana orgaanista ainetta sekä mineraaleja, mikä kasvattaa epäorgaanisen aineen osuutta turpeessa.



Kuva 5. Aapasuon rakenne ja kasvillisuus (Haavisto-Hyvärinen & Kutvonen 2007)

Suomen suopinta-alasta noin puolet on ojitettu metsätaloukseen. Viljelykseen on raivattu aikoinaan noin 700 000 hehtaaria, josta nykyään noin 250 000 hehtaaria on viljelykäytössä. Aktiivisessa turvetuotannossa noin 50 000 hehtaaria suota. Turpeen poltto kattaa nykyään noin 4 prosenttia Suomen energiahuollosta. Suurin osa suo-ojituksesta on tehty maan eteläosassa, joten siellä luonnontilaiset suot ovat käyneet jopa harvinaisiksi. (Salonen et al. 2002) (Maa- ja metsätalousministeriö 2022)

2.3 Turpeiden luokittelu

Turpeita voidaan luokitella monin tavoin ja eri maissa jaottelu tehdään eri tavoin. Jaottelu voidaan tehdä esimerkiksi turpeen käyttökohteiden, syntyvän tai maatuneisuuden mukaan. Käytännön käyttökohteisiin turpeet jaetaan maatuneisuuden ja pääturvelajin mukaan pintaturpeisiin, väliturpeisiin ja energiaturpeisiin. Väliturpeita voidaan käyttää erilaisiin maanparannus- ja haitta-aineiden sitomistarkoituksiin. Energiaturpeet sopivat polttoaineeksi. (Salonen et al. 2002) Syntyvän mukaan turpeita jaoteltaessa keskitytään siihen, missä biologisissa olosuhteissa turve on muodostunut. Biologian alalla turpeita on tutkittu luultavasti kattavammin kuin geotekniikan alalla. Geotekniikan kannalta turpeen maatuneisuus ja vesipitoisuus ovat sen tärkeimmät ja kuvaavimmat ominaisuudet.

Ruotsalainen Lennart von Post kehitti vuonna 1922 turpeen maatuneisuuden arviontiin menetelmän, jota käytetään vieläkin yleisesti pohjoismaissa. Maatuneisuudella mitataan sitä, kuinka suuri osuus kasvirakenteesta on muuttunut tunnistamattomaksi maatuneeksi

massaksi, jonka kasvirakenne on hävinnyt. Maatumisasteen määrittämisessä turvetta tarkastellaan ensin silmämääräisesti ja määritetään kasvijäännekoostumus. Tämän jälkeen turvetta puristetaan nyrkissä. Maatuneisuus päätellään turpeesta valuvan veden värin, sormien läpi puristuvan amorfisen massan määrästä ja nyrkkiin jäävän puristejäänneksen kimmoisuudesta. (Salonen et al. 2002) Maatumisaste *H* ilmastaan asteikolla 1...10 ja sen tunnistamisopas on esitetty taulukossa 1.

Taulukko 1. *Turpeen maatumisasteen tunnistamisopas Munron (2005) mukaan von Postin asteikolla*

Maatumisaste	Tunnistamisopas
H1	Täysin muuttumaton turve, joka ei sisällä lainkaan mutaa. Kädessä puristettaessa siitä irtoaa vain kirkasta vettä. Kasvien jäänteet ovat vielä selvästi tunnistettavissa.
H2	Käytännössä muuttumaton turve, joka ei sisällä lainkaan mutaa. Kädessä puristettaessa siitä irtoaa melkein kirkasta ja väritöntä vettä. Kasvien jäänteet ovat vielä selvästi tunnistettavissa.
H3	Hyvin vähän maaton tai hyvin vähän mutaa sisältävä turve, josta kädessä puristettaessa irtoaa mutaista vettä, mutta yhtään turvemassaa ei mene sormien välistä. Puristettu jäännös on paksuhko. Kasvien jäännökset ovat menettäneet joitain tunnusmerkkejään.
H4	Hieman maaton tai hieman mutaa sisältävä turve, josta kädestä puristettaessa irtoaa mutaista vettä. Puristettu jäännös on paksuhko. Kasvien jäännökset ovat menettäneet jo enemmän tunnusmerkkejään.
H5	Kohtalaisesti maaton tai mutainen turve. Kasvirakenne silmännähtävä, mutta hieman peittyneenä. Kädessä puristettaessa muutamia amorfisia turpeen osia menee sormien läpi, mutta pääasiassa mutaista vettä. Puristettu jäännös on hyvin paksu.
H6	Kohtalaisen maaton tai hyvin mutainen turve. Kasvien jäänteet ovat epäselvät. Puristettaessa noin 1/3 turveaineksesta menee sormien välistä. Jäännös on erittäin paksu, mutta selkeämpi kasvirakenne kuin puristumattomalla turpeella.
H7	Melko hyvin maaton tai selvästi mutainen turve, mutta kasvien rakenteet ovat vielä nähtävissä. Puristettaessa noin puolet turveaineksesta menee sormien välistä. Jos vettä vapautuu, se on tummaa ja turpeista.
H8	Hyvin maaton ja melko mutainen turve hyvin heikosti erottuvalla kasvirakenteella. Kun puristetaan noin 2/3 turveaineksesta menee sormien läpi ja silloin tällöin paksua nestettä. Jäännös koostuu pääasiassa kestävästä kuiduista ja juurista.
H9	Käytännössä täysin maaton turve tai liejuntapainen turve, jossa kasvien rakenne on melkein näkymätön. Puristettaessa melkein kaikki turveainekset menevät sormien välistä.
H10	Täysin maaton turve tai turvelieju, missä ei ole lainkaan kasvien rakenteita nähtävillä. Puristettaessa turveaineksesta kaikki menee sormien välistä.

Suunnittelukäyttöä silmällä pitäen Helenelund (1975) on suositellut von Postin luokitusta yksinkertaistettavaksi turpeiden geotekniseksi maalajiluokituksiksi. Geoteknisessä maalajiluokituksessa turpeet jaetaan von Postin luokitusta karkeammin raakaturpeisiin (H1...H3), keskinkertaisesti maatuneisiin turpeisiin (H4...H6) ja maatuneisiin turpeisiin (H7...H10) taulukon 2 mukaan.

Taulukko 2. Turpeiden geotekninen maalajiluokitus maatuneisuuden perusteella

Geotekninen maalajiluokitus	Maatumisaste	Sormien lomitse puristuvan veden laatu	Sormien lomitse puristuva osa turvemassasta
Raakaturve	H1: Täysin maatumaton	Kirkas ja väritön	Ei yhtään
	H2: Melkein maatumaton	Lähes kirkas, kellanruskea	Ei yhtään
	H3: Hyvin heikosti maatonut	Samea, ruskea	Ei yhtään
Keskinkertaisesti maatonut turve	H4: Heikosti maatonut	Mutaisen ruskea	Ei yhtään
	H5: Jonkin verran maatonut	Erittäin mutainen, sisältää hiukan turvelietettä	Erittäin vähän
	H6: Kohtalaisesti maatonut	Tumma, sisältää runsaasti turvelietettä	1/3
Maatonut turve	H7: Vahvanlaisesti maatonut	Erittäin tummaa, paksua	1/2
	H8: Vahvasti maatonut	Erittäin paksua	2/3
	H9: Melkein maatonut	Ei vapaata vettä	Lähes kaikki
	H10: Täysin maatonut	Ei vapaata vettä	Kaikki

Raakaturve koostuu pääosin maatumattomista kasvinosista, jotka ovat vielä osaksi eläviä, sitkeitä ja kimmoisia. Puristettaessa näytettä siitä erkaantuu kirkasta tai sameaa vettä. Keskinkertaisesti maatonneessa turpeessa maatumisprosessi on jo muuttanut turpeen olomuotoa. Puristettaessa näytettä siitä erkaantuu mutaista vettä ja turve puristuu osin sormien välistä. Maatonut turve on tummaa, puuromaista massaa. Puristettaessa suurin osa näytteestä pursuu sormien välistä. Maatonut turve on kuivana tummanruskeaa, helposti murenevaa ja pölyävää massaa. (Ratahallintokeskus 2006)

Von Postin luokitusta täydentäviä muita turpeen fysikaalisia ominaisuuksia ovat kuituisuus, juuripitoisuus ja puujäänteiden määrä turpeessa. Näitä luokituksia ei enää kuitenkaan yleensä käytetä käytännön suunnittelutehtävissä. Muun muassa Suomessa ja Ruotsissa käytetään nykyisin vain von Postin luokituksen maatonneisuutta koskevaa osaa. On kuitenkin selvää, että turpeen kuitu- ja juuripitoisuudella sekä puujäänteiden määrällä on huomattava vaikutus turpeen ominaisuuksiin. (Ratahallintokeskus 2006)

Turpeen maatonneisuuden arviointi von Postin asteikolla on aina enemmän tai vähemmän subjektiivinen prosessi. Pjajtshenko esitti vuonna 1958 laboratoriokäyttöön soveltuvan menetelmän, joka perustuu maatumisasteen ja täysin kuivan sekä tuhkatoman turpeen tilavuuspainon väliseen riippuvuuteen. (Raitio & Huttunen 1976) Pjajtshenkon

maatumisaste R ilmastaan prosentteina. Käytännön geotekniikan tarpeisiin von Postin asteikko on yleensä kuitenkin riittävä ja käytetyin Suomessa.

Turpeen maatumisprosessi hidastuu huomattavasti siinä vaiheessa, kun turvekerrostuma jää pysyvästi pohjaveden pinnan alle. Turpeen maatumisaste siis säilyy käytännössä muuttumattomana pohjaveden pinnan alla, koska hapettomissa oloissa turve maatuu huomattavasti hitaammin kuin hapellisissa oloissa. (Salonen et al. 2002) Geotekniikassa rakenteiden käyttöikä suunnitellaan tyypillisesti 100 vuoden ajalle. Tässä ajassa turpeen maatuneisuusaste muuttuu todennäköisesti merkityksettömän vähän.

2.4 Turpeen geotekniset ominaisuudet

Geoteknisessä maalajiluokituksessa maalajit jaetaan geologisen syntyvän, humuspitoisuuden ja raekoostumuksen perusteella maalajiryhmiin: eloperäiset, hienorakeiset ja karkearakeiset maalajit sekä moreenimaalajit. (Ronkainen 2012) Eloperäiset maalajit koostuvat pääosin eloperäisestä aineksesta tai sisältävät eloperäistä ainesta yli 20 painoprosenttia. Pohjoismaissa turpeella ymmärretään yleisesti paikalla syntyneitä orgaanisia muodostumia. Muualla syntyneitä ja veden kuljettamia kerrostuneita orgaanisia maalajeja tavataan kuitenkin usein samoilla alueilla kuin turvetta. Muut maalajit kuuluvat kivinäismaalajeihin, jotka ovat syntyneet kallioperästä irronneesta ja hienontuneesta kiviaineksesta. Maalajiryhmät ja niiden ominaisuudet on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. *Maalajiryhmät geoteknisessä maalajiluokituksessa (Ronkainen 2012)*

Maalajiryhmä	Lyhennys	Ominaisuudet
Eloperäiset maalajit	E	Maalaji koostuu pääasiallisesti eloperäisestä aineksesta tai sisältää eloperäistä ainesta > 20 paino-%
Hienorakeiset maalajit	H	Lajittuneet hienorakeiset maalajit Hienoainespitoisuus ($\leq 0,06$ mm) ≥ 50 % Humuspitoisuus ≤ 20 paino-%
Karkearakeiset maalajit	K	Lajittuneet karkearakeiset maalajit Hienoainespitoisuus < 50 %
Moreenimaalajit	M	Lajittumattomat, useita eri lajitteita sisältävät maalajit

Turve on eloperäinen maalaji, joka koostuu eriasteisesti maatumista suokasvien jäänteistä ja niiden välitilan täyttävästä vedestä. Turve ei ole kuitenkaan eloton materiaali, vaan siinä tapahtuu jatkuvasti hidasta maatumista, joka vaikuttaa turpeen kuituihin ja muodostaa biokaasuja. Vaikka turve on pääsääntöisesti pohjaveden pinnan alla, se ei kuitenkaan ole kokonaan vedellä kyllästynyttä, koska turpeen maatumisprosessissa muodostuu kaasuja, kuten hiilidioksidia ja metaania. (O'Kelly 2017) Turpeelle on ominaista erittäin korkea vesipitoisuus, korkea orgaanisen aineen osuus sekä alhaiset kiinto- ja irtotiheydet.

Tutkijoiden välillä on erimielisyyttä siitä, kuinka paljon turpeen alkuperäinen kasvikoostumus vaikuttaa lujuus- ja jäykkyysominaisuuksiin. Farrellin (2012) mukaan alkuperäisellä kasvikoostumuksella on merkittävä vaikutus lujuus- ja jäykkyysominaisuuksiin, kun taas Mesrin & Ajlounin (2007) mukaan turpeen lujuus- ja jäykkyysominaisuudet ovat suhteellisen riippumattomia kasvikoostumuksesta. Tutkittua tietoa alkuperäisen kasvikoostumuksen vaikutuksesta turpeen edellä mainittuihin ominaisuuksiin on vähän. Lisäksi turvetta muodostavia kasviryhmiä on maailmanlaajuisesti useita.

Koska turve on niin kokoonpuristuvaa ja vähälujuuksista, sen käyttöä rakennuspohjana halutaan yleensä välttää. Jos turvepohjamaalle täytyy rakentaa, turve korvataan usein nykyään mineraalimaalla massanvaihdolla. Osittain tämän seurauksena turpeen geoteknisiä ominaisuuksia ei ole tutkittu niin paljon kuin vastaavia mineraalimaalajien ominaisuuksia. Turpeen käyttäytymistä mallinnetaan usein epäorgaanisten savien lailla. Turve on kuitenkin orgaaninen maalaji, eikä sen käyttäytyminen vastaa savien käyttäytymistä. (den Haan 1997)

Turve on geoteknisiltä ominaisuuksiltaan haastava materiaali, johtuen myös sen maatuneisuuden aiheuttamasta heterogeenisestä luonteesta. Maatuneisuusasteikon alkupäässä olevilla raakaturpeilla on selvästi näkyvissä vain vähän maatuneita kuituisia kasvien jäänteitä. Maatuneet turpeet asteikon toisessa päässä puolestaan ovat tasaista massaa, joka ei sisällä tunnistettavia kasvinosia. Maatuneet turpeet muistuttavat ominaisuuksiltaan ja ulkonäöltään vähän savea. Turpeen ominaisuudet vaihtelevat maatuneisuuden mukaan saman turvekerrostuman sisällä vaaka- ja pystysuunnassa. Pystysuuntainen ominaisuuksien vaihtelu voi olla merkittävää ja riippuu turpeen muodostumisolosuhteista kunkin kerroksen muodostumisen aikana. (Munro 2005)

2.4.1 Koostumusominaisuudet

Turpeen geotekniikan kannalta määräävin ominaisuus on sen korkea vesipitoisuus. Vesipitoisuus määritellään kivennäismaalajien tapaan prosentteina kuivapainosta. Luonnontilaisen turpeen vesipitoisuus vaihtelee yleensä 500...2000 % välillä. Vesipitoisuus vaikuttaa turpeen painumiseen kuormituksen alla. Mitä korkeampi turpeen vesipitoisuus on, sitä enemmän turve kokoonpuristuu kuormituksen alla. Jos luonnontilaisen turpeen vesipitoisuus on alle 500 %, on se yleensä merkki korkeammasta epäorgaanisen, eli mineraaliaineen osuudesta turpeessa. (Munro 2005)

Ronkainen (2012) on tutkinut tilastollisessa selvityksessään suomalaisia maaperänäytteitä. Selvityksen mukaan turvenäytteiden vesipitoisuus vaihteli pääasiassa 450...900 %

välillä. Vesipitoisuuden keskiarvo tutkimuksessa oli 710 %. Tutkimus perustui 172 turvenäytteeseen. Luonnontilaisen turpeen tyypillisiä ominaisuuksia on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4. *Luonnontilaisen turpeen tyypillisiä ominaisuuksia (Munro 2005)*

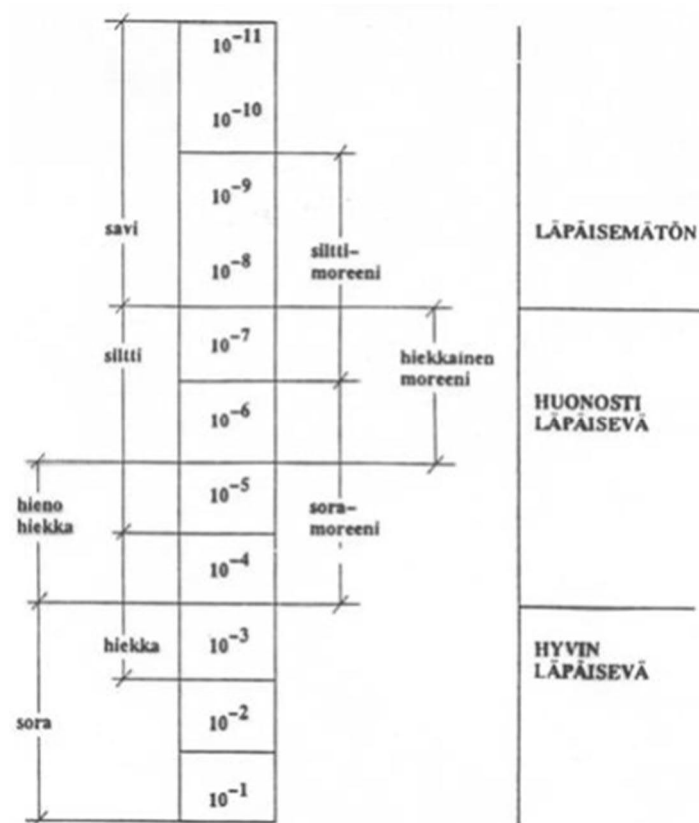
Ominaisuus	Turvetyyppi		
	Raakaturve	Keskinkertaisesti maatonut turve	Maatonut turve
Vesipitoisuus (%)	700...2000	500...1200	500...900
Tuhkapitoisuus (%)	1,5...3	3...8	8...30
In situ irtotiheys (kg/m ³)	900...1100	900...1100	900...1100
Kuiva irtotiheys (kg/m ³)	40...70	70...100	100...140
Huokosluku	10...25	8...17	7...13
Vedenläpäiseväisyys (m/s)	10 ⁻⁵ ...10 ⁻⁶	10 ⁻⁶ ...10 ⁻⁷	10 ⁻⁷ ...10 ⁻⁸

Turpeen kiinteä aines koostuu humuksesta ja mineraaleista eli epäorgaanisesta aineksesta. Turpeen humuspitoisuus selvitetään polttamalla turvetta hehkutusuunissa. Turpeen humuspitoisuus on tyypillisesti 95...99 %. Kääntäen turpeen tuhkapitoisuus vaihtelee Munron (2005) mukaan 1,5...30 % välillä.

Turpeen kokonaistilavuuspaino on merkittävästi alhaisempi kuin mineraalimaalajeilla. Turpeen kokonaistilavuuspaino on yleensä 10...11 kN/m³, kun taas mineraalimaalajeilla kokonaistilavuuspaino vaihtelee 16...19 kN/m³ välillä maalajista riippuen. Ronkaisen (2012) mukaan suomalaisten turpeiden tilavuuspaino on keskimäärin 10,4 kN/m³. Turpeen kokonaistilavuuspaino riippuu eniten sen vesipitoisuudesta.

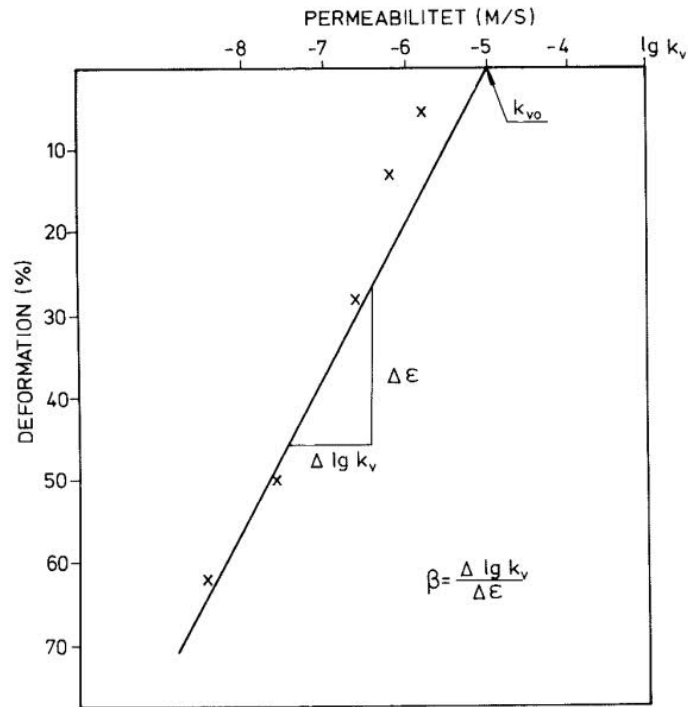
Huokosluku on huokosten tilavuuden ja kiinteän aineksen tilavuuden välinen kerroin. Huokosluku indikoi maan kokoonpuristuvuutta ja vedenläpäisevyyttä. Munron (2005) mukaan luonnontilaisen turpeen huokosluku vaihtelee 7...25 välillä, eli luonnontilaisen turpeen huokosluku on huomattavan korkea. Suomalaisilla savilla huokosluku vaihtelee tyypillisesti 1...4 välillä. (Selänpää 2021)

Kuvassa 6 on esitetty suomalaisten maalajien tyypillisiä vedenläpäisevyysskertoimia. Luonnontilaisen turpeen vedenläpäiseväisyys vaihtelee tyypillisesti välillä 10⁻⁵...10⁻⁷ m/s, mikä vastaa likimäärin erilaisten moreenimaalajien vedenläpäisevyyssarvoja.



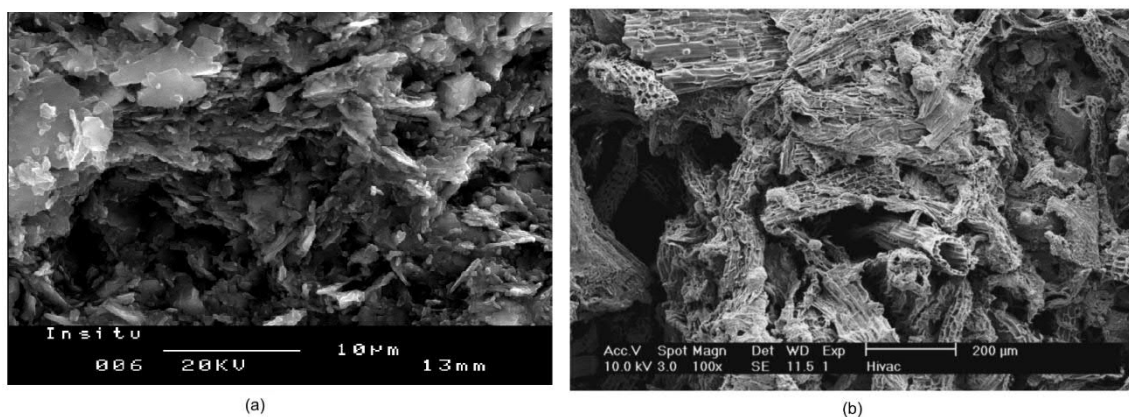
Kuva 6. Maa-ainesten vedenläpäisevyyden likimääräinen arviointi (Ympäristögeotekniikan perusteet)

Turpeen vedenläpäiseväisyys kuitenkin pienenee kuormituksen alla nopeasti ja vanhan ratapenkereen alla olevan turpeen vedenläpäiseväisyys voi olla jopa 10^{-10} ... 10^{-11} m/s, eli se on käytännössä kokonaan vettä läpäisemätön. (Munro 2005) Kuvassa 7 on esitetty turpeen muodonmuutoksen ja vedenläpäisevyyden välinen periaatteellinen suhde.



Kuva 7. Turpeen muodonmuutoksen ja vedenläpäisevyyden suhde (Carlsten 1988)

Turpeen ominaisuuksia rinnastetaan mineraalimaalajeista usein saveen, mutta turve on mikroskooppiselta rakenteeltaan hyvin erilasta kuin kivennäismaalajit. Turve koostuu eriasteisesti maatuneista suokasvien jäänteistä ja niiden välisen tilan täyttävästä vedestä. Mineraalimaalajit koostuvat kalliosta irronneista ja hienonneista maapartikkeleista. Kuvassa 8 on esitetty saven ja turpeen pyyhkäisyelektronimikroskoopilla kuvattu mikroskooppinen rakenne eri mittakaavoissa.



Kuva 8. Pyyhkäisyelektronimikroskoopin kuvaa (a) saven ja (b) raakaturpeen rakenteesta (Länsivaara 1999) (Mesri & Aljouni 2007)

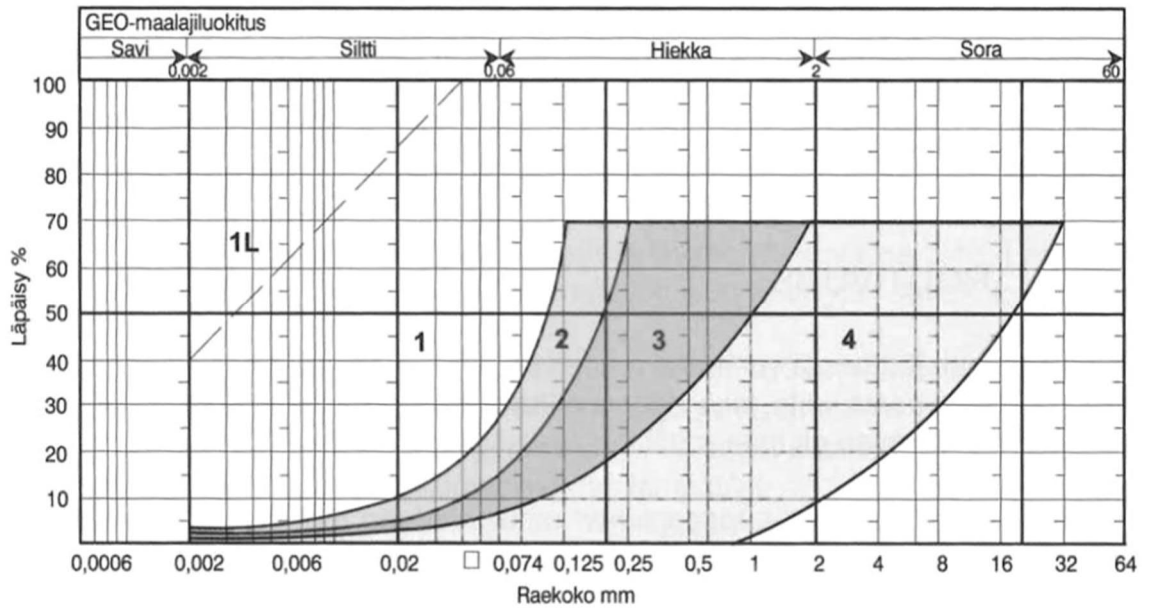
2.4.2 Routa ja routivuus

Suomen olosuhteissa routa on jokavuotinen ilmiö. Routa tarkoittaa maassa olevan veden jäätyminen johdosta kovettunutta maakerrosta. Routan syntyminen edellyttää maan lämpötilan laskemista alle 0 °C, jolloin maassa oleva vesi alkaa jäätymään. Routa lisää maan lujuttua ja kasvattaa maan kantavuutta.

Routivuudella tarkoitetaan maassa olevan veden jäätyessä syntyvää kerrosroutaa, joka kasvattaa maan tilavuutta aiheuttaen routanousuja. Routiminen on kaikkien maanvaraisesti perustettujen rakennusten ja liikenneväylien kannalta merkittävä häiritsevä tekijä. Routimisessa routivaan maakerrokseen imeytyy kapillaarisesti vettä, joka jäätyy yhdeksi tai useammaksi jäälinssiksi. Maan sisällä olevat laajenevat jäälinssit peilautuvat maanpinnalle routanousuna.

Routimisilmiön edellytyksiä ovat vedellä kyllästyneen maan jäätyminen siten, että maan pieni vedenläpäisevyys estää jäätyneen ja laajentuneen veden aiheuttaman paineen purkautumisen sivuille ja alaspäin. Jotta routiminen pääsisi etenemään, tarvitsee jäätyvään maahan virrata uutta vettä. Kun jäätyvään maakerrokseen imeytyy jatkuvasti lisää vettä, maan vesipitoisuus kasvaa jäätyiskauden aikana huomattavasti suuremmaksi kuin syksyllä ja jäätyneet vesi paisuttaa routivan maan tilavuutta. (Rantamäki et al. 1979.)

Mineraalimaalajeilla maalajien routivuutta voidaan arvioida yleisesti rakeisuuskäyrän perusteella kuvan 9 mukaan. Rakeisuuteen perustuvassa menetelmässä kaikki alueella 1 olevat maalajit ovat routivia. Alueilla 2, 3 ja 4 olevat maalajit ovat routimattomia, edellyttäen että niiden rakeisuuskäyrä ei leikkaa alueen vasenta reunaa. Suomen maaperästä valtaosa on moreenia, joka on yleensä routivaa. Lisäksi routivia maalajeja ovat savet, siltit ja hienot hiekat. (Jääskeläinen 2011) Turpeen mineraalimaalajeista poikkeavan rakenteen vuoksi vastaava raekokojakaumaan perustuva routivuuden arviointi ei onnistu.



Kuva 9. Routivuuden määrittäminen rakeisuuden perusteella (RIL 261-2013).

Maatunut ja tiivistynyt turve saattaa olla routivaa. Tiivistyneen turpeen vedenläpäisevyys on pieni, mutta toisaalta kapillaarinen nousukyky on kohtuullisen suuri, jolloin linssien muodostuminen on mahdollista. Turpeen lämmöneristävyys on suhteellisen suuri, jolloin roudan syvyys turpeessa jää selvästi pienemmäksi kivennäismaalajeihin verrattuna. Routalinssien muodostumisesta aiheutuva routapaine pääsee näin purkautumaan roudan alapuoliseen, pehmeään maakerrokseen, jolloin maanpinnalla ei tapahdu routanousua. Lisäksi voimakkaasti konsolidoituneilla turpeilla voi hyvin pieni vedenläpäisevyys rajoittaa veden virtausnopeutta jäätymisvyöhykkeeseen ja siten pienentää turpeen routivuutta. Tätä tukee myös routanousuhavaintojen puuttuminen turveosuksilta. Turpeen routuminen harvoin aiheuttaa rautateillä routanousua, koska turvekerros pääsee jääty-mään vain pintaosastaan, jolloin routaturpoaman alapuolelle jää vielä jäätymätöntä turvetta. (Uotila 2013)

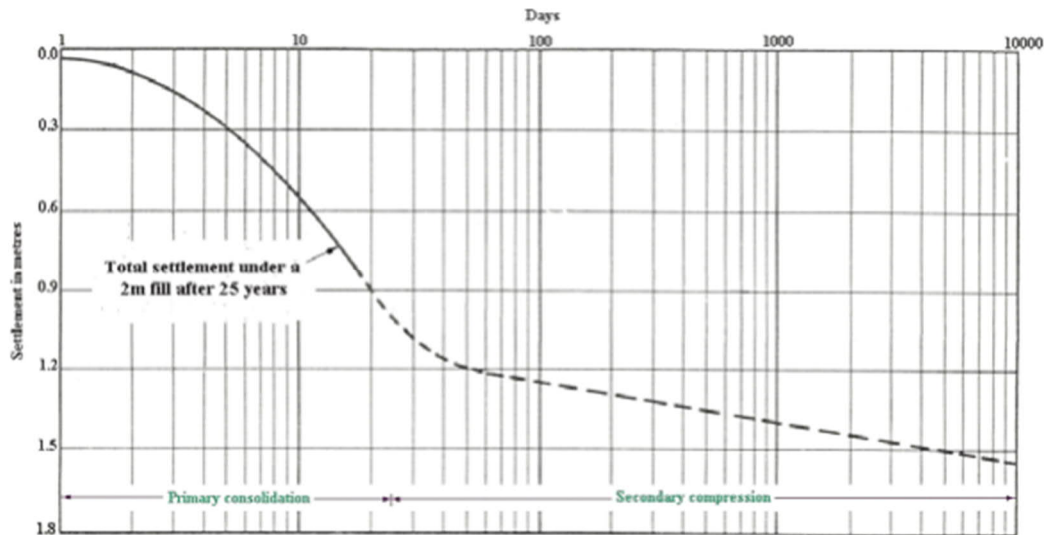
Turpeen routaturpoama on samaa suuruusluokkaa saven, silttisen hiekan ja silttisen hiekkamoreenin kanssa. Toisaalta turve toimii itsessään alhaisen lämmönjohtokyvyn ansiosta routaeristeen tapaan, jolloin tiepenkereen alainen turvekerros voi ehkäistä turpeen alapuolisen maan routimista ja siten pienentää radan routanousua. (Uotila 2013)

2.4.3 Painumaominaisuudet

Rakennustekniseltä kannalta turpeen suuri kokoonpuristuvuus on sen merkittävin ominaisuus. Turve on voimakkaasti kokoonpuristuva maalaji johtuen sen suuresta vesipitoi-

suudesta ja suhteellisen suuresta vedenläpäisevyydestä. Sekä kenttä- että laboratoriohavainnot osoittavat, että turpeelle perustetut penkereet painuvat nopeasti rakennusaikana ja sen jälkeen painuminen etenee hitaammin. (Ratahallintokeskus 2006)

Munron (2005) mukaan turpeen painumaominaisuudet voidaan jakaa kahteen osaan: konsolidaatioon ja sekundääripainumaan. Konsolidaatio on prosessi, jossa maa-aineksen tilavuus vähenee veden poistumisen seurauksena. Sekundääripainumalla tarkoitetaan ajasta riippuvasta turpeen kuitujen ja orgaanisen rakenteen kokoonpuristumista. Konsolidaation ja tiivistymisen vaiheet on selitetty yksinkertaisesti ja selkeässä järjestyksessä, ensin konsolidaatio, sitten tiivistyminen. Todellisuudessa kaikki turvetta kuormitettaessa tapahtuvat prosessit ovat monimutkaisia ja konsolidaation ja sekundääripainuman eri vaiheet tapahtuvat osin samaan aikaan. Kuvassa 10 on esitetty esimerkki turpeen painumakäyttäytymisestä 2 metriä paksun täyttökerroksen alla.



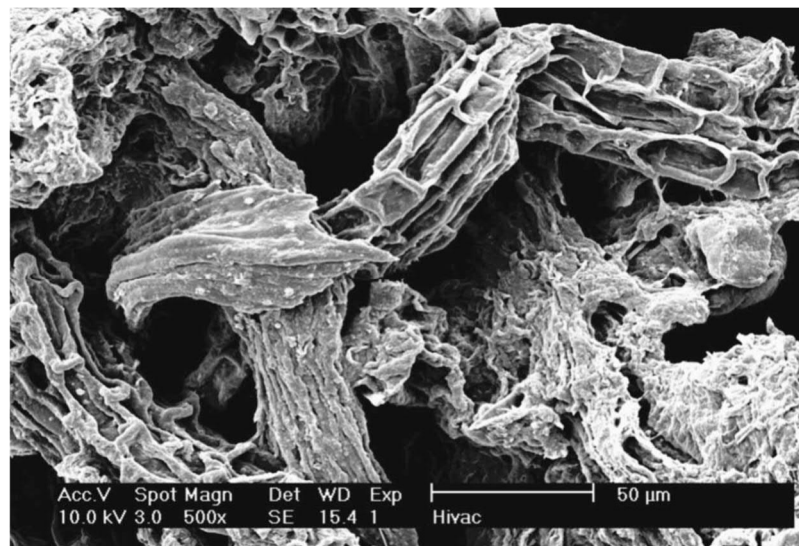
Kuva 10. Turpeen painumakäyttäytyminen (MacFarlane 1969)

Koska luonnontilaisen turpeen vesipitoisuus ja vedenläpäiseväisyys ovat hyvin suuria, turpeen tilavuus pienenee konsolidaation aikana merkittävästi. Turpeen konsolidaatio tapahtuu yleensä päivissä kuormituksen lisäämisen jälkeen, kuten kuvasta 10 nähdään. Konsolidaation aiheuttaman painuman suuruus riippuu kuormituksen suuruudesta ja turvekerroksen paksuudesta. Turpeen kokoonpuristumassa konsolidaation suuruus saattaa olla 50 % kokonaispainumasta. Konsolidaatiovaihe päättyy, kun kaikki kuormituksen aiheuttama ylimääräinen huokosvedenpaine on purkautunut. Turpeen painuma kuitenkin jatkuu hitaampana sekundääripainumana.

Turpeen sekundääripainuma on jatkuvasti tapahtuva painumatyyppi, joka aiheutuu vakiokuormituksen tai -jännityksen vaikutuksesta. Sekundääripainuma on ajasta ja lämpö-

tilasta riippuvaa pysyvää eli plastista muodonmuutosta. Sekundääripainumassa ei tapahdu huokospaineen purkautumista. Pitkäaikainen sekundääripainuma tapahtuu turpeilla hitaasti painuma-ajan ollessa jopa useita kymmeniä vuosia. Maatuneilla turpeilla sekundaaripainuman osuus voi olla suhteellisesti suurempi kuin konsolidaation aiheuttama painuma. (Kauranne et al. 1972) Sekundääripainuman nopeuden voidaan olettaa olevan suunnilleen lineaarinen suhteessa ajan logaritmiin kuvan 10 mukaan. Sekundääripainumaan voi vaikuttaa myös turpeen muodostaminen kaasujen purkautuminen ja huokosvedenpaineen laskun aiheuttama tiivistyminen ja turpeen hidas maatuminen. Sekundääripainuman seurauksena turpeen vedenläpäiseväisyys pienenee usein vettä läpäisettömään arvoon. Turpeen hidas maatuminen voi myös osaltaan vaikuttaa sekundääripainumaan.

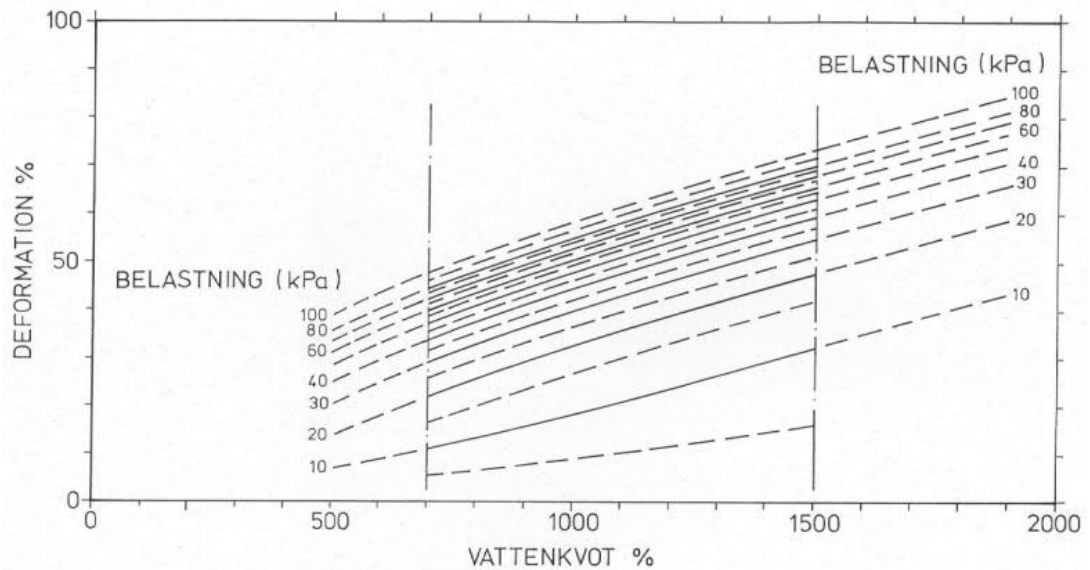
Yksi selitys turpeen ja muiden eloperäisten maalajien sekundääripainumalle perustuu mikro- ja makrohuokosiin. de Josselin de Jong (1968) esitti, että konsolidaation aikana vesi poistuu ainoastaan turpeen makrohuokosista, jossa huokosvedenpainetta mitataan. Sekundääripainuman aikana huokosvesi purkautuu vähitellen turpeen pienemmistä mikrohuokosista suurempiin makrohuokosiin. Mikroskooppitason ja in-situ-tutkimuksiin perustuen yleinen käsitys on, että turpeen hiipumaa eli kuitujen ja orgaanisen rakenteen kokoonpuristumista tapahtuu sekä konsolidaation että sekundääripainuman aikana. (Zhang & O'Kelly 2013) Kuvassa 11 on esitetty pyyhkäisyelektronimikroskoopin kuvaa turpeesta, jossa on huomattavan suuria mikrohuokosia.



Kuva 11. Pyyhkäisyelektronimikroskoopin kuvaa turpeesta, jossa on huomattavan suuria mikrohuokosia (Mesri & Aljouni 2007)

Turpeelle ominainen piirre on korrelaatio kokoonpuristuvuuden ja luonnontilaisen vesipi-toisuuden välillä. Tällainen vuorosuhde on kuitenkin aina paikallinen ja riippuu esimer-

kiksi paikallisen turpeen ominaisuuksista. Kuvassa 12 on esitetty turpeen kokoonpuristumisen ja vesipitoisuuden välinen yhteys ruotsalaisten kokemusten perusteella (Carlsten 1988).



Kuva 12. Turpeen kuormituksen, kokoonpuristumisen ja vesipitoisuuden välinen yhteys (Carlsten 1988)

Turvekerroksen suhteellinen muodonmuutos on suurusluokaltaan yleensä noin 50 % kerrospaksuudesta. Kun turvetta kuormitetaan, sen vedenläpäiseväisyys pienenee nopeasti. Samalla aika-painuma-tarkasteluissa käytettävä konsolidaatiokerroin c_v , joka kuvaa painumanopeutta muuttuu jopa satakertaisesti. Tästä johtuen c_v :n arvoa on korjattava painumalaskennan aikana. Saven vedenläpäiseväisyys muuttuu kuormituksen alla merkittävästi vähemmän kuin turpeella. Tällöin saven painumanopeus ja sen myötä c_v -kerroin muuttuu vähemmän, kuin turpeella. (Ratahallintokeskus 2006)

2.4.4 Lujuusominaisuudet

Leikkauslujuus on tärkein maaperän lujuusominaisuuksista. Leikkauslujuus määrää pitkälti maapohjan kantavuuden rakenteiden alla, maaluiskien vakavuuden ja maaperästä tukiseiniin ja -muureihin kohdistuvat paineet. Kaikissa näissä tilanteissa maahan muodostuu pintoja tai vyöhykkeitä, joita pitkin maa pyrkii murtohetkellä leikkautumaan ja maan leikkauslujuus vastustaa näitä murtavia voimia. (Jääskeläinen 2011)

Maan lujuutta voidaan mallintaa tehokkaiden parametrien eli koheesion (c) ja kitkakulman (ϕ) tai suljetun leikkauslujuuden (s_u) avulla. Se, kumpaa näistä käytetään, riippuu maan tilasta ja kuormitustilanteen nopeudesta. Suljetussa tilassa maan tilavuus ei muutu ja maassa oleva huokosvesi ei pääse purkautumaan. Vaihtoehtoisesti kuormitus on niin

nopeaa, että huokosvesi ei ehdi virtaamaan pois, vaan maahan kertyy kuormituksen takia huokosvedenpainetta. Tällöin voidaan katsoa, että maa on suljetussa tilassa ja leikkauslujuutta mallinnetaan suljetun leikkauslujuuden (s_u) avulla. Avoimessa tilassa maan tilavuus voi muuttua ja mahdollinen huokosvedenpaine pääsee purkautumaan. Tällöin lujuuden mallintamiseen käytetään tehokkaita parametreja, koheesiota (c') ja kitkakulmaa (φ'). (Selänpää 2021)

Hienorakeisissa mineraalimaalajeissa, kuten savessa leikkauslujuus koostuu maahiukkasten välisistä kiinnevoimista, sekä hiukkasia ympäröivien vesivaippojen ja itse hiukkasten välisistä sähköstaattisista voimista. Tätä voimaa kutsutaan koheesioksi. Koheesio suuruuteen vaikuttavat eniten maan rakeisuus ja vesipitoisuus. Karkearakeisissa maalajeissa kuten sorassa, leikkauslujuus muodostuu maarakeiden välisestä kitkasta, joka aiheutuu maarakeiden välisestä hankauksesta. Leikkauslujuus muodostuu normaalin kitkan tapaan kitkapinnassa vaikuttavan normaalijännityksen ja kitakertoimen tulona. Maan kitkakulmaan vaikuttavat maan raekoostumus, rakeiden muoto ja pyöristyneisyys sekä maan tiiviys. (Rantamäki et al. 1979) Tehokkaiden parametrien mukainen leikkauslujuus voidaan määrittää Mohr-Coulombin kaavalla 1.

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan\varphi', \quad (1)$$

jossa T_f on maan leikkauslujuus, c' on tehokas koheesio ja φ' on tehokas kitkakulma.

Turve on eloperäinen maalaji, joka koostuu eri asteisesti maatuneista kasvinosista ja niiden kuidusta. Turpeen tehokkaan kitkakulman arvoon luultavasti vaikuttavat sen sisältämät kuidut. Raakaturpeelle on useissa tutkimuksissa määritetty kolmiaksaalikoikkeella avoimessa tilassa todella suuria kitkakulma-arvoja 50...55°. Vastaavissa kokeissa pehmeän saven ja silttisien maiden kitkakulman arvoksi saatu alle 35°. (O'Kelly 2017) Turpeen suuret muodonmuutokset kuormitettaessa vaikeuttavat monien hienorakeisten kivennäismaalajien yhteyteen sopivien menetelmien käyttöä turpeen leikkauslujuuden määrittämiseen. (Ratahallintokeskus 2006)

Savien, kuten myös turpeen leikkauslujuuden mallintamiseen käytetään yleensä suljettua leikkauslujuutta, koska maan lujuuden mallintaminen tehokkaiden parametrien avulla on haastavaa. Maan lujuuden mallintaminen tehokkaita parametreja käyttäen vaatii myös huokosvedenpaineen mallintamista. Saven ja turpeen suljettua leikkauslujuutta voidaan myöskin helposti mitata siipikairalla in-situ. Savien ja turpeiden suljettua leikkauslujuutta käytetään yleisesti Suomessa stabiliteetti- ja kantavuuslaskemissa.

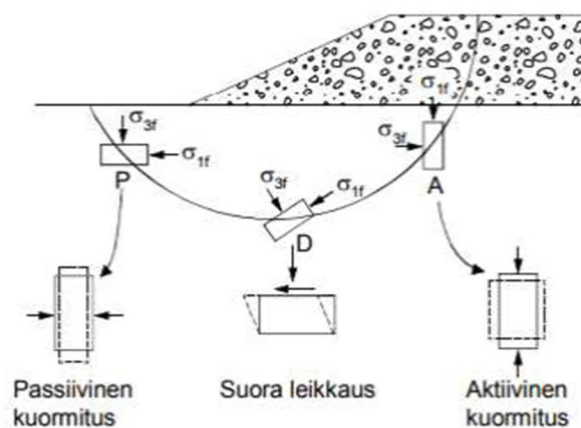
Luonnontilaisen turpeen suljettuun leikkauslujuuteen vaikuttaa turpeen maatuneisuusaste, turpeen vesipitoisuus, ja jossain määrin turpeen mineraalipitoisuus. Luonnontilaisen turvekerrotustuman lujuus kasvaa harvoin syvemmillä kerrotustumassa, toisin kuin

savikerrostumissa, joissa lujuuden kasvu on yleistä. Tämä johtuu siitä, että luonnontilaisessa turvekerroksessa pohjaveden pinta on lähellä maan pintaa, ja pohjaveden noste kumoaa yläpuolisen turpeen painon, joten turve ei konsolidoidu yläpuolisen turpeen painosta. Turpeen lujuus saattaa jopa laskea syvemmällä kerrostumassa, jos turve muuttuu maatuneemmaksi syvemmälle mennessä. (Munro 2005)

2.4.5 Anisotropia

Maaperän ominaisuudet, kuten vedenläpäiseväisyys-, muodonmuutos- ja lujuusominaisuudet ovat suunnasta riippuvaisia eli anisotrooppisia. Maan anisotropia koostuu osittain maalajin luontaisesta anisotropiasta ja kuormituksen aiheuttamasta anisotropiasta. Luonnontilaisen turpeen anisotropia on pääosin luontaista johtuen turpeen muodostumistavasta. Turpeen kasvijäänteet ovat suurimmaksi osaksi kerrostuneet vaakatasoon, joka tarkoittaa sitä, että suurin osa kuidusta on vaakatasossa. Tämän vuoksi turpeen vaakasuuntainen leikkauslujuus voi olla merkittävästi alempi kuin pystysuuntainen leikkauslujuus. Kuormituksen aiheuttama anisotropia turpeessa on luontaista anisotropiaa vähäisempää. (Selänpää 2021)

Maaperässä mobilisoituva leikkauslujuus muuttuu liukupinnan muodon mukaan. Varsinkin raakaturpeilla luontaisen anisotropian vuoksi leikkauslujuus ja suljettu leikkauslujuus (s_u), tehokas koheesio (c') ja tehokas kitkakulma (ϕ') vaihtelevat turvekerrostumilla leikkauspinnan mukaan suhteessa kuitujen pääsuuntaan. (O'Kelly 2017) Kuvassa 13 on esitetty eri leikkaustapaukset liukupinnalla maaperässä penkereen alla.



Kuva 13. Kuormitustapaukset eri liukupinnan osissa (Liikennevirasto 2018b)

Anisotrooppista lujuutta voidaan mallintaa Active-Direct-Passive-menetelmällä (ADP). Aktiivisessa kuormituksessa maahan kohdistuva pystysuuntainen jännitys on suurin. Sul-

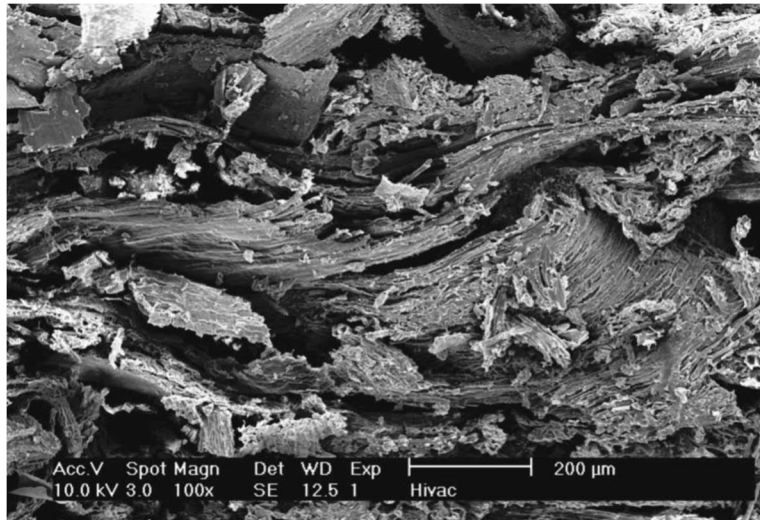
jettu leikkauslujuus aktiivisessa kuormitustapauksessa voidaan määrittää kolmiaksaalisella puristuskokeella. Liukupinnan alaosassa, vaakatason lähellä, maa on suorassa leikkauksessa. Suoran leikkauksen kuormitustapauksessa suljettu leikkauslujuus voidaan määrittää siipikairauksen tai DSS-kokeen avulla. Passiivisessa kuormitustilanteessa maa on vetojäännityksessä. Passiivisessa kuormitustapauksessa suljettu leikkauslujuus voidaan määrittää kolmiaksaalisella vetokokeella. Anisotrooppisia leikkauslujuuksia voidaan soveltaa mukauttamalla leikkauslujuuden arvoja sopivilla kertoimilla vastaaviin leikkaustestin tuloksiin liukupinnan eri osissa. (Selänpää 2021)

2.4.6 Turpeen lujittuminen

Kuten kappaleessa 2.1 mainittiin, turve on suhteellisen tuore maalaji. Turve on muodostunut vasta jäätikön vetäytyttyä jääkauden loputtua, Suomessa noin 10 000 vuotta sitten. Turve ei ole esikonsolidoitunut jäätikön painon alla. Tämä aiheuttaa sen, että turpeen konsolidaatiojäännitys ylittyy pienestäkin kuormituslisäyksestä.

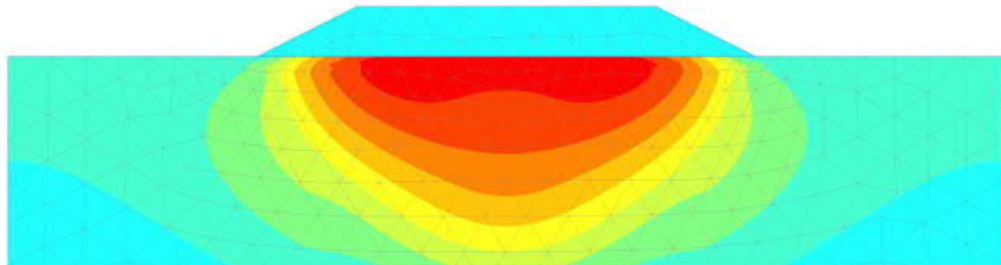
Turpeen leikkauslujuus kasvaa tehollisen jännityksien kasvaessa, kun turve konsolidoituu. Sekundääripainumassa tapahtuu turpeen hiipumaa, eli kuitujen ja orgaanisen rakenteen kokoonpuristumaa. Nämä prosessit aiheuttavat sen, että kuidut ja turverunko tiivistyy ja koossapitävä voima kasvaa. (Vestberg et al 2016)

Tätä turpeen leikkauslujuutta kasvattavaa ilmiötä kutsutaan turpeen lujittumiseksi. Esimerkiksi jos vanha ratapenger on ollut paikallaan niin kauan, että maa on konsolidoitunut lisäkuorman vaikutuksen alaisena, niin maan lujuus on kasvanut. Jos turpeen alkuperäinen konsolidaatiojäännitys on ylittynyt penkereen rakentamisen yhteydessä ja penkereen painumat ovat olleet suuria, niin lujuuden kasvukin on ollut merkittävää. Kuvassa 14 on esitetty pyyhkäisyelektronimikroskoopin kuvaa 200 kPa kuormituksen alaisena olevasta turpeesta. Kuvasta nähdään, miten vesi on poistunut turpeen mikro- ja makrohuokosista ja turve on paljon tiiviimpää massaa kuin luonnontilassa.



Kuva 14. Pyyhkäisyelektronimikroskoopin kuva 200 kPa kuormituksen alaisena olevasta turpeesta (Mesri & Aljouni 2007)

Lujittuminen on voimakkainta siellä, missä ratapenkereen pohjamaalle aiheuttama kuormitus on suurinta. Käytännössä turve vanhan ratapenkereen alla on eniten lujittunutta suurimman pengerkorkeuden kohdalla. Pengerluiskien alajuurissa turpeen lujittuminen on vähäisempää ja penkereen ulkopuolella turve on luonnontilaisessa, kuormittamattomassa tilassa. (Uotila 2013) Kuvassa 15 on esitetty FEM-mallinnuksen avulla tehty periaatekuva penkereen aiheuttamasta jännityslisäyksestä pehmeällä pohjamaalla.

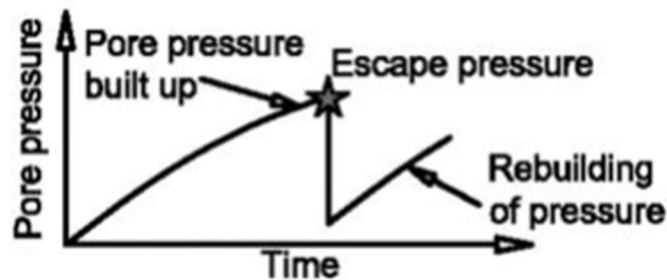


Kuva 15. Periaatekuva penkereen aiheuttaman jännityslisäyksen jakautumisesta pehmeällä pohjamaalla (Liikennevirasto 2018)

Penkereen stabiliteetin laskentaohje (Liikennevirasto 2018b) toteaa, että penkereen alta otetuista turvenäytteistä näytteistä mitattu suljettu leikkauslujuus on usein selvästi suurempi kuin vierestä otettujen ja penkereen painoa vastaavaan jännitystilaan konsolidoiduista näytteistä mitattu suljettu leikkauslujuus. Myös Uotila (2013) on huomattavan suuria leikkauslujuuksia ohuista ratapenkereen alla sijaitsevista turvekerroksista. Turpeen lujuuden luotettava määrittäminen vaatii aina kohdekohtaisia tutkimuksia.

Jännityslisäystä voi aiheuttaa penkereen painon lisäksi myös turpeen muodostamien kaasujen aiheuttama huokospaineen nousu. Acharya et al. (2016) tutki kaasujen vaikutusta ratapenkereen alapuoliseen turpeeseen Kanadassa. Tutkimuksessa huomattiin,

että turpeessa muodostuvat kaasut nostavat huokosvedenpainetta aina siihen pisteeseen saakka, kunnes turve ei enää pysty pitämään nousevaa painetta sisällään ja kaasut purkautuvat. Prosessi on kuvattu kuvassa 16. Purkautumisen seurauksena turpeeseen kohdistuva tehokas jännitys kasvaa äkillisesti. Kaasujen muodostuminen ja purkautuminen saattaa johtaa toistuvaan konsolidaatioprosessiin ja ratapenkereen painumaan ilman, että varsinaista kuormitusta lisätään. (Acharya et al. 2016)



Kuva 16. Huokospaineen nousu ja purkautuminen (Acharya et al. 2016)

Vesterberg et al. (2016) esittää kirjallisuuskatsauksessaan, että turpeelle pitäisi muodostaa kokonaan uusi teoreettinen malli, jolla turpeen mekaanista käyttäytymistä voitaisiin mallintaa tarkemmin. Myös uusia koelaitteistoja pitäisi kehittää esimerkiksi turpeen lujuuden mittaamiseen. Nykyiset teoriat ja mallit ovat kehitetty mineraalimaalajeille, joissa ei ole kuituja, jotka vaikuttavat suuresti turpeen käyttäytymiseen.

3. TURPEEN PÄÄLLE RAKENNETUT RADAT

Suomessa valtio omistaa suurimman osan rataverkosta. Valtion omistaman rataverkon pituus oli vuonna 2019 5 923 km, josta liikennöitävissä olevaa rataa oli 5 650 km. Suurin osa rataverkosta on yksiraiteista. Radoista kaksi- tai useampiraiteisia oli 692 km. (Väylävirasto 2020) Valtion rataverkon lisäksi yksityisomistuksessa olevia ratoja on esimerkiksi satamissa ja tehtaissa. Rataverkko on suurimmaksi osaksi rakennettu ennen 1960-lukua. Tämän jälkeen olemassa olevan rataverkon parantaminen on ollut keskiössä.

Suomen maaperä on hyvin monimuotoinen ja rataverkko kattaa laajasti koko Suomen pohjoisinta Lappia lukuun ottamatta. Tämän johdosta rataverkkokin kulkee hyvin erilaisilla maastotyypeillä. Väyläviraston ylläpitämässä pehmeikkökieriteerissä on yhteensä noin 1260 km ratalinjaa erilaisilla pohjatutkimuksin varmistetuilla pehmeiköillä. Varmistettujen pehmeiköiden lisäksi rataverkolla on tunnistamattomia ns. pimeitä pehmeiköitä tuntematon määrä. Taulukossa 5 esitettyssä peruskarttaselvityksessä päärataverkosta 11 % on tulkittu kulkevan soilla, jolloin radan pohjamaa on oletettavasti turvetta. Lisäksi peruskartalla metsässä pohjamaa voi olla turvetta. Yhteensä voidaan arvioida, että Suomen rataverkosta noin 5...15 %, eli noin 300...850 km on rakennettu turvepohjamaan päälle. (Uotila 2013)

Taulukko 5. *Maastotyypit pääradoilla peruskarttaselvityksen perusteella (Rataverkko 2020 peruskartta-aineisto, Mikkosen 2005 mukaan)*

Maastotyyppi	(%)
Metsä	43
Pelto	26
Suo	11
Kalliroleikkaus	3
Taajama	11
Maaleikkaus	4
Vesistö	2
Tunneli	1

Pehmeiköillä eli turve- tai savipohjamaalla kulkevat radat ovat ongelmallisia, koska pehmeä maakerros penkereen alla heikentää radan stabiiliteettia eli varmuutta radan sortumaa vastaan. Pehmeä maakerros saattaa myös kokoonpuristua, mikä aiheuttaa ratapenkereen painumista. Radan kuivatuksen parantaminen saattaa myös lisätä stabiiliteetti- ja painumaongelmia, koska uudet ojat muuttavat ratapenkereen muotoa ja pohjaveden pinnan laskiessa tehokkaat jännitykset kasvavat. Stabiiliteetti- ja painumaongel-

mat ratapenkereessä aiheuttavat siirtymiä radassa, minkä seurauksena tarvitaan tehostettua kunnossapitoa ja mahdollisesti nopeusrajoituksia. Pahimmillaan stabiliteettiongelmat voivat johtavaa ratapenkereen sortumaan. Raiteen huonon kunnan takia rataosille joudutaan asettamaan nopeusrajoituksia, eikä näin ollen saada hyödynnettyä koko radan kapasiteettia.

Uotilan (2013) mukaan turvepohjamaalla olevan ratapenkereen toimintaan vaikuttaa merkittävästi suon maaperägeologia eli turpeen alla olevan pohjamaan ominaisuudet. On havaittu, että ratapenkereen toiminta on selvästi haastavampaa turvepehmeiköillä, joiden alapuolinen maa on heikosti kantavaa, kuten liejua, savea tai löyhää silttiä. Sen sijaan ”kovapohjaisilla” soilla, joissa turpeen alla pohjamaa on moreenia, hiekkaa tai soraa, vanhat maanvaraisesti turpeelle perustetut ratapenkeret toimivat yleensä täysin tyydyttävästi. Tämä voi johtua siitä, että karkea pohjamaa turpeen alla johtaa paremmin vettä, jolloin turvekerros pääsee kuivattumaan kahteen suuntaan, jolloin turve pääsee konsolidoitumaan ja lujittumaan helpommin. Ongelmia syntyy yleensä silloin, kun nostetaan sallittua akselipainoa, liikennemäärät kasvavat huomattavasti tai rautatiealueella tehdään muutostöitä kuten kuivauksen parantamista.

3.1 Rataverkon historia

Rataverkon rakentaminen alkoi Suomen ollessa vielä Venäjän vallan alla. Ensimmäinen rautatie valmistui Helsingin ja Hämeenlinnan välille vuonna 1862. Ensimmäisten ratojen akselipainot ja nopeudet olivat huomattavasti pienempiä kuin nykyään, jolloin vastavasti radan kantavuus- ja tasaisuusvaatimukset olivat nykyisiä alhaisempia.

Rautatieliikenteen alkaessa Suomessa 1800-luvun lopulla ensimmäiset höyryveturit painoivat noin 30 tonnia, kun nykyisin käytössä olevat dieselveturit painavat hieman yli 60 tonnia ja sähköveturit hieman yli 80 tonnia. Ensimmäisten junien akselimassat olivat suurimmillaan reilut viisi tonnia, kun nykyään osalla rataverkosta sallitaan 25 tonnin akselimassa. (Uotila 2013) Myös junien nopeudet ovat kasvaneet merkittävästi, mikä aiheuttaa radoille entistä tiukempia tasaisuusvaatimuksia. Ensimmäisten höyryveturien huippunopeus oli 80 km/h, nykyisin käytössä olevien Sr2-veturien suurin sallittu nopeus on 210 km/h.

Rautateiden rakentaminen oli 1800-luvulla ja 1900-luvun alkupuolella hyvin työvoimavaltaista. Maansiirtokoneita ei ollut, vaan lapiomiehet tekivät työn. Tietävästi Suomen ensimmäinen kaivinkone otettiin käyttöön juuri rautatietyömaalla, Seinäjoki-Kaskinen-rataosalla vuonna 1912. Vielä 1950-luvulla työttömyystöitä painottanut lainsäädäntö mää-

räsi, kuinka paljon konevoimaa rautatietöissä saatiin käyttää. Tilanne muuttui olennaisesti 1950-luvun lopussa, kun valtion rakennuttajaorganisaatiot alkoivat ulkoistaa urakoi-taan yksityisille yrityksille. (Ollila 2021)

Radan geometria suunniteltiin 1800-luvulla ja 1900-luvun alkupuoliskolla siten, että radat olivat mahdollisimman lyhyitä, mutta samalla massatöitä ja varsinkin korkeita maa- ja kallioleikkauksia jouduttaisiin tekemään mahdollisimman vähän. Tämä johti siihen, että radat rakennettiin tasaiselle maalle, kuten pelloille ja soille, jotka olivat enimmäkseen pehmeikköjä. (Mikkonen 2005) Soita ja savipehmeiköitä harvemmin kierrettiin, jos vain ratapenger pysyi vakaana. Radan rakennekerrokset olivat myös ohuita: 1900-luvun puo-liväliin saakka ratojen rakenne koostui 0,5...1,5 m raidesora- tai -sepelikerroksesta. Koska ratarakenteet olivat ohuita ja siksi myös kevyitä yhdistettyinä pienempiin akseli-painoihin ja tasaisuusvaatimuksiin, voitiin rautatiet perustaa suoraan heikosti kantaville pohjamaille. (Uotila 2013) Pitää kuitenkin muistaa, että aikanaan tehdyt ratkaisut ja rau-tatien laatu oli oman aikansa ehdotonta huippua. (Suomalainen 2007)

Vastaavasti radan geometrian kannalta ei pidetty ongelmallisena radan kaarteisuutta, koska tavoitenopeuteen nähden geometria oli riittävä. Muita asioita, joita ei osattu huo-mioida suunnittelussa riittävästi 1800-luvulla ja 1900-luvun alussa, olivat ratapenkereen stabiliteetti, ratapenkereen painumat ja routiminen, koska niihin vaikuttavia asioita ei täy-sin ymmärretty. Suomessa tapahtui 1800-luvulla ja 1900-luvun alussa ratapenkereiden sortumia ja sortumien syiden selvittämiseksi sekä sortumien estämiseksi perustettiin vuonna 1919 Valtionrautateiden geoteknillinen komissiooni, joka alkoi tehdä pohjatutki-muksia ja kiinnittää enemmän huomiota pohjarakentamisen teoriaan. Geoteknillinen ko-missiooni on tiettävästi toiseksi vanhin alan tutkimusta harjoittanut julkinen laitos länsi-maissa. (Geofoor 2001)

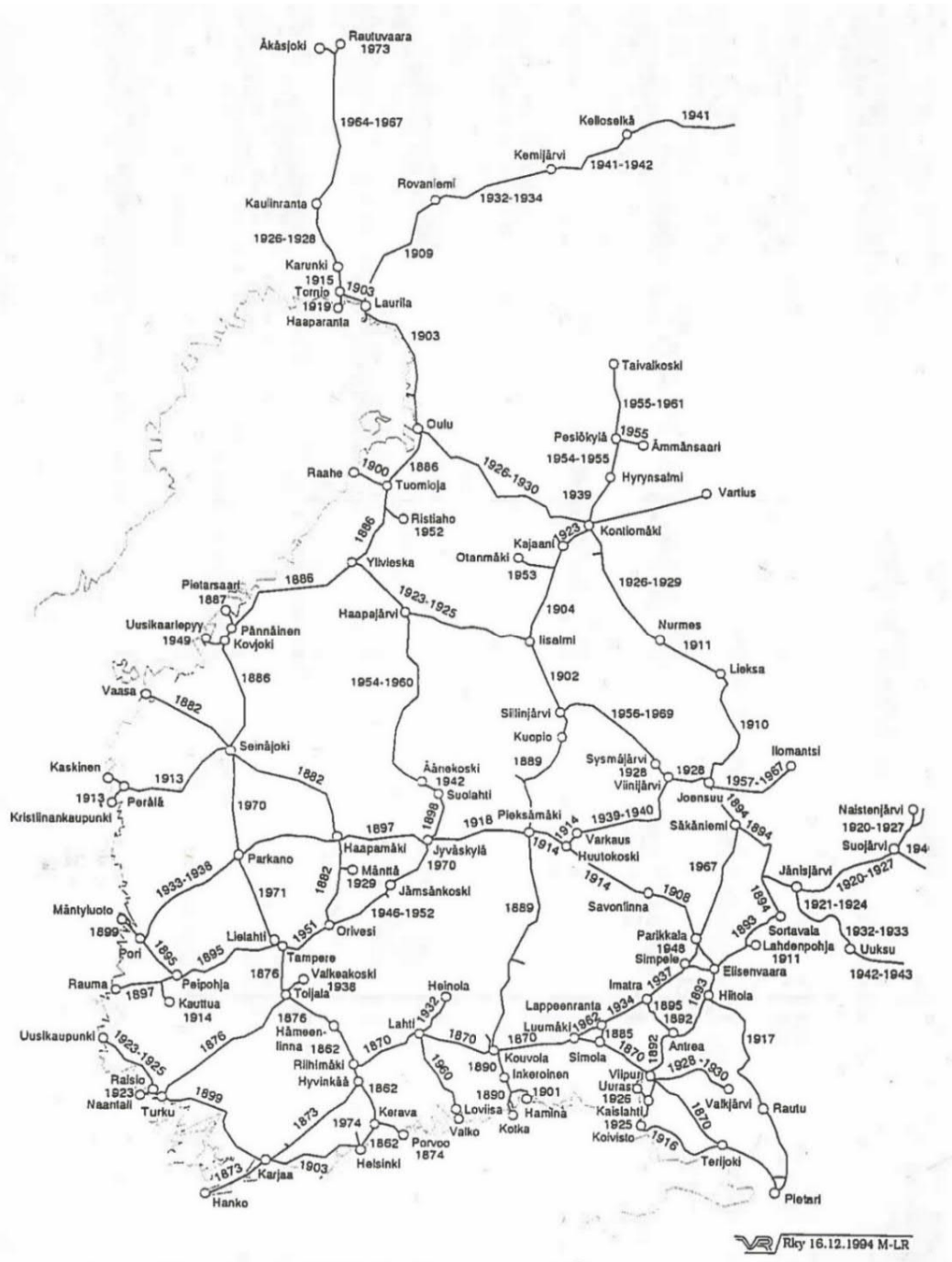
Ratapenkereen stabiliteetin, painumien ja routimisen suhteen mahdolliset ongelmat oli-vat kuitenkin hyvin kontrolloituja, koska ratavartija hoiti radan tarkastuksen lähes reaali-aikaisesti. (Suomalainen 2007) Lähes kaikki tavaraliikenne ja suurin osa henkilöliiken-teestä kulki raiteilla aina 1960-luvulle saakka autojen vähyyden ja maanteiden huonon kunnan vuoksi. (Virrankoski 2012) Junien myöhästymiset eivät sekoittaneet liikennejär-jestelmää, koska junien aikataulut olivat väljiä vielä 1970-luvulle tullessa. (Vanhoja & Passi 2022)

Rataverkon ensimmäiset pohjatutkimukset tehtiin geoteknillisen komissionin toimesta 1920-luvulla. Silloin ratojen alla olevia pehmeikköjä tutkittiin, kun radalla oli ollut merkit-täviä ongelmia tai sortumia. Pohjatutkimuksia rataverkolle alettiin tehdä järjestelmälli-

sesti 1960- ja 1970-luvulla, kun pengertutkimukset käynnistyivät monilla rataosilla. Pengertutkimuksissa tutkittiin pehmeiköillä olevia penkereitä, joissa oli havaittu kunnossapito-ongelmia. Pengertutkimusten tavoitteena oli tutkia ratojen pohjasuhteita ja määrittää mahdollisia pohjanvahvistustarpeita. Pengertutkimusten pohjalta laadittujen stabiliteettilaskelmien perusteella suunniteltiin useita vastapenkereitä. (Vanhoja & Passi 2022)

Pohjatutkimuksia tehtiin pengertutkimusten aikaan kymmeniä tuhansia. Pengertutkimukset ovat tärkeä tiedonlähde vielä tänäkin päivänä, ja arkistokuvaan piirrettyjä pohjatutkimusdiagrammeja on digitoitu huomattavia määriä sähköiseen muotoon. Nykyään rataverkon tunnetut pehmeikkökohteet on koottu pehmeikkökisteriin. Pehmeikkökisteri perustuu pohjatutkimuksilla tutkittuihin pehmeikköihin. Tutkimattomia pehmeikköjä voi olla vieläkin paljon varsinkin hiljaisemmilla rataosilla. Pehmeikkökisterin mukaan vuonna 2019 rautateillä oli yhteensä noin 1260 km tunnistettuja pehmeikkökohteita. Pehmeikkökisterissä on listattu kunkin pehmeikön pituus, ratapenkereen korkeus, pehmeikön vallitseva maalaji ja pehmeikön paksuus.

Kuvassa 17 on esitetty Suomen rataverkko ja rataosien valmistumisvuodet vuoteen 1994 mennessä.



Kuva 17. Suomen rataverkon kehitys (VR 1994)

Vuoden 1994 jälkeen valmistuneita merkittäviä kokonaan uusia rataosia on Lahden oikorata Keravalta Lahteen, pääkaupunkiseudun kehärata ja Talvivaaran kaivosrata. Olemassa olevien ratojen laajin parannushanke on ollut Seinäjoki-Oulu palvelutason parantaminen, jonka yhteydessä rakennettiin 105 kilometriä uutta kaksoisraidetta. Rataverkkoa on kehitetty uusien kaksoisraideosuuksien lisäksi parantamalla pohjanvahvistuksia sekä routasuojauksia, uusimalla siltoja sekä rumpuja ja poistamalla tasoristeyksiä. Lisäksi alkuperäisille 1800-luvun lopulla ja 1900-luvun alkupuoliskolla rakennetuille rataosille on tehty lukuisia rataoikaisuja.

3.2 Radan pohjarakentamisen ohjeistus

1800-luvun lopulla pohjarakennustyö oli usein käsityövaltaista ”taistelua maata ja vettä” vastaan. Kohdatut vaikeudet hoidettiin sitä mukaa, kun niitä ilmeni. Etukäteissuunnittelua oli vähemmän. Suunnittelukäytäntö kehittyi sitä mukaa, kun käytännön työkalut sekä oppi- ja käsikirjat kehittyivät. Lukuisten pengersortumien syiden selvittämisen seurauksena syntynyt geoteknillinen komissio alkoi vuodesta 1919 lähtien antaa yleisohjeita ja tapauskohtaisia ohjeita, jotka esitettiin työselostuksissa tai annettiin suoraan työmaalle. (Geofoor 2001) (Vanhoja & Passi 2022)

1940-luvulle saakka oli tavanomaista, että rakennusliikkeet hoitivat itse myös suunnittelutyön sekä siihen tarvittavat selvitykset. Pohjarakentamisen ja geotekniikan ymmärrys kehittyi nopeasti 1920- ja 1950-lukujen välillä, kun keskeisiä geoteknisen suunnittelun teoriaa koskevia oppi- ja käsikirjoja ilmestyi. Suomen geoteknillinen yhdistys (SGY) perustettiin vuonna 1951. Ensimmäiset pohjarakennuksen normit saatiin laadittua 1964, jolloin rataverkko oli suurin osin jo rakennettu. Uusi normi oli 33-sivuinen vihkonen, joka sisälsi vain kolme yksinkertaista kaavaa. Teksti oli yleispiirteistä. Kerrottiin, mitä piti tehdä, mutta ei yksityiskohtaisesti miten. Lisäksi pohjarakentamisen normit koskivat lähinnä talokohteita. (Geofoor 2001)

Valtion laitokset, kaupungit ja kunnat kehittivät aikoinaan kukin omat rakentamista koskevat ohjeensa. Näin tehtiin myös rautateillä. Rautatiehallitus teetti vuonna 1976 Rautateiden maanrakennustöiden yleisen työselityksen (RMYT). (Suomalainen 2007) RMYT oli rautateiden ensimmäinen yleinen työselitys, jossa määritettiin miten rautateiden alustavat työt, vahvistamistyöt, kuivatustyöt, leikkaus- ja pengerrystyöt, alusrakenteen muut osat, murskaustyöt ja raiteen tukikerros tulee suunnitella ja toteuttaa.

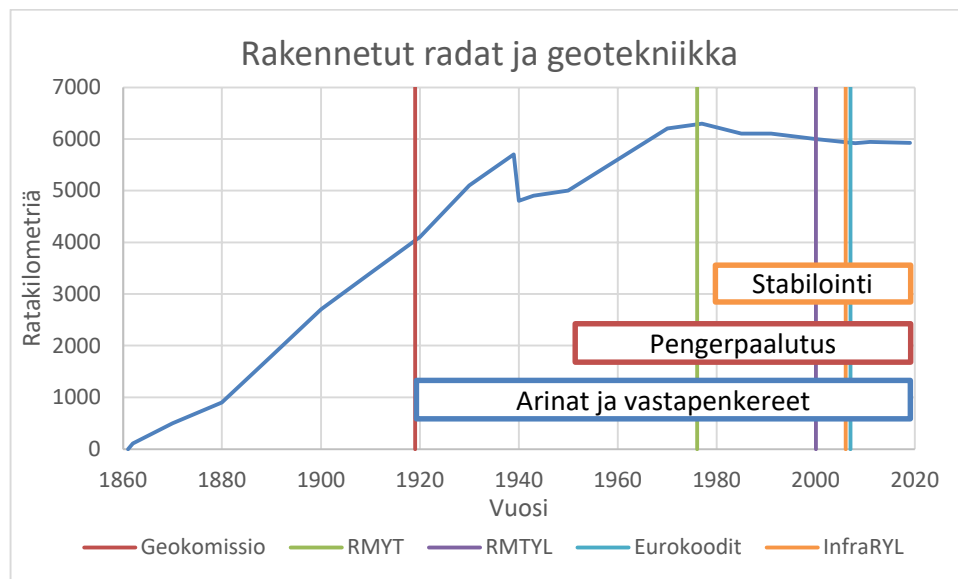
Rautatiehallituksen seuraaja Ratahallintokeskus julkaisi vuonna 1999 Rautatien maanrakennustöiden yleisen työselityksen ja laatuvaatimukset (RMYTL), joka korvasi aieman ohjeen. RMYTL oli sisällöltään paljon laajempi kuin RMYT, sisältäen yksityiskohtaisemmat ohjeet sekä laatuvaatimukset kullekin rakenneosalle. RMYTL sisälsi myös kalliorakentamistöiden, alituskien ja pylväasperustusten ohjeistuksen ja laatuvaatimukset.

Vuonna 2006 julkaistiin Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset (InfraRYL), joka voidaan pitää RMYT ja RMYTL seuraajana, sillä erolla että InfraRYL kattaa koko infrarakentamisen toimialan. InfraRYL on Infra-alan yhdessä laatima kuvaus infrarakentamisen yleisistä laatuvaatimuksista. InfraRYL sisältää maa- pohja- ja kalliorakenteet, päälly- ja pintarakenteet, järjestelmät ja rakennustekniset rakennusosat sekä kaikkien edellä mainittujen tekniset vaatimukset ja toimivuusvaatimukset. InfraRYL päivittyy jatkuvasti alan asiantuntijoiden toimesta tarpeiden mukaan.

Eurokoodisuunnittelustandardien käyttö alkoi Suomessa vuonna 2007. Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelustandardeja, jotka on laatinut eurooppalainen standardisointijärjestö CEN Euroopan komission toimeksiannosta. Eurokoodit sisältävät varmuuden määrittämisperiaatteet erilaisille kuormille. Standardien soveltaminen eri maissa vaatii kansallisten liitteiden (national annex (NA)) käyttämistä. Suomessa kansallisten liitteiden laatimisesta vastaa talonrakentamisen osalta ympäristöministeriö ja infrarakentamisen osalta Väylävirasto. Geoteknisessä suunnittelussa käytetään Eurokoodi numero 7:ää ja sen kansallisen liitteen (LVM) soveltamisohjetta. (Liikennevirasto 2017)

Väylävirasto (ent. Liikennevirasto) toimii nykyään Suomen rataverkon haltijana ja ylläpitäjänä. Väylävirasto julkaisee ja ylläpitää julkaisusarjaa Ratatekniset ohjeet (RATO). RATO sisältää radan suunnittelua, rakentamista, kunnossapitoa ja tarkastusta koskevat ohjeet. Ratateknisiä ohjeita on noudatettava kaikkialla valtion rataverkolla. Pohjarakentamisen kannalta tärkein RATO:n osa on 3 Radan rakenne. Ennen RATOa käytössä olivat Ratahallintokeskuksen antamat Ratatekniset määräykset ja ohjeet (RAMO).

Kuvasta 18 nähdään, että suurin osa, noin 5700 km, Suomen rataverkosta on rakennettu ennen 1940-lukua. Kuvassa 18 on esitetty myös käytössä olleet pohjanvahvistusmenetelmät ja ohjeistukset.



Kuva 18. Ratakilometriä määrän, rakentamisen ja käytettyjen pohjanvahvistustekniikoiden kehitys

3.3 Ratapenkereen pohjanvahvistusmenetelmät

Tässä luvussa käsitellään erilaisia ratapenkereen pohjanvahvistustapoja pehmeillä. Pohjanvahvistusmenetelmät ovat kehittyneet ratojen tiukentuneiden kantavuus- ja tasaisuusvaatimusten mukana entistä varmemmiksi ja tehokkaammiksi.

Rataverkon rakentamisen alkuaikoina eli 1800-luvulta 1950-luvulle saakka pohjanvahvistusmenetelminä käytettiin puuarinoita vahvistamaan pohjamaata ja vastapenkereitä parantamaan ratapenkereen stabiiliteettia. 1950-luvulla työkoneiden yleistyessä alettiin tehdä erilaisia massanvaihtoja. 1970-luvulla aloitettiin pengerroppaaluutukset ensin paaluhauduilla, joista siirryttiin 1990-luvun alussa paalulaattoihin. (Mikkonen 2005) Ratapenkereen vierestä maata alettiin syvästabiloida 1970-luvulla ratapenkereen stabiiliteetin parantamiseksi.

3.3.1 Arinat ja vastapenkereet

Radanrakentamisen alkuaikoina aina 1940-luvulle asti radan rakentaminen tapahtui käytännössä ajamalla pengermateriaalia, eli soraa tai hiekkaa, jatkuvasti lisää suunnitellulle ratalinjalle. Radan linjausta jouduttiin muuttamaan, jos maapohja oli niin pehmeää, että ratapenger ei ollut vakaa, vaan sortui jatkuvasti. Hyvänä esimerkkinä tästä varhaisesta vaiheesta voidaan pitää rantarataa, eli Helsinki-Turku-rataosaa. Ratalinja oli valmistuessaan hyvin mutkainen, koska kalliomäet ja pahiten upottavat savipehmeiköt jouduttiin kiertämään. (Vanhoja & Passi 2022)

Noin 1940-luvulle saakka radat rakennettiin suoraan pohjamaan tai erilaisten puuarinoiden varaan. Puuarinoita käytettiin jakamaan penkereen kuormaa heikoilla ja kokoonpuristuvilla pohjamailla, erityisesti suoalueilla. Puuarinoiden rungot ladottiin yhteen kerrokseen tai kahteen ristikkäiseen kerrokseen. (Tie- ja vesirakennushallitus 1972) (Suomalainen 2007) Kuvassa 19 on esitetty järeän hirsiarinan rakentamista turvepohjamaalle Kanadassa.



Kuva 19. Järeän hirsiarinan rakentamista turvepohjamaalle (MacFarlane 1969)

Puuarinat olivat siinä mielessä hyvä ratkaisu turvepehmeikköjen vahvistamisen kannalta, että ratapenkereen painama puuarina painui pian radan rakentamisen jälkeen pohjaveden pinnan alle. Puu, niin kuin turvekin, lahoaa merkittävästi hitaammin veden alla. Jos radan kuivatusta on myöhemmin parannettu kaivamalla syviä ojia, pohjaveden pinta on saattanut laskea ja puuarinat tulla kosketuksiin ilman kanssa. Puuarinoiden rakentamisesta ei ole arkistoitua tietoa, eikä niiden sijaintia tunneta. Pohjatutkimusten yhteydessä tehdään satunnaisia havaintoja puuarinoista, mutta arinoiden olemassaolon todentaminen on vaikeaa. Ei ole tiedossa, että puuarinoita olisi käytetty enää 1980-luvulla tai sen jälkeen. (Vanhoja & Passi 2022)

Vastapenkereitä rakennettiin parantamaan ratapenkereen stabiliteettia jo 1800-luvun lopusta asti. Vastapenger parantaa penkereen stabiliteettia pehmeiköllä toimimalla vastapainona itse ratapenkereen painolle. Vastapenger on rakennuskustannuksiltaan huokea menetelmä. Radanrakentamisen alkuaikoina huonolaatuisetkin massat kelpasivat vastapenkereeseen. Vastapenkereiden rakentaminen lisää pohjamaalle tulevaa jännitysliästä, ja saattaa johtaa pehmeiköllä ratapenkereen painumiseen. Alhaisien tasaisuusvaatimusten aikana vastapenkereiden aiheuttamat painumat eivät aiheuttaneet ongelmia.

Nykyisin vastapenger materiaalina käytetään maa-aineista, jonka tilavuuspaino on vähintään 17 kN/m^3 . Jos vastapenger ulottuu rakennekerrosten tasoon, sen pitää olla vettä hyvin läpäisevää, tai sitten vastapenkereeseen tulee rakentaa suoto-ojia. Nykyisin sekä

tilavuuspainon ja vedenläpäisevyysvaatimusten takia vastapenger materiaalina käytetään hiekkaa, soraa tai vastaavaa moreenia.

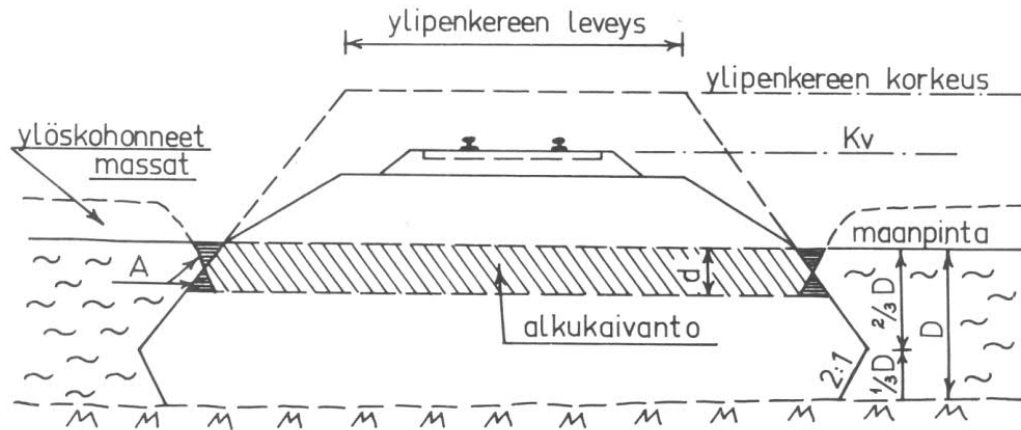
Uusien vastapenkereiden painon aiheuttamat painumat olemassa olevalle radalle voivat olla merkittävän suuruisia, jos ratapenger itsesään on matala. Korkealle ratapenkereelle suunnittelun uuden vastapenkereen oma stabiilitteetti on selvitettävä. Uusien vastapenkereiden rakentaminen olemassa olevalle radalle aiheuttaa usein lisääntyntä kunnossapitotarvetta ensimmäisten 2–3 vuoden aikana, jonka jälkeen kunnossapitotarve yleensä vähenee. Varsinkin turvepehmeiköillä kelluvilla ratapenkereillä vastapenkereet voivat aiheuttaa merkittävää lisäkunnossapidon tarvetta ja mahdollisesti nopeusrajoituksia. (Vanhoja & Passi 2022)

3.3.2 Pohjaantäytöt ja massanvaihdot

Pohjaantäytöissä ja massanvaihdossa huonosti kantava pohjamaa korvataan osittain tai kokonaan paremmalla kitkamaa-aineksella. Pohjaantäytöt ja massanvaihdot yleistyivät työkonien mukana rataverkolla 1950-luvulta lähtien. Massanvaihto voidaan tehdä pohjaantäyttönä tai kaivamalla. 1980-luvulle tultaessa ei enää suunniteltu kelluvia penkereitä, eli kaikki massanvaihdot suunniteltiin kaivettavan kovaan pohjaan saakka. Massanvaihtokaivannot voitiin kuitenkin suunnitella liian kapeiksi, jolloin ratapenkereen luiskat jäivät turpeen varaan kellumaan aiheuttaen ratapenkereen luiskan pysyvyys- ja stabiilitteettiongelmia. Massanvaihtoa ja pohjaantäyttöä on käytetty esimerkiksi Tampere-Seinäjoki- ja Kontiomäki-Vartius-rataosien rakentamisessa 1970-luvulla. (Vanhoja & Passi 2022)

Pohjaantäyttöjen erilaisia tapoja ovat: (Suomalainen 2007)

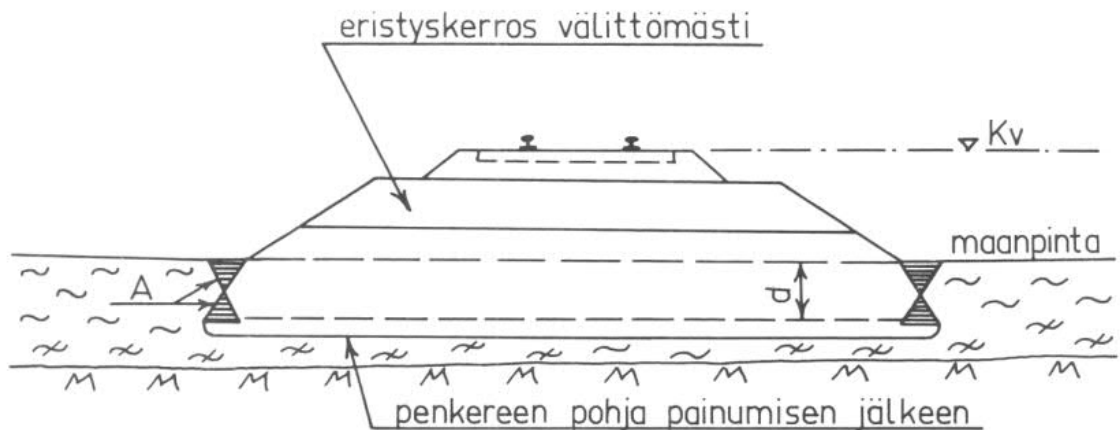
- Pohjaantäyttö ylipenkereen avulla (kuva 20), jossa tehdään matala alkukaivanto pehmeään pohjamaahan ja sen jälkeen ylipenkereen avulla koitetaan painaa pengermateriaali kovaan pohjaan saakka.
- Pohjaantäyttö räjäytyksiä apuna käyttäen. Räjäytyksiä käytetään, mikäli täyttömassoja ei saada muutoin painumaan suunniteltuun muotoon ja tasoon. (Valtionrautatiet 1976)
- ”Vahingossa tapahtuneet” eli suunnittele mattomat pohjaantäytöt, joissa pohjamaa ei ole kestänyt penkereen painoa ja pengermateriaali on sekoittunut pehmeään pohjamaahan.



Kuva 20. Pohjaantäyttö ylipenkereen avulla (Valtionrautatiet 1976)

Erlaisia massanvaihdon tapoja ovat:

- Täydellinen massanvaihto, jossa pehmeät maamassat kaivetaan pois kantavaan maakerrokseen saakka ja korvataan kitkamaalla.
- Osittainen massanvaihto, jossa ainoastaan osa pehmeistä maamassoista kaivetaan pois. RMYTn mukaan osittaista massanvaihtoa voitiin käyttää lähinnä pitkillä turvealueilla, joissa turve on raakaa tai keskinkertaisesti maatunutta ja pengerkorkeus on suuri. Osittaisen massanvaihdon periaate on esitetty kuvassa 21.



Kuva 21. Osittainen massanvaihto (Valtionrautatiet 1976)

Ratapenkereen alla olevat turvekerrokset voivat aiheuttaa stabiliteetti- ja painumaongelmia ratapenkereessä, jotka puolestaan aiheuttavat siirtymiä radassa, minkä seurauksena tarvitaan tehostettua kunnossapitoa ja mahdollisesti nopeusrajoituksia. Pohjaantäyttöjen ja osittaisten massanvaihtojen yleisiä ongelmia ovat: (Suomalainen 2007)

- Pohjaantäytön vajaaksi jääminen, eli pohjaantäyttö ei ulotu kovaan pohjaan saakka. Pohjaantäyttö voi olla hyvinkin epähomogeeninen raiteen pituussuunnassa.

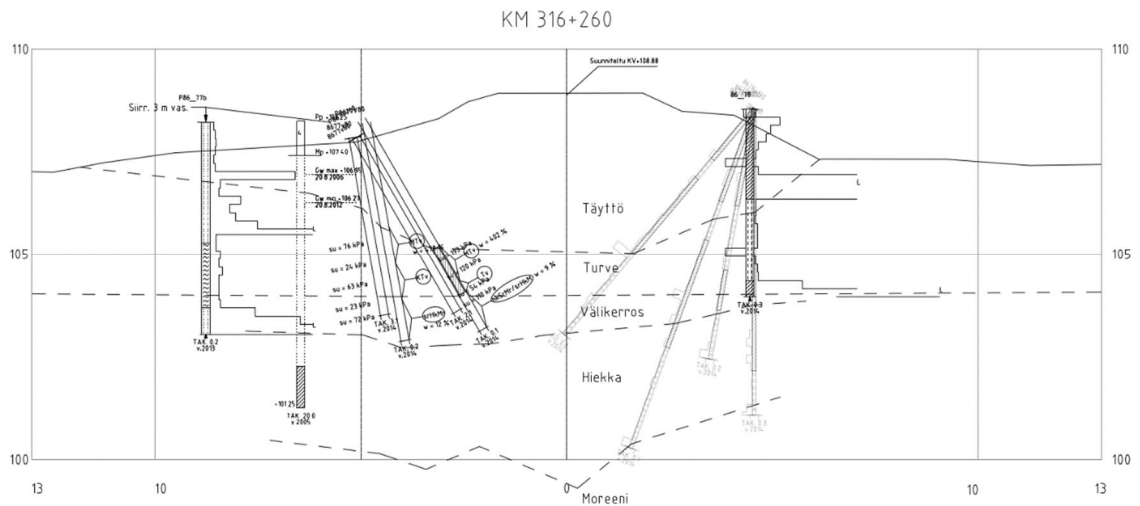
- Pohjaantäyttö voi olla penkereen leveysuunnassa kapea ja pystyseinäinen, mikä aiheuttaa ratapenkereen hidasta ”lakoamista” sivuille.
- Penkereen alapinnan luiskaosat ovat jääneet ”kellumaan” pehmeän pohjamaan varaan. Tämäkin voi aiheuttaa ratapenkereen hidasta ”lakoamista” sivuille.

Esimerkkinä epäonnistuneesta pohjaantäytöstä voidaan käyttää Tampere-Seinäjoki-rataosan pohjaantäyttöjä. Tampere-Seinäjoki-rataosalle tehtiin nopeudennostoprojekti vuosina 2007–2009, jonka tavoitteena oli nostaa koko rataosan nopeus 200 kilometriin tunnissa. Nopeudennostoprojektin yhteydessä rataosan pehmeikköjä vahvistettiin. Projektin loppuessa vuonna 2009 rataosalle jouduttiin jättämään alkuperäisistä pohjarakenteista johtuvia nopeusrajoituksia viidelle pehmeikölle. Pehmeiköitä ei saatu korjattua nopeudennostoprojektin yhteydessä riittävästi.

Hakala et al. (2015) ovat tutkineet kahta Tampere-Seinäjoki-rataosan pehmeikköä, jotka ovat vaatineet nopeusrajoituksia. Raportissa todetaan, että ratapenger on alun perin perustettu kaivamalla kapea ura ja sen jälkeen ylipengertämällä RMYTn ohjeen mukaan olettaen, että pengeri leviää pohjaantäytönä laajemmalle kuvan 20 periaatteen mukaan. Pohjaantäyttöä käytämällä yritettiin estää ratapenkereen jääminen kellumaan turvekerroksen päälle.

Penger on kuitenkin raportin mukaan jäänyt kellumaan osittaisen massanvaihdon varaan ja painunut vain paikoin keskiosastaan turpeen alapintaan saakka. Tämä aiheuttaa ratapenkereen ”lakoamista” sivuille päin, löyhdyttären ratapölkkyjen alaista pengertä. Ratapenkereen löyhtyminen johtaa jatkuvaan epätasaiseen painumaan ja sivusiirtymien muodostumiseen. (Hakala et al. 2015)

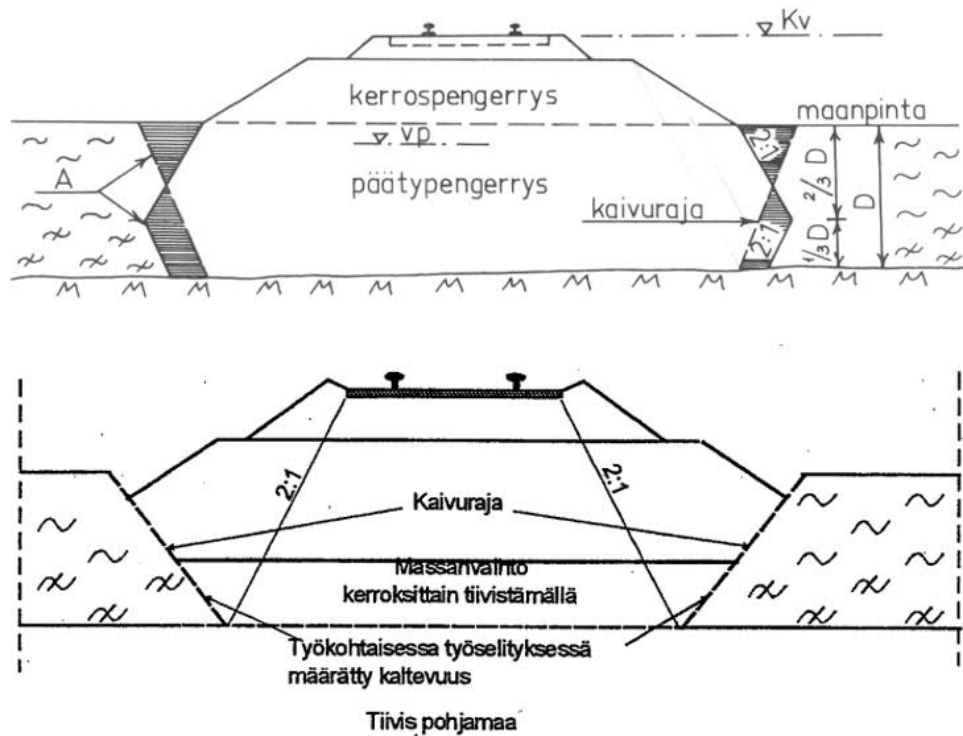
Kuvassa 22 on esitetty Hakalan et al. (2015) tutkima poikkileikkaus km 316+260, johon on arvoitu maakerrokset. Pohjatutkimuksia on tehty vinoon ratapenkereen alle, jotta ratapenkereen todellista muotoa on pystytty arvioimaan. Poikkileikkauksesta nähdään pohjaantäytön epäonnistuminen osittaisen massanvaihdon takia. Täyttökerros on jäänyt noin metrin paksuisen turvekerroksen varaan ja penkereen muoto lakoaa sivuille.



Kuva 22. Tampere-Seinäjoki, poikkileikkaus km 316+260 (Hakala et al. 2015)

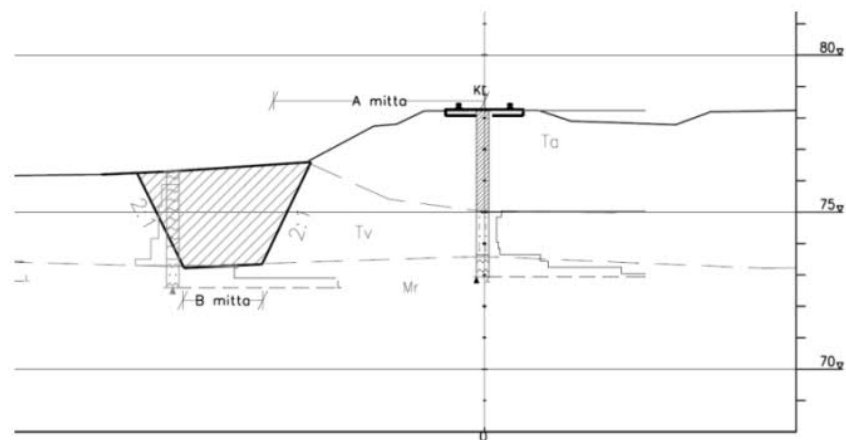
Tampere-Seinäjoki-rataosa on valmistunut verraten myöhään vuonna 1970. Tämä viittaa siihen, että vanhemmilla rataosilla on mahdollisesti paljon huonommilla ratkaisuilla perustettuja penkereitä.

Myös ohjeita noudattamalla voi syntyä ongelmallisia rakenteita. RMYTL:ssä vuonna 1999 esitetty massanvaihto oli aiempaa RMYT 1976 heikompi rakenne. RMYTL ja RMYT massanvaihdon tyyppikuvien välinen ero on esitetty kuvassa 23. RMYTL:ssä massanvaihto esitettiin liian kapeana, mistä saattoi olla seurauksena penkereen helman sortuma. Helmasortumassa turve antaa periksi ratapenkereen reunojen painon alla. Helmasortuma johtaa edelleen koko ratapenkereen leviämiseen ja madaltumiseen. (Vanhoja & Passi 2022) Nykyisin käytössä olevassa InfraRYL:ssä massanvaihtoa koskeva ohjeistus on korjattu.



Kuva 23. Massanvaihdon kaivannon tyyppikuvat, ylempänä RYMT ja alempana RMYTL (Valtionrautatiet 1976) (Ratahallintokeskus 1999)

Ratapenkereen stabiileettia voidaan parantaa myös erilaisilla ratapenkereen ulkopuolisilla luiska- tai tukimassanvaihoilla. Luiskamassanvaihdon tavoitteena on katkaista ratapenkereen päältä lähtevät liukupinnat korvaamalla heikko pohjamaa vahvemalla materiaalilla. Luiskamassanvaihdon periaatekuva on esitetty kuvassa 24. Massanvaihto tulee tehdä vaiheittain lyhyissä osissa siten, että täyttö tehdään heti kaivuun jälkeen. Tukimassanvaihtoa voidaan käyttää silloin, kun ratapenkereen viereisen maan paino ei riitä vastapainoksi ratapenkereeseen syntyvään liukupintaan tai ratapenkereen vieressä on jyrkkä luiska.



Kuva 24. Luiskamassanvaihdon periaatekuva (Peltokallio 2021)

3.3.3 Pengerpaalutus

Pengerpaalusta alettiin käyttää pohjanvahvistusmenetelmänä 1950-luvulla. Aluksi paaluina käytettiin puupaaluja, mutta 1960-luvun alussa alettiin käyttää myös betonipaaluja. Nykyään puupaalujen käyttö pysyvien rautatierakenteiden rakenteissa ei enää ole sallittua. (Mikkonen 2005) Pengerpaalutus voidaan tehdä joko paaluhattu tai -laattarakenteena.

Paaluhatturakenteita tehtiin rataverkolle 1960-luvulta aina 1990-luvulle saakka. Paaluhatturakenne voi toimia hyvin, jos pohjamaan pinnassa on riittävän paksu ja luja kuiva-kuorikerros. Turvepehmeiköillä ei ole kuivakuorta ja siksi paaluhatturakenne ei toimi turpeella. Uskottiin että pengermateriaali holvautuu paaluhattujen väliin, eikä pengermateriaali valu hattujen välistä pohjamaahan. Holvautuminen voi kuitenkin purkautua dynaamisen kuormituksen vaikutuksesta. Lisäksi eloperäiset maalajit kokoonpuristuvat paalustustyöalustan alla ja pahimmillaan paaluhattut kaatuvat syntyneeseen tyhjiin tilaan. Kuvassa 25 on esitetty koekuoppa paaluhatturakenteesta, jossa penger on holvaantunut ja paaluhattujen alle on muodostunut tyhjätila. Pahimmillaan epäonnistunut paaluhatturakenne vaatii raiteen siirtämistä sivuun, jotta liikenne saadaan ohjattua uudelle paalulaattarakenteelle. (Suomalainen 2007) (Vanhoja & Passi 2022)



Kuva 25. Koekuoppa holvautuneen penkereen sivulla paaluhattukohteessa

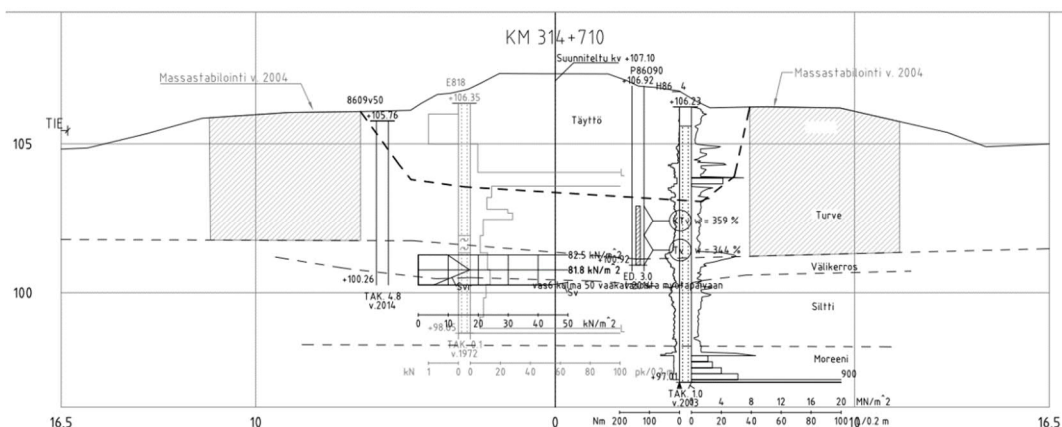
Paaluhattujen kanssa ilmenneiden ongelmien jälkeen alettiin 1990-luvulta alkaen käyttää yhtenäisiä paalulaattoja. Paaluhattuja käytettiin vielä osittain kustannussyistä, mutta niistä luovuttiin 1990-luvun lopussa. Nykyään paalulaattaa käytetään erityisesti silloin, kun muilla ratkaisuilla ei saavuteta riittävää stabiliteettia tai käyttörajatilan painuman raja-arvot eivät täyty maanvaraisissa ratkaisuisissa. Paalulaatta on tavanomaissakin kohteissa

usein taloudellisin ratkaisu korkeilla penkereillä. (Liikennevirasto 2018b) Ensimmäisiä turvepehmeiköiden paalulaattoja tehtiin liian kapeina, mikä johti siihen, että pengermateriaali paalulaatan ulkopuolella alkoi painua turpeeseen. Tämän seurauksena myös paalulaatan päällä oleva penger alkoi löyhtyä ja painua. (Vanhoja & Passi 2022) Turvepehmeiköllä paalulaatan rakentamista voi vaikeuttaa paalulaatan valualustan painuminen rakennusaikana.

3.3.4 Syvästabilointi

Maan stabilointia alettiin käyttää pohjamaan vahvistamiseen 1980-luvulla. Stabilointia voidaan tehdä olemassa olevien ratojen ratapenkereen juureen penkereen stabiliteetin parantamiseksi. Maan stabiloinnissa turpeeseen tai saveen sekoitetaan sideainetta, mikä lisää stabiloidun maan leikkauslujuutta. Stabilointia on käytetty silloin, kun vastapenkereet aiheuttaisivat liian suuria painumia ratapenkereelle tai useimmiten silloin, kun rautatiealue ei ole riittävän leveä vastapenkereille. (Vanhoja 2022)

Stabiliteetin parantamiseksi voidaan tehdä lamelli- tai massastabilointia. Suomessa stabilointia on tehty maltillisilla määriä verrattuna vastapenkereisiin. Tällöin stabiloidut lamellit tai stabiloitu massa on ratapenkereen ulkopuolella. Kuvassa 26 on esitetty massastabiloinnilla vahvistettu turvepehmeikko Tampere-Seinäjoki-rataosalta.



Kuva 26. Massastabiloinnilla vahvistettu ratapenger (Hakala et al. 2015)

RATO 3 mukaan eloperäisten materiaalien stabilointi uuden radan alla ei ole sallittua ilman soveltuvuuden seikkaperäistä selvitystä. Pilarisyvästabiloinnin ja massastabiloinnin yhdistelmän käyttäminen ratapenkereen perustamisessa ei ole sallittua ilman tarkempaa selvitystä rakenteen toiminnasta. Liikennöitävän käytössä olevan raiteen alla tai radan sivussa ei saa käyttää syvästabilointia ilman tarkempaa selvitystä koskien lujittumisvaiheen stabiliteettia ja kestoä. (Liikennevirasto 2018c) Käytännössä stabiloinnin käyttäminen pohjanvahvistuksessa edellyttää aina koestabilointia.

Ratapenkereen alaisia massastabilointeja on tehty radan alla turvepehmeiköillä paalu-
laatan tekemisen mahdollistamiseksi. Ratapenkereen alle tehty massastabilointi paran-
taa myös vieressä olevan ratapenkereen stabiliteettia.

3.4 Nykytilanne

Nykyään turvepohjamaalle rakennetuilla radoilla ongelmia syntyy yleensä silloin, kun ha-
lutaan nostaa sallittua akselipainoa, liikennemäärät kasvavat huomattavasti tai rautatie-
alueella tehdään muutostöitä kuten kuivauksen parantamista. (Uotila 2013) Nykypäivän
rataverkko on suljettu järjestelmä, joka on suurimmaksi osaksi yksiraiteista. Liikenne ra-
taverkolla on aikataulutettu tiukasti. Liikenteen häiriöt suljetussa yksiraiteissa järjestel-
mässä kertautuvat nopeasti.

Turpeen varaan tehdyillä penkereillä yhtenä ongelmana on, että rakentamisen aikana tai
myöhemminkin on voinut tapahtua pistemäisiä sortumia. Tällöin osa penkereestä on pai-
nunut syväälle ja osa penkereestä kelluu. Tutkimuksia ei ole voitu tehdä niin kattavasti,
että turvepehmeiköillä tiedettäisiin pengertäytteen paksuus ja leveys pohjamaassa.
(Vanhoja & Passi 2022)

Nykyään pohjanvahvistussuunnittelun yleisenä ongelmana on vanhojen pohjarakenne-
suunnitelmien toteumatietojen puute. Ei tiedetä, millaisia rakenteita radan alle on tehty
ja onko mahdollisesti ollut penkereen sortumia. Ennen 1920-lukua tehdyistä ratkaisuista
löytyy vain harvoin tallennettua tietoa. Sen jälkeen tehdyt suunnitelmiksi asti johtaneet
ratkaisut on arkistoitu nykyiseen ratapiirustusarkistoon.

Nykytilanteessa geotekniikan yleisimmät haasteet ovat: (Suomalainen 2007)

- Ratapenkereen stabiliteetin tulee olla nykyvaatimusten mukainen
- Ratapenkereen painumien ja painumaerojen tulee pysyä RATO:n rajoissa
- Liikenteestä välittyvä värinä ja penkereen värähtely ei saa olla haitaksi
- Ratapenkereen routimisen tulee olla hallittua
- Kallioon tehtyjen rakenteiden pitää olla turvallisia

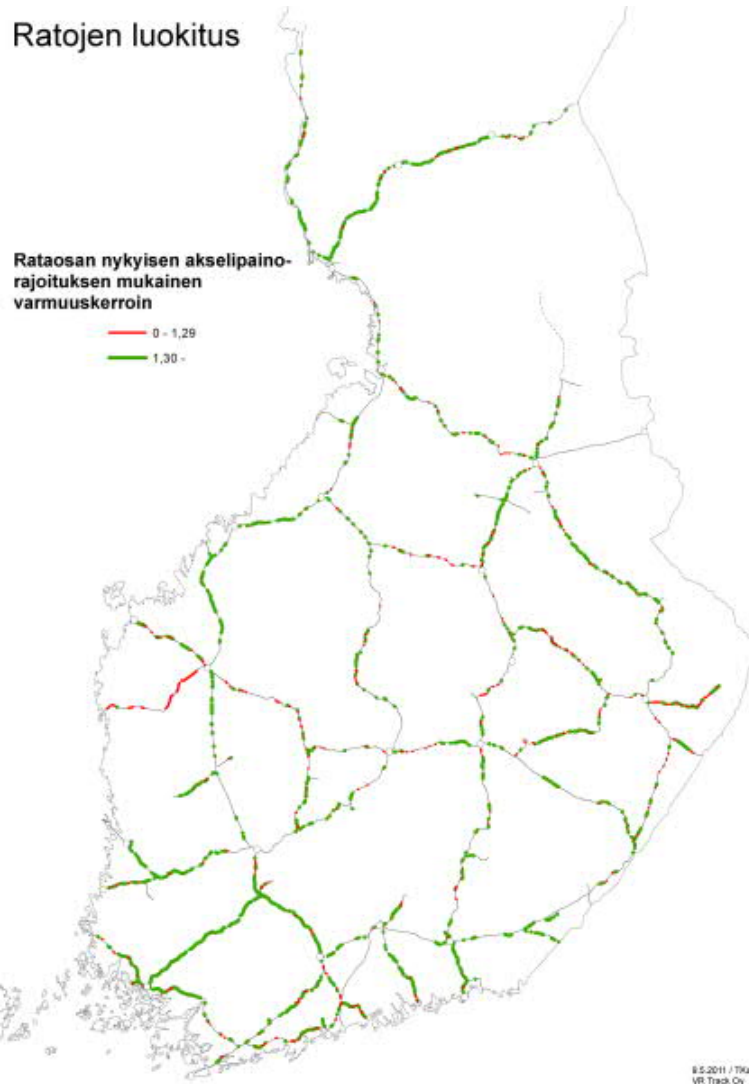
Kolmea ensin mainittua haastetta käsitellään seuraavissa kappaleissa.

3.4.1 Stabiliteetti

Arkistopiirustuksissa esitetyt maanvaraiset pehmeiköt on kartoitettu ja niiden stabiliteetti
on laskettu pääosin karkealla tarkkuudella ratojen luokitusprojektin (RATUS) aikana

vuonna 2012. Ratojen luokituksen yhteydessä stabiliteetilaskentaa oli yksinkertaistettu, jotta saatiin laskettua arkistopiirustusten perusteella stabiliteetti suuntaa antavasti koko rataverkolla. Rataverkon yhtenäistäminen perustuu yhteentoimivuuden teknisiin eritelmiin (YTE). Laskennassa on käytetty EN-standardin määrittämää kuormituskaaviota kussakin Infra-YTE:n määrittämässä luokassa. Harmonisoidut kuormituseroitukset ja laskentatavat mahdollistavat, että periaatteessa mistä tahansa Euroopan Unioniin kuuluvasta maasta tuleva kalusto, joka on mitoitettu YTE:n mukaan, voi ajaa Suomen rataverkolla.

Laskelmien perusteella voidaan todeta, että Suomen radat eivät ilman vahvistustoimenpiteitä kestä Infra-YTE:n määrittämien rataluokkien mukaisia kuormituksia. (Andersson-Berlin 2012) RATUS-projektin tulos rataverkolla on esitetty kuvassa 27. Heikoimmilla pehmeiköillä on laskettu stabiliteetti perinteisesti sekä tehty mahdollisesti lisätutkimuksia ja -mittauksia. Pehmeiköille on suunniteltu pohjanvahvistustoimenpiteitä, jos stabiliteetti on edelleen todettu riittämättömäksi. (Vanhoja 2022) Koko rataverkon stabiliteettia ei voi parantaa kerralla, mutta vähitellen pyritään saamaan kaikkien rataosien stabiliteetti Infra-YTE:n vaatimalle tasolle. Rataosien perusparannuksen yhteydessä tehdään yleensä myös tarkemmat pehmeikkötutkimukset ja niiden perusteella pehmeiköiden vahvistustarpeen arviointi ja vahvistussuunnittelu.



Kuva 27. RATUS-projektin tulos. Punaisella värillä poikkileikkaukset, joissa varmuus on alle 1,3. Vihreällä värillä poikkileikkaukset, joissa varmuus on 1,3 ja suurempi. (Andersson-Berlin 2012)

Stabiiliteetilaskennassa on huomioitava, että RATO3:n (Liikennevirasto 2018c) mukaan jo olemassa olevien parannettavien ratojen stabiiliteetilaskennassa käytettävä nauha-kuorman ominaisarvo on pienempi kuin uusien ratojen vastaava kuorma ratojen stabiiliteetilaskennassa.

3.4.2 Painumat

Nykyiset ratojen sallitut painuman arvot ovat niin tiukat, että uusilla radoilla turvepehmeiköllä on oikeastaan kaksi mahdollista perustamistapaa: täydellinen massanvaihto tai paalulaatta. Turvepehmeikön paksuus ratkaisee yleensä, kumpaa tapaa käytetään. Matalilla pehmeiköillä massanvaihto on mahdollinen, mutta paksummilla pehmeiköillä paa-

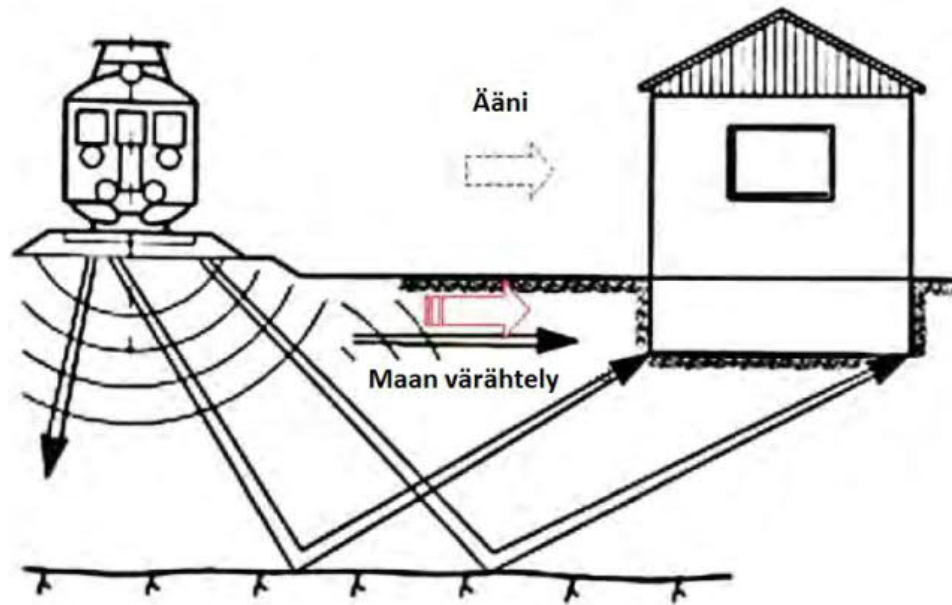
lulaatta on edullisempi ratkaisu. Perustamistavan valintaan vaikuttaa myös massanvaihdon kaivannon tilantarve, esimerkiksi uusi kaksoisraide voi olla pakko paaluttaa tilanpuutteen vuoksi. Lisäraiteen rakentaminen olemassa olevan raiteen viereen voi olla vaikeaa, koska olemassa olevan ja uuden raiteen pitää molempien täyttää kokonaispainuman ja pituus- ja sivuttaiskaltevuuden muutoksen enimmäisarvot. Radan kokonaispainuman ja pituus- ja sivuttaiskaltevuuden muutoksen enimmäisarvot uudelle radalle on esitetty taulukossa 6.

Taulukko 6. *Tasaisen kokonaispainuman sekä pituus- ja sivuttaiskaltevuuden muutoksen enimmäisarvot (Liikennevirasto 2018c)*

Alusrakenneluokka	Painuma-aika 100 vuotta Tasainen kokonaispainuma [mm]	0–2 vuoden aikana tapahtuva painuma		2–9 vuoden aikana tapahtuva painuma	
		Pituuskaltevuuden muutos [%]	Sivuttaiskaltevuuden muutos [%]	Pituuskaltevuuden muutos [%]	Sivuttaiskaltevuuden muutos [%]
0	800	0,4	0,8	0,4	0,8
1	800	0,3	0,6	0,3	0,6
2	500	0,2	0,4	0,2	0,4
3	300	0,15	0,3	0,15	0,3
4	100	0,1	0,2	0,1	0,2

3.4.3 Pengervärähtely

Junakaluston runko jousituksineen sekä rata muodostavat monimutkaisen värähtelevän kokonaisuuden. Pengervärähtely on ilmiö, jossa suurella nopeudella kulkevan junan aiheuttamat kuormitukset alkavat aiheuttaa radan pystysuuntaisten palautuvien painumien kasvua. Pengervärähtelyssä osa liikkuvan kaluston energiasta siirtyy ratapenkereen ja sen alla olevien, yleensä pehmeiden maakerrosten kautta aaltoliikkeenä ympäristöön, jossa se aiheuttaa ympäristön kannalta epämiellyttäväksi koettavaa, muuten haitallista tai jopa rakenteita rikkovaa tärinää. Junaliikenteen aiheuttama maan värähtely ja ääni on esitetty kuvassa 28. Pengervärähtelyilmiö voi tapahtua, kun junan nopeus lähestyy niin kutsuttua kriittistä nopeutta. Pehmeiköille perustetuilla radoilla kriittisenä nopeutena pidetään maassa etenevän pinta-aallon nopeutta. Tämän seurauksena ratapenger joutuu värähtelytilaan, joka voi jopa rikkoa ratarakenteen. (Suomalainen 2007) (Partanen 2020)



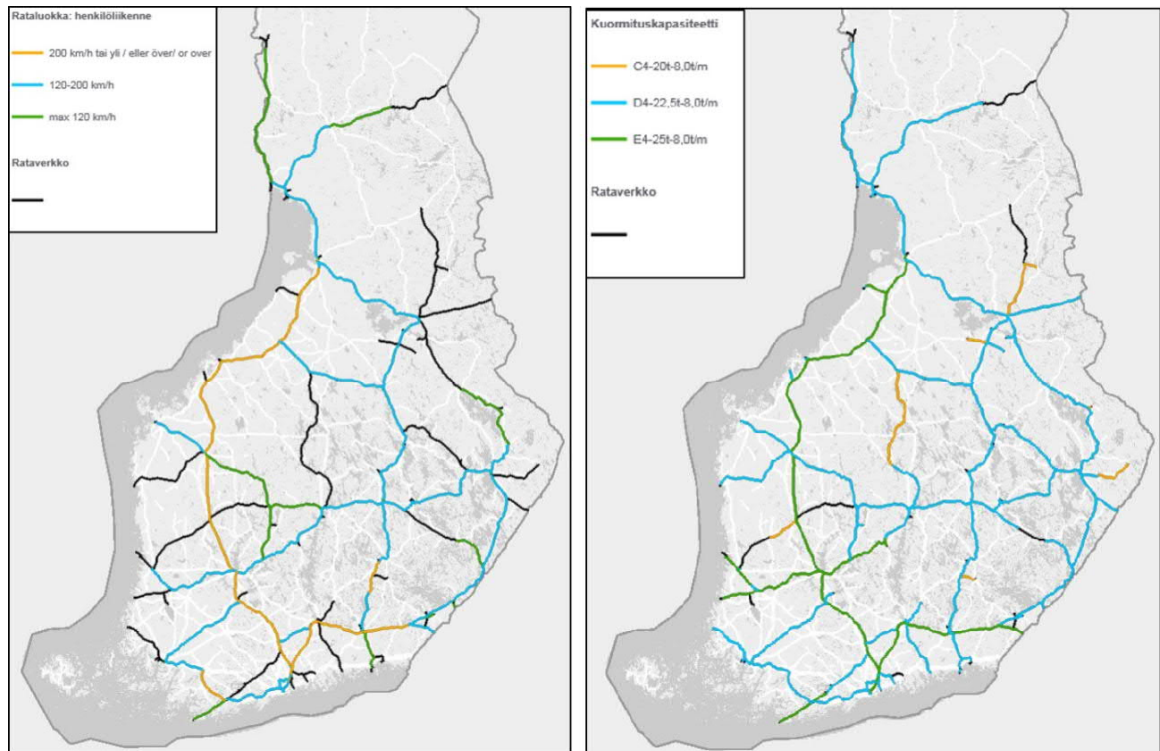
Kuva 28. Junaliikenteen aiheuttama maan värähtely ja ääni (Partanen 2020)

Partanen (2020) on tutkinut diplomityössään pengervärähtelyriskiä aiheuttavia pohjasuhteita. Pengervärähtelyn ilmenemisen kannalta olennaisia asioita ovat Partasen mukaan ohut ratarakenne, ohut kuivakuorikerros sekä noin 10 metrin paksuinen pehmeikkö, eli savi- tai turvekerros, jossa leikkausaallon etenemisnopeus on alhainen. Pengervärähtelyn kannalta suurin riski on paksuilla turvepehmeiköillä, joissa kuivakuorta ei ole.

3.5 Tulevaisuus

”Väyläviraston tehtävänä on mahdollistaa toimivat, tehokkaat ja turvalliset matkat ja kuljetukset.” Väylävirasto omistaa valtion rataverkon, ja sen tehtävänä on vastata ratojen suunnittelusta, ylläpidosta ja rakentamisesta. (Luomala 2021)

Junien nopeudet ja akselipainot rataverkolla ovat kasvaneet merkittävästi 1900-luvun alusta 2000-luvulle tultaessa. Tulevaisuudessa päärataverkon osalta pyritään vieläkin kasvattamaan sekä henkilöjunien nopeuksia, että tavarajunien sallittuja akselipainoja. Vähäliikenteisillä rataosilla tavoitellaan palvelutason ylläpitoa. Tätä työtä kirjoitettaessa 2020-luvun suurin ratasuunnitelmavaiheessa oleva hanke on oikoradan rakentaminen Espoo-Lohja-Salo-välille. Kuvassa 29 on esitetty rataverkolla sallitut akselipainot ja nopeudet vuonna 2018.



Kuva 29. Sallitut nopeudet ja akselipainot rataverkolla vuonna 2018
(Liikennevirasto 2018e)

Junien nopeudet ovat kasvaneet merkittävästi ja aikataulut ovat tiukkoja. Rautatieasemat keskittyvät suurempiin kaupunkeihin ja pienemmät asemat jäävät pois käytöstä. Nopeuden nosto radalla johtaa tiukempiin tasaisuusvaatimuksiin. Tasaisuuden kannalta olennaista on, että radan routiminen on hallittua, radan kuivatus sekä tukikerros toimivat hyvin. (Luomala 2021)

Nykyään suurimmalla osalla rataverkkoa sallitaan 22,5 tai 25 tonnin akselipaino. Joillain rataosilla tutkitaan mahdollisuuksia nostaa sallittuja akselipainoja 27,5 tai 30 tonniin. Stabiiliteetin kannalta raskaat tavarajunat ovat kriittisempiä kuin verrattain kevyet henkilöjunat. Akselipainon nosto johtaa kuormituskestävyysvaatimuksen tiukentumiseen. Radan kuormituskestävyysvaatimukseen vaikuttavia asioita ovat: penkereen leviämisen hallinta, radan jäykkyys sekä palautuva painuma, stabiiliteetti, siltojen ja rumpujen kantavuus ja tukikerroksen toimivuus. (Luomala 2021)

Rataverkon välityskykyä halutaan myös parantaa, jotta tiukoissa aikatauluissa pysyminen olisi mahdollista ja pystyttäisiin lisäämään rataverkolla liikkuvaa kalustoa. Geotekniikan kannalta tämä tarkoittaa käytännössä uusien kohtaamisraiteiden tai useampiraiteisten rataosien rakentamista. Uuden kaksoisraiteen tulee täyttää RATO 3:en uuden raiteen painuma- ja tasaisuusvaatimukset. Lisäksi uuden raiteen stabiiliteettilaskennassa sovelletaan kappaleessa 3.4.1 mainittua korkeampaa junakuorman arvoa. Jos uuden

raiteen vieressä olemassa oleva rata on perustettu kelluvaksi, turpeen ominaisuuksia ja käyttäytymistä täytyy ymmärtää.

Lähes koko Suomen rataverkko on rakennettu ennen 1950-lukua, mikä tarkoittaa, että osa rataverkosta on turpeen päällä kelluvaa. Turpeen geoteknisiä ominaisuuksia ja käyttäytymistä pitkäaikaisen kuormituksen alla on tutkittu melko vähän. Tieto kuhunkin kohteeseen sopivista lujuus- ja painumaparametreista on jokseenkin epävarmalla pohjalla, mikä johtaa edelleen epävarmuuteen stabiliteetti- ja painumalaskennassa. Turpeen geoteknisistä ominaisuuksista tarvitaan lisää tietoa, jotta turpeen ominaisuuksia ja käyttäytymistä pystytään ymmärtämään entistä paremmin. Tämä mahdollistaa teknistaloudellisesti kestävien pohjarakennusratkaisujen suunnittelemisen. Radan pohjanvahvistusten parantaminen tai rakentaminen liikenteen alaisella radalla aiheuttaa usein haittaa liikenteelle, edellyttää mahdollisesti pitkiäkin liikennekatkoja ja voi aiheuttaa lisäkunnossapitotarpeita.

4. POHJATUTKIMUKSET JA LABORATORIOKOEKKEET

Tutkimukseen kuului kokeellinen osuus, jossa selvitettiin turpeen geoteknisiä ominaisuuksia pohjatutkimusten ja laboratorioskokeiden avulla. Tutkimuksessa keskityttiin turpeen suljetun leikkauslujuuden (s_u) määrittämiseen eri tavoilla.

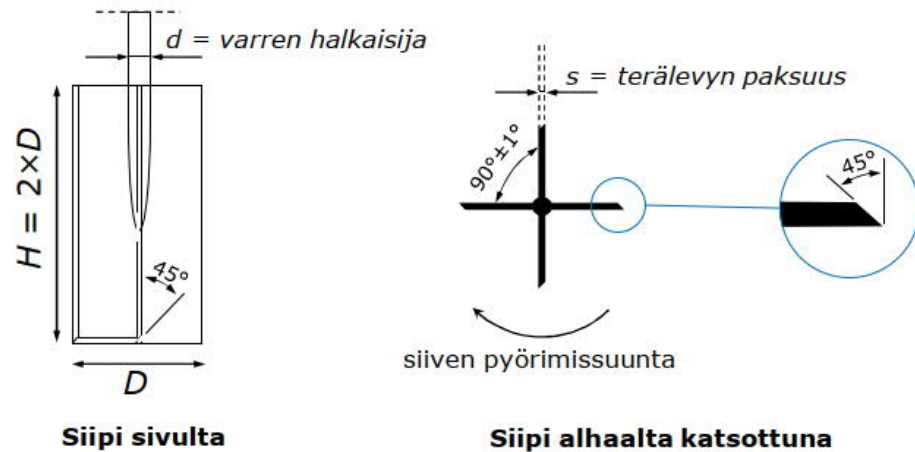
Suljettua leikkauslujuutta voidaan mitata tai arvioida monin eri tavoin. Mittaus voidaan tehdä suoraan tai epäsuorasti paikan päällä (in-situ) tai laboratoriossa maanäytteistä. Suorina mittaustapoina tässä tutkimuksessa käytettiin siipikairausta paikan päällä. Suoria mittaustapoja ovat myös kolmiakσιαalikokeet sekä DSS-kokeet laboratoriossa. CPTu-kairaus luetaan epäsuoraksi tavaksi mitata suljettua leikkauslujuutta, koska CPTu-kairauksessa ei mitata suoraan suljettua leikkauslujuutta.

Lisäksi tutkimuksessa käsitellään laskennallisia menetelmiä turpeen leikkauslujuuden määrittämiseksi.

4.1 Siipikairaus

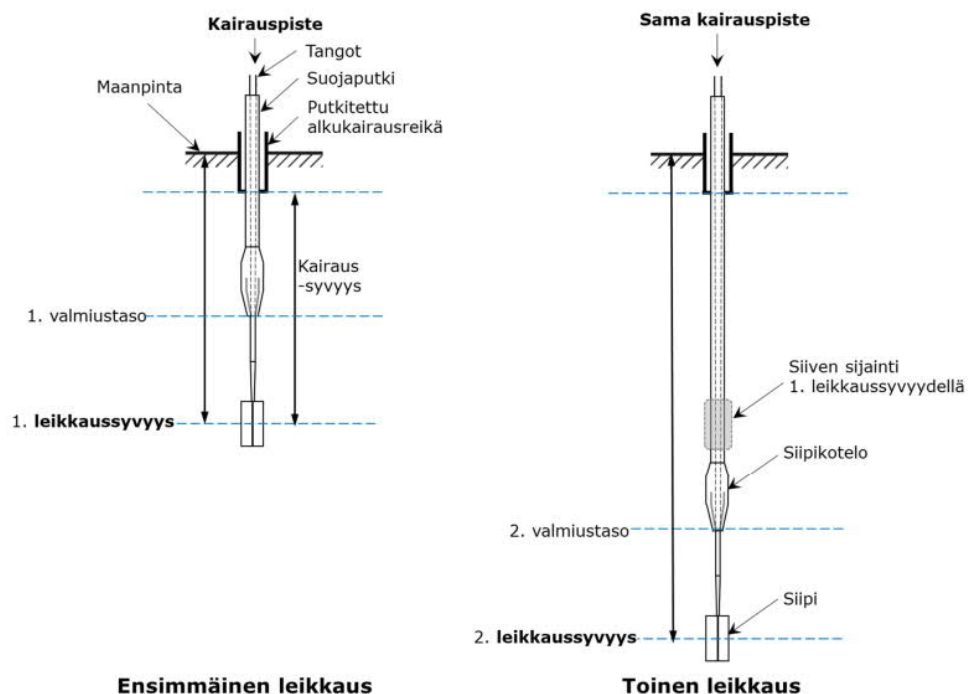
Siipikairaus on periaatteeltaan yksinkertainen pohjatutkimusmenetelmä, jolla hienorakeisen maan suljettua leikkauslujuutta voidaan mitata. Suomessa saven ja turpeen suljetun leikkauslujuuden mittaamiseen käytetään yleensä siipikairausta. Siipikairauksella voidaan saada luotettavia tutkimustuloksia, mikäli koe tehdään huolellisesti ja asianmukaisella laitteistolla.

Siipikairauksessa neljästä toisiaan vasten olevasta teräslevystä koostuva siipi painetaan kairatankojen avulla häiriintymättömään maahan. Siipeä kierretään vakionopeudella, ja siiven kärkien kautta muodostuvan sylinterinmuotoisen leikkautumispinnan syntymiseen tarvittava vääntömomentti mitataan. Kuvassa 30 on esitetty Suomessa käytettävän standardisiiven geometria ja terälevyjen reunojen viisteet silloin, kun teräslevyn paksuus $s > 2$ mm.



Kuva 30. Suomessa käytettävän standardisiiven geometria (Väylävirasto 2022)

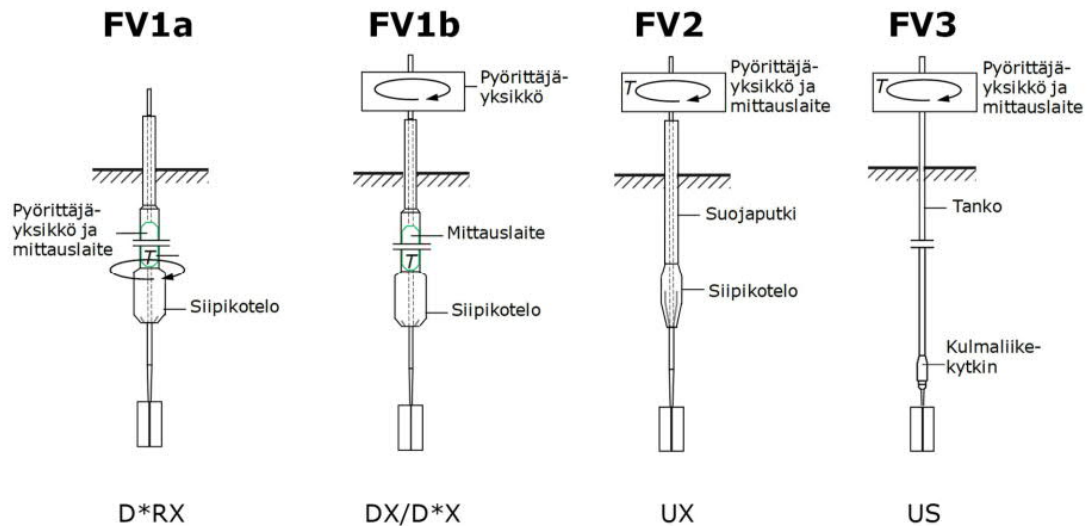
Siipikairauksen etu on, että sillä voidaan mitata maan siipileikkauslujuutta in-situ, eli maakerroksen jännitys-, vesipitoisuus- ja vedenläpäisevyyssolosuhteissa. Siipikairalla määritetyn leikkauslujuuden voidaan katsoa edustavan suljettua leikkauslujuutta eli maan tilavuuden ja vesipitoisuuden oletetaan pysyvän kokeen aikana muuttumattomina. Tosiasiassa maa häiriintyy aina vähän siiven maahan painamisen aikana. Siipikairausmittauksia eli -leikkauksia tehdään ennalta määritetyin, yleensä 0,5 m, syvyysvälein aina tiiviiseen maakerrokseen asti. Siipikairauksen työvaiheet on esitetty kuvassa 31.



Kuva 31. Siipikairauksen työvaiheet (Väylävirasto 2022)

Käytetystä laitteistosta ja sen osista riippuen siipikairauksessa voidaan käyttää erilaisia kokoonpanoja, jotka voidaan jakaa kahteen kategoriaan: ylhäältä ja alhaalta mittaavat

kokoonpanot. Ylhäältä mittaavat laitteistot mittaavat vääntömomenttia kairatankojen yläpäästä (kalustoluokat FV2 ja FV3). Alhaalta mittaavat laitteistot mittaavat vääntömomenttia välittömästi siiven yläpuolelta (kalustoluokat FV1a/b). Standardissa erilaisia kokoonpanoja kuvataan kirjainyhdistelmillä (esim. UX). Tyypillisiä kokoonpanoja sekä niitä vastaavat laitteistoluokat (FV1a/b, FV2 ja FV3) on kuvattu alla kuvassa 32 ja taulukossa 7. (Väylävirasto 2022)



Kuva 32. Periaatekuvia siipikairauksen laitteistojen kokoonpanoista (Väylävirasto 2022)

Taulukko 7. Siipikairauksen laitteistoluokat ja -kokoonpanot

Laitteisto-luokka	Kokoonpano	Vääntömomentin mittaus		Kiertokulman mittaus ^a		Suojaputki ja siipikotelo	Kulmaliikekytkin
		Maanpinnalta	Siiven lähellä	Maanpinnalta	Siiven lähellä		
FV1a	D*RX		x		x ^b	x	
FV1b	D*X		x		x	x	
FV1b	DX		x	x		x	
FV2	UX	x		x		x	
FV3	US	x		x			x

^a Maanpinnalta mitataan kiertokulma, joka sisältää myös tankojen vääntymisestä aiheutuvan kiertymän. Sitä vastoin, jos kiertokulma mitataan siiven lähellä, mitataan todellisempi siiven kiertokulma.

^b Laitteistoluokassa FV1a myös pyörittäjäyksikkö sijaitsee siiven lähellä. Muissa kokoonpanoissa siiven pyörittäminen tapahtuu kiertämällä tangostoa maanpinnalta.

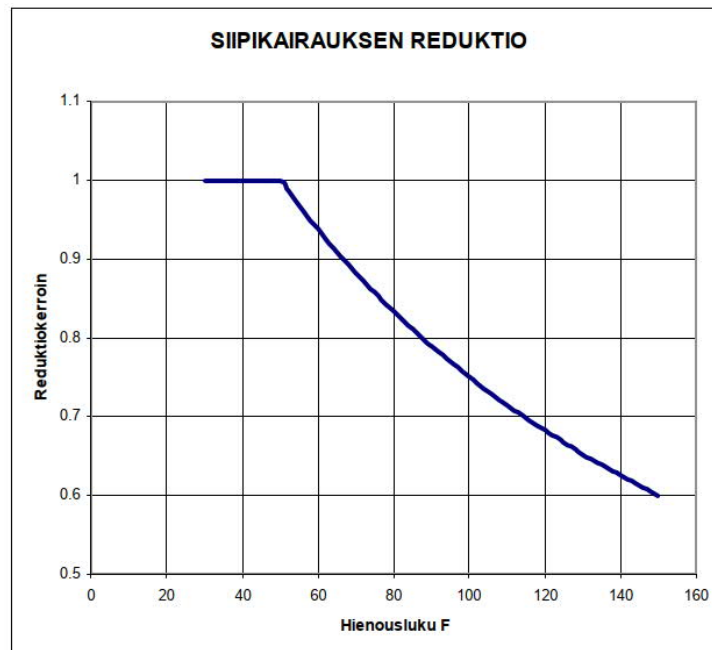
Siipikairauskokeessa käytettävällä kalustolla ja huolellisella työsuorituksella on merkittävä vaikutus siipileikkauslujuuden arvoon. Siipikairauksen laitteistoluokat- ja kokoonpanot jaetaan neljään luokkaan (FV1a...FV3) kaluston mittaustarkkuuden mukaan. Mitä parempi käyttöluokka, sitä vähemmän itse siipikairauskalusto aiheuttaa virhettä kairaus-tulokseen. Väyläviraston hankkeissa edellytetään vähintään käyttöluokan FV2 mukaista kalustoa, jossa tankokitka poistetaan suojaputken avulla. (Väylävirasto 2022)

Leikkauslujuuden arvo saadaan laskettua siiven kiertämiseen tarvittavan vääntömomentin ja leikkautumispinnan geometrian avulla. Suojaputkellisen kaluston tapauksessa maan leikkaantumiseen vaadittava momentti vastaa suurinta mitattua vääntömomenttia. Leikkautumismomentin ja laitevalmistajan ilmoittamien kalibroitukertoimien tietylle siipikoolle avulla voidaan laskea siipileikkauslujuus s_v kaavalla 2. (Väylävirasto 2022)

$$s_v = k \cdot r_s \cdot T_{max} \quad (2)$$

jossa k sekä r_s ovat laitevalmistajan ilmoittamia kalibroitukertoimia tietylle siipikoolle ja T_{max} (Nm) on maan leikkautumiseen vaadittava vääntömomentti.

Siipikairauskokeesta saatavaa siipileikkauslujuutta ei voi käyttää suoraan leikkauslujuuden suunnitteluarvona, vaan siipileikkauslujuus tarvitsee ensin redusoida reduktiokertoimella μ . Savilla siipileikkauslujuus redusoidaan savinäytteestä kartiokokeella määritetyn hienousluvun perusteella kuvan 33 diagrammin mukaan. Suomessa käytössä on vakiintunut tapa, jossa turpeelle käytetään aina redusointikertoimen arvoa $\mu = 0,5$ eli turpeen suljetun leikkauslujuuden suunnitteluarvo on puolet mitatusta siipileikkauslujuuden arvosta.



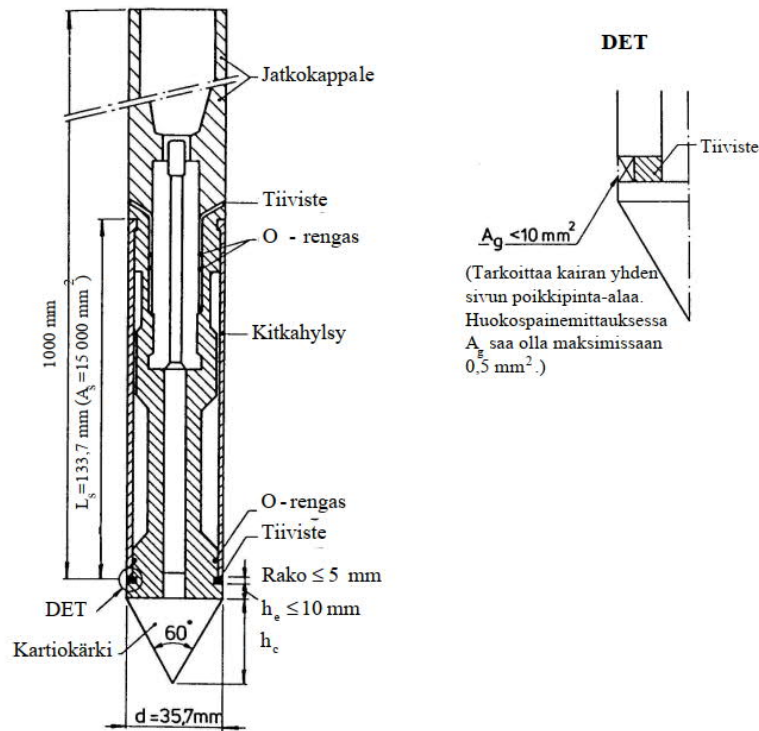
Kuva 33. Siipileikkauslujuuden redusointi hienousluvun perusteella (Liikennevirasto 2018a)

Siipikairaus on sinänsä yksinkertainen menetelmä suljetun leikkauslujuuden mittaamiseksi pehmeikkökohteissa. Penkereen stabiliteetin laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) mukaan siipikairaus soveltuu saven, liejusaven, liejun ja maatuneen turpeen suljetun leikkauslujuuden arviointiin. Myös hieno- ja keskisiltissä siipikairaus toimii yleensä hyvin. Raakaturpeessa ja karkeassa siltissä leikkauslujuuden arviointi on siipikairalla

vain suuntaa antavaa. Suomessa turpeen suljetun leikkauslujuuden mittaamiseen käytetään yleisimmin kuitenkin siipikairausta. Penkereen stabiliteetin laskentaohjeen mukaan siipikairaus ei sovellu raakaturpeelle, joten laskelmissa käytettävä suljettu leikkauslujuus määritetään laskennallisesti.

4.2 CPTu-kairaus

CPTu-kairauksessa maahan puristetaan vakionopeudella kärkikartiota, joka on esitetty kuvassa 34. Kairauksen aikana kärkikartiosta mitataan jatkuvasti kärkivastusta (q_c), huokospainetta (u) ja vaippakitkaa (f_s). (SGY 2001)



Kuva 34. CPTu-kairan kärkikartio (SGY 2001)

CPTu-kairaus ei mittaa suoraan maan lujuutta, mutta kärkivastus (q_c) on hyvin riippuvainen siitä. Maan lujuus lasketaan kärkivastuksen perusteella erilaisia empiirisiä korrelaatioita tai teoreettisia ratkaisuja käyttäen. Empiiriset korrelaatiot ovat paikallisia ja niiden taustalla pitää olla riittävästi dataa samoista paikallisista olosuhteista. Teoreettiset ratkaisut tarkoittavat käytännössä jonkinlaista yleistä laskentakaavaa. Koska kairakärjen tunkeutuminen maahan on monimukainen prosessi, teoreettiset ratkaisut eivät välttämättä tarjoa tarkkaa ratkaisua maan lujuusarvolle. Suomessa on tutkittu CPTu-kairauksen empiirisiä korrelaatioita suomalaisille saville. (Selänpää 2021) Suomessa ei ole aiemmin tehty CPTu-kairauksia turpeelle.

CPTu-kairaus perustuu kansainvälisesti käytettyyn CPT-kairaukseen (Cone Penetration Test). CPTu-kairauksessa mitataan lisäksi huokospainetta, mistä u-pääte. CPTu-kairauksia on Suomessa tehty suhteellisen vähän, koska kivinen moreeni on niin yleistä. CPTu-kairaus on edistynyt kairaustyyppi, joka on kehitetty maakerrosrajojen määrittämiseen tarkasti ja maakerrosten ominaisuuksien arvioimiseen.

Suomessa ja Ruotsissa käytetään yleisesti puristin-heijarikairausta, jossa yhdistyvät mekaaninen puristinkairaus sekä dynaaminen heijarikairaus. Kairausvastusta mitataan ylhäältä, toisin kuin CPTu-kairauksessa. Puristin-heijarikairaus soveltuu hyvin karkeisiin ja tiiviisiin kitkamaihin, esimerkiksi paalujen lyöntisyvyyden määrittämiseen. (SGY 2001)

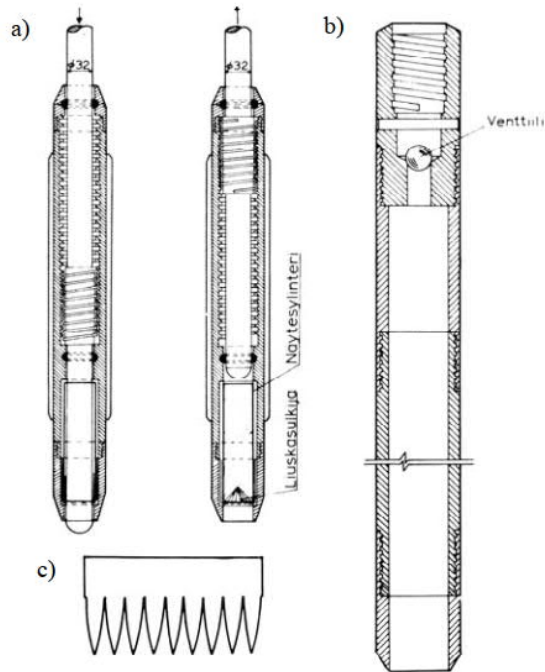
Kun CPTu-kairausta käytetään hienojakoisessa maassa kaluston pitää olla sellainen, että se mahdollistaa käyttöluokan 1 mukaisen kairauksen. CPTu-kairauksen kärkivastus turpeessa vaihtelee yleensä 0,1...0,5 MPa välillä. CPTu-kairan kairausluokkien tarkkuusvaatimukset on esitetty taulukossa 8.

Taulukko 8. CPTu-kairan tarkkuusluokitus (SGY 2001)

Kairausluokka	Mitattu parametri	Sallittu minimitarkkuus	Mittavälin maksimi pituus
1	Kärkivastus Vaippakitka Huokospaine Kairausvyvyys	50 kPa tai 3 % 10 kPa tai 10 % 5 kPa tai 2 % 0,1 m tai 1 %	20 mm
2	Kärkivastus Vaippakitka Huokospaine Kairausvyvyys	100 kPa tai 3 % 25 kPa tai 15 % 25 kPa tai 3 % 0,2 m tai 2 %	20 mm
3	Kärkivastus Vaippakitka Huokospaine Kairausvyvyys	400 kPa tai 5 % 50 kPa tai 15 % 50 kPa tai 5 % 0,2 m tai 2 %	50 mm
4	Kärkivastus Vaippakitka Kairausvyvyys	500 kPa tai 5 % 50 kPa tai 20 % 0,1 m tai 1 %	100 mm

4.3 Näytteenotto

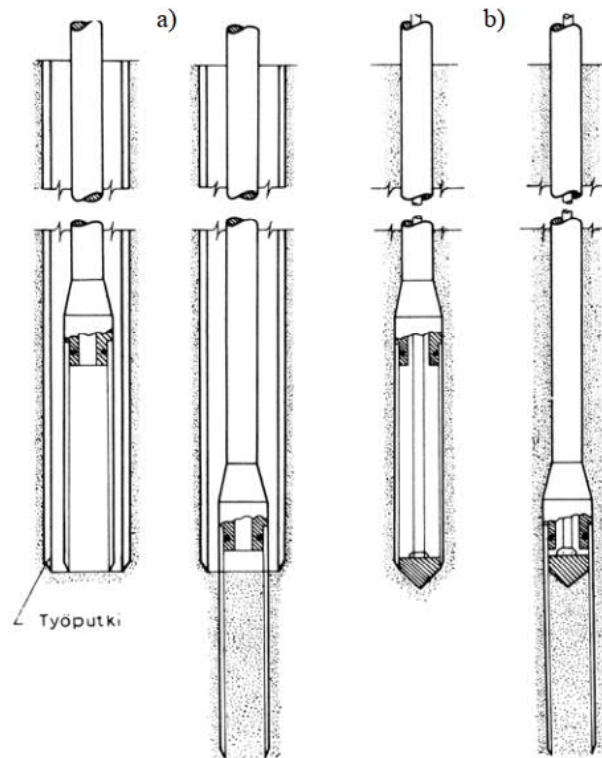
Maalajien geoteknisten ominaisuuksien tutkiminen maanäytteistä on kairausten ohella peruslähdekohta aina kun pohjasuhteita selvitetään. Laboratoriotutkimuksissa käytettävät maanäytteet jaetaan häiriintyneisiin ja häiriintymättömiin näytteisiin. Häiriintyneessä näytteessä maan sisäinen rakenne on rikkoutunut, mutta käytännössä kaikki maan ainesosat ovat kuitenkin tallella ja alkuperäisessä suhteessa. Häiriintyneestä maanäytteestä voidaan luotettavasti määrittää mineraalimaalajeissa rakeisuus sekä vesipitoisuus ja turvenäytteissä vesipitoisuus, maatuneisuusaste sekä turvetyyppi. Häiriintyneiden näytteiden ottamiseen tiivistä maalajeista tarkoitettuja ottimia on esitetty kuvassa 35.



Kuva 35. Hejarikairan näytteenotin (a), avoin putkiotin (b) ja liuskasulkija (c)
(SGY 1972)

Avoin putkiotin soveltuu vain häiriintyneiden maanäytteiden ottamiseen, sillä siinä ei ole erillistä näyteputkea, johon näyte voitaisiin varastoida. Näytteenoton jälkeen näyte työnnetään putkiottimesta ulos näyteastiaan tai muovipussiin, mikä viimeistään tekee näytteestä häiriintyneen.

Häiriintymättömässä näytteessä maa on häiriintynyt niin vähän näytettä otettaessa, että sen rakenne ei ole päässyt rikkoutumaan ja sen voidaan katsoa edustavan luonnontilaista maata. Todellisuudessa näyte häiriintyy jonkin verran aina näytteenoton aikana. Koska näytteen häiriintymisaste riippuu näytteenottajan ammattitaidosta, maalajista, näytteenottotavasta ja maan jännitystilasta, näytteenotosta on aina laadittava näytteenottopöytäkirja, johon edellä mainitut asiat kirjataan. (SGY 1972) Häiriintymättömiä näytteitä voidaan ottaa erilaisilla näytteenottimilla. Kuvassa 36 on esitetty häiriintymättömien näytteiden ottamisen periaate avoimella ottimella ja mäntäottimella.



Kuva 36. Häiriintymättömien näytteiden ottamisen periaate avoimella ottimella (a) ja mäntäottimella (b) (SGY 1972)

Häiriintymättömien näytteiden ottaminen etenkin raakaturpeesta voi olla hankalaa, koska turpeen seassa saattaa olla juuria ja puunkappaleita, jotka eivät leikkaannu näytteenottimen kärjessä. Tämän takia turve ei mene näytteenottimen mäntään tai häiriintyy näytteenoton yhteydessä. Tämä aiheuttaa haittaa etenkin pienelle $d = 50$ mm mäntäkairalle. Turvenäytteiden otto on helpompaa suuremmalla näytteenottimella.

Toinen näytteenottoa vaikeuttava ominaisuus on turpeen korkea vesipitoisuus. Jos näyte pääsee kuivumaan tai vesi erottuu näytteestä ja pääsee valumaan pois näyteputkesta, näytteen vesipitoisuus muuttuu niin paljon, ettei se vastaa enää näytteenottohetkellä olevaa vesipitoisuutta. Tästä johtuen turpeen vesipitoisuuden ja tilavuuspainon määrittäminen edellyttää näytteenottoa mäntä- tai avoimella näytteenottimella. Turpeen mahdollisimman oikea vesipitoisuus on tärkeä säilyttää näytteenotossa, jos vesipitoisuutta käytetään turpeen suljetun leikkauslujuuden arvioinnissa. Näytteenottomenetelmä voi vaikuttaa merkittävästi turvenäytteen vesipitoisuuteen.

Käytettävä näytteenottomenetelmä voi kuulua luokkaan A...C näytteen käyttötarkoituksen mukaan. Näytteiltä edellytetään laatuluokkaa 1 (A-luokan näytteenotto), jos niitä käytetään laboratoriokokeissa painumaominaisuuksien tai lujuuden määrittämiseen (esim. ödometri-, kolmiaksaali-, kartio-, DSS-koe). Käytännössä laatuluokan 1 näytteen-

otto tehdään aina häiriintymättömänä ja maalajin ominaisuuksin sopivalla näytteenottimella. Muussa tapauksessa riittää laatuluokka 3 (B-luokan näytteenotto). (Liikennevirasto 2018b) Tarkemmat maanäytteiden laatuluokat ja käytettävät näytteenottoluokat on esitetty standardissa EN ISO 22475-1.

4.4 Laboratoriokokeet

Penkereen stabiliteetin laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) mukaan turpeesta määritetään laboratoriossa aina turvetyyppi, maatumisaste ja vesipitoisuus. Tarvittaessa voidaan määrittää leikkauslujuus. Tässä tutkimuksessa leikkauslujuuden määrittämiseen käytettiin DSS- ja kolmiaksiaalikoikeita. Turvetyyppi ja maatumisaste voidaan määrittää häiriintyneistä tai häiriintymättömistä näytteistä. DSS- ja kolmiaksiaalikoikeet vaativat häiriintymättömiä näytteitä.

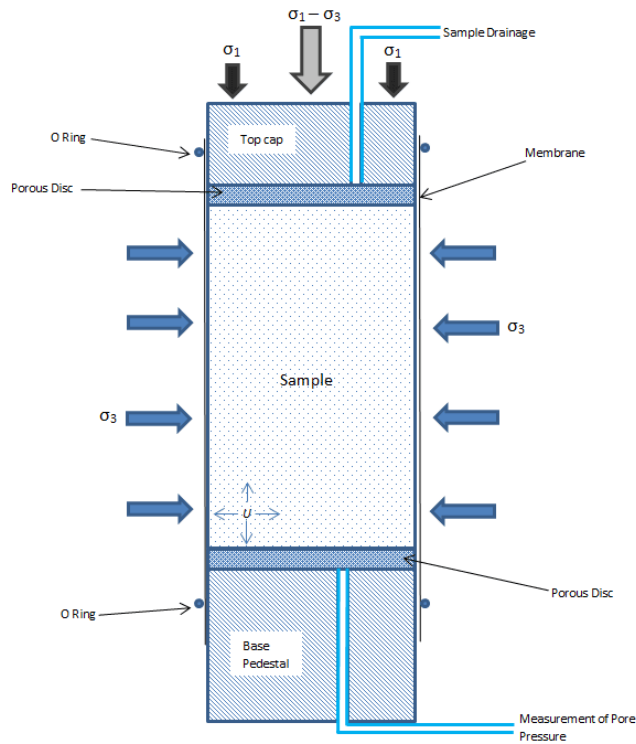
Turpeelle tehtävät laboratoriokokeet ovat haastavia, sillä koelaitteistot on suunniteltu mineraalimaalajien testaamista varten ja turpeen testaamisesta ei usein ole riittävää kokemusta. Lisäksi turpeen suuri kokoonpuristuma hankaloittaa näytteiden konsolidointia vaativia kokeita.

4.4.1 Luokituskokeet

Turvenäytteistä määritetään laboratoriossa turvetyyppi, von Postin maatumisaste, vesipitoisuus ja tilavuuspaino.

4.4.2 Kolmiaksiaalikoikeet

Kolmiaksiaalikoikeessa maanäyte asetetaan paineistettuun koeselliin, jolla pyritään mallintamaan maanäytteen in-situ jännitystilaa. Tämän jälkeen maanäyte leikataan sen lujuusominaisuuksien selvittämiseksi. Kolmiaksiaalikoikeita tehdään yleensä vain hyvälaatuisille häiriintymättömille näytteille. Koejärjestelyssä ensin yleensä näyte kyllästetään vedellä, sitten konsolidoidaan haluttuun jännitystilaan ja viimeisenä leikataan. Yleensä näytteen leikkaus tehdään puristamalla, mutta vetokokeitakin voidaan tehdä oikeilla välineillä. Kolmiaksiaalikoike on monipuolisin ja tarkin leikkauslujuuden ja jännitys-muodonmuutosominaisuuksien määrittäminen menetelmä. Kolmiaksiaalikoikesellin periaatekuva ja jännitykset on esitetty kuvassa 37.

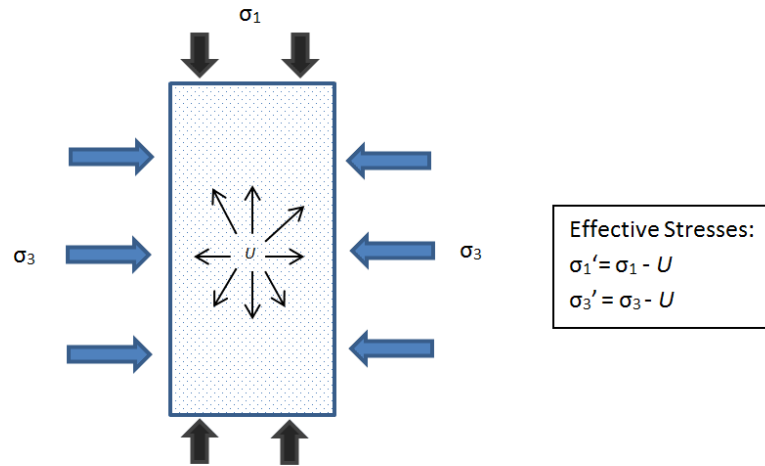


Kuva 37. Kolmiaksaalikoeesellin periaatekuva ja jännitykset (VJ Tech 2017)

Kolmiaksaalikoeksessa näytteeseen kohdistuvat kuvassa 38 esitetyt jännitykset:

- σ_1 suurin pääjännitys, yleensä pystysuuntainen
- σ_3 pienin pääjännitys ns. sellipaine, joka puristaa näytettä sivuilta joka puolelta
- U huokospaine näytteessä
- $\sigma_1 - \sigma_3$ on deviatorinen jännitys eli suurimman ja pienimmän pääjännityksen erotus
- $\sigma_1' = \sigma_1 - U$ on tehokas suurin pääjännitys
- $\sigma_3' = \sigma_3 - U$ on tehokas pienin pääjännitys

Leikkausvaiheessa näyte leikataan lisäämällä aksiaalisen ja säteittäisen suunnan jännityseroa eli deviatorista jännitystä kasvatetaan lisäämällä pääjännityksen suuruutta.



Kuva 38. Kolmiaksaalikokeessa näytteeseen kohdistuvat jännitykset (VJ Tech 2017)

Kolmiaksaalikokeen etuna muihin laboratorionkokeisiin verrattuna voidaan pitää sitä, että koe voidaan tehdä suljetussa tai avoimessa tilassa ja huokospainetta voidaan mitata. Kolmiaksaalikokeen avulla pystytään määrittämään näytteen tehokkaat parametrit: koheesio (c') ja kitkakulma (ϕ') sekä suljettu leikkauslujuus (s_u). Kolmiaksaalikokeella pystytään haluttaessa määrittämään myös maan muita ominaisuuksia, kuten näytteen jäykkyys ja vedenläpäiseväisyys.

Kolmiaksaalikokeiden päätyypit ovat:

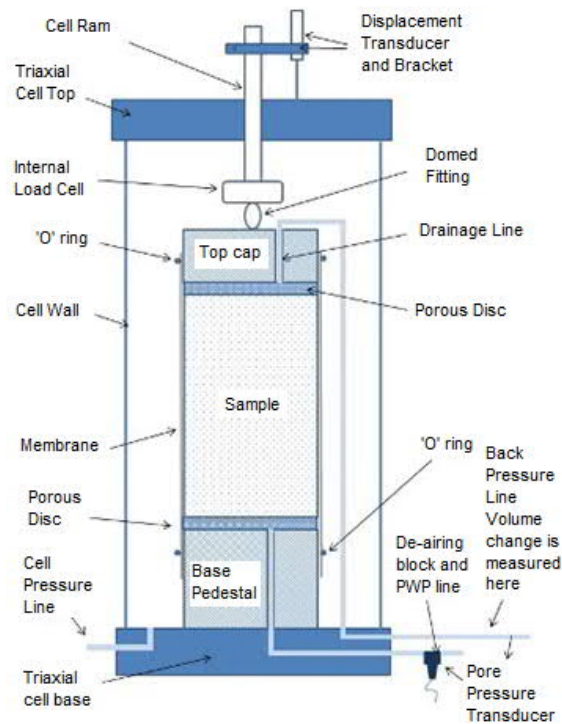
- UU (Unconsolidated Undrained), konsolidotoimaton suljettu koe
- CU (Consolidated Undrained), konsolidoitu suljettu koe
- CD (Consolidated Drained), konsolidoitu avoin koe

CU ja CD-kokeet aloitetaan yleensä laitteiston ja näytteen kyllästämällä vedellä, jonka jälkeen näyte konsolidoidaan haluttuun jännitystilaan. Konsolidointi voidaan tehdä isotrooppisena, jolloin näytteen jännitystila on samansuuruinen kaikissa suunnissa, tai anisotrooppisena jolloin näytteen jännitystila ei ole samansuuruinen kaikissa suunnissa. Konsolidoinnin jälkeen näyte leikataan kasvattamalla aksiaalista pääjännitystä. (VJ Tech 2017)

UU-kokeissa ei tyypillisesti käytetä kyllästys- tai konsolidaatiovaiheita, vaan testi koostuu pelkästä leikkausvaiheesta. Tämä tekee UU-kokeista nopeita, yhden kokeen tekeminen kestää noin 30 minuuttia. CU- ja CD-kokeet puolestaan ovat huomattavasti hitaampia, ja kokeen pituus voi olla viikkoja. CD-kokeen kesto on tyypillisesti suurin, koska leikkausvaiheen aikana huokospaineen ei anneta nousta. Tämä johtaa hyvin hitaaseen kuormitusnopeuteen, mikäli näytteen vedenläpäisevyys on alhainen. CU-kokeet ovat CD-kokeita

nopeampia suorittaa, koska huokospaineen sallitaan nousevan, kun kuormitusta lisätään ja huokosveden painetta mitataan leikkausvaiheessa. (VJ Tech 2017)

Kolmiaksaalikokeessa näyte asetetaan ensin kumisukan sisään ja sen jälkeen näyte asetetaan koelaitteiston selliin. Kolmiaksaalilaitteiston periaatekuva on esitetty kuvassa 39.



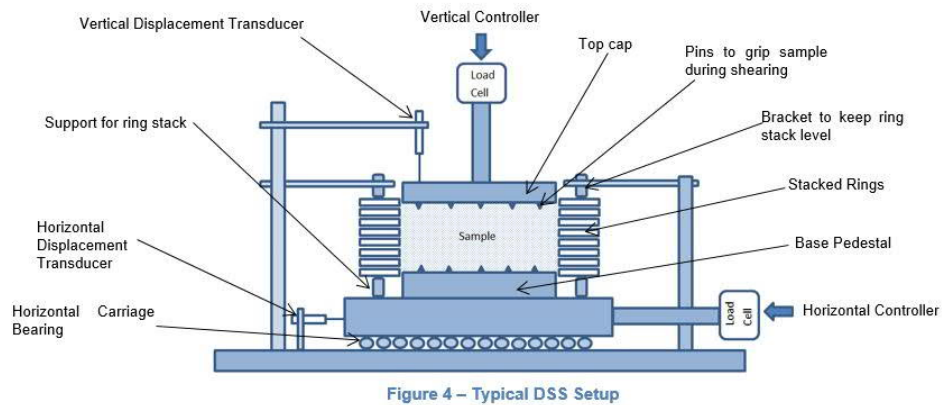
Kuva 39. Kolmiaksaalilaitteiston periaatekuva (VJ Tech 2017)

Näytteen ympärillä vaikuttava sellipaine (σ_3) nostetaan haluttuun arvoon. Leikkausvaiheessa näytettä kuormitetaan aksiaalisesti ylhäältä pystysuunnassa sellin päällä olevan männän avulla. Voimaa mitataan näytteen päällä olevalla kuormituskennoilla ja näytteen muodonmuutosta mitataan siirtymäanturilla. Näytteen huokospainetta mitataan tarvittaessa anturilla. Näytteen tilavuuden muutosta mitataan tarvittaessa laitteesta tulevan letkun kautta tilavuuden muutosmittarilla tai automaattisella paineensäätimellä. (VJ Tech 2017)

4.4.3 DSS-koe

DSS-kokeessa (Direct Simple Shear) konsolidoitu näyte leikataan lisäämällä vaakasuuntaista kuormitusta. Kokeen aikana mitataan leikkausjännitystä ja normaalijännitystä vaakasuuntaisesti. (Selänpää 2021) Vaakasuuntainen jäykkyys näytteen konsolidointia var-

ten saadaan aikaan kuparirenkailla tai vajereilla vahvistetun kumisukan avulla. Leikkauksen aikana pystysuuntainen tuki pääsee liikkumaan vaakasuunnassa. Tuen liukuminen vaakasuunnassa aiheuttaa aina pientä lisäkitkaa kokeessa ja tämä kitka pitää ottaa huomioon tuloksia tulkittaessa tuen tyyppin mukaan. DSS-kokeen periaatekuva on esitetty kuvassa 40.



Kuva 40. DSS-kokeen periaatekuva (VJ Tech 2021)

DSS-koe on kehitetty suoran leikkauskokeen (ns. rasialeikkauskoe) pohjalta. Suorassa leikkauskokeessa laitteisto koostuu rasiasta, jossa on erilliset ylä- ja alaosat. Suoran leikkauskokeen ongelma on, että se pakottaa näytteen leikkautumaan näytteen keskeltä rasian ylä- ja alaosan välistä. Näytteen keskikohta ei välttämättä ole heikon kohta ja tämä voi johtaa leikkauslujuuden yliarviontiin. DSS-koe kehitettiin poistamaan tämä suoran leikkauskokeen heikkous. DSS-kokeessa näyte pääsee deformatumaan tasaisesti, eikä näytteen leikkauspintaa ole pakotettu tiettyyn tasoon. DSS-kokeessa pyritään siihen, että näyte leikkaantuu sen heikoimmasta kohdasta. (VJ Tech 2021) Kuvassa 41 on esitetty suoran leikkauskokeen ja DSS-kokeen leikkauksen ero.

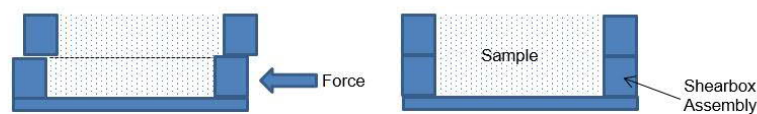


Figure 1 – Shearing within Direct Shear

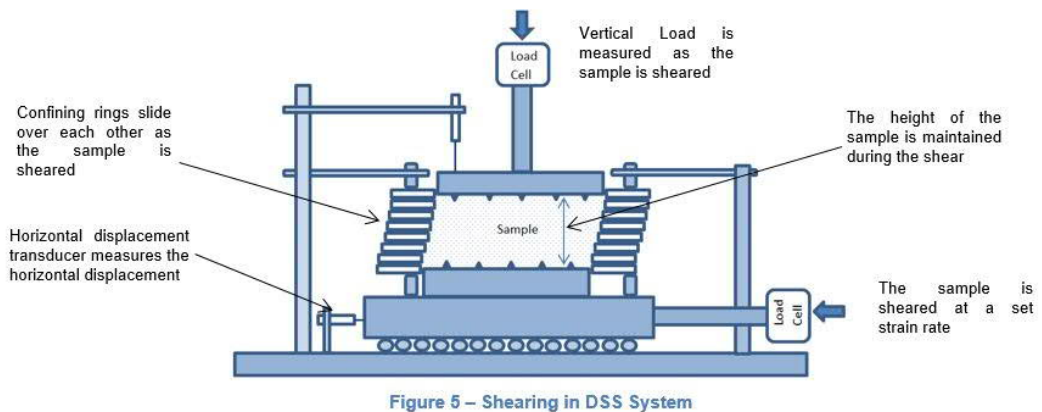


Figure 2 – Shearing within Direct Simple Shear (DSS)

Kuva 41. Rasialeikkauskokeen ja DSS-kokeen leikkauspintojen ero (VJ Tech 2021)

Toinen suoran leikkauskokeen ja DSS-kokeen ero on se, että suorassa leikkauskokeessa käytetään vakiopystyjännitystä, jonka seurauksena näytteen korkeus ja tilavuus pääsevät muuttumaan kokeen aikana.

Suora leikkauskoe suoritetaan siis avoimessa tilassa. DSS-kokeessa näytteen korkeus ja sitä kautta myös tilavuus pidetään vakiona säädettävän pystyjännityksen avulla, ja tällä pyritään simuloimaan suljettua tilaa näytteessä. Ennen leikkausvaihetta näyte konsolidoidaan haluttuun jännitystilaan säätämällä pystyjännitystä. Kun näyte alkaa leikkaantua, vaakasuuntainen jännitys laskee ja huokospaine vastaavasti nousee. (VJ Tech 2021) (Selänpää 2021) DSS-kokeen leikkausvaiheen periaatekuva on esitetty kuvassa 42.



Kuva 42. DSS-kokeen leikkausvaihe (VJ Tech 2021)

DSS-kokeessa mitataan vain keskimääräistä leikkaus- ja normaalijännitystä. Näillä kahdella ei saada tarpeeksi tietoa, että näytteen jännitystila voitaisiin määrittää tarkasti. DSS-koetta voidaan käyttää saven suoran suljetun leikkauslujuuden määrittämiseen erityisesti anisotrooppisilla ADP-maamalleilla tehtävää laskentaa varten. DSS-kokeen suljen leikkauslujuuden arvot vastaavat tyypillisesti savilla siipikairauksella mitattua suljettua leikkauslujuutta. (Selänpää 2021)

4.5 Turpeen leikkauslujuuden arviointi laskennallisesti

Turpeen suljettua leikkauslujuutta voidaan pohjatutkimustiedon puutteessa arvioida erilaisilla laskentakaavoilla. Tässä tutkimuksessa käsitellään kahta kaavaa:

- Turpeen vesipitoisuuden ja maatuneisuusasteeseen perustuva laskentakaava
- Turpeen lujittumisen seurauksena leikkauslujuuden kasvua mallintava laskentakaava

Alustavia stabiliteettitarkasteluja varten Amaryan et al. (1973) on esittänyt kokemuspärisen kaavan turpeen vesipitoisuuden (w) ja suljetun leikkauslujuuden (s_u) välille. Menetelmä on kokemuspärisen ja perustuu siipikairalla tehtyihin leikkauslujuuden määrittäisiin:

$$s_u = \frac{140}{w} \cdot (100 - 1,1 \cdot R) \text{ kPa} \quad (3)$$

jossa s_u on suljettu leikkauslujuus, w on turpeen vesipitoisuus ja R on Pjajtshenkon maatumisaste.

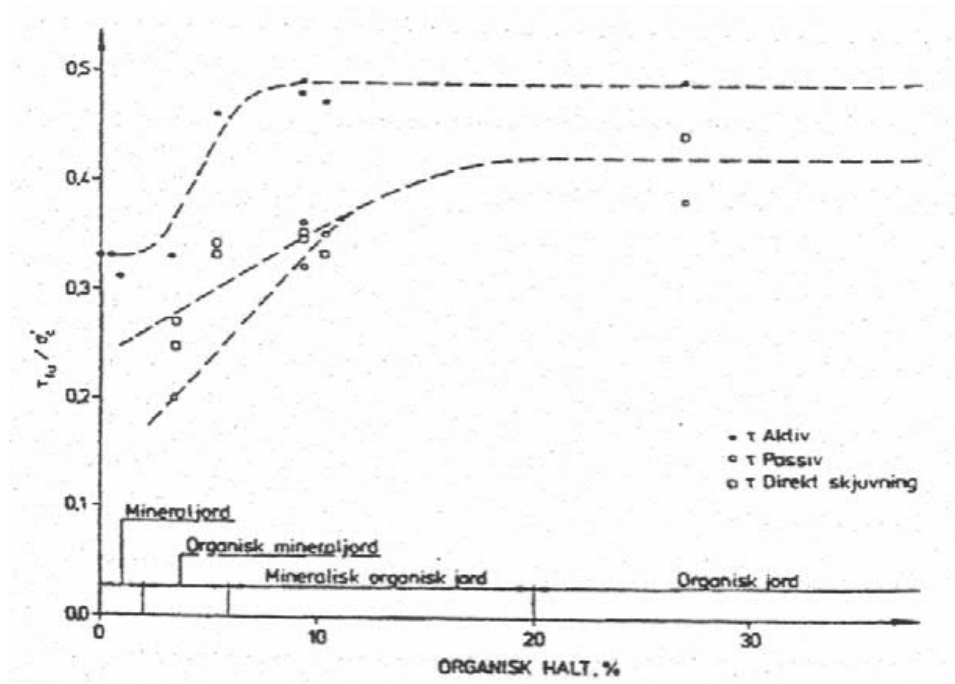
Penkereen stabiliteetin laskentaohjeessa (Liikennevirasto 2018b) on esitetty edellä mainittuun kaavaan perustuva yksinkertaistettu kaava, josta on jätetty Pjajtshenkon maatumisaste pois. Uusi taulukko jaottelee turpeet yksinkertaisemmin geoteknisen maalajiluokituksen perusteella raakaturpeisiin, keskinkertaisesti maatuneisiin ja maatuneisiin turpeisiin. Kaavat on esitetty taulukossa 9.

Taulukko 9. *Arvio turpeen leikkauslujuudesta vesipitoisuuden ja maatuneisuusasteen perusteella (Liikennevirasto 2018b)*

von Post (H)	Turpeen leikkauslujuus (kPa) vesipitoisuus % perusteella	Turpeen kuvaus
1	$S_u = \frac{12000}{w}$	Raakaturve
2		
3		
4	$S_u = \frac{9500}{w}$	Keskinkertaisesti maatunut turve
5		
6		
7	$S_u = \frac{5500}{w}$	Maatunut turve
8		
9		

Kuten kohdassa 2.4.6 mainittiin, pitkäaikaisen kuormituksen alla turpeen lujuus kasvaa merkittävästi. Turpeen lujittumisen määrittäminen voidaan tehdä kahdella menetelmällä. Ensisijainen tapa määrittää lujuus penkereen alla on tehdä CPTu- tai siipikairaus suoraan penkereen läpi. Koska tämä tapa ei ole aina mahdollinen, toinen tapa on käyttää esikonsolidaatiojännityksen kasvua lujuuden kasvua arvioitaessa.

Leikkauslujuuden kasvua voidaan arvioida suljetun leikkauslujuuden ja konsolidaatiojännityksen välillä vallitsevien kokemusperäisten vuorosuhteiden perusteella kuvan 43 mukaan. Kokemusperäiset yhteydet koskevat lähinnä konsolidaatiojännityksen ja suoralla leikkauskokeella määritetyn suljetun leikkauslujuuden välistä vuorosuhdetta. Kuvan 43 mukaan turpeella suljetun leikkauslujuuden ja konsolidaatiojännityksen välinen suhde on noin 0,4. (Ratahallintokeskus 2006) Suoraan suljetun leikkauslujuuden mittaukseen perustuva menetelmä on luotettavampi, ja antaa yleensä suurempia lujuuksia kuin laskennallinen arvo. (Liikennevirasto 2018b)



Kuva 43. Kokemusperäisiä yhteyksiä humuspitoisuuden ja suhteen suljettu leikkauslujuus/konsolidaatiojännitys välillä eloperäisessä maassa (Ratahallintokeskus 2006)

Penkereen stabiliteetin laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) mukaan turpeelle voidaan määrittää hyvin likimääräinen lujuusarvo kaavalla

$$s_u \approx 0,4 \cdot \sigma'_{v0}, \quad (4)$$

jossa s_u on suljettu leikkauslujuus ja σ'_{v0} on vallitseva tehokas pystysuuntainen jännitys.

Turpeen suljetulle leikkauslujuudelle voidaan käyttää suurimmillaan arvoa 40 kPa, jos suurempaa lujuutta ei osoiteta siipikairauksella tai leikkauskokeella. Turpeen lujuuden voidaan kuitenkin olettaa olevan vähintään 5 kPa. (Liikennevirasto 2018b)

Leikkauslujuuden kasvun arviointia varten on mitattava myös penkereen todellinen paksuus, koska painumat vaativat usein raiteen ja penkereen korotuksia. Penkereen paksuus saattaa näin ollen poiketa huomattavasti alkuperäisen suunnitelman mukaisesta mitasta. Tämän vuoksi penkereen kuormitus ja lujuuden kasvu ovat usein suurempia kuin alkuperäisten mittojen mukaan olisi odotettavissa. Tarkemmissa analyyseissä käytetään in-situ-kokeilla ja/tai laboratorioskokeilla penkereen läpi otetuista häiriintymättömistä näytteistä määritettyä suljettua leikkauslujuutta. (Ratahallintokeskus 2006)

5. TULOKSET

Tässä luvussa esitellään valittu kenttätutkimuskohde ja käydään läpi tutkimuksessa tehdyt pohjatutkimukset sekä laboratoriokokeet ja niiden tulokset.

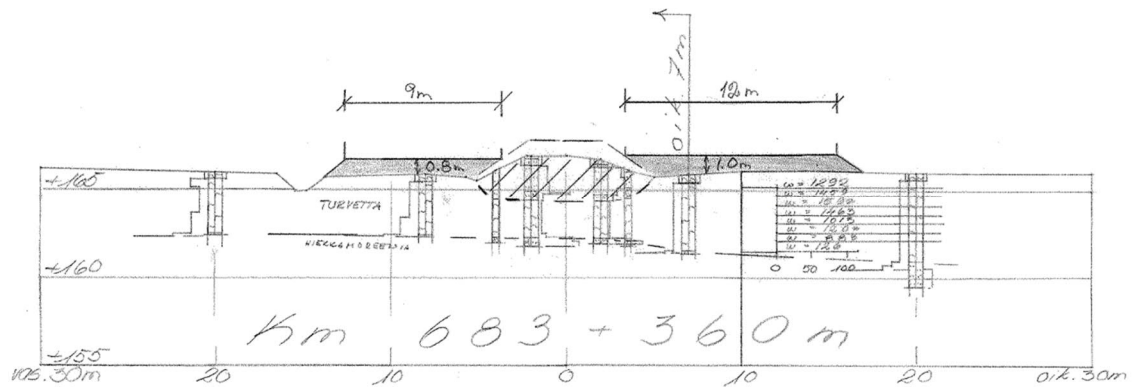
5.1 Tutkimuskohteen valinta

Tämän tutkimuksen kenttätutkimuskohteeksi valikoitui Kontiomäki-Pesiökylä-rataosan turvepehmeiköt. Rataosalta löytyi pengertutkimusten mukaan kelluvia turvepehmeiköitä. Lisäksi rataosalla oli käynnissä perusparannuksen suunnittelu ja rakentaminen. Tämän johdosta myös perusparannushankkeen pohjatutkimustietoja voitiin käyttää hyväksi tutkimuksessa. Rataosuus on vähäliikenteinen, joten ratatyön suojalottuman (RSU) sisään voitiin ohjelmoida tutkimuksia. Pengertutkimusten pohjatutkimukset oli tehty vuonna 1972–1977. Arkistokuvien tietoja täydennettiin vuonna 2019 ja 2021 rataosan perusparannushanketta varten tehdyillä pohjatutkimuksilla. Uusien pohjatutkimusten perusteella turvetta ei ole poistettu ratapenkereen alla, eikä ratapenger ole vielä painunut kovaan pohjamaahan.

Kontiomäki-Hyrynsalmi on vähäliikenteinen rataosuus, joka on valmistunut vuonna 1939. Rataosalla on pelkästään tavaraliikennettä. Perusparannushankkeessa vuosina 2021–2023 Pesiökylään rakennetaan uusi raakapuun kuormauspaikka, poistetaan tai parannetaan tasoristeyksiä, uusitaan siltoja, uusitaan radan päällysrakenne ja vahvistetaan pehmeikköjä. (Väylävirasto 2020)

Rata on perustettu kokonaisuudessaan maanvaraisesti. Vuosina 1972–1977 rataosalle tehtiin pengertutkimus, jossa rataosan pohjasuhteita selvitettiin pehmeikköjen osalta. Rataosan pehmeiköt ovat lähes ainoastaan turvepehmeiköitä. Pengertutkimuksen perusteella laadittiin vuonna 1977 perusparannussuunnitelma, jossa moniin pehmeikköihin suunniteltiin vastapenkereet ratapenkereen stabiliteetin parantamiseksi. (Ratapiirustusarkisto)

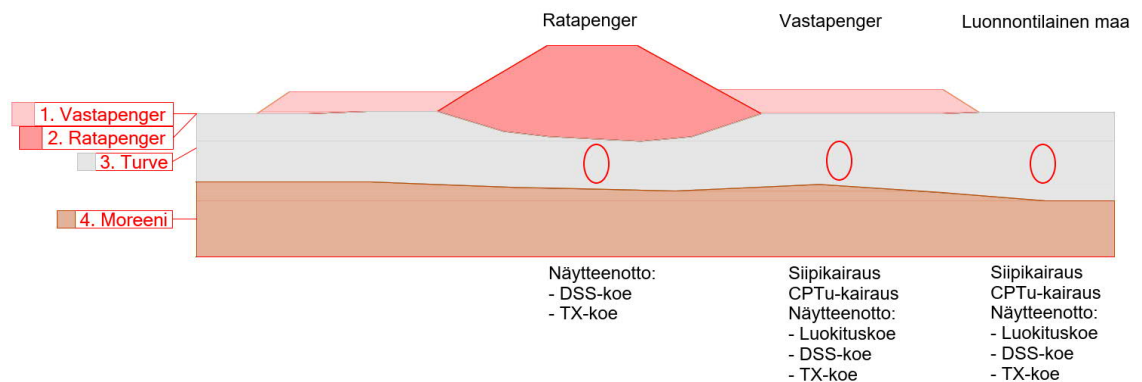
Vastapenkereet ovat monin paikoin painuneet turpeeseen niin, että 50 vuoden jälkeen laserkeilausaineistossa ei enää näkynyt suunnitelmien mukaisia vastapenkereitä. Maanpintamalla käytettiin junasta keilattua laserkeilausainestoa. Vuonna 2019 ja 2021 tehdyissä pohjatutkimuksissa varmistettiin vastapenkereiden olemassaolo, kun pohjatutkimuksissa ratapenkereen sivuilta löytyi kitkamaa-ainesta turpeen päältä. Kuvassa 44 on esitetty Kontiomäki-Pesiökylä-rataosan pengertutkimuksen poikkileikkaus km 683+360, johon on suunniteltu vastapenkereet ja radan korkeusviivan nosto.



Kuva 44. Pengertutkimus km 683+360 (Ratapiirustusarkisto)

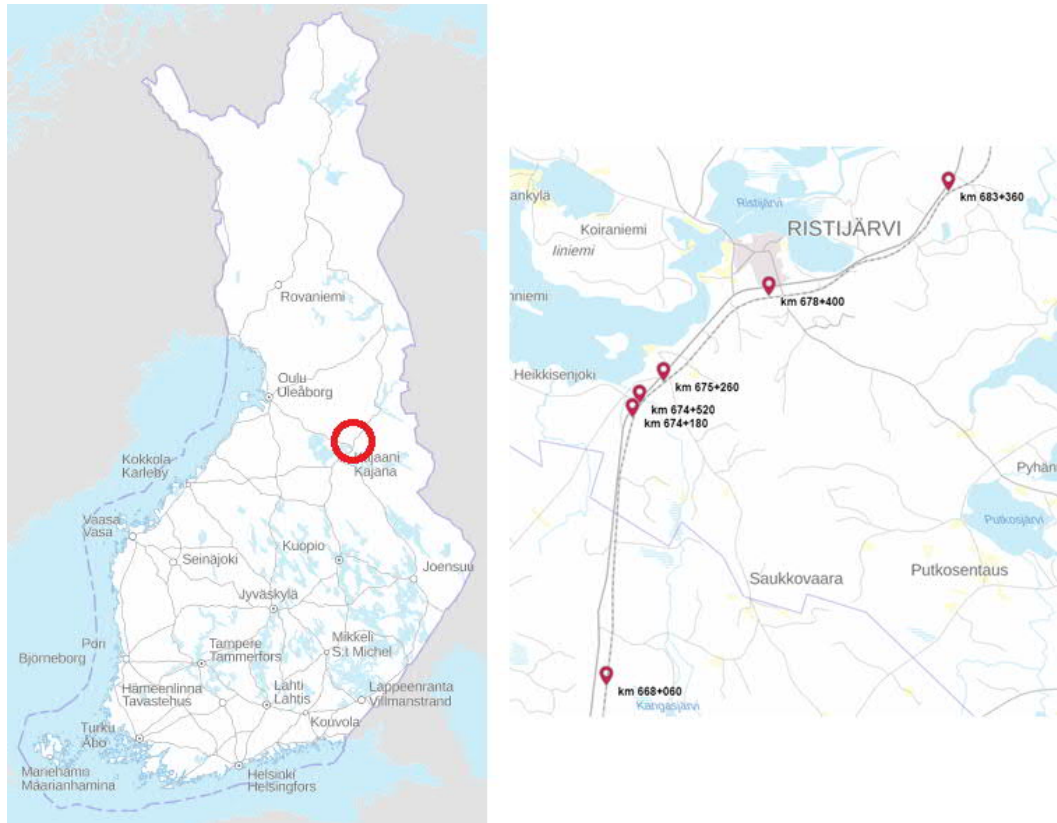
5.2 Pohjatutkimusohjelma

Pohjatutkimusohjelman tavoitteena oli tarkoitus selvittää turpeen ominaisuuksia jokaisesta tutkimuspoikkileikkauksesta ratapenkereen alta, vastapenkereen alta ja luonnontilaisesta turpeesta. Pohjatutkimusmenetelminä käytettiin näytteenottoa sekä CPTu- ja siipikairausa. Turvenäytteille tehtiin DSS-, kolmiaksiaali- (TX-) ja luokituskokeita kuvan 45 mukaisista kohdista otetuista näytteistä.



Kuva 45. Pohjatutkimusohjelman periaatepoikkileikkaus

Pohjatutkimusohjelmassa tutkittavaksi kohteeksi valittiin Kontiomäki-Pesiökylä-rataosan poikkileikkaukset km 668+060, km 674+180, km 674+520, km 678+400 ja km 683+360. Kohteet sijaitsevat pehmeiköillä P4, P6, P7 ja P10. Poikkileikkaukset valittiin perusparrannushankkeen pohjatutkimusten perusteella. Tutkimukseen valittiin poikkileikkaukset, joissa ratapenkereen alla oli mahdollisimman paksu turvekerros. Poikkileikkaukset sijaitsevat Kajaanin kaupungissa ja Ristijärven kunnassa. Poikkileikkausten sijainti on esitetty kuvassa 46.



Kuva 46. Tutkimuspoikkileikkausten sijainti. (Paikkatietoikkuna)

Raitteen keskilinjan, eli ratapenkereen alta ohjelmoitiin häiriintymätön näytteenotto, jolla oli tarkoitus tutkia eniten lujittuneen turpeen ominaisuuksia laboratoriokeiden avulla. Näytteenotto ratapenkereen alta on työlästä, sillä ennen näytteenottoa joudutaan ratapenkereen läpi poraamaan suojaputki, ja vasta sen jälkeen pystytään suorittamaan näytteenotto. Suojaputken porauksen aikana radalla ei voi olla liikennettä, eli putkituksen ajaksi vaaditaan liikennekatko. Kairausvaunun jalan koko rajasi suojaputken kokoa niin, että vain halkaisijaltaan 50 mm näytteenotto oli mahdollista ratapenkereen alta.

Suojaputkituksen poraamisen vaatima aika rajasi, että ratapenkereen alta ei pystytty tekemään CPTu-kairauksia, koska ne olisivat vaatineet oman suojaputken jokaiseen tutkimuspisteeseen. Lisäksi ratapenkereen alla turpeeseen voi olla sekoittunut myös ratapenger materiaalia, minkä vuoksi CPTu-kairaus raitteen keskeltä ei anna luotettavaa tulosta. Tutkimuksessa päädyttiin tekemään vain näytteenotto raitteen keskeltä. Näytteenoton etu tässä tilanteessa on, että näytteestä voidaan nähdä, onko turpeeseen tai muuhun pehmeään pohjamaahan sekoittunut ratapenger materiaalia.

Vastapenkereiden alta, 8–11 m raitteen keskilinjasta, ohjelmoitiin tehtäväksi häiriintymätön näytteenotto ja CPTu-kairaus. Vastapenkereiden paksuus oli ratapiirustusarkiston piirustuksien mukaan 0,8...1,0 metriä, mikä tarkoitti sitä, että suojaputkitusta ei tarvittu.

Vastapenger läpäistiin alkukairauksella kierrekairalla, mikä mahdollisti suurempihalkaisijaisen, 86 mm, näytteenottimen käytön. Myös CPTu-kairaukset voitiin tehdä vastapenkereen alta alkukairauksen avulla.

Luonnontilaisen turpeen, noin 22 metriä raiteen keskilinjasta, ominaisuuksia tutkittiin häiriintymättömällä ja häiriintyneellä näytteenotolla, CPTu-kairauksilla ja siipikairauksilla. Näytteenotossa vertailtiin eri kokoisten näytteenottimien (halkaisija 50 mm, 86 mm ja 100 mm) soveltumista turvenäytteiden ottamiseen.

Neljään tutkimuspoikkileikkaukseen ohjelmoitiin myös siipikairaus, koska aiemmin tehdyt siipikairaukset oli tehty vastapenkereen alta, eikä luonnontilaisesta turpeesta. Tällä haluttiin varmistua siitä, että siipi- ja CPTu-kairaukset ovat tehty samassa lujittumisolosuhteissa olevalle turpeelle.

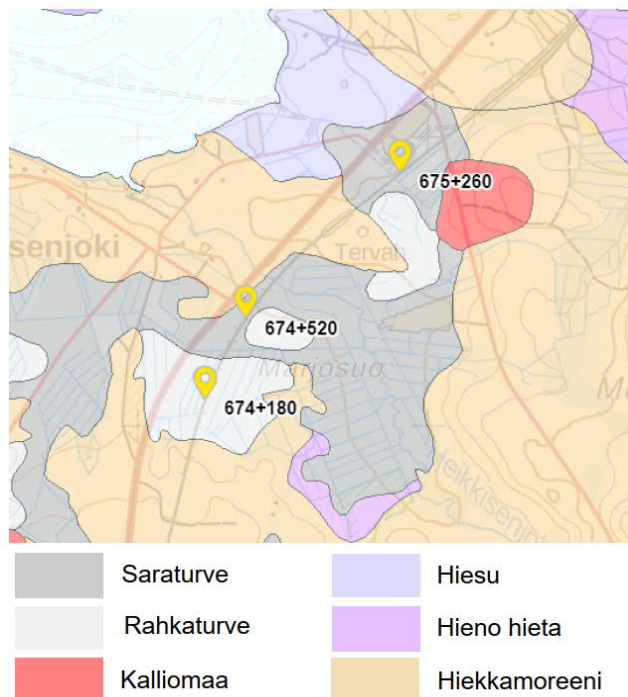
5.3 Pohjatutkimukset

Pohjatutkimukset toteutettiin kahden viikon aikana joulukuussa 2021. Keliolosuhteet aiheutuivat huomattavaa haittaa työn suorittamiselle. Pakkasta oli pahimmillaan $-25\text{ }^{\circ}\text{C}$, ja lunta maastossa noin 25 cm. 100 mm avoin putkiotin oli valmistettu muovista, ja se hajosi pakkasen vaikutuksesta viimeisen näytteenoton aikana. Vaikeista olosuhteista johtuen kuudesta suunnitellusta poikkileikkauksesta vain kolmelle ehdittiin tehdä suunnitelman mukaiset pohjatutkimukset. Tutkitut poikkileikkaukset olivat km 674+180, km 675+520 ja km 675+260. Pengerkorkeudet olivat poikkileikkauksessa km 674+180 noin 1,7 m, poikkileikkauksessa km 675+520 n. 2,3 m ja poikkileikkauksessa km 675+260 n. 2,7 m. Tutkittujen poikkileikkausten sijainti on esitetty kuvassa 47.



Kuva 47. Tutkittujen poikkileikkausten sijainti (Paikkatietoikkuna)

Maaperäkartan mukaan poikkileikkaus km 674+180 on rahkaturvevaltaisella suolla, kun taas poikkileikkaukset km 674+520 ja 675+260 ovat saraturvesuolla. Maaperäkartta poikkileikkauksista on esitetty kuvassa 48. Tulosten otos on niin pieni, että eri turvelajien ominaisuuksien vertailu ei ole mahdollista. Laboratoriossa ei myöskään määritetty turvetyyppiä.

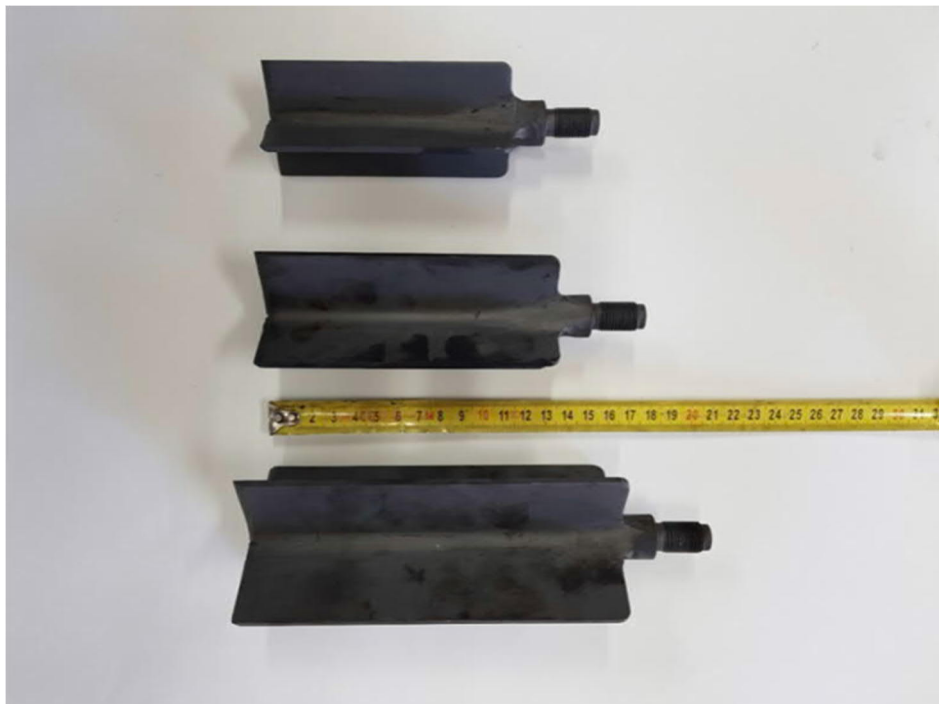


Kuva 48. Tutkimuspoikkileikkaukset maaperäkartalla (Paikkatietoikkuna)

5.3.1 Siipikairaukset

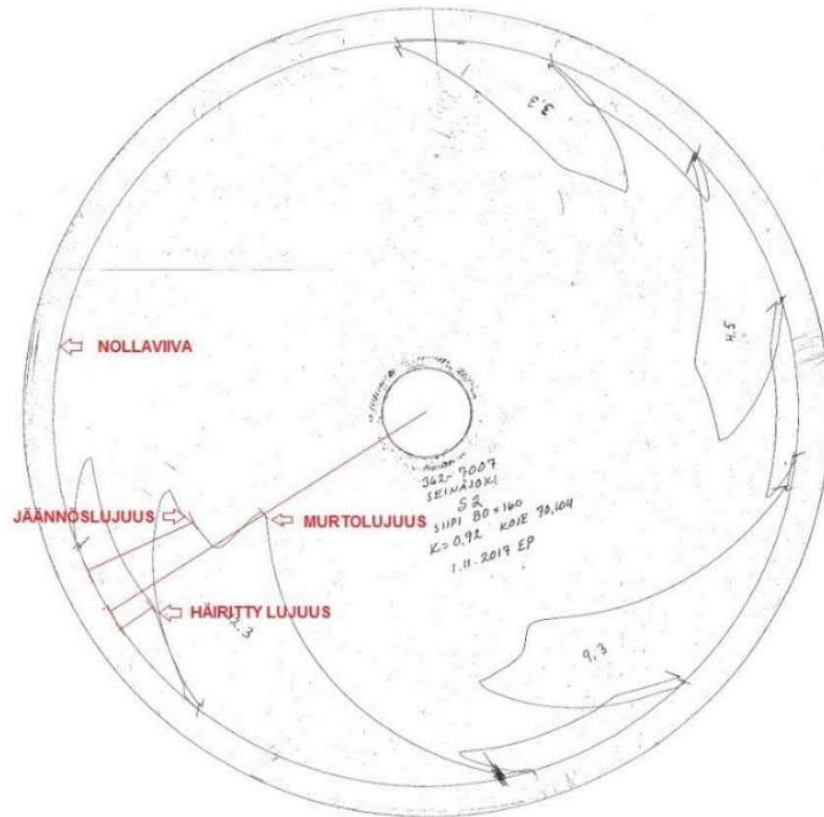
Tätä tutkimusta varten tehtiin yksi siipikairaus luonnontilaisesta turpeesta. Muut verrokkeina toimivat siipikairaukset oli tehty vuonna 2019 tai 2021 perusparannushankkeen pohjatutkimusten yhteydessä vastapenkereen alta ja luonnontilaisesta turpeesta. Poikileikkauksessa km 674+180 ratapenkereen juuresta tehty siipikairaus vuonna 2019 oli päättynyt kairaajan tulkinnan mukaan puuhun, mitä voidaan pitää merkinä puuarinan olemassaolosta. Puuarina voi olla rakennettu alkuperäisen ratapenkereen alle tai 1970-luvun perusparannuksen yhteydessä vastapenkereen alle.

Tämän tutkimuksen siipikairaukset tehtiin käyttöluokan FV2 mukaan suojaputkellisella siipikairalla. Käytetty siipi oli iso standardisiipi 80x160mm². Sopiva siipikairan koko valitaan yleensä painokairausvastuksen perusteella. Isoa standardisiipeä suositellaan käytettäväksi, kun painokaira painuu alle 75 kg kuormituksella. Käytössä oleva siipikoko vaikuttaa siipileikkauslujuuden mitta-alueeseen. Iso siipi soveltuu parhaiten pienilujuuksisille maille. (Väylävirasto 2022) Kuvassa 49 on esitetty Suomessa käytössä olevat standardisiivet (pieni-, keski- ja isosiipi).



Kuva 49. Suomessa käytössä olevat standardisiivet (pieni-, keski- ja isosiipi) (Väylävirasto 2022)

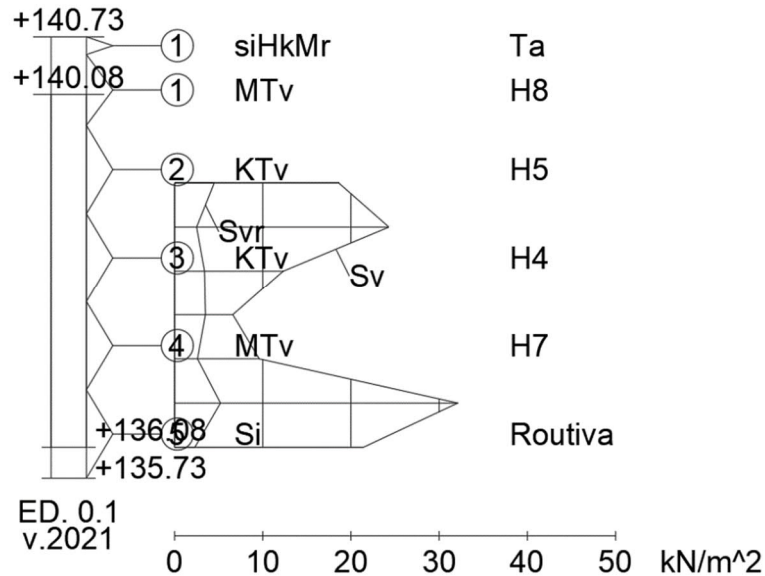
Kuvassa 50 on esitetty esimerkki suojaputkella varustetun piirturimittarin tulosten tulkinnaasta FV2-käyttöluokan kalustolla. Momentin kehittyminen alkuperäisessä piirturimittarissa näkyy huonosti, koska mittaushetkellä vallinneella kovalla pakkasella piirtopaperin ominaisuudet ovat heikot.



Kuva 50. Esimerkki suojaputkella varustetun piirturimittarin tulosten tulkinnasta (Liikennevirasto 2018a)

Määrittäessä turpeen lujuutta siipikairalla jännitys-muodonmuutoskäyrässä esiintyy useita huippuarvoja. Turpeen leikkauslujuus on myös riippuvainen leikkaussuunnasta. Pystysuoraan mitattuna lujuus on yleensä selvästi suurempi, kuin vaakasuoraan mitattuna johtuen turpeen syntytavasta kerrostumalla. (Kauranne et al. 1972)

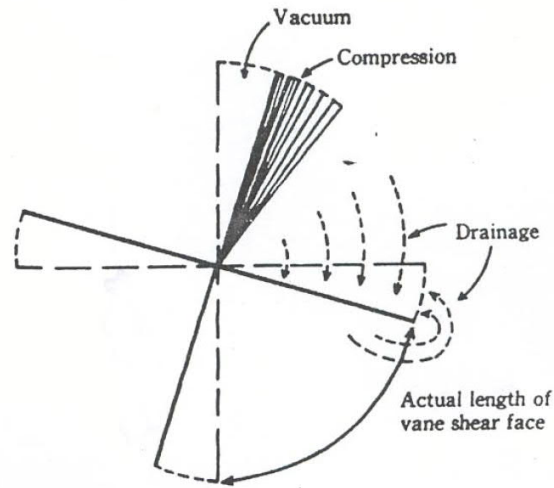
Luonnontilaisesta turpeesta tehdyn siipikairauksen diagrammi km 675+260 on esitetty kuvassa 51. Mitatut siipileikkauslujuudet ovat 6,6...32,1 kPa.



Kuva 51. Luonnontilaisen turpeen siipikairausdiagrammi km 675+260

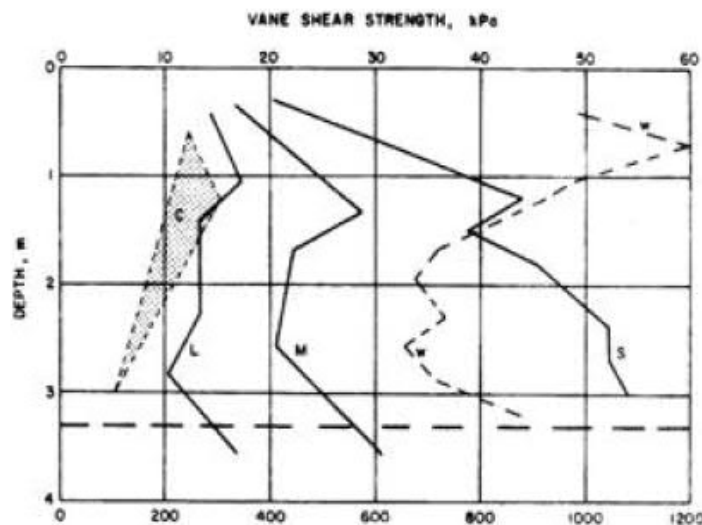
Siipikairauksen yhteyteen pitäisi aina ohjelmoida näytteenotto, jolla varmistetaan maalaji. 5,5 metrin etäisyydeltä siipikairauksesta on otettu häiriintynyt näyte, jossa on määritetty maalajit. Näytepisteen pinnassa on ohut täyttömaakerros, jonka on tulkittu olevan siltistä hiekkamoreenia. Tämä täyttö on varmaankin vanha vastapenger. Vastapengerin alla näyte 1 on pohjatutkijan arvion mukaan maatunutta turvetta (H8). Näytteet 2 ja 3 ovat pohjatutkijan arvion mukaan keskinkertaisesti maatunutta turvetta (H5 ja H4). Keskinertaisesti maatuneesta turpeesta on mitattu siipileikkauslujuuksia 12,3...24,3 kPa. Näyte 4 on pohjatutkijan arvion mukaan maatunutta turvetta (H7), ja mitatut siipileikkauslujuudet ovat 6,6 ja 9,6 kPa. Näyte 5 on pohjatutkijan arvion mukaan silttiä, ja siitä mitatut siipileikkauslujuudet ovat 32,1 ja 21,4 kPa.

Landva (1980) on tutkimuksissaan osoittanut siipikairauksen ongelmallisuuden turpeen siipileikkauslujuutta mitattaessa. Varsinkaan raakaturve ei leikkaannu heti siipikairan ulkoreunasta, vaan 7...10 mm siipikairan reunan ulkopuolelta, jolloin siipikaira ei mittaa turpeeseen muodostuvan leikkauspinnan lujuutta, vaan vain näennäistä kuitulujuutta. Siipikairan pyöriksen aikana turve myös tiivistyy kunkin siiven pinnalle. Siipien takapuolelle muodostuu samalla tyhjiö, johon virtaa vettä turpeesta kuvassa 52 esitytetyllä tavalla.



Kuva 52. Kuituisten turpeiden leikkaantumismekanismi (Noto 1991)

Lisäksi Landva (1980) havaitsi tutkimuksissaan, että mineraalimaalajeista poiketen siipikairan koko vaikuttaa suoraan saatuun siipileikkauslujuuden arvoon. Isommalla siivellä mitatut lujuudet ovat pienempiä, kuin pienellä siivellä. Siipikairaustulosten ero eri kokoisilla siipikairoilla (L, M, S) on esitetty kuvassa 53.



Kuva 53. Siipikairaustulos siipikairan koon (L, M, S) mukaan (Landva 1980)

Siipikairauksessa nähtävä ilmiö johtuu varmaankin siitä, että isompi siipi liikuttaa isompaa turvekappaletta, jossa turpeen kuidut vaikuttavat vähemmän tulokseen. Pienempikokoinen siipi liikuttaa pienemää turvekappaletta, jossa kuitujen vaikutus on olettavasti suurempi. Tämä saattaa johtaa leikkauslujuuden yliarviointiin pienellä siivellä. MacFarlane (1969) suosittaa että turpeen siipikairauksessa käytettäisiin aina mahdollisimman suurta siipeä siipikairauskaluston aiheuttaman virheen minimoimiseksi. (D'Ignazio 2022)

Vaikka siipikairaus on edellä mainitusta syistä tieteellisesti katsoen kyseenalainen menetelmä kuituisten materiaalien leikkauslujuuden mittaamiseen, on se kuitenkin usein käytännön suunnittelutehtävissä ainoa keino mitata turpeen in-situ leikkauslujuutta. (D'Ignazio 2022)

5.3.2 CPTu-kairaukset

CPTu-kairauksen etu siipikairaukseen nähden on mittauksen jatkuvuus. Siinä missä siipikairalla saadaan mitattua lujuus vain ennakolta määritetyin välein, CTPu-kairauksessa saadaan aikaan jatkuva leikkauslujuuden tulkinta. CPTu-kairauksella mitattua leikkauslujuuden arvoa ei redusoida siipileikkauslujuuden tapaan. Kaikissa tämän tutkimuksen CPTu-kairauksissa saavutettiin käyttöluokka 1, yhden kairauksen kärkivastusta lukuun ottamatta.

Koska turpeelle ei ole käytössä/määritetty kappaleessa 4.2.2 mainittuja empiirisiä korrelaatioita, leikkauslujuuden määrittämiseen täytyy käyttää teoreettisia ratkaisuja kärkivastuksen perusteella. Zwanenburg & Jardine (2015) käyttivät tutkimuksessaan kärkikertoimen N_k arvoa 15. Kärkikertoimen arvo perustui Hollannin Uitdamin sorrustuskokeen ja laboratoriokokeiden takaisinlaskentaan. He havaitsivat, että CPTu-kairauksella mitattu leikkauslujuus korreloi hyvin siipileikkauslujuuksiin redusoituna kertoimella $\mu = 0,5$. (D'Ignazio 2022)

Suljettu leikkauslujuus voidaan laskea kaavalla: (Lunne 2002)

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (5)$$

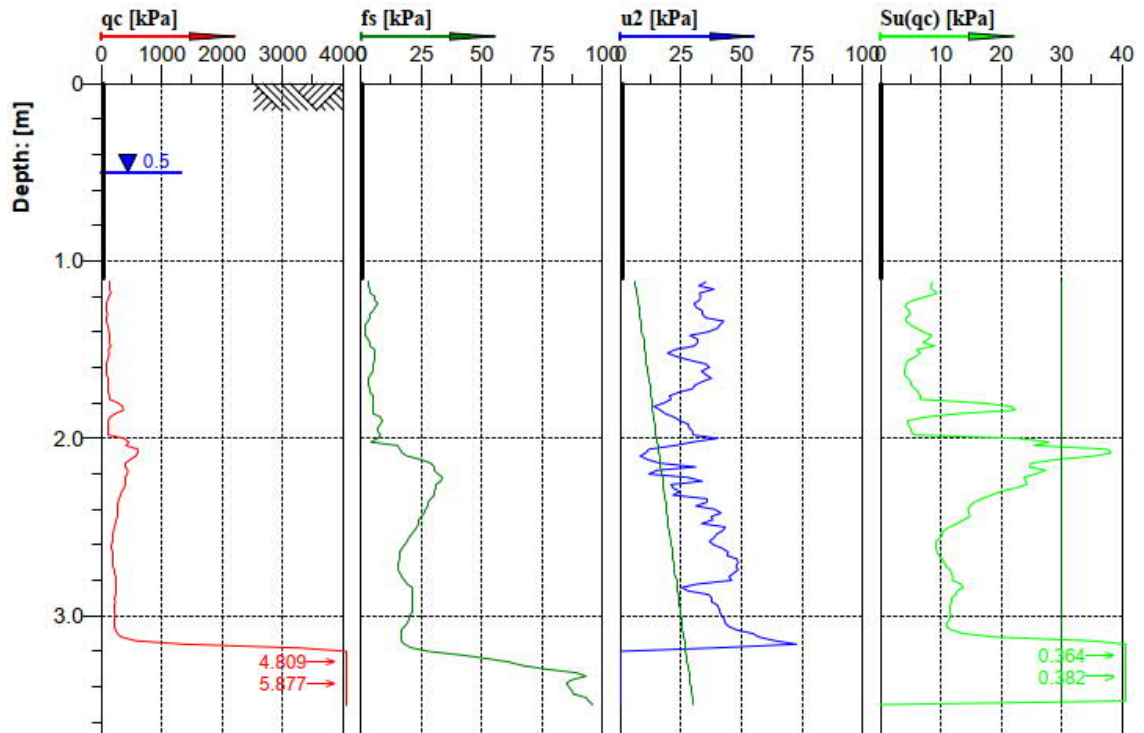
jossa s_u on suljettu leikkauslujuus, q_c on kärkivastus, σ_{v0} on alkutilanteen kokonaispystyjännitys ja N_k on kärkikerroin.

Kärkikertoimen N_k arvo vaihtelee savilla tyypillisesti välillä 11...19, keskiarvon ollessa 15. Tässä tutkimuksessa CPTu-kairauksen tulkinnassa on käytetty arvoa 15, perustuen Zwanenburg & Jardine (2015) havaintoihin. Kärkikertoimen arvon valinta vaikuttaa merkittävästi suljetun leikkauslujuuden arvoihin.

CPTu-kairausten tulkinnat tehtiin CTP-pro-ohjelmistolla. Tulkintoja muokattiin aluksi siten, että ohjelmiston ei sallittu muodostaa alle 0,5 m paksuja mineraalimaakerroksia, jotka ohjelmisto olisi tulkinnut automaattisesti. Tämä tehtiin siksi, että turvekerroksesta saatiin tulkittua jatkuva suljettu leikkauslujuus.

Kuvassa 54 on esitetty luonnontilaisen turpeen CPTu-tulkinta poikkileikkauksesta km 674+180. Alkukairaus on tehty noin 1,1 m syvyyteen ja turvekerros loppuu noin 3,2 m

syvyydellä. Pohjaveden pinta on arvioitu olevan 0,5 m maanpinnasta. Turpeen alla on tiiviimpi maakerros, mikä havaitaan nopeasti nousevasta kärkivastuksesta (q_c).



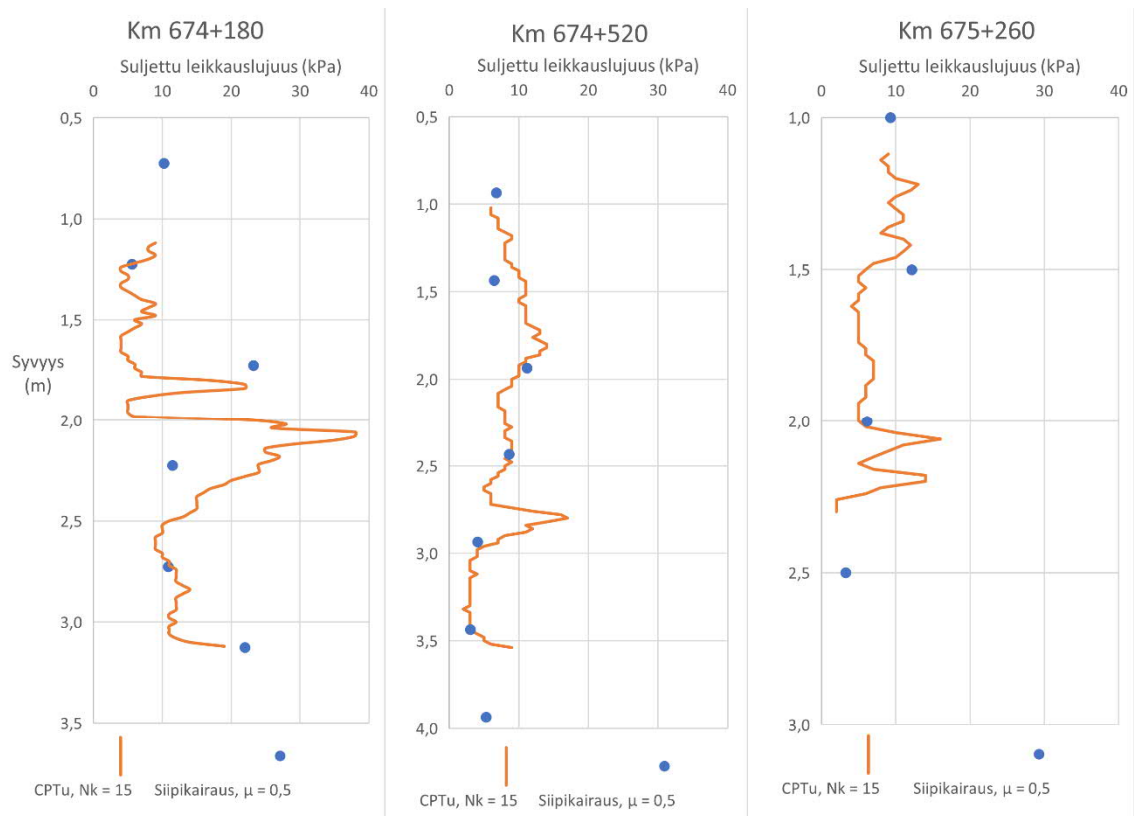
Kuva 54. Esimerkki luonnontilaisen turpeen CPTu-tulkinnasta. q_c on kärkivastus, f_s on vaippakitka, u_2 on huokosveden ylipaine ja s_u suljettu leikkauslujuus

Kuvan 54 CPTu-kairauksen kuvaajissa on selvästi havaittavissa turvekerrostuman turpeen maatuneisuuden vaihtelu pystysuunnassa. Noin 2,1 m syvyydellä kärkivastus nousee, kun turve muuttuu vähemmän maatuneeksi raakaturpeeksi, ja samalla turpeen suljettu leikkauslujuus kasvaa. Samalla, kun kärkivastus nousee, alkaa huokosveden ylipaine (u_2) laskea. Tämä sopii vähemmän maatuneen raakaturpeen korkeampaan vedenjohtavuuteen.

Vaippakitka nousee kärkivastukseen verrattuna viiveellä, kun kairakärki kulkee kuituisessa turpeessa ja pienenee vähitellen kärkivastuksen pysyessä suurin piirtein vakiona. Jos turpeen maatuneisuus ei muutu, vaippakitka näyttäisi säilyvän vakiona.

Tässä tutkimuksessa tehtyjen CPTu-kairauksen kärkikertoimella $N_k = 15$ saadut suljetun leikkauslujuuden arvot vaikuttavat täsmäävän melko hyvin niiden vierestä tehtyihin siipileikkauslujuuden redusoituihin arvoihin. Varsinkin luonnontilaisessa turpeessa redusoitujen siipileikkauslujuuden ja CPTu-kairauksen suljetun leikkauslujuuden arvot vastaavat toisiaan hyvin.

Kuvassa 55 on esitetty tutkimuspoikkileikkauksien luonnontilaisen turpeen siipi- ja CPTu-kairauksilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot syvyyden funktiona.

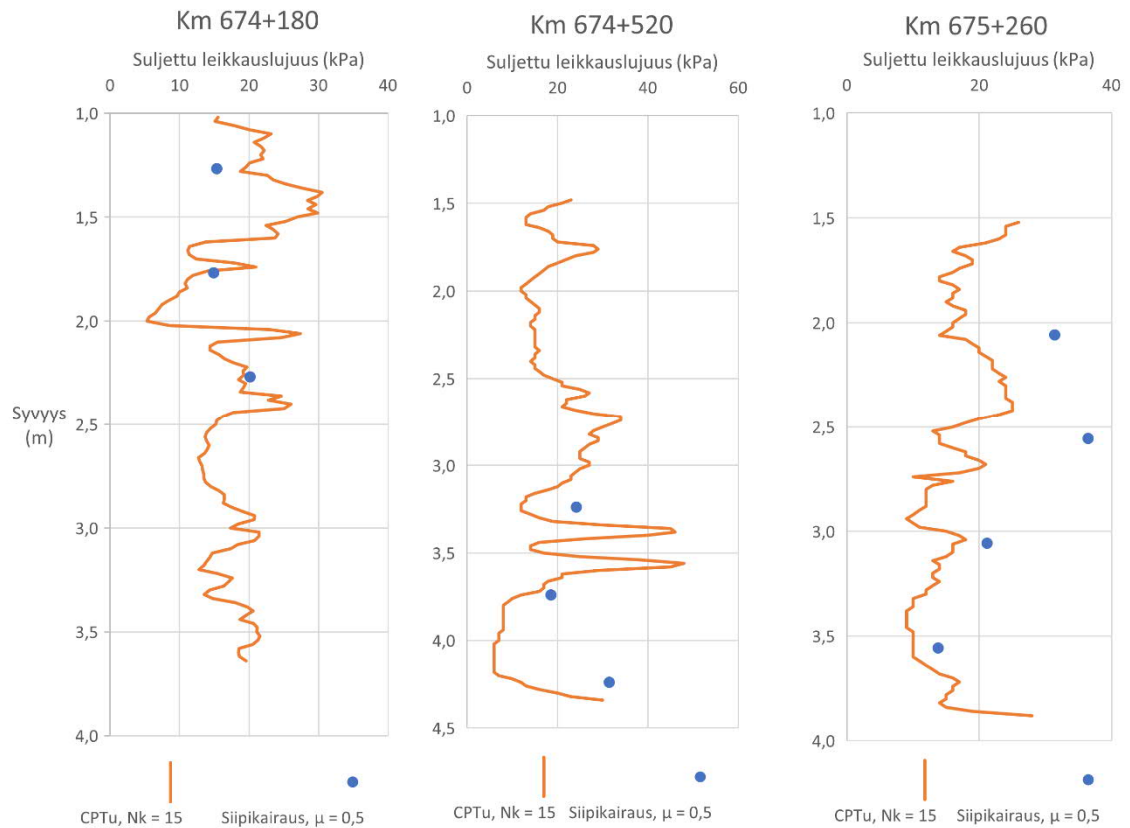


Kuva 55. Luonnontilaisen turpeen CPTu- ja siipikairauksilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot

Kuvasta 55 nähdään, että CPTu-kairauksella ja siipikairauksella määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot täsmäävät hyvin. Erityisesti poikkileikkauksessa km 674+520 suljetun leikkauslujuuden arvot täsmäävät toisiinsa lähes täydellisesti.

Siipikairaukset luonnontilaisessa turpeessa km 674+180 ja km 674+520 olivat tehty vuonna 2021 perusparannushankeen yhteydessä. Siipikairaus km 675+260 tehtiin tämän tutkimuksen yhteydessä.

Vastapenkereen alla lujittuneessa turpeessa siipikairauksella ja CPTu-kairauksella määritettyjen suljetun leikkauslujuuden arvoissa on enemmän vaihtelua. Kuvassa 56 on esitetty vastapenkereen alla olevan turpeen siipi- ja CPTu-kairauksilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot syvyyden funktiona.



Kuva 56. Vastapenkereen alla olevan turpeen CPTu- ja siipikairauksilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot

Aiemmin vuonna 2021 perusparannushankeen yhteydessä tehdyt siipikairaukset olivat poikkileikkauksessa km 674+180 noin 3,1 metriä, poikkileikkauksessa km 674+520 n. 4,2 m ja poikkileikkauksessa km 675+260 n. 1,7 m lähempänä ratapengertä tätä tutkimusta varten ohjelmoituja CPTu-kairauspisteitä. Tämä saattaa vaikuttaa turpeen lujittumiseen, jos vastapenger on korkeampi siipikairauspisteessä. Luonnontilaisen turpeen suljettu leikkauslujuus myös vaihtelee vähemmän kuin lujittuneen turpeen.

CPTu-kairauksessa kärkivastus lujittuneessa turpeessa vaihteli pääosin välillä 100...450 kPa. Kärkivastuksen huippuarvo lujittuneessa turpeessa oli 787 kPa. Luonnontilaisessa turpeessa kärkivastuksen vaihteluväli oli noin 100...200 kPa.

CPTu-kairauksen etuna siipikairaukseen nähden on, että CPTu-kairauksella saadaan jatkuva suljetun leikkauslujuuden mittausta. Jatkuvan mittauksen ansiosta suljetun leikkauslujuuden vaihtelua pystytään arviomaan tarkemmin, ja löytämään alhaisen lujuuden syvyydet siipikairauksista tarkemmin. Toisena etuna siipikairaukseen verrattuna voidaan pitää sitä, että turpeen alapinta kairauspisteessä saadaan määritettyä tarkkaan. CPTu-kairauksia voidaan myös tehdä kohtuullisen nopeasti koko pehmeikön matkalle, ja muodostaa sitä kautta kattavampi kuva turpeen suljetusta leikkauslujuudesta pehmeiköllä.

5.3.3 Näytteenotto

Tutkimuksen aikana turvenäytteitä otettiin kolmella erikokoisella näytteenottimella. Näytteenoton tarkoituksena oli osaltaan myös selvittää turpeelle soveltuvia näytteenottimia jatkoa varten. Tässä tutkimuksessa käytössä olivat 50 mm halkaisijainen ST-1 mäntäotin, Aalto-yliopiston rakentama 86 mm mäntäotin ja 100 mm avoin putkiotin. ST-1-otin ja Aalto-yliopiston näytteenotin soveltuvat häiriintymättömään näytteenottoon. Avoimella putkiottimella saadaan vain häiriintyneitä näytteitä.

ST 1-tyyppinen näytteenotin muodostuu mäntäottimesta sekä siihen liitettävistä suoja-putkista ja niiden sisällä olevista tangoista tai teräsnauhasta. Mäntäotin muodostuu mäntästä ja sylinteristä sekä näytepurkeista. Näytepurkkien sisähalkaisija ST-1 ottimessa on 50 mm. (SGY 1972)

Aalto-yliopiston rakentama näytteenotin vastaa toiminnaltaan Geonorin norjalaistyyppistä näytteenotinta, jossa ei ole erillistä näytepurkkia, vaan näyte säilötään suoraan näytteenottimen mäntäosaan. Geonorin valmistaman suurimman näytteenottimen sisähalkaisija on 76 mm. Aalto-yliopiston näytteenotin on suurennos tästä, näytteenottimen sisähalkaisijan ollessa 86 mm. Näytteenottimen kärkiosa on teroitettu leikkaavaksi, jotta näyte häiriintyisi mahdollisimman vähän näytteenoton aikana.

100 mm avoin näytteenotin teetettiin tätä tutkimusta varten. Näytteenotin vastasi Ruotsin geoteknisen yhdistyksen (SGI) kehittämää turvenäytteenotinta. Näytteenotin koostui terävästä ja aaltoilevasta leikkuureunasta sekä 0,5 m pitkästä muoviputkesta. Avointa näytteenotinta voidaan tarvittaessa kiertää kuituisessa turpeessa leikkaantumisen edistämiseksi. Tutkimuksessa käytössä ollut näytteenottokalusto on esitetty kuvassa 57.



Kuva 57. 100 mm avoin näytteenotin, Aalto-yliopiston 86 mm näyteputki, ST1-näytteenotin ja ST-1 näytteenottimen näytepurkki

Jotta näytteitä voidaan ottaa ratapenkereen alta, täytyy ratapenger läpäistä ensin suoja-putkella. Tämä on hyvin aikaa vievää paksuilla ratapenkereillä ja vilkasliiketeisillä rataosilla vaatii yleensä liikennekatkon. Kontiomäki-Hyrynsalmi-rataosalla näytteenoton aikana liikkui yksi juna päivässä, joten näytteenotto ratapenkereen alta ei aiheuttanut haittaa liikenteelle.

Tutkimuspoikkileikkauksiin ratapenkereen alle oli suunnittelu yhteensä 6 kpl näytteenottoja ST 1-ottimella. Näytteenottosyvyydet oli sidottu syvyyteen ratapenkereen päältä. Syvyydet oli määritetty penkereen päältä aikaisemmin tehtyjen painokairausten perusteella. Näytteenotoista vain kaksi onnistui. Kahdessa poikkileikkauksessa ylempi näyte oli pohjatutkijan tulkinnan mukaan siltistä hiekkamoreenia, eli todennäköistä pengermateriaalia. Tämän vuoksi siitä ei otettu näytettä. Lisäksi kaksi näytteenottoa turvekerroksesta epäonnistui tuntemattomasta syystä.

Vastapenkereen alta oli suunniteltu kolmesta tutkimuspisteestä yhteensä 6 kpl näytteenottoja Aalto-yliopiston näytteenottimella. Vastapenkereen alta näytteenotto onnistui kaikissa suunnitelluissa näytteenottopaikoissa.

ST 1-ottimen käytöstä vastapenkereiden alla ja luonnontilaisessa turpeessa luovuttiin ensimmäisien näytteenottokokeilujen jälkeen, kun todettiin että turvetta ei saada mene-

mään näytteenottimeen. Tämä saattaa johtua turpeen kuiduista ja seassa olevista vähemmän maatuneista puunkappaleista, jotka tukkivat pienihalkaisijaisen näytteenottimen.

Luonnontilaisesta turpeesta oli suunniteltu kolmesta tutkimuspisteestä yhteensä 6 näytteenottoa Aalto-yliopiston näytteenottimella ja 6 avoimella näytteenottimella. Aalto-yliopiston näytteenottimella saatiin otettua 5 näytettä. Yksi näyte putosi, kun näytteenotin nostettiin ylös. Avoimella näytteenottimella saatiin otettua 4 suunnitelluista näytteistä. Kaksi näytettä putosi näytteenotinta nostettaessa. Avoimella näytteenottimella otetut näytteet säilöttiin muovipusseihin.

5.4 Laboratoriokokeet

Tämän tutkimuksen laboratoriokokeet tehtiin tammi-kesäkuussa 2022 Tampereen yliopiston maa- ja pohjarakenteiden geolaboratoriossa GEOLA:ssa. Turpeen luokituskokeita tehtiin yhteensä 14, DSS-kokeita 14 ja kolmiakksiaalikoikeita 10 kappaletta.

Turpeen suljettua leikkauslujuutta on haastavaa tutkia laboratoriokokeiden avulla, koska näytteenotto turpeesta on vaikeaa ja näyte häiriintyy herkästi. Näyte pitäisi saada otettua niin että turve ei pääse häiriintymään näytteenoton, laboratorioon kuljetuksen eikä näytteen käsittelyn aikana. Näytteet säilytettiin laboratoriossa jääkaapissa ennen testausta.

Turpeen maatuneisuus saattaa vaikuttaa koekappaleiden leikkaamiseen ja muotoilemiseen merkittävästi. Maatuneemmasta turpeesta on helpompi leikata koekappaleita, kuin kuituisemmasta turpeesta. Lisäksi yksittäiset puunkappaleet, joita voi olla maatuneessakin turpeessa vaikeuttavat näytteiden muotoilua.

Laboratoriokokeita tehtäessä havaittiin oletuksen mukaan, että suurin osa turpeen kuituisesta massasta oli kerrostunut vaakasuuntaisesti. Näytteiden muotoilu pystysuunnassa oli paljon hankalampaa kuin vaakasuunnassa, johtuen kuiduista.

Kuvassa 58 on esitetty häiriintymätön 86 mm näyteputki, joka on asetettu näytteen ulostyöntäjään.



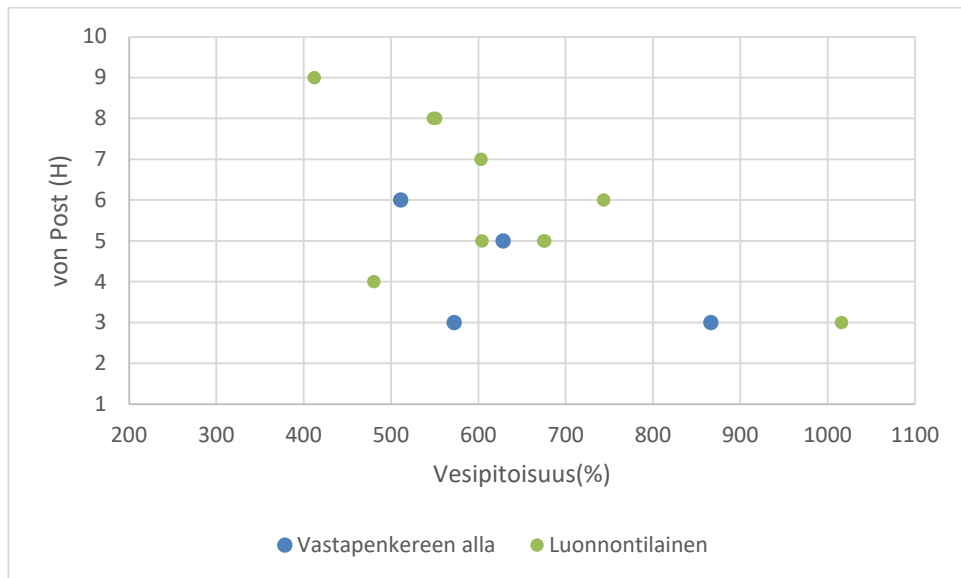
Kuva 58. 86 mm näyteputki näytteen ulostyöntäjässä

Näytteen ulostyöntäjä koostuu paikallaan olevasta pohjalevystä, ja hydraulisesti toimivasta osasta, joka kiinnitetään näyteputken ulkopuolelle. Näyteputkea puristetaan pohjalevyä vastaan ja näytteen yläpäästä voidaan muotoilla haluttu koekappale. Ulostyöntäjän avulla muotoitiin DSS- ja kolmiakσιαalikoekappaleet. Koekappaleiden leikkaamiseen käytettiin terävää puukkoa ja lankasaha.

5.4.1 Luokituskokeet

Luokituskokeissa määritettiin turvenäytteiden vesipitoisuus ja maatuneisuusaste von Postin asteikolla. Turvetyyppejä ei määritetty. Luokituskokeita tehtiin yhteensä 14 kpl. Luokituskokeiden ensimmäinen osa tehtiin ensimmäisenä laboratoriotyönä helmikuussa 2022, ja viimeisimmät viimeisenä työnä kesäkuussa 2022. Luokituskokeita tehtiin häiriintyneistä $d = 100$ mm näytteistä sekä häiriintymättömistä $d = 86$ mm näytteistä.

Luokituskokeita tehtiin sekä vastapenkereen alta, että luonnontilaisesta turpeesta otetuista näytteistä. Näytteiden von Postin maatumisaste vaihteli välillä H3...H9 ja vesipitoisuus välillä 412...1015,8 %. Vastapenkereen konsolidoiva vaikutus turpeeseen näkyy selvästi, sillä lähes kaikissa vastapenkereen alta otetuissa näytteissä vesipitoisuus on alhaisempi kuin luonnontilaisessa turpeesta otetuissa näytteissä samalla maatumisasteella. Kuvassa 59 on esitetty turvenäytteiden sijainti ja maatumisaste von Postin asteikolla vesipitoisuuden funktiona.



Kuva 59. Turvenäytteiden maatumisaste von Postin asteikolla vesipitoisuuden funktiona

Raakaturvenäytteissä (H1-H3) määritettiin suurimmat vesipitoisuudet ja maatumisasteissa turvenäytteissä (H7-H9) vastaavasti pienimmät vesipitoisuudet. Keskimääräisesti maatumisasteissa turpeessa (H4-H6) vesipitoisuudet olivat raakaturpeen ja maatumisen turpeen arvojen välillä. Vastapenkereen alta otetuista näytteistä ei voitu tehdä luokituskokeita vähemmän näyttemäärän vuoksi.

Kaikki luokituskokeiden näytteet valokuvattiin märkinä ja kuivana. Kuvassa 60 on esitetty luonnontilaisesta turpeesta avoimella näytteenottimella otettuja näytteitä märkinä ja kuivattuina.



Kuva 60. Turvenäytteitä märkänä (ylärivi) ja kuivattuina (alarivi)

Märkänä kuvattuna maatuneisuusasteen H5 ja H9 turpeiden ulkomuotojen välillä ei näy suurta eroa. Näytteiden kuivaamisen jälkeen näkyy hyvin, kuinka vähemmän maatuneessa H5 turpeen seassa on enemmän juuria ja puunkappaleita. Maatunut H9 turve puolestaan on tasaisempaa massaa, jossa ei erotu lähes ollenkaan yksittäisiä puunkappaleita.

5.4.2 DSS-kokeet

DSS-kokeita tehdään harvakseltaan Suomessa. Tämä tutkimus oli ensimmäinen, jossa DSS-kokeita tehtiin turpeelle. DSS-kokeita tehtiin tutkimuksessa yhteensä 14 kappaletta.

Ratapenkereen alta otetuille näytteille tehtiin kaksi DSS-koetta, vastapenkereen alta otetuille näytteille yhdeksän ja luonnontilaisesta turpeesta otetuista näytteistä kolme DSS-koetta.

Turpeen kuidut ovat pääsääntöisesti kerrostuneet vaakatasoon. Tämä saattaa vaikuttaa näytteen leikkautumiseen DSS-kokeessa. DSS-kokeen voidaan katsoa edustavan turpeen leikkautumista vaakasuunnassa paremmin kuin suorassa leikkauskokeessa, koska DSS-kokeessa näyte leikkaantuu heikommasta kohdastaan. Turpeen vaakasuuntainen leikkauslujuus on kuituisen rakenteen vuoksi alhaisempi, kuin pystysuuntainen leikkauslujuus.

Osa DSS-kokeista tehtiin suoraan ST-1 näyteputkesta saaduilla halkaisijaltaan 50 mm koekappaleilla. Vastapenkereiden alta otettiin vain 86 mm halkaisijaisia näytteitä, ja ne piti leikata laboratorioissa 70 mm halkaisijaltaan oleviksi koekappaleiksi. Kuvassa 61 on esitetty 70 mm DSS-koekappaleen leikkausta 86 mm näyteputkesta. Valmiiden DSS-koekappaleiden korkeus oli noin 2,5 cm.



Kuva 61. 70 mm DSS-koekappaleen leikkaamista

DSS-kokeilla määritetyt suljetut leikkauslujuudet ovat alhaisempia kuin vaakatasossa siipikairauksella määritetyt suljetut leikkauslujuudet. DSS-kokeilla määritetyt leikkauslujuudet olivat myös alhaisempia kuin CPTu-kairauksella määritetyt leikkauslujuudet.

Syynä voi olla skaalavaikutus tai siipikairauksen ja DSS-kokeen erilainen leikkaustapa. DSS-kokeessa turve pyrkii leikkaantumaan koekappaleessa helpointa, eli heikointa reittiä pitkin. Siipikairauksessa siiven asema on pakotettu, ja siipi saattaa osua puunkappaleisiin tai vähemmän maatumeseen turpeeseen kiertyessään. Samat tekijät saattavat vaikuttaa turpeen leikkauslujuuteen myös suorassa leikkauskokeessa. Kuvassa 62 on esitetty valmis DSS-koekappale.



Kuva 62. Valmis DSS-koekappale jalustalla

DSS-kokeen ja siipikairauksen leikkaustapa on turpeessa erilainen. DSS-kokeessa suurin osa turpeen kuidusta liukuu vaakasuunnassa toistensa yli, kun taas siipikairauksen tapauksessa siipien kärki leikkaa vaakasuuntaiset kuidut. Savilla DSS-kokeen ja siipikairauksen leikkauksen välinen ero ei ole yhtä merkittävä, saven homogeenisemmasta rakenteesta johtuen.

DSS-kokeen ja siipikairauskokeen lujuustulosten välillä saattaa vaikuttaa myös skaalavaikutus. DSS-kokeessa käytetyn koekappaleen pinta-ala on noin 3850 mm^2 , vastavasti ison standardisiiven leikkauspinnan koko on noin 20100 mm^2 , eli yli viisinkertainen 70 mm DSS-koenäytteeseen verrattuna.

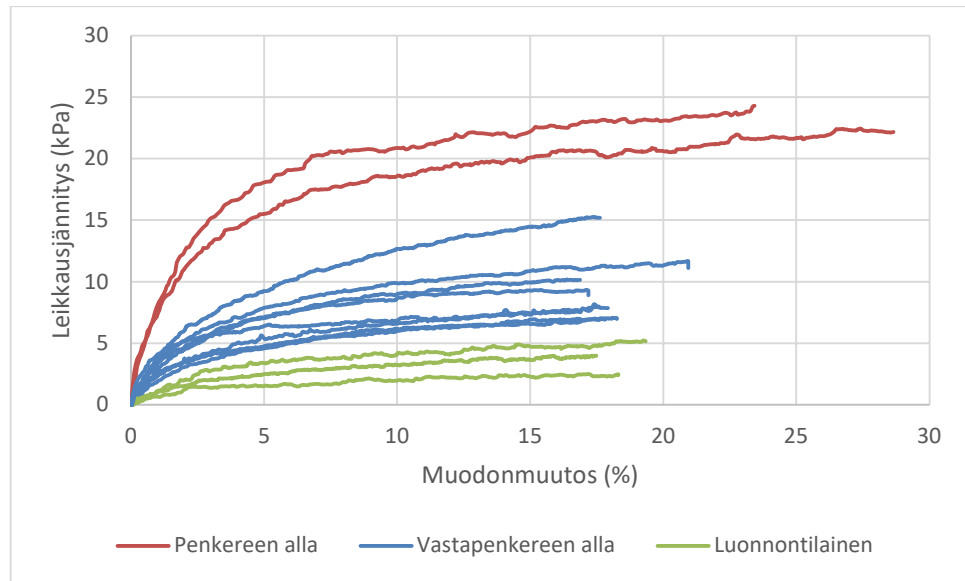
Kuvassa 63 on esitetty tutkimuksessa käytetty DSS-koelaitteisto. Kuvassa näkyvät ohuet kuparirenkaat, jotka tukevat näytettä, mutta sallivat leikkaantumisen vaakasuunnassa näytteen heikoimmasta kohdasta.



Kuva 63. DSS-kokeen koejärjestely

DSS-kokeet pyrittiin tekemään mahdollisimman tarkasti näytteiden maastossa vallitsevassa pystyjännitystilassa, eli kokeiden aluksi näytteet konsolidoitiin sopivaan jännitystilaan. Jännitystilat oli arvioitu ennalta mahdollisimman tarkasti. Yhdelle näytteelle tehtiin ensin koe luonnollisessa jännitystilassa, ja sen jälkeen näyteputkesta otettiin seuraava näyte, jolle koe tehtiin kaksinkertaisella pystyjännityksellä.

Kuvassa 64 on esitetty kaikkien DSS-kokeiden leikkausjännitys-muodonmuutoskuvajat. Punaisella on kuvattu ratapenkereen alta tehdyt kokeet, sinisellä vastapenkereen alta tehdyt ja vihreällä luonnontilaisesta turpeesta tehdyt kokeet. Turpeen suljettu leikkauslujuus kasvaa DSS-kokeissa vähitellen muodonmuutoksen kasvaessa. Huippulujuus saavutetaan vasta noin 15...25 %:n muodonmuutoksen arvoilla.



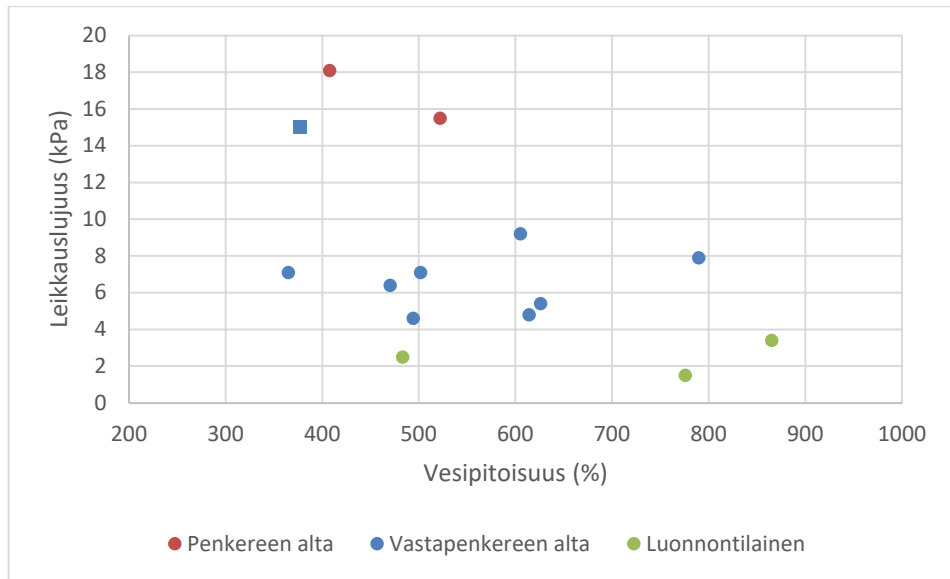
Kuva 64. Kaikkien DSS-kokeiden leikkausjännitys-muodonmuutoskuvaajat

Ratapenkereen alla pystyjännitys arvioitiin 51 kPa suuruiseksi. Vastaavasti vastapenkereen pystyjännitys arvioitiin 14,5...22,5 kPa suuruiseksi. Luonnontilaisissa kokeissa pystyjännityksen arvioitiin olevan 6...8 kPa.

Ratapenkereen alta otettujen näytteiden syvyys ratapenkereen pinnasta oli 4,6...4,8 m, vastapenkereiden alta otettujen näytteiden syvyys vastapenkereen pinnasta oli 1,5...3,2 m ja luonnontilaisesta turpeesta näytteiden syvyys maan pinnasta oli 2,0...2,9 m.

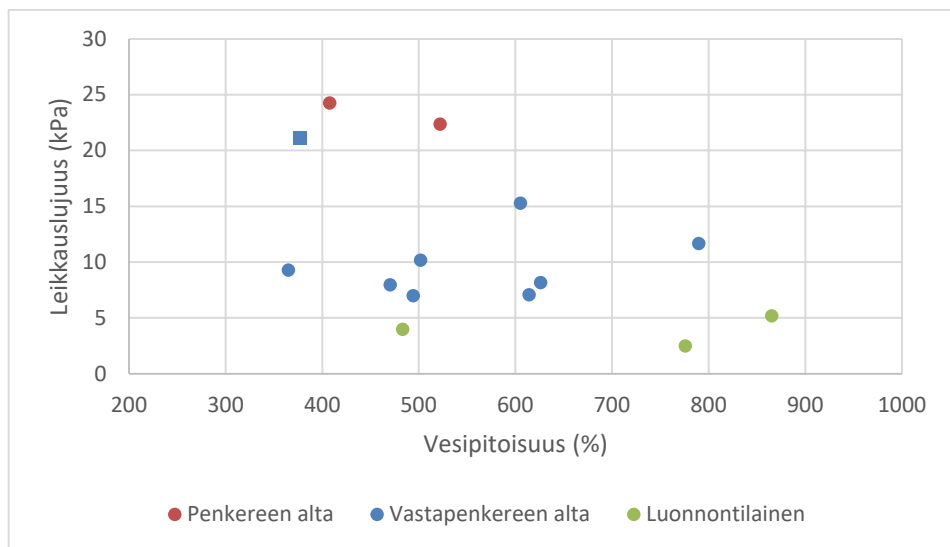
Maalajien laboratorikokeissa saavutetaan huippulujuus tietyllä muodonmuutoksen arvolla. Tämän jälkeen näytteessä tapahtuu murto ja leikkausjännitys pienenee. Koska turpeen leikkauslujuus kasvaa muodonmuutoksen kasvaessa, täytyy suljettua leikkauslujuutta tarkastella tietyllä muodonmuutoksen arvolla. Tässä tutkimuksessa päädyttiin käyttämään DSS-kokeiden suljettua leikkauslujuutta 5 % muodonmuutostasolla, jolloin muodonmuutos on vielä maltillisella tasolla suhteessa maksimimuodonmuutokseen. Lisäksi tarkastellaan suljetun leikkauslujuuden huippuarvoa.

DSS-kokeiden suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla on esitetty kuvassa 65.



Kuva 65. DSS-kokeiden suljetut leikkauslujuudet 5 % muodonmuutostasolla

Kuvasta 65 nähdään, että luonnontilaisen turpeen suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla on DSS-kokeissa pienin (1,5...3,4 kPa), vesipitoisuudesta riippumatta. Vastapenkereen alla lujittuneen turpeen suljettu leikkauslujuus on hieman suurempi (4,6...9,2 kPa) ja ratapenkereen alla lujittuneen turpeen suljettu leikkauslujuus selkeästi suurin (15,5...18,1 kPa). Neliöllä merkitty koe tehtiin kaksinkertaisella pystyjännityksellä (45 kPa) vastapenkereen alta otetusta näytteestä, ja sen suljettu leikkauslujuus oli 15,0 kPa. Kuvassa 66 on esitetty DSS-kokeiden suljetut leikkauslujuudet maksimimuodonmuutostasolla.

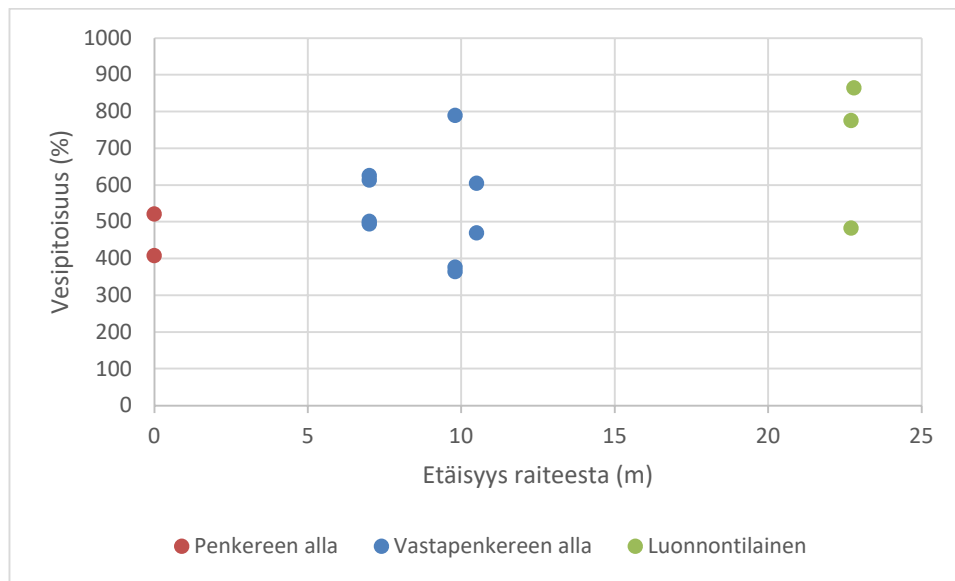


Kuva 66. DSS-kokeiden suljettujen leikkauslujuuksien huippuarvot

Kuvasta 66 nähdään, että luonnontilaisen turpeen suljetun leikkauslujuuden huippuarvo on 2,5...5,2 kPa. Vastapenkereen alla lujittuneen turpeen suljetun leikkauslujuuden huip-

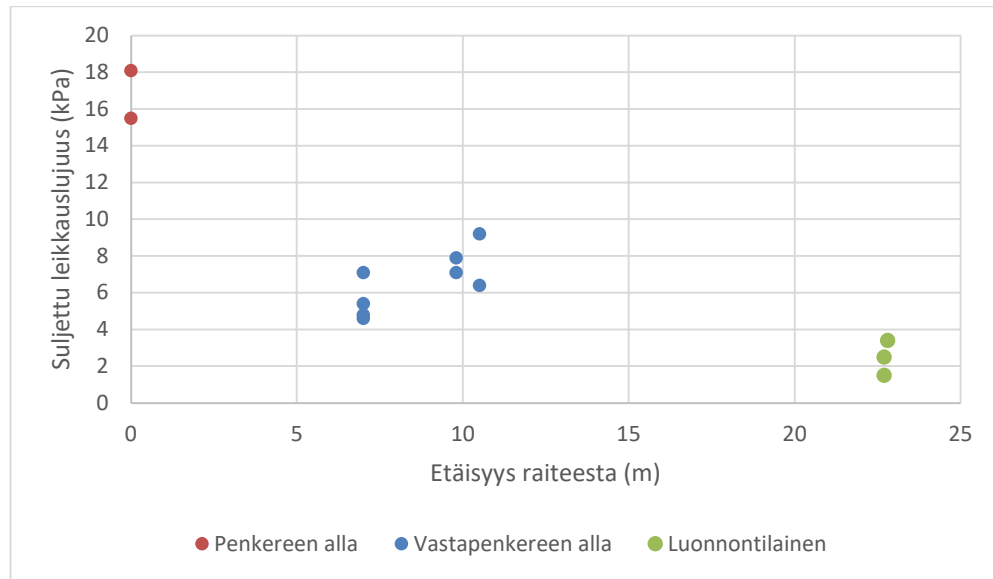
puarvot ovat hieman suurempia (7,0...15,3 kPa) ja ratapenkereen alla lujittuneen turpeen suljetun leikkauslujuuden huippuarvot selkeästi suurimpia (22,4...24,3 kPa). Neliöllä merkitty koe tehtiin kaksinkertaisella pystyjännityksellä (45 kPa) vastapenkereen alta otetusta näytteestä ja sen suljetun leikkauslujuuden huippuarvo oli 21,1 kPa.

Kuvassa 67 on esitetty DSS-koekappaleiden vesipitoisuus suhteessa etäisyyteen raiteesta. Kuvasta selviää hyvin, että vastapenkereen alta otetuissa näytteissä vesipitoisuus on alhaisempi, kuin luonnontilaisesta turpeesta otetuissa näytteissä. Ratapenkereen alla turpeen vesipitoisuus on alhaisin, johtuen vastapenkereen ja ratapenkereen aikaansaamasta konsolidaatiosta.



Kuva 67. DSS-kokeiden näytteiden vesipitoisuus suhteessa etäisyyteen raiteesta

Kuvassa 68 on esitetty DSS-kokeiden näytteiden suljetun leikkauslujuuden arvo suhteessa etäisyyteen raiteesta. Kuvasta selviää hyvin, että vastapenkereen alta otetuissa näytteissä suljettu leikkauslujuus on korkeampi kuin luonnontilaisesta turpeesta otetuissa näytteissä. Ratapenkereen alla turpeen suljettu leikkauslujuus on suurin. Suljetun leikkauslujuuden kasvu johtuu turpeen lujittumisesta vastapenkereen ja ratapenkereen alla.



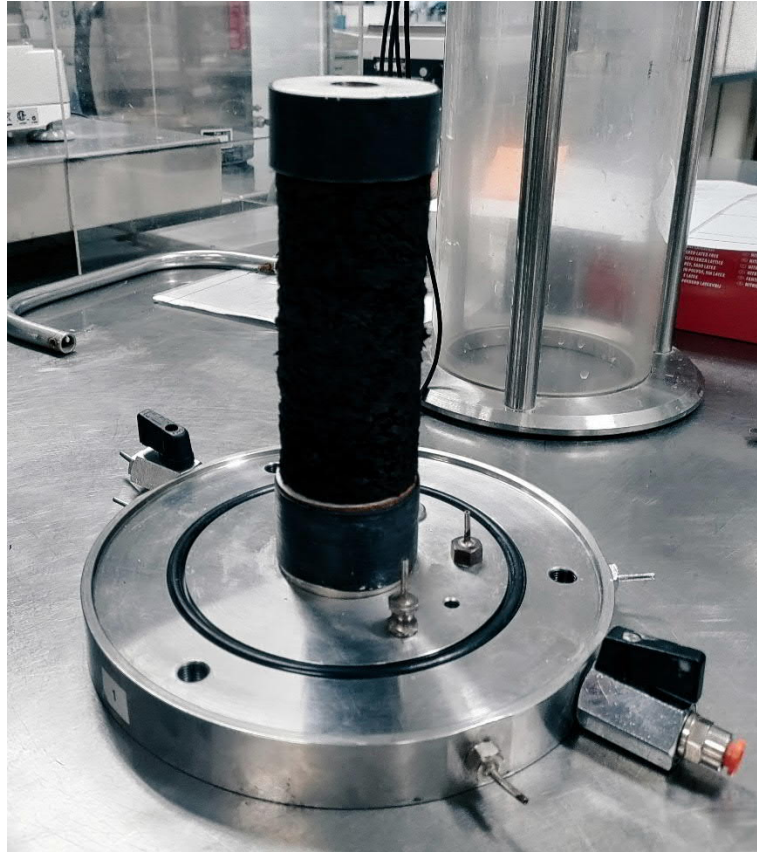
Kuva 68. DSS-kokeiden suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla suhteessa etäisyyteen raiteesta

5.4.3 Kolmiaksiaalikoeket

Kolmiaksiaalikoeteita tehtiin tutkimuksessa yhteensä 10 kappaletta. Koetyyppinä käytettiin konsolidoitua suljettua koetta (CU). Ratapenkereen alta otetuille näytteille tehtiin kaksi kolmiaksiaalikoetta, vastapenkereen alta otetuille näytteille seitsemän ja luonnontilaisesta turpeesta otetuista näytteistä yksi kolmiaksiaalikoete.

Kolmiaksiaalikoeteissa turpeen kuitujen vaikutus suljettuun leikkauslujuuteen on oletettavasti suurempi. Koska turvetta kuormitetaan pystysuunnassa, pääosin vaakasuuntaisen kuitujen vaikutus lujuuteen on merkittävämpi, kun vaakasuuntaisessa leikkauksessa (DSS-koete).

Tutkimuksessa käytetyn kolmiaksiaalikoetesellin halkaisija oli 50 mm. Ratapenkereen alta kolmiaksiaalikoeteet tehtiin suoraan ST-1 näyteputkesta saaduilla 50 mm näytteillä. Vastapenkereen alta otettiin vain 86 mm halkaisijaisia näytteitä, ja ne piti leikata laboratoriossa halkaisijaltaan vastaaviksi 50 mm koekappaleiksi. Koekappaleet tehtiin kuvan 61 mukaan työntämällä näytettä ulostyöntäjän avulla ja leikkaamalla näyte 50 mm muottiin. Koekappaleiden korkeus oli noin 11 cm. Kuvassa 69 on esitetty 86 mm näyteputkesta leikattu 50 mm kolmiaksiaalikoekappale.



Kuva 69. Valmis 50 mm kolmiaksaalikoekappale jalustalla

Kuten kuvasta 69 nähdään, koekappaleiden reunoihin jäi näytteen leikkauksen seurauksena pientä epätasaisuutta kuitujen vuoksi. Täysin tasaisen turvekoekappaleen leikkaaminen isommasta näytteestä on mahdotonta.

Kolmiaksaalikokeissa käytettiin huokospaperia koekappaleiden ympärillä. Kuvassa 70 on esitetty valmis kolmiaksaalikoejärjestely, jossa näyte on asetettu koeselliin.



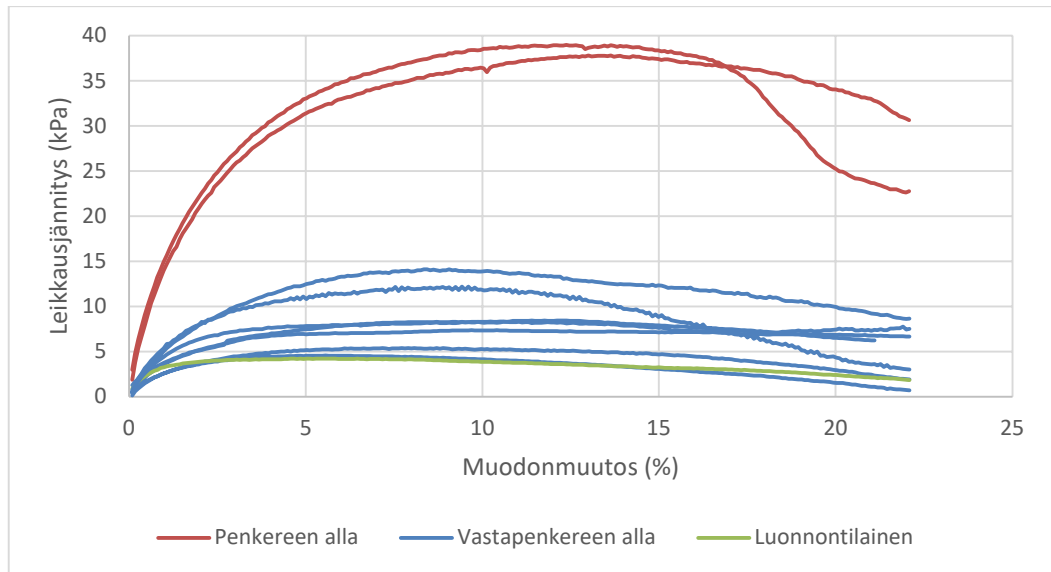
Kuva 70. Koekappale kolmiakselikoellessä

Koejärjestelyssä vesi poistuu näytteen alapäästä ennen leikkausvaihetta. Kuvassa 71 on esitetty radan alta otettu kolmiakselikoekappale leikkauksen jälkeen märkänä ja kuivana.



Kuva 71. Ratapenkereen alta otettu leikattu näyte märkänä (vasemmalla) ja kuivana (oikealla)

Kolmiakksiaalikoikeissa turpeen huippulujuus saavutetaan penkereen alta otetuilla näytteillä noin 10 %:n muodonmuutostasolla. Vastapenkereen alta ja luonnontilaisesta turpeesta huippulujuus saavutetaan jo 3...8 % muodonmuutostasolla. Tässä tutkimuksessa päädyttiin tarkastelemaan kolmiakksiaalikoikeiden suljettua leikkauslujuutta 5 % muodonmuutostasolla, mikä vastaa 5 % muodonmuutostasoa DSS-kokeessa. Lisäksi tarkastellaan suljetun leikkauslujuuden huippuarvoa. Kuvassa 72 on esitetty kaikkien kolmiakksiaalikoikeiden leikkausjännitys-muodonmuutoskäyrät. Punaisella on kuvattu ratapenkereen alta tehdyt kokeet, sinisellä vastapenkereen alta tehdyt ja oranssilla luonnontilaisesta turpeesta tehty koe.

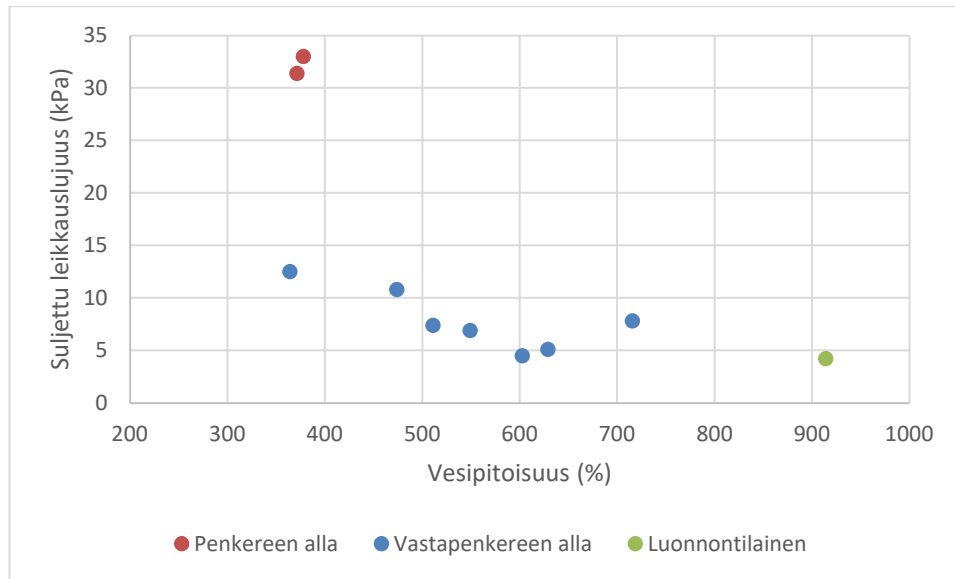


Kuva 72. Kaikkien kolmiakσιαalikokeiden leikkausjännitys-muodonmuutoskuvaajat

Kolmiakσιαalikokeiden sellipaineet pyrittiin arviomaan mahdollisimman tarkasti näytteeseen luonnossa kohdistuvaa pystyjännitystä vastaaviksi. Ratapenkerein alta otettujen näytteiden sellipaineina käytettiin 46 ja 65,5 kPa. Vastaavasti vastapenkerein alta otettujen näytteiden sellipaineina käytettiin 12,5...19,5 kPa. Luonnontilaisen turpeen ko-
keessa sellipaineena käytettiin 7 kPa.

Ratapenkerein alta otettujen näytteiden syvyys maan pinnasta oli 4,2...4,8 m, vastapenkereiden alta otettujen näytteiden syvyys maan pinnasta oli 1,4...3,2 m ja luonnontilaisesta turpeesta otetun näytteen syvyys maan pinnasta oli 2,0 m.

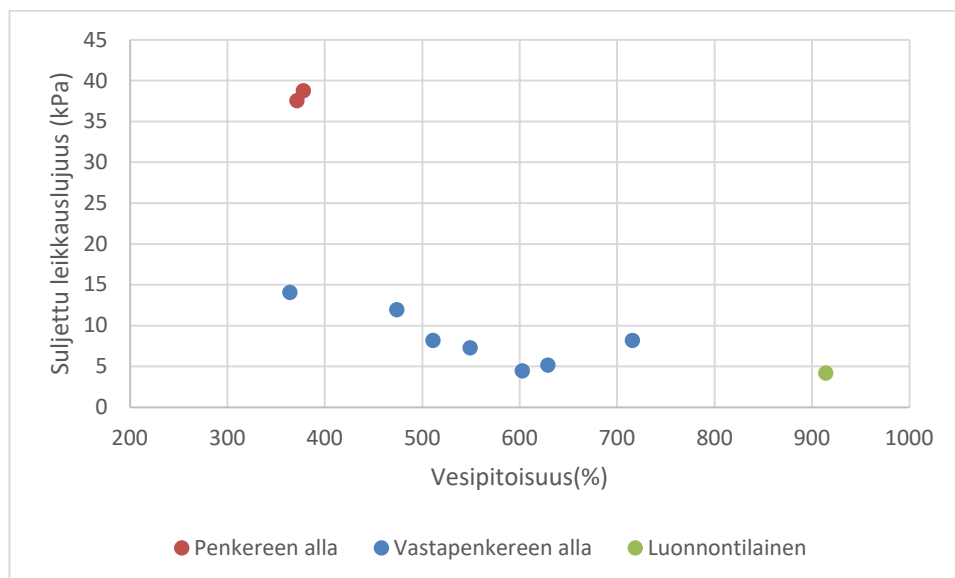
Kolmiakσιαalikokeiden suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla on esitetty kuvassa 73.



Kuva 73. Turpeen suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla kolmiakσιαalikokeissa

Kuvasta 73 nähdään, että luonnontilaisen turpeen suljettu leikkauslujuus on kolmiakσιαalikokeessa pienin (4,2 kPa). Vastapenkereen alla lujittuneen turpeen suljettu leikkauslujuus on hieman suurempi (4,5...12,5 kPa) ja ratapenkereen alla lujittuneen turpeen suljettu leikkauslujuus selkeästi suurinta (31,4...33,0 kPa).

Kolmiakσιαalikokeiden suljetun leikkauslujuuden huippuarvo on esitetty kuvassa 74.

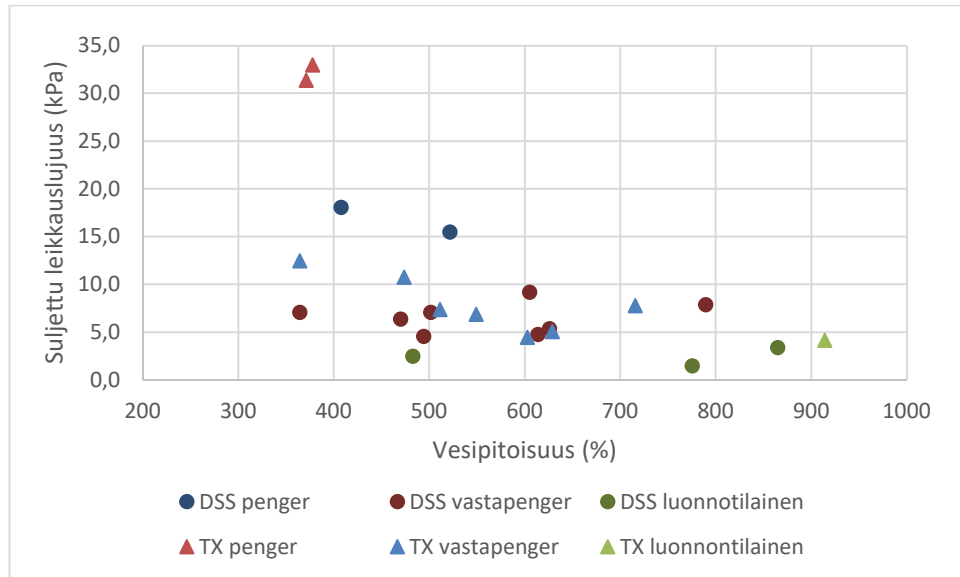


Kuva 74. Turpeen suljetun leikkauslujuuden huippuarvo kolmiakσιαalikokeissa

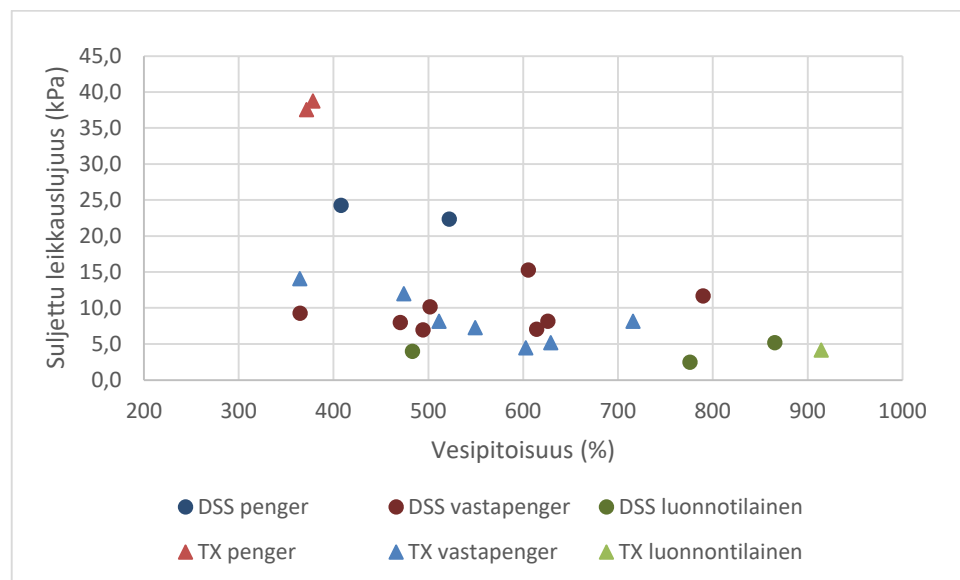
Kuvasta 74 nähdään, että luonnontilaisen turpeen suljetun leikkauslujuuden huippuarvo on kolmiakσιαalikokeessa pienin (4,2 kPa). Vastapenkereen alla lujittuneen turpeen sul-

jetun leikkauslujuuden huippuarvo on hieman suurempi (4,5...14,1 kPa) ja ratapenke-
reen alla lujittuneen turpeen suljetun leikkauslujuuden huippuarvo on selkeästi suurin
(37,6...38,8 kPa).

Kuvassa 75 on esitetty kaikkien tutkimuksessa tehtyjen DSS- ja kolmiakσιαalikokeiden
suljetun leikkauslujuuden arvot 5 % muodonmuutostasolla vesipitoisuuden funktiona.



Kuva 75. DSS- ja kolmiakσιαalikokeiden suljettu leikkauslujuus 5 %
muodonmuutostasolla



Kuva 76. DSS- ja kolmiakσιαalikokeiden suljetun leikkauslujuuden huippuarvot

Kuvassa 76 on esitetty kaikkien tutkimuksessa tehtyjen DSS- ja kolmiakσιαalikokeiden
suljetun leikkauslujuuden huippuarvot vesipitoisuuden funktiona.

Kuvasta 75 nähdään, että ratapenkereen alta tehdyissä kokeissa kolmiakσιαali- ja DSS-kokeiden suljetun leikkauslujuuden arvot poikkeavat merkittävästi toisistaan. Tämä johtuu varmaankin siitä, että kokeiden leikkaustapa on erilainen.

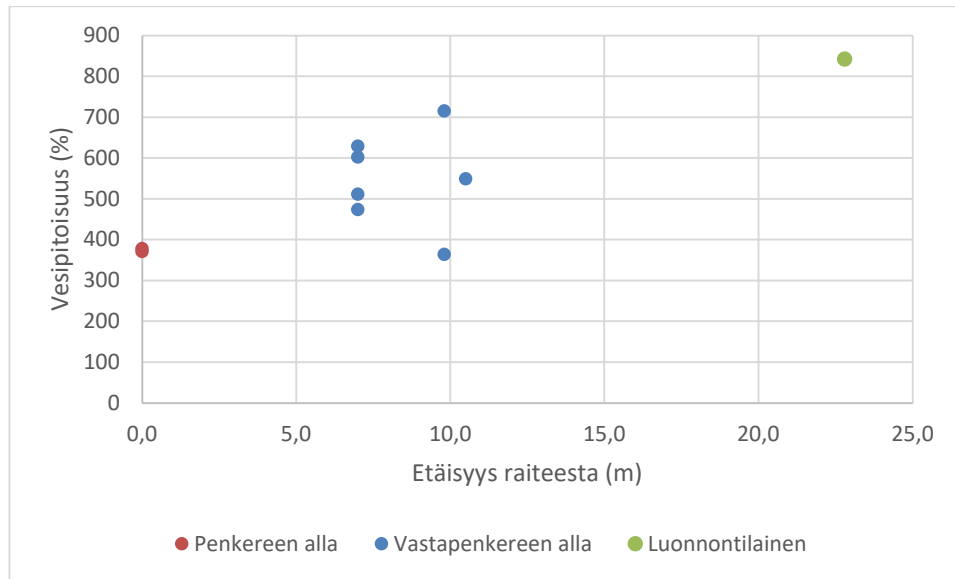
Kolmiakσιαalikokeessa näytteeseen kohdistetaan suurin pääjännitys puristamalla, mutta näytteeseen muodostuu leikkausjännitys, joka murtaa lopulta näytteen. Kolmiakσιαalikokeessa mitataan turpeen leikkauslujuutta puristuskuormituksessa, kun taas DSS-kokeessa mitataan suoran leikkauksen lujuutta. Koska turpeen kuidut ovat pääsääntöisesti vaakatasossa, on pystysuuntainen lujuus suurempi kuin vaakasuuntainen. Vastapenkereen alta ja luonnontilaisessa turpeessa tehdyissä kokeissa ei havaita vastaavaa lujuuseroa eri leikkaustavoilla. Kuvan 76 perusteella vastapenkereen alta ja luonnontilaisesta turpeesta tehtyjen kolmiakσιαalikokeiden suljetun leikkauslujuuden huippuarvot saattavat olla jopa pienempiä, kuin DSS-kokeiden vastaavat arvot.

Ratapenkereen alla olevan turpeen lujuus on siis laboratorioskokeiden perusteella anistrooppinen. Kolmiakσιαalikokeilla mitattu puristuslujuus on suurin piirtein kaksikertainen DSS-kokeilla mitattuun suoran leikkauksen lujuuteen nähden.

Voi olla, että tietyn kuormituksen ylittyessä turpeen suljetun leikkauslujuuden anisotropia alkaa olla merkittävää. Ratapenkereen alla turve on noin 50 kPa tehokkaan pystyjännityksen alla, kun taas vastapenkereen alla tehokas pystyjännitys on noin 15...20 kPa ja luonnontilaisessa turpeessa pystyjännitys on vain 6...7 kPa.

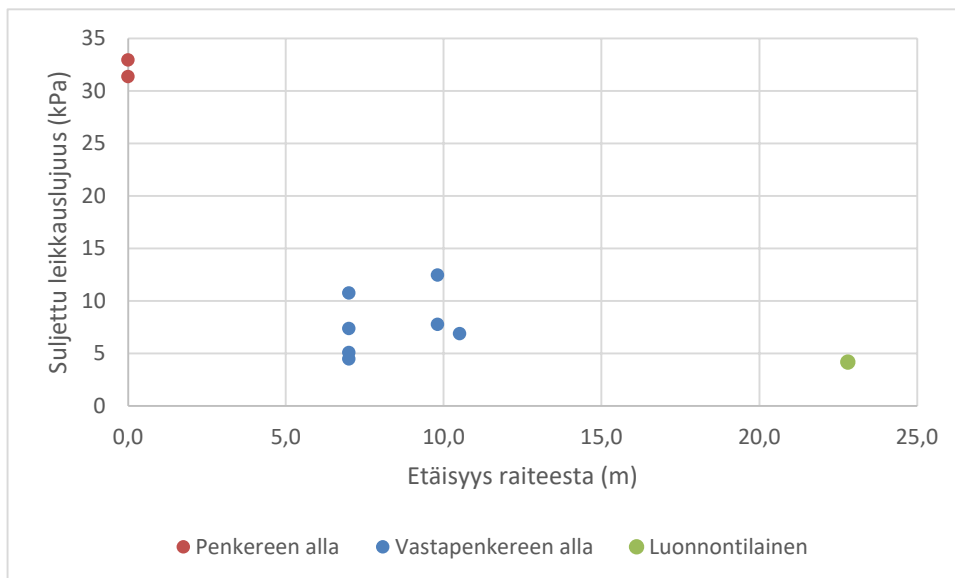
Kolmiakσιαalikokeet suoritettiin sellipaineilla, jotka vastasivat mahdollisimman tarkkaan kunkin näytteen luonnontilassa vallitsevaa pystyjännitystä. Tämä saattaa johtaa liian suuriin lujuustuloksiin kolmiakσιαalikokeiden osalta. Suljetun leikkauslujuuden arvoja pitäisi ehkä korjata maapainekertoimella, joka tässä tapauksessa laskisi lujuusarvoja. Kuitenkin vastapenkereen alta tehdyt ja luonnontilaisesta turpeesta tehtyjen kokeiden suljetun leikkauslujuuden arvot olisivat tällöin pienempiä, kuin DSS-kokeilla määritetyt.

Kuvassa 77 on esitetty kolmiakσιαalikokeiden näytteiden vesipitoisuus suhteessa etäisyyteen raiteesta. Kuvasta selviää hyvin, että vastapenkereen alta otetuissa näytteissä vesipitoisuus on alhaisempi kuin luonnontilaisesta turpeesta otetuissa näytteissä. Ratapenkereen alla turpeen vesipitoisuus on pienin.



Kuva 77. Kolmiakksiaalikoekiden näytteiden vesipitoisuus suhteessa etäisyyteen raiteesta

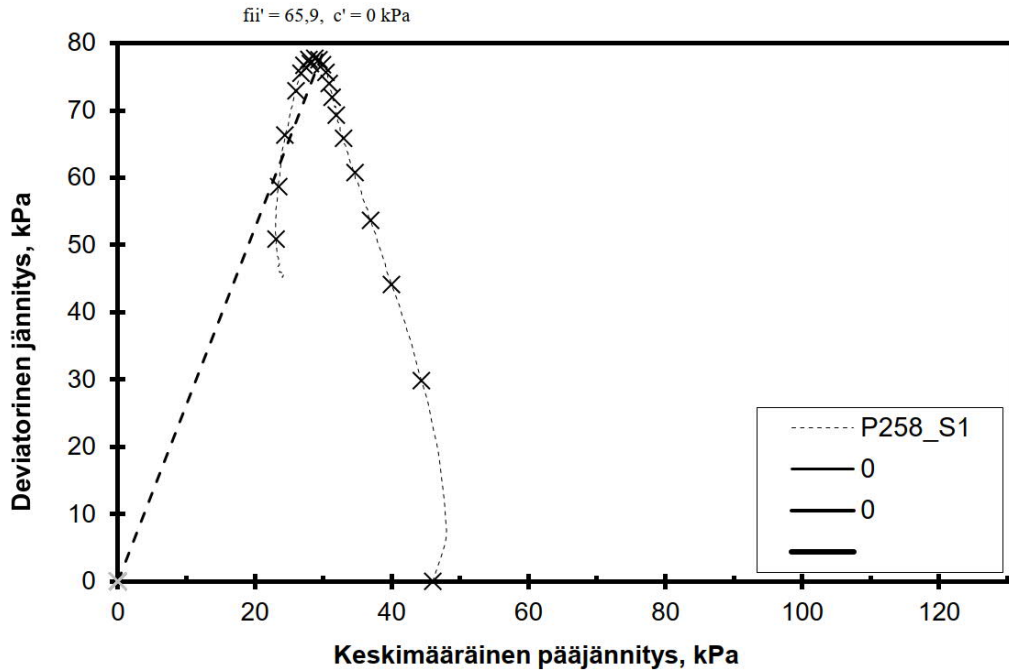
Kuvassa 78 on esitetty kolmiakksiaalikoekiden suljetun leikkauslujuuden arvo 5 % muodonmuutostasolla suhteessa etäisyyteen raiteesta. Kuvasta selviää hyvin, että vastapenkereen alta otetuissa näytteissä suljettu leikkauslujuus on korkeampi kuin luonnontilaisesta turpeesta otetuissa näytteissä. Ratapenkereen alla turpeen suljettu leikkauslujuus on suurin. Suljetun leikkauslujuuden kasvu vastapenkereen ja ratapenkereen alla johtuu turpeen lujittumisesta.



Kuva 78. Kolmiakksiaalikoekiden suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla suhteessa etäisyyteen raiteesta

Halutettaessa turpeelle voidaan myös määrittää tehokkaat lujuusparametrit. Kuvassa 79 on esitetty ratapenkereen alta otetulle näytteelle tehty kolmiakksiaalikoel, josta määritetty huippukitkakulma (φ'_{peak}) on $65,9^\circ$ olettaen, että koheesio on nolla. Turpeen kitkakulma

on hyvin suuri kuitujen vaikutuksen johdosta. Tässä tutkimuksessa käsitellään turvetta suljetussa tilassa ja lujuus mallinnetaan suljettuna leikkauslujuutena.



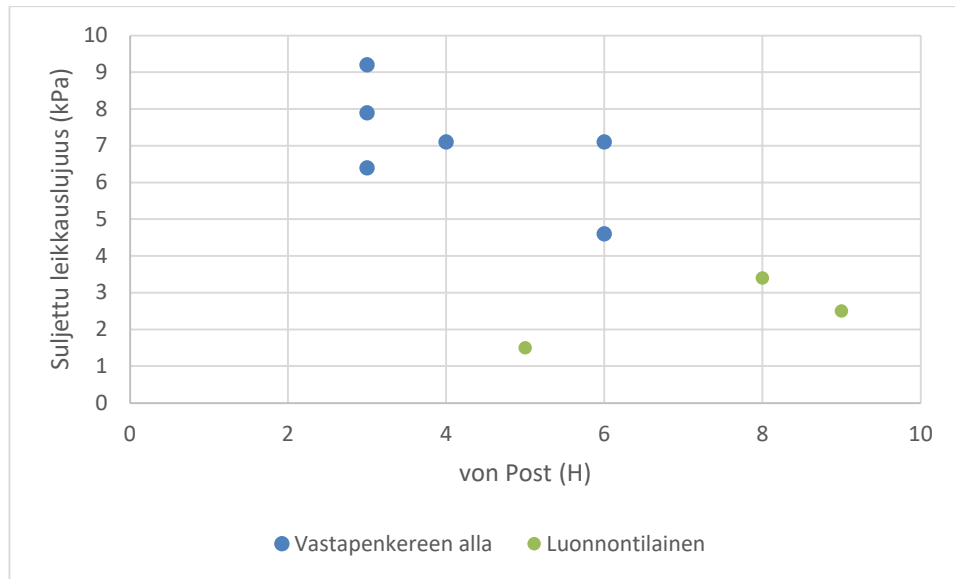
Kuva 79. Ratapenkereen alta tehdyn kolmiaksaalikokeen jännityspolku

5.4.4 Maatuneisuuden vaikutus suljettuun leikkauslujuuteen

DSS- ja kolmiaksaalikoekappaleista ei tehty von Postin maatuneisuusmäärittämiä. DSS- ja kolmiaksaalikoekappaleiden maatuneisuus on määritetty maastossa kutakin testattua koekappaletta lähimpänä olevan luokituskokeen maatuneisuuden määrittämisen mukaan.

Lujuuskokeissa käytettyjä koekappaleita ei voida käyttää kokeiden jälkeen maatuneisuuden arviointiin luotettavasti, koska koekappaleiden vesipitoisuus muuttuu kokeiden aikana. Ratapenkereen alta saatiin niin vähän näytettä, että siitä voitiin tehdä vain DSS- ja kolmiaksaalikoekappaleet.

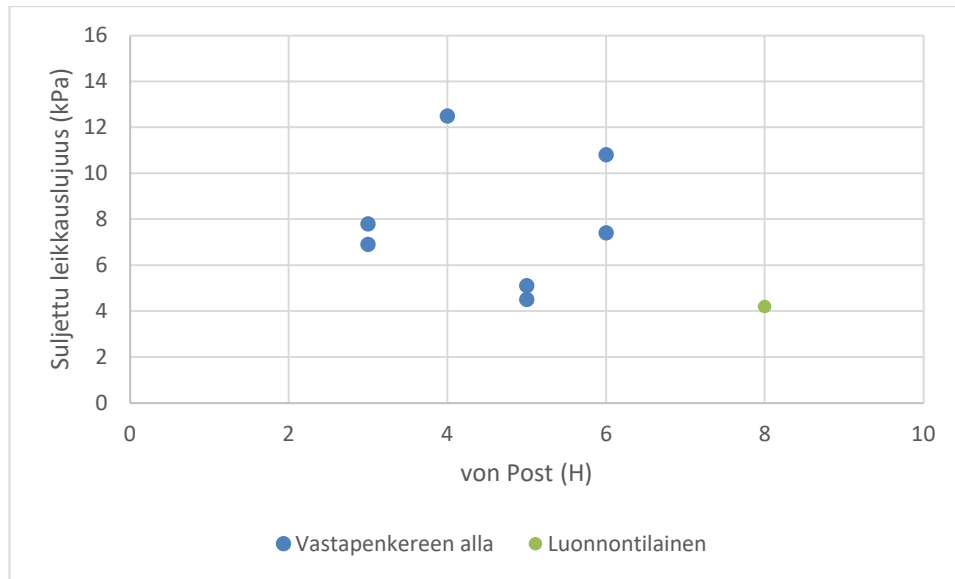
Kuvassa 80 on esitetty DSS-kokeiden suljetun leikkauslujuuden arvot 5 % muodonmuutostasolla von Postin maatuneisuusasteen funktiona.



Kuva 80. DSS-kokeiden suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla maatuneisuuden funktiona

DSS-kokeissa vastapenkereen alta tehtyjen kokeiden suljettu leikkauslujuus 5 % leikkausjännitystasolla on 4,6...9,2 kPa, maatuneisuusasteen ollessa H3...H6. Luonnontilaisen turpeen suljettu leikkauslujuus on 1,5...3,4 kPa ja maatuneisuusaste H5...H9. Vastapenkereen alla lujittuneen turpeen suljettu leikkauslujuus on siis selvästi suurempi, kuin luonnontilaisen turpeen. Vastapenkereen alla lujittuneen turpeen suljetulla leikkauslujuudella näyttäisi olevan yhteys turpeen maatuneisuusasteeseen. Vähemmän maatuneilla turpeilla suljettu leikkauslujuus on suurempi, kuin enemmän maatuneilla. Luonnontilaisilla kokeilla voidaan nähdä samansuuntaista korrelaatiota, tosin H5-turpeesta tehty koe ei ole linjassa muiden kokeiden kanssa. Tämä voi johtua esim. näytteen häiriintymisestä.

Kuvassa 81 on esitetty kolmiakσιαalikokeiden suljetun leikkauslujuuden arvot 5 % muodonmuutostasoilla von Postin maatuneisuusasteen funktiona.



Kuva 81. Kolmiaksaalikokeiden suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla maatuneisuuden funktiona

Kolmiaksaalikokeissa vastapenkereen alta tehtyjen kokeiden suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla on 4,5...12,5 kPa, maatuneisuusasteen ollessa H3...H6. Luonnontilaisesta turpeesta tehdyn kokeen suljettu leikkauslujuus on 4,2 kPa ja maatuneisuusaste H8. Vastapenkereen alta tehdyissä kokeissa maatuneisuuden yhteys suljettuun leikkauslujuuteen ei ole yhtä selvä, kuin DSS-kokeissa. Tämä voi johtua näytteiden häiriintymisestä.

DSS- ja kolmiaksaalikokeiden tulosten perusteella voidaan todeta, että turpeen maatuneisuusasteen ja suljetun leikkauslujuuden välillä näyttäisi olevan korrelaatio. Mitä vähemmän maatunutta turve on, sitä korkeampi suljettu leikkauslujuus näyttäisi olevan.

Turpeen lujittumisella on myös selvä merkitys suljettuun leikkauslujuuteen. Vastapenkereen alta otettujen näytteiden lujittumistila vaihtelee, niin että suoraa yhteyttä maatumisasteen ja suljetun leikkauslujuuden välille ei voida muodostaa.

Luonnontilaisesta turpeesta ei tehty riittävästi kokeita, että pystyttäisiin selvittämään maatuneisuusasteen ja suljetun leikkauslujuuden välinen yhteys.

5.4.5 Näytteiden häiriintyminen

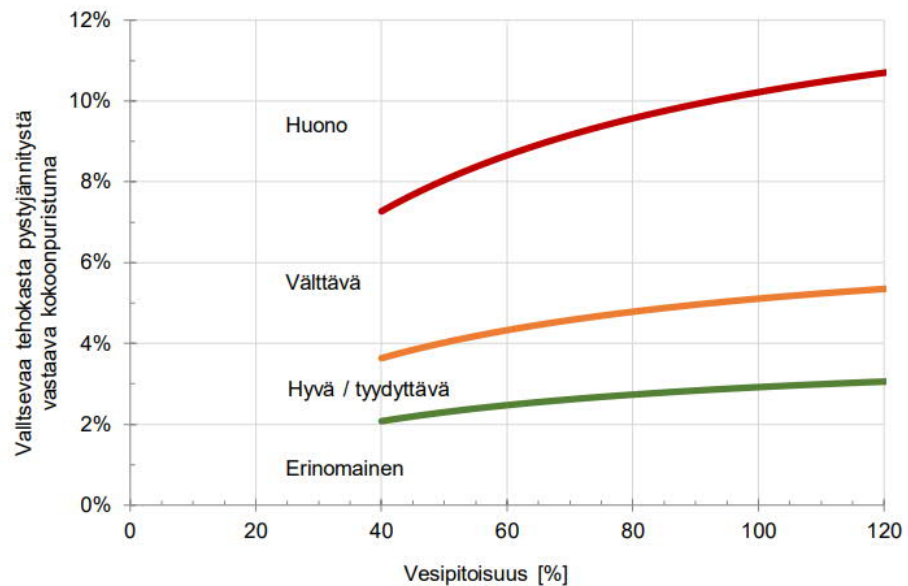
Turvenäytteiden otto ja varsinkin häiriintymättömien näytteiden otto on haastavaa. Näytteenoton aikana tapahtuvan häiriintymisen lisäksi laboratoriokokeiden tuloksiin vaikuttaa aina näytteiden häiriintyminen näytteenoton jälkeen ja laboratoriossa tapahtuva häiriintyminen. Häiriintyminen saattaa johtua:

- Näytteiden häiriintymisestä kuljetuksen aikana
- Huokospaineen laukeamisesta
- Koekappaleiden leikkaamisen yhteydessä aiheutuvasta häiriintymisestä
- Turpeen kuduista

Varsinkin vastapenkereen alta otettujen näytteiden mahdollinen häiriintyminen kolmiaksi-aalikoikeissa tulee ottaa huomioon, sillä näytteet piti leikata 86 mm näyteenottomesta 50 mm kolmiaksi-aalikoekappaleiksi. Laboratoriokokeiden avulla turvenäytteistä määritetty leikkauslujuus on yleensä alhaisempi, kuin in-situ mittauksilla määritetty leikkauslujuus. (Ratahallintokeskus 2006)

Ratapenkereen alta otetut kolmiaksi-aalinäytteet olivat valmiina d 50 mm näyteputkessa. Muualta otettuja kolmiaksi-aalinäytteitä jouduttiin leikkaamaan laboratoriossa. Tämä saattaa osaltaan selittää, miksi vastapenkereen alta ja luonnontilaisesta turpeesta tehdyt kolmiaksi-aalikoikeiden lujuusarvot ovat suunnilleen samansuuruisia, kuin DSS-kokeilla.

Savinäytteiden laatua voidaan arvioida Lunnen et al. (1997) kriteerien perusteella kuvan 82 mukaan. Turvenäytteille vastaavaa kriteeristöä ei ole saatavilla.



Kuva 82. Savinäytteiden laadun arviointi Lunnen kriteerin perusteella (Liikennevirasto 2018b)

5.4.6 Skaalavaikutus

Turpeen suljettua leikkauslujuutta määrittäessä in-situ-mittauksissa käytössä olevan siipikairan koolla ja laboratoriokokeiden näytteiden koolla on merkittävä vaikutus niistä määritettyjen suljetun leikkauslujuuden arvoihin. Normaalikokoinen kolmiaksiaalinäyte ($d=50$ mm) ei välttämättä edusta turvetta kenttäolosuhteissa, kun otetaan huomioon turpeen rakenne, joka koostuu kasvimassasta ja kuiduista. Turve on luontaisesti rakenteeltaan anisotrooppista ja sisältää luontaisia heikkousvyöhykkeitä, jotka murtuvat suurta massaa aiemmin. Suurikokoiset näytteet kuvaavat turpeen skaalavaikutusta normaalikokoisia näytteitä paremmin. Hollannissa on tehty kolmiaksiaalikojeita halkaisijaltaan 400 mm näytteille, ja DSS-kokeita suurille suorakulmaisille näytteille. (D'Ignazio 2022)

Ratahallintokeskus (2006) kyseenalaistaa normaalikokoisten ($d=50$ mm) laboratoriokokeiden käyttämisen turpeessa. Normaalikokoinen näyte ei välttämättä anna luotettavaa kuvaa turpeen jännitys-muodonmuutuskäyttäytymisestä kuitujen ja skaalavaikutuksen takia. Normaalikokoinen kolmiaksiaalikoje turpeella saattaa antaa väärän kuvan turpeen suljetusta leikkauslujuudesta, koska kuitujen lujuuden vaikutus kokeessa on merkittävä. Suurempia näytteitä käytettäessä DSS- ja kolmiaksiaalikojeissa näytteen muodonmuutos kasvaa suuremmaksi leikkausvaiheessa, ja kuidut pääsevät tällöin liukumaan toistensa ohi ja katkeamaan tai murtumaan. Testauslaitteet saattavat myös kärsiä epätarkkuudesta, kun kokeita tehdään pienillä jännitystasoilla (esim. < 10 kPa) luonnontilaisesta ja vastapenkereen alla olevasta turpeesta. (D'Ignazio 2022)

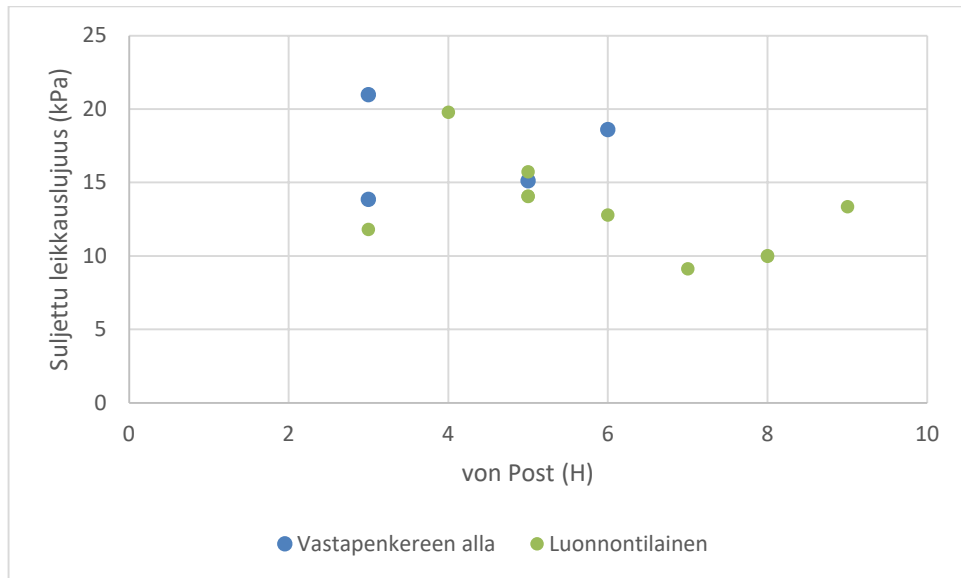
Skaalavaikutus saattaa johtua turpeen mineraalimalajeista poikkeavan koostumuksen ja partikkeleiden kokoeroista. Turpeen kuidut ovat huomattavasti suurempia kuin saven raekoko. Tämä voi osaltaan selittää, miksi normaalikokoisilla näytteillä ja laboratoriokokeilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot ovat pienempiä, kuin siipikairauksella määritetyt. Laboratoriokokeissa ei välttämättä saada oikeaa kuvaa turpeen suljetusta leikkauslujuudesta.

5.5 Turpeen suljetun leikkauslujuuden arviointi laskennallisesti

Tässä luvussa vertaillaan laboratoriokokeiden tuloksia suljetun leikkauslujuuden laskennallisiin arvoihin. Laskennalliset arvot on laskettu käyttämällä turpeen vesipitoisuuteen ja maatuneisuusasteeseen perustuvaa sekä turpeen lujittumisen arviointiin käytössä olevia kaavoja.

5.5.1 Vesipitoisuuden ja maatuneisuuteen perustuva kaava

Luokituskokeiden näytteistä määritettiin laboratoriossa vesipitoisuus ja maatuneisuusaste. Kuvassa 83 on esitetty Penkereen stabiliteetin laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) taulukon 9 kaavoilla lasketut turpeen suljetun leikkauslujuuden arvot luokituskokeiden näytteille.

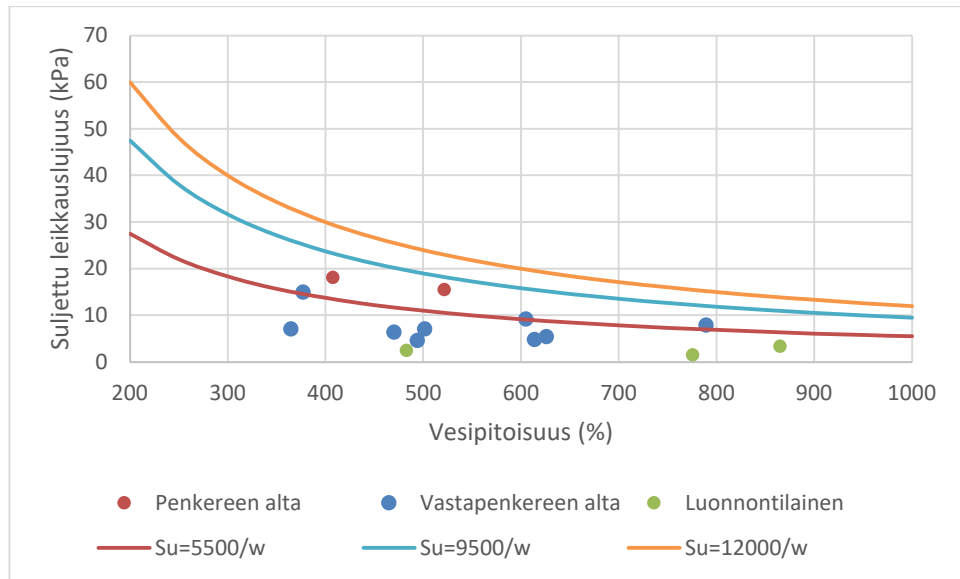


Kuva 83. Turpeen suljettu leikkauslujuus vesipitoisuuden ja maatuneisuusasteen perusteella

Laskennallisesti määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot ovat 9,1...21,0 kPa. Kuvassa 83 on näkyvissä trendi turpeen maatuneisuusasteen ja suljetun leikkauslujuuden välillä. Maatuneemmilla turpeilla laskennallinen suljettu leikkauslujuus vaikuttaa olevan pienempi, kuin vähemmän maatuneilla turpeilla. Vastapenkereen alla lujittuminen ei näytä vaikuttavan merkittävästi laskennalliseen suljettuun leikkauslujuuteen.

Laskennallisen suljetun leikkauslujuuden arvot ovat kuitenkin kaikkiaan epärealistisen korkeita. Todennäköisesti taulukon 9 kaavat arvioivat suljettua leikkauslujuutta liian suureksi. Voi olla myös, että luokituskokeiden näytteiden vesipitoisuus on alentunut jossain vaiheessa näytteenoton tai näytteiden käsittelyn aikana.

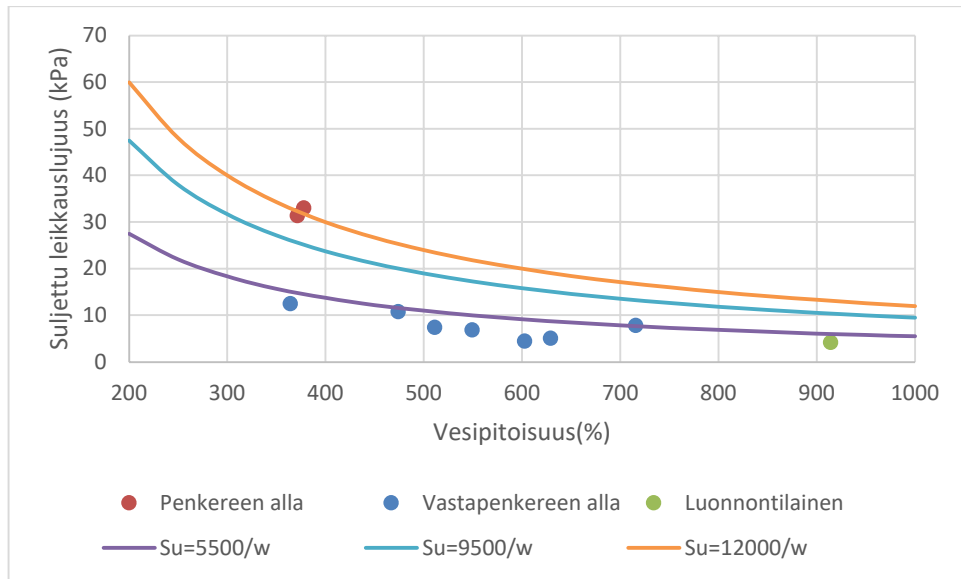
Kuvassa 84 on esitetty DSS-kokeiden suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla. Kuvassa on esitetty myös penkereiden stabiliteetin laskentaohjeessa (Liikennevirasto 2018b) esitetyn taulukon 9 kaavoilla lasketut suljetun leikkauslujuuden arvot.



Kuva 84. DSS-kokeiden suljettu leikkauslujuus ja taulukon 9 laskennalliset suljetut leikkauslujuudet vesipitoisuuden funktiona

Kuvasta 84 nähdään, että kaikki DSS-kokeilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot ovat pienempiä, kuin kahdella ylimmällä kaavalla saadut laskennalliset suljetut leikkauslujuudet. Ainoastaan ratapenkereen alta tehtyjen DSS-kokeiden suljetut leikkauslujuudet ovat selvästi suurempia, kuin taulukon 9 kaavoilla lasketut suljetun leikkauslujuuden arvot.

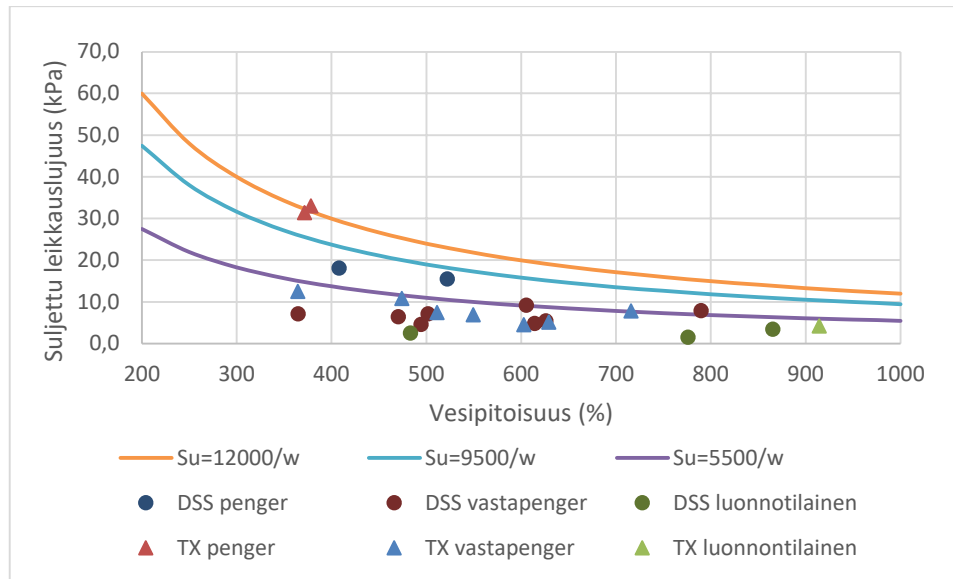
Kuvassa 85 on esitetty kolmiakσιαalikokeiden leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla. Kuvassa on esitetty myös penkereiden stabiliteetin laskentaohjeessa (Liikennevirasto 2018b) esitetyn taulukon 9 kaavoilla lasketut suljetun leikkauslujuuden arvot.



Kuva 85. Kolmiakσιαalikokeiden leikkauslujuus ja taulukon 9 laskennalliset suljetut leikkauslujuudet vesipitoisuuden funktiona

Kuvasta 85 nähdään, että ratapenkereen alta kolmiakσιαalikokeilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot ovat korkeimman laskennallisen laskentakaavan tasolla. Vastapenkereen alta ja luonnontilaisesta turpeesta kolmiakσιαalikokeilla määritetyt suljetut leikkauslujuudet ovat korkeimmillaan taulukon 9 laskennallisen $s_u=5500/w$ suljetun leikkauslujuuden kaavan tasolla.

Tulosten vertailussa on tärkeää huomioida, että laboratoriokokeilla määritetyt leikkauslujuuden arvot ovat siipikairauksella määritettyjä lujuuksia alhaisempia. Taulukon 9 kaavat perustuvat siipikairauksilla tehtyihin suljetun leikkauslujuuden mittauksiin. Kuvassa 86 on esitetty kaikkien laboratoriokokeiden suljetun leikkauslujuuden arvot ja taulukon 9 kaavoilla lasketut suljetun leikkauslujuuden arvot.



Kuva 86. Kaikkien laboriokokeiden suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutos-
tasolla vesipitoisuuden funktiona

Laboriokokeiden tulosten perusteella näyttäisi, että kaava

$$s_u = \frac{5500}{w} \quad (6)$$

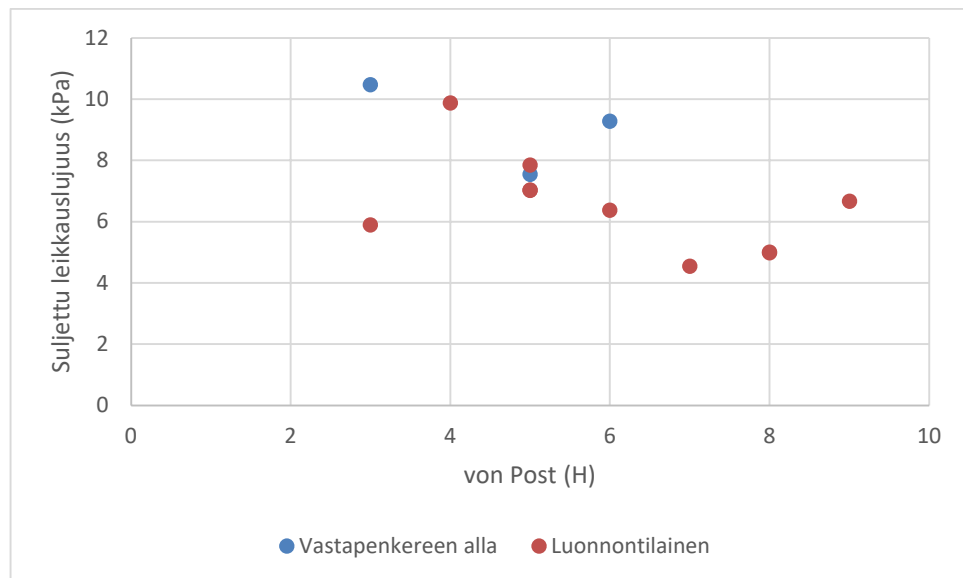
jossa s_u on suljettu leikkauslujuus ja w on turpeen vesipitoisuus, on taulukon 9 kaavoista ainoa, joka ei yliarvioi turpeen suljettua leikkauslujuutta. Kaava on tarkoitettu maatuneen turpeen lujuuden arviontiin ja se tuottaa kolmesta kaavasta alhaisimpia lujuuksia. Tämäkin kaava näyttäisi yliarvioivan turpeen leikkauslujuutta verrattuna laboriokokeissa määritettyihin suljettuihin leikkauslujuuksiin 5 % muodonmuutostasolla. Laboriokokeissa vain penkereen alta tehdyillä kokeilla on määritetty selvästi suurempia leikkauslujuuden arvoja kuin vesipitoisuuteen ja maatuneisuuteen perustuva kaava laskennallisesti tuottaa.

Koska taulukon 9 kaavat tuottavat selkeästi suurempia laskennallisen suljetun leikkauslujuuden arvoja kuin laboriokokeilla määritetyt suljetut leikkauslujuudet ovat, redusoidaan taulukon 9 kaavoja. Taulukossa 10 on esitetty taulukon 9 kaavat redusoituna kertoimella 0,5.

Taulukko 10. *Turpeen suljettu leikkauslujuus maatuneisuusasteen ja vesipitoisuuden perusteella*

von Post (H)	Turpeen suljettu leikkauslujuus (kPa) vesipitoisuuden w (%) perusteella	Turpeen geotekninen maalajiluokitus
1	$s_u = \frac{6000}{w}$	Raakaturve
2		
3		
4	$s_u = \frac{4750}{w}$	Keskinkertaisesti maatunut turve
5		
6		
7	$s_u = \frac{2750}{w}$	Maatunut turve
8		
9		

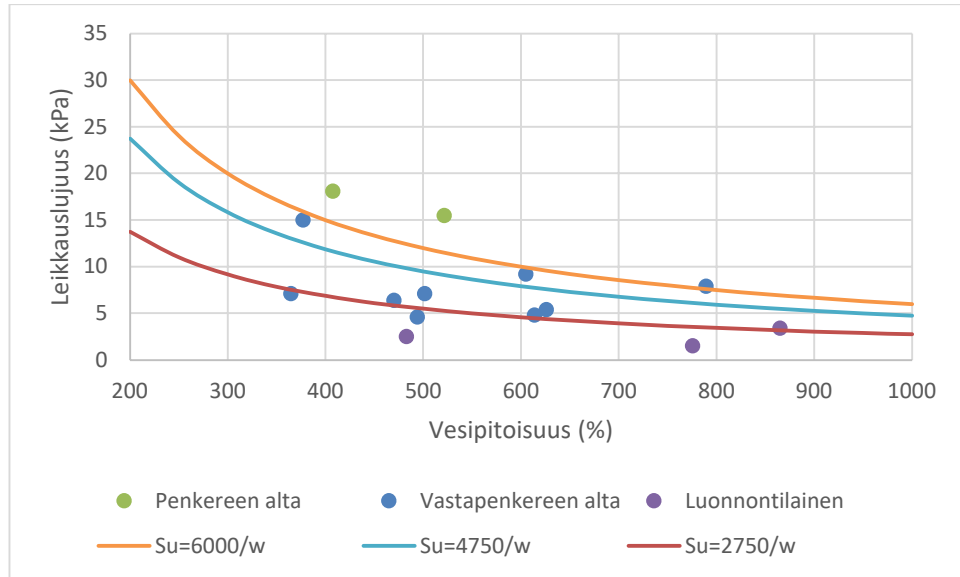
Kuvassa 87 on esitetty luokituskoekiden näytteiden laskennallinen suljettu leikkauslujuus vesipitoisuuden ja maatuneisuusasteen perusteella taulukon 10 kaavoilla.



Kuva 87. *Luokituskoekiden näytteiden laskennallinen suljettu leikkauslujuus vesipitoisuuden ja maatuneisuusasteen perusteella*

Taulukon 10 kaavoilla turpeen laskennallinen suljettu leikkauslujuus on 4,6...10,5 kPa. Kuvan 87 suljetun leikkauslujuuden arvot vaikuttavat realistisemmiltä kuin taulukon 9 mukaisilla kaavoilla lasketut suljetun leikkauslujuuden arvot. Penkereen stabiileetin laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) turpeen suljetun leikkauslujuuden voidaan ilman tutkimustietoa olettaa olevan vähintään 5 kPa. Taulukon 10 suljetun leikkauslujuuden arvot ovat pienimmillään noin 5 kPa.

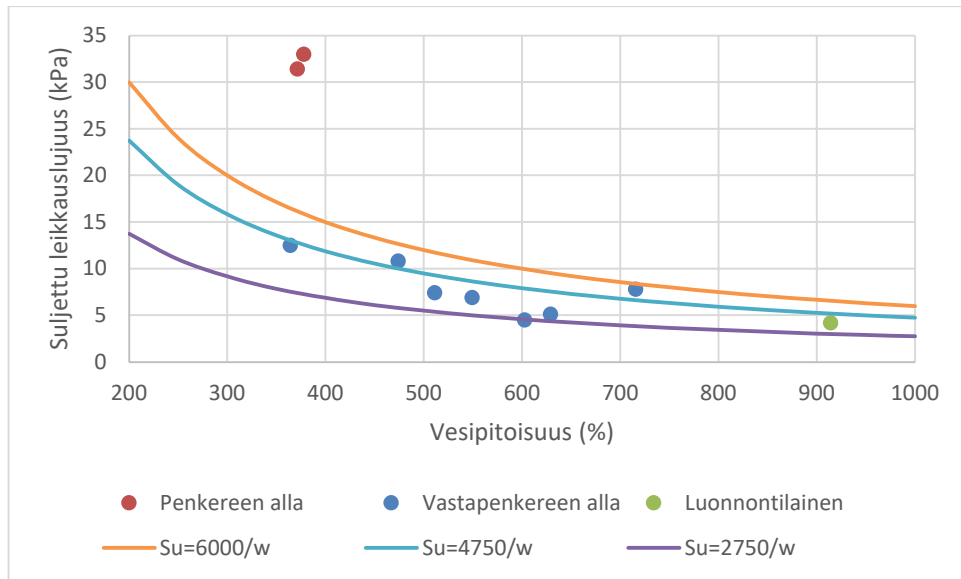
Kuvassa 88 on esitetty DSS-kokeilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot 5 % muodonmuutostasolla ja taulukon 10 kaavoilla lasketut suljetun leikkauslujuuden arvot.



Kuva 88. DSS-kokeiden ja taulukon 10 kaavojen laskennallinen suljettu leikkauslujuus vesipitoisuuden funktiona

Kuvan 86 laskennalliset suljetun leikkauslujuuden arvot ovat hieman suurempia, kuin vastapenkereen alta ja luonnontilaisesta turpeesta tehdyillä DSS-kokeilla. Koska kaavat perustuvat siipikairauksella määritettyihin leikkauslujuuden arvoihin, ne antavat DSS-kokeilla määritettyihin lujuuksiin verrattuna hieman suurempia arvoja. Ratapenkereen alta tehdyissä DSS-kokeissa suljettu leikkauslujuus on laskennallista arvoa suurempi luultavasti turpeen lujittumisen takia.

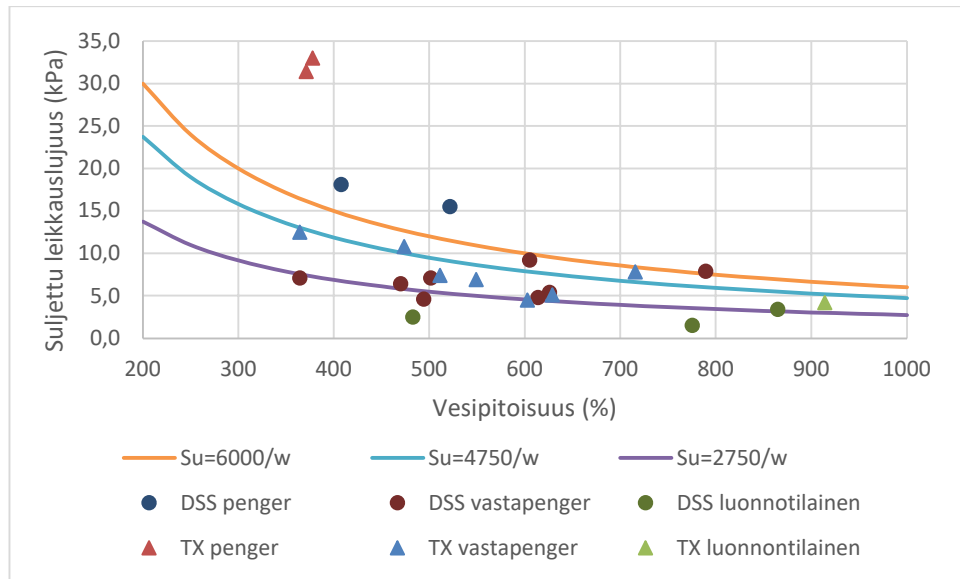
Kuvassa 89 on esitetty kolmiakσιαalikokeilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot 5 % muodonmuutostasolla ja taulukon 10 kaavoilla lasketut suljetun leikkauslujuuden arvot.



Kuva 89. Kolmiaksaalikokeiden ja taulukon 10 kaavojen laskennallinen suljettu leikkauslujuus vesipitoisuuden funktiona

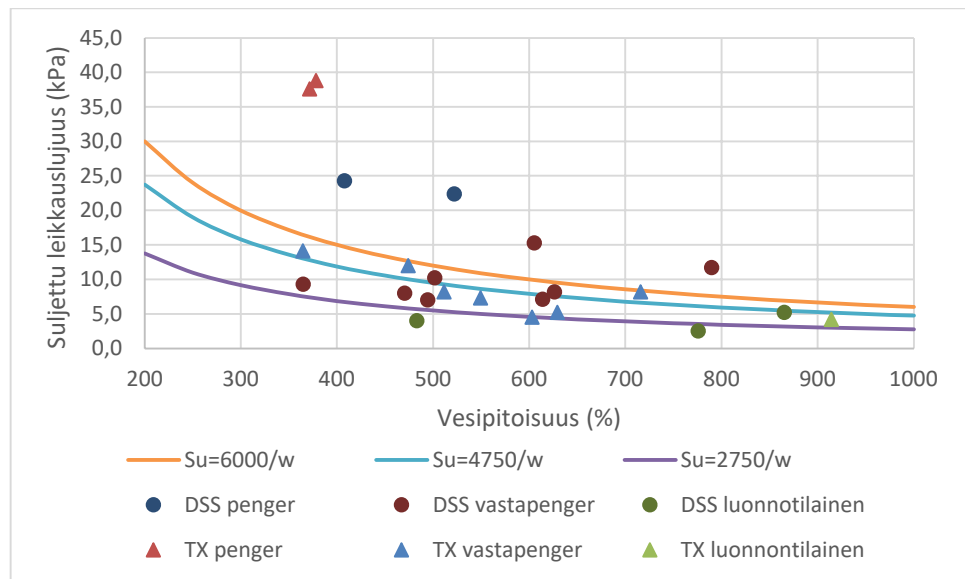
Kuvan 89 laskennalliset suljetun leikkauslujuuden arvot ovat samansuuruisia kuin vastapenkereen alta ja luonnontilaisesta turpeesta tehdyillä kolmiaksaalikokeilla määritetyt arvot. Ratapenkereen alta tehdyissä kolmiaksaalikokeissa suljettu leikkauslujuus on huomattavasti laskennallista arvoa korkeampi, luultavasti turpeen lujittumisen ja erilaisen leikkaustavan (puristuslujuus) takia.

Kuvassa 90 on esitetty kaikki laboratorikokeilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot 5 % muodonmuutostasolla ja taulukon 10 kaavoilla lasketut suljetun leikkauslujuuden arvot vesipitoisuuden funktiona.



Kuva 90. DSS- ja kolmiakσιαalikokeiden suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla ja taulukon 10 kaavojen laskennallinen suljettu leikkauslujuus

Kuvassa 91 on esitetty kaikki laboratorioskokeilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden huippuarvot ja taulukon 10 kaavoilla lasketut suljetun leikkauslujuuden arvot vesipitoisuuden funktiona.



Kuva 91. DSS- ja kolmiakσιαalikokeiden suljetun leikkauslujuuden huippuarvot ja taulukon 10 kaavojen laskennallinen suljettu leikkauslujuus

Tämän tutkimuksen laboratorioskokeiden perusteella taulukon 10 kaavat antavat paremman arvion turpeen suljetusta leikkauslujuudesta. Taulukon 10 kaavat sopivat luonnotilaisen ja pienen kuormituksen alla lujittuneen turpeen suljetun leikkauslujuuden arviointiin.

Lisäksi Penkereen stabiliteetin laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) mukaan turpeen suljetun leikkauslujuuden voidaan olettaa olevan 5 kPa. Ronkaisen (2012) tilastollisessa selvityksessä Suomalaisten turvenäyttteiden vesipitoisuuden keskiarvo oli 710 %. Taulukon 9 kaavoilla laskettuna turpeen suljettu leikkauslujuus olisi 7,9...17,1 kPa ja taulukon 10 kaavoilla laskettuna 3,9...8,6 kPa turpeen maatumaisuusasteesta riippuen.

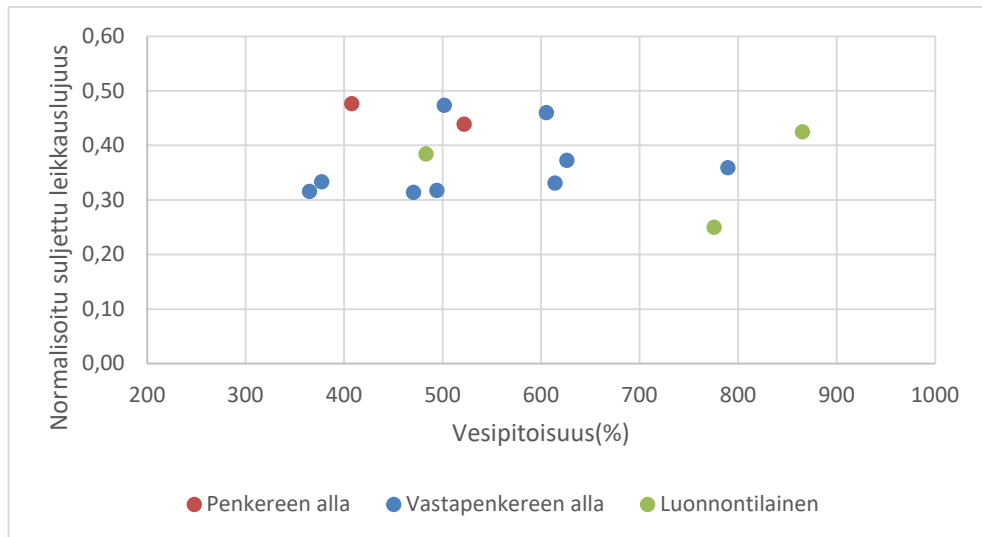
5.5.2 Turpeen lujittuminen

Penkereen stabiliteetin laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) mukaan penkereen alla lujittuneelle turpeelle voidaan laskea kokemusperäinen suljetun leikkauslujuuden arvo. Turpeen normalisoitu suljettu leikkauslujuus eli suljetun leikkauslujuuden ja vallitsevan tehokkaan pystyjännityksen väliseen suhteeseen perustuva likimääräinen lujuusarvo lasketaan kaavalla

$$s_u \approx 0,4 \times \sigma'_{v0}, \quad (7)$$

jossa s_u on suljettu leikkauslujuus ja σ'_{v0} vallitseva tehokas pystyjännitys.

Kuvassa 92 on esitetty DSS-kokeiden perusteella määritetyt turpeen normalisoidut lujuudet (suljetun leikkauslujuuden ja tehokkaan pystyjännityksen suhde) 5 % muodonmuutostasolla.

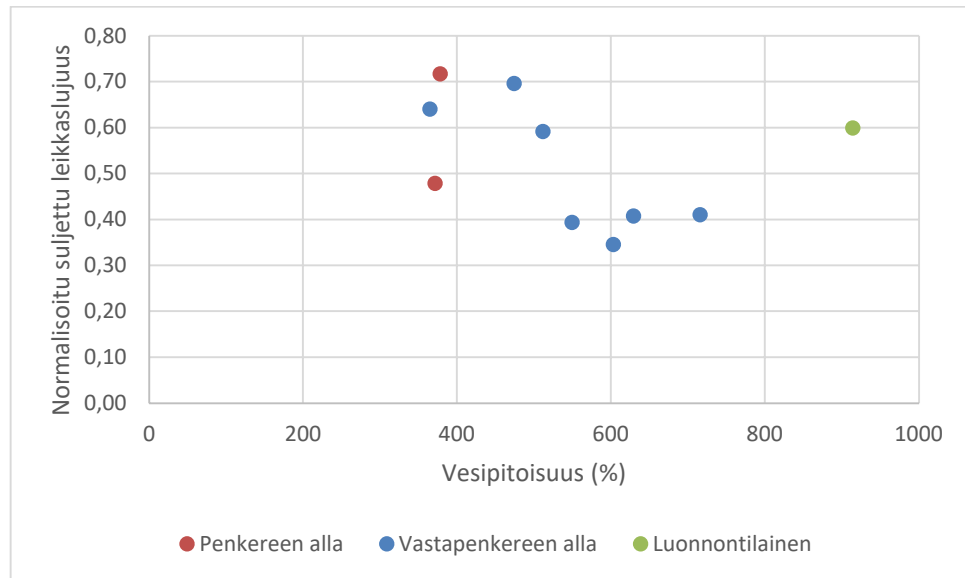


Kuva 92. DSS-kokeiden normalisoitu lujuus 5 % muodonmuutostasolla

Normalisoitu suljettu leikkauslujuus DSS-kokeissa 5 % muodonmuutostasolla vaihtelee välillä 0,25...0,47, keskiarvon ollessa 0,36. Suljetun leikkauslujuuden huippuarvoilla normalisoitu suljettu leikkauslujuus vaihtelee välillä 0,39...0,77, keskiarvon ollessa 0,53.

Normalisoitu suljettu leikkauslujuus (suljetun leikkauslujuuden ja konsolidaatiojännityksen välinen suhde) on DSS-kokeissa noin 0,4.

Kuvassa 93 on esitetty kolmiakσιαalikokeiden perusteella määritetyt normalisoidut suljetut leikkauslujuudet 5 % muodonmuutostasolla.



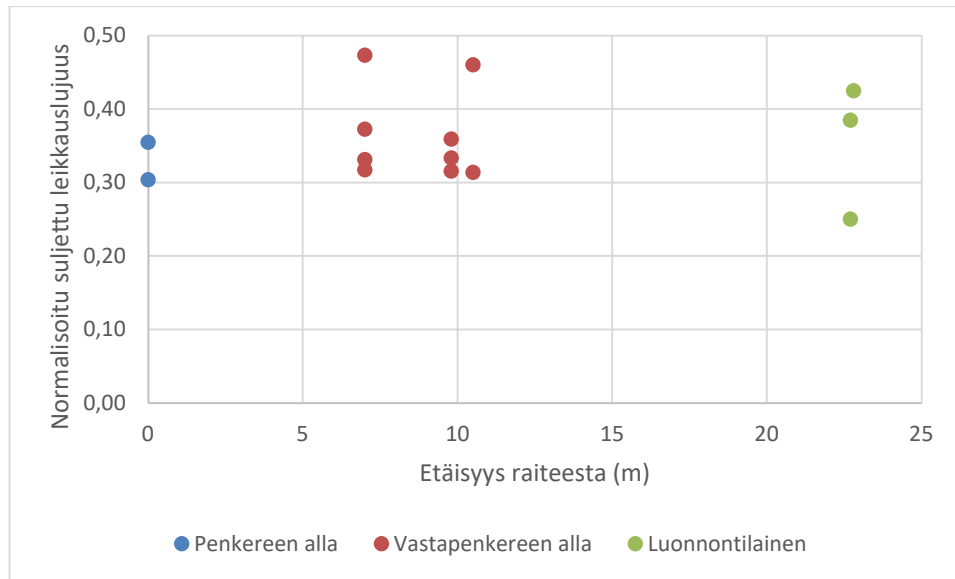
Kuva 93. Kolmiakσιαalikokeiden normalisoitu lujuus 5 % muodonmuutostasolla

Normalisoitu suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla vaihtelee välillä 0,32...0,63, keskiarvon ollessa 0,47. Suljetun leikkauslujuuden huippuarvoilla normalisoitu suljettu leikkauslujuus vaihtelee välillä 0,35...0,84, keskiarvon ollessa 0,58.

Normalisoitu suljettu leikkauslujuus (suljetun leikkauslujuuden ja konsolidaatiojännityksen välinen suhde) on kolmiakσιαalikokeissa noin 0,5.

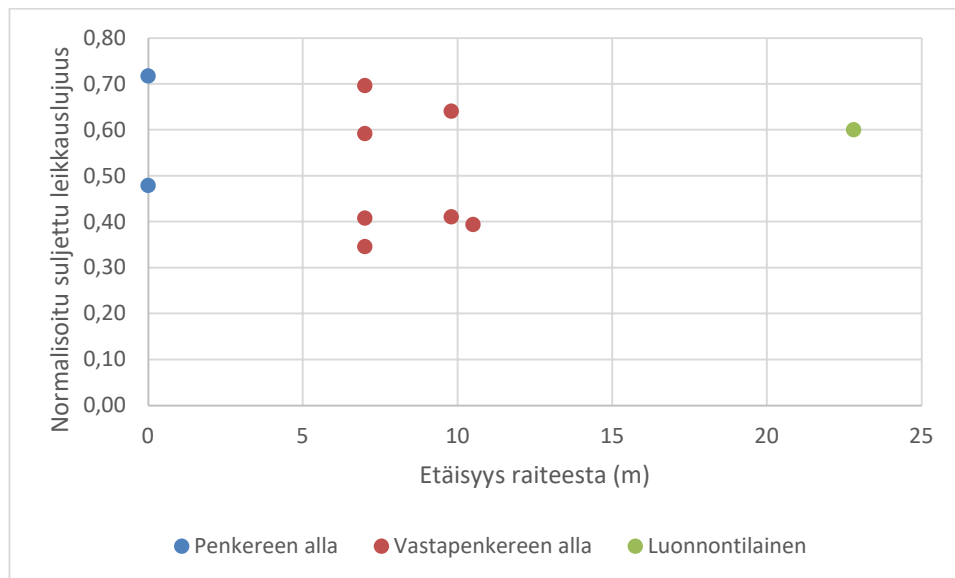
DSS-kokeiden normalisoitu suljettu leikkauslujuus on odotetusti alhaisempi kuin kolmiakσιαalikokeiden vastaava, johtuen kokeiden erilaisesta leikkaustavasta.

Kuvassa 94 on esitetty DSS-kokeiden normalisoitu suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla suhteessa etäisyyteen raiteesta



Kuva 94. DSS-kokeiden normalisoitu suljettu leikkauslujuus suhteessa etäisyyteen raiteesta

Kuvassa 95 on esitetty kolmiaksaalikokeiden normalisoitu suljettu leikkauslujuus 5 % muodonmuutostasolla suhteessa etäisyyteen raiteesta.



Kuva 95. Kolmiaksaalikokeiden normalisoitu lujuus suhteessa etäisyyteen raiteesta

Kuvasta 95 nähdään, että kolmiaksaalikokeiden normalisoiduissa lujuuksissa on enemmän hajontaa kuin DSS-kokeissa. Tämä voi johtua vastapenkereen alta otetuista näytteistä häiriintymisestä koekappaleita leikattaessa.

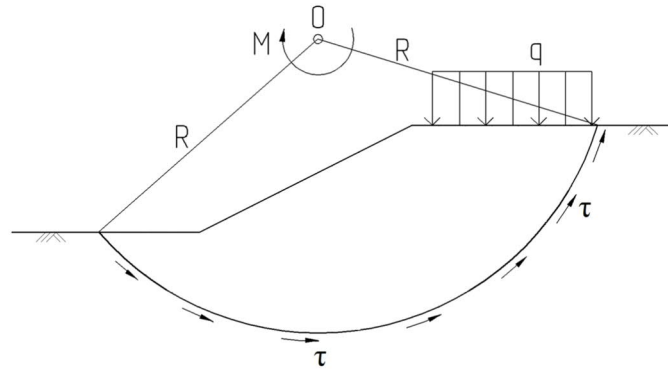
6. STABILITEETILASKELMAT

Penkereiden stabiliteettilaskennan tarkoituksena on selvittää, onko rakenteen varmuus pohjamaan murtumista vastaan riittävä. Vanhojen penkereiden stabiliteetti tarkistetaan aina suunnittelun yhteydessä, kun rakennetta uusitaan, muutetaan tai korjataan, mitoituskuormat muuttuvat eli akselipaino nousee tai pengeri on suunnittelutyön vaikutusalueella, sekä jos penkereen käytön aikana on syytä epäillä riittämätöntä stabiliteettia. (Liikennevirasto 2018b) Riittävä varmuus pohjamaan murtumista vastaan todetaan Eurokoodin mukaisella osavarmuusmenettelyllä.

Hienorakeiselle pohjamaalle perustetulle radalle mitoittava tilanne RATO osan 3 (Liikennevirasto 2018c) mukaan on radalle pysähtynyt juna. Tapauksessa on kyse lyhytaikaisesta kuormitustilanteesta, koska melko pitkäänkin pysähdyksissä olleen junan aiheuttama huokosveden ylipaine ei ehdi poistua hienorakeisesta pohjamaasta. Suljettua leikkauslujuutta käytetään, kun pohjamaa on turvetta tai savea tai savista silttiä, jonka savi-pitoisuus on yli 25 %. (Ratahallintokeskus 2006) Toinen vaihtoehto lujuuden mallintamiseen on käyttää tehokkaita lujuusparametreja ja mallintaa huokosveden ylipaine. Tässä tutkimuksessa turpeen lujuus mallinnetaan suljettuna leikkauslujuutena.

6.1 Stabiliteettilaskenta

Stabiliteettilaskenta tehdään yleisimmin liukupinta-analyysillä, jossa tutkitaan ajatellun liukupinnan yläpuolelle jäävään maakappaleeseen kohdistuvia voimia ja niiden momentteja. Liukupinta-analyysin periaate on esitetty kuvassa 96. Maan painosta ja ulkoisesta kuormituksesta (q) syntyvä momentti (M) pyrkii sorruttamaan maaluisen liukupintaa pitkin. Liukupinnassa mobilisoituva leikkauslujuus τ pyrkii vastustamaan sorruttavia voimia.



Kuva 96. Liukupinta ja siinä vaikuttavia voimia sekä kuormituksia (Jaakkonen 2013)

Liukupinta-analyysissä tyypillistä on, että liukuman tai murtuman paikkaa ei tiedetä ennakoon. Tästä syystä on kehitetty laskentaohjelmia, jotka varioivat kuvan 96 momentti-keskipisteen sekä liukupinnan sijaintia ja laskevat tuhansia liukupintoja, yrittäen löytää liukupinnan, jonka varmuuskerroin on pienin. Varmuuskerroin (F) (Factor of safety (FOS tai Fos)) voidaan määrittää yksinkertaisella kaavalla

$$F = \frac{\text{leikkauslujuus}}{\text{leikkausjännitys}} \quad (8)$$

jossa leikkauslujuus on maan leikkauslujuus ja leikkausjännitys on liukupinnalle muodostuva leikkausjännitys.

Ensimmäisenä voidaan tehdä tasapainotilaa vastaava laskenta ominaisarvoilla eli niin sanotulla kokonaisvarmuusmenettelyllä, jossa käytetään maan lujuuden ja kuormien ominaisarvoja. Kokonaisvarmuuslaskennalla saadaan käsitys kokonaisvakavuuden suuruusluokasta ja vaarallisimpien liukupintojen sijainnista penkereen läheisyydessä. Kokonaisvarmuusmenettelyssä pyritään mallintamaan todellista tilannetta. Kokonaisvarmuuden perusteella ei kuitenkaan voida tehdä lopullisia päätelmiä varmuuskertoimen riittävydestä. Penkereen stabiiliteetti lasketaan aina Eurokoodin mukaan osavarmuuslukumennettelyn mukaan kaavalla

$$ODF = \frac{R_d}{E_d} = \frac{\text{Kuormien vaikutusten mitoitusarvo}}{\text{Kestävyuden mitoitusarvo}} \quad (9)$$

jossa ODF on ylimitoituserroin ja osavarmuuskerroimilla kohdistetaan varmuus maan lujuusparametreihin ja kuormiin. Eurokoodin maaparametrien osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 11. Maaparametrien osavarmuuskerroimien lisäksi raideliikennekuorman kohdistetaan osavarmuusluku $\psi = 1,25$. Osavarmuuslukumennettelyllä laskettaessa mitoituksen minimiarvo on 1, jolloin voidaan katsoa, että penkereen varmuus sortumista vastaan on riittävä.

Taulukko 11. *Maaparametrien osavarmuusluvut (γ_M) (EQU) (Liikennevirasto 2017)*

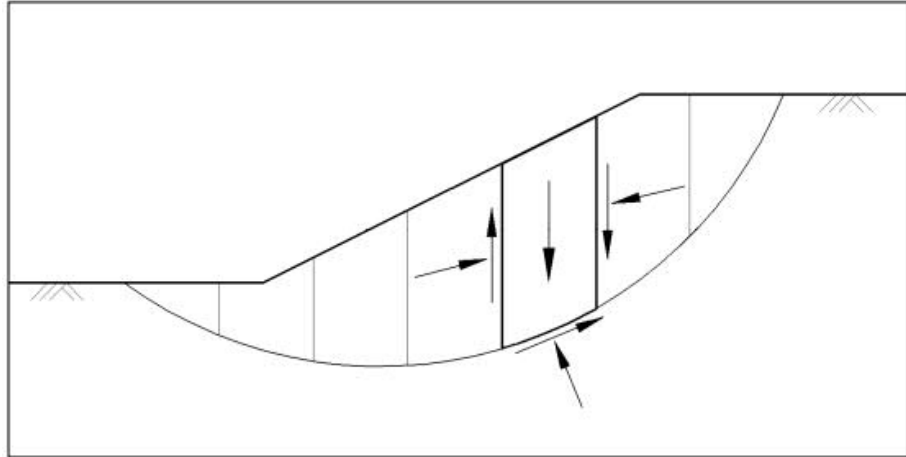
Maaparametri	Merkintä	Arvo
Leikkauskestävyysskulma ^a ("Kitkakulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Tehokas koheesio	γ_c'	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,4
Yksiaksiaalinen puristuslujuus	γ_{qu}	1,4
Tilavuuspaino	γ_v	1,0

^aTällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Suomessa suljettu leikkauslujuus on perinteisesti mallinnettu isotrooppisena perustuen lähinnä siipikairauksiin. Suljettu leikkauslujuus on kuitenkin anisotrooppinen, eli sen suuruus riippuu leikkaussuunnasta, kuten kappaleessa 2.4.5 todettiin. Suljetun leikkauslujuuden anisotropia voidaan määrittää laboratorikokeiden avulla, kuvan 13 mukaan.

6.2 Laskentamenetelmät ja liukupinnat

Lamellimenetelmässä luiska jaetaan pystysuoriin lamelleihin, joiden voimasuureita tarkastellaan erikseen. Lamellimenetelmät voidaan jakaa yksinkertaisiin ja tarkkoihin menetelmiin. Jako perustuu menetelmässä toteutuneiden lamellien välisten tasapainoehtojen määrästä. Tarkat menetelmät toteuttavat lamellikohtaiset pysty- ja vaakavoimatasa-painoehdot sekä momenttitasapainoehdon. Yksinkertaisemmat lamellimenetelmät toteuttavat vain osan voima- tai momenttitasapainoehdoista. Useimmiten oletetaan, että liukupinta noudattaa ympyrän kaarta, mutta liukupinta voi olla myös muodoltaan vapaa. (Jaakkonen 2013) Lamellimenetelmän periaate ja ympyränmuotoinen liukupinta on esitetty kuvassa 97.

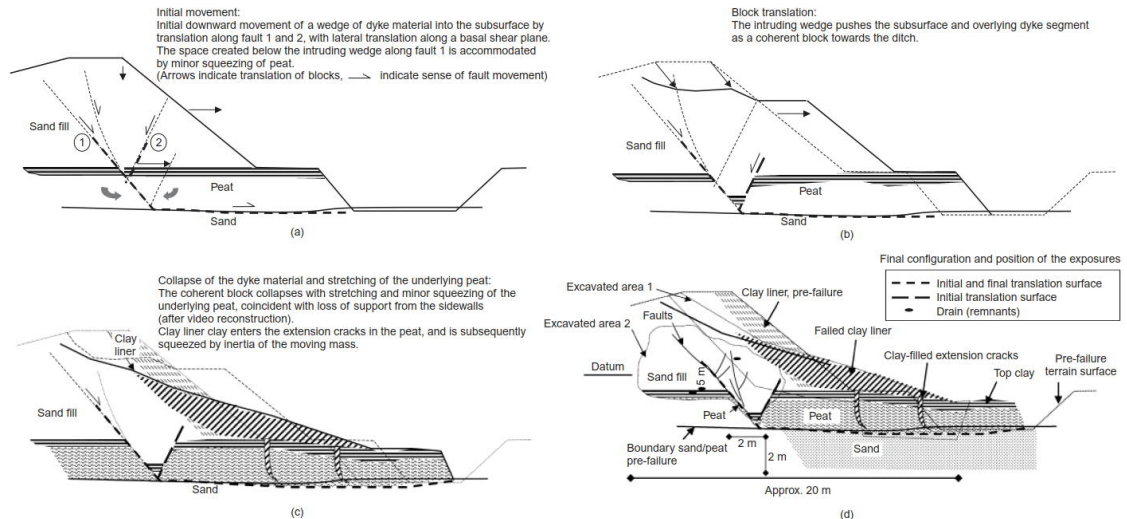


Kuva 97. Lamellimenetelmän periaate (Jaakkonen 2013)

Penkereiden stabiiliteetin laskentaohje (Liikennevirasto 2018b) suosittelee laskentamenetelmiksi GLE:tä tai Morgenstern-Priceä. Näillä menetelmillä voidaan laskea ympyrä- tai vapaamuotoisia liukupintoja. Bishopin yksinkertaistettu menetelmä soveltuu vain ympyräliukupinnoille.

Tavanomainen stabiiliteetilaskennoissa käytettävä ympyränmuotoinen liukupinta ei ole todennäköisesti turpeella vaarallisin. Kokemukset sortumista osoittavat, että liukupinnat valitsevat helpoimman tien pohjamaan läpi. Yleensä tämä heikon pinta kulkee turvekerroksen alapinnassa, missä turve kohtaa kitkamaan. (Vestberg et al 2016) Savilla ympyränmuotoinen liukupinta voi olla käyttökelpoinen oletamus. Liukupinnan muoto riippuu kuitenkin täysin poikkileikkauksen geometriasta. Yleensä ympyränmuotoinen liukupinta on ratapenkereillä kuitenkin virheellinen oletamus johtuen jo suuresta junakuormasta.

Vapaamuotoisen liukupinnan käyttöä stabiiliteetilaskelmissa tukee Booneschansin sorrutuskoe, missä noin 2,5 m paksuiselle turvekerrokselle rakennettu 6 m korkea penger sorrutettiin lisäämällä asteittain kuormitusta. (Zwanenburg et al. 2012) Kokeen aikana huomattiin, että liukupinta muodostui turpeen ja kitkamaan (hiekkä) rajapintaan. Lisäksi turvekerros lähti liukumaan hiekan päällä. Sorrutuskokeen sortuman vaiheet on esitetty kuvassa 98.



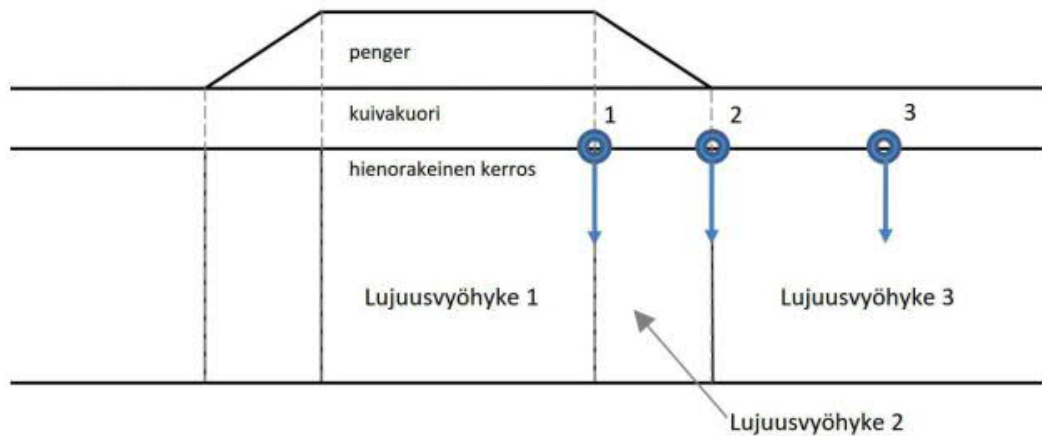
Kuva 98. Turvepenkereen sorrutuskokeen sortuman vaiheet
(Zwanenburg et al. 2012)

Zwanenburg et al. (2012) toteaa, että penkereen stabiliteettitarkastelussa pitäisi ottaa huomioon myös turpeen liukuminen kitkamaan päällä, kuten sorrutuskokeessa nähtiin. Sorrutuskoe ei vastaa täysin oikeaa tilannetta, sillä kokeessa penkereen oikealle puolelle on kaivettu syvä oja, johon turve pääsi liukumaan kokeen aikana. Voidaan kuitenkin sanoa, että vaarallisin liukupinta kulkee todennäköisesti turvekerroksen alapinnan kautta, eikä vaarallisin liukupinta ole välttämättä ympyränmuotoinen. Liukupinta voi myös haakeutua mahdollisille heikkousvyöhykkeille turpeessa, mutta näitä heikkousvyöhykkeitä on käytännön suunnittelussa mahdoton tuntea ennakolta. (O’Kelly 2017)

Zwanenburg et al. (2012) mukaan havaittu penkereen murto vastaa turpeen DSS-kokeilla laskettuja parametreja. DSS-parametrit vastasivat myös sorrutuskokeen aikana mitattuja arvoja. Sorrutuskoe osoitti, että kolmiaksaalikokeet yliarvioivat turpeessa mobilisoituvan leikkauslujuuden. Toisaalta pengeri oli rakennettu sorrutuskoeita varten, eikä turpeen lujittuminen ollut tapahtunut ainakaan siinä mittakaavassa kuin vanhan ratapenkeren alla.

6.3 Lujittuminen penkereen alla

Lujittumisen mallintaminen stabiliteettilaskelmissa riippuu siitä, mitä ominaisuuksia laskentaohjelmassa on käytettävissä. Tyypillisiä tapoja ovat esim. maan jakaminen eri lujittumisvyöhykkeisiin, lujuuden tasa-arvokäyrien käyttö tai lujuuden mallintaminen tehokkaan pystyjännityksen funktiona. (Liikennevirasto 2018b) Tässä tutkimuksessa stabiliteettilaskelmoissa käytetään GeoCalc-ohjelmistoa ja pohjamaa jaetaan lujittumisvyöhykkeisiin kuvan 99 mukaan.



Kuva 99. Penkereen alapuolisen maan jakaminen lujuusvyöhykkeisiin (Liikennevirasto 2018b)

Lujuusvyöhyke 1 sijaitsee penkereen harjan alapuolella, lujuusvyöhyke 2 penkereen luiskan alla ja lujuusvyöhyke 3 edustaa luonnontilasta pohjamaata. Lujuusvyöhykkeiden jako perustuu yksinkertaistettuun malliin penkereen aiheuttamasta jännityslisäyksen jakaumasta pohjamaassa. Jännityslisäys aiheuttaa pohjamaan konsolidoitumista, ja näin ollen maan leikkauslujuus kasvaa. Vastaavat lujuusvyöhykkeet koskevat kaikkia hienorakeisia maalajeja, eli jos turvekerroksen alla on savikerros, senkin oletetaan olevan lujuutunut.

6.4 Stabiliateetilaskennat

Tutkimuksen lopuksi ratapenkereen stabiileetti laskettiin kolmesta tutkimuspoikkileikkauksesta erilaisilla turpeen lujuuden malleilla, kuormitusyhdistelmillä ja laskentamenetelmillä sekä liukupinnan muodoilla.

6.4.1 Turpeen lujuuden mallintaminen

Stabiileetilaskelmissa turve jaettiin kolmeen lujuusvyöhykkeeseen, jota sijaitivat vastapenkereen alla, penkereen luiskan alla ja penkereen alla. Laskelmissa muutettiin vain turpeen suljetun leikkauslujuuden arvoja. Turpeen tilavuuspainona käytettiin Penkereen stabiileetin laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) mukaista $10,5 \text{ kN/m}^3$ kaikissa lujuusvyöhykkeissä. Kitkamaiden parametrit oli määritetty perusparannushanketta varten tehdyissä stabiileetilaskelmissa, eikä niitä muutettu tämän tutkimuksen laskennoissa.

Laskelmissa käytettiin kolmella eri tavalla määritettyjä turpeen lujuuksia:

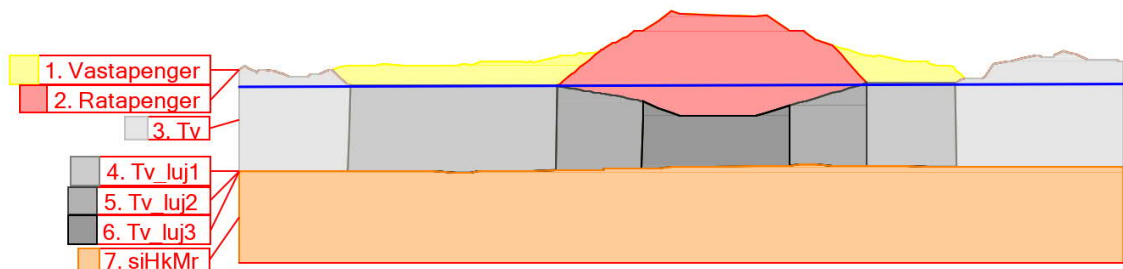
- DSS-kokeiden perusteella määritetty suljettu leikkauslujuus
- DSS-kokeiden perusteella määritetty suljettu leikkauslujuus + ADP-mallilla mallinnettu anistrooppinen lujuus ratapenkereen alla
- Laskennallinen suljettu leikkauslujuus perustuen suljetun leikkauslujuuden ja konsolidaatiojännityksen väliseen suhteeseen

DSS-kokeilla määritettiin suljettu leikkauslujuus luonnontilaiselle, vastapenkereen alla olevalle ja ratapenkereen alla olevalle turpeelle. Jos kokeita oli tehty samasta poikkileikkauksesta samasta lujittumistilasta olevasta turpeesta useampia, käytettiin suljetun leikkauslujuuden keskiarvoa.

Penkereen luiskan alla olevalle turpeelle käytettiin vastapenkereen ja ratapenkereen alta mitattujen suljettujen leikkauslujuuksien keskiarvoa.

ADP-menetelmässä turpeen puristuslujuutena käytetään kaksinkertaista lujuutta DSS-kokeella määritettyyn lujuuteen verrattuna. Tällä pyritään huomioimaan laboratorikokeissa havaittu DSS- ja kolmiakksiaalikoikeiden lujuusero.

Turpeen laskennalliset suljetun leikkauslujuuden arvot määritettiin turpeen suljetun leikkauslujuuden ja tehokkaan pystyjännityksen välillä havaittuun suhteeseen kaavalla $s_u \approx 0,4 \times \delta'_{v0}$, joka todettiin edellisessä luvussa saatujen laboratorikokeiden tulosten perusteella oikeaksi. Luonnontilaisen turpeen lujuutena käytettiin Penkereen stabiliteetin laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) mukaista arvoa 5 kPa. Kuvassa 100 on esitetty laskentapoikkileikkaus ja turpeen lujittumisvyöhykkeet poikkileikkauksessa km 674+180.



Kuva 100. Laskentapoikkileikkaus ja turpeen lujittumisvyöhykkeet poikkileikkauksessa km 674+180

Penkereen alta tehtyjen DSS-kokeiden suljetun leikkauslujuuden keskiarvo oli poikkileikkauksessa km 674+180 16,8 kPa. Koska muista poikkileikkauksista ei oltu tehty DSS-kokeita penkereen alta, km 674+180 suljettua leikkauslujuutta sovellettiin kaikkiin poikkileikkauksiin. Vastapenkereen alta tehtyjä DSS-kokeita oli jokaisesta poikkileikkauk-

sesta, ja turpeen lujuutena on käytetty kunkin poikkileikkauksen keskimääräistä lujuusarvoa. Luonnontilaisia DSS-kokeita oli tehty km 674+180 ja km 674+520. Km 675+260 luonnontilaisen turpeen suljetulle leikkauslujuudelle annettiin näiden kokeiden perusteella arvo 3 kPa. Turpeen DSS-kokeilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden keskiarvot poikkileikkauksittain on esitetty taulukossa 12.

Taulukko 12. Turpeen DSS-kokeilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot

DSS			
Suljettu leikkauslujuus (kPa)	Km 674+180	Km 674+520	Km 675+260
Tv	2	3,4	3
Tv_luj1	5,5	7,8	7,5
Tv_luj2	11,2	12,3	12,2
Tv_luj3	16,8	16,8	16,8

Turpeen laskennallisesti määritetyt suljetun leikkauslujuuden ja tehokkaan pystyjännityksen väliseen suhteeseen perustuvat arvot poikkileikkauksittain on esitetty taulukossa 13. Ratapenkereen tilavuuspainona käytettiin laskennassa 19 kN/m^3 ja vastapenkereen 18 kN/m^3 . Vastapenkereiden korkeudet olivat ratapiirustusarkiston suunnitelman mukaan 0,8...1,0 m.

Taulukko 13. Turpeen laskennallisesti määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot

Laskennallinen			
Suljettu leikkauslujuus (kPa)	Km 674+180	Km 674+520	Km 675+260
Tv	5	5	5
Tv_luj1	5,8	5,8	7,2
Tv_luj2	11,7	14	17
Tv_luj3	21	26,8	26,8

Kun taulukoiden 12 ja 13 suljetun leikkauslujuuden arvoja vertaillaan, huomataan että luonnontilaisesta turpeesta on mitattu DSS-kokeilla alempia suljetun leikkauslujuuden arvoja kuin 5 kPa. Luonnontilainen turve saattaa olla erityisen herkkä mittauksen skaalavaikutukselle. Isolla standardisiivellä pienin mitattavissa oleva siipileikkauslujuus on 5,3 kPa, eli redusoituna turpeelle 2,7 kPa. (Väylävirasto 2022)

Vastapenkereen alla DSS-kokeella määritetyt suljetut leikkauslujuudet ja laskennalliset leikkauslujuudet vastaavat hyvin toisiaan. Penkereen alla laskennallinen suljettu leikkauslujuus on selvästi suurempi, kuin DSS-kokeilla mitattu suljettu leikkauslujuus.

Turpeen laskennallinen suljettu leikkauslujuus mallinnettiin ainoastaan isotrooppisena. Turpeen suljettuun leikkauslujuuteen ja tehokkaaseen pystyjännitykseen perustuva

kaava tuottaa paksun ratapenkereen alla huomattavasti suurempia suljetun leikkauslujuuden arvoja, kuin DSS-kokeilla määritettynä. Isotrooppisen suljetun leikkauslujuuden käyttämisellä otetaan osin huomioon penkereen alta tehtyjen DSS- ja kolmiakσιαaliko-keiden lujuusero.

Tämän tutkimuksen mukaan luotettavin turpeen lujuuden mallinnusmenetelmä on DSS-lujuuksilla ja penkereen alla turpeen puristuslujuuden kasvattaminen ADP-mallilla. ADP-malli ottaa huomioon DSS- ja kolmiakσιαaliko-keiden välillä huomattavan suljetun leikkauslujuuden eron penkereen alla. Turpeen vetolujuutta ei määritetty laboratoriokokeissa.

Kuvassa 101 on esitetty poikkileikkauksen km 674+180 maaparametrit Geocalciin syötettynä. Ratapenkereen alla olevalle Tv_luj3 lujittumisvyöhykkeelle on annettu anisotrooppinen lujuus ADP-mallin avulla. ADP-malli nostaa turpeen suljetun puristuslujuuden kaksinkertaiseksi suoran leikkauksen (Direct) suljettuun lujuuteen verrattuna.

Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	Φ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru/ruq/ru'	Anisotropy Type	SuA/Su0	SuD/Su0	SuP/Su0
1	Vastapenger	18,00			34,00			Independent on depth		Isotropic			
2	Ratapenger	19,00			36,00			Independent on depth		Isotropic			
3	Tv	10,50		2,00				Independent on depth		Isotropic			
4	Tv_luj1	10,50		5,50				Independent on depth		Isotropic			
5	Tv_luj2	10,50		11,20				Independent on depth		Isotropic			
6	Tv_luj3	10,50		16,80				Independent on depth		Active-Direct-Passive (ADP)	2	1	1
7	siHKMr	18,00			32,00			Independent on depth		Isotropic			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

Kuva 101. Maaparametrit km 674+180

6.4.2 Laskentamenetelmät ja liukupinnat

Tässä tutkimuksessa käytettiin seuraavia laskentamenetelmiä ja liukupinnan muotoja:

- Bishopin yksinkertaistettu menetelmä, ympyränmuotoinen liukupinta
- Janbun yksinkertaistettu menetelmä, vapaamuotoinen liukupinta
- Morgenstern-Pricen menetelmä, vapaamuotoinen liukupinta

Stabiilitelilaskenta Bishopin yksinkertaistetulla menetelmällä Geocalcissa on todella nopeaa ja onnistuu joka kerta. Vapaamuotoisen liukupinnan menetelmistä Janbun yksinkertaistettu menetelmä on suhteellisen nopea laskea. Tarkempi Morgenstern-Pricen menetelmä on huomattavasti hitaampi. Janbun yksinkertaistettu menetelmä ei myöskään kaadu iteroinnin aikana, eli laskenta konvergoi paremmin tarkempi kuin Morgenstern-Pricen menetelmä.

Vapaamuotoisia liukupintoja laskettaessa voidaan joutua asettamaan liukupinnoilta kielletty alue (forbidden domain) ratapenkereen ja vastapenkereen alueelle. Jossain tapauksissa kielletyn alueen lisääminen laskentaan kuitenkin hidastaa laskentaa, tai laskennan konvergointi ei onnistu kielletyn alueen takia.

Vapaamuotoisten liukupintojen laskeminen Geocalcilla on turpeen lujuuden mallintamisen vuoksi hankalaa. Tässä tutkimuksessa lujittuminen mallinnettiin kuvan 99 mukaan jakamalla pohjamaa pystysuoriin lujittumisvyöhykkeisiin, mikä johtaa kapeisiin lamelliakoihin. Tämän tutkimuksen tapauksissa ja turvepehmeiköillä yleensäkin, turpeen lujuus vaihtelee lähinnä vaakasuunnassa penkereen aiheuttaman lujittumisen johdosta. Geocalcissa on mahdollista mallintaa lujuuden kasvu myös lujuuden tasa-arvokäyrien avulla.

Geocalcin stabiliteettilaskennan käyttöohjeessa (Civilpoint 2021) todetaan, että epätoollisen äkinäiset lujuuden muutokset vaikuttavat vaarallisimman liukupinnan hakuun. Pystysuoria lujittumisvyöhykkeitä käytettäessä tämä johtaa myös siihen, että geometriamallin taitepisteiden väli on hyvin pieni. Taitepisteet määräävät taas osaltaan stabiliteettilaskennassa käytetyn lamelliakon. Hyvin lähekkäiset taitepisteet aikaansaavat hyvin kapean lamellin, joka voi vaikeuttaa tarkempien menetelmien konvergointia tai vaarallisimman liukupinnan löytämistä. Ongelmat tulevat erityisesti esiin käytettäessä vapaamuotoisia liukupintoja ja Morgenstern-Pricen menetelmää.

6.5 Stabiliteettilaskentojen tulokset

Ratapenkereen stabiliteetti laskettiin kolmessa tutkimuspoikkileikkauksessa kappaleessa 6.4.1 esitetyillä turpeen lujuuden arvoilla ja kappaleessa 6.4.2 esitetyillä laskentamenetelmillä sekä liukupinnoilla. Stabiliteettilaskelmissa turpeen jakaminen lujittumisvyöhykkeisiin vaikeuttaa vapaamuotoisten liukupintojen laskemista Geocalcissa konvergointiongelmien takia. Ympyränmuotoisen liukupinnan laskeminen Geocalcilla onnistuu poikkileikkauksen geometriasta riippumatta aina.

Taulukossa 14 on esitetty stabiliteettilaskentojen pienin varmuuskerroin eri kuormitustilanteissa ja laskentamenetelmillä laskettuna poikkileikkauksessa km 674+180.

Taulukko 14. *Stabiiliteettilaskentojen tulokset km 674+180*

Km 674+180	Lujuus	Kuormitus	Liukupinnan muoto	Laskentamenetelmä	Kokonaisvarmuus		Osavarmuus	
					Vasen	Oikea	Vasen	Oikea
					ODFmin	ODFmin	ODFmin	ODFmin
DSS		Ilman junakuormaa	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,59	1,36		
		Ilman junakuormaa	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,52	1,46		
		Ilman junakuormaa	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	1,46	1,43		
DSS		Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,25	1,02	0,88	0,70
		Junakuorma	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,02	0,96	0,69	0,63
		Junakuorma	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	*	*	0,69	*
DSS+ADP		Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,40	1,24	1,02	0,89
		Junakuorma	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,47	*	*	*
		Junakuorma	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	*	*	*	*
Laskennallinen		Ilman junakuormaa	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,79	1,60		
		Ilman junakuormaa	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	*	1,74		
		Ilman junakuormaa	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	*	*		
Laskennallinen		Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,38	1,16	0,99	0,80
		Junakuorma	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	*	*	0,89	0,83
		Junakuorma	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	*	*	*	*
Vanha laskenta		Ilman junakuormaa	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	2,28	2,10		
		Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,72	1,51		
		Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified			1,20	1,04

* konvergointi epäonnistui

Taulukossa 15 on esitetty stabiiliteettilaskentojen pienin varmuuskerroin eri kuormitustilanteissa ja laskentamenetelmillä laskettuna poikkileikkauksessa km 674+520.

Taulukko 15. *Stabiiliteettilaskentojen tulokset km 674+520*

Km 674+520	Lujuus	Kuormitus	Liukupinnan muoto	Laskentamenetelmä	Kokonaisvarmuus		Osavarmuus	
					Vasen	Oikea	Vasen	Oikea
					ODFmin	ODFmin	ODFmin	ODFmin
DSS		Ilman junakuormaa	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,67	1,57		
		Ilman junakuormaa	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,52	1,49		
		Ilman junakuormaa	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	1,47	1,43		
DSS		Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,31	1,27	0,89	0,90
		Junakuorma	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,14	1,10	0,78	0,76
		Junakuorma	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	1,11	1,08	0,78	0,73
DSS+ADP		Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,49	1,35	1,09	0,98
		Junakuorma	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,44	1,33	1,06	1,10
		Junakuorma	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	*	*	*	*
Laskennallinen		Ilman junakuormaa	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,74	1,53		
		Ilman junakuormaa	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,54	1,45		
		Ilman junakuormaa	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	1,51	1,39		
Laskennallinen		Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,47	1,32	1,06	0,96
		Junakuorma	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,26	1,21	0,91	0,86
		Junakuorma	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	1,26	*	0,86	0,84
Vanha laskenta		Ilman junakuormaa	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,96	1,88		
		Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,64	1,57		
		Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified			1,19	1,13

* konvergointi epäonnistui

Taulukossa 16 on esitetty stabiiliteettilaskentojen pienin varmuuskerroin eri kuormitustilanteissa ja laskentamenetelmillä laskettuna poikkileikkauksessa km 674+520.

Taulukko 16. *Stabiliteettilaskentojen tulokset km 675+260*

				Kokonaisvarmuus		Osavarmuus	
Km 675+260				Vasen	Oikea	Vasen	Oikea
Lujuus	Kuormitus	Liukupinnan muoto	Laskentamenetelmä	ODFmin	ODFmin	ODFmin	ODFmin
DSS	Ilman junakuormaa	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,34	1,49		
	Ilman junakuormaa	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,24	1,44		
	Ilman junakuormaa	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	1,33	1,40		
DSS	Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,18	1,17	0,86	0,85
	Junakuorma	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,03	1,07	0,81	0,74
	Junakuorma	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	*	*	0,67	0,73
DSS+ADP	Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,20	1,43	0,88	1,02
	Junakuorma	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,32	1,27	*	*
	Junakuorma	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	1,33	1,40	*	*
Laskennallinen	Ilman junakuormaa	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,58	1,86		
	Ilman junakuormaa	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,53	1,69		
	Ilman junakuormaa	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	1,56	1,74		
Laskennallinen	Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,39	1,48	1,00	1,03
	Junakuorma	Vapaamuotoinen	Janbu's Simplified	1,36	1,50	1,05	0,93
	Junakuorma	Vapaamuotoinen	Morgenstern-Price	*	1,37	0,85	0,93
Vanha laskenta	Ilman junakuormaa	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,93	2,25		
	Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified	1,56	1,71		
	Junakuorma	Ympyränmuotoinen	Bishop's Simplified			1,10	1,21

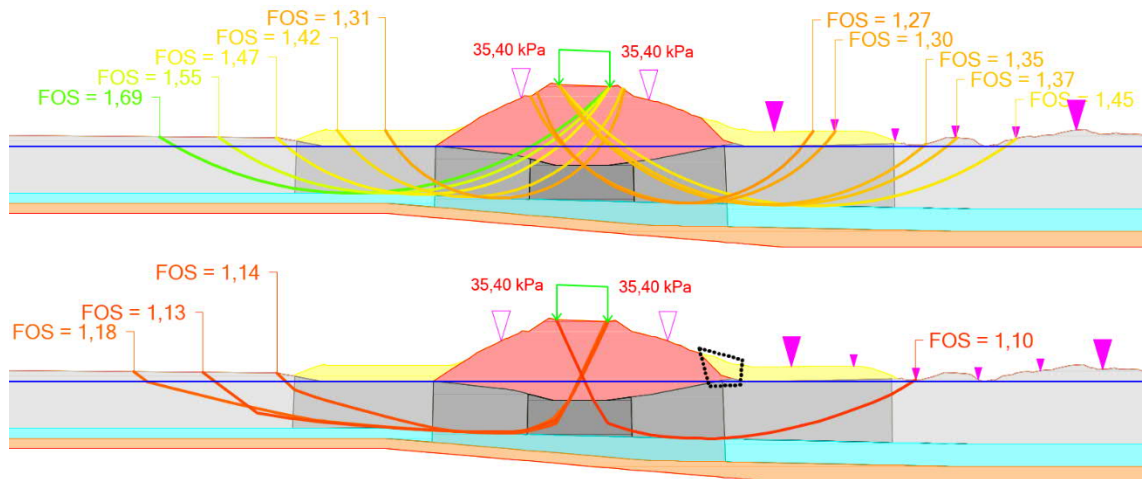
* konvergointi epäonnistui

Taulukoiden 14, 15 ja 16 perusteella voidaan todeta, että yleisesti ottaen vapaamuotoisen liukupinnan menetelmät tuottavat hieman pienempiä varmuuskertoimia, kuin Bishopin yksinkertaistettu menetelmä (ympyränmuotoinen). Ympyränmuotoisen liukupinnan käytössä on se ongelma, että liukupinnan muoto on lukittu ennen laskentaa. Tämä vaikuttaa merkittävästi laskennasta saatavan varmuuskertoimen arvoon. Vapaamuotoisia liukupintoja käytettäessä voidaan olla varmoja, että laskentaohjelma löytää vaarallisimman liukupinnan muodon. Joissain harvoissa tapauksissa vaarallisin liukupinta voi olla ympyränmuotoinen.

Vapaamuotoisten liukupintojen menetelmillä stabiliteettia laskettaessa taulukoista 14, 15 ja 16 nähdään, että Janbun yksinkertaistetulla laskentamenetelmällä saadaan lähes samoja varmuuskertoimia kuin Morgenstern-Pricen menetelmällä. Penkereen stabiliteetin laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) mukaan Janbun yksinkertaistettua menetelmää voidaan käyttää, jos laskentaohjelmassa huomioidaan menetelmän vaatima korjauskerroin f_0 . Janbun yksinkertaistettua menetelmää suositellaan käytettäväksi lähinnä silloin, jos tarkempien menetelmien (esim. Morgenstern-Price tai GLE) konvergoinnissa todetaan ongelmia.

DSS-kokeilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot voivat olla liian alhaisia skaalavaikutuksen takia. Turpeen laskennallisesti määritetyllä suljetulla leikkauslujuudella saadaan hieman suurempia varmuuskertoimen arvoja, kuin DSS-kokeilla määritetyillä leikkauslujuuksilla.

Kuvassa 102 on esitetty penkereen stabiliteetti laskettuna kokonaisvarmuusmenetelmänä. Turpeen lujuutena on käytetty DSS-kokeisiin perustuvia suljetun leikkauslujuuden arvoja. Ylempi poikkileikkaus on laskettu Bishopin yksinkertaistetulla menetelmällä ympyränmuotoisella liukupinnalla ja alempi Janbun yksinkertaistetulla menetelmällä vapaamuotoisella liukupinnalla.



Kuva 102. Liukupinnan muodon vaikutus varmuuskertoimeen

Penkereen stabiliteetin laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) mukaan ”Laskennassa tulee löytää vaarallisin liukupinta kulloinkin käsiteltävästä poikkileikkauksesta.” Kaikissa lasketuissa poikkileikkauksissa vaarallisin liukupinta on vapaamuotoinen.

Janbun yksinkertaistetun menetelmän hyvänä puolena voidaan pitää sitä, että se on paljon nopeampi laskea kuin Morgenstern-Pricen menetelmä. Myös laskennan konvergointi onnistuu useammin kuin tarkempaa Morgenstern-Pricen menetelmää käytettäessä. Konvergoitongelmat ovat poikkileikkauksikohtaisia ja riippuvat poikkileikkauksen geometriasta.

Poikkileikkauksen geometria vaikuttaa varsinkin DSS+ADP-lujuudella mallinnettuihin varmuuskertoimen arvoihin. Liukupinnat kiertävät lujuuden anisotropian vuoksi penkereen alla olevan lujuusvyöhykkeen. Vapaamuotoisia liukupintoja Geocalcilla laskettaessa laskennan tulos saattaa muuttua, jos liukupintojen lähtö- ja päättymispaikkoja muutetaan.

Suurin osa ongelmista vapaamuotoisten liukupintojen laskemisessa pohjautuu kuvan 99 mukaiseen tapaan mallintaa pohjamaan lujittumista. Lujittumisen mallintamiseen täytyisi kehittää uusi malli, jossa lujuuden vaihtelu mallinnetaan lujuuden tasa-arvokäyrien avulla. Tällä tavoin vapaamuotoisia liukupintoja laskettaessa välttyttäisiin kapeilta lamelleilta, jotka aiheuttavat ongelman.

7. JOHTOPÄÄTELMÄT

Turve on eloperäinen maalaji, jonka suljettuun leikkauslujuuteen merkittävästi vaikuttavat tekijät ovat luonnontilassa turpeen maatuneisuusaste ja vesipitoisuus. Suljettuun leikkauslujuuteen vaikuttaa myös turpeen kuidut ja niiden suuntautuneisuus, mikä aiheuttaa skaalavaikutuksen. Ratapenkereen tai muun kuormituksen alla turpeen suljettuun leikkauslujuuteen vaikuttaa suuresti konsolidaation ja sekundääripainuman aiheuttama lujittuminen. Lisäksi turpeen suljetun leikkauslujuuden mittaamiseen vaikuttaa skaalavaikutus, eli suljettu leikkauslujuus riippuu tarkasteltavan turvenäytteen tai -kappaleen koosta.

Tutkimuksen aineisto jäi suppeaksi, osin pohjatutkimusten aikaisten haastavien sääolosuhteiden vuoksi. Turvenäytteenottoa ei kannata tehdä talvipakkasilla. Tutkimuksen aineisto käsittää vain kolme lähekkäin sijaitsevaa poikkileikkausta ja niistä saadut tulokset. Tulosten soveltaminen muissa kohteissa täytyy tehdä harkiten.

Perinteinen keino turpeen suljetun leikkauslujuuden mittaukseen on siipikairaus. Siipikairaus ei kuitenkaan sovi ainakaan raakaturpeelle kovin hyvin, turpeen kuituisesta rakenteesta johtuen. Keskinertaisesti maatuneille ja maatuneille turpeille siipikairaus soveltuu kohtuullisen hyvin. Jos siipikairaus käytetään turpeen suljetun leikkauslujuuden mittaamiseen, pitäisi aina siipikairauksen yhteydessä määrittää näytteenotolla myös von Postin maatuneisuusaste kultakin leikkaustasolta. Suomessa turpeen siipileikkauslujuutta redusoidaan kertoimella $\mu=0,5$, jolloin saadaan suljetun leikkauslujuuden arvo. Turpeella käytettävän siipikairan koko vaikuttaa siipikairauskokeesta saatavaan siipileikkauslujuuteen.

Siipikairauksessa nähtävä ilmiö johtuu varmaakin siitä, että isompi siipi liikuttaa isompaa turvekappaletta, jossa turpeen kuidut vaikuttavat vähemmän tulokseen. Pienempikokoinen siipi liikuttaa pienempää turvekappaletta, jossa kuitujen vaikutus on olettavasti suurempi. Tämä saattaa johtaa suljetun leikkauslujuuden yliarviointiin pienellä siivellä. MacFarlane (1969) suosittaa että turpeen siipikairauksessa käytettäisiin aina mahdollisimman suurta siipeä siipikairauskaluston aiheuttaman virheen minimoimiseksi. (D'Ignazio 2022)

Tämän tutkimuksen yhteydessä CPTu-kairauksia tehtiin ensimmäistä kertaa turpeelle. CPTu-kairauksien toteutus onnistui yllättävänkin hyvin ja kaikissa kairauksissa saavutettiin turpeen tutkimiseen vaadittava kairausluokka. CPTu-kairauksen tulkinnessa käytettiin kärkikertoimen $N_k = 15$ arvoa.

Luonnontilaisesta turpeesta saatiin CPTu-kairauksella hyvin vastaavia suljetun leikkauslujuuden arvoja, kuin siipikairauksella määritettyjä. Vastapenkereen alta CPTu-kairaus onnistui, mutta lujuusarvoissa eivät täsmää aivan yhtä hyvin toisiinsa. Tämä voi johtua paksumman vastapenkereen lujittavasta vaikutuksesta turpeeseen, ja toisaalta siipikairusten epävarmasta toiminnasta raakaturpeessa.

CPTu-kairausta käytettäessä saadaan jatkuva suljetun leikkauslujuuden tulkinta, toisin kuin siipikairauksissa, joita tehdään yleensä 0,5 m syvyysvälein. CPTu-kairauksia voitaisiin tehdä suhteellisen nopeasti koko pehmeikön pituudelle. Näin toimimalla voitaisiin jättää epäluotettavan suuret siipileikkauslujuudet huomioimatta, ja muodostaa parempi yleiskuva turpeen suljetusta leikkauslujuudesta. Turpeen suljetun leikkauslujuuden tulkitsemiseen CPTu-kairauksista liittyy kuitenkin vielä epävarmuuksia.

Näytteenotto turpeesta on haastavaa. Turvenäytteitä otettaessa todettiin suurempien näytteenottimien etu standardi ST-1 ottimeen nähden. Pieni näytteenotin menee helposti tukkoon, kun turve ei leikkaannu näytteenottimen reunasta. Suuremmilla näytteenottimilla (86 ja 100 mm) näytteenoton onnistumisprosentti oli suurempi.

Laboratoriokokeissa turpeen suljettu leikkauslujuus oli kaikissa tutkimuspisteissä alhaisempi, kuin kenttätutkimuksissa (siipi- ja CPTu-kairaukset) mitattu suljettu leikkauslujuus. DSS- ja kolmiakksiaalikoikeissa tarkasteltiin suljettua leikkauslujuutta 5 % muodonmuutostasolla ja suljetun leikkauslujuuden huippuarvoa. Näytteiden häiriintyminen näytteenoton aikana ja laboratoriossa vaikuttaa joissain määrin laboratoriokokeiden tuloksiin.

Turpeen suljettuun leikkauslujuuteen näyttäisi vaikuttavan skaalavaikutus. Mitattaessa turpeen lujuutta siipikairalla, suuremmalla siivellä saadaan alhaisempia lujuuksia, kuin pienellä siivellä. Vastaavasti laboratoriokokeissa käytettävät näytekooot ovat niin pieniä, että ne eivät välttämättä edusta kenttäolosuhteissa olevaa turvetta. Toisaalta normaali-kokoinen kolmiakksiaalikoee saattaa yliarvioida suljettua leikkauslujuutta turpeen kuitujen vuoksi.

Penkereen laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) kaavoista vain kaava

$$s_u = \frac{5500}{w} \quad (6)$$

jossa s_u on turpeen suljettu leikkauslujuus ja w turpeen vesipitoisuus on laboratoriokokeiden perusteella käyttökelpoinen, eli se ei yliarvioi turpeen suljettua leikkauslujuutta. Kaava perustuu siipikairalla mitattuihin suljetun leikkauslujuuden arvoihin. Tässäkin voi vaikuttaa turpeen skaalavaikutus siipileikkauslujuuden ja laboratoriokokeiden välillä. Näytteiden häiriintyminen saattaa myös vaikuttaa tulokseen.

Tämän tutkimuksen DSS- ja kolmiakσιαalikokeiden perusteella Penkereen laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) turpeen vesipitoisuuteen ja maatuneisuusasteeseen perustuvia suljetun leikkauslujuuden kaavoja on perusteltua redusoida kertoimella 0,5. Tällöin saadaan kuvassa 103 esitetyt kaavat.

von Post (H)	Turpeen suljettu leikkauslujuus (kPa) vesipitoisuuden w (%) perusteella	Turpeen geotekninen maalajiluokitus
1	$s_u = \frac{6000}{w}$	Raakaturve
2		
3		
4	$s_u = \frac{4750}{w}$	Keskinkertaisesti maatonut turve
5		
6		
7	$s_u = \frac{2750}{w}$	Maatonut turve
8		
9		

Kuva 103. Turpeen suljettu leikkauslujuus maatuneisuusasteen ja vesipitoisuuden perusteella

Tämän tutkimuksen DSS-kokeissa turpeen normalisoidun suljetun leikkauslujuuden keskiarvoksi saatiin 0,36. DSS-kokeiden perusteella penkereen stabiliteetin laskentaohjeen (Liikennevirasto 2018b) mukainen suhde

$$\frac{s_u^{DSS}}{\sigma'_{v}} = 0,4 \quad (10)$$

jossa s_u^{DSS} on DSS-kokeella määritetty suljettu leikkauslujuus ja σ'_{v} on tehokas pystyjännitys, on luotettava tapa arvioida turpeen suljettua leikkauslujuutta ratapenkereen alla.

Kolmiakσιαalikokeissa turpeen normalisoidun suljetun leikkauslujuuden keskiarvoksi saatiin 0,53. Kokeiden perusteella voidaan päätellä, että suhde

$$\frac{s_u^{TX}}{\sigma'_{v}} = 0,6 \quad (11)$$

jossa s_u^{TX} on kolmiakσιαalikokeella määritetty suljettu leikkauslujuus ja σ'_{v} on tehokas pystyjännitys. Laboratoriokokeiden perusteella saatuja keskiarvoja voidaan pyöristää ylöspäin, koska pienet näytteet eivät kuvaa turpeen suljettua leikkauslujuutta in-situ. Kolmiakσιαalinen normalisoitu suljettu leikkauslujuus soveltuu stabiliteettilaskelmissa vain ratapenkereen alla olevalle turpeelle. Kolmiakσιαalikokeiden suljetun leikkauslujuuden ja normalisoidun suljetun leikkauslujuuden tuloksiin voi vaikuttaa liian korkea sellipaine.

Junaliikenne voi usein rajoittaa tutkimusten tekoa ratatyön suojaulottuman (RSU) sisällä. Varsinkin penkereen päältä tehtävät tutkimukset voivat olla haastavia tehdä liikenteen vuoksi. Tästä syystä erilaiset korrelaatiot turpeen suljetun leikkauslujuuden ja tehokkaan

pystyjännityksen välillä ovat hyödyllisiä. Korrelaatioihin perustuen saadaan laskettua ratapenkereen stabiliteetti alustavasti. Jos korrelaatioihin perustuva stabiliteetti on laskennan mukaan riittämätön, voidaan suljettua leikkauslujuutta tutkia tarkemmin ja hankkia työraot tarvittavia tutkimuksia varten.

Turpeen suljetun leikkauslujuuden anisotropia voi vaikuttaa penkereen liukupintojen muotoon. Ympyränmuotoinen liukupinta ei todennäköisesti kuvaa vaarallisinta liukupintaa turvepehmeiköillä. Turvepehmeiköillä ratapenkereen stabiliteetin kannalta vaarallisin liukupinta kulkee lähes aina turvekerroksen alapinnan kautta. Stabiliteettilaskennassa käytettävä liukupinnan muoto ja laskentamenetelmä vaikuttavat laskennasta varmuuskertoimen arvoon. Turvepehmeikköjen stabiliteettilaskennoissa on käytetty tavanomaisesti ympyränmuotoisia liukupintoja, jotka saattavat yliarvioida varmuuskertoimen arvoa.

Stabiliteettilaskennassa täytyisikin siirtyä käyttämään vapaamuotoisia liukupintoja. Nykyinen tapa jakaa pohjamaa lujittumisvyöhykkeisiin ei ole realistinen. Tämän lisäksi suurin osa ongelmista vapaamuotoisten liukupintojen laskemisessa pohjautuu kuvan 99 mukaiseen tapaan mallintaa pohjamaan lujittumista. Lujittumisen mallintamiseen täytyisi kehittää uusi malli, jossa lujuuden vaihtelu mallinnetaan lujuuden tasa-arvokäyrien avulla. Tällä tavoin vapaamuotoisia liukupintoja laskettaessa vältyttäisiin kapeilta lamelteilta, jotka aiheuttavat ongelman laskelmissa.

8. YHTEENVETO

Suomen rataverkko on rakennettu pääosin 1800-luvun lopussa ja 1900-luvun alkupuoliskolla, jolloin käytössä olleet tekniikka ja resurssit ovat aiheuttaneet sen, että ratoja on entisaikaan perustettu turpeen varaan kelluvana. Tämä tarkoittaa sitä, että rata on perustettu suoraan pohjamaan varaan, eikä turvekerrosta ei ole poistettu ratapenkereen alta.

Turvepehmeiköt rataverkolla ovat ongelmallisia, koska pehmeä turvekerros penkereen alla heikentää radan stabiliteettia eli varmuutta ratapenkereen sortumaa vastaan. Lisäksi radalla tehtävät muutostyöt saattavat johtaa ratapenkereen painumiseen ja jatkuvaan kunnossapitotarpeeseen.

Turpeen suljetun leikkauslujuuden määrittäminen ei ole yksinkertaista turpeen mineraalimaalajeista poikkeavan rakenteen takia. Mineraalimaalajeille kehitetyt teoriat ja koelaitteistot eivät välttämättä sovellu turpeen ominaisuuksille.

Perinteinen keino turpeen suljetun leikkauslujuuden mittaukseen on siipikairaus. Siipikairaus ei kuitenkaan sovi ainakaan raakaturpeelle kovin hyvin, turpeen kuituisesta rakenteesta johtuen. Keskinertaisesti maatuneille ja maatuneille turpeille siipikairaus soveltuu kohtuullisen hyvin. Jos siipikairausta käytetään turpeen suljetun leikkauslujuuden mittaamiseen, pitäisi aina siipikairauksen yhteydessä määrittää näytteenotolla myös von Postin maatuneisuusaste kultakin leikkaustasolta.

Mineraalimaalajeista poiketen siipikairan koko vaikuttaa suoraan saatuun siipileikkauslujuuden arvoon. Isommalla siivellä mitatut lujuudet ovat pienempiä, kuin pienellä siivellä mitatut. Tämä ilmiö johtuu varmaakin siitä, että isompi siipi liikuttaa isompaa turvekappaletta, jossa turpeen kuidut vaikuttavat vähemmän tulokseen. Pienempikokoinen siipi liikuttaa pienempää turvekappaletta, jossa kuitujen vaikutus on olettavasti suurempi. Turpeen siipikairauksessa täytyy käyttää aina mahdollisimman suurta siipeä siipikairauskaluston aiheuttaman virheen minimoimiseksi.

Tämän tutkimuksen tulosten perusteella CPTu-kairauksen käyttömahdollisuuksia turvepehmeiköiden tutkimisessa kannattaa tutkia lisää. Tutkimuksesta saadut tulokset ovat jopa yllättävän hyviä. Tutkimusta ennen lähtöolettamuksena oli, että lujuustulokset voivat olla ihan mitä sattuu.

Käytännön suunnittelutehtävissä turpeen suljettu leikkauslujuus täytyy kuitenkin arvioida koko turvekerroksen paksuudelle. CPTu-kairauksista ei välttämättä saada tätä silmällä

pitäen tarvittavaa lisäarvoa verrattuna siipikairaukseen. Toisaalta CPTu-kairauksia voitaisiin tehdä suhteellisen nopeasti koko pehmeikön pituudelle. Näin toimimalla voitaisiin jättää epäluotettavan suuret siipileikkauslujuudet huomioimatta, ja muodostaa parempi yleiskuva pehmeikön turpeen suljetusta leikkauslujuudesta.

Stabiliteetilaskelmissa turve jaetaan penkereen alla tavanomaisesti pystysuoriin lujittumisvyöhykkeisiin. Tämä ei ole realistisin tapa mallintaa turvekerroksen lujuutta. Todellisuudessa turpeen lujittuminen ei ole tarkkarajaista. Turpeen jako lujittumisvyöhykkeisiin aiheuttaa myös ongelmia stabiliteetilaskelmissa vapaamuotoisia liukupintoja käytettäessä.

Stabiliteetilaskelmissa liukupinnan muoto vaikuttaa laskennasta saatavaan varmuuskertoimen arvoon. Ympyränmuotoinen liukupinta ei ole turvepehmeiköllä välttämättä vaarallisin. Vapaamuotoinen liukupinta, joka kulkee turvekerroksen alapinnan kautta, on yleensä vaarallisin. Nykyisen penkereen stabiliteetin laskentaohjeen tapa mallintaa pohjamaan lujittumista aiheuttaa ongelmia vapaamuotoisia liukupintoja käytettäessä.

Jatkotutkimustarpeet

- Samanlaisia tutkimuksia pitäisi tehdä eri puolilta Suomea, joissa määritetään turpeen suljettu leikkauslujuus siipikairauksella, DSS- ja kolmiaksaalikokeilla. Tällä voidaan tutkia turpeen suljetun leikkauslujuuden arvoja eri kohteissa. Varsinkin turpeen suljetun leikkauslujuuden ja tehokkaan pystyjännityksen pitäisi tutkia enemmän luotettavuuden parantamiseksi.
- Kun turpeen suljetun leikkauslujuuden ja tehokkaan pystyjännityksen suhteesta on riittävästi tietoa eri puolilta Suomea, voitaisiin turvepehmeiköillä tutkia vain penkereen pohjan sijainti ja laskea penkereen alustava stabiliteetti turpeen laskennallisen lujuuden perusteella. Vilkasliikenteisillä radoilla pohjatutkimukset ratapenkereen päältä ovat haastavia toteuttaa.
- CPTu-kairauksen luottavuuden parantaminen turpeen suljetun leikkauslujuuden tutkimisessa. Tätä varten tarvitaan lisää CPTu-kairauksia turpeesta ja vastaavasti referenssikairauksina käytettäviä siipikairauksia.
- Lujittumisen mallintamisen kehittäminen niin, että stabiliteetilaskentoja voidaan tehdä jatkossa vapaamuotoisilla liukupinnoilla. Nykyinen jako pystysuoriin lujittumisvyöhykkeisiin aiheuttaa merkittäviä ongelmia vapaamuotoisten liukupintojen laskennassa.

LÄHTEET

- [1] Acharya, M. P., Hendry, M. T., Martin, C. D. (2016). Effect of gas bubbles on pore pressure response in peat beneath a railway embankment. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(5), 765-772.
- [2] Amaryan, L.S., Sorokina, G.V., Ostroumova, L.V. (1973). Consolidation law and mechanical-structural properties of peaty soils. *Int. Conf. on SMFE*, 8, Proceedings, Vol. 2.2, Moskova, pp.1-6.
- [3] Andersson-Berlin, K. (2012). Ratojen luokitus. Maanvaraisten pehmeikköjen stabiiliteetin selvitys EN-luokituksen mukaisilla kuormilla. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 43/2012. Liikennevirasto. Helsinki.
- [4] Carlsten, P. (1988). Torv – geotekniska egenskaper och byggmetoder. Linköping. Statens geotekniska institut. Information 6. 34 s.
- [5] Civilpoint Oy. (2021). GeoCalc 5. Stabiiliteetti
- [6] De Josselin de Jong, G. (1968). Consolidation models consisting of an assembly of viscous elements or a cavity channel network. *Géotechnique* (1968) 18(2): 195–228.
- [7] D'Ignazio, M., Länsivaara, T., Jostad, H. P. (2017). Failure in anisotropic sensitive clays: finite element study of Perniö failure test. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(7), 1013-1033.
- [8] D'Ignazio, M. (2022). TURVE project: shear strength of peat for stability analyses of embankments. Draft Report 7.1.2022. Tampere University. 39 s.
- [9] Geofoor Nr. 19/1.1.2001. SGY:n epävirallinen jäsenlehti
- [10] den Haan, E. J. (1997). An overview of the mechanical behaviour of peats and organic soils and some appropriate construction techniques. Delft Geotechnics.
- [11] Farrell, E. R. (2012). Organics/peat soils. In *ICE Manual of Geotechnical Engineering: Volume 1, Geotechnical Engineering Principles, Problematic Soils and Site Investigation* (Burland J, Chapman T, Skinner H and Brown M (eds)). ICE Publishing, London, UK, ch. 35, pp. 463–479
- [12] Haavisto-Hyvärinen, M., Kutvonen, H. (2007). Maaperäkartan käyttöopas. Geologian tutkimuskeskus. Espoo. https://tupa.gtk.fi/julkaisu/erikoisjulkaisu/gtk_maaperakartan_kayttoopas.pdf
- [13] Hakala, S., Bäcklund, J., Salokangas, J-P. (2015). Tampere-Seinäjoki. Nopeuden 200 km/h noston estävät pehmeiköt. Geotekninen selvitys 5.0 nopeuden noston esteiden poistamiseksi. VR Track.
- [14] Helenelund, K.V. (1975). Geotechnical peat investigations. *Baltic conference on SMFE*, 1. Proceedings, Vol. 1, Gdansk, pp. 105-123.

- [15] Jaakkonen, J. (2013). Osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenettelyn vaikutus vanhojen kriittisten ratapenkereiden laskennalliseen varmuustasoon. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 51/2013. Liikennevirasto. Helsinki.
- [16] Jääskeläinen, R. (2011). Geotekniikan perusteet. 3 painos. Jyväskylä. Tammer-tekniikka. 387 s.
- [17] Kauranne, L. K., Gardemeister, R., Korpela, K., Mälkki, E. (1972). Rakennusgeologia II. Toinen korjattu painos. Espoo. Otakustantamo. 530 s.
- [18] Landva, A.O. (1980). Vane testing in peat. Can. Geo. Jnl., 17, 1, pp 1 – 19
- [19] Liikennevirasto. (2017). Eurokoodin soveltamisohje - Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet 21.4.2017. Liikenneviraston ohjeita 13/2017. Helsinki.
- [20] Liikennevirasto. (2018a). Suomen geoteknillinen yhdistys. Kairausopas II: Siipikairaus 1995 ja Liikenneviraston soveltamisohjeet 2018, Suomen geoteknillinen yhdistys r.y. Liikennevirasto. Helsinki.
- [21] Liikennevirasto. (2018b). Penkereiden stabiliteetin laskentaohje. Liikenneviraston ohjeita 14/2018. Helsinki.
- [22] Liikennevirasto. (2018c). Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 3. Radan rakenne. Liikenneviraston ohjeita. 13/2018. Helsinki.
- [23] Liikennevirasto. (2018d). Suljettu leikkauslujuus stabiliteettilaskelmissa. Suunnittelu lamellimenetelmällä. Liikenneviraston oppaita 2/2018. Helsinki.
- [24] Liikennevirasto. (2018e). Rataverkon kokonaiskuva. Lähtökohtia ja näkökulmia. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 37/2018. Helsinki.
- [25] Luomala, H. (2021). RAK-23310 Rautatietekniikka. Johdanto rautatiesektoriin: Toimijat, markkinat, rataverkko ja radanpito. 14.1.2021. Tampereen yliopisto.
- [26] Lunne, T., Berre, T., & Strandvik, S. (1997). Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. In Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics.
- [27] Lunne, T., Powell, J. J., & Robertson, P. K. (2002). Cone penetration testing in geotechnical practice. CRC Press.
- [28] Länsivaara, T. (1999). A study of the mechanical behavior of soft clay. Norwegian University of Science and Technology. Department of Geotechnical Engineering.
- [29] Maa- ja metsätalousministeriö. (2022). Suot ja turvemaat. Soiden ja turvemaiden vastuullisen käytön ja suojelun edistäminen. <https://mmm.fi/luonto-ja-il-masto/suot-ja-turvemaat>
- [30] MacFarlane, I.C. (1969). Muskeg Engineering Handbook. University of Toronto Press.
- [31] Mesri, G. & Ajlouni, M. (2007). Engineering Properties of Fibrous Peats. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - J GeOTECH GEOENVIRONMENTAL ENG. 133. 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:7(850).

- [32] Mikkonen, T. (2005). Pengerpaalurakenteet liikenteen alaisella raiteella. Diplomityö. Espoo. Teknillinen korkeakoulu, pohjarakennus ja maamekaniikka. 116 s.
- [33] Munro, R. (2004). Dealing with bearing capacity problems on low volume roads constructed on peat. The Highland Council
- [34] Noto, S. (1991). Peat Engineering Handbook. Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Agency. Prime Minister's Office. Japan.
- [35] O'Kelly, B. (2017). Measurement, interpretation and recommended use of laboratory strength properties of fibrous peat. Geotechnical Research Volume 4 Issue 3, September 2017, pp. 136-171
- [36] Ollila, K. (2021). Suomen ensimmäinen kaivinkone oli 70-tonninen hirmu – käyttö vaati 14 miestä ja oman junaradan. Tekniikan Historia 4/2015
- [37] Partanen, T. (2020). Rautatien pengervärähtelyriskin arviointi ja mallintaminen. Diplomityö. Tampereen yliopisto.
- [38] Peltokallio, M. (2021). RAK-23310 Rautatietekniikka. Luento 9. Radan alusrakenne ja pohjamaa. Tampereen yliopisto.
- [39] Raitio, H, Huttunen, A. (1976) Turpeen maatumisasteen määritysmenetelmistä. Suo 27, 1976 (1):19–23
- [40] Rantamäki, M., Jääskeläinen, R., Tammirinne, M. (1979). Geotekniikka. 22. painos. Helsinki. Otatieto. 307 s.
- [41] Ratahallintokeskus. (1999). Rautateiden maarakennustöiden yleinen työselitys ja laatuvaatimukset. (RMYTL), osa 3. Perustamis- ja vahvistamistyöt. Ratahallintokeskuksen julkaisuja.
- [42] Ratahallintokeskus. (2006). Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006. Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Kirjallisuustutkimus ja laskennallinen tausta-aineisto. Helsinki. 130 s.
- [43] RIL 261-2013. (2013). Routasuojaus – rakennukset ja infrarakenteet. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 257 s.
- [44] Ronkainen, N. 2012. Suomen maalajien ominaisuuksia. Helsinki, Suomen ympäristökeskus, Suomen ympäristö 2/2012. 57 s.
- [45] Salonen, V-P. Eronen, M. Saarnisto, M. (2002). Käytännön maaperägeologia. Toinen painos. Turku. Kirja-Aurora. 237 s.
- [46] Selänpää, J. (2021). Derivation of CPTu Cone Factors for Undrained Shear Strength and OCR in Finnish Clays. Tampere University. 2021
- [47] Suomalainen, J. (2007). Rautatiesuunnitteluseminaari. Ratageotekniikan käytännön asioita. 29.05.2007
- [48] Suomen geoteknillinen yhdistys. (1972) Kairausopas III. Maanäytteiden ottaminen geoteknillisiä tutkimuksia varten. Neljäs painos. Otapaino. Espoo. 16 s.
- [49] Suomen geoteknillinen yhdistys. (2001). Kairausopas VI CPTU/Puristinkairaus. Ensimmäinen painos. Nummelan Kopiopalvelu Oy. Nummela.

- [50] Uotila, A. (2013). Maanvaraisen ratapenkereen toimivuus turvepohjamaalla. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto
- [51] Tie- ja vesirakennushallitus. (1972). Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita, osa IV. Helsinki. Valtion painatuskeskus. 408 s.
- [52] Valtionrautatiet (1976). Rataosasto. Rautatien maarakennustöiden yleinen työselitys (RMYTL). Osa 3 Vahvistamistyöt. 15 s.
- [53] Vanhoja, A., Passi, T. (2022). Sweco Infra & Rail Oy. Helsinki / Tampere. Haastattelu 3.3.2022.
- [54] Vesterberg, B., Carlsten, P., Lindh, P. (2016). Erfarenheter av byggmetoder på torvmark. Linköping, Statens geotekniska institut, Publikation 26. 90 s.
- [55] Virrankoski, P. (2012). Suomen historia. Suomen Kirjallisuuden Seura. Helsinki. 462 s.
- [56] VJ Tech. (2017). Triaxial Testing - an Introduction. <https://www.vjtech.co.uk/blog/triaxial-testing-an-introduction>
- [57] VJ Tech. (2021). Introduction to Direct Simple Shear Testing. <https://www.vjtech.co.uk/blog/introduction-to-direct-simple-shear-dss-testing>
- [58] Väylävirasto. (2020). Rautateiden verkkoselostus 2022. Väyläviraston julkaisuja 52/2020. Helsinki.
- [59] Väylävirasto. (2022). Siipikairausohje. Luonnosversio 16.6.2022. 53 s.
- [60] Ympäristögeotekniikan perusteet. (2008) Helsinki, Suomen geoteknillinen yhdistys. 115 s.
- [61] Zhang, L., O'Kelly, B.C. (2013). Constitutive models for peat – a review, Proceedings of the 12th International Conference on Computational Plasticity – Fundamentals and Applications (COMPLAS XII), Barcelona, Spain, 3rd–5th September 2013, edited by E. Oñate, D.R.J. Owen, D. Peric and B. Suárez, International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), Barcelona, Spain, pp. 1294–1304.
- [62] Zwanenburg, C., Den Haan, E. J., Kruse, G. A. M., Koelewijn, A. R. (2012). Failure of a trial embankment on peat in Booneschans, the Netherlands Géotechnique 62, No. 6, 479–490 [http://dx.doi.org/10.1680/geot.9.P.094]
- [63] Zwanenburg, C., Jardine, R. J. (2015). Laboratory, in situ and full-scale load tests to assess flood embankment stability on peat. Géotechnique 65, No. 4, 309–326 http://dx.doi.org/10.1680/geot.14.P.257